

土 木 研 究 所 資 料

昭和61年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

昭和62年6月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright ©(1987)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、複写は、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61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	大日方	尚 巳
	〃	長谷川	金 二
	〃	運 上	茂 樹
	技 官	小 山	達 彦
	〃	吉 田	武 史
	〃	加 納	尚 史
	〃	吾 田	洋 一
振動研究室	〃	軽 部	頼 子

要 旨

昭和61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、下水道施設、交通機能、道路施設、連続桁橋、RC橋脚、斜張橋、都市トンネル、耐震点検、耐震性、剛体基礎、耐震設計

ま え が き

本資料は昭和61年度における耐震研究室の研究成果の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る調査研究を担当している。

昭和61年度には、

土木研究所試験研究費によるもの	2 課題
下水道事業調査費によるもの	1 課題
道路事業調査費（試験調査）によるもの	3 課題
道路事業調査費（大規模特殊）によるもの	3 課題
直轄道路維持修善費によるもの	1 課題
受託研究費によるもの	1 課題
受託工事費によるもの	2 課題

合計13課題の調査研究を実施しており、本研究はこれらの成果の概要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. 下水道施設の耐震性に関する調査	13
(下水道事業調査費)	
4. 地震後の交通機能障害軽減に関する試験調査	21
(道路事業調査費、試験調査)	
5. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査	23
(道路事業調査費、試験調査)	
6. 連続桁橋の耐震性に関する試験調査	25
(道路事業調査費、試験調査)	
7. 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	27
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
8. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査	29
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
9. 都市トンネルの耐震調査	31
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
10. 昭和61年度耐震点検結果の詳細解析	33
(直轄道路維持改善費)	
11. 大阪池田線高架橋の耐震性に関する調査	35
(阪神高速道路公団受託)	
12. 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	41
(本州四国連絡橋に関する試験調査、本州四国連絡橋公団受託)	
13. 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	47
(東京湾横断道路の構造施設設計に関する試験調査、日本道路公団受託)	

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 大日方尚巳
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・施設等の物理的な損害を基本として把握されてきた。これは、こうした被害形態が最も直接的であり、計量化が可能なことによるものである。しかしながら、実際に地震が社会に与える影響は、当該施設の被災に伴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、多岐へわたるが、ある意味では、こうした影響こそが、震災の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損害から推定される被害を遙かに上回る場合もあると考えられる。したがって、各種公共土木施設の耐震対策の実施、優先箇所の評価、震災対策措置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。

本課題では、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。本年度は、地震により直接的に生じた物理的・金銭的被害が波及し、間接的に地域経済に与える影響を地域内の産業連関分析により評価する手法に着目し、これを各種の条件下で電算を用いてある程度汎用的に解析が出来る電算プログラム「LOSS」を開発した。

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共に、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

3.1 推定方法

地震災害による直接の物理的・金銭的被害が間接的に地域経済に与える影響を図1の流れに従って解析する。なお、本手法の骨子は、昭和56年～60年度に実施した「地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究」において開発したものをベースにしている。

地震災害を分類すると表1のようになる。このうち、ここでは、地震災害が間接的に経済活動に与える構造を以下の3項目に分類して捉えることとする。すなわち、本解析で対象とする“間接損害”とは、以下に示す3項目である。

1) 生産・販売基盤(工場・商店、機械、公益施設等)の破損により、生産、販売が不能となったために生じる生産量販売額の減少

2) 輸送基盤(施設・メディア)の破損により、原料・製品、人間等の輸送が制限されることによって発生する生産量販売額の減少

3) 製品・半製品、原材料の破損に伴い、こうした製品に生産が依存している産業の生産量(額)の減少

これらの要因は、実際には複雑に絡み合って社会の生産性の低下を引き起こすこととなり、例えば、社会全体の生産性への影響を模式化すれば図2のように示される。

今、社会全体の生産額の推移を考えると、地震が無かった場所の生産額、地震被害による生産額の減少分、震災復旧による生産額の増分の関係は次式で与えられる。¹⁾²⁾³⁾

$$G_0(t) = G_n(t) - G_d(t) + G_r(t) \quad (1)$$

ここで、

$G_0(t)$; 震災が生じた場合の生産額

$G_n(t)$; 震災が生じなかった場合の生産額

$G_d(t)$; 震災によって発生した被害による生産額の減少分

$G_r(t)$ ；震災復旧による生産額の増分

このうち、地震発生後数年を経過すれば、 $G_0(t)$ を知ることができる。また、 $G_n(t)$ は、震災発生前の生産額のすう勢よりある程度の精度で知ることができる。したがって、 $G_d(t)$ または $G_r(t)$ のいずれかを算定することにより、震災が経済に与えた影響を知ることが可能となるが、 $G_d(t)$ 、 $G_r(t)$ の推定精度は必ずしも高くはないので、これら4つの要因の算定値を比較検討することにより、整合性のある値を推定していかなければならない。図3は、以上に示した解析方法のフローを示したものである。

3.2 間接損害の汎用解析プログラム“LOSS”の開発

図3のフローに従った計算については、すでに、前課題（地震災害の軽減対策の評価方法に関する研究）の中でも、昭和53年宮城県沖地震、昭和58年日本海中部地震の2つに対して適用している。しかしながら、図3のフローに従う計算には、膨大な時間を要し、従来のような手計算では、各種の条件を変化させた場合の解析が容易ではない。このため、本年度は、図3に示したフローのうち③、④、⑤に係わる間接損害の波及効果の算定部分を中心に、間接損害の汎用解析プログラム“LOSS”を開発することとした。図3で③、④、⑤以外の部分は、地震ごとに被害特性に応じて解析しなければならないために、今回の電算プログラム化からは除外した。

4. 研究成果

4.1 間接損害の汎用解析プログラム“LOSS”の開発

4.1.1 LOSSのシステム構成

LOSSでは、図3に従って、ある特定の地域内の震災による負の波及効果および震災復旧等による正の波及効果を汎用的に解析するため、図4に示すフローに従い、解析を実行する。主要な構成は以下の通りである。

1) 産業連関表整備

解析に必要となる産業連関表の整備を行う。なお、産業連関表の中から、解析対象とする産業については分類を細かく、また、解析にはあまり影響のない産業については分類を大きくし、計算の効率化を図っている。

2) コンバータの算定

付加価値の一部は家計消費支出、貯蓄、税金に配分されるが、その配分構成、パラメータ値、配分比率を算出する。基本とするデータは、国民経済年報、国税局統計、地方財政統計年報等である。

3) 直接生産減少による生産誘発額

直接生産減少額を入力として、その中の付加価値分の抽出、消費による波及効果の算定を図5に従って行う。

4) 公共復旧投資による生産誘発額

公共事業費は、建設資材購入等を通じ、対象地域の生産を誘発し、県民生産、所得、税収の増加を促す。このため、公共復旧投資を入力として、これより最終需要ベクトルを求め、これによる生産効果及び消費効果を図6に従って計算する。

5) 住宅復旧投資による生産誘発額

住宅復旧投資を入力して、上記4)と同じ方法により、生産効果及び消費効果を計算する。

4.1.2 入力仕様

LOSSでは、地震ごとに異なる被害特性に応じて変化するものは、プログラム化していない。入力すべき項目のうち主要なものは、以下の通りである。

1) クリティカルな生産性減少額の算定

生産・販売基盤の破壊、輸送基盤の破壊、製品・半製品の破壊による、社会全体の受ける影響（クリティカルな影響）を産業別の直接被害額から求める。すなわち、いま、解析に考慮しているN個の産業のうち、第I産業の生産 x_i の $\alpha_i\%$ が被害を受け、使用、販売が不能となった場合には、産業連関表のi行の各要素の値は $(1-\alpha_i)x_{ij}$ 、 $(1-\alpha_i)f_i$ となる。この場合、産業jの生産は x_{ij} が $(1-\alpha_i)x_{ij}$ に減少したことにより、 $(1-\alpha_i)x_j$ の生産が可能となる。また、今、k産業の製品 $\alpha_k\%$ が使用可能となった場合のj産業の生産数は $(1-\alpha_k)x_j$ となる。したがって、上記2事象が同時に生じた場合の産出額低下は $x_j \times \max(\alpha_i, \alpha_k)$ となる。

ここで、前述した生産性低下をもたらす3つの要因を

$$\delta = \begin{cases} 1. \text{生産基盤破損による生産性低下要因} \\ 2. \text{運輸基盤破損による生産低下要因} \\ 3. \text{製品・半生品・原材料破損による生産低下要因} \end{cases} \quad (2)$$

に分け、各要因による*i*産業の生産低下率を α_i とすると、各産業のクリティカルな生産性減少分 α_i は、次式で求められる。

$$\alpha_i^* = \max_j \{ \alpha_i^{\delta} \} \quad (3)$$

したがって、*i*産業の地震災害後の生産額 X_i^* は次式で求められる。

$$X_i^* = X_i \times \max_j (\alpha_i \mid X_{ij} \neq 0) = X_i \times \max_j (\max_{\delta} \alpha_i^{\delta} \mid X_{ij} \neq 0) \quad (4)$$

これより、全ての産業に対して $(X_i - X_i^*)$ を求めることにより、生産低下総額を計算する。

2) 地震が生じなかった場合の生産額

地震が生じなかったとした場合の生産額は、地震発生前の生産額のすう勢より、時系列解析により推定する。ただし、生産額の推定には、GNPデフレーターを考慮し、価格をある特定の年度に統一しておかなければならない。

4. 2 試算結果

今年度は、電算プログラムの開発が中心であり、本格的な解析は次年度以後に実施予定としているが、簡単な試算により解析プログラムの妥当性を検討した。解析対象としたのは、昭和58年日本海中部地震が秋田県内総生産に与えた影響である。本地震による影響の検討については、昭和59年度に前課題の下に行ったが、ここでは、これと同一条件を入力として与えて、解析結果を確認すると共に、一部の入力データを変化させたパラメータ・スタディにより入力データが変化した場合の影響を予備的に検討した。

日本海中部地震では、1,482億円にのぼる直接被害額があったが、これによる秋田県内の生産低下による被害額は、直接生産減少額が2,481億円、消費効果による減少額が1,122億円となり、これに製品・半製品・原材料の被害額83億円を加えた3,686億円が地震による生産低下総額と推定されている。このような解析結果を各産業別に昭和60年度末に秋田県により公表された秋田県内生産と比較すると、表2のようになり、推定した県内総生産額に対する実際の県内総生産額の比*R*によって、推定値の精度を検討すると、林業部門($R=1.46$)、鉱業部門($R=1.43$)、電気・ガス・水道部門($R=0.58$)を除けば、他の産業部門では、いずれも推定値の精度*R*は0.93~1.27の範囲に入っている。

ここで、電気・ガス・水道部門において、推定値に対して実際に約2倍の生産額のあった理由は、本解析では港湾被害による原油の入荷量の低下割合に比例して電力生産も減少したと仮定した(生産低下率を45%と仮定した、表3参照)のに対して、実際には、東北管内一円をカバーする電力供給ネットワークがあり、たとえ当該発電所の生産が低下してもそのことによる当該発電所の直接的な売上の減少が生じなかったことが考えられる。

このような点を検討するために、電気・ガス・水道部門の低下率を0と仮定して、電算プログラムLOSSにより解析した結果が表4である。これによれば、地震被害による生産減は、低下率45%の場合には1,646億円であるのに対し、低下率0の場合には1,365億円となる。この生産減に公共復旧および住宅復旧の投資による生産増額(これらは低下率にかかわらず同一の値)を加え、付加価値ベースにおける生産減を求めると低下率0および45%に対して、それぞれ、594億円、875億円となる。この額を、地震被害がないとした場合の推定昭和58年県内総生産額22,968億円から差し引いて昭和58年度の秋田県内総生産額を求めると、22,374億円(低下率0)及び22,093億円(低下率45%)となる。これに対して、実際には、昭和58年度の県内総生産額は22,311億円と報告されており、結果としては、電気・ガス・水道部門の低下率を0と仮定した場合の結果と極めて良い一致を示す。

5. 今後の問題点

今年度は、前課題(地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究)でその骨子を開発した手法により、地域の産業連関分析に基づき、震災による直接被害の波及および震災復旧投資による正の波及効果を見込んだ間接損害の汎用プログラム“LOSS”を開発するとともに、簡単な計算により、その基本

的な構成の確認を行った。次年度以後は、さらに試算の対象を広げ、地震が地域に及ぼす影響をより広い立場から検討して行く必要がある。

参考文献

- 1) 土木研究所資料第2267号：地震災害が社会経済に与える影響に関する研究 —— (その1) 昭和58年日本海中部地震の場合 —— 、昭和60年11月
- 2) 川島、大日方、加納：地震災害が社会経済に与える影響 —— 昭和58年日本海中部地震の場合 —— 、土木技術資料、Vol.29-3、昭和62年3月
- 3) 岩崎、川島、大日方、加納：昭和58年日本海中部地震による間接損害の推定、U J N R、第19回合同部会、昭和62年5月

表1 被害分類及び損失被害の影響特性

被害対象		損失・被害の影響特性	評価内容方法
① 人個人・人	死者 負傷者 個人	生産機会の損失 精神的ダメージ	・生涯生産性より算定可能 ・アンケート調査により定量的に把握することも可能
② 生活基盤	家屋 文教施設 病院	日常生活機能の消失	・直接被害額
③ 生産基盤	田畑 非住宅(工場・商店)	生産容量・能力の低下 生産の停止	・直接被害額
④ 公益関連	電力・通信・ガス 水道・清掃	生産活動、能力の低下	・直接被害額
⑤ 関連施設連	道路・橋梁 港湾 鉄道	材料・商品運搬輸送能力低下による生産減 旅客輸送能力低下による生産減	・直接被害額 ・輸送能力低下による生産減額
⑥ 輸送メディア	トラック、バス 鉄道車両 船舶	輸送力低下による生産減	・直接被害額 ・輸送能力低下による生産減額
⑦ 製品・半製品材料		商品価値喪失 材料喪失による生産減	・直接被害額 ・材料喪失による生産減額
⑧ その他	河川、砂防 崖くずれ 石べい 治山 堤防	崩壊による被害	・直接被害額

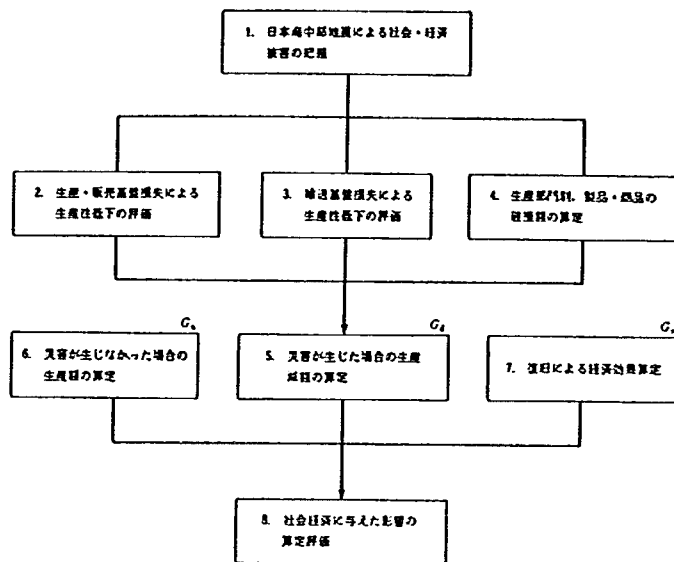


図1 社会経済に与える農災の影響の評価方法

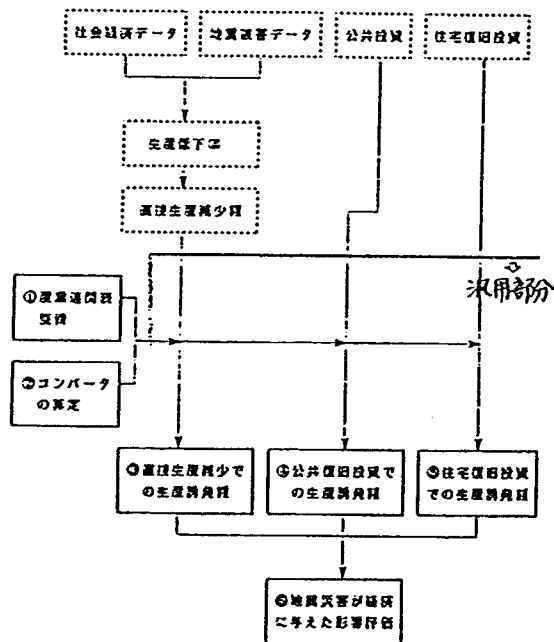


図3 地震被害経済分析フロー

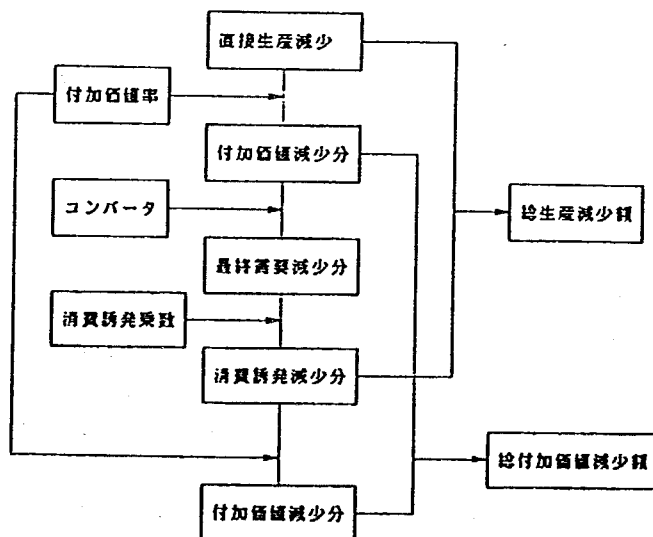


図5 総生産減少額算定のフロー

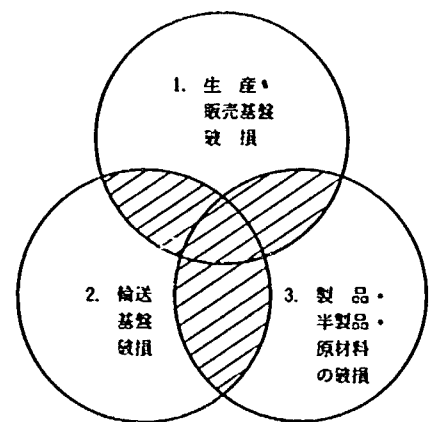


図2 社会全体への影響(模式図)

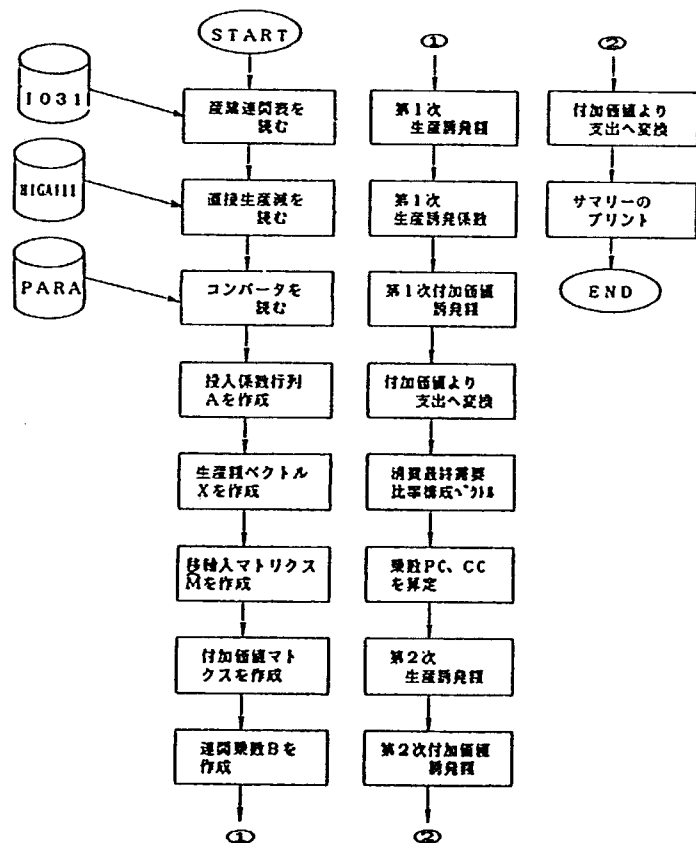


図4 解析実行フロー

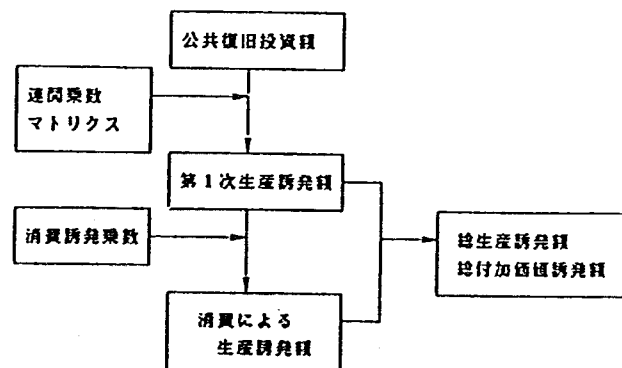


図6 公共復旧投資による総生産誘発額算定フロー

表2 解析結果と秋田県により公表された昭和58年度秋田県内生産との比較 [百万円]

Classification	Prediction on Products of Akita Prefecture in 1983 Fiscal Year						⑦ Actual Products Developed in 1983	Ratio ⑥/⑦
	Reduction of Products				⑤ Products Supposedly Developed Unless the Earthquake Occurred	⑥ Predicted Products ④+⑤-①		
	① Decrease of Products due to Seismic Damage	② Increase of Products due to Investment for Restoration of Public Works	③ Increase of Products due to Investment for Restoration of Houseings	④ Sub-total ①-②-③				
1. Agriculture	-5,372	174	30	5,168	205,363	200,195	201,578	0.99
2. Forestries	1,743	435	275	1,033	46,248	45,213	30,904	1.46
3. Fisheries	1,899	27	6	1,846	7,320	5,454	5,193	1.05
4. Minings	1,396	1,458	184	-246	58,540	58,786	41,018	1.43
5. Manufacturing	10,391	2,902	721	6,768	341,085	334,317	322,208	1.04
6. Construction	7,845	45,670	10,039	-47,854	263,632	311,496	244,481	1.27
7. Electricity, Gas, Water	25,929	487	98	25,344	70,509	45,165	78,327	0.58
8. Commercial	14,421	2,701	554	11,166	333,730	322,564	334,056	0.97
9. Finance and Insurance	4,451	1,457	317	2,677	88,167	85,490	91,728	0.93
10. Landed Estate	4,471	627	144	3,700	232,495	228,795	226,156	1.01
11. Transportation and Communication	5,013	1,676	356	2,981	110,476	107,495	104,986	1.02
12. Service	81,612	5,563	1,220	74,829	539,195	464,366	592,214	0.78
Total	164,544	63,155	13,944	87,422	2,296,760	2,209,338	2,272,849	0.97

表3 産業部門別生産低下率

[%]

Classification	① Due to Damage of Facilities for Production	② Due to Damage of Transportation Facilities	③ Due to Damage of Materials and Goods	④ Most Critical Reduction Factor Between ①, ② and ③
1. Agriculture	1.93	0	0.79	1.93
2. Forestries	0	0	0.48	0.48
3. Fisheries	26.27	0	0	26.27
4. Mining	0	0	0	0
5. Manufacturing	0.85	0	0.12	0.85
6. Construction	0	0	0	0
7. Electricity, Gas, Water	0	0	0	0
8. Commercial	0.01	0	0.75	0.75
9. Finance and Insurance	0	0	0	0
10. Landed Estate	0	0	0	0
11. Transportation and Communication	Road	0	0	0
	Rail Way	0	1.7 ¹⁾	1.7 ¹⁾
	Ship	0	45.0 ²⁾	45.0 ²⁾
	Communication	0	0	0
12. Service	0	0	0	0
13. Official Business	0	0	0	0
14. Unclassifiable	0	0	0	0

Note: 1) Only for products for third industry

2) Only for products for electricity

表4 電気・ガス・水道部門の低下率の違いによる影響 (付加価値ベース)

電気・ガス・水道部門の低下率	地震被害による生産減	①公共復旧投資による生産誘発	③住宅復旧投資による生産誘発	④=①-②-③ 生産減	⑤地震被害がないとした場合の推定昭和58年度秋田県内総生産	⑥=⑤-④ 昭和58年度秋田県内総生産
45%	1,646億円	631億円	140億円	875億円	22,968億円	22,093億円
0%	1,365億円	631億円	140億円	594億円	22,968億円	22,374億円

注) 秋田県情報統計課(昭和60年11月)によれば昭和58年度の秋田県内総生産は22,311億円と報告されている。

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
小山 達彦
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年度より以下の項目について検討した。

- 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）

本年度は、これに引続き、RC柱の動的耐力及び変形性能に及ぼす2方向同時載荷、及び昭和59年度に行った断面形状の影響を補足するため、中空円形断面の影響を載荷実験により検討した。なお、本年度までの動的載荷実験結果については、参考文献にまとめてあるので、これらを参照して頂きたい。

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. 研究方法

3. 1 2方向同時載荷実験

実験に用いた供試体（2体）を図-1に示す。断面は40cm×80cmの矩形断面であり、軸方向鉄筋はSD30-D13を長辺方向に沿って、かぶりを5cmとして片側に11本づつ配置し、側方鉄筋は配置していない。したがって、引張り鉄筋比は0.5%になる。コンクリートの平均一軸圧縮強度は、410kgf/cm²であり、軸方向鉄筋の平均降伏点は、3560kgf/cm²である。これらの供試体を用いて、図-2に示すように供試体頭部に2基の動的加振機を取り付けて直角2方向同時載荷を行った。載荷に際して基準となる入力基準変位は断面の弱軸方向に対して $\delta_{0w}=12\text{mm}$ とし、強軸方向に対しては $\delta_{0s}=5\text{mm}$ とした。これらの変位は、それぞれの載荷方向に対して柱の基部で最外縁軸方向鉄筋が降伏する時の変位である。載荷振動数は、

弱軸方向において速度振幅が10cm/sとなるように各載荷段階で変化させた。同一寸法の供試体を用いた1方向載荷（弱軸方向載荷）と比較するため、弱軸方向を基本載荷方向と考え、図-3に示すように弱軸方向の繰り返し回数を10回とし、強軸方向の載荷を90度早めて10.5回繰り返した。入力波形は正弦波であり、位相を各方向間で90度ずらしているため、平面的な載荷軌跡は図-4に示すような楕円形状となる。実験では弱軸方向および強軸方向の載荷変位振幅を表-1に示すように組み合わせて、載荷を行った。同表から分かるように、載荷パターンXは、同一整数倍の各方向の入力基準変位を載荷したものの、載荷パターンYは、載荷パターンXに比べて強軸方向の載荷変位振幅を2倍したものである。

3. 2 中空円形断面RC柱の動的載荷実験

実験に用いた供試体の寸法を図-5に示す。柱部の断面は、外径80cm、内径51.8cmの円形中空断面である。軸方向鉄筋は、タイプAがSD30-D10を、タイプBがSD30-D13をそれぞれ50本配置しており、軸方向鉄筋比は、タイプAが1.22%、タイプBが2.17%である。帯鉄筋としては、SR24-φ9を主鉄筋の外側に20cm間隔で配置した（帯鉄筋比 0.2%）。フーチング上面から載荷点位置までの高さは、タイプA、タイプBとも 247.5cmで、せん断支間比は 3.3である。載荷履歴は、基準変位の整数倍の値 $n\delta_0$ ($n=1, 2, 3, \dots$) を変位振幅とする正弦波により、同一振幅でのくり返し回数を10回として、変位振幅を順次増大させた。ここで基準変位 δ_0 は、引張り側軸方向鉄筋の柱部下端におけるひずみがうまく計測できなかったため、柱部下端から 8cm上方の位置における軸方向鉄筋が降伏したときに柱頭部の載荷点に生じる変位を基準変位（タイプAは $\delta_0=10\text{mm}$ 、タイプBは $\delta_0=12\text{mm}$ ）とした。従って、 δ_0 は降伏変位 δ_y よりも約 2倍（タイプA）及び 1.6倍（タイプB）大きい値となる。載荷速度は 25cm/sec一定とした。

4. 研究結果

4. 1 2方向同時載荷実験

表-2は各載荷パターンにおける損傷の進展状況を示したものである。同表には1方向載荷の損傷進展状況も示している。載荷段階1では各供試体とも柱の基部に曲げひび割れが入った程度で、特に損傷の進展は認められない。その後、各供試体ともコンクリートの剝離までは、この曲げひび割れが進展し、斜めひび割れが入る程度の損傷の進展状況で、1方向載荷の場合と損傷の進展状況は変わらない。ただし、コンクリートの剝離の開始時期に関しては、強軸方向の載荷振幅が小さい載荷パターンXでは、載荷段階4から剝離が始まっているのに対し、強軸方向の載荷振幅が大きい載荷パターンYでは、載荷段階3から剝離が始まっている。1方向載荷実験ではコンクリートの剝離が載荷段階4（ $4\delta_y$ に相当する）から始まっており、コンクリートの剝離に関しては、載荷パターンX程度の2方向載荷では、その影響は小さく、載荷パターンY程度になると2方向載荷の影響が出てくる。また、鉄筋の破断は強軸方向の載荷振幅が小さい載荷パターンXおよび1方向載荷では載荷段階6から始まっているのに対し、強軸方向の載荷振幅が大きい載荷パターンYでは、載荷段階5から始まっている。

図-6、7は、それぞれ、載荷パターンXおよびYの弱軸方向および強軸方向の加振機から得られた荷重～変位履歴曲線を、また、図-8は、1方向載荷実験から得られた荷重～変位履歴曲線を示したものである。図-9は1方向載荷および2方向載荷から得られた弱軸方向に関する荷重と変位の包絡線を比較し

たものである。ただし、ここで包絡線とは、各載荷段階の1回目の履歴曲線における変位最大点あるいは変位最小点を結んだ線であることに注意しなければならない。また、図-10 は等価粘性減衰定数を比較したものである。これらの図から次の事項を指摘することができる。

①2方向載荷では、変位が最大あるいは最小になる前に、荷重はそれぞれ最大あるいは最小になっている。このため、2方向載荷の履歴曲線は1方向載荷に比べてまるみを帯びており、変位の最大点と荷重の最大点が大きく異なっている。

②1方向載荷に比べて2方向載荷では、変位の最大点あるいは最小点における荷重が小さくなっている。このため、この点と原点を結んだ直線の傾きである等価剛性は、2方向載荷の方が小さくなっている。この傾向は強軸方向の載荷振幅が大きくなるほど、顕著になる。ただし、上に述べたように、この包絡線は変位の最大点あるいは最小点を結んだ線であることに注意する必要がある。

③1方向載荷に比べて2方向載荷のほうが等価粘性減衰定数が大きくなっている。これは、②に示したように、変位最大点あるいは変位最小点における等価剛性が小さいため、等価粘性減衰定数を計算する際に分母となるひずみエネルギーが小さくなり、結果的に等価粘性減衰定数が大きくなっているためである。

4. 2 中空円形断面RC柱の動的載荷実験

各供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線を載荷ステップで規準化したものを図-11 に、破壊の進行過程を表-3に、また、1 δ _e及び6 δ _e載荷終了時の破壊状況を図-12 に示す。タイプAは1 δ _e載荷終了時に下端から上方に140cmの間に、タイプBは下端から上方に180cmの間に斜めクラックが発生した。タイプAは2 δ _eでは顕著な変化はみられなかったが、3 δ _eでは柱基部に斜めクラックが集中して増加し、4 δ _eでは基部のかぶりコンクリートが剝離しはじめ、5 δ _eではかぶりコンクリートの剝離が進行して耐力が低下した。そして、6 δ _eからは軸方向鉄筋の破断とともに耐力が急激に低下し、7 δ _eからは中空断面RC橋脚の破壊の特徴である中空内のコンクリートが破壊して終局に至った。タイプBは、2 δ _eでは、柱下端から上方に140cm、3 δ _eでは柱下端から上方に120cmと広い範囲に斜めクラックが増加した。4 δ _eでは基部のかぶりコンクリートが剝離し、5 δ _eでは中空内のコンクリートが破壊し、6 δ _eでは、基部のコンクリートが完全に破壊して急激に耐力が低下し、軸方向鉄筋が破断しないまま終局に至っている。一般に、タイプBと同等のせん断支間比(3.3)及び軸方向鉄筋比(2%)を有する中実円形断面RC橋脚では、軸方向鉄筋の破断に伴って、急激に耐力が低下する傾向がある。しかし、タイプBは上述のように、軸方向鉄筋が破断しないうちに大きな耐力低下を生じており、この大きな要因の一つは、中空内のコンクリートの破壊にあると考えられる。また、タイプAとタイプBで破断進行パターンが異なるのは、軸方向鉄筋量に差があるためであると考えられる。

等価粘性減衰定数を図-13 に示す。基部のかぶりコンクリートが剝離しはじめる4 δ _eまでは、タイプA、タイプBは、ほぼ同等の値を示しているが、5 δ _e以降は破壊の進行パターンの違いによる差がみられる。累積吸収エネルギーを図-14に示す。これより、軸方向鉄筋量の多いタイプAの方が、エネルギーを多く吸収していることがわかる。

5. 今後の課題

本年度は、RC柱の動的耐力および変形性能に及ぼす2方向同時載荷および円形中空断面の影響について実験的に検討した。次年度は、本年度までに実施した実験結果をもとに、断面形状等の構造特性および載荷繰り返し回数等の載荷特性を考慮したRC柱の動的履歴復元力特性モデルの開発を図って行く必要がある。また、これによりRC柱状構造物の動的耐震設計法の基本概念を明らかにした上で、次に、本課題の第2番目の検討項目である、鉄筋コンクリート製地中管路の耐震性に関する研究を開始して行くことが必要とされる。

【参考文献】

- 川島、長谷川、小山、吉田：土木研究所資料 第2232号、RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究 ——（その1）昭和56年度～昭和58年度の検討結果 ——、昭和60年8月
- 川島、長谷川、小山、吉田：土木研究所資料 第2279号、RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究 ——（その2）断面形状、荷重載荷方向、らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響 ——、昭和61年1月
- 川島、長谷川、小山、吉田：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究 ——（その3）荷重載荷速度、荷重載荷履歴、寸法効果の影響 ——（とりまとめ中）

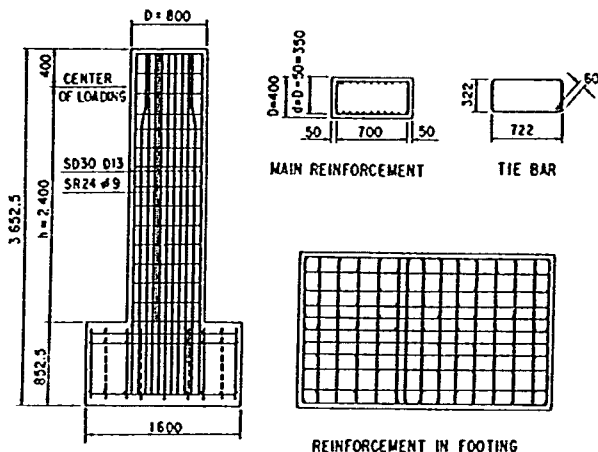


図-1 実験に用いた供試体（2方向同時載荷の影響）

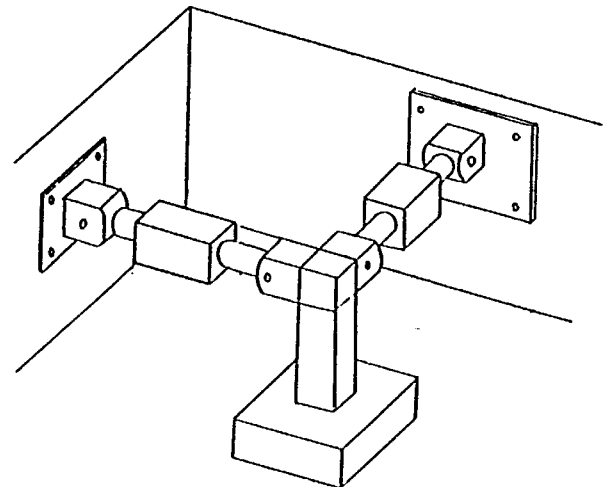


図-2 2方向同時載荷実験状況

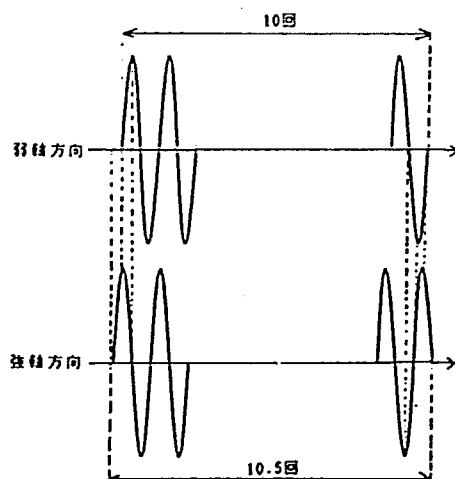


図3 2方向同時載荷の位相

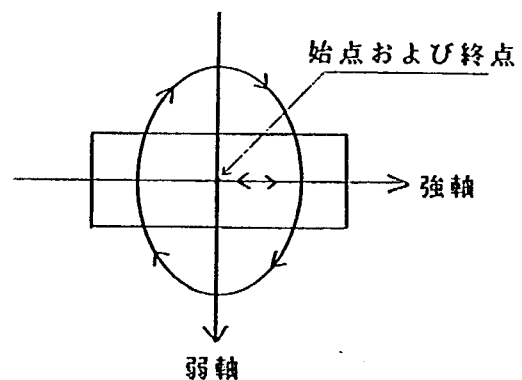


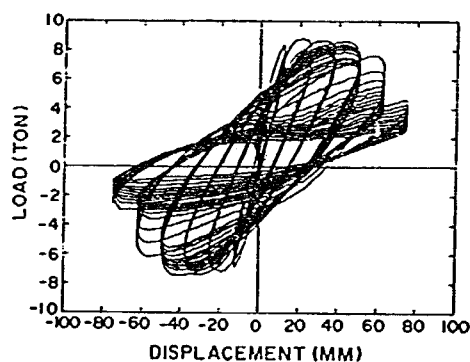
図4 2方向同時載荷の平面軌跡

表-1 荷重変位振幅（2方向同時荷重の影響）

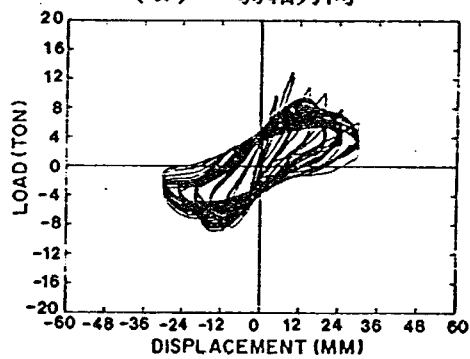
供試体	荷重方向	荷 重 段 階					
		1	2	3	4	5	6
X	弱 軸	1 δ _{0w}	2 δ _{0w}	3 δ _{0w}	4 δ _{0w}	5 δ _{0w}	6 δ _{0w}
	強 軸	1 δ _{0s}	2 δ _{0s}	3 δ _{0s}	4 δ _{0s}	5 δ _{0s}	6 δ _{0s}
Y	弱 軸	1 δ _{0w}	2 δ _{0w}	3 δ _{0w}	4 δ _{0w}	5 δ _{0w}	—
	強 軸	2 δ _{0s}	4 δ _{0s}	6 δ _{0s}	8 δ _{0s}	10 δ _{0s}	—
荷重振動数 (Hz)		1.326	0.663	0.442	0.332	0.265	0.221

表-2 各供試体の破壊状況（2方向同時荷重の影響）

荷重段階	供試体 X	供試体 Y	1方向荷重供試体
1 δ _y	全面に曲げクラック発生	全面に曲げクラック発生	2面に曲げクラック発生
2 δ _y	各面の曲げクラック増加	各面の曲げクラック増加	変化無し
3 δ _y	1,3面に斜めクラック発生	隅角部のコンクリート剝離 (基部から20cm)	1,3面に斜めクラック発生
4 δ _y	2,3面隅角部のコンクリート剝離 (基部から20cm)	2,4面のコンクリート剝離 (基部から20cm)	4面のコンクリート剝離 (基部から15cm)
5 δ _y	2,4面のコンクリート剝離 (基部から20cm)	軸方向鉄筋 7本破断	2面のコンクリート剝離 (基部から25cm)
6 δ _y	軸方向鉄筋 8本破断		軸方向鉄筋 4本破断

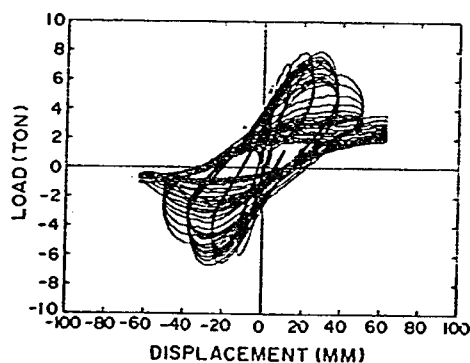


(a) 弱軸方向

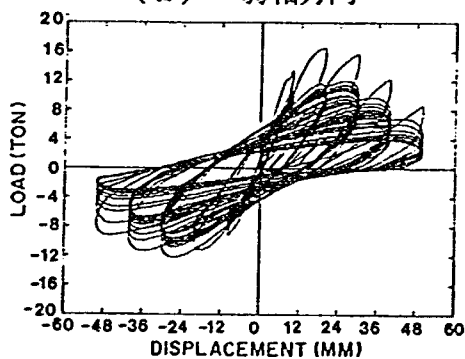


(b) 強軸方向

図-6 荷重～変位履歴曲線
(荷重パターンX)



(a) 弱軸方向



(b) 強軸方向

図-7 荷重～変位履歴曲線
(荷重パターンY)

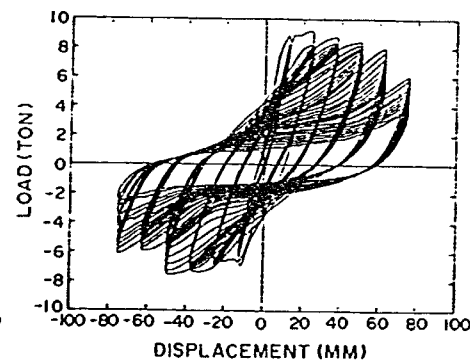


図-8 荷重～変位履歴曲線
(1方向荷重)

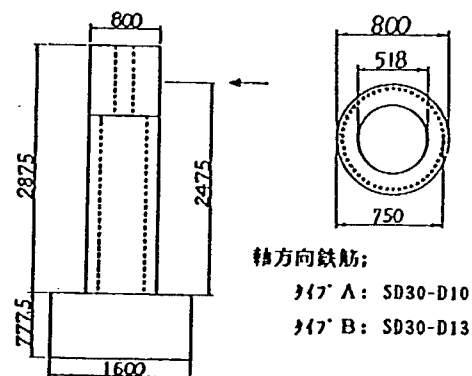


図-5 実験に用いた供試体
(中空円形断面の影響)

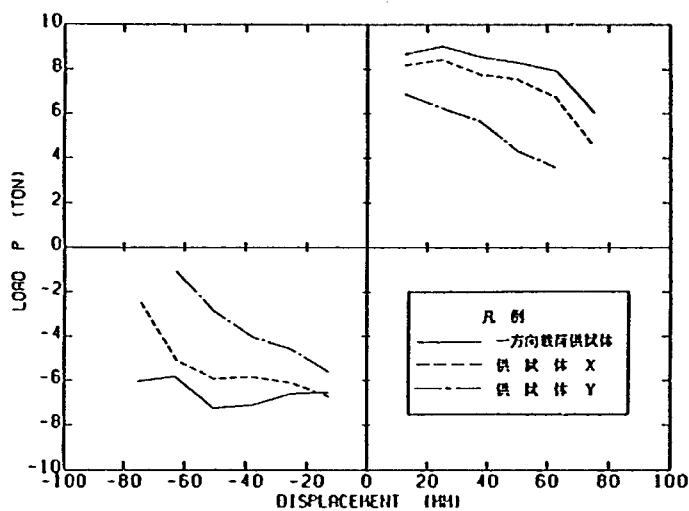


図-9 荷重～変位包絡線の比較（2方向同時載荷実験）

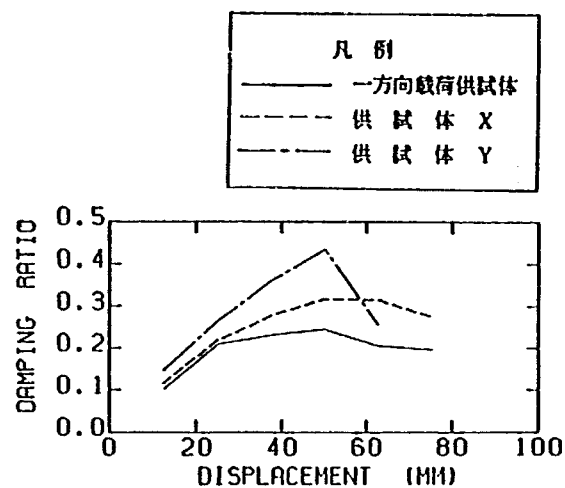


図-10 等価粘性減衰定数の比較（2方向同時載荷実験）

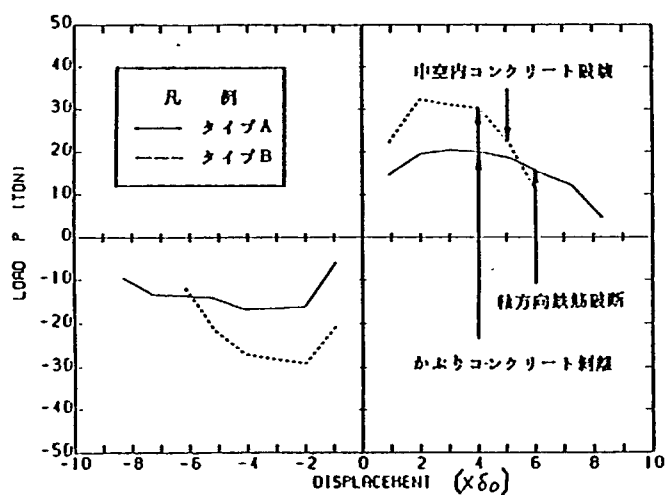


図-11 荷重～変位包絡線の比較（中空円形断面の影響）

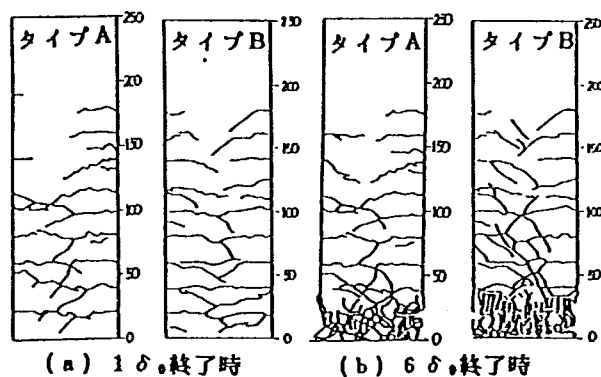


図-12 1δ₀及び6δ₀載荷終了時の破壊状況（載荷方向に平行な面）
（中空円形断面の影響）

表-3 破壊の進行状況（中空円形断面の影響）

載荷ステップ	1δ₀	2δ₀	3δ₀	4δ₀	5δ₀	6δ₀	7δ₀	8δ₀
タイプA	水平及び斜めクラック発生（基部～140cmの範囲）	変化なし	最大荷重発生・斜めクラック増加（基部～50cmの範囲）	かぶりコンクリート剥離（基部～30cmの範囲）	かぶりコンクリート剥離進行	鉄筋3本切断	中空内コンクリート破壊・鉄筋6本切断	基部コンクリートの破壊進行
タイプB	水平及び斜めクラック発生（基部～180cmの範囲）	最大荷重発生・斜めクラック増加（基部～120cmの範囲）	斜めクラック増加（基部～120cmの範囲）	かぶりコンクリート剥離（基部～40cmの範囲）	中空内コンクリート破壊	基部コンクリート完全破壊・鉄筋切断せず		

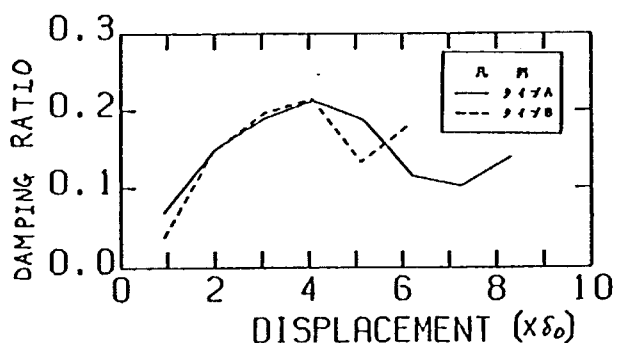


図-13 等価粘性減衰定数の比較（中空円形断面の影響）

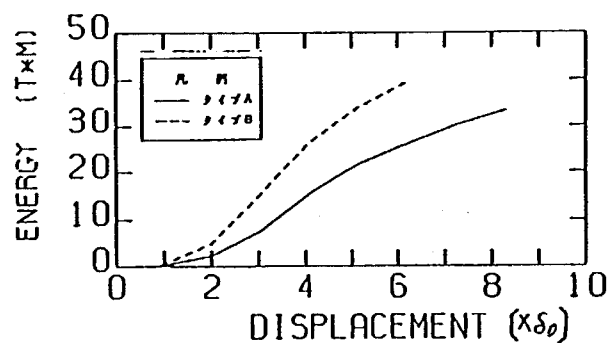


図-14 累積吸収エネルギーの比較（中空円形断面の影響）

3. 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 大日方尚巳
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、下水道管路の縦断方向の耐震性に関する検討結果を耐震設計基準(案)のかたちでとりまとめるとともに、試算により下水道管継手に必要とされる離脱防止性能及び許容伸縮ひずみの算定を行った。また、大断面下水道管渠として多用されているシールド管渠の動的耐震設計法を確立することを目的として、まず、2次覆工の有無に着目した下水道用標準シールドセグメントの長手方向(軸方向)の載荷実験を行い、その変形特性及び破壊特性を検討した。

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、これを通して下水道施設の合理的な耐震化対策を開発することを目的とする。

3. 調査方法

3.1 下水道管路耐震計算法(案)の作成

下水道管路の縦断方向の地震時挙動に関する検討結果をもとに、これを耐震計算法(案)の形でとりまとめ、管径、埋設深さ、地盤種別等を変化させた試算を行い、下水道管路継手に必要とされる離脱防止性能及び許容吸収ひずみの算定を行う。

3.2 下水道用RCシールドセグメントの動的交番載荷実験

シールド管渠の覆工部材について図1に示すように切り出し、この部分の部分模型を用いて、軸方向に交番載荷により、セグメント～リング継手系構造の剛性及び地震時破壊性状、2次覆工を設けた場合の剛性及び破壊性状の変化等について検討を行った。

4. 調査結果

4.1 下水道管路耐震設計法(案)の作成

(1) 耐震計算の基本方針

地中構造物の耐震計算法としては応答変位法があるが、下水道管路(シールド等を除く)の管路長は、一般に2m程度と短いことから、ここでは、CABの耐震設計に採用されたものと同じ方法を基本として、以下の仮定に基づき、下水道管の縦断方向に必要とされる断面力(離脱防止力)及び継手部の許容伸縮ひずみを計算する方法を開発した。なお、継手部における許容伸縮ひずみが大きければ、管に生じる軸力は減少し、軸力と許容伸縮ひずみとはトレード・オフの関係にあるが、このような点が見込める耐震計算法を目指している。

a) 地中管路には、加速度よりも地震時に地盤に生じるひずみ ε_0 の方が影響が大きいため、地盤ひずみ ε_0 を外力の基本と考える。

b) 地盤ひずみ $\times$ 管長 l だけの地盤の相対変位 ($\Delta l = \varepsilon_0 \cdot l$) が生じるが、これを継手部の許容可能伸縮量 $\Delta \bar{l}$ で吸収できれば、当該管路にはその管路に地盤から伝えられる地震力だけが作用する。 Δl が $\Delta \bar{l}$ によって吸収できない場合には、当該管路には隣接管路の地震力が伝えられてくる(隣の管も引きずってくる)。何本分の力が作用するか(分担管路数 n) を計算する。

- c) 地盤から管路に伝えられる力 P は、管路の外周長($\pi D l$)に単位面積当りの摩擦力(τ_0)を乗じて求める。即ち、 $P = \pi D l \tau_0$ 。
- d) 上記b)で、 $\angle l > \angle \bar{l}$ の場合には、当該管路に作用する軸力は $n \times P$ (n :分担管路数)となる。
- e) 液状化の判定は、道路橋示方書耐震設計編のF1法により行う。
- f) 地盤の軟弱さ及び液状化の度合に応じて、地震時地盤ひずみ ε_0 を次のように求める。基本的に、地盤が柔らかい方が、また、液状化する場合の方が、 ε_0 が大きく求められるようにしている。

$$\varepsilon_0 = \nu_1 \times \nu_2 \times \nu_3 \times \nu_4 \times \varepsilon_0$$

ここで、 ν_1 :地域別補正係数で図2による。

ν_2 :地盤別補正係数で表1による。

ν_3 :液状化補正係数で、液状化に伴う地盤の流動を考慮して地盤のひずみの増加を考慮したもので、表2による。

ν_4 :埋設深度別補正係数で、地盤の深さ方向のひずみ振幅の低減を評価しようとするもので、次式による。

$$\nu_4 = 1.0 - 0.05 Z$$

ε_0 :基本地震時地盤ひずみで、 $1/100$ とする。

- g) 断面力 $n p$ により、管路の配筋を定める。継手の余裕伸縮量 $\angle \bar{l}$ が $\angle l$ よりも大きい場合には、上述のように $n = 1$ となり、 $\angle \bar{l} < \angle l$ の場合には、その程度に応じて n は大きくなる。したがって、継手伸縮余裕量の十分ある管路は、断面力的には小さくてもよいが、継手伸縮余裕量の少ない管路は、それに応じた断面力に耐えなければならない。

以上が、耐震計算法(案)の基本方針であり、図3は、これをフローにしたものである。なお、耐震計算法(案)の目次構成は、表3に示す通りである。

(2) 試算検討

上述の耐震計算法(案)を用いた下水道管渠の耐震計算を行った。計算対象とした管は呼び径が $\phi 300$ 、 $\phi 600$ 、 $\phi 1200$ 、 $\phi 2000$ の4種類であり、各管種に対する埋設深さは表4の条件を想定した。また、継手部の許容伸縮可能量は、最大抜け出し量の $1/2$ を基本として、表5の値を想定した。これは、現場での施工の実態から水平面内での曲げ配管が通常行われていることを考慮したためである。表6は、ヒューム管の軸方向鉄線量を主要メーカー3社について実態調査した例である。これによれば、現行では、管路軸方向には断面チェックが行われていないために、単に、製作上の都合で定められているのが実情であり、軸方向鉄線量はメーカーによりばらばらである。こうした面からも適切な軸方向断面力の規定が必要ながわかる。

以下に、主要な検討結果を示す。

a) 軸方向断面力 P ～許容吸収ひずみ～地盤条件の関係

図4に $\phi 300$ の管渠に対する試算の一例を示す。今、管長 l は2mであるから、継手部の伸縮ひずみ ε_J が0.1%ということは2mmの許容可能伸縮量 $\angle \bar{l}$ があることを意味するが、この場合には、例えば、3種地盤では約0.5 t/mm、すなわち、 $0.5 \times 300 = 150$ tの軸力が作用することになる。これに対して、継手部の伸縮ひずみ ε_J が0.5% (すなわち、 $\angle \bar{l} = 10$ mm) の場合には、同じく3種地盤では約0.1 t/mm、すなわち、 $0.1 \times 300 = 30$ tと小さくなり、また、継手部の伸縮ひずみ ε_J が0.9% ($\angle \bar{l} = 18$ mm) あれば、ほとんど軸力は生じないことがわかる。なお上述(表5参照)したように、この程度の管では、一般に、継手の許容伸縮ひずみ ε_J は0.75%程度はあるため、 $\varepsilon_J > 0.75\%$ となる場合が具体的に断面力チェックが必要となるケースである。

また、同一の継手部の伸縮ひずみ ε_J があっても、地盤条件が1種→2種→3種と軟弱になるほど、管路に作用する断面力 P が増加することがわかる。

b) 軸方向断面力 P ～管径の関係

管径をパラメーターとして、単位管径当りの軸力 P/D ～継手の許容伸縮ひずみ ε_J の関係を示すと、図5のようになる。これから、 $P/D \sim \varepsilon_J$ の関係は、地盤種別及び液状化区分が同じであれば、管径の影響をあまり受けないことがわかる。

c) 軸方向断面力 P ～液状化の程度の関係

$\phi 300$ の管渠に対して液状化発生の程度(表2参照)をA、B、Cと変化させた場合の $P/D \sim$

ϵ_j の関係を図6に示す。当然ながら、液状化発生の程度が大きくなるに従って、継手の許容伸縮ひずみの大きい領域まで、軸力が生じるが、同一の継手部の伸縮ひずみ ϵ_j に対する軸力は、液状化程度が激しいからといって必ずしも大きくはなっていない。これは、単位面積当りの摩擦力の算定にも、液状化の程度を考慮しているためである。

(3) 提案する継手部の伸縮性能及び離脱防止性能

以上の試算結果に基づき、各ケースごとの $P/D \sim \epsilon_j$ の関係を包絡する曲線を求めると、図7のようになる。今、これが、継手部に必要とされる伸縮性能と、これに応じた離脱防止性能の限界曲線と考え、伸縮性能及び離脱防止性能を表7に示すように、それぞれ、3種類に区分することとした。すなわち、伸縮性能においては、地震時の伸縮ひずみの2%以上を許容し得るものをE-1類とし、E-1類の1/2以上及び1/2未満の伸縮性能を有するものを、それぞれ、E-2類、E-3類と分類する。また、離脱防止性能については、耐力が0.1D以上あるものをR-1級とし、R-1級の1/2以上及び1/2程度の耐力を有するものを、それぞれ、R-2級及びR-3級と分類する。両者の性能の組合せは表8のように表すことができる。

4. 2 下水道用RCシールドセグメントの動的交番載荷実験

(1) 供試体及び載荷方法

地震時にトンネル長手方向に作用する断面力としては、軸力、曲げモーメント及びせん断力が挙げられる。幸い、これまでにシールドトンネルの大きな震害は報告されていないが、これらの断面力による覆工の被害形態として図8に示すようなものが考えられよう。同図(a)は、軸圧縮または曲げ圧縮により、セグメントまたは2次覆工が圧壊する場合である。ただし、コンクリート系セグメントでは、圧縮耐力は相当大きく、また、施工時の推進力(口径10m程度のトンネルでは10、000t近い)に耐えるように設計されていることから、現実には被害が生じないか、あっても軽微であろうと考えられる。(b)は軸引張または曲げ引張により、リング継手の引張破壊及びそれに伴う2次覆工の亀裂、漏水が生じる場合である。コンクリート系セグメント及び2次覆工は引張耐力が小さいこと、一般にリング継手の耐震設計は行われていないこと、セグメントを含むリング継手の引張試験ではリング継手が先に破壊すること等から判断すると、最も頻度の高い震害形態と考えられる。(c)はせん断によるリング継手部の破壊である。なお、メキシコ地震では図9に示す被害が生じている。

本年度は、上記(b)の被害形態に着目し、載荷実験に用いた供試体は、外径4~5mの下水道用標準セグメント(コンクリート系)を参考に、図10に示すように、厚さ20cm、リング長90cmのRC平板型セグメントからリング継手1個を含む部分を切り出し、これを、リング継手で長手方向に連結した供試体を2体(A-1、2供試体)、その上部に2次覆工として20cm厚のコンクリートを打設した供試体を2体(B-1、2供試体)、それぞれ、製作した。ここで2次覆工には、管体長手方向鉄筋として、断面の中央にD13(SD30)を3本並列に配筋した。リング継手は図9に示す構造であり、長さ30cmのアンカー鉄筋(D13×2本)によって、セグメントに定着されている。継ぎボルトにはM22(強度区分8.8)を用い、軸力6tfを目標に締め付けた。使用したコンクリート及び鉄筋の強度は、表9に示すとおりである。

供試体の載荷は図12に示すように、供試体の一端を反力壁に固定し他端を加振機に連結して長手方向に軸力を載荷した。載荷履歴は、単調引張(A-1、B-1供試体)、および、正負交番繰返し(A-2、B-2供試体)の2種類とし、それぞれ、最終的にリング継手部が破壊するまで載荷した。

(2) 2次覆工がない場合

図13に2次覆工のないA供試体の荷重~変位履歴曲線を示す。A供試体では、2体の供試体とも、載荷力(引張)の増加に伴いリング継手金具の面板が互いに凸型に変形するとともに、金具の周囲に多数のクラックが発生して、剛性が急激に低下した。さらに、載荷力が最大値に達した後、リング継手の2本のアンカー鉄筋が破断した。図14に示すように、供試体の破損はリング継手部周辺に集中しており、シールド管梁が長手方向に地震荷重を受けた場合には、この部分が弱点になることが予想される。なお、継ぎボルトには損傷がみられなかった。

(3) 2次覆工が有る場合

図15に2次覆工の有るB供試体の荷重~変位履歴曲線を示す。破壊に至る過程としては、載荷方法の違いにかかわらず、以下の段階となる。①まず2次覆工に引張クラックが生じる。この段階までは、1次覆工にはほとんど力が作用しない。②2次覆工鉄筋が降伏し、それにより軸剛性が低下する。③

2次覆工鉄筋が破断し、載荷力が急激に低下する。これにより、荷重は全て1次覆工に作用する。④最終的にリング継手が破壊する。図16にリング継手の破壊状況をしめす。B-1供試体ではアンカー鉄筋が定着板端部で破断したが、A供試体と違い、B供試体では、ボルトボックスが2次覆工コンクリートで充填されていたため、定着板の変形が拘束され、面板が大きく円錐台状に変形している。一方、正負交番繰り返し載荷を行ったB-2供試体では、面板が定着板との取付部で破壊した。これは正負交番載荷により、面板が繰り返し曲げ変形を受け、疲労したためと考えられる。

(4) まとめ

表10に供試体の耐力、変形性能及び剛性を示す。A供試体では、正負交番繰り返し載荷の場合は単張引張載荷の場合に比較し、終局耐力は93%に、終局変位は54%に、それぞれ減少している。この減少の比率はB供試体の場合もほぼ同様であり、終局耐力は93%に、また、リング継手破断直前の終局変位は56%に、それぞれ減少している。ここでAおよびB供試体の終局変位を比較すると、各載荷方法ともB供試体のほうがA供試体の1.7~1.8倍になっており、2次覆工を有するシールド管渠の方が終局変位が大きいことがわかる。

5. 今後の課題

次年度以後、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) マンホールの耐震化対策の開発、2) 耐震計算による池状構造物の耐震性の検討、3) シールド管渠の耐震性調査、4) 下水道管渠の実地震観測

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) 田村、伯野、家村、竹内：1985年メキシコ地震の震害、土木学会誌、第71巻第5号、昭和61年5月

表 1 地盤別補正係数 γ_2

地盤種別	地盤の特性値 T_g (sec)	地盤別補正係数 γ_2
1	$T_g < 0.2$	0.4
2	$0.2 \leq T_g < 0.6$	0.7
3	$0.6 \leq T_g$	1.0

表 3 下水道管渠耐震設計法(案)の構成

1. 耐震設計の基本方針
2. 下水道管路縦断方向の耐震計算
 - 2-1 耐震設計上の地盤種別
 - 2-2 耐震設計に考慮する地震時地盤ひずみ
 - 2-3 耐震計算
3. 周辺地盤の液状化の判定および対策
 - 3-1 液状化の判定を行う必要がある土層
 - 3-2 液状化の判定および発生の可能性の評価
 - 3-3 浮き上がりに対する検討
 - 3-4 液状化対策
4. 耐震設計上の構造細目

表 4 呼び径と埋設深さ Z (m)

呼び径 (mm)	埋設深さ Z (m)		備 考
	CASE 1	CASE 2	
300	1.5	3.0	Zは、地表面から 管中心までの深さ
600			
1200	2.0	4.0	
2000	3.0	6.0	

表 2 液状化補正係数 γ_3

液状化可能性の区分	補正係数 γ_3	注	図
A	1.0	液状化抵抗係数 F_L の値が15未満の場合	
B	1.5	液状化抵抗係数 F_L の値が15を超え、下水道が液状化抵抗係数 F_L の値が1.0を超える土層中に設置される場合	
C	2.0	液状化抵抗係数 F_L の値が15を超え、下水道が液状化抵抗係数 F_L の値が1.0以下の土層中に設置される場合	

表 5 継手部の許容可能伸縮量 ΔL および ϵ_{Tmax}

呼び径	管長 (m)	継手部の最大伸縮量 (mm) ΔL_{max}	継手部の最大伸縮率 (%) ϵ_{Tmax}	継手部の許容伸縮量 (mm) ΔL_a	継手部の許容伸縮率 (%) ϵ_{Ta}
150, 200, 250	2.0	32.5	1.63	16	0.81
300, 350		30.0	1.50	15	0.75
400, 450, 500		33.5	1.68	17	0.89
600		39.5	1.98	20	1.00
700		36.0	1.80	18	0.90
800	2.43	39.5	1.98	20	1.00
900		45.5	2.28	23	1.15
1000		55.0	2.75	28	1.40
1100		57.5	2.88	29	1.45
1200		62.5	3.13	31	1.55
1350		66.0	3.30	33	1.65
1500, 1650, 1800, 2000	2.30	57.5	2.88	29	1.45

注 1350以下はB形、1500以上はNC形

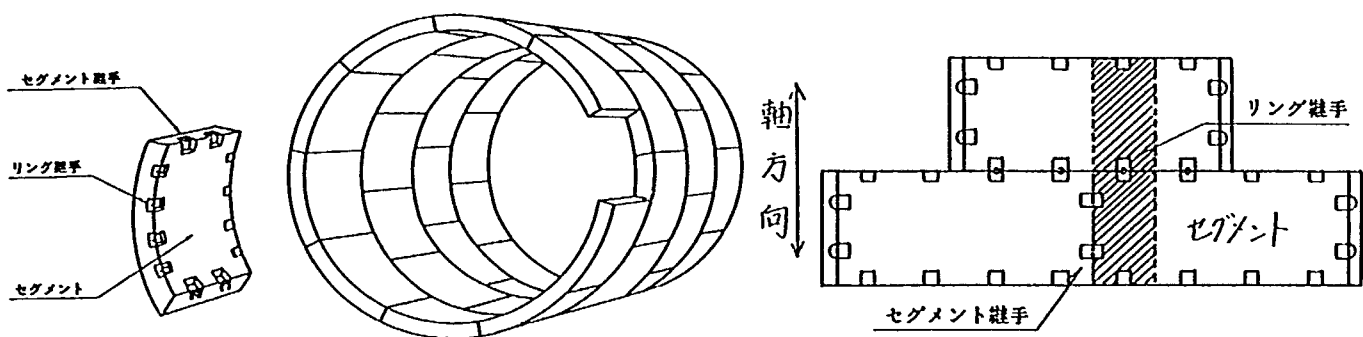


図1 供試体に用いた部分模型の部位

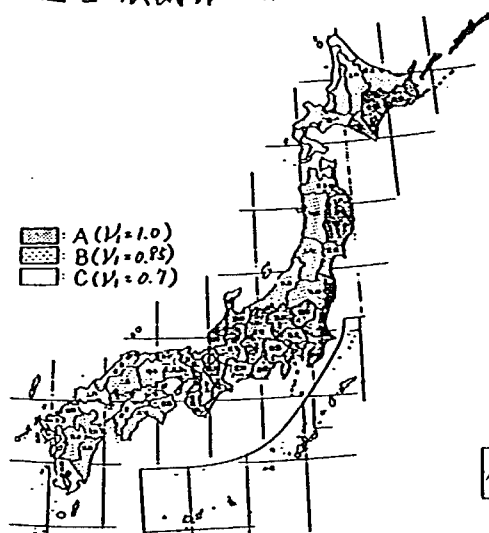


図2 地域別補正係数 V_1 の地域区分

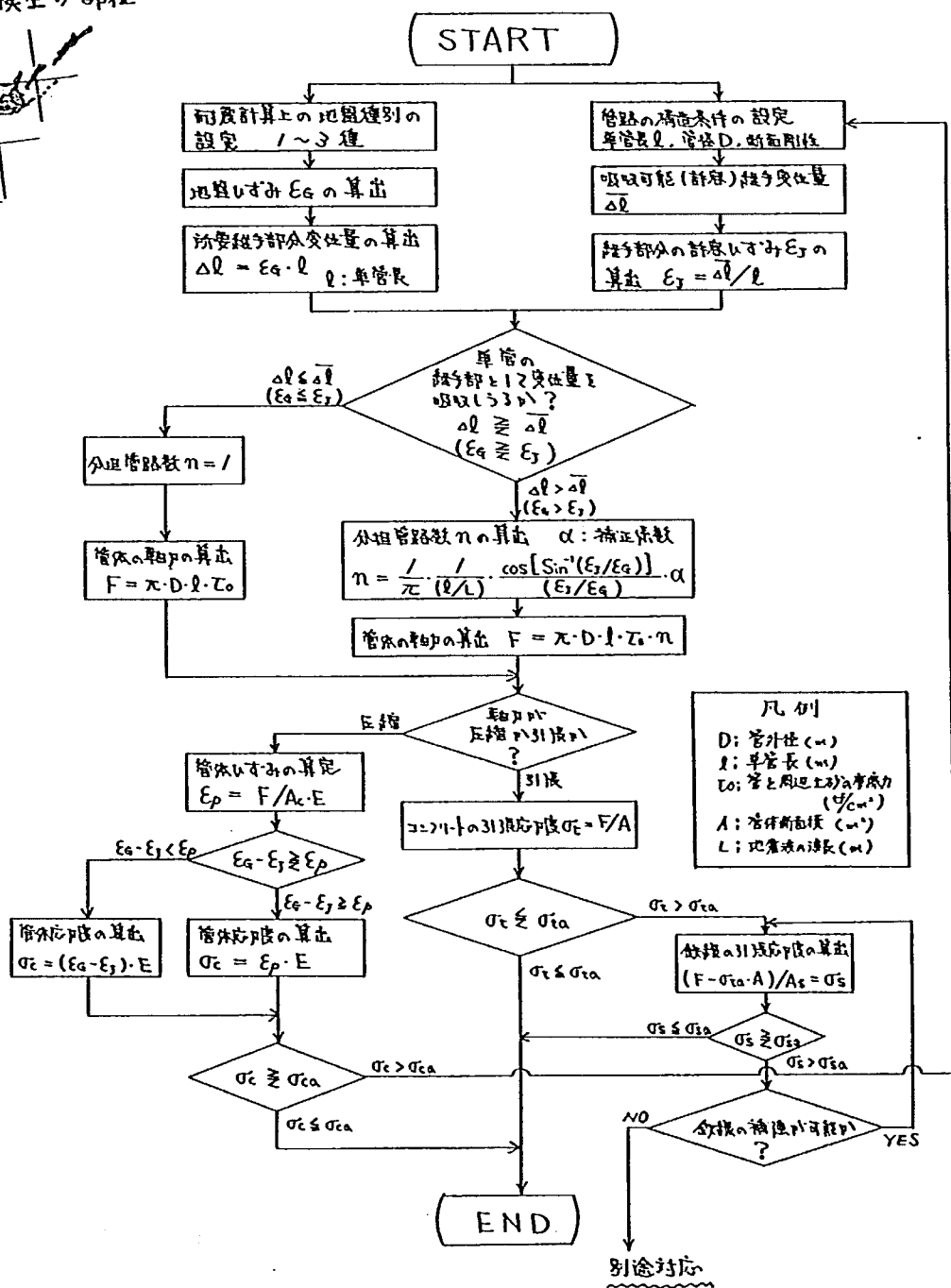


図3 下水道管路の耐震計算法(案)のフロー

表6 ヒューム管の軸方向の鉄線量

管種	管径 (mm)	鉄線量 (cm)	A社	B社	C社	平均鉄線量 (cm)
B形 2種	300	鉄線量本数	4.0×8	3.2×8	3.2×10	0.82
		鉄線量 (cm)	1.01	0.64	0.80	
	600	鉄線量本数	5.0×32	6.0×24	4.0×12	4.86
		鉄線量 (cm)	6.28	6.79	1.51	
	1200	鉄線量本数	6.0×32	6.0×24	5.0×12	6.07
		鉄線量 (cm)	9.05	6.79	2.36	
NC形 2種	2000	鉄線量本数	7.0×48	5.0×32	7.0×32	12.36
		鉄線量 (cm)	18.47	6.28	12.32	

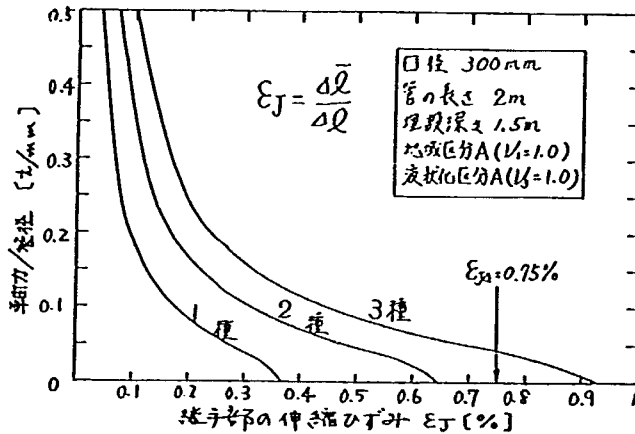


図4 地盤種別をパラメータとした場合の $F_b \sim \epsilon_j$ の関係

表7 継手の耐震性評価基準(案)

	区分	性能
伸縮性能	E-1	0.02 mm以上
	E-2	0.01 mm ~ 0.02 mm未満
	E-3	0.07 mm ~ 0.01 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8 継手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
離脱防止性能	R-1	○	—	—
	R-2	—	○	—
	R-3	—	—	○

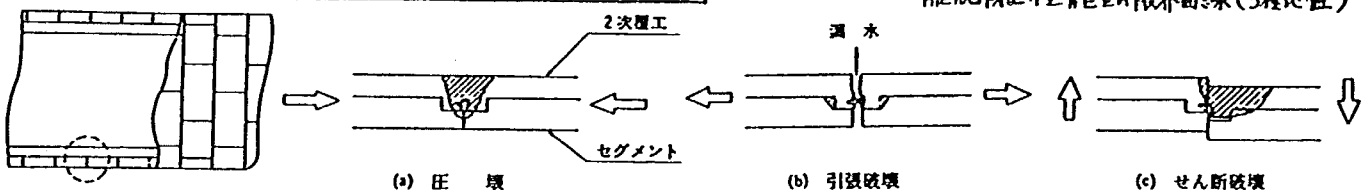


図8 覆工およびリング継手の被害形態の予想

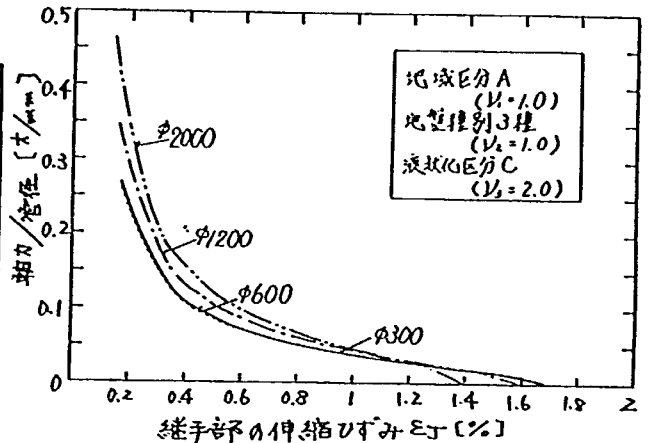


図5 口径をパラメータとした場合の $F_b \sim \epsilon_j$ の関係

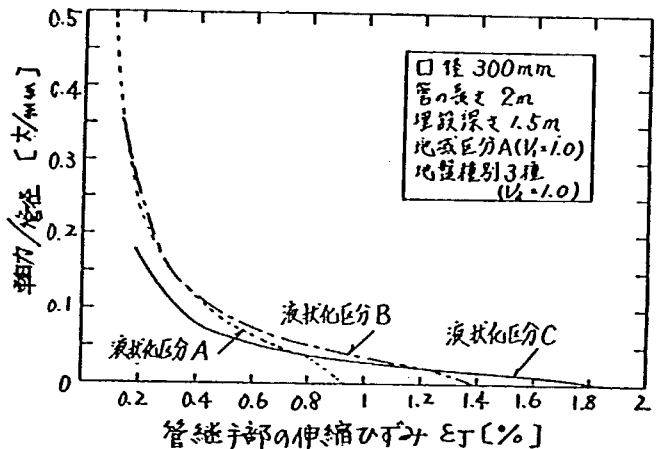


図6 液状化発生の程度区分をパラメータとした場合の $F_b \sim \epsilon_j$ の関係

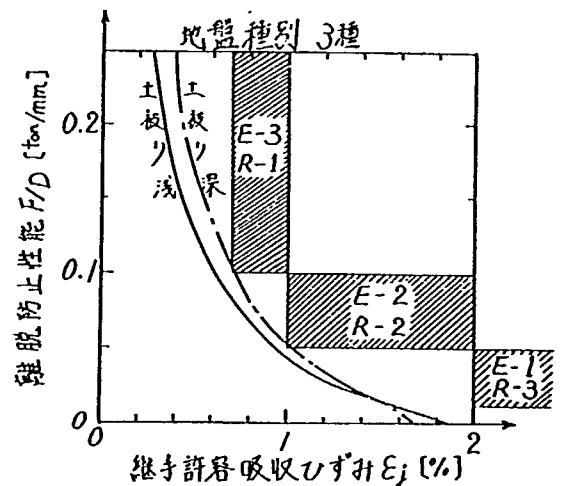


図7 耐震設計上考慮すべき継手の伸縮性能と離脱防止性能との境界曲線(3種地盤)

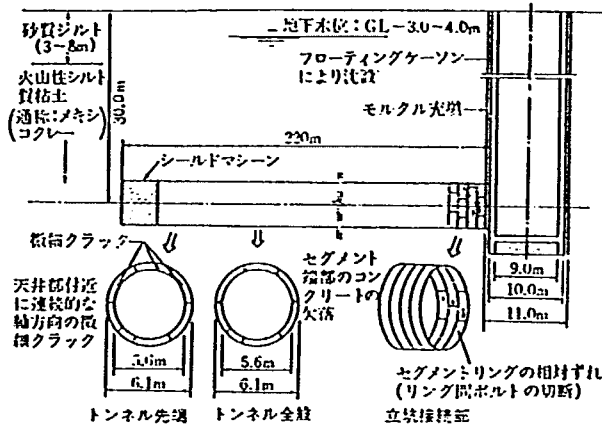


図9 メキシコ地震における
下水道シールド管渠の被害状況

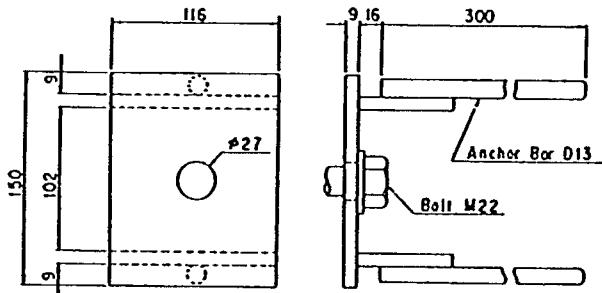


図11 リング継手

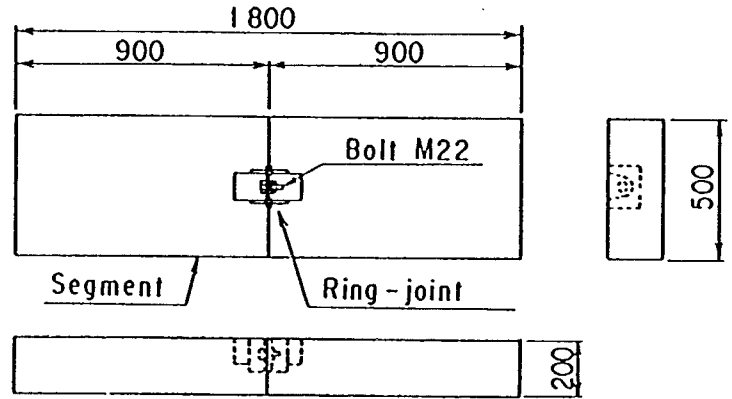
表9 使用した材料の強度

(a) A供試体

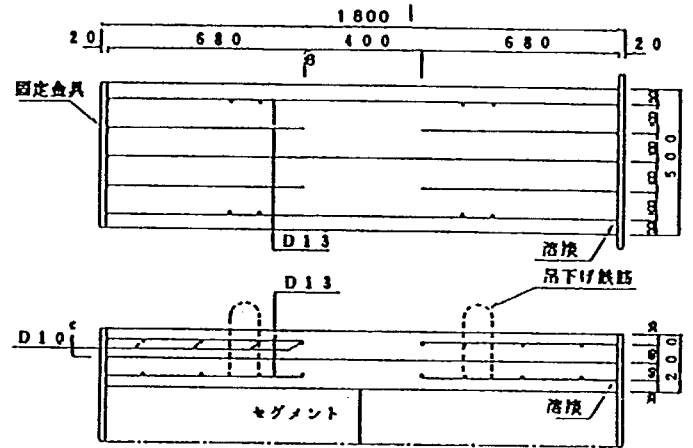
材料	強度	A-1	A-2
コンク	圧縮強度 (Kgf/cm ²)	475	571
リート	引張強度 (Kgf/cm ²)	37.3	46.0
鉄筋	降伏強度 (Kgf/mm ²)	36.7	
	破断強度 (Kgf/mm ²)	51.9	

(b) B供試体

	材料	強度	B-1	B-2
セグメント	コンクリート	圧縮強度 (Kgf/cm ²)	482	492
		引張強度 (Kgf/cm ²)	38.4	39.2
	鉄筋 (SD30 D13)	降伏強度 (Kgf/cm ²)	36.7	
		破断強度 (Kgf/cm ²)	51.9	
2次施工	コンクリート	圧縮強度 (Kgf/cm ²)	256	310
		引張強度 (Kgf/cm ²)	22	24.1
	鉄筋 (SD30 D13)	降伏強度 (Kgf/cm ²)	36.7	
		破断強度 (Kgf/cm ²)	51.9	



(a) A供試体



(b) B供試体

図10 供試体の概要

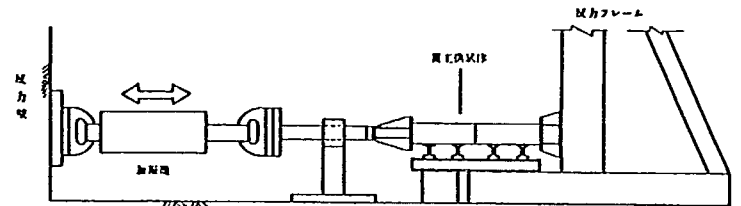


図12 供試体への荷重方法

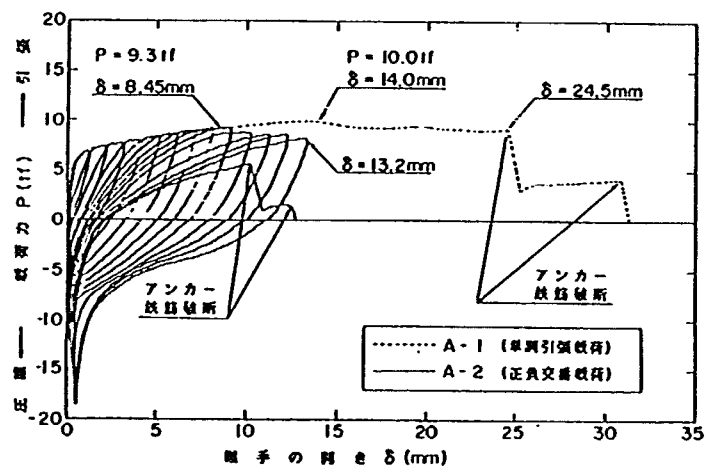


図13 A供試体の荷重～変位履歴曲線

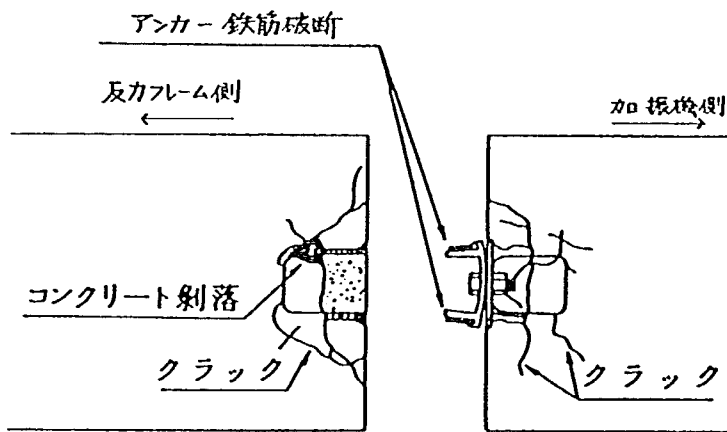


図 14 供試体の破壊状況 (A-2)

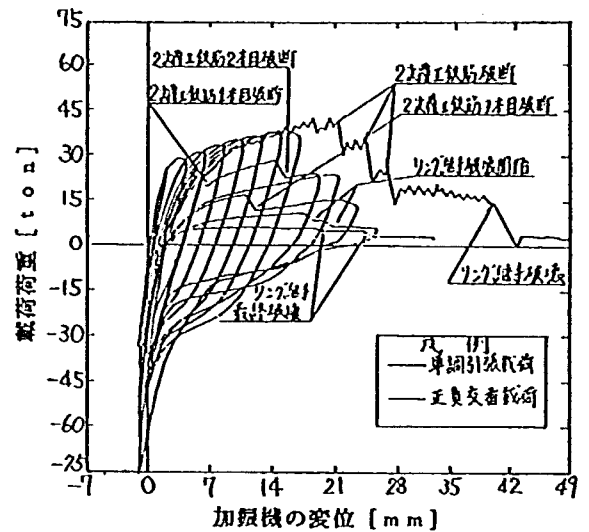


図 15 B供試体の荷重～変位履歴曲線

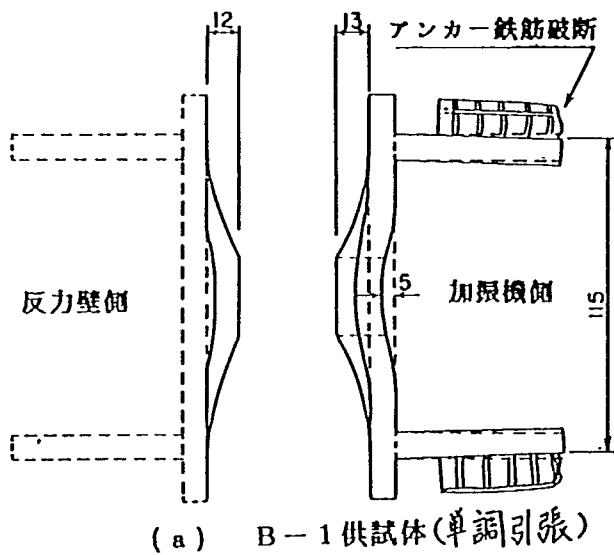
表 10 供試体の耐力および変形性能

(a) A 供試体

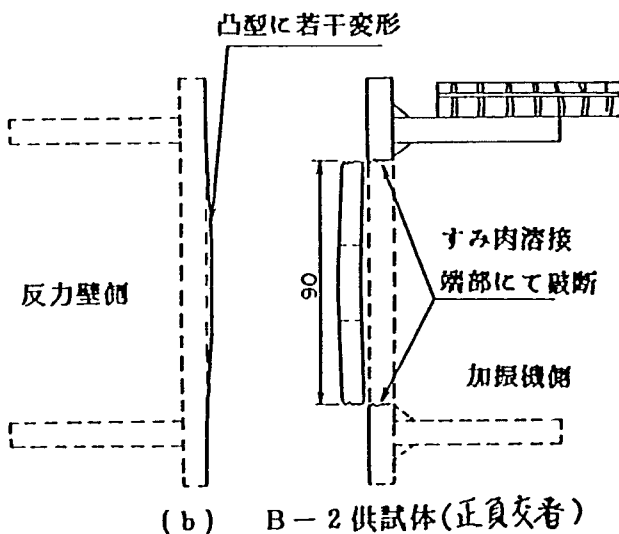
供試体の 耐力・変形性能	A-1 単調引張	A-2 正負交番
降伏耐力 (tf)	7.1	6.9
降伏変位 (mm)	1.4	1.1
終局耐力 (tf)	10.0	9.3
終局変位 (mm)	24.5	13.2
継手の剛性 (tf/mm)	降伏前	3 ~ 30
	降伏後	0.27

(b) B 供試体

	B-1 (単調引張)	B-2 (正負交番)
2次覆工クラック 発生荷重 (ton)	14.8	15.7
降伏耐力 (ton)	22.7	22.3
降伏変位 (mm)	0.8	0.7
終局耐力 (ton)	37.2	34.7
終局変位 (mm)	鉄筋破断前	22.5
	継手破断前	41.9
セグメント接合部の 引張剛性 (ton/mm)	鉄筋降伏前	30
	鉄筋降伏後	0.9



(a) B-1 供試体(単調引張)



(b) B-2 供試体(正負交番)

図 16 リング継手の破壊状況

4. 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 大日方尚巳
加納 尚史

1. まえがき

震後に道路を確保するためには、道路施設の復旧を速やかに実施する必要があるが、そのためには路上に放置される車両、ガレキ等のいわゆる路上障害物を速やかに除去することも重要である。本年度は、水害時における路上障害物の発生状況、除去方法等を調査し、地震後の路上障害物の撤去に適用可能な事項を検討すると共に、震災復旧用備蓄資機材量の設定方法の提案を行った。

2. 調査目的

地震後の交通機能障害の影響評価手法を開発することにより、合理的な事前対策に資する。

3. 調査方法

地震後の交通機能障害軽減に関して以下の観点から調査を行った。

- ① 地震後の路上障害物の除去方法の検討—昭和57年長崎水害及び昭和58年山陰水害における、放置車両を中心とした路上障害物の発生状況及び処理方法の実態を調査した。
- ② 震災復旧用備蓄資機材量の検討—震後における緊急車両の確保を目的とした応急復旧に必要となる備蓄資機材量の算定方法を検討した。

4. 調査結果

4. 1 地震後の路上障害物の除去方法の検討

水害時の路上障害物を誰がどのようにして除去しているかに重点をおいて整理すると、以下のようになる¹⁾。

1) 路上放置車両の撤去及び処分は、一般に、① 道路の一車線確保に必要な放置車の横移動、② 放置車のナンバー調査、③ 放置車の持ち主確認、④ 持ち主との連絡、⑤ 放置車の仮移動、⑥ 仮移動後の放置車の管理、⑦ 持ち主により撤去されない車両の処分、という順に実施される。誰が主体となって、これらの行為をするかは、表1に示すように地域ごとに異なっているが、警察、道路管理者、地元等が相互に緊密な連絡、協力をして実施している。

2) 放置車両が自主撤去されるかされないかは、車両の損傷状況によって大きく異なり、一般に、水害後使用可能な場合には自主撤去される場合が多いのに対し、水害後使用不可能な場合には、自主撤去されない場合が多い。

3) 一車線確保の段階の車両の移動は、普通車の場合は、3～4人の人力による横移動により、また、これにより難しい大型車の場合には、クレーン車、レッカー車を使用している。

4) 路上障害物として、ヘドロ、流木、放置車両等がある。これらを一応排除して道路の応急確保を図った後、市街地では再び大量の水害ごみが路上に排出される場合がある。

上記の水害時の路上障害物の撤去方法から震災後の路上障害物撤去を比較検討すると表2のようになる。

4. 2 震災復旧用備蓄資材量の検討

昭和61年度耐震点検結果を有効利用すると共に既往震害における道路構造物の震害実態を加味して図1に示す備蓄資機材量算定法フローを提案した。本手法の特徴は、各施設ごとに被害を類型化するとともに被害確率を設定し、これにより求められる被害箇所数の期待値に復旧原単位を乗じて、応急復旧に必要となる復旧資機材を求めようとするものがある。このようにして求めた復旧資機材量から協定等による調達査可能量を差し引いて最終的に備蓄すべき資機材量を算定することになる。なお、本手法を用いた資機材量の把握が東北地域より行われた²⁾。

表 1 路上放置車両の除去対応の手しめ

事 例 対応項目	建 設 省 国 道 3 4 号	長 崎 県	長 崎 市	建 設 省 国 道 9 号	益 田 市	三 隅 町
道路の一車線確保に 必要な放置車の移動	建 設 省 自 治 会	道 路 管 理 者 自 治 会, 警 察 等	自 治 会 等 自 警 治 察 会 等	建 設 省	自 衛 隊	自 衛 隊
放置車のナンバー調査	建 設 省	警 察	市	建 設 省	市	町
放置車の持主確認	警 察	警 察 災 害 対 策 本 部	市	警 察	警 察	警 察
持主との連絡	警 察	警 察 災 害 対 策 本 部	市	建 設 省	市	町
放置車の仮移動	建 設 省	警 察 災 害 対 策 本 部	市	建 設 省	市	町
仮移動後の放置車の 管理	警 察	—	—	—	市	町
持主により撤去され ない車の処分	警 察	—	—	—	市	町

表2 長崎水害及び山陰水害時の路上障害物撤去の特徴と震災後の路上障害物撤去との比較

項 目			水 害 の 場 合		震災の場合	備 考
			長崎水害	山陰水害		
災害の発生状況	災害の発生時間帯及び突発性	降り始めから3時間後には、各所で浸水、帰宅途上の車両が多数路上放置	深夜に災害発生、駐車中の車両の多数流出	災害発生が予測されず		
	被災範囲	20km x 20km 範囲	50km x 20km 範囲	地震規模(マグニチュード)により一般に、以下おける。 M7 半径20km程度 M7.5 半径100km程度 M8 半径200km程度	長崎水害及び山陰水害の被災範囲は、M7クラスの地震に対応している。	
路上放置車両	路上放置される原因	車両自体の運行不能	浸水、流出	落下物、崩土、衝突事故、火災	水害時には、エンジン電気系統の被害が多い。	
		道路の通行不能	冠水、路体流失	陥没、落橋、火災		
	自主撤去	水害後使用可能なものは、自主撤去が多い。 反対に、使用不能なものも放棄される場合が多い。	基本的に水害と同じ	放置車両の撤去、自主撤去の呼びかけ		
	一車線確保時の車両の移動方法	小型車：3~4人の人々による横断 大型車：2レーン車、レッカー車の使用	基本的に水害と同じであるが、道幅が狭い箇所の崩落が懸念される。	自主撤去されない場合の処理方法としては、交通点が多い。		
放置車両以外の路上障害物			土砂(ハドロ状で取扱い困難) 流木、家屋、看板、電柱	土砂(流状化時)、浴槽家具、看板、塀、門柱	危険物(火薬類、高圧電源の流出等)、貴重品、行方不明者等	
災害の発生	発生時期	道路が確保され、住民が帰宅した直後から発生	基本的に水害と同じ	通常のゴミ処理量を1トンに上回る量が発生する。		
	発生物	浸水した家具、畳、小物、電気製品	被災した家具、食器、瓦等			

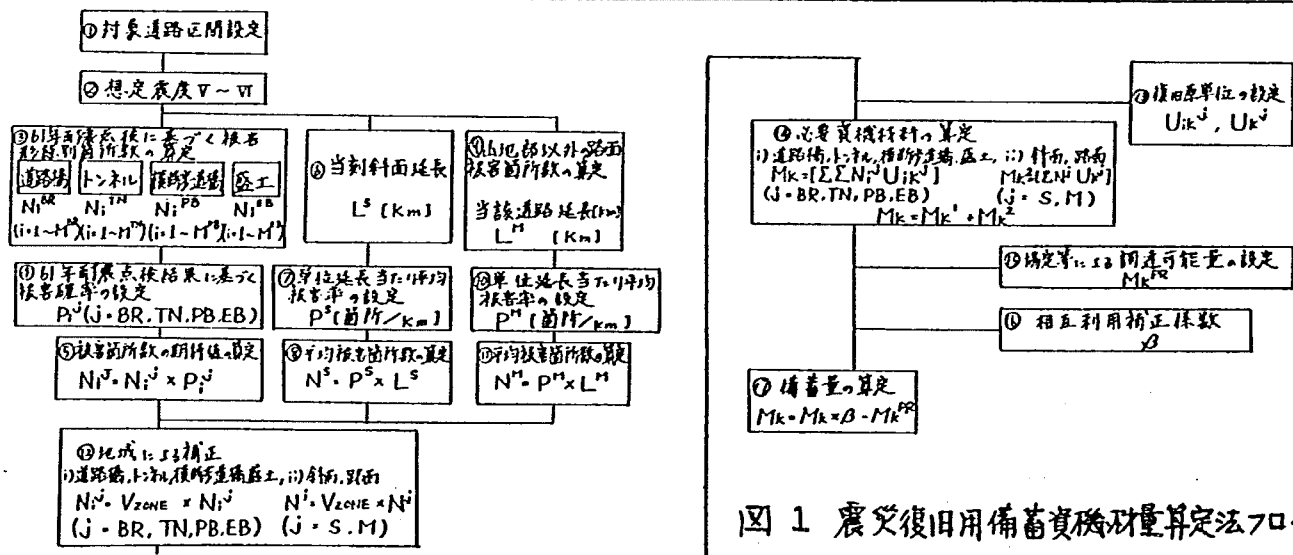


圖 1 震災復旧用備蓄資材量算定法 70-1

＜参考文献＞1) 土木研究所資料 第2417号「昭和57年長崎水害及び昭和58年山陰水害における路上障害の除去方法に関する調査」 561.11,
2) (財)国土開発技術研究センター「道路災害被害総合対策調査業務報告書」 562.3

5. 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

1. まえがき

既存の道路施設については、耐震設計法が十分確立されていない頃に築造されたものを含めて現在のレベルから見ると耐震性が十分ではない構造物が少なくない。このため、道路施設の被害を適切に予測し、補強が必要と判定される施設については有効な耐震補強を加えて道路全体としての耐震性を高めていくことが必要とされる。本課題は、既存の道路施設の耐震性及び耐震補強効果を的確に判定できる手法を開発することを目的として、昭和61年度からスタートしたものであり、本年度は、昭和61年に実施された道路耐震点検のうち、道路橋耐震点検票の原案の作成および耐震点検結果の整理を行うとともに耐震補強法に関する検討を行った。

2. 調査目的

既存の道路施設の耐震性及び耐震補強効果を的確に判定できる手法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

1)道路橋耐震点検票の原案の作成

昨年度に日本道路協会道路震災対策委員会の場で作成された橋梁耐震調査票をもとに、昭和61年の道路施設の耐震点検のうち道路橋の点検票の原案を作成した。

2)耐震点検結果の整理

昭和61年の道路施設の耐震点検結果の整理を行うとともに、耐震点検結果のデータをもとにデータベースを構築した。

3)耐震補強法の検討

昭和54年に実施された耐震点検結果に基づいて現在までに実際に耐震補強された事例を追跡調査し、各工法の整理分類を行うとともに、耐震対策上の問題点および今後開発が必要とされる工法を検討した。

4. 調査結果

1)道路橋耐震点検票の原案の作成

昨年度までの検討結果をもとに、道路橋の耐震点検票を表-1のように作成した。

2)耐震点検結果の整理

昭和61年の道路施設の耐震点検では、既設の橋梁、トンネル、横断歩道橋、盛土を対象として耐震安全性の点検が実施された。点検対象となった道路施設は、総計約6万箇所及び、このうち約33%に相当する約2万箇所がなんらかの対策を必要とされている。この中でも道路橋については点検総数の約70%に相当する4万橋のうち約15,000橋が要対策と判定されている。以上の耐震点検結果は、電算集計用のデータとして集められており、これをもとに任意に集計・解析が可能なデータベースを構築した。これを用いて道路橋の集計を行い、管理者別、および点検項目別に要対策箇所数を示したのがそれぞれ表-2(概数)および表-3(概数)である。ここで概数と言うのは電算カードに一部タイプミスがあり、これに対するチェックが十分でないものも含まれているためである。従って、最終的に震災対策として採択される数字と、ここに示す数字とは完全に一致しない。これによれば、要対策橋は半数以上が都道府県所管の橋梁である。なお、要対策橋の約8割が落橋防止構造の未整備によるものであり、この内訳をみると落橋防止構造の全くないものが4,776橋、

1種類のみが6,249橋となっている。

3)耐震補強法の検討

昭和54年耐震点検結果による対策事例を約1,500橋収集した。ただし、このうちの大部分は、移動制限装置および落橋防止装置に関するものであり、下部工対策が実施されたのが約60橋である。今後対策工法の選定された経緯、比較工法等の検討結果を踏まえ、対策工法の選定手法を開発していくことが必要とされる。

5. 今後の課題

耐震性に劣る道路構造物の抽出方法の高精度化、及びこれに対する有効な耐震補強法の選定手法、設計手法及び補強効果の評価手法をとりまとめていくことが必要とされる。

表-1 道路橋耐震点検票

調査機関名		調査年月		管理番号	
事業区分		道路種別		路線名	
橋名		所在地 (市町村)		橋長	
上部構造形式		上部構造の材料と形式		橋台・橋脚形式	
基礎形式		完成年月		適用示方書	
迂回路		橋面高		築替計画	
迂回路		橋面高		築替工費	

点検箇所		点検項目		対策費
一次点検	支保部の変状	主梁の損傷(点検)、アンカールボルト(点検)、石造りの損傷(点検)、鋼材の変状(点検)		
	落橋防止構造	橋脚・橋台の損傷(点検) 橋脚・橋台の損傷(点検) 橋脚・橋台の損傷(点検) 橋脚・橋台の損傷(点検)		
	コンクリート桁等の変状	クラック、剥離等(変状)の位置、程度、原因等		
	基礎の耐震性	地盤の耐震性(はい、いいえ)、基礎の耐震性(はい、いいえ)		
二次点検	基礎及び橋台・橋脚の耐震性	基礎及び橋台・橋脚の耐震性(はい、いいえ) 基礎及び橋台・橋脚の耐震性(はい、いいえ) 基礎及び橋台・橋脚の耐震性(はい、いいえ) 基礎及び橋台・橋脚の耐震性(はい、いいえ)		
	下部構造の変状	基礎の損傷(点検)、基礎の変状(点検)、鋼材の損傷(点検)		
	橋脚の断面形状	橋脚コンクリート(はい、いいえ)、断面形状(はい、いいえ)		
	調査項目	安全度の判定		対策費
三次点検	地盤の耐震性	FLの値が0.6以下の砂質土の層厚(H _L) ; (H _L = . m)		
	液状化による影響	液状化による影響(はい、いいえ) 液状化による影響(はい、いいえ) 液状化による影響(はい、いいえ) 液状化による影響(はい、いいえ)		
	橋脚橋体の強度	良い (A領域) 中間 (B領域) 悪い (C領域)		
	基礎杭の支持力	支持力 良い(安全率2以上)、中間(安全率1.5~2)、悪い(安全率1.5未満)		
四次点検	基礎の形式別の耐震性	パイルベント、独立したケーソン、RCケーソン、鋼管コンクリート、レンガ造、石造		
	鉄筋コンクリート橋脚に於ける主鉄筋配置の状況	せん断スパン比(b/D) (b/D ≤ 2, 4 ≤ b/D, 2 < b/D < 4)		
	主鉄筋配置の状況	地盤種別(1種、2種、3種、4種)		
	主鉄筋配置の状況	主鉄筋配置の状況に対する安全度(1.2以上、1.2未満)		
特記事項	せん断応力度(3.6 t/m ² 未満、3.6 t/m ² 以上)			上部構造 下部構造 合計

参考文献：土木研究所資料第2423号

「橋梁の耐震判定法に関する研究
一(その1)一」昭和62年1月

表-2 道路橋の管理者別内訳(概数)

管理者	項目	点検数	要対策箇所	点検総数に占める割合
都道府県		22,788	8,961	39.3
政令指定都市		1,393	638	45.8
市町村		2,776	1,045	37.6
北海道開発局		393	373	94.9
東北地方建設局		1,338	333	24.9
関東地方建設局		862	256	29.7
北陸地方建設局		480	160	33.3
中部地方建設局		1,005	619	61.6
近畿地方建設局		939	555	59.1
中国地方建設局		806	401	49.8
四国地方建設局		518	246	47.5
九州地方建設局		1,065	368	34.6
沖縄開発局		75	14	18.7
日本道路公団		4,858	1,065	21.9
首都高速道路公団		244	16	6.6
阪神高速道路公団		677	9	1.3
本州四国連絡橋公団		57	0	0.0
不明		74	2	2.7
合計		40,348	15,061	37.3

表-3 道路橋に関する点検項目別内訳(概数)

項目	該当箇所数	
	数	%
支保部の変状	2,190	14.5
落橋防止構造	12,311	81.7
コンクリート桁等の変状	1,938	12.8
下部構造の変状	1,072	7.1
飽和砂質地盤の液状化	113	0.7
橋脚橋体の強度	215	1.4
基礎杭の支持力	215	1.4
基礎の形式別の耐震性	483	3.2
RC橋脚主鉄筋配置の状況	10	0.0

注) %は、要対策橋15,061橋に対する比を示す。

6. 連続桁橋の耐震性に関する試験調査 (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
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

近年の地震において、連続橋の動的応答特性に起因すると考えられる被害が生じているが、現行の道路橋示方書耐震設計編では、連続橋に対する具体的な耐震計算法は示されていない。このため、連続橋の耐震計算法を開発することを目的に昭和58年度から本調査に着手し、現在までに上部工の剛性を考慮した静的フレーム法と呼ぶ新しい耐震計算法(図1参照)を提案すると共に、予備的な試算により適用性を検討してきた。今年度は、直橋を中心として、さらに試算対象橋の範囲を広げ、静的フレーム法の具体的な適用範囲の検討を行った。また、橋軸方向の設計における可動支承の摩擦力の取扱いに関しての検討も行った。

2. 調査目的

本調査の目的は、連続橋の動的応答特性を考慮できる耐震設計法を開発することである。

3. 調査方法

3. 1 静的フレーム法の適用性の検討

構造特性及び地盤条件を種々変化させた36橋に対して、新しく提案した静的フレーム法のほか、支点反力法(現行の道示による方法)、単純桁法(橋を各径間の中央で切り、各々の重量を当該橋梁の分担とする方法)による耐震計算を行い、これらの結果と正解と考えられる時刻歴応答解析結果を比較することにより、新手法の適用性を検討する。

3. 2 固定支承作用力を算出する際の可動支承摩擦力の取扱いの検討

固定支承の橋軸方向地震力を算出する際に、可動支承の摩擦力の取扱い(摩擦力を差し引いてもよいかどうか)を検討するため、標準的な構造特性を有する6橋(図2参照)に対して地震応答解析による検討を行った。

4. 調査結果

4. 1 静的フレーム法の適用性

正解(地震応答解析結果)に対して、新手法、支点反力法、単純桁法の精度がどの程度となるかを、正解に対する各手法による断面力(橋脚基部の曲げモーメント及び支承位置せん断力)の比の頻度(

36橋の各橋脚及び橋台の本数)によって表した結果が図3である。これによれば、新手法は、現行法(支点反力法、単純桁法)に比較して、断面力を過小もしくは過大に評価する割合が少なく、適用性が広いことが分かる。新手法を従来の支点反力法及び動的解析法と比較して、その位置付け及び適用性を示すと図4のようになる。

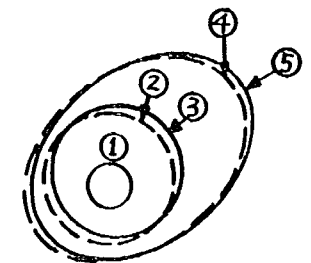
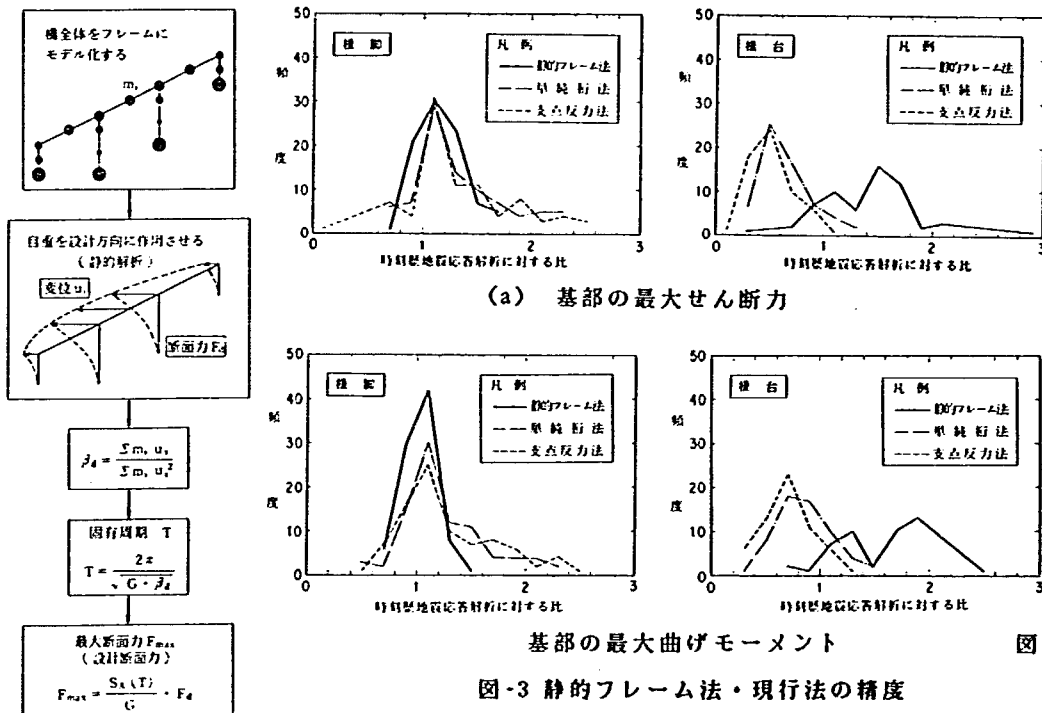
4.2 固定支承作用力を算出する際の可動支承の摩擦力の取扱い

可動支承に作用する摩擦力を差し引かないとした場合の固定橋脚の基部曲げモーメント及び支承位置のせん断力を基準として、実際に可動支承の摩擦を考慮した非線形動的解析を行うと断面力がどのようなになるかを両者の比(摩擦考慮/摩擦無視)によって表すと図5のようになる。摩擦係数の増大に伴い、多少、固定橋脚の断面力が減少する場合もあるが、反対に増大する場合もある。従って、固定橋脚の地震力を算出する場合には、可動支承の摩擦力を差し引いてはならないと考えられる。

5. 今後の問題点

今後は、斜橋及び曲線連続橋に対する静的フレーム法の適用性の検討を行う必要がある。

《参考文献》連続橋の耐震計算法―(その2)静的フレーム法による地盤条件が変化しない場合の耐震計算法の提案―、土研資料、第2409号、昭和61年9月



- ①従来の耐震計算法(支点反力法)
1 基の下部構造とそれが支持する上部構造系に分割する
- ②静的フレーム法
- ③1次モードだけを考慮した
応答スペクトル解析法
- ④多自由度を考慮した
応答スペクトル解析法
- ⑤多自由度系を考慮した
時刻歴地震応答解析法

図-4 静的フレーム法の位置付け

図-1 静的フレーム法の計算フロー

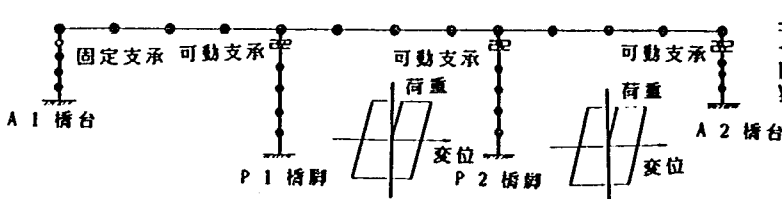


図-2 解析対象橋の一例

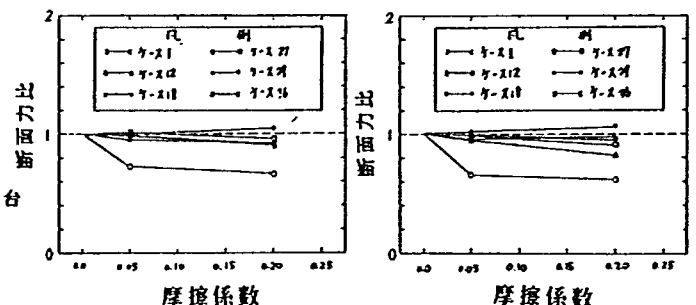


図-5 固定支承を有する橋脚・橋台に作用する
最大断面力の摩擦係数による変化

7. 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
小山 達彦
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、強度ばかりでは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かつ経済的に設計するために有効に利用される。本年度は、本調査の初年度であり、鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊する場合の動的破壊特性を検討するため、振動台実験及びこれに対応した応答載荷実験を行った。

2. 調査目的

本調査の目的は、鉄筋コンクリート橋脚のねばりを考慮した動的耐震設計法を開発することである。

3. 調査方法

3.1 供試体

図-1は実験に用いた供試体(5体)を示したものである。供試体の降伏耐力は7.3ton(降伏変位:12mm)であり、この供試体が支持する上部構造重量は40tonであるから、現行の道路橋示方書に従って、この供試体を設計したとすれば、設計水平震度は0.15となる。これらの供試体を用いて、1)振動台による加振実験、2)加振機を用いた応答載荷実験を行った。

3.2 実験手順

振動台による加振実験では、写真-1に示すように、供試体を振動台の上に据え付け、また、振動台外の床に2基の鋼製の橋脚を据え付けて、それらの間に各径間に20tonの重りを載せた2径間単純桁より成る上部構造を架設した。振動方向は橋軸方向である。振動台上の供試体の支承はピン支承(固定)であり、振動台外の鋼製橋脚の支承はローラー支承(可動)であるため、上部構造の慣性力はすべて供試体に作用することになる。入力地震動は1983年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で観測された記録である。実験では、加速度の値は原波形の値を2倍(Test A)、3倍(Test B)および4倍(Test C)に増幅して用いた。一方、加振機を用いた実験(Test D及びTest E)では、Test A及びTest Bの、支承位置における応答変位を入力として加振を行った。

4. 調査結果

実験結果の一例として、フーチング及び桁の位置の加速度並びに橋脚天端の変位(Test C)を図-2に、また、これによる橋脚天端の作用力～変位の履歴曲線を図-3に、それぞれ示す。図-4は振動台実験による橋脚天端作用力～変位の包絡線を応答載荷実験と比較したものである。また、写真-2にもっとも被害が大きかったTest Cの破壊状況を示す。表-1はフーチング上および桁の加速度および桁の相対変位の最大値を一覧表にまとめたものである。また、表-2は各供試体の降伏耐力、降伏変位、最大荷重および最大応答塑性率をまとめたものである。以上の結果から以下の事項を指摘できる。

①Test Cの破壊状況は、宮城県沖地震等で実際に生じた被害状況と非常によく一致しており、振動台実験で再現されたと同じ現象が実地震時に生じたことがわかる。したがって、現行の設計震度を越えた地震力が作用した場合には、そのレベルに応じた損傷が生じ得るが、落橋につながるような大被害を生じさせないことが重要である。

②Test BおよびTest Cでは、供試体の振動が一方向に偏った。今回の実験では、常時には橋脚基部に曲げモーメントが作用していないが、形式によっては死荷重、温度変化等により常時に曲げモーメントが作用している場合がある。このような場合には、一方向へ変形が累積される可能性があるため、注意しなければならない。

③現在、道示耐震設計編の改訂に伴い保有耐力照査式が検討されつつあるが、本実験結果に適用した結果、十分妥当なものであることがわかった。

5. 今後の課題

今年度はせん断支間比が大きい、曲げ破壊タイプのRC橋脚模型の破壊特性を検討したが、次年度はせん断支間比が小さい、せん断破壊タイプの実験を行い、その破壊特性を調査する予定である。

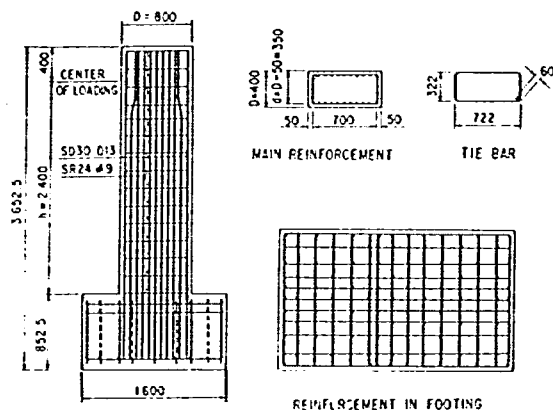
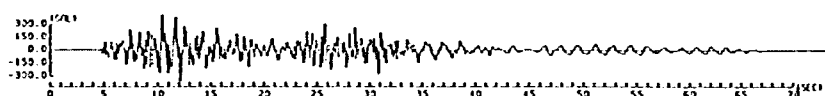
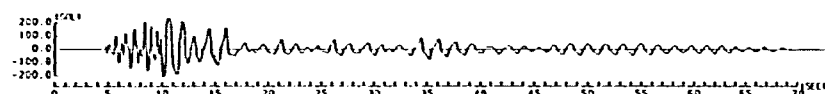


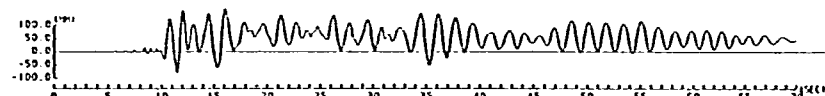
図-1 実験に用いた供試体



(a) フーチング位置の加速度(入力加速度)



(b) 桁の加速度



(c) 橋脚天端の変位

図-2 Test Cによる結果の一例

表-1 最大応答値

項目	フーチング 加速度	桁加速度	桁相対変位
Test A	275gal	217gal	45mm
Test B	360gal	272gal	114mm
Test C	402gal	238gal	163mm

表-2 耐震性能一覧表

実験種別 供試体	振動台実験			応答載荷実験	
	Test A	Test B	Test C	Test D	Test E
降伏耐力	7.0ton	7.6ton	7.4ton	8.5ton	7.5ton
降伏変位	11mm	13mm	12mm	13mm	14mm
最大荷重	9.3ton	10.2ton	11.2ton	9.4ton	9.9ton
最大応答塑性率	4.1	8.8	13.6	3.5	8.3



写真-1 振動台実験状況

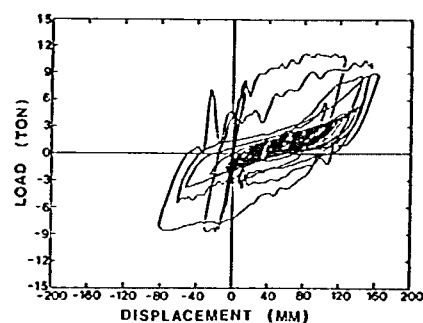


図-3 橋脚天端作用力～変位の履歴曲線 (Test C)

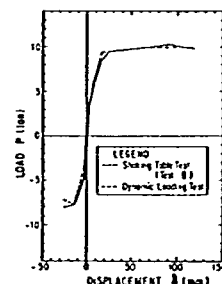


図-4 橋脚天端作用力～変位の包絡線による
振動台実験と応答載荷実験の比較



写真-2 橋脚基部の破壊状況 (Test C)

8. 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 逢上 茂樹
吾田 洋一

1. まえがき

近年、大規模特殊事業関連の道路において、長大スパンの斜張橋が採用される事例が急増している。しかしながら、斜張橋に対しては従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情であり、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。本課題は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的として、昭和60年度からスタートしたものであり、本年度は、上部構造系の動的特性、及び重要なパラメータでありながら、従来十分わかってない減衰特性に対する検討を行った。

2. 調査目的

動的特性を取り入れた斜張橋の耐震設計法の開発を目的とする。

3. 調査内容

- 1) 可動支承部の摩擦による斜張橋の減衰特性を解析的に検討し、摩擦の作用する場合の等価な減衰定数の簡易算定式を提案した。
- 2) 3径間斜張橋模型を製作し、ケーブル型式、ケーブル本数等を変化させた模型実験により、斜張橋の振動特性及び減衰特性を検討した。
- 3) 水郷大橋(国道51号)の強震観測記録の解析を行い、上部系の減衰定数を検討した。

4. 調査結果

4-1 可動支承部の摩擦力による等価減衰定数

橋長380mの2径間斜張橋モデルを対象として、橋軸方向の卓越モード形に着目し、両桁端の可動支承に作用する摩擦力による上部系の減衰特性を検討した。解析では初期変位を与えて自由振動を生じさせ、その自由振動波形から等価な減衰定数を算定した。この結果、摩擦が作用する場合の上部系の、減衰定数は振動振幅の減少に従って増加し、また、モードによっても異なることがわかった。このような結果は、振幅が増えると減衰定数は一般に増加するとされていた従来の考え方と反対の傾向を示すが、片品川橋等、過去の振動実験結果を注意深く見ると、今回の解析結果と同じ現象が生じており、今後の耐震設計に十分考慮して行かなければならない。なお、このような減衰定数を振動モード形ごとに簡易に算定する手法を開発した。

4-2 模型実験による減衰特性の検討結果

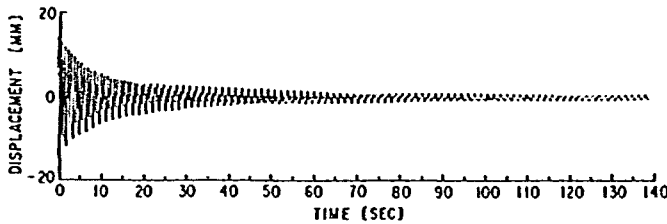
橋長5mの3径間連続斜張橋模型(名港西大橋の $\frac{1}{150}$ スケール)を製作し、自由振動実験から振動特性及び減衰特性を検討した。その結果振動特性はケーブル形式によって大きく異なり、ハープタイプは橋軸方向に加振しても橋軸方向振動は早く減衰し、鉛直振動に移り変わるため結果的に橋軸方向に対する減衰は相対的に大きいこと、また、ファンタイプでは、橋軸方向、鉛直方向共に同程度の減衰定数を有しハープタイプのような顕著な振動特性の変化は生じないということがわかった。図-2はハープタイプ模型に橋軸方向の振動をさせた場合の橋軸方向及び上下方向の変位の減衰波形及びこれから算出した減衰定数を示したものである。上下方向の減衰の方が橋軸方向の減衰よりもはるかに大きいことを示している。

4-3 水郷大橋の減衰特性の検討結果

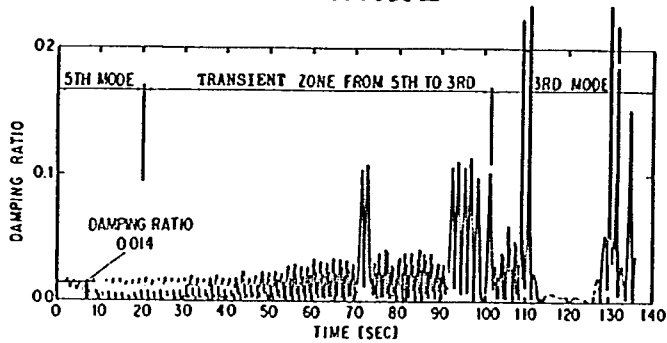
水郷大橋では、昭和61年3月から観測を開始し現在までに19地震による記録が得られている。その中で最も大きな地震(昭和61年6月24日房総半島沖地震(M6.9)、最大加速度は塔頂部の橋軸方向で189gal、橋軸直角方向で217gal)による記録を解析によりシミュレートし、水郷大橋の減衰特性を検討した。図-3及び図-4は、塔頂部及び千葉県側の桁中央部の応答波形と計算結果との比較を示したものである。これによれば、塔頂部と桁中央部の応答に対してそれぞれ1%、及び5%程度の減衰定数の場合がよい近似を示している。

5. まとめ

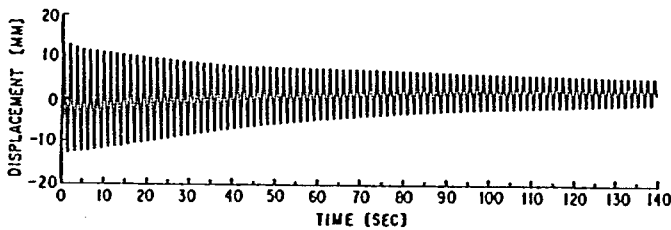
斜張橋の動的解析を行う際にその応答に大きな影響を及ぼす減衰特性に関して3つの側面から検討を行った。相互にまだ関連をつける段階ではないが、減衰定数が振幅及びモード形によって変化する、その絶対値は減衰の生じる原因により大きく異なることが明らかになった。今後以上の検討をさらに進めて斜張橋の減衰特性を把握し、減衰定数の正しい設定法を開発していく必要がある。



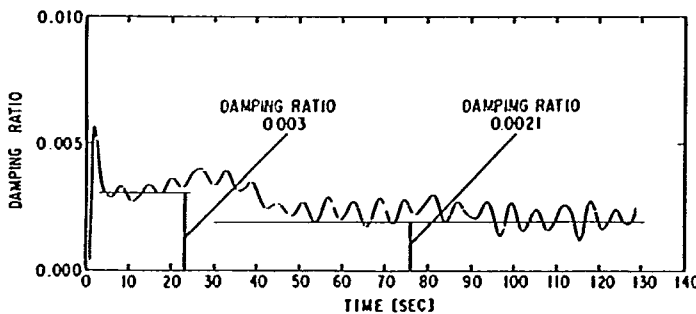
(A) 橋軸方向変位



(B) 橋軸方向変位から求められた減衰定数



(C) 桁中央部の鉛直変位



(D) 鉛直変位から求められた減衰定数

図-2 模型実験による自由振動波形及び等価減衰定数

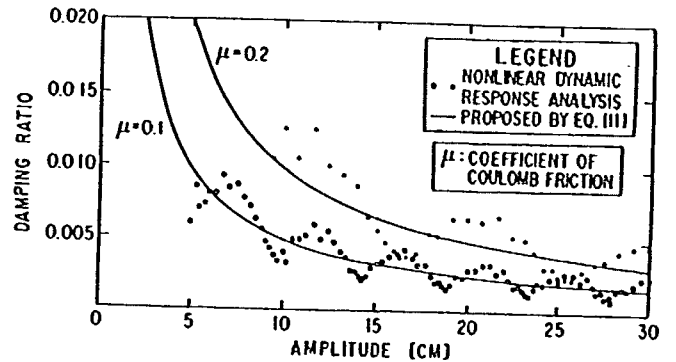
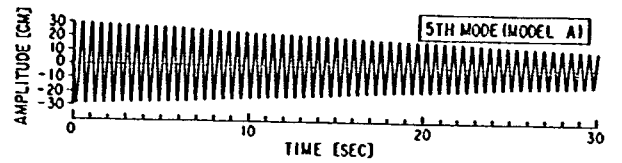
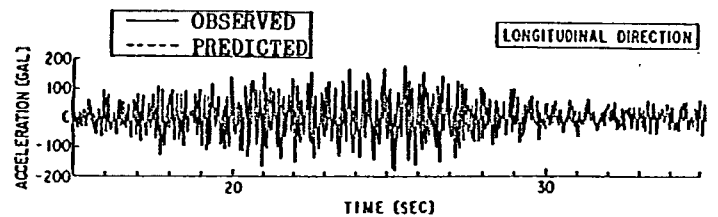
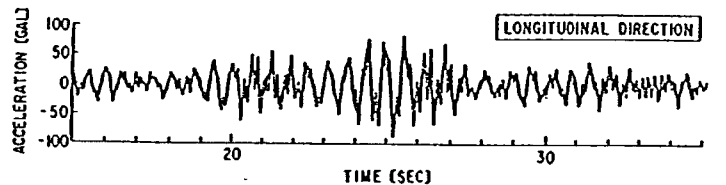


図-1 応答計算結果と提案式による等価減衰定数の比較(5次モード)

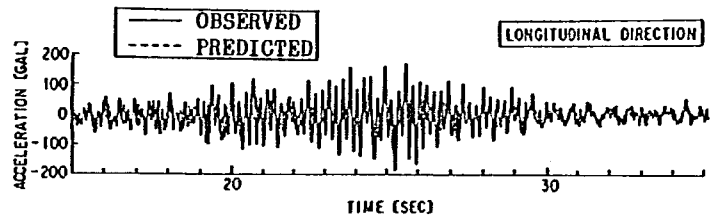


(A) 塔頂部

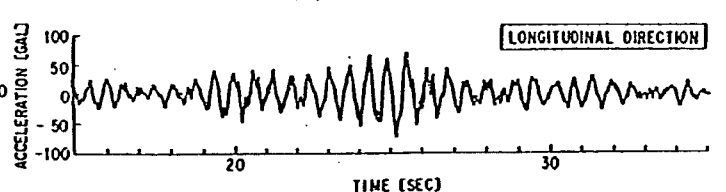


(B) 桁中央部

図-3 観測記録と計算波形の比較(h=0.01)



(A) 塔頂部



(B) 桁中央部

図-4 観測記録と計算波形の比較(h=0.05)

参考文献：土木研究所資料、斜張橋の耐震性に関する研究(その4)
(取りまとめ中)

9. 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 大日方尚巳

加納 尚史

1. まえがき

大規模特殊事業計画において都市内に計画される道路トンネルは、特殊な構造、施工法が用いられることが多く、また環境・用地対策上他構造物と近接したり、一体となった計画が増加している。これらの構造物は大地震を受けた経験がなく、その耐震設計法自体も整備されていない。このためこうした都市トンネルの耐震性を調査し耐震設計法の形にまとめることが必要である。

本調査は昭和58年度にスタートし、現在までに沈埋トンネルの動的特性、シールドトンネルセグメントの動的載荷実験等を行ってきた。本年度は、非常に幅広の沈埋トンネル（東京湾岸、羽田第一トンネル）に対する地震応答解析手法を開発するとともに、シールドトンネルの耐震計算の基本となる二次覆工を考慮した場合のトンネル長手方向の剛性の算定法を提案した。

2. 調査目的

本調査は大規模特殊事業において計画される新構造形式の都市トンネルの耐震性を調査し、適切な耐震設計法を開発することを目的として実施するものである。

3. 調査方法

3.1 幅広の沈埋トンネルの地震応答解析手法の開発

幅広のトンネルを従来のように梁としてではなく、板としてモデル化可能な電算解析プログラム“DAST-PL”を開発し、東京湾岸道路、羽田第一トンネルを対象とし、試算を行った。

3.2 二次覆工を考慮したシールドトンネルの長手方向剛性の計算法の提案

昨年度は、リング継手～セグメントから構成された一次覆工だけがある場合の長手方向剛性の算出法を開発したが、本年度は、これを発展させて、二次覆工を設置した場合の剛性の計算法を開発した。

4. 調査結果

4.1 幅広トンネルの地震応答解析手法の開発

図1は、従来一般に用いられてきた沈埋トンネルの地震応答解析手法との比較により、今回開発した解析手法の概要を示したものであり、トンネル長手方向と同時に、これに直角方向の地盤条件の変化を考慮できるとともに、トンネルを梁としてでなく、板としてモデル化できる点が特徴となっている。これを用いて羽田第一トンネル（幅 65.6m、高さ 9.6m）を対象に試算した結果が図2である。ただし、本格的な検討は次年度に実施することとし、本年度は、可撓性継手を一切用いない単純な構造を対象とした。これによれば、今回の解析では、必ずしも従来の梁による動的解析結果と大きな違いは生じていないが、可撓性継手等を見込んで詳細な解析を行えば、両者の差が大きく現れてくるものと考えられる。

4.2 二次覆工を考慮したシールドトンネルの長手方向剛性の計算法の提案

シールドトンネルは、長手方向には、セグメントをリング間継手で接続した構造となっているが、リング間継手は、圧縮方向には剛性が非常に大きい、引張方向には剛性が低いという非線形性を有し、また、これに二次覆工が加わるため、中立軸位置の移動も含め、かなり複雑な力学的挙動を示す。昨年度までの検証結果を踏まえ、圧縮に対してはセグメント及び二次覆工で、引張に対してはセグメント～リング間継手系及び二次覆工で抵抗するものとして、図4に示す変形を想定し、等価曲げ剛性の算定にあたっては、方法を以下のように求めた。

$$(EI)_{eq} = E_s r^3 t \left(a + \frac{b}{1 + \frac{E_s A_s}{K_j l_s}} \right) + E_L r' t' \pi (r'^2 + 2 r^2 \sin^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$$a = (\pi - 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) - 3 \sin \phi \cos \phi$$

$$b = (\pi + 2\phi) \left(\frac{1}{2} + \sin^2 \phi \right) + 3 \sin \phi \cos \phi$$

(EI)_{eq} ; 等価曲げ剛性

E_s ; セグメントの弾性係数

E_L ; 二次覆工の弾性係数

A_s ; セグメントの断面積

A_L ; 二次覆工の断面積

K_j ; 断面内のリング間継手バネ定数の合計

l_s ; リング長

また、 $\sin \phi = x/r$ であり、次式から求まる。

$$\cot \phi + \phi = \pi \left[\left(1 + \frac{E_L A_L}{E_S A_S} \right) \left(1 + \frac{I_S K_J}{E_S A_S} \right) - \frac{1}{2} \right] \dots\dots\dots (2)$$

5. 今後の課題

本年度開発した方法により、羽田第一トンネルの詳細な動的解析を実施する必要がある。また、今年度開発した等価剛性を用いたシールドトンネルの耐震計算法を検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 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)、土研資料第2262号、昭和60年10月、(その2)、土研資料第2277号、昭和60年12月、(その3)、土研資料第2381号、昭和61年4月、(その4)、取りまとめ中
- 2) 建設省土木研究所：偏平な沈埋トンネルの耐震性に関する研究、(その1)、取りまとめ中

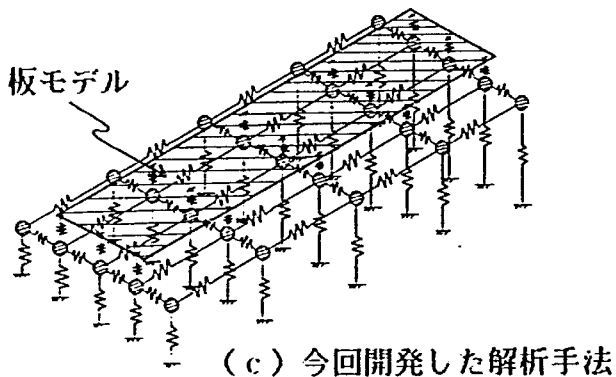
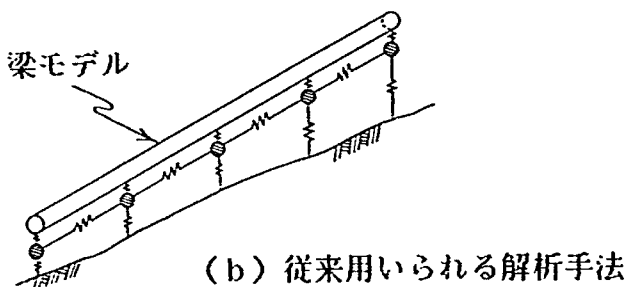
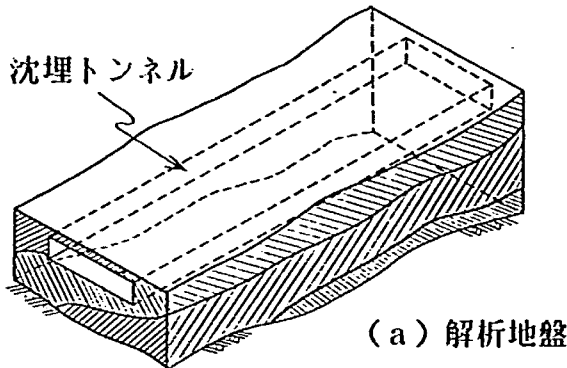


図1 解析手法の概要

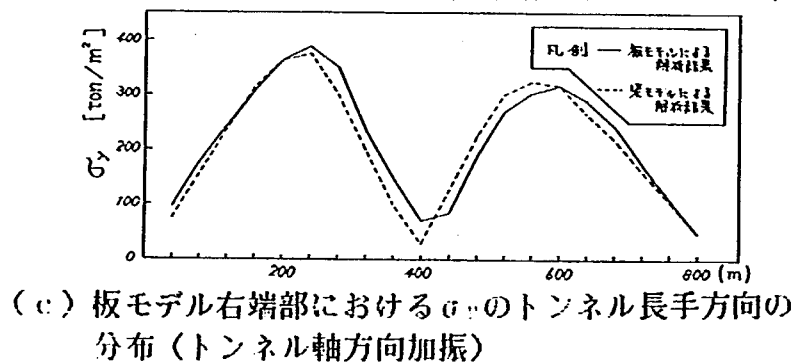
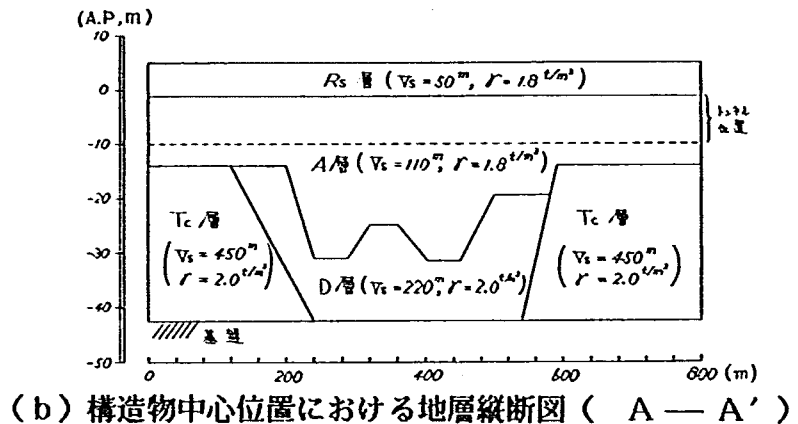
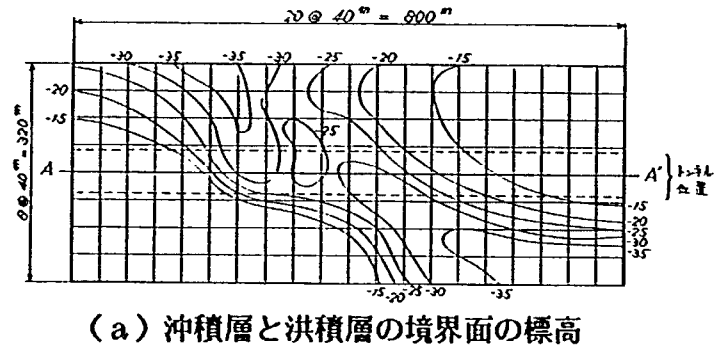


図2 試算結果

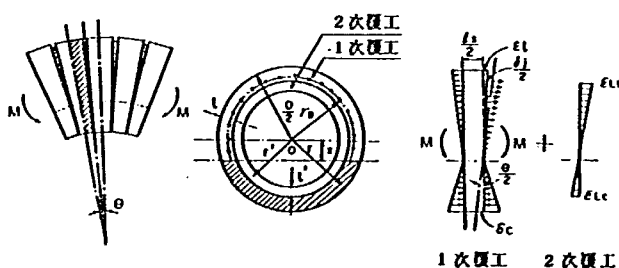


図3 曲げ剛性の評価

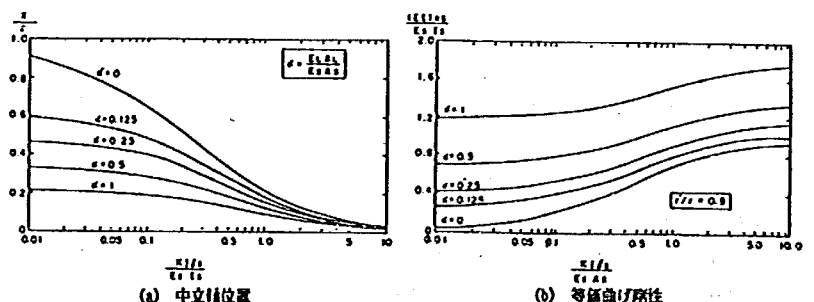


図4 中立軸位置および等価曲げ剛性 ($r'/r=0.9$ の場合)

10. 昭和61年度耐震点検結果の詳細解析

(直轄道路維持修善費)

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

昭和61年耐震点検は、盛土、橋梁、トンネル、横断歩道橋を対象として点検を実施し、耐震性が不十分な構造物に対しては、補修あるいは補強を行い、道路施設の地震災害を防止あるいは軽減することを目的として実施されたものである。この耐震点検結果の詳細な内容を把握するために、各管理者、各構造物ごとに作成されたデータをもとに調査項目および点検項目間の関係を知るための詳細な集計および解析を行った。

2. 調査目的

昭和61年耐震点検結果をもとに対策の必要とされる箇所について調査項目および点検項目の関係をすることを目的とする。

3. 調査内容

昭和61年耐震点検結果をもとに、盛土、橋梁、トンネル、横断歩道橋の各構造物について以下の集計解析を行った。

- ① 点検総数に対する要対策箇所数の集計（管理者、事業区分、道路種別毎）
- ② 点検項目と該当橋数および対策工費の集計
- ③ 点検項目の内訳別の該当橋数および対策工費の集計
- ④ 調査項目と点検項目のクロス集計

なお、橋梁については、架替計画のある橋の特性に関して、架替橋数と調査項目の集計も行った。

4. 調査結果

昭和61年の耐震点検結果は、電算集計用にカードあるいは磁気テープで集められ、これをもとに各構造物ごとのデータファイルを作成し、データのエラーチェックおよび可能な修正を行った後に集計解析を行った。点検対象となった道路施設は、全国で約6万箇所におよび、このうちの約33%に相当する2万箇所に何らかの対策が必要とされている。

集計および解析は、前述の①～④について行っているが、その一例を示すと表-1（概数）～表-4（概数）のようになる。ここで概数というのは電算カードに一部タイプミスがあり、これに対するチェックが十分でないものも含まれているためである。従って、最終的に震災対策として採択される数字と、ここに示す数字とは完全に一致しない。これらは、対策が必要とされる箇所についてどの点検項目に該当するかを示したものである。これより各構造物ごとに特徴の概要を示すと以下のようになる。

1) 盛土

法面勾配が法面標準勾配を満足していないために対策が必要とされているものが要対策箇所の約6割を占めており、盛土高さHとの関係でみると要対策箇所1,017箇所のうち盛土高さが5～10mのものが433箇所、10～20mのものが487箇所となっている。

2) 橋梁

要対策橋全数の約8割に相当する12,311橋が落橋防止構造の未整備によるものであり、落橋防止構造の全くないものが4,776橋、1種類のみのもものが6,249橋となっている。また、落橋防止構造の未整備のものについて適用示方書との関係を調べてみると、大正15年道構細則および昭和14年鋼道示によるものが1,907橋、昭和31年および昭和39年鋼道示によるものが7,621橋、昭和46年耐震設計指針によるものが2,111橋となっており、約8割が昭和39年鋼道示以前の橋梁であった。

3) トンネル

坑内および坑口の覆工の変状および肌落ち等の劣化によるものが大半を占めており、完成年月との関係を見てみると、必ずしも古い時代に建設されたトンネルで要対策となっているものが特に多いと

ということもなく、昭和40年以降に建設されたものについても何らかの変状が生じているものが多い結果となっている。

4) 横断歩道橋

要対策橋全数の約9割が落橋防止構造の未整備によるものであり、適用示方書の関係を調べてみると昭和39年鋼道示によるものが、1,132橋と要対策橋の約8割に該当する。

5. 結論

昭和61年耐震点検結果の整理および詳細な解析を各構造物について実施し、要対策となった構造物の特性を調査した。この結果として各構造物について以上のような結果が得られた。

表-1 点検項目別内訳（盛土）（概数）

項 目	該当箇所数	
	数	%
極軟弱地盤・極めて液状化しやすい地盤	159	9.2
傾 斜 地 盤	98	5.7
法 面 勾 配	1,017	59.3
盛土法面の耐震設計の有無	448	26.1
法面、擁壁等の異常な変形および変状	287	16.7
合 計	1,714	100.0

表-2 点検項目別内訳（道路橋）（概数）

項 目	該当箇所数	
	数	%
支承部の変状	2,190	14.5
落橋防止構造	12,311	81.7
コンクリート桁等の変状	1,938	12.8
下部構造の変状	1,072	7.1
飽和砂質地盤の液状化	113	0.7
橋脚樞体の強度	215	1.4
基礎杭の支持力	215	1.4
基礎の形式別の耐震性	483	3.2
R C橋脚主鉄筋段落し部の強度	10	0.0
合 計	15,061	100.0

表-3 点検項目別内訳（トンネル）（概数）

項 目	該当箇所数	
	数	%
坑口付近の地山の変状	49	5.4
坑口付近の覆工の変状	275	30.4
坑口付近のなだれ、落石等が予測	264	29.2
坑門工基礎の沈下、傾斜	44	4.8
坑口内における肌落ち等の劣化	105	11.6
坑内の覆工の変状	495	54.7
合 計	904	100.0

表-4 点検項目別内訳（横断歩道橋）（概数）

項 目	該当箇所数	
	数	%
落橋防止装置の有無	1,407	90.8
桁あるいは下部工等における著しい老朽化・劣化の有無	184	11.8
下部工の沈下・傾斜等の有無	15	0.9
合 計	1,714	100.0

11. 大阪池田線高架橋の耐震性に関する調査

(阪神高速道路公団受託)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 長谷川金二

小山 達彦

吉田 武史

1. まえがき

阪神高速道路公団大阪池田線では多数の高架橋が計画され、現行の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に準じて耐震設計が行われており、鉄筋コンクリート橋脚についても設計水平震度として0.2～0.3の値を用いて許容応力度法による耐震計算が行われている。しかし、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震等、近年の大地震においては鉄筋コンクリート橋脚にコンクリートのひび割れ、剝離、及び主鉄筋の座屈、破断等の大規模な被害が相次いで生じている。これは大規模地震が当該橋の近くで発生したような場合、橋脚に生じる地震力が現行の道路橋示方書で規定されている0.2～0.3の設計水平震度に相当する地震力よりも大きくなるためと考えられる。大地震時には、この様な大きな地震力が作用するとしても、一方では、この様な大地震が当該橋の近くで発生する機会はまれであることを考慮すると、許容応力度法のなかで単に設計水平震度を大きくするだけで対処することは現実的でない。このため、一般には大地震が生じた場合には橋脚にある程度の損傷が生じることは許容するが、落橋するような致命的な破壊を防止することが重要である。そこで、本調査では阪神高速道路公団大阪池田線の耐震性を調査するため、昨年度のゴム支承を用いた道路橋の地震応答特性の調査に引続き、本年度は大地震時における鉄筋コンクリート橋脚の破壊に対する安全性を具体的に照査する手法の開発及び試算を行った。

2. 調査目的

本調査の目的は、阪神北部地域と大阪都心部を結ぶ重要路線である阪神高速道路公団大阪池田線の高架橋に採用されている鉄筋コンクリート橋脚の大地震に対する耐震性を検討することである。

3. 調査方法

3. 1 大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の安全性の照査方法

3. 1. 1 大地震に対する等価水平震度

鉄筋コンクリート橋脚が大地震により大きく損傷を受けても、落橋しないためには、地震動に対して鉄筋コンクリート橋脚が弾性域にとどまるか、あるいは塑性域に入っても橋脚の耐力が急激に減ずることなく変形できる領域にあることが必要である。大地震を受けた場合の構造物の挙動については、N.M.Newmarkらの研究をはじめとして各種のものがあり、こうした研究成果によれば、弾塑性復元力特性を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答におけるそれぞれの最

大応答変位時のひずみエネルギーが両者でほぼ同量となることがわかっている。すなわち、鉄筋コンクリート橋脚の天端における変位 δ と作用力 P の関係を図-1のように簡略化して表すと、地震動に対して鉄筋コンクリート橋脚が塑性域に入った場合には OABと OCDEの面積が等しくなるように、弾塑性応答が生じることになる。したがって、塑性域に入っても橋脚の耐力が急激に減することなく変形できる領域が大きければ、塑性域に入る荷重 P_y は小さくてもよいことになる。ここでは、このような関係をNewmarkらのエネルギー一定則により表し、大地震に対する設計水平震度 k_2 から次式により鉄筋コンクリート橋脚のねばりを期待した等価水平震度 k_{he} を求めた。

$$k_{he} = \frac{k_2}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \text{-----} \quad (1)$$

ここで、 μ は後述する許容塑性率である。なお、エネルギー一定則を用いた非線形地震応答変位の推定精度については参考文献1)を参照していただきたい。

3. 1. 2 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率及び許容耐力

鉄筋コンクリート橋脚の天端における変位 δ と作用力 P との関係は、現行の道路橋示方書V耐震設計編の参考資料「地震時変形性能の照査例」に示されている方法により求めることができる。この耐震計算法に従い、以下の仮定に基づいて降伏変位 δ_y 、降伏荷重 P_y 、および、終局変位 δ_u 、終局荷重 P_u を求めた。

- ① 縦ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- ② コンクリートの引張り強度は無視する。
- ③ コンクリートの応力-ひずみ曲線は図-2のとおりとする。
- ④ 鉄筋の応力度-ひずみ曲線は図-3のとおりとする。

この計算方法の推定精度については耐震研究室で行ってきた鉄筋コンクリート橋脚模型の載荷実験結果を用いて検討しているのので、参考文献2)を参照していただきたい。

許容塑性率および許容耐力は、主鉄筋が降伏した後の変形性能に対して安全係数 α を考慮し、次式により求めた。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad \text{-----} \quad (2)$$

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \quad \text{-----} \quad (3)$$

現行の地震時変形性能の照査では、降伏変位に対する終局変位の比で表される終局塑性率 $\mu_u (= \delta_u / \delta_y)$ を安全係数で除して、許容塑性率を算出していたが、この方法では終局塑性率の値により許容塑性率が1よりも小さくなることがあるので、ここでは上式により許容塑性率を求めることとした。

3. 1. 3 大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の安全性照査

「3. 1. 1 大地震に対する等価設計水平震度」に示した等価設計水平震度から得られる地震力と「3. 1. 2 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率及び許容耐力」に示した許容耐力を比較することにより、大地震に対する安全性が照査される。

3. 2 大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の安全性照査の試算

前章に示した大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の安全性照査の方法に従い、試算を行った。試算の対象とした橋脚は阪神高速道路公団大阪池田線に採用されている鉄筋コンクリート橋脚を参考にして設定した。対象とした橋は3径間連続の道路橋であり、支間長を20m, 30m, 40mおよび50mとし、対象橋脚の高さは5m, 10m, 15mおよび20mと変化させた。また、支承条件は固定支承とした。これらの条件をもとに設計水平震度を0.2とした場合、および0.3とした場合について実際に震度法により設計を行って橋脚断面を決めた。表-1および表-2はそれぞれ設計水平震度を0.2とした場合、および0.3とした場合の断面寸法である。図-4にケース1で設計震度を0.2とした場合の橋脚寸法を示す。試算例では安全係数 α を1.1, 1.2, 及び1.5とし、大地震に対する設計水平震度は0.6, 0.8及び1.0とした。

4. 調査結果

図-5は、ケース1で設計水平震度を0.2とした場合の橋脚天端における橋軸方向の変位 δ と作用力 P との関係を示したものである。この場合、降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u はそれぞれ、1.5cm及び4.66cmであるから、安全係数 α が1.1, 1.2および1.5のとき、許容塑性率はそれぞれ2.91, 2.75および2.40になる。また、降伏荷重 P_y 及び終局荷重 P_u はそれぞれ186tonおよび219tonであるから、許容耐力はそれぞれの安全係数に対して216ton, 213tonおよび208tonになる。ここで、橋脚が支持する上部構造重量と橋脚重量の1/3を合計した等価重量は689tonであるから、大地震に対する設計水平震度を0.6とした場合には、安全係数が1.1および1.2の場合、安全となり、1.5の場合、危険と判定されることになる。表-3および表-4は、それぞれ安全係数を1.5、震度法における標準設計水平震度を0.2、大地震に対する標準設計水平震度を0.6とした場合の計算例を、安全係数を1.5、震度法における標準設計水平震度を0.3、大地震に対する標準設計震度を1.0とした場合の計算例を示したものである。また、同表には現行の道路橋示方書に示されている地震時変形性能照査に従って安全性を照査した結果も示している。これらの試算結果を、従来の震度法による設計と、この大地震に対する照査による設計の結果が大きくは異ならないようにという観点からまとめると次のようになる。

①安全係数はおおむね1.5程度が適切な値である。

②震度法における設計水平震度が0.2および0.3の場合、大地震に対する設計水平震度としてはそれぞれ0.7および1.0程度が適切な値である。

③①および②の値を用いれば、現行の地震時変形性能の照査に比べて、この大地震に対する照査の方が断面変更を行う必要のある場合が少なくなる。

4. 今後の問題点

今回の試算ではせん断破壊する橋脚に対しても曲げ変形だけを考慮して、大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の安全性照査の方法を開発した。しかし、実際、せん断破壊を起こすような橋脚において大地震に対する安全性をどのように照査するかが、今後の問題点と考えられる。

参考文献

1) 川島、長谷川、小山、吉田：大地震に対するRC橋脚の耐震設計法に関する研究－（その1）等価エネルギー法による非線形地震応答変位の推定精度に関する検討－、土木研究所資料第2266号、昭和60年12月

2) 川島、長谷川、小山、吉田：RC橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究－（その1）道路橋示方書による推定方法の精度－、土木研究所資料第2408号、昭和61年7月

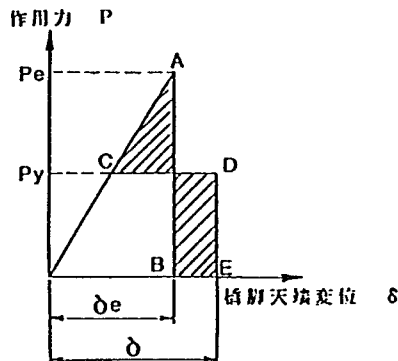


図-1 鉄筋コンクリート橋脚のエネルギー吸収

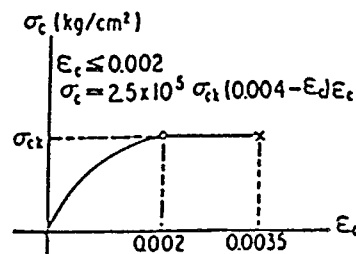


図-2 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

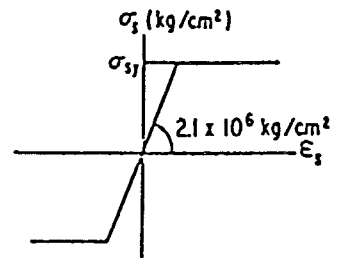


図-3 鋼材の応力度-ひずみ曲線

表-1 橋脚断面寸法 ($k_1=0.2$ の場合)

橋脚高さ 支間長	5m	10m	15m	20m
20m	① 1.2m×4m ② φ2.2m	③ 1.5m×7m ④ φ3.0m		
30m	⑤ 1.5m×4m ⑥ φ2.5m	⑦ 1.7m×7m ⑧ φ3.6m	⑨ 2.2m×7m ⑩ φ4.1m	
40m		⑪ 2.1m×7m ⑫ φ4.1m	⑬ 2.2m×10m ⑭ φ4.6m	⑮ 2.6m×10m ⑯ φ5.1m
50m		⑰ 2.4m×7m ⑱ φ4.5m	⑲ 2.5m×10m ⑳ φ5.0m	㉑ 3.0m×10m ㉒ φ5.6m

表-2 橋脚断面寸法 ($k_1=0.3$ の場合)

橋脚高さ 支間長	5m	10m	15m	20m
20m	① 1.6m×4m ② φ2.6m	③ 1.9m×7m ④ φ3.6m		
30m	⑤ 1.9m×5m ⑥ φ3.0m	⑦ 2.2m×7m ⑧ φ4.2m	⑨ 2.8m×7m ⑩ φ4.8m	
40m		⑪ 2.8m×7m ⑫ φ4.8m	⑬ 2.9m×11m ⑭ φ5.4m	⑮ 3.6m×11m ⑯ φ6.0m
50m		⑰ 3.0m×7m ⑱ φ5.3m	⑲ 3.2m×11m ㉑ φ5.9m	㉒ 4.5m×11m ㉓ φ6.5m

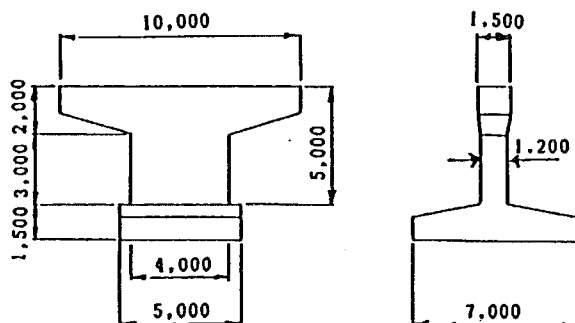


図-4 橋脚寸法 ($\eta=1, k_1=0.2$ の場合)

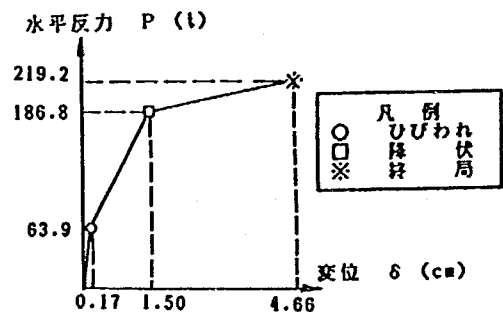


図-5 荷重-変位関係 ($\eta=1, k_1=0.2$ の場合)

表-3 大地震に対する照査 ($\alpha=1.5, k_1=0.2, k_2=0.6$ の場合)

[illegible]

表-4 大地震に対する照査 ($\alpha=1.5, k_1=0.3, k_2=1.0$ の場合)

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8	ケース 9	ケース 10	ケース 11	ケース 12	ケース 13	ケース 14	ケース 15	ケース 16	ケース 17	ケース 18	ケース 19	ケース 20	ケース 21	ケース 22
せん断支間比	3.5	2.0	5.7	2.9	2.9	1.7	4.9	2.5	5.7	3.2	3.8	2.2	5.5	2.9	5.8	3.4	3.5	1.9	4.9	2.6	4.6	3.2
固有周期 (SEC)	0.32	0.23	0.59	0.40	0.32	0.22	0.57	0.36	0.79	0.53	0.49	0.31	0.72	0.51	0.89	0.66	0.50	0.29	0.72	0.49	0.75	0.62
現行示方書における $K_{\mu a}$	0.23	0.25	0.33	0.38	0.25	0.23	0.38	0.38	0.59	0.48	0.41	0.33	0.52	0.48	0.91	0.63	0.38	0.33	0.60	0.47	0.80	0.51
現行示方書による照査	危険	危険	危険	危険	危険	危険	危険	危険	安全	安全	安全	危険	安全	安全	安全	安全	危険	危険	安全	安全	安全	安全
ひびわれ荷重 (tonf)	103.5	127.1	128.7	160.2	145.6	195.3	175.4	252.9	190.0	257.9	270.8	374.6	301.1	365.6	341.2	387.8	321.8	501.3	362.2	474.9	500.2	494.2
降伏荷重 (tonf)	268.4	282.0	285.5	305.2	386.7	393.8	419.2	446.6	476.7	495.0	562.9	592.4	655.9	660.1	755.8	747.7	714.8	756.6	811.1	832.9	949.6	930.0
終局荷重 (tonf)	324.9	399.2	333.7	414.7	485.7	552.3	499.9	612.2	571.6	676.8	688.0	784.5	775.4	889.6	920.3	1029.3	888.9	991.6	969.6	1125.0	1177.8	1228.7
ひびわれ変位 (cm)	0.13	0.08	0.41	0.23	0.11	0.07	0.36	0.20	0.67	0.39	0.29	0.17	0.64	0.35	0.94	0.57	0.28	0.16	0.58	0.32	0.75	0.53
降伏変位 (cm)	1.00	0.55	3.23	1.60	0.94	0.44	2.95	1.25	5.85	2.75	2.14	0.88	4.88	2.48	7.68	4.20	2.19	0.78	4.67	2.22	5.37	3.72
終局変位 (cm)	4.32	2.93	17.75	13.44	5.19	2.59	19.89	12.76	43.02	24.85	19.85	8.87	35.21	24.60	85.05	40.53	18.11	8.48	41.80	29.24	64.98	30.24
許容塑性率	3.22	3.91	4.00	5.93	4.03	4.24	4.83	7.13	5.24	6.36	6.51	6.91	5.14	6.94	7.71	6.76	5.86	7.61	6.30	7.33	8.40	5.74
等価重量 (tonf)	694.3	705.2	760.2	768.2	1066.3	1089.6	1150.1	1173.8	1246.3	1275.9	1584.1	1613.1	1745.9	1736.8	1938.3	1895.3	2028.6	2079.4	2210.3	2213.7	2484.8	2413.6
大地震に対する設計水平震度	0.43	0.83	0.38	0.30	0.38	0.37	0.34	0.28	0.33	0.29	0.29	0.28	0.33	0.28	0.26	0.28	0.31	0.27	0.29	0.27	0.25	0.31
大地震に対する慣性力 (tonf)	297.7	270.1	287.3	233.0	401.2	398.5	390.9	322.4	404.8	372.8	456.8	450.2	573.0	483.9	510.3	535.5	619.7	551.3	649.0	599.1	625.3	745.5
許容耐力 (tonf)	306.0	360.2	317.6	378.2	452.7	499.5	473.0	557.0	539.9	616.2	646.3	720.4	735.6	813.1	865.5	935.4	830.9	913.3	916.8	1027.6	1101.8	1129.2
安全性の照査	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全

12. 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

(本州四国連絡橋に関する試験調査、本州四国連絡橋公団受託)

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

明石海峡大橋は、未固結の明石層に支持される巨大な基礎を有する橋梁となり、基礎の基礎寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題とされている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説によって行われているが、従来のように岩盤上に設置された基礎と異なり、未固結の明石層に支持されていることから、地盤との動的相互作用を考慮した新しい耐震設計法が必要とされている。

2. 調査目的

本調査は、近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえた明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法の開発を目的としている。

3. 調査内容

本調査は、昭和59年度からスタートしたものであり、昭和59年度は、動的サブストラクチャー法を基本とした新しい耐震設計法の理論的背景に関してその可能性を検討した。昭和60年度は、その応答スペクトル法を基本とした新しい耐震設計法として、その基本的な流れを整理するとともに、地盤のばね係数及び減衰係数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、有効入力の中の回転成分の影響等、提案手法を適用する際に仮定すべき条件の精度及び影響を試算により検討した。本年度は、昨年度に引続き、減衰定数の簡易設定法の提案、根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響の検討、モード応答値の合成法の検討等残された事項に関する検討を行うとともに、これらの結果を基本として、土木学会に設けられた委員会（本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究小委員会）を通して、耐震設計法としてのとりまとめを行った。さらに、今後に残された課題と考えられる動的な概念を取り入れた剛体基礎の安定照査法（転倒、滑動、支持力等）に関する文献調査を行った。

4. 剛体基礎の耐震設計法

4. 1 剛体基礎の運動方程式

昨年度までの報告書に示したように、基礎と地盤の動的相互作用を考慮した明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算法として、動的サブストラクチャー法を基本とし、構造物の剛成効果、地盤のばね効果、及び構造物から地盤への逸散減衰効果を取り入れた新しい剛体2自由度系の解析を検討してきた。これを従来の本州四国連絡橋耐震設計要領に示される方法と比較すると表-1のようになり、入力スペクトル、有効入力、ばね及び減衰係数の設定方法が新しくなっている。ただし、剛体2自由度系を用いた応答スペクトル法による耐震設計法を基本とするという点は変わっていない。耐震計算の流れは、図-1に示す通りであり、昨年度の報告に示したように基礎及び周辺地盤を半径 a 、根入れ深さ h を有する円筒形の剛体及び剛基盤上に支持された均一な弾性係数を有する弾性体としてモデル化し弾性波動論に基づく複素ばね係数を用いると、剛体2自由度モデルを仮定した時の基礎の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_0 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{12} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_0 \\ \ddot{\psi}_0 \end{Bmatrix} \cdots \cdots (1)$$

ここで、

M, J_0 : 剛体基礎の質量及び回転質量

u_0, θ : 剛体基礎重心点における相対変位及び相対回転角

k_{ij} : 動的サブストラクチャー法より得られる地盤と構造物を結ぶ複素ばね係数

$\ddot{U}_0, \ddot{\psi}_0$: 水平及び回転の有効地震動

式(1)は、複素剛性を用いた運動方程式であり、入力地震動の波形が与えられれば、周波数領域の解析により時刻歴の地震応答を計算することができる。しかしながら耐震計算に用いるという観点からは、時刻歴の地震応答解析ではなく、応答スペクトル法を基本とした簡便な計算法とする必要があり、式(1)を次のように置く。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_0 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{xx}(f_1) & C_{xr}(f_1) \\ C_{xr}(f_1) & C_{rr}(f_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_0 \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{xx}(f_1) & K_{xr}(f_1) \\ K_{xr}(f_1) & K_{rr}(f_1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_0 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} \cdots (2)$$

ここで、 f_1 は基本固有振動数の近似値であり、 $C_{ij}(f_1)$ 、 $K_{ij}(f_1)$ ($i, j=x, r$) は、それぞれ振動数 f_1 に対応する減衰係数及びばね係数を示している。このように、振動数に依存する運動方程式を振動数に依存しない運動方程式として解いた場合の解の精度は、昨年度検討した通りであり、振動数として基本固有振動数 f_1 の近傍の値を用いれば、かなりの精度で近似できる。

4. 2 モーダルアナリシスによる応答計算

式(1)を式(2)のように簡略化するためには、基本固有振動数 f_1 を定める必要があり、昨年度の検討では、非減衰の場合に応答が無限の値を取るときの振動数を f_1 としたが、この方法は繰り返し計算を要し、計算が煩雑となる。このため、図-2に示すように剛体基礎重心点の加速度応答の伝達関数 $H(\omega)$ の振幅がピークを生じる振動数を f_1 とした。伝達関数 $H(\omega)$ は次式のようになる。

$$|H(\omega)| = |1 + (M\omega^2 / \Delta) (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_0\omega^2)| \cdots \cdots (3)$$

ここで、

$$\Delta = (K_{xx} + i\omega C_{xx} - M\omega^2) (K_{rr} + i\omega C_{rr} - J_0\omega^2) - (K_{xr} + C_{xr})^2 \cdots (4)$$

また、減衰定数をより簡易に求める方法として、ひずみエネルギーと減衰力による吸収エネルギーの比率から求める方法を提案したが、この手法によれば減衰定数は次式で与えられる。

$$h_j = \frac{1}{2\omega_j M_j} (C_{xx} u_j^2 + C_{rr} \theta_j^2 + 2C_{xr} u_j \theta_j) \quad (j=1, 2) \cdots (5)$$

ここで、

$$M_j = M u_j^2 + J_0 \theta_j^2 \cdots \cdots (6)$$

となり、また、 U_j 、 θ_j は、 j 次の固有振動モードを示す。

以上により、固有周期 T_1 、 T_2 及び減衰定数 h_1 、 h_2 が求められた。式(2)をモーダルアナリシスによる応答スペクトル法で解くに当たり、これ以後の計算法は以下の2点を除き、現行の本四耐震設計基準法と同じである。

- 1) 式(2)の右辺(外力項)は有効入力となっている。
- 2) 現行の本四耐震設計基準では、一般に、 $h_1=h_2=0.1$ と仮定するが、ここでは、 h_1, h_2 が上述したように個別に与えられる。

5. 解析対象基礎

解析対象としたのは、図-3に示す明石海峡大橋ケーブルアンカー基礎(1A)及び主塔基礎(2P)の検討案である。また、図-4は、これらの解析対象基礎の力学モデル及び地盤モデルを示したものである。入力地震動は、1978年宮城県沖地震により開北橋近傍の地盤上で観測された強震記録を明石海峡大橋用応答スペクトルに振幅調整した加速度波形を用いて1A及び2P基礎の地盤モデルに対して計算された有効地震動である。

6. 調査結果

6. 1 減衰定数の簡易設定法の開発

減衰をモードマトリックスにより対角化されない減衰行列によって与えられた厳密解は、複素固有値解析により求めることができる。複素固有値解析と式(5)に示したエネルギー法による減衰定数の設定方法の適用性を検討した。軸対象有限要素法により求めた剛体基礎の複素ばねを用いて式(3)により伝達関数を求めると図-5のようになり、基本固有振動数の近似値 f_1 は、1.52Hz(1A)及び1.73Hz(2P)となる。これにより式(5)により減衰定数 h_1, h_2 を求め、これを減密解と比較すると表-2のようになる。これによれば、式(5)による減衰定数は厳密解とよく一致し、伝達関数を比較すると、特に基礎2Pについてはよく一致する。

次にこのようにして求めた減衰定数を用いて、時刻歴応答解析を行い、最大応答値を比較した結果が、表-3及び表-4である。これによれば、提案手法により減衰定数を与えた場合には、正解に比較して1A基礎については回転成分の入力によらず水平加速度が20%程度、及び底面の最大変位が60%程度大きめの値を与えるが、回転加速度及び底面を除いた最大変位はその差が5%以内のかなり良い近似を示している。また、2P基礎については、正解に比較して応答値はすべて大きめの値を与えており、底面の最大変位で20%程度、その他は10%以内の精度である。以上の結果から2P基礎のように減衰の小さいモデルに対しては、提案手法による計算結果はよい近似を与えるが、1A基礎のように減衰の大きい場合にはその精度は低下するが概ね安全側の値を与える。

6. 2 根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響

有効入力には、水平成分と回転成分が存在するが、一般には水平成分入力が卓越するため、計算を簡単にするためには回転成分入力は省略したい。これについては、昨年度の検討により基礎の根入れが少ない場合(4A)には回転成分入力は、その絶対値が小さくなり、これを無視しても応答にはほとんど影響しないことがわかっている。ただし、根入れの深い基礎に対しては回転成分が大きくなるため、1A基礎を対象として水平・回転両成分を入力した場合と水平成分のみ入力した場合の応答値の比較を行ったのが表-3である。これによれば、回転入力を考慮しない場合には、回転加速度は小さくなるが、水平加速度は反対に大きくなっている。また、変位については、回転成分を無視することにより、これを考慮した場合に比較してわずかに小さくなるが、その程度は大きなものではない。ただし、水平・回転両成分を考慮した振動数依存性のばね及び減衰を用いた解析が正解であることを考えると、水平成分のみ入力した提案手法による減衰を用いた場合には、回転加速度及び回転角は小さくなるが、それ以外の水平加速度及び変位は安全側の値を与えており、1A基礎のような根入れの深い基礎においても回転成分は大きな影響を与えないといえることができる。

6. 3 各次応答の合成法の検討

応答スペクトル法によるモード解析を行う場合には、各モードで得られる最大値を重ね合わせて全体の最大応答値を求める必要がある。各モードの応答値を重ね合わせて最大応答値を推定する手法として、1)RMS法、2)CQC法、3)ABS法の3つの手法について検討を行った。表-5及び表-6は、重心点の応答値について以上の3手法による結果と時刻歴解析結果を比較したものである。これによれば、時刻歴応答解析に比較してRMS法及びCQC法は、最も大きな差が生じる場合でも30%程度であり、ある程度の精度を有している。ただし、1A基礎に対してはCQC法が、2P基礎に対してはRMS法がそれぞれ近似度がよい。総合的にみると手法の簡便さを考慮し、剛体2自由度モデルについてはRMS法の方がCQC法よりも優れていると考えられる。

7. 今後の検討課題

以上に示した耐震計算法では、外力の設定から断面諸量の算定までは、動的な概念に基づく一貫した方法となっているが、安定性の照査方法は、動的解析で求められた力を静的な作用力に置換して基礎の滑動、転倒、支持力の照査を行うようになっており、耐震計算法としてみた場合のバランスがとれていない。実際の地震時の作用力は動的載荷速度の問題があり、現在の照査方法は、直観的には実際の現象をかなり安全側に評価しているのではないかと考えられる。剛体基礎が滑動する場合には、基礎と地盤との接触面で滑りが生じるのか、あるいは、基礎近傍の地盤に破壊が生じるのか、基礎よりもかなり離れた地盤に破壊が生じるのか等の破壊モードと共に、この破壊面における抵抗力を判断しなければならない。また、基礎が転倒する場合には、一端が支点となって他端が大きく浮き上がるような振動が実際に生じ得るか、また基礎底面の水圧がどのような影響を与えるのか等の動的な現象を考えていかなければならない。したがって、地盤そのものの破壊現象を正確に把握するとともに剛床上の剛体等簡単なモデルを考慮した場合の滑動、転倒等の結果を踏まえて、今後地盤上の剛体基礎の安定照査法を開発していく必要がある。

8. まとめ

明石海峡大橋剛体基礎の簡便かつ合理的な耐震計算法を開発することを目的として、剛体2自由度モデルによる動的相互作用を考慮した耐震計算法を提案し、これに関する検討を加えた。本検討結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 減衰定数の簡易な設定法としてエネルギー法を提示した。この方法を用いて求めた減衰定数は厳密解である複素固有値解析結果とよく一致し、この減衰定数を用いて行った応答解析結果はばね及び減衰の振動数依存性を考慮した正解と一致している。
- 2) 根入れの深い基礎に対する有効地震動の回転成分の影響を1A基礎に対して検討を行った。この結果、回転成分を考慮することにより、水平成分だけを入力した場合に比較して、基礎の回転加速度及び回転角は大きくなるが、水平加速度及び変位応答は、同程度もしくは小さめの値を与えている。これより、根入れの深い基礎に対しても昨年度検討した根入れの浅い基礎の場合と同様に回転成分の入力を無視しても特に問題は生じないと考えられる。
- 3) 応答スペクトル法によるモードごとの応答値を重ね合わせる方法としてRMS法及びCQC法の両者について適用性を検討した。この結果、RMS法、CQC法共に正解に対してある程度の近似度を有していることがわかったが、総合的に考えると計算上の簡便さからRMS法による各次応答の合成法が最も優れていると考えられる。
- 4) 動的な概念を取り入れた安定照査法に関する文献調査を行った。これより滑動及び転倒の特性を取

り入れた動的な安定照査法を今後開発していく必要がある。

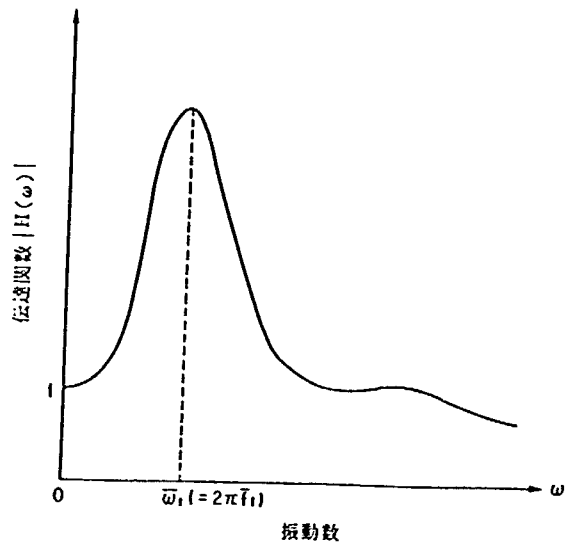


図-2 基本固有振動数の設定

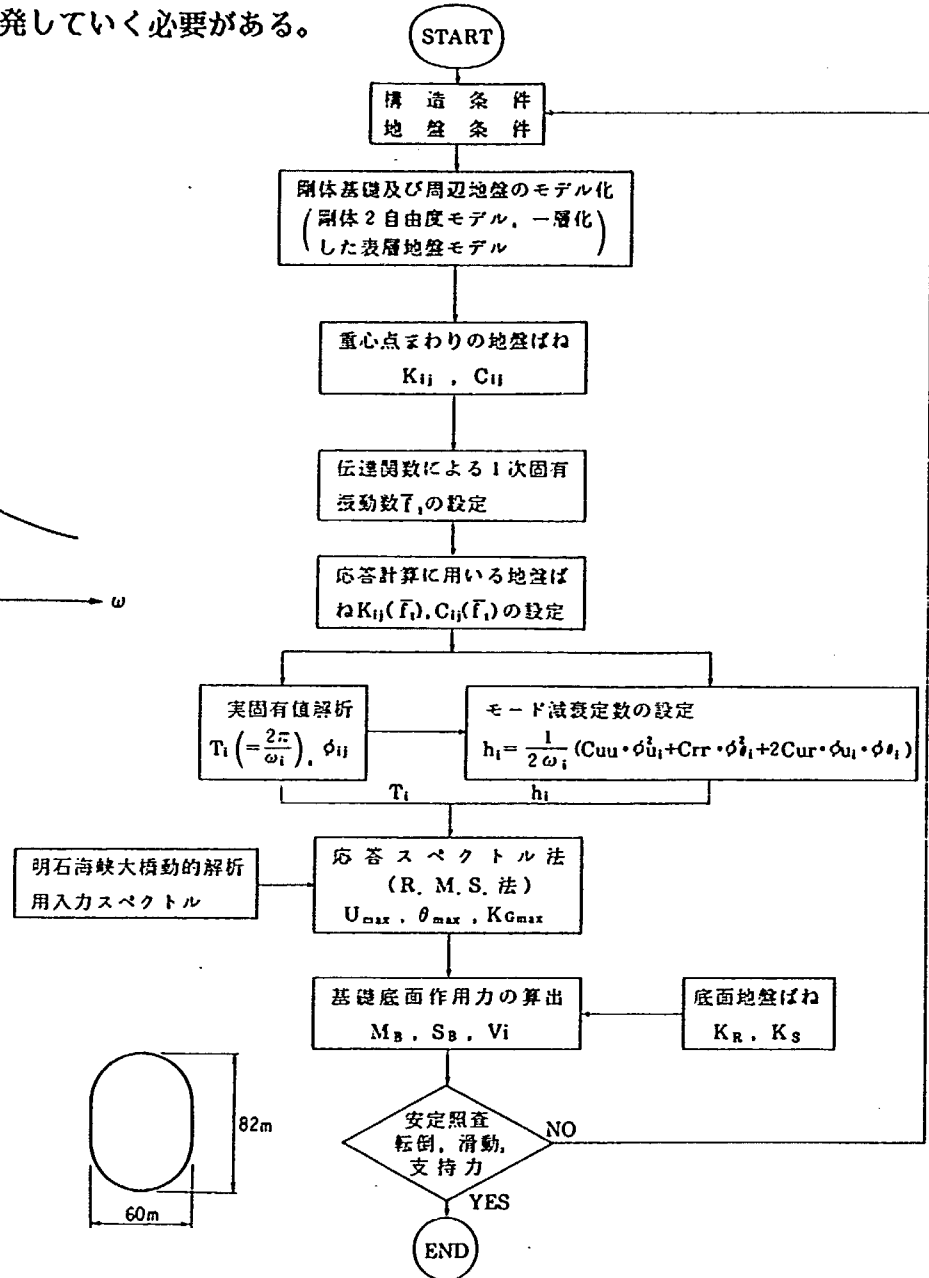
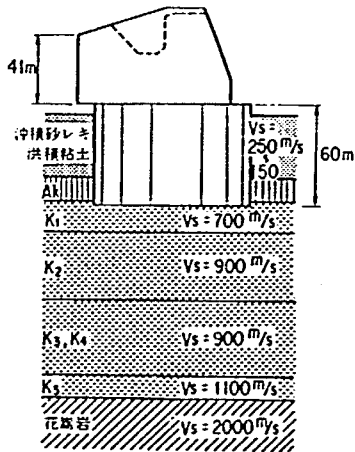
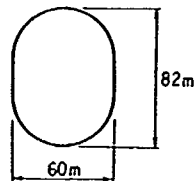
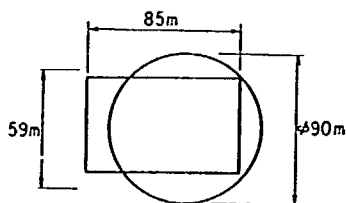
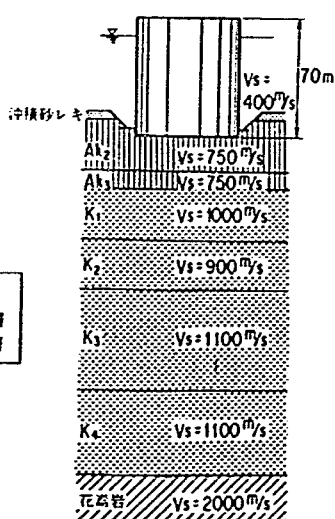


図-1 明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計の流れ

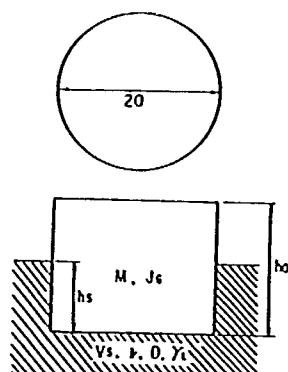


(a) ケーブルアンカ基礎 (1A)



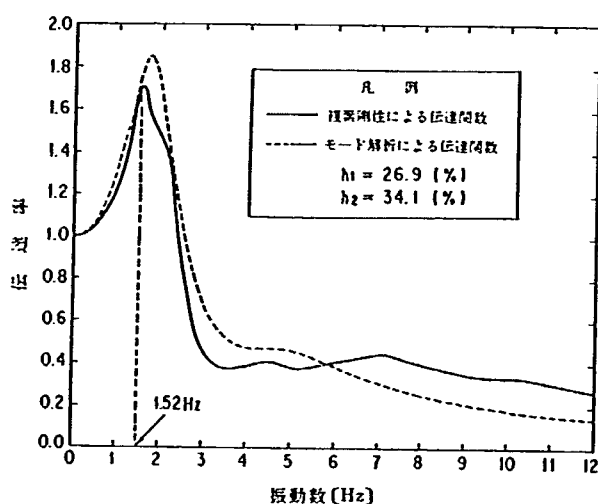
(b) 主塔基礎 (2P)

図-3 解析対象基礎

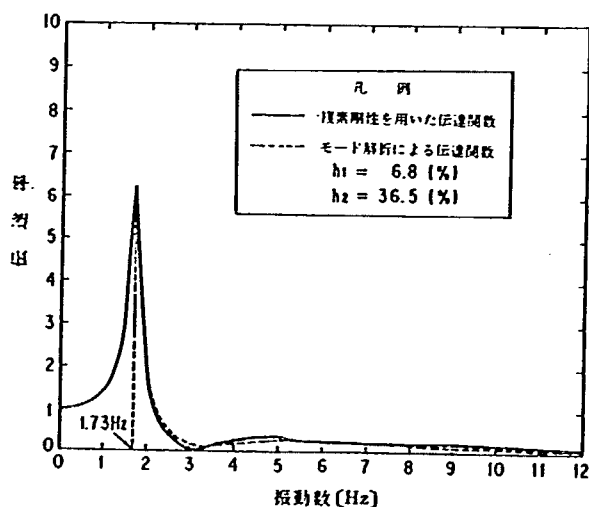


力学モデル諸元		1 A	2 P
力学モデル	半径 a (m)	4.5	3.4
	高さ h_a (m)	9.3	70.5
	質量 M (t・SEC ² /m)	1.045×10^8	7.566×10^4
	回転質量 J_a (t・m・SEC ²)	1.433×10^8	5.32×10^7
	根入れ深さ h_s (m)	5.4	5
地盤モデル	S波速度 V_s (m/SEC)	397	880
	ポアソン比 ν	0.45	0.41
	履歴減衰定数 D (%)	7.3	4.1
	単位体積重量 γ_s (t/m ³)	2.05	2.17

図-4 力学モデル及び地盤モデル諸元



(a) 1 A 基礎



(b) 2 P 基礎

図-5 伝達関数(水平入力に対する水平応答)

表-1 従来の本州四国連絡橋耐震設計要領と新しい耐震設計法の比較

項 目	従来の本四耐震設計要領	新しい耐震計算法
入 力	本 四 ス ペ ク ト ル	明石海峡大橋動的解析用入力スペクトル
有 効 入 力	考 慮 し て い な い	考 慮
ば ね 係 数	本四方式(連示IV方式)	弾性波動論に基づく振動数依存性ばね(ただし、基本固有振動数に相当する値を使用)
減 衰 定 数	経験的に一律10%	弾性波動論に基づく振動数依存性の減衰係数(ただし、基本固有振動数に相当する減衰係数を減衰定数に換算して使用。また、これに伴ない減衰定数による応答スペクトルの補正を考慮)
計 算 モ デ ル	剛体2自由度モデル (矩形断面)	同 左 (円形断面)
計 算 方 法	応答スペクトル法 (R M S 法)	同 左 (同 左)
安定性の調査項目	転倒・滑動・支持力に 対する調査	同 左

表-2 エネルギー法による減衰定数の複素固有値解析との比較

		エ ネ ル ギ ー 法	複素固有値解析法
1A 基礎	h_1	0.296	0.298
	h_2	0.341	0.345
2P 基礎	h_1	0.068	0.066
	h_2	0.365	0.369

表-3 提案手法の最大応答地の検討(1A基礎)

入 力	解 析 条 件	解 析 手 法	重心点の最大加速度		最 大 変 位			
			水平加速度 (gal)	回転加速度 ($\times 10^{-3}$ rad/sec ²)	天 端 (cm)	重心点 (cm)	底 面 (cm)	回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)
水 平 成 分 ・ 回 転 成 分 入 力	ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	125.9	3.62	1.23	0.71	0.27	1.12
	$T_1(=1.52\text{Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	154.7	4.26	1.37	0.81	0.37	1.20
	提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	147.8	3.57	1.30	0.81	0.39	1.07
水 平 成 分 入 力	ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	136.5	2.66	1.17	0.71	0.26	0.99
	$T_1(=1.52\text{Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	162.1	3.12	1.30	0.81	0.38	1.05
	提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	162.6	2.55	1.26	0.82	0.43	0.95

表-4 提案手法の最大応答地の検討(2P基礎)

解 析 条 件	解 析 手 法	重心点の最大加速度		最 大 変 位			
		水平加速度 (gal)	回転加速度 ($\times 10^{-3}$ rad/sec ²)	天 端 (cm)	重心点 (cm)	底 面 (cm)	回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)
ばね及び減衰の振動数依存性を考慮	振動数領域の時刻歴応答解析	226.1	8.99	3.60	2.12	0.67	4.20
$T_1(=1.73\text{Hz})$ におけるばね及び減衰を用いた場合	複素固有値による時刻歴応答解析	230.3	10.5	3.75	2.20	0.67	4.39
提案手法(エネルギー法)により減衰定数を与えた場合	モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析	246.5	9.46	3.71	2.22	0.81	4.23

注) 入力は、水平成分・回転成分を考慮

表-5 1A基礎におけるモード合成法の比較

入 力	応 答 値	1 次 最大応答値 R_{1max}	2 次 最大応答値 R_{2max}	応 答 ス ペ ク ト ル 法			時 刻 歴 応答解析
				RMS法	CQC法	ABS法	
水 平 成 分 入 力	水 平 加 速 度 (gal)	145.0	34.9	149.1	157.5	179.9	162.6
	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-3}$ rad/sec ²)	-1.602	2.308	2.809	2.452	3.910	2.55
	水 平 変 位 (cm)	0.814	0.030	0.815	0.822	0.844	0.82
	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ rad)	-0.899	0.198	0.921	0.870	1.097	0.95
回 転 成 分 入 力	水 平 加 速 度 (gal)	-7.8	24.7	25.9	23.9	32.5	24.5
	回 転 加 速 度 ($\times 10^{-3}$ rad/sec ²)	0.086	1.630	1.632	1.654	1.716	1.700
	水 平 変 位 (cm)	-0.052	0.013	0.054	0.050	0.065	0.050
	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ rad)	0.057	0.086	0.103	0.115	0.143	0.146

表-6 2P基礎におけるモード合成法の比較
(水平成分のみ入力した場合)

応 答 値	1 次 最大応答値 R_{1max}	2 次 最大応答値 R_{2max}	応 答 ス ペ ク ト ル 法			時 刻 歴 応答解析
			RMS法	CQC法	ABS法	
水 平 加 速 度 (gal)	265.0	59.8	271.7	277.5	324.8	246.5
回 転 加 速 度 ($\times 10^{-3}$ rad/sec ²)	-4.767	4.757	6.734	6.383	9.524	9.46
水 平 変 位 (cm)	2.223	0.047	2.223	2.228	2.27	2.22
回 転 角 ($\times 10^{-4}$ rad)	-3.999	0.370	4.016	3.978	4.369	4.23

13. 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

(東京湾横断道路の構造施設設計に関する試験調査、日本道路公団受託)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 大日方尚巳

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年度に従来の沈埋トンネル(L=4800m)からシールドトンネル(3函並設、L=9105m)へと大きく変更された。シールドトンネルも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法を基本とした耐震計算法は、沈埋トンネルと共通であるが、シールドトンネルが多数のセグメントから組み立てられていること、3函並設されることなどから、新たにこれに固有の耐震性に関する検討事項が必要となる。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とおりである。

1) シールドトンネルの耐震解析モデル化の方法

- ・リング間継手の剛性および強度の評価方法(引っ張り、圧縮、回転バネ値)
- ・1次覆工と2次覆工間の相互作用

2) シールドトンネルが並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、人工島等との接続部の耐震設計法

このうち、昭和60年度においては、上記1)のうちのリング継手の剛性の評価方法及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った。

東京湾横断道路のように地盤条件が複雑に変化する箇所にシールドトンネルが並設される場合には、各々のトンネルの地震時挙動は同一ではない。このため、トンネルを相互に連絡横坑で連結した場合には、トンネルに何らかの影響が生じると考えられる。このため、本年度は上記2)のうち、並設されたシールドトンネルを連絡横坑で連絡した場合の耐震上の影響について、連絡横坑とシールドトンネルの結合条件およびトンネルの剛性評価方法に着目して検討を行った。

2. 調査目的

本調査は、東京湾横断道路で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. 調査方法

3.1 解析対象

解析対象としたのは、3本の本線シールドトンネルと、これを結ぶ連絡横坑シールドトンネルから

なる構造である。本線トンネル及び連絡横坑の覆工断面を図1に示す。ここで、2次覆工の軸方向鉄筋はトンネル全長にわたって連続しているものと仮定した。リング継手はボルト接合方式を想定し、本線トンネル及び連絡横坑の継手金具の板厚はそれぞれ16mm及び12mm、また、継ぎボルトはそれぞれM36とM30とした。

本線トンネルの長手方向に沿う地盤条件は図2に示すものを想定した。この地盤を単純化し、軸直角方向の地盤の変化を考慮した地盤モデルを図3に示す。A₀層は層厚25mで一様に堆積しており、D₀₁層とD₀₂層の層厚が変化するものと仮定した。ただし、軸直角方向の地盤の変化は地盤ボーリング資料が十分ではないことから、任意に設定したものである。本線トンネルの中心線は海底面下25mの位置にあり、トンネル相互の間隔は26.8mとした。

3.2 地盤のモデル化

図3に示した地盤をトンネル軸方向に27m毎に20分割、トンネル軸直角方向に26.8m毎に11分割、計20@11=220分割とした後、個々の土柱をバネ～質点系に置換した。なお、各質点相互を連結するバネの算定は、田村らにより提案された三次元地盤解析法に基づいたものである²⁾。

3.3 リング継手のモデル化

本解析では、リング継手の軸方向剛性をリング継手の継手金具板の曲げ剛性から算定した。ここで、リング継手の軸方向剛性は、一般に図4に示すような非線形性を持つが、シールドトンネルの耐震計算上は引張力に対する検討が重要であるため、本解析では引張側1次軸剛性 K_{J1} によりリング継手を代表させることとした。

3.4 2次覆工を含むシールドトンネル覆工の等価剛性

セグメントとリング継手から構成される1次覆工の等価剛性の算出方法は参考文献3)に示す方法によった。これに加えて2次覆工を考慮する場合には覆工の軸剛性を算定するためには、セグメントとリング継手を直列バネとして、これに並列するバネとして2次覆工を評価することとし、また、覆工の曲げ剛性を算定するためには、圧縮側はセグメント及び2次覆工から、引張側はセグメント、リング継手及び2次覆工から、それぞれ評価することとした。なお、参考文献1)に、これら等価剛性の算定法の詳細を示している。

3.5 入力地震動

入力地震動としては、図5に示す動的解析用入力地震動L2を用いた。本解析では、図示した60秒間の加速度波形を0.02秒刻みで使用した。また、トンネルの加振方向は、トンネル軸方向及び軸直角方向とした。

3.6 解析ケース

解析ケースは、表1に示すように連絡横坑の有無の影響、2次覆工剛性の評価方法の違いによる応答の差異、本線トンネル～連絡横坑間の結合方式の違いによる応答の差異に着目して、下記の4ケースとした。

①ケース1：本線トンネルのみの応答解析

②ケース2：本線トンネルに連絡横坑が剛結されている場合の応答解析

③ケース3：本線トンネル及び連絡横坑の2次覆工を、鉄筋のみ有効として評価した場合の応答解

析

④ケース4：本線トンネルに連絡横坑が可撓性継手を介在して設置されている場合の応答解析
各ケースにおける覆工の等価剛性及び可撓性継手の剛性は、表2に示すとおりである。

4. 調査結果

4. 1 連絡横坑の影響（ケース1とケース2の比較）

図6に本線トンネル軸方向に加振した場合の本線トンネルに生じる最大軸力を、また、図7に連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じる曲げモーメント及び最大せん断力を、それぞれ示す。これによれば、本線トンネルに生じる軸力は、連絡横坑の存在によってほとんど変化しないが、曲げモーメント及びせん断力についてはかなりの値が生じる。

図8及び9に本線トンネル軸直角方向に加振した場合の本線トンネルに生じる最大曲げモーメント及びせん断力を、また、図10に連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じる軸力を、それぞれ示す。これによれば、連絡横坑が存在することにより曲げモーメント及びせん断力は大きく増加しているが、連絡横坑の有無により断面力の分布が変化するのは、連絡横坑を中心とする前後160mの区間であり、その他の区間では連絡横坑の影響は認められない。また、連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる軸力は50ton程度であり、これは大きなものではない。

以上より、従来、一般に行われてきたようにトンネル軸方向の地盤条件の変化のみを考慮するだけでは不十分であり、これに直角方向の地盤条件の変化を正しく考慮して解析を行う必要がある。なお、本解析では、トンネル軸直角方向の地盤条件が得られなかったために、任意に定めており、したがって、断面力の絶対値については、こうした地盤条件を十分検討し直した上で再検討する必要がある。

4. 2 2次覆工剛性の評価の違いによる影響（ケース2とケース3の比較）

表3に両ケースの最大断面力の比較を示す。この結果によれば、ケース3による断面力は当然ながらケース2による断面力よりも小さくなり、全体としてケース2に対するケース3の断面力の比は、全断面有効とした場合の覆工剛性に対する鉄筋のみ有効とした場合の覆工剛性の比（軸剛性、曲げ剛性ともに約1/10）に近いことがわかる。ただし、2次覆工が耐震上に与える影響を検討するためには、リング間継手部に生じる変形を基に別途評価していく必要がある。また、動的解析上、2次覆工剛性をどのように評価して行くべきかについても、2次覆工の特性に対する実験による検討等と併せて、別途検討していく必要がある。

4. 3 本線トンネルと連絡横坑間の結合状態の影響（ケース2とケース4の比較）

表4に両ケースの最大断面力の比較を示す。これによれば、本線トンネル軸方向に加振した場合の本線トンネルの軸力を除けば、他の断面力は可撓性継手を儲けることにより、いずれも減少することが分かる。本線トンネル軸方向に加振した場合の本線トンネルの軸力が可撓性継手の影響をほとんど受けないのは、この方向に対する連絡横坑の存在が本線トンネルの軸力にほとんど影響を与えないためである。

5. 今後の課題

本年度の調査では、シールドトンネルが併設され、連絡横坑を設置した場合の地震応答特性について検討を行った。

今後の課題としては、1) 1次覆工と2次覆工の相互作用を考慮した解析法、2) リング間継手の剛性評価手法、3) 地盤とシールドトンネルを結ぶバネの評価方法、などが検討事項として残っている。

参考文献

- 1) 川島、大日方、加納：シールドトンネルの耐震性に関する調査-(その4) トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析 ——、土木研究所資料、とりまとめ中
- 2) 田村、鈴木：地下構造物の地震応答解析のための疑似3次元地盤モデルの提案 —— 地盤モデルの構成、生産研究、vol.39.No.1、昭和62年1月
- 3) 川島、大日方、志波、加納：シールドトンネルの耐震性に関する調査-(その1) シールドセグメントの等価剛性の評価及び応答変位法の適用 ——、土木研究所資料、第2262号、建設省土木研究所、昭和61年1月

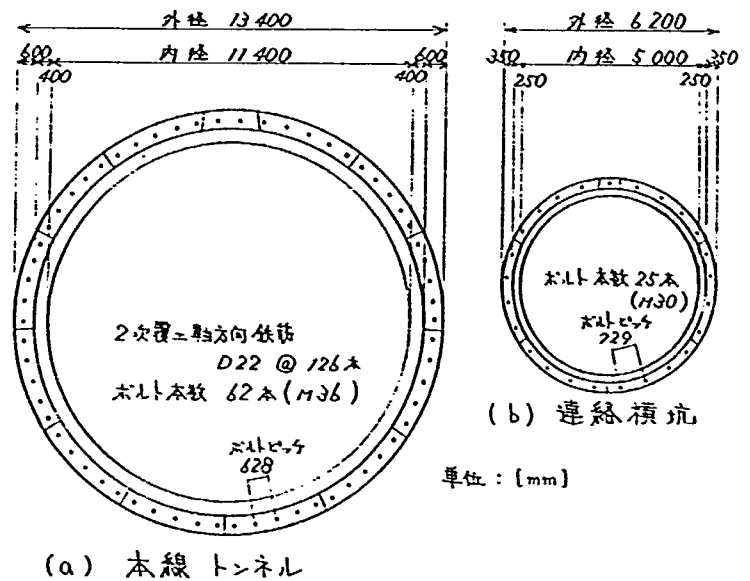


図1 解析対象シールドトンネル断面図

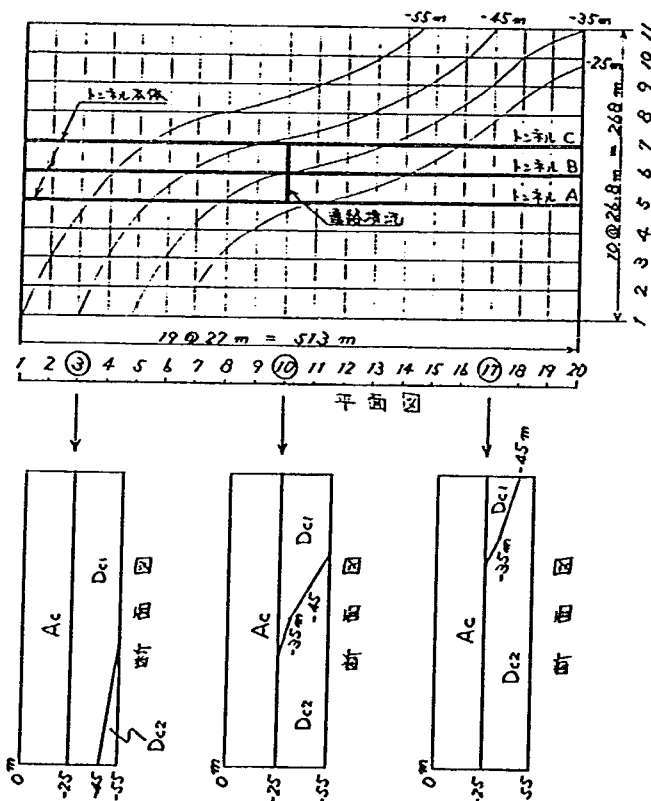


図3 地表面下25m, 35m, 45m, 55m位置におけるDc1層とDc2層の境界線

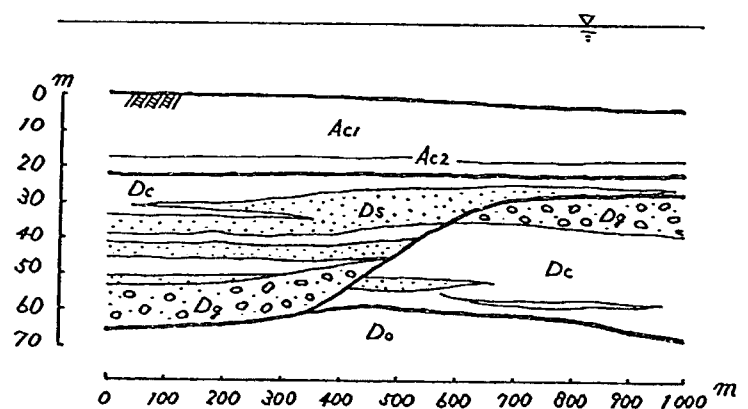


図2 シールドトンネル軸線に沿う地盤縦断面図

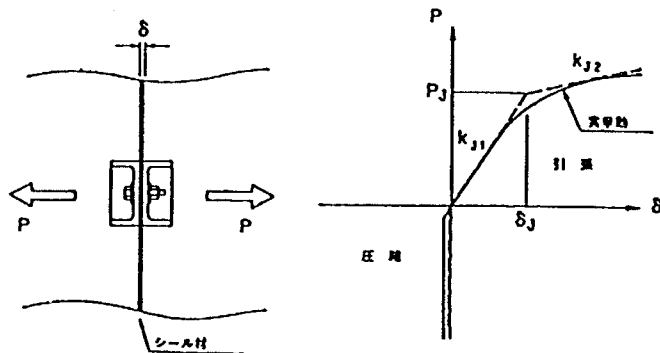


図4 リング継手のバネとしての評価

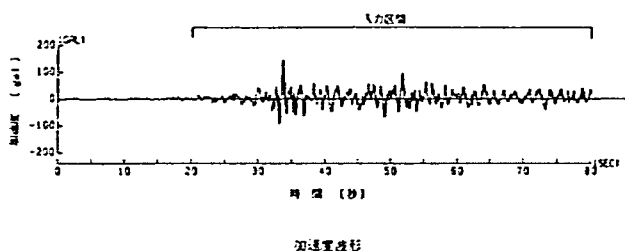


図5 基盤入力地震動L2

表1 解析ケース

ケース	連絡横坑の有無	本線トンネルと連絡横坑の結合方式	二次覆工剛性の評価
1	無	—	全断面有効
2	有	剛結	全断面有効
3	有	剛結	鉄筋のみ有効
4	有	可とう性継手有	全断面有効

表2 検討した各ケースでのトンネルの剛性

	本線トンネル覆工の断面剛性		連絡横坑覆工の断面剛性		本線トンネル-連絡横坑間の可とう性継手剛性			備考
	(EA)eq [ton]	(EI)eq [ton·m ²]	(EA)eq [ton]	(EI)eq [ton·m ²]	K _α [ton/m]	K _β [ton/cm]	K _φ [ton·m/rad]	
ケース1	4.23×10^9	1.24×10^9	—	—	—	—	—	連絡横坑なし
ケース2	4.23×10^9	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	(剛結)	(剛結)	(剛結)	トンネル全断面有効剛性を算出
ケース3	3.28×10^9	1.09×10^9	9.5×10^5	6.7×10^6	(剛結)	(剛結)	(剛結)	トンネル二次覆工は鉄筋のみ有効剛性を算出
ケース4	4.23×10^9	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	1.17×10^5	5×10^5	6.99×10^5	可とう性継手は連絡横坑剛性の1/10

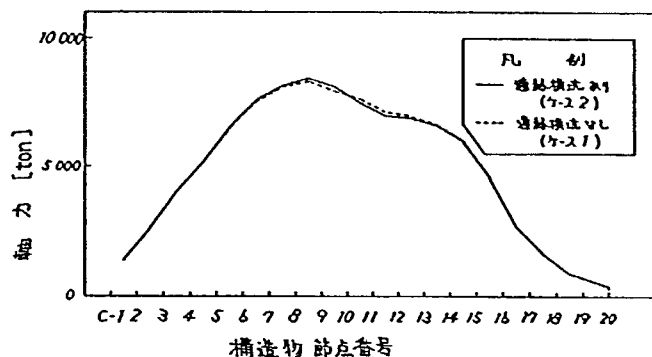
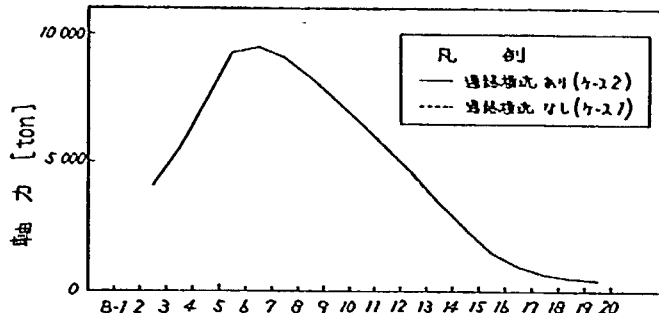
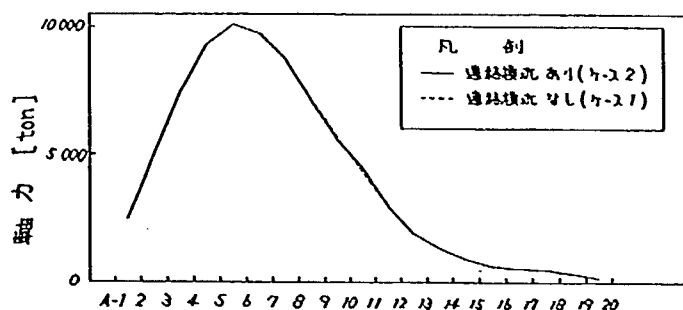


図6 連絡横坑の有無が本線トンネル最大軸力に与える影響（トンネル軸方向加振）

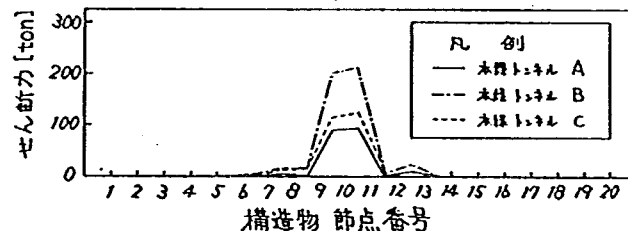
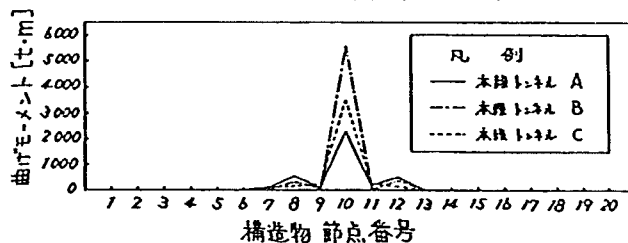


図7 連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる最大曲げモーメント及び最大せん断力（本線トンネル軸方向加振）

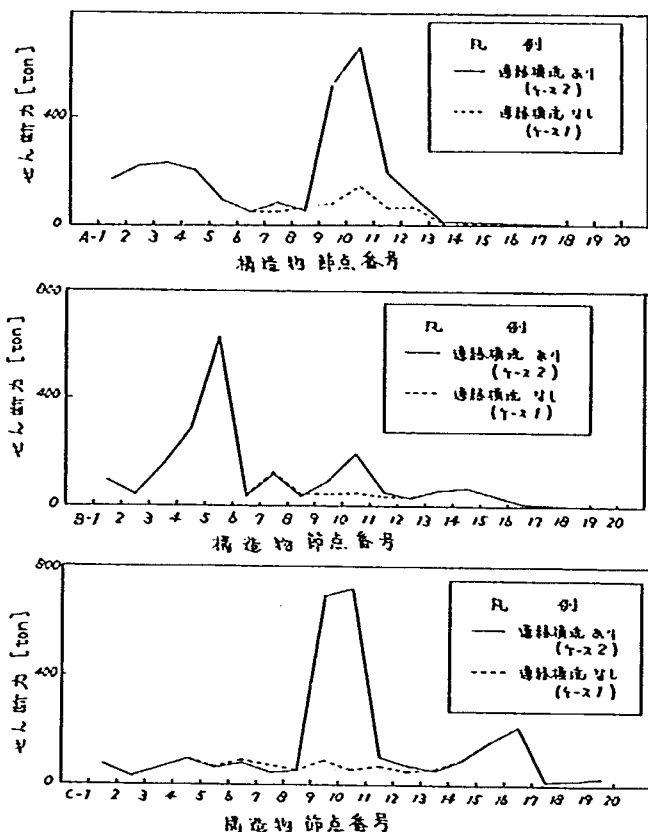


図8 連絡横坑の有無が本線トンネル最大せん断力に与える影響 (トンネル軸方向直角方向加振)

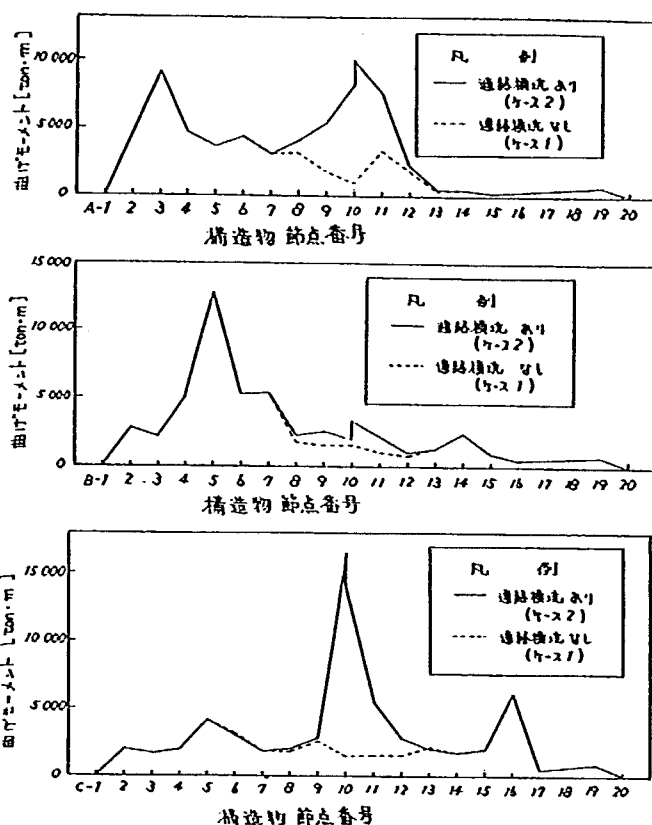


図9 連絡横坑の有無が本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響 (トンネル軸直角方向加振)

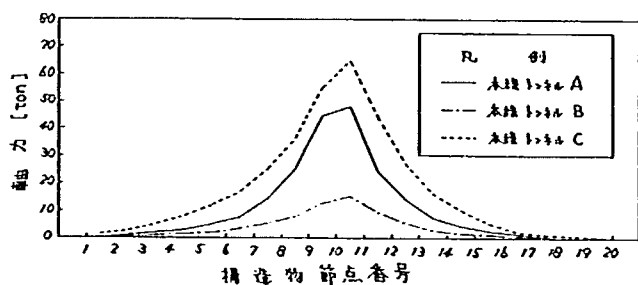


図10 連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる最大軸力 (本線トンネル軸直角方向加振)

表3 最大断面力の比較 (ケース2～3)

(a) 本線トンネル

ケース	トンネル	本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)
ケース2	本線トンネルA	10.088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9.559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8.365	3,286	122	65	16,108	722
ケース3	本線トンネルA	1.200	232	11	2	1,254	46
	本線トンネルB	1.267	600	27	1	2,267	133
	本線トンネルC	864	380	17	3	733	33

(b) 連絡横坑

ケース	横坑	本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)
ケース2	連絡横坑A	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	連絡横坑B	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
	連絡横坑C	0.02	462	34	290	175	13
ケース3	連絡横坑A	0.002	754	56	437	201	15
	連絡横坑B						
	連絡横坑C						

表4 最大断面力の比較 (ケース2～4)

(a) 本線トンネル

ケース	トンネル	本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)
ケース2	本線トンネルA	10.088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9.559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8.365	3,286	122	65	16,108	722
ケース3	本線トンネルA	10.099	105	4	2	9,312	232
	本線トンネルB	9.571	251	10	1	12,665	633
	本線トンネルC	8,263	147	5	3	6,069	218

(b) 連絡横坑

ケース	横坑	本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton-m)	せん断力 (ton)
ケース2	連絡横坑A	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	連絡横坑B	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
	連絡横坑C	0.02	208	15	430	86	6
ケース3	連絡横坑A	0.008	290	22	630	94	7
	連絡横坑B						
	連絡横坑C						

昭和61年度耐震研究室調査試験
研究成果概要報告書

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第2497号
昭和62年6月 (1987)

耐震研究室 川島一彦
他8名

要 旨

昭和61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、下水道施設、交通機能、道路施設、連続桁橋、RC橋脚、斜張橋、都市トンネル、耐震点検、耐震性、剛体基礎、耐震設計

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室
行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 019

No. 019

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2497号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印