

土木研究所資料

昭和59年度耐震研究室調査試験研究成果概要報告書

昭和60年 3 月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 1985 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なってはならない。

昭和59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	萩原良二
	"	大日方尚巳
	"	長谷川金二
	技官	後藤勝志
	"	小山達彦
	"	吉田武史
	"	加納尚史
	"	軽部頼子

要旨

昭和59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、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、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：地震被害、ライフライン施設、耐震性、被災判定手法、脚付きケーソン、動的解析、道路トンネル、下水道管路施設、交通機能、連続桁橋、RC橋脚

ま え が き

本資料は昭和59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、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、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、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59年度には、

土木研究所試験研究費によるもの	2 課題
建設技術研究開発費（総プロ）によるもの	3 課題
受託研究費によるもの	3 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	2 課題
共同研究（首都高速道路公団および阪神高速 道路公団）によるもの	1 課題

合計15課題の調査研究を実施しており、本資料はこれらの成果の概要を示したものである。

昭和60年3月

目 次

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究	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. 被災判定手法の開発 ——土木構造物等(橋梁構造物)——	13
(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))	
4. 復旧技術の開発 ——橋梁等構造物(鋼製橋脚の補修実験)——	15
(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))	
5. 復旧技術の評価手法の開発 ——評価手法の開発 ——	17
(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))	
6. 長大橋の耐震性に関する試験調査	21
(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)	
7. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査	27
(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)	
8. 北神戸線P C高架ゴム支承の耐震性に関する調査	33
(阪神高速道路公団受託)	
9. 下水道管路施設の耐震性に関する研究	39
(下水道事業調査費)	
10. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査	45
(道路事業調査費, 試験調査)	
11. 地震後の交通機能障害軽減に関する試験調査	47
(道路事業調査費, 試験調査)	
12. 連続桁橋の耐震設計法に関する試験調査	49
(道路事業調査費, 試験調査)	
13. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査	51
—— 橋に関する試験調査 ——	
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
14. 都市トンネルの耐震調査 ——トンネルに関する試験調査 ——	53
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
15. 道路橋橋脚の動的耐力に関する共同研究	55
(首都高速道路公団, 阪神高速道路公団)	

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究

(土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 大田方 尚巳
後藤 勝志
加納 尚史

1. まえがき

近年、構造物の耐震設計法、施工技術の進歩などにより個々の構造物の耐震性は向上してきており、その結果、地震被害自体は低減の傾向にあるといえよう。しかしながら、大規模な地震が発生した場合には、その被害を完全に防止することは不可能である。そのため地震災害対策は、構造物が被災した時の影響の度合(重要度)を評価すると共に、対策に必要な費用も考慮して、合理的な水準で実施する必要がある。

本研究は合理的な地震災害対策の水準について検討するものであり、昭和56年度より始まっている。前年度までの検討の結果、地震災害対策の水準は地震災害に伴う間接的損害の評価に大きく依存していることが明らかとなった。そこで本年度は間接被害のうち、地震災害が地域経済に与える影響の評価方法に着目し、1983年日本海中部地震を対象として検討を行った。

2. 研究目的

地震災害対策の客観的・合理的な水準を検討して、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

1983年5月、秋田県に多大の被害をもたらした日本海中部地震を対象とし、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以下の方法により検討した。

3.1 災害が経済に与える要因

表1は地震災害の分類を示したものである。表中の項目すべてに対し直接被害額は査定、公表されているが、この中で間接的に経済活動に影響を与えるものとしては③、④、⑤、⑥、⑦の項目が考えられる。本研究では、地震災害が間接的に経済活動に与える構造を次の3項目に分類して考える。

1) 生産・販売基盤(工場・商店、機械公益施設)の破損により、生産・販売が不能となった為
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・製品また人間の輸送が制限され、それに

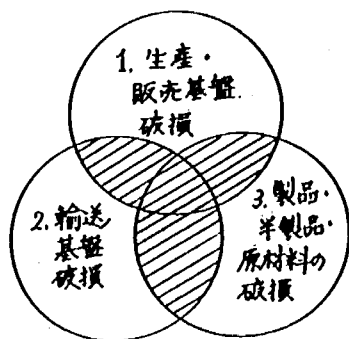


図1 社会全体への影響の模式図
よって発生する生産量販売額の減少。

3) 製品、半製品原材料の破損による、それらの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3つの要因は、複雑にからみ合って、生産性の低下に影響することになるが、社会全体の生産性への影響を模式化すれば図1のように示されよう。

3.2 災害が経済に与える影響の評価方法

災害時においては、被害に伴うマイナスと経済的な効果と同時に、直接被害額に対応する復旧投資が行われ、実際にはこれらの複合した現象が発生することとなる。そのため災害が発生した場合の生産額の推移は次式で表わされる。

$$Go(t) = Gm(t) - Gd(t) + Gr(t) \quad (1)$$

ここに、 $Go(t)$ ；災害が生じた場合の生産額の推移

$Gm(t)$ ；災害が生じなかった場合の生産額の推移

$Gd(t)$ ；災害によって発生した被害による生産額の減少分

$Gr(t)$ ；災害復旧による生産額の増分

災害発生後数年経過すれば、 $Go(t)$ すなわち、災害が生じた場合の生産額の推移を知ることができる。また、 $Gm(t)$ 、すなわち、災害の生じない場合の生産額は災害発生前の生産額のすう勢より推定することは可能である。この場合、 $Gd(t)$ または、 $Gr(t)$ のいずれかを算定することにより災害の経済に与えた影響を把握することは可能となるが、 $Gd(t)$ 、 $Gr(t)$ の推定精度は必ずしも高くなるとは考えられないので、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することとした。

今回は日本海中部地震が発生してまだ1年余りであるので、統計より $Go(t)$ も知ることができ。したがって、ここでは、 $Gd(t)$ 、 $Gr(t)$ を算定し、 $Gm(t)$ との比較を行うことにより全体の影響構造を算定する。

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 人身個人	死者 負傷者 個人	生産機会の損失 精神的ダメージ	・生産生産性計算可能 ・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・清排水	生産活動・能力の低下	・直接被害額
⑤ 輸送施設関連	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 輸送メカニズム	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 ・材料喪失による減額
⑧ その他	河川・砂防 岸くずれ 石ベイ 治山 堤防	崩壊による被害	・直接被害額

3.3 調査の流れ

今回調査の流れは図2に示すとおりである。以下、各調査項目別に調査・分析方法の概略を説明する。

(1) 日本海中部地震による社会・経済被害の把握

被災後行われた種々の調査結果より、社会・経済に関連する被害規模、直接被害データを収集整理する。

(2) 生産・販売基盤損失による

生産性低下の評価

生産・販売基盤が被害を受け

ため生じる生産性の低下は、秋田県における各産業の生産構造を説明するモデル(生産関数他)を作成し算定する。すなわち、この生産関数より、被害のなかった場合の生産額、被災後の生産額を推定し、その差を地震被害による生産減少量と考える。また、前者の生産額に対する、生産減少量の比(以下生産性低下率と呼ぶ)を求めていく。生産構造を説明するモデルとしては次の2つの方法を用いた。

生産関数モデル——社会の生産は、一般に労働力・生産基盤の2つの要因によって説明される場合が多く、これらの間に成立する関係は生産関数とみられている。この関係を基に被災後の民間資本ストックおよび就業者数から生産減少量を求める。

原単価法——民間資本ストック単位あたりの生産額を既存データより算定し、被災を被った場合、そうでない場合の生産額を算定する。原単価が年度により異なる場合には、原単価の時系列回帰分析を行い、当該年次の原単価を推定する。

(3) 輸送基盤損失による生産性低下の評価

道路、鉄道、港湾が被災した被害は、運輸活動を阻害し生産性の低下につながることになる。この影響を、ここでは、被害により減少した輸送量から捉える。すなわち、被害を受けない場合に達成されたと想定される輸送量と、被害を受けた後の輸送量の差を輸送量の低下量と考え、輸送部門の生産性低下が、この輸送量低下量に比例するとし、生産性低下率を算定する。

(4) 産業部門別製品・商品の破損額の算定

公表査定被害額を市町村・産業別に分類し、各産業別の製品・商品の破損額を算定する。

(5) 災害が生じた場合の生産減少額算定

社会全体の生産性低下は上述した3つの要因のうちクリティカルなものにより影響されることとなるが、この影響は産業連関表(表2参照)を用いて算定する。

いま産業の生産 X_i の $\alpha\%$ が被害を受け、使用・販売が不能となった場合、連関表の i 行の各

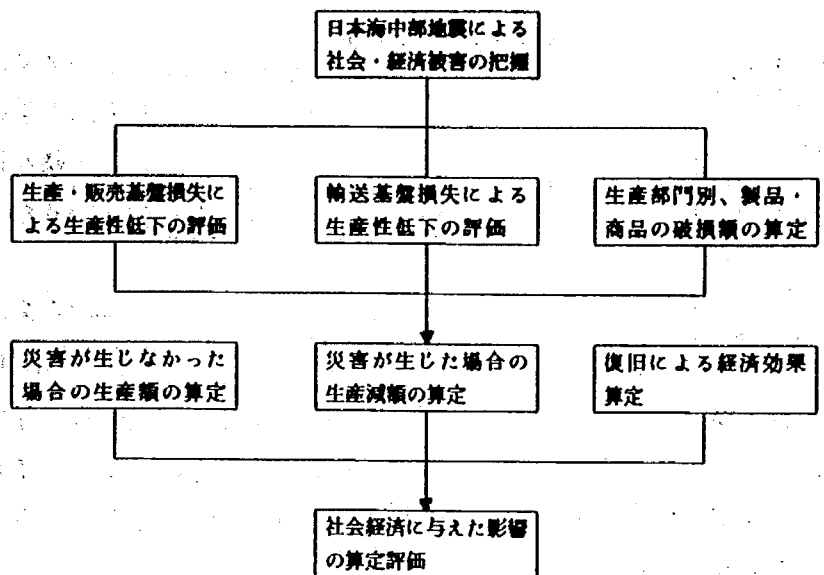


図2. 地震災害が地域経済に与える影響調査の流れ

表I-2 産業連関表の構造

産 業 の 種 別	産 業 の 番 号	中 間 需 要				最終需要	生 産
		I_1	I_2	I_3	I_j		
投 入	I_1						
	I_2						
	I_3						
	I_j						
付 加 価 値	I_1						
	I_2						
	I_3						
	I_j						
生 産	I_1						
	I_2						
	I_3						
	I_j						

I_i : 産業 i

X_{ij} : 産業 i から産業 j に投入された量, 又は産業 j が財を
購入するために産業 i に支払った額

f_i : 産業 i の最終需要(最終的に消費される量, 付加額;
消費支出, 固定資本形成を含む)

v_i : 産業 i の付加価値(営業利益, 給料等)

X_i : i 産業の総生産

要素の値は, $(1-d_i)X_{ij}$, $(1-d_i)f_i$ となる。この場合, 産業 j の生産は X_{ij} が $(1-d_i)X_{ij}$ に
減少したことにより, $(1-d_i)X_j$ の生産のみが可能となる。また, 今般産業の製品 $d_k\%$ が使用不
能となった場合の j 産業の生産額は $(1-d_k)X_j$ となる。さらに, 上記2事象が同時に生じた場合
の産出額低下が, $X_j \times \max(d_i, d_k)$ となる。

ここで, 生産低下を促す前述3要因をよにより以下のように表わす。

$$y = \begin{cases} 1. \text{ 産業基盤破損による生産低下要因} \\ 2. \text{ 運輸基盤破損による生産低下要因} \\ 3. \text{ 製品・半製品・原材料破損による生産低下要因} \end{cases}$$

また各要因による i 産業の生産低下率を d_i^d とすると, 各産業のクリティカルな生産性減少分 d_i^* は
次式で与えられる。

$$d_i^* = \max \{d_i^d\} \quad \text{----- (2)}$$

このように考えれば, I_j 産業の地震災害後の生産額, X_j' は, 次式で与えられることになる。

$$X_j' = X_j \times \max(d_i^* | X_{ij} \neq 0) = X_j \times \max(\max_i d_i^d | X_{ij} \neq 0) \quad \text{----- (3)}$$

すべての産業について, $(X_j - X_j')$ を求めることにより生産低下総額を算定する。

(6) 災害が生じなかった場合の県内総生産の算定

時系列のすう勢により, 災害の生じない場合に, 将来発生すると考えられる生産額を算定する。

(7) 復旧による経済効果の算定

災害復旧時に投資される支出は, 復旧物資購入等を使用され, これら投資はその産業の生産を誘
発し, また, 他の産業の生産を誘発するという波及効果を待ち, 社会全体の経済の成長に影響を与え
る。このため, 社会・経済指標(工業出荷額, 販売額等)に着目した場合には, 災害復旧の効果も
影響も含まれてしまい, 実際の被害を見失はう恐れがある。従って, 災害復旧によって発生する経
済効果を算定しておき, 実質被害を誤りなく算定することが重要であり, 産業連関表を用いてこの
効果を算定する。

4. 研究結果

4.1 日本海中部地震による社会・経済被害

・秋田県における日本海中部地震の直接被害総額(表3参照)は1482億円と算定されており, これ
は, 同県総生産額21,569億円(昭和57年度名目)の6.9%となっている。

表3 日本海中部地震による秋田県の被害状況

生産性低下の評価

以下、同様にして製造業は有形固定資産年
末現在高と従業者数から構成される生産関数を用
いて算定し、卸・小売業は従業員1人当りの原単
位を用いて算定した。

港湾施設は本地震に伴い最も大きな被害を受け
ており、港湾による原油、セメント、重油、石油
製品等の取扱量が減少している。ここでは、代
替輸送が行われなかった原油のみによる生産性低
下(電力部門)を考慮した。

区 分		被 害		そ の 他		被 害 額 (千円)	
人 的 被 害	死 者	人	83	砂 防 衛 所	電 力	41	17,563
	行 方 不 明 者	人			ガ ス	世 帯	14,905
	負 傷 者	人	54		水 道	世 帯	22,187
	負 傷 軽 傷	人	211		清 掃 施 設	衛 生 所	9
		人	1,132		崖 くず れ	衛 生 所	72
	全 壊	世 帯	1,189		鉄 道	通 車	10
		人	4,610		船 舶	被 害	681
	半 壊	世 帯	2,632		通 信	被 害	622
		人	2,713		石 べ い	等 車	1,295
	一 部 破 損	世 帯	10,125		自 動 車	衛 生 所	71
住 家 被 害		人	2,873	林 道	衛 生 所	42	
		世 帯	2,943	治 山	衛 生 所	49	
		人	10,662	農 業 水 路		583	
		人	65	堤 防		54km (周辺堤防を含む)	
	床 上 浸 水	世 帯	65				
		人	220				
	床 下 浸 水	世 帯	277				
		人	275				
		人	932				
		人	587				
非 住 家		棟	2,108				
		部 損	71				
		床 上	123				
		床 下	2,643				
そ の 他	田 冠 冠	流 失・埋 没 水	ha	農 漁 水 林 商 公 共	施 設	24,477.000	
	畑 冠 冠	流 失・埋 没 水	ha	港 産 業 工 施 設	2,486.000		
	文 教 施 設	衛 生 所	272	施 設	4,195.000		
	病 院	衛 生 所	29	施 設	5,557.330		
	道 路	衛 生 所	670	施 設	10,106.508		
	植 り ょ う	衛 生 所	84	施 設	59,252.732		
	河 川	衛 生 所	196	施 設	3,957.970		
	港 湾	衛 生 所	125	施 設	26,665.350		
				施 設	1,732.959		
				施 設	2,411.000		
そ の 他				施 設	7,000		
				施 設	399,550		
				施 設	5,488.759		
				施 設	2,200.000		
				施 設	301,117		
				施 設	148,238.275		
				施 設			
				施 設			
				施 設			
				施 設			

表4 産業部門別生産性低下率 [%]

産業部門	生産・販売 基盤	交通施設	製品・商品	ケリケル 生産性低下率
1. 農業	1.934	0.0	0.789	1.934
2. 林業	0.0	0.0	0.4828	0.4828
3. 水産業	26.273	0.0		26.273
4. 鉱業	0.0	0.0	0.0	0.0
5. 製造業	0.8468	0.0	0.1159	0.8468
6. 建設業	0.0	0.0	0.0	0.0
7. 電気・水道業	0.0	0.0	0.0	0.0
8. 商業	0.009	0.0	0.7468	0.7468
9. 金融・保険業	0.0	0.0	0.0	0.0
10. 不動産業	0.0	0.0	0.0	0.0
11. 運輸・通信業				
道路	0.0	0.0	0.0	0.0
国有鉄道	0.0	1.7*	0.0	1.7
海洋輸送	0.0	50.5**	0.0	50.5
12. サービス業	0.0	0.0	0.0	0.0
13. 公務	0.0	0.0	0.0	0.0
14. 分類不明	0.0	0.0	0.0	0.0

* 旅客輸送部門のみ, ** 電力部門のみ

表3に示した地震被害額より製品・商品の被害額を抽出し、この額と産業連関表に示されている生産額との比を生産性低下率(表4)として求めた。

表6 秋田県昭和58年度の経済状況

昭和58年度価格(億円)

生産額区分	地震被害による生産減(億円)				公共復旧投資による生産誘発(億円)			住宅復旧による生産誘発(億円)			生産増	県内生産額に對し比率(%)
	製品・商品被害	直接生産減	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(56ベース)	83 ¹⁾	2570	1162	3815	892	331	1223	233	64	297	-2295	5.0
付加価値(56ベース)	41 ²⁾	1249	413	1703	514	117	631	117	23	140	-932	4.1

1) 表3における製品・商品被害額の和 2) 1)に付加価値率を乗じたもの。

4.3 地震被害による

生産性減少額

4.2で求めた生産性低下率のうち各部門で最もクリティカルとなる値を用い、産業連関表による分析を行った。その結果は表5のとおりであり、直接被害額の2.5倍もの生産性低下が生じたものと評価された。ここで消費の欄は生産額減少に伴う生産誘発の消失分である。

4.4 復旧事業による経済波及効果

復旧事業による経済波及効果は、公共復旧事業443億円および住宅復旧119億円を対象として算定を行った。その結果、公共投資443億円は秋田県下に1223億円の生産を誘発し、631億円の付加価値を生成している。この付加価値は昭和58年度の秋田県総生産(付加価値ベース)の推定値、22709億円の2.8%となっている。同様にして住宅復旧に伴う生産誘発(表6)も算定される。

4.5 まとめ

本研究では、地震災害の経済への影響を、産業連関表を用い、経済活動の基本構造を捉えることにより分析を行った。その結果、地震災害が社会経済に与える影響を定量的に評価することができた。また、本分析手法は、産業連関表が県レベルでしか作成されていいため、局所的な影響を細かく捉えることはできないという難点はあるものの、産業部門別にはかなりの細かさで分析が可能であり、有力な方法であることを示したと考えられる。

5. 今後の問題点

今後は、本年度検討した地震災害が社会経済に与える影響評価方法の妥当性を調査するとともに、他の地震災害についても試算を行い、間接的な効果も含めた地震被害の評価方法を整理し、合理的な地震災害軽減対策の水準の評価手法を得ることが必要である。

表5 地震被害のまとめ

昭和58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	総生産に對し比率(%)
		直接	消費	合計		
% 生産額ベース	1.482	2,570 (2,444) ²⁾	1,162 (1,105)	3,732 (3,550)	5,214	11.4 ³⁾
付加価値ベース (56ベース)	734 ¹⁾	1,249 (1,188)	413 (393)	1,662 (1,580)	2,396	10.6 ⁴⁾

1) 直接被害額1,482に付加価値率0.495039を乗じて求めている。

2) ()内は昭和55年度価格

3) 推定県内総生産 2270.929百万円を付加価値率0.495039で除してのベース生産額にした値、4587.374(百万円)に対する比。

4) 推定県内総生産に対する比。

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 萩原 良二

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り地域社会に大きな混乱がもたらされた。このような点を背景として、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をとり上げ、初年度にあたる昭和58年度には、鉄筋コンクリート柱の動的耐力および変形性能に及ぼす載荷繰り返し回数および直交2方向載荷の影響を検討した。本年度は、これに引き続き、円柱の動的特性および載荷方向を変化させた場合の影響について検討した。

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図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指すことを目的とする。

3. 研究方法

鉄筋コンクリート柱模型（以下RC柱模型という）の柱頭部に加振負荷装置（最大加振力±125t、最大振幅±125mm）を取付け、載荷速度振幅を一定（25cm/sec）として、正弦波を入力とした動的正負交差載荷実験を行った。載荷は、柱下端におりる引張側外縁の軸方向鉄筋が降伏する時の変位を δ_0 とし、 δ_0 の n 倍（ $n=1, 2, 3, 4, \dots$ ）の変位振幅でそれぞれ10回ずつ載荷している。

3. 1. 載荷方向を変えた実験

地震動の作用方向は必ずしも橋軸方向あるいは橋軸直角方向ばかりに作用するとは

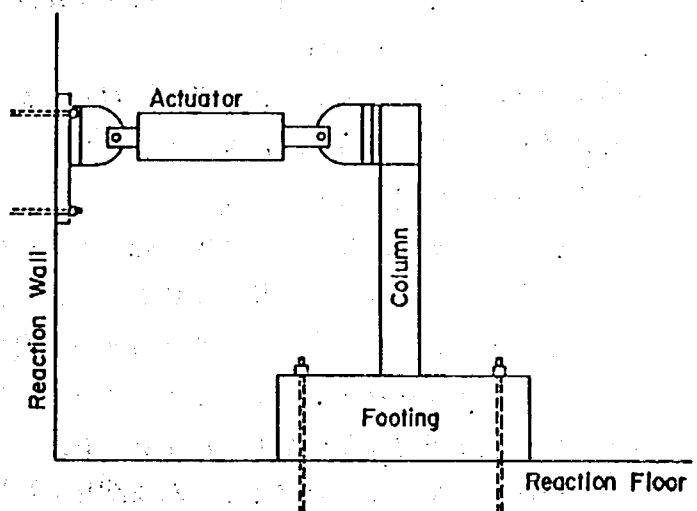


図-1 実験の概要

限らない。このため、図-2に示すように、載荷方向を橋軸方向に平行($\theta = 0$)にした場合(昨年度実施)の他、 $\theta = 30$ 度および $\theta = 45$ 度の3種類に変えた実験を行って、RC柱の耐力、変形性能等に及ぼす載荷方向の影響を調査した。

3. 2. 円形断面RC柱のせん断支間比の影響に関する実験

正方形断面RC柱模型と同一の柱断面積を有する円形断面RC柱模型を用いて、せん断支間比を変化させた実験を行い、円形断面RC柱の耐力・変形性能等に及ぼすせん断支間比の影響を調査した。図-3に供試体の諸元を示す。せん断支間比 h/d は4.7, 3.3, 1.9と変化した。

3. 3. ラせん鉄筋の影響に関する実験

RC柱は破壊の進行に伴い柱基部に塑性ヒンジが形成される。従って、柱基部にらせん鉄筋等のせん断補強筋を配置した場合には、RC柱の耐力・変形性能等の向上を期待することができると考えられる。ここでは、柱下端より50cmの区間を、らせん鉄筋で25cm間隔(他の区間は帯鉄筋25cm間隔)で補強した円形断面RC柱模型を用いて、せん断支間比を4.7, 3.3と変化した実験を行った。以上の各供試体の構造特性を表-1に示す。なお、実験では載荷点の荷重・変位、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみを計測し、この他に各載荷段階におけるひびわれ分布、破壊状況等を記録している。

4. 研究結果

各供試体に対する荷重-変位包絡線、累積エネルギー、および変形性能の一覧を図-4～図-11、表-2に示す。なお、ここで降伏変位としては、外縁軸方向鉄筋の荷重-ひずみ包絡線の勾配が顕著に低下し始める時の変位、また終局変位としては、荷重が降伏荷重まで低下した時の変位と、それぞれ定義した。

4. 1 載荷方向の影響

4. 1. 1 破壊性状

載荷方向を $\theta = 0$ 、 $\theta = 30$ 度、 $\theta = 45$ 度と変化したいずれの場合にも、45°程度でかぶりコンクリートがはく離し始め、以後順次、軸方向鉄筋の破断に至るという破壊モードは基本的に同一である。したがって、破壊モードに対する載荷方向の影響は顕著ではない。

4. 1. 2 耐力と変形性能

最大耐力は、載荷方向 $\theta = 0$ の場合に対し、 $\theta = 30$ 度および $\theta = 45$ 度の場合には、それぞれ、10%程度大きくなっている。かぶりコンクリートのはく離後は、 $\theta = 45$ 度、30度、0の順に、耐力の低下がより早期に生じている。

じん性率は、 $\theta = 30$ 度、0、45度の順に大きくなっているが、必ずしも明確な差ではない。

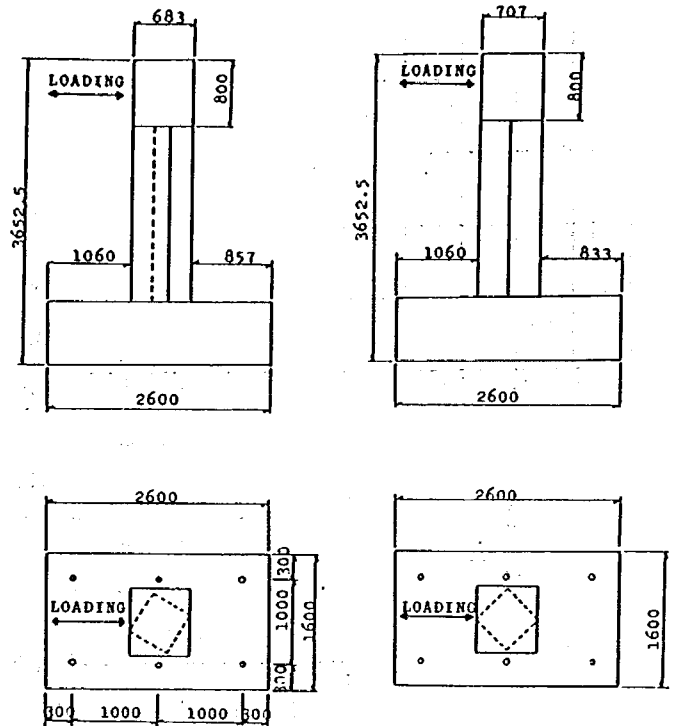
累積エネルギーについて比較してみると、 $\theta = 0$ の場合が $\theta = 30$ 度および45度の場合に比較して大きな値を示し、柱に対して斜め方向から載荷した場合には、柱と直交方向に載荷した場合よりもエネルギー吸収能が低いことを示している。ただし、 $\theta = 30$ 度および45度の両者では、累積エネルギーには明確な差は認められなかった。

4. 2 円形断面RC柱に対するせん断支間比の影響

4. 2. 1 破壊性状

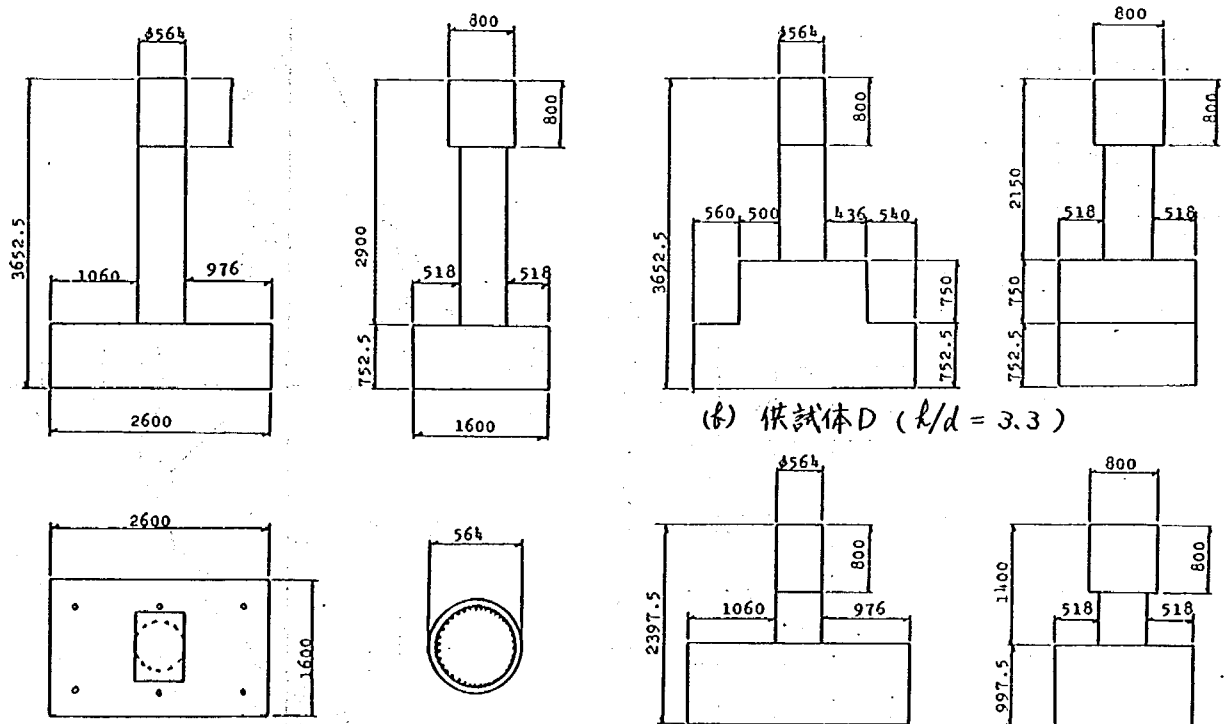
表-1 各供試体の構造特性一覧

供試体	柱断面	せん断支間比	拘束鉄筋	備考
A	正方形 50 ^{cm} ×50 ^{cm}	5.4	帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔	載荷方向 $\theta=30^\circ$
B	正方形 50 ^{cm} ×50 ^{cm}	5.4	帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔	載荷方向 $\theta=45^\circ$
C	円形 $\phi 56.4$ ^{cm}	4.7	帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔	—
D	円形 $\phi 56.4$ ^{cm}	3.3	帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔	—
E	円形 $\phi 56.4$ ^{cm}	1.9	帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔	—
F	円形 $\phi 56.4$ ^{cm}	4.7	らせん鉄筋 2.5 ^{cm} ピッチ (下部から50 ^{cm} の間)	他の区間は 帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔
G	円形 $\phi 56.4$ ^{cm}	3.3	らせん鉄筋 2.5 ^{cm} ピッチ (下部から50 ^{cm} の間)	他の区間は 帯鉄筋 25 ^{cm} 間隔



(a) 供試体A ($\theta=30^\circ$) (b) 供試体B ($\theta=45^\circ$)

図-2 供試体の概要(載荷方向の影響)



(a) 供試体C ($k/d=4.7$)

(c) 供試体E ($k/d=1.9$)

図-3 供試体の概要(せん断支間比の影響)

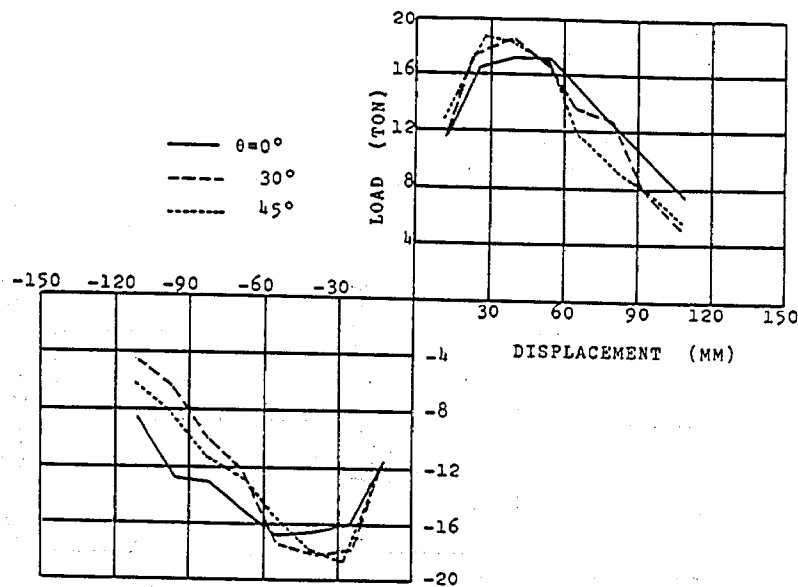


図-4 載荷方向の影響

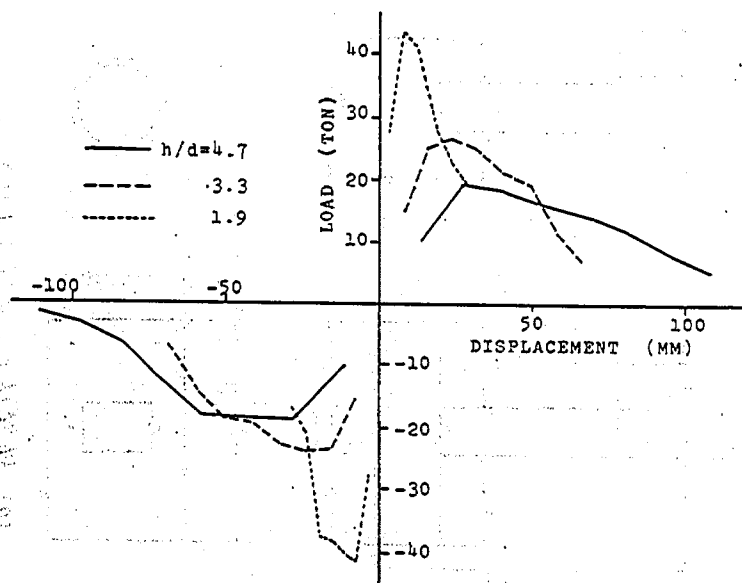


図-5 せん断支間比の影響

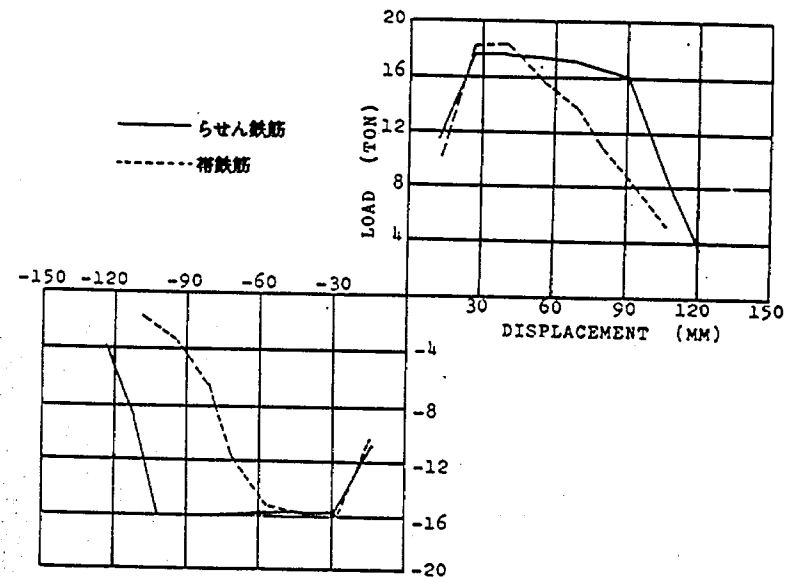


図-6 ラセン鉄筋の影響 ($h/d = 4.7$ の場合)

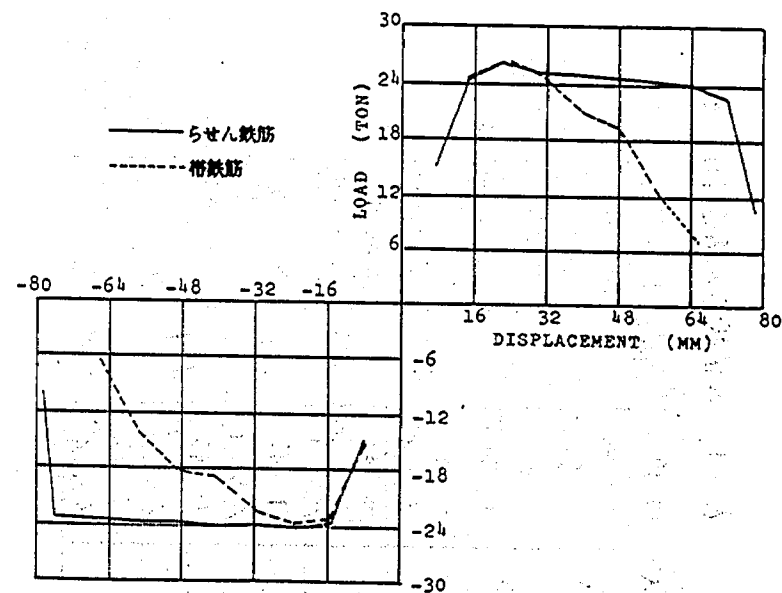


図-7 ラセン鉄筋の影響 ($h/d = 3.3$ の場合)

せん断支間比 λ/d が4.7の場合には、3 δ_0 で載荷方向と直交する面のコンクリートがはく離し始め、5 δ_0 で柱下端から20cm~40cmのコンクリートが完全にはく離し、さらに軸方向鉄筋の破断が生じている。 λ/d が3.3の場合も、ほぼ同様な破壊性状であった。これに対し、 λ/d が1.9の場合には、降伏前に斜めひびわれが発生し、2 δ_0 でその数が増加した。4 δ_0 では、載荷方向と平行な面のコンクリートがはく離し始め、最終的には、かぶりコンクリートの大半がはく離した。また、この場合には、軸方向鉄筋の破断は生じていない。

4. 2. 2 耐力と変形性能

図-5によれば、せん断支間比が4.7の場合には耐力が小さく終局変位が大きい。また、せん断支間比が1.9の場合には耐力が大きく終局変位が小さい。

表-2によれば、せん断支間比が1.9の場合には、最大荷重と降伏荷重との比(P_u/P_y) およびじん性率ともに、せん断支間比が4.7, 3.3の場合に比較して小さな値となっている。せん断支間比が4.7, 3.3の場合には、これらについて顕著な差は見られない。

4. 3 ラせん鉄筋の影響

4. 3. 1 破壊性状

らせん鉄筋を配置しない場合には、3 δ_0 程度でかぶりコンクリートのはく離が生じている。これに対し、らせん鉄筋を配置した場合には、柱基部で圧壊が生じており、その高さも10~15cm程度であった。また、軸方向鉄筋の破断は、らせん鉄筋を配置しない場合の方が早期に生じている。

4. 3. 2 耐力と変形性能

じん性率は、らせん鉄筋を配置した場合には、らせん鉄筋を配置しない場合に比べて1.4倍($\lambda/d=4.7$)、1.9倍($\lambda/d=3.3$)に大きくなっている。

累積エネルギーは、らせん鉄筋を配置した場合には非常に大きな値を示す。

5. 今後の問題点

鉄筋コンクリート柱、半地下構造物、地中構造物等の各種のライフライン施設について地震荷重の方向性、履歴特性等複雑な地震作用を考慮した耐震設計手法の高度化を図るための調査研究を行う必要がある。

表-2 耐力と変形性能一覧表

供試体	A	B	$\lambda'(0=0)$	C	D	E	F	G
降伏荷重 P_y (ton)	13.2	12.1	13.9	13.4	20.4	37.0	14.0	19.7
最大荷重 P_u (ton)	18.7	18.6	17.0	17.3	25.2	42.8	17.0	25.4
P_u/P_y	1.42	1.54	1.22	1.29	1.24	1.16	1.21	1.29
降伏変位 δ_y (mm)	14.2	12.8	15.4	15.2	10.0	4.9	16.7	9.3
終局変位 δ_u (mm)	65.8	71.5	74.1	63.8	43.5	17.0	100.3	74.9
じん性率 δ_u/δ_y	4.63	5.59	4.81	4.2	4.35	3.47	6.01	8.05

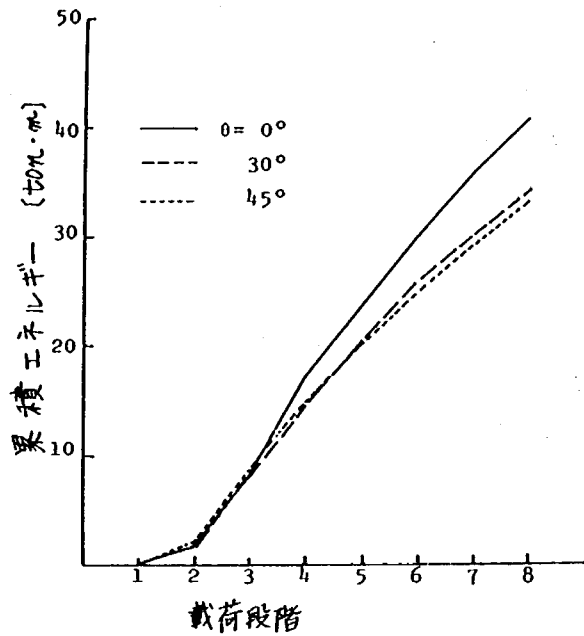


図-8 累積エネルギーの比較
(載荷方向の影響)

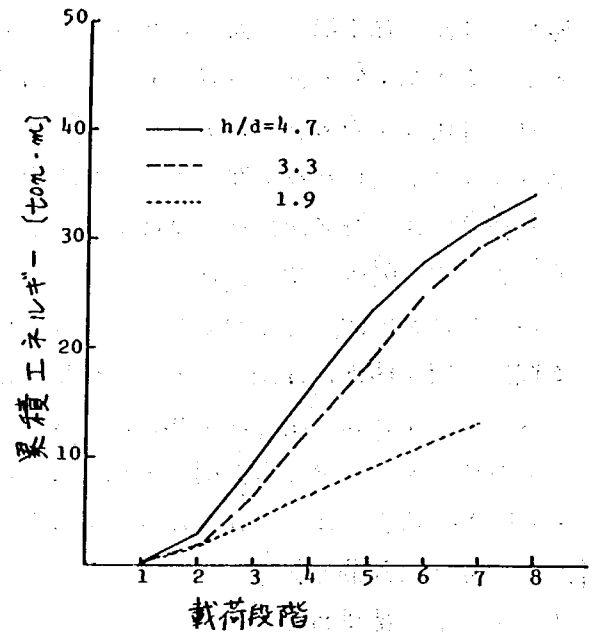


図-9 累積エネルギーの比較
(せん断支間比の影響)

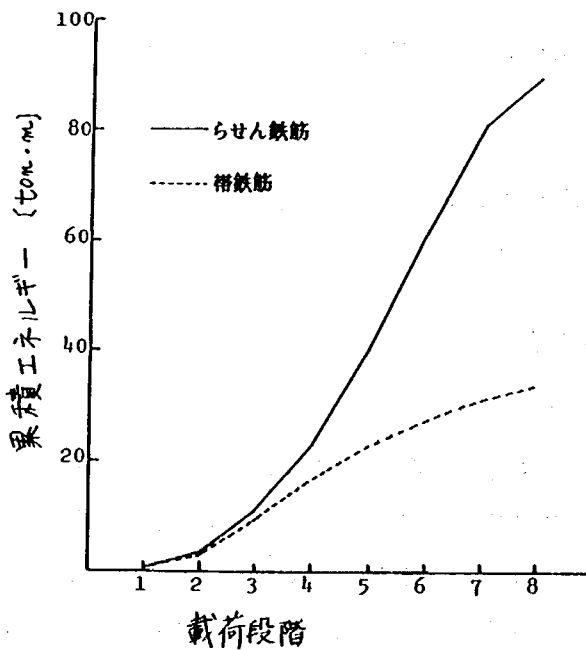


図-10 累積エネルギーの比較
(らせん鉄筋の影響, $h/d = 4.7$ の場合)

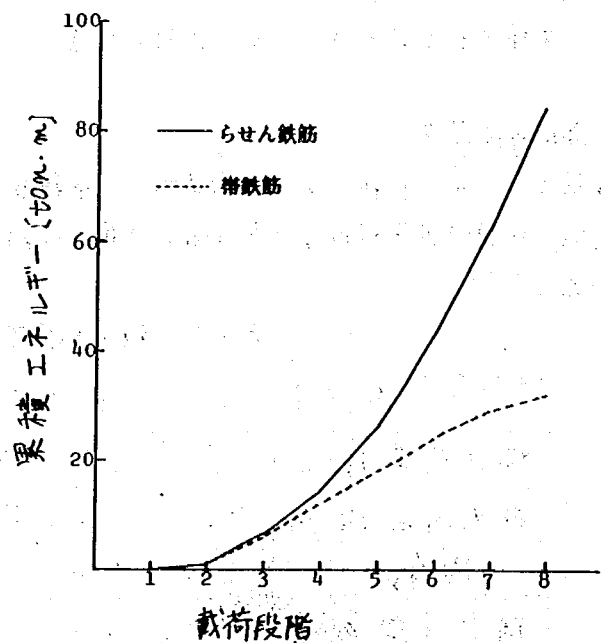


図-11 累積エネルギーの比較
(らせん鉄筋の影響, $h/d = 3.3$ の場合)

3. 被災判定手法の開発——土木構造物等（橋梁構造物）——

（震災構造物の復旧技術の開発，建設技術研究開発費（総プロ））

地震防災部	部長	岩崎 敏男
耐震研究室	室長	川島 一彦
	研究員	萩原 良二
	研究員	長谷川 金二
		後藤 勝志

1. まえがき

既往地震時に交通機能障害の主要因となっている鉄筋コンクリート単柱橋脚の被災判定法として，昨年度検討した橋脚基部の曲げ破壊および主鉄筋段落し部での破壊に引き続き，本年度はせん断破壊した場合のRC橋脚の被災度を判定する手法を示した。また，鋼製橋脚模型（実橋の $\frac{1}{3}$ ）の正負交番載荷実験結果に基づいて，鋼製橋脚の被災度を判定する手法を示した。

2. 研究目的

地震後の道路利用者の安全確保，道路交通機能障害の軽減，および被災橋の復旧の合理化を図るための道路橋の被災判定手法を得ることを目的とする。

3. 研究方法

本研究は，（財）国土開発技術センターに委託し，同センター内に設けられた「震災復旧技術研究開発土木委員会」（岡本舜三委員長）およびこの委員会のもとに設置された「橋梁構造物分科会」（伯野元考委員長）における研究計画，研究結果の検討を通して，建設省土木研究所において実施した模型動的載荷実験から鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚の被災判定手法をとりまとめた。

4. 研究結果

4.1. RC橋脚被災判定手法

柱高が1.0m，柱断面が0.5m×0.5m，せん断支間比が2.2であり，曲げ耐力に比べてせん断耐力に余裕のないRC橋脚模型を用いた動的載荷実験の結果から被災判定手法をとりまとめた。表1はせん断破壊した場合のRC橋脚の被災判定表を示したものである。

4.2. 鋼製橋脚被災判定法

柱高が3.62m，柱断面が0.6m×0.6mである箱型断面の鋼製橋脚模型を用いた載荷実験の結果から被災判定手法をとりまとめた。表2は鋼製橋脚の被災判定表を示したものである。

4.3. 震災構造物の復旧技術マニュアル（案）素案の検討

RC橋脚被災判定表および鋼製橋脚被災判定表を用いて，震災構造物の復旧技術マニュアル（案）素案の検討および作成を行った。

表1 RC橋脚のせん断による損傷が生じている場合の被災判定表

観測される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ(貫通せず)	③ 斜めひびわれ貫通 [*] (ひびわれ幅 $W < 0.5mm$)	④ 斜めひびわれ貫通 [*] $0.5mm \leq W < 2mm$	⑤ 斜めひびわれ貫通 $W \geq 2mm$ 、 コンクリートはく離、はく離
損傷状況	側面図					
	正面図					
残留強度		P_u	P_u	P_u	P_y 程度	P_y 以下
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \times 100 (\%)$		100多	100多	50~100多	0~50多	0多
緊急閉鎖(交通規制)の目安		不要	注意走行表示 (損傷の進行が認められる場合) は重量制限、車線減少等	重量制限、車線減少等 (損傷の進行が認められる場合) は通行止	重量制限、車線減少等 (損傷の進行が認められる場合) は通行止	通行止
応急復旧の目安	機能の応急的回復	不要	不要 [※] (損傷の進行が認められる場合) は指板受け等	不要 [※] (損傷の進行が認められる場合) は指板受け等	不要 [※] (損傷の進行が認められる場合) は指板受け等	指板受け等
	損傷部の保護等	不要	不要	側面注入等	側面注入等	側面注入・パテ充填等
本復旧の目安		不要 (ひびわれ幅 $0.2mm$ 以上の場合は側面注入)	側面注入	RC巻立て等 [*]	RC巻立て等 [*]	RC巻立てもしくは取替え

P_y : 降伏耐力, P_u : 終局耐力, δ_y : 降伏変位, δ_u : 終局変位, δ : 最大履歴変位

注: ※1 応急復旧工が大きいとなる場合には省略することが考えられる。

※2 交通規制を緩和するためには指板受け等を行う必要がある。

※の部分に判定表であり、今後の検討を要する。

表2 鋼製橋脚の被災判定表

観測される損傷		① 残留変形 [*] ($\delta_u - \delta_y$)(mm) $< 0.01 f_b \delta_y$ ($\delta_u - \delta_y$)(mm) $< 0.01 f_b \delta_y$	② 残留変形 [*] $0.01 f_b \leq (\delta_u - \delta_y)$ (mm) $< 0.03 f_b \delta_y$	③ 残留変形 [*] $0.03 f_b \leq (\delta_u - \delta_y)$ (mm) $< 0.05 f_b \delta_y$	④ 亀裂もしくは筋部断絶
損傷状況	正面図				
	側面図				
残留強度		P_u	$0.8 P_u \sim P_u$ ($P_y \sim P_u$)	$0.8 P_u$ 以下 (P_y 程度以下)	$0.6 P_u$ 以下 ($0.7 P_y$ 以下)
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \times 100 (\%)$		30多	0~30多	0多	0多
緊急閉鎖(交通規制)の目安		注意走行表示 (損傷の進行が認められる場合) は重量制限、車線減少等	重量制限、車線減少等 [*] (損傷の進行が認められる場合) は通行止	通行止	通行止
応急復旧の目安	機能の応急的回復	不要 [※] (損傷の進行が認められる場合) は指板受け等	不要 [※] (損傷の進行が認められる場合) は指板受け等	指板受け等	指板受け等
	損傷部の保護等				
本復旧の目安					

P_y : 降伏耐力, P_u : 終局耐力, δ_y : 降伏変位, δ_u : 終局変位, δ : 最大履歴変位
(^{*}は筋接合による増強の影響が大きいものとした場合の値)

注: ※1 f_b は引張降伏(有効降伏)

※2 応急復旧工が大きいとなる場合には省略することが考えられる。

※3 交通規制を緩和するためには指板受け等を行う必要がある。

※の部分に判定表であり、今後の検討を要する。

4. 復旧技術の開発——橋梁等構造物（鋼製橋脚の補修実験）——
（震災構造物の復旧技術の開発，建設技術研究開発費（総プロ））

地震防災部 部長 岩崎 敏男
耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 萩原 良二
研究員 長谷川 金二

1. まえがき

鋼製橋脚は都市内高架道路の下部構造としては代表的なものであるが，既往の地震により顕著な被害を受けた事例がなく，その被災特性は明らかではない。さらに，被災した場合の補修方法に関して，RC橋脚における樹脂注入あるいはRC巻立等に相当する工法は確立されていない。このため，鋼製橋脚の構造特性および被災特性に応じた補修方法の検討および補修効果の確認が必要とされている。

2. 研究目的

本実験の目的は，地震により被災した鋼製橋脚の復旧の合理化を計るために，鋼製橋脚模型を用いた正負交番載荷実験を行い，被災程度に応じた補修方法の検討を行うとともに補修効果の確認を行うことである。

3. 研究方法

図1は損傷を受ける前の供試体諸元である。補修方法は図2に示すような補剛板添接および当て板添接の2通りとした。3体の供試体に正負交番載荷で表1に示すような損傷を与え，被災程度（フランジの残留面外変形量）に応じて同表に示すような補修を行った。図3に示すように橋脚内部を通してケーブルによって上部構造死荷重反力と橋脚自重に相当する軸力を加え，橋脚天端に取り付けた加振負荷装置によって水平力を加えた。同一変位振幅での繰り返し回数を10回として，変位振幅を δ_y （損傷前の供試体の降伏変位）から0.2 δ_y ずつ増加させて載荷した。

4. 研究結果

図4は各載荷実験から得られた荷重—変位包絡線を示したものである。図4には参考のため補修を行わず終局状態まで載荷した供試体の包絡線も示している。実験結果をまとめると次のようになる。

- 1) 橋脚の断面寸法およびフランジの残留面外変形量が本実験程度であれば，補剛材あるいは当て板による補修を施工することができる。
- 2) 補剛材添接による補修を行うと，最大耐力および剛性は2倍程度向上する。また，当て板添接による補修を行うと，最大耐力は約1.4倍に，剛性は約1.2倍に向上する。

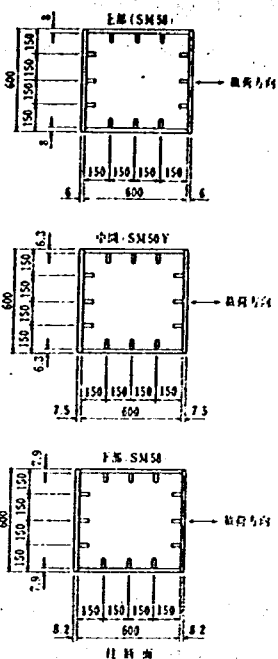
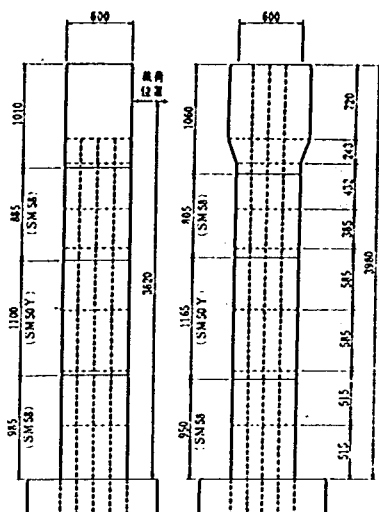


圖 1 供試體諸元

(a)補剛材添接 (b)当て材添接
図2 補修方法

表1 被災程度および補修方法

	フランジの 残留面外変形量	補修方法
供試体A	15 mm	補剛板添接
供試体B	24 mm	補剛板添接
供試体C	5 mm	当て板添接

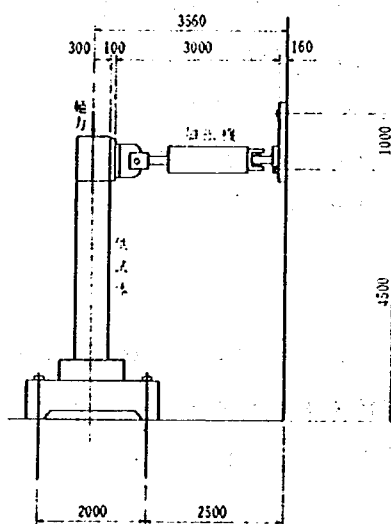


図3 実験の状況

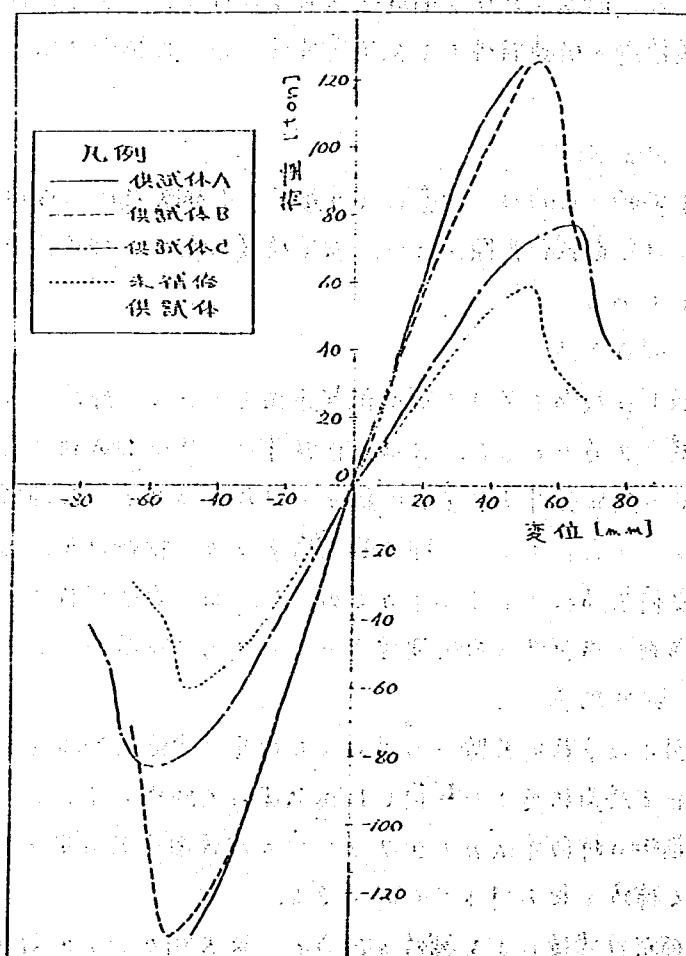


图4 荷重—变位包絡線

5. 復旧技術の評価手法の開発——評価手法の開発——

(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))

地震防災部 部長 岩崎 敏男
耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 大田方 尚巳
後藤 勝志

1. まえがき

震災構造物の合理的な復旧を行うためには、個々の構造物の復旧のみではなく、総合的な観点から震後の対応方法や復旧水準・復旧優先度などを評価しておくことが重要である。本課題は昭和58年度に開始しており、すでに、1)既往震災の復旧における問題点の調査、2)震後の交通特性の調査、3)二次災害の事例調査および分類・整理、を行っている。本年度は、震災復旧に当って評価すべき項目およびその評価方法を具体的に整理抽出するために、1)長野県西部地震の震後対応、2)長崎水害における災害復旧事例、および3)その他の既往災害における復旧事例を調査した。また、震災構造物の復旧マニュアル(案)(土木構造物関係)の素案の検討を行った。

2. 研究目的

震災復旧に対する総合的な観点からの評価方法を開発し、合理的な震災復旧に資することを目的とする。

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「復旧技術開発土木委員会」(岡本舜三委員長)およびこの委員会のもとに設置された「復旧技術評価分科会」(久保慶三部分科会長)で研究計画・成果の検討を行い、ついで実施した。

長野県西部地震は、山間地域に生じた直下型の地震であり、大規模な斜面崩壊およびそれに伴う河道閉塞の発生など、最近我が国周辺に発生した海洋性の地震には無い被災の特徴を有している。そのため本地震における震後の対応状況を現地調査、聞き取り等により調査し、震災復旧を進めるに当たっての主な判断項目を整理した。

地震に比較して現場において相対的に経験する機会が多い水害による復旧事例を調査し両者の類似点および相違点を整理しておくことは、地震後の対応および復旧方針を立案する上で非常に有効と考えられる。そこで、昭和57年長崎水害における国道34号の復旧を例にとり、震後の復旧に当たっても適用可能と考えられる評価事項を調査した。

近年我が国に生じた地震はいずれも日中に発生している。そのため震後対応に当って職員招集上の問題は特に生じていないが、地震が深夜に発生した場合には何らかの問題があると考えられる。そこ

表.1 長野県西部地震の震後対応の特徴および震災復旧技術マニュアル(案)との関連

項 目	長野県西部地震における震後対応上の特徴	震災復旧技術マニュアル(案)との関連
緊急調査	・正午近くまで、震源地がどこか判明しなかった。このため救ったパトロールができなかった。 ・被害集中地区では道路の寸断により、パトロールが使用できず、徒歩により調査せざるを得なかった。 ・無線による連絡はパトロールカーまで戻らなければならないため、時間を要した。 ・山間部では、無線の通信不能箇所が多かった。	・自転車、バイクの利用 ・緊急調査におけるヘリコプターの有効性 ・緊急時のヘリの利用体制、利用方法のポイント ・携帯式無線の利用 ・使用不能箇所の事前把握
緊急措置	・村道1号線の啓開、早期確保 ・大岩橋では、地震直後41規制とされたが、荷重車でチェック後、141も規制に緩和された。	・代替路線(道路の面的整備)の有効性 ・橋の耐荷力の簡易判定法
応急調査	・道路寸断により被害箇所へすぐ入ることができなかった。	・斜写真など航空写真による調査方法
応急復旧優先順位	・二次災害の防止 ・行方不明者の捜索 - 行方不明者捜索～道路復旧の競合 - 行方不明者捜索活動のため、三浦ダム放流停止 ・孤立地区の解消	・行方不明者の捜索など他の作業と復旧作業が競合した場合の対応事例の調査整理 ・行方不明者家族との連絡ができない場合の対応
応急復旧	・ペーリー橋を用いた県道の復旧 ・民地を通る迂回路の建設 ・工事用道路、林道、仮橋(木橋)を用いた迂回路の確保 ・埋塞上下流端部に床止工設置 ・埋塞土に閉塞された河道堀削による天然ダムの水位上昇抑止 資機材の搬入が陸上からできない→ヘリコプターを利用	・ペーリー橋の有効性 ・部分復旧段階における一般車の通行の取扱い。 ・周辺地区にある資機材の緊急調達
余 震	・余震のうち、規模の大きかったものは、 9月15日 午前7時14分のM6.2および 10月3日 午前9時12分のM5.5 の2回である。 ・余震による被害の拡大が一部で見られた。	・余震発生および余震に伴う被害の事例 ・余震は復旧活動および地域住民の生活に心理的に大きな不安を与えること。
降雨対策	・降雨に伴う出水による河道閉塞土砂の流出防止および遺体捜索活動の便を考慮してダムの放流が停止された。 ・斜面亀裂へのシート張り、変位観測 ・土石流氾濫堆積物上に施工した仮橋(木橋)取付け盛土の一部が地震後の出水(11月15日)により流出した。 ・応急復旧に施工した床止工の一部が地震後の出水(11月15日)により流出した。	・大規模地震時の流水管理の基本的事項の整理 ・大出水時(豪雨等)の対応 ・斜面の簡易な崩壊危険性判定方法
情報連絡	・「せき止め湖が危険だ」「裏山が崩れる」などの誤情報が流れて、一時パニック状態が生じた。 ・山間地の地震であり、住民が各地に散在しているため情報収集に時間がかかった。 ・少数の村役場職員の対応には限度がある。 ・無線が情報の収集・伝達に効果が大きかったが、場所(山の影になる位置)により無線が届かない。また、同一バンド内で多数の交信が入り、混信した。 ・防災行政無線(木曽地方事務所災害対策本部～管内の11町村間)のふくそう。	・二次災害の危険性に対する判定基準 ・被害状況の適切な広報の必要性 ・防災行政無線を日常業務にも利用することの重要性 ・緊急性の高い通話に優先させる方法の検討

で、深夜から早朝にかけて災害の発生した昭和58年山陰水害を例にとり、夜間に災害が発生した場合の職員の招集について調査した。

4. 調査結果

4.1 長野県西部地震の震後対応

本地震の震後対応および得られた震災復旧上の評価項目を震災構造物の復旧技術マニュアル(案)との関連で整理すると表1のとおりである。これより震後対応上の主な判断項目および教訓としては、1) 迂回路が存在することの重要性(村道1号線の復旧により王滝村の孤立は短時間で解消)、2) 山間地においては被災中心地区の判明が遅れる、3) 復旧工事と行方不明者の捜索が競合する場合のバランスの判断、4) 二次災害の危険性の判断(専門家の支援)および広報のあり方、が挙げられる。

4.2 長崎水害における災害復旧事例

長崎水害における災害後の対応と災害復旧事例の調査から得られた災害復旧の評価項目を震災構造物の復旧技術マニュアル(案)との関連で整理した結果を表3である。本災害後にとられた対応を整理すると、以下の観点により実施されている。

表2 長崎水害における国道34号の復旧見通しの広報の経過

月 日	広 報 内 容
7月23日災害発生後	目下緊急対策を検討中、開通の見通しは立っていない。
7月30日時 点	見通しではないが、あけて、被災後1カ月で開通を目標に挑戦する。
8月2日時 点	8月いっぱいを目指(これは、8月2日米県の道路局長および8月7日米県の建設大臣の発言により、県民の懸念にきざり込まれた目標となった)
8月15日頃	「被災後1カ月(8月23日)を目標に挑戦」という願いがのりつつある。
8月17～18日頃	8月20日にも開通
8月19日	よほどのこと(かなり強い雨)がない限り、8月20日午前6時開通
8月20日	開 通

表3 長崎水害における災害後の対応および震災構造物の復旧技術マニュアル(案)との関連

項 目	対 応	震災構造物の復旧技術マニュアル(案)との関連
震 後 体 制	・災害対策本部設置(長崎国道工事事務所) ・被災後1週間(復旧にやや見通しが立ちはじめた段階)後に、組織の組みかえを行った。	・災害復旧に臨機心変に対応可能な緊急体制の検討
緊 急 調 査	・23日19時40分 第1回(所長、道路管理課長) ・23日22時 第2回(大村出張所長) ・24日0時～2時 第3回(道路管理課長、交通対策係長) ・24日6時～15時 第4回(工務課長他) ・豪雨中であり、調査自体が非常に危険であった。 ・所長が自分の目で確める時間的余裕がない。	・悪天候下における緊急調査方法の検討 ・ヘリコプターの有 利用
緊 急 措 置	・交通止め	
被災調査	・測量さえも困難であった(雨中)。 ・時間との戦い——正確さと時間の二律背反	・簡便でシステムの調査方法の検討
復旧優先順位	・国道34号の一刻も早い復旧を図る。 ・被災区間の両側より順次復旧(被災区間内に交差する道路なし) ・長崎地方恒例の精霊流し(8月14日夕)に間に合うよう応急復旧したい。 ・応急復旧工事に支障が出ない範囲で地区住民の足の確保を図る。	・地元恒例の行事がある場合には、復旧期間に暗黙の制約を受ける場合がある。 ・部分復旧すると地区住民から交通関係に関して強い要望が出る。これと応急工事用車輛とのバランスのとりかた。
応 急 復 旧	・技術検討決定委員会(所長、副所長、管理課長、工務課長)により、工法等を迅速に決定 ・被災区域の両側より崩土処理を主体として開始 ・ベレー橋(建設省九州技術事務所)を使用 ・プレキャストボックスを緊急輸送(福島県いわき市→現地) ・迂回路用地(市有地、民有地の借上げ、および民家の移転補償) ・本復旧に支障とならない工法を採用 ・現地調査に専門家の応援を得た。	・行方不明者の捜索活動との関連 ・本復旧工法との関連
本 復 旧	・将来実施予定の砂防事業の支障とならないよう、本復旧工法を選定	・将来計画との調整

① 災害の実態把握

② 対策工法の決定、仮設、資材運搬方法の決定

③ 地元住民への適切な対応

④ 交通規制と誘導

⑤ 関係機関との協議等措置

⑥ 報道関係への対応

⑦ 臨時組織の編成

⑧ 職員の健康管理

表2は国道34号の復旧見通しの広報の経過であり、慎重に復旧の見通しを打ち出していることがわかる。

その他、本災害復旧においては、1) 応急復旧段階における交通処理方法、2) 災害時組織体制への迅速な切替え、3) 緊急調査における正確さと迅速さのバランス、などに関する対応判断事項があった。

4.3 その他の既往災害に

おける復旧事例

山陰水害における職員招集は、災害が深夜に発生したにも係わらず、概ね60～80%と良好な参集があった。この理由は、1) 事前の激しい降雨により出勤の

心構えができていたと思われること、2) 被災地が地方市町であり地理的に職員の出勤が容易であったと思われること、などと考えられる。

5. 今後の進め方

次年度は、社会的・経済的条件などの総合的な観点からの復旧技術評価手法の検討を進め、これらを震災構造物の復旧技術マニュアル(案)にとりまとめていくことが必要である。

<参考文献>

- 1) (財)国土開発技術研究センター：昭和59年度震災構造物の復旧技術に関する報告書(建設省土木研究所委託)、昭和60年3月
- 2) 建設省土木研究所：長野県西部地震による被害および震害体制の概要、土研資料 第2157号、昭和59年12月
- 3) 建設省土木研究所：昭和59年7月長崎水害における道路の被害および復旧体制、土研資料 第2157号、昭和60年1月

項 目	対 応	震災構造物の復旧技術マニュアル(案)との関連
本 復 旧	・「57年度いっぱい、できるだけ早く」を目標に本復旧を実施	・本復旧目標(復旧期日)のたてかた。
情 報・連 絡	・現場との連絡は災害対策の無線を使用した。 ・電話連絡だけでは、連絡者、連絡を受けた者、内容、時期等がわからなくなり、また、正しく内容が理解されたか等もはっきりしない場合があった。 ・関係機関との協議調整を図った。	・無線の使用不能箇所の事前把握 ・書面による連絡が有効 ・ファックスの利用 ・特に、初期の意志決定に関わる協議調整が重要である。
広 報	・復旧にやや見込みが立ちはじめた時期に組織の組みかえを行い、報道関係担当を配置し、窓口を一元化した。 ・報道を重要な広報機能ととらえ、積極的に対応した。 ・復旧に基本的変化が生じた場合には記者クラブで発表 ・記者を現地に案内し、災害状況を理解させた。	・開通時期の見通しの打ち出し方 ・懸命の復旧作業を、正當にPRすることが重要
交 通 規 制	・被災後の時間によって、規制の目的、内容が変化する。 ×被災直後——被害実態を知らない者、被災箇所を通らないと目的を達しない者を規制 ×部分復旧段階——復旧の済んだ所まで通りたいとする者を規制 ・国道34号線沿のマイカーに限り、応急復旧段階で通行許可証(㊟マーク)を発行した。どこまでが緊急な要件かの把握が困難→警察に発行を依頼した。 ・有料道路(長崎バイパス)の無料開放 ・交通規制箇所に大きな看板を設置(被災箇所の写真を掲示すると、被災状況を納得させるのに有効)	・衝動的、暴力的になるドライバー(被災直後の規制)に対する対応 ・地元住民の足の確保と復旧工事との関連 ・通行許可証等の取扱い。
二次災害防止	・降雨による斜面崩壊にそなえて、自動警報装置を設置(直下の住民に通報) ・道路直下で実施されている行方不明者の捜索活動に影響が出ないように注意した。(道路上の崩土の落下防止等)	・二次災害の実例を調査し、防止対策を具体的に調査する。
地元住民への対応	・現場担当者のヘッドに出張所長および監督官をあてた。 ・現場担当者が可能な限り、地元に入り、充分意見を聞いたことが高く評価された。	・地元から寄せられた苦情、要望、不安等の調査、整理

6. 長大橋の耐震性に関する試験調査

(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 萩原良二
" 長谷川金二
小山達彦
吉田武史

1. まえがき

明石海峡大橋は、未固結の神戸層に根入れされた今までに例も見ない巨大な基礎を有する橋梁となることが予想されており、基礎の基本寸法の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題になると考えられる。従来、本州四国連絡橋の基礎の耐震計算は、昭和49年9月に出された土木学会本州四国連絡橋の耐震設計指針によって行われてきているが、これは静的な平板載荷試験等より得られる変形係数をばね定数とする剛体2自由度系モデルを基本とした設計計算法であり、上記のように未固結の岩盤層に深く根入れされた大規模な剛体基礎の耐震設計に適用するためには、十分なものではない。したがって、地震力の有効入力、動的相互作用解析に基づく復元力および減衰特性等に関する検討結果を踏まえた新しい耐震計算法が必要とされている。

本調査は、地盤と構造物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を開発するために実施するものであり、本年度は根入れに伴う有効地震入力の特性、有効入力のうらの回転成分の影響、ばねおよび減衰係数の振動数依存性の影響につき、検討を加えたものである。

2. 調査目的

明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算に適用し得る地盤と構造物の動的相互作用を考慮した実用的な耐震計算モデルを開発することを目的とする。

3. 調査方法

3-1 動的相互作用効果の分類

地盤と構造物の動的相互作用に関しては、従来、実測、実験等を中心として各種の検討が行われている。これらによれば、大型の基礎構造物の耐震性に影響を与える地盤と構造物の動的相互作用効果としては、一般に、i) 構造物の質量効果、ii) 構造物の剛性効果、iii) 地盤のばね効果、iv) 地盤の減衰効果、v) 構造物直近地盤の軟化、がある。動的相互作用の効果には、この他にもいろいろのものを考えることができるが、本検討では、上記のうち、ii), iii), iv) の影響を中心にこれらの特性を評価し得る耐震計算モデルを開発することも目標とするものとする。この理由は、上記ii), iii), iv) が軟岩中に根入れされた明石海峡大橋の剛体基礎の耐震計算上、重要な役割を果たすと考えられるためである。

3-2 動的サフストラクチャ法の適用

動的サフストラクチャ法は、本来は構造物と地盤を一体として解くと自由度数が多くなり過ぎ、うまく解けないような場合に対して、考え出された方法であるが、ここでは以下に示すように、動的相互作用の効果を考慮した構造物の有効入力を評価するために用いる。

動的サフストラクチャ法では、地盤およびこれに根入れされた構造物を図1に示すように切り離す。構造物と地盤との間に作用する力（動的相互作用力）を R_b とすれば、両者の運動方程式を絶対変位座標系で表わすと次式のようにになる。

構造物の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s^t \\ \ddot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_s^t \\ \dot{r}_b^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s^t \\ r_b^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R_b^t \end{Bmatrix} \quad (1)$$

地盤の運動方程式

$$\begin{bmatrix} m_f & 0 \\ 0 & m_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_f^t \\ \ddot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ff} & C_{fa} \\ C_{af} & C_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_f^t \\ \dot{r}_a^t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ff} & k_{fa} \\ k_{af} & k_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_f^t \\ r_a^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -R_b^t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、

s: 構造物に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

a: 地盤に係わる自由度に属することを表わすサフィックス

b: 構造物と地盤の接触面に係わる構造物側の自由度に属することを表わすサフィックス

f: 構造物と地盤の接触面に係わる地盤側の自由度に属することを表わすサフィックス

式(1)の解は、動的相互作用力 R_b を介して動的サフストラクチャ法の一般的な解析手法によって解くことができる。ここでは、上記の手法により構造物と地盤の境界面における応答を求め、これを以下の仮定の下に、剛体とした基礎に作用させることにより、剛体基礎の地震応答を求めることとした。

1) 剛体基礎の剛性は十分大きいものとし、併進および回転の自由度を有する剛体2自由度系としてモデル化する。

2) 剛体基礎には、動的サフストラクチャ法により求めた外力項を作用させる。これは、一般に、水平成分と回転成分の両者を有している。以後、これを有効入力と呼ぶ。

3) 地盤と構造物を結ぶばね係数および消散減衰係数は、複素剛性として動的サフストラクチャ法により求められた値を用いる。

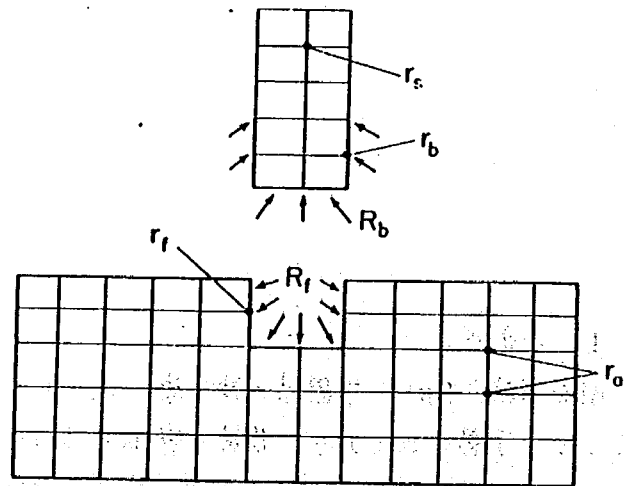


図1 動的サフストラクチャ法による基礎および地盤のモデル化

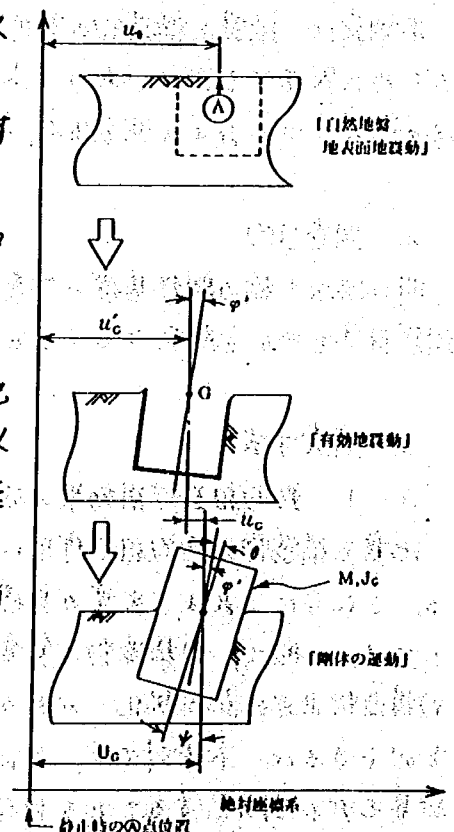


図2 地震動を受ける埋設剛体基礎とその記号

以上のようにすると、剛体2自由度で表わした剛体基礎の運動方程式は次のように与えられる。

$$\begin{Bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} u_g \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} M & 0 \\ 0 & J \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g^{EF} \\ \ddot{\theta}^{EF} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここで、

M, J : 剛体基礎の質量及び回転質量

u_g, θ : 剛体の重心点における相対変位および相対回転角

$K_{11}, K_{12}, K_{21}, K_{22}$: 水平ばね、水平と回転の連成ばね、回転ばね(複素剛性)

$\ddot{u}_g^{EF}, \ddot{\theta}^{EF}$: 水平および回転の有効入力

なお、現在の本四連絡橋耐震設計指針に示されている耐震計算法と比較し、式(3)は以下の点で異なっている。

1) 入力地震動としては、地表面の加速度ではなく、有効入力を用いる。

2) ばね係数 $K_{11}, K_{12}, K_{21}, K_{22}$ は本四方式ではなく、振動数依存性を有する弾性ばねによって与えられる。

3) 減衰定数は各モードごとに与えるのではなく、複素剛性として振動数成分ごとに与えられる。

4. 調査結果

4.1 解析対象とする剛体基礎

解析対象としたのは、図3に示す明石海峡大橋主塔基礎であり、高さ80m、直径46mの円柱状の基礎を想定した。明石層中への根入れ深さは25mである。これを軸対称有限要素法を用いることにより、モデル化した。基盤はTP-260mの花崗岩層の上面とし、基盤面での入力地震動としては、1978年宮城県沖地震により開北橋近傍地盤上で観測された強震記録を用いることとし、最大加速度は記録時の値のままとした(図4参照)。

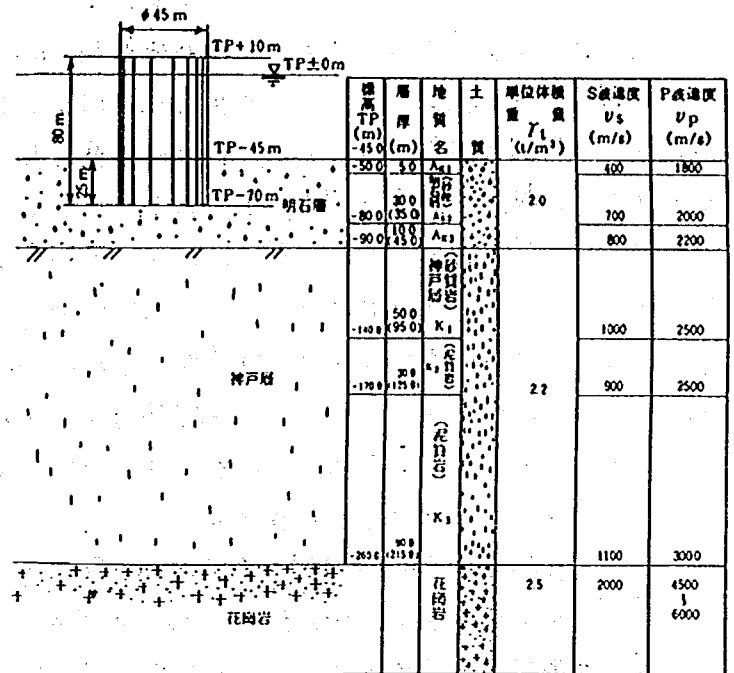
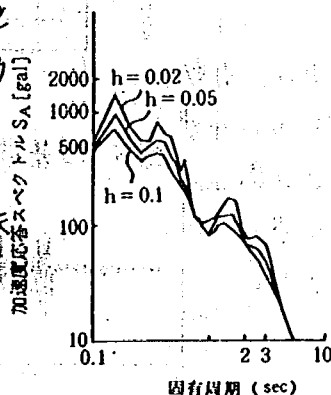
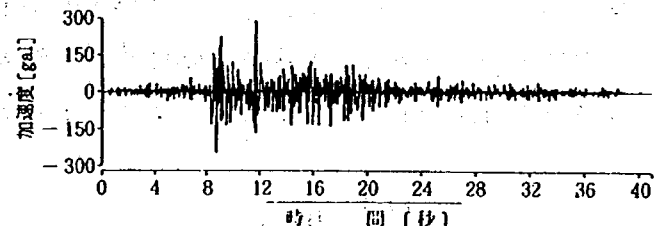


図3 明石海峡大橋主塔基礎(2P)解析モデル



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 入力波形

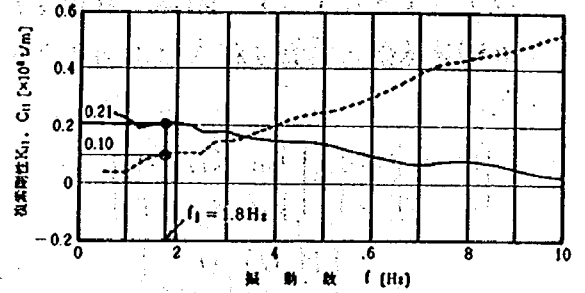
図4 基礎の入力地震波形(開北橋記録, 最大加速度 290 gal)

4-2 有効入力を考慮することによる効果

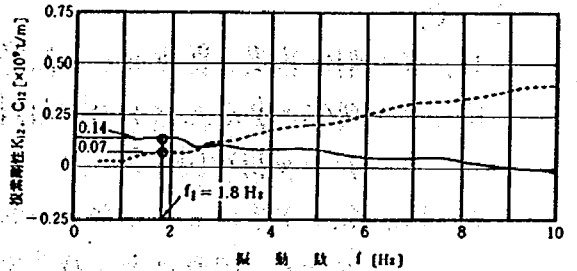
軸対称有限要素法を用いてP2のばね係数 K_{11} , K_{12} , K_{22} および減衰係数 C_{11} , C_{12} , C_{22} を求めた結果が図5である。有効入力の特性を検討するために、自由地表面における応答加速度と比較した結果が図6, 7である。ここで、上述したように、有効入力では水平成分の他に、回転成分も存在することに注意しなければならない。水平成分どうしと比較すると、自由地表面においては最大加速度が約550 galであるのに対して、有効入力では約410 galとなっている。いま、両者の違いを周期ごとに表すために、次式による応答スペクトル比 γ_{EF} を定義する。

$$\gamma_{EF} = \frac{\text{有効入力(水平成分)のスペクトル SA}}{\text{自由地表面(水平成分)のスペクトル SA}} \quad (4)$$

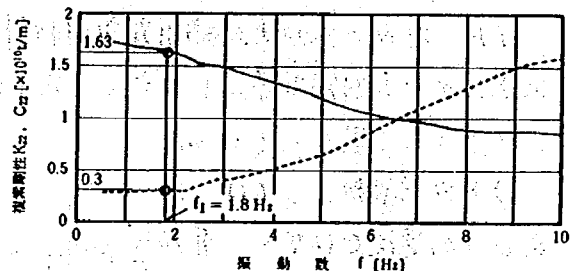
ここで、減衰定数は5%とすることとした。図8は、式(4)による応答スペクトル比 γ_{EF} を示したものである。これによれば、固有周期が0.1秒の場合には $\gamma_{EF} \div 0.5$ にまで低下しており、固有周期が0.8秒程度になって $\gamma_{EF} \div 1.0$ とすることがわかる。なお、式(3)からわかるように、いま、有効入力の回転成分の影響を無視できると考えれば、有効入力の加速度応答スペクトルおよび自由地表面応答の加速度応答スペクトルは、それぞれ、有効入力および自然



(a) ばね剛性 K_{11} および C_{11}

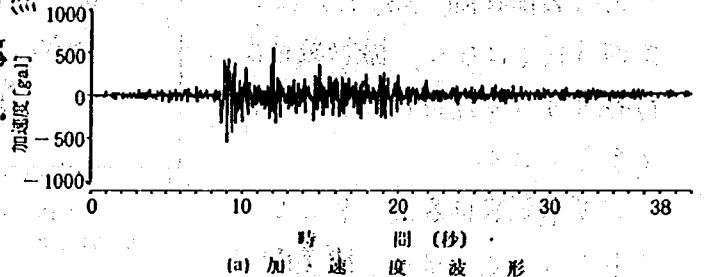


(b) ばね剛性 K_{12} および C_{12}



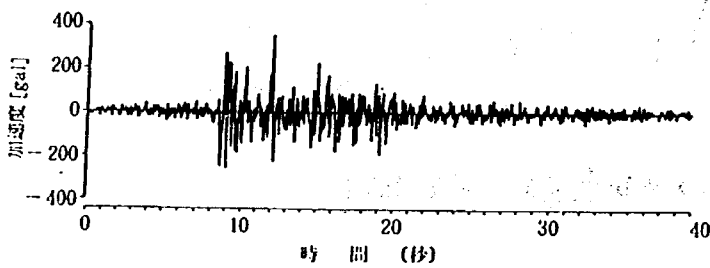
(c) ばね剛性 K_{22} および C_{22}

図5 P2基礎に対するばね係数および減衰係数

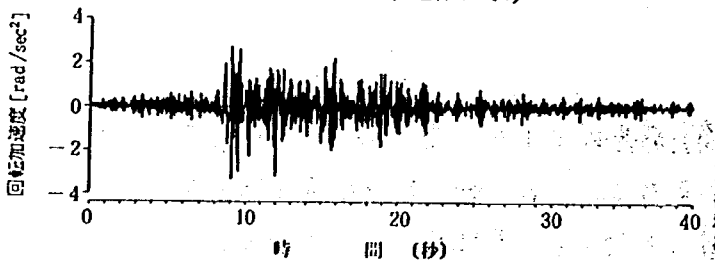


(a) 加速度波形

図7 自由地表面の応答加速度



(a) 併進成分加速度波形



(b) 回転成分加速度波形

図6 有効入力の加速度波形

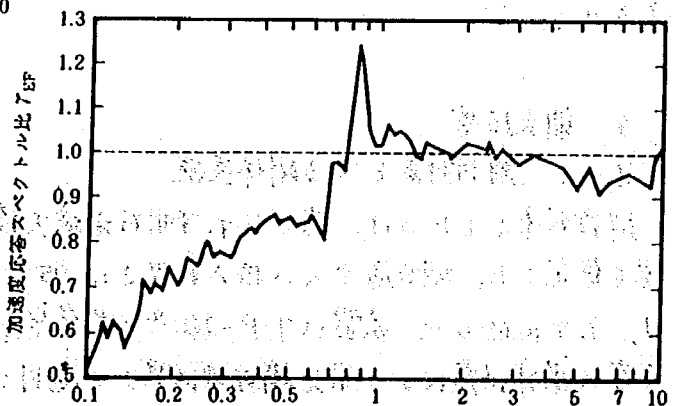


図8 応答スペクトル比 γ_{EF}

したがって、いま、自由地表面位置において明石海峡大橋の動的解析用入力スペクトル SA (減衰定数5%で与えるものとする) が与えられたとした場合には、次式により有効入力を考慮したスペクトル SA^{EF} (減衰定数 η) を求めることができる。

$$SA^{EF}(T, \eta) = \gamma_{EF}(T) \times \gamma_{DP}(\eta) \times SA(T, 0.05) \quad (5)$$

ここで、

$SA^{EF}(T, \eta)$: 有効入力を考慮した加速度応答スペクトル (減衰定数 η)

$SA(T, 0.05)$: 自由地表面で与えられる動的解析用入力スペクトル (減衰定数5%)

$\gamma_{EF}(T)$: 式(4)で定義した応答スペクトル比

(以後、動的相互作用補正係数と呼ぶ)

$\gamma_{DP}(\eta)$: 減衰定数補正係数で、次式によって

求める。

$$\gamma_{DP}(\eta) = \frac{1.5}{40\eta + 1} + 0.5 \quad (6)$$

次に、以上のような有効入力および自由地表面応答の両者を用いて、実際に式(3)によって剛体基礎の重心点における加速度応答を求めた結果が図9、10である。これによれば、自由地表面応答を作用させた場合には、重心における最大加速度は約580galであるのに対し、有効入力を作用させた場合には約460galとなっており、20%程度最大加速度が減少しているのがわかる。なお、表1は、最大応答値について両者の比較を示したものである。表中には、軸対称有限要素法による結果および現行の本四モデルを用いた場合の結果も示している。

4-3 現行の本四耐震設計指針に準拠した解析モデルによる検討

本四耐震設計指針により求めた剛体基礎の固有周期を示すと表1のようになる。これによれば、1次固有周期 T_1 は1.16秒となり、軸対称有限要素法によって求めたはね係数(図5参照)を用いた固有周期0.53秒よりも非常に長くなる。このようになる理由は、本四耐震設計指針および軸対称有限要素解析の両方で用いている地盤の変形係数に非常に大きな違いがあるためである。すなわち、本四耐震設計基準では、明石層のボーリング孔内載荷試験(LLT)から求めた変形係数 E_{sb} をもとに、地震

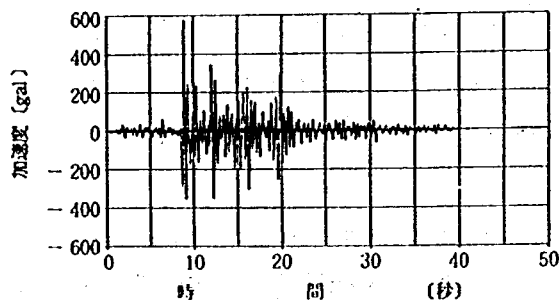


図9 自由地表面の加速度を入力した場合の剛体重心の加速度

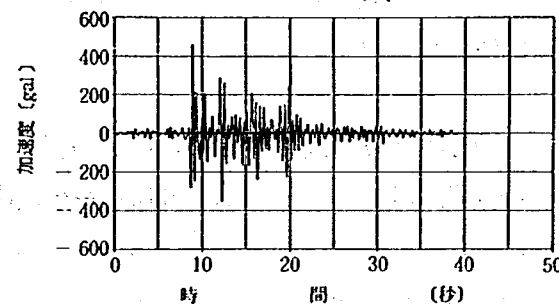


図10 有効入力を用いた場合の剛体重心の加速度

ケースNo.	ばね係数の設定法	入力地震動	剛体基礎の固有周期(秒)		重心位置の最大加速度(gal)	重心位置の最大角回転(rad/sec ²)	先端の最大変位(cm)
			1次	2次			
1	動的サブストラクチャ法による	自由地表面の加速度	0.53	0.15	582	0.161	5.47
2	"	有効入力	0.53	0.15	461	0.107	4.53
3	本四耐震設計基準	自由地表面の加速度	1.16	0.20	486	0.198	10.24
4	地盤—剛体基礎を一体とした軸対称有限要素法解析				494	0.138	6.23

表1 剛体基礎重心位置および先端における最大応答値の比較

時の変形係数 E_0 は次のように求められる。

$$E_0 = \alpha \times E_{sb} = 8 \times 12,000 = 96,000 \text{ t/m}^2 \quad (7)$$

これに対して、軸対称有限要素法では、ポアソン比を0.5程度と見込み、地盤の変形係数 E を次のように求めている。

$$E = 2(1+\nu)G_s \div 3G_s, \quad \text{ここで, } G_s = \gamma_s / G \cdot V_s^2 \quad (8)$$

ここで、せん断波の速度 V_s を860 m/sec(明石層のせん断波速度)と見込むと、 $E \div 480,000 \text{ t/m}^2$ となり、式(7)で与えられる変形係数の5倍程度の値となる。このように両者の変形係数に大きな違いが生じることは、これまでも度々指摘されており、神戸層の力学的特性とも合わせて今後検討していくことが必要である。

4-4 剛体基礎の簡易耐震計算法の検討

本年度の検討結果より、今後、明石海峡大橋の大型剛体基礎の耐震計算法として開発すべき解析モデルは、現行の本四モデルを基本とし、これに有効入力を考慮するとともに、根入れの効果も考慮したばね係数および選散減衰係数を用いたモデルと考えられる。本年度は、このために、1)ばね係数および減衰係数の振動数依存性の影響および、有効入力のうち回転成分を無視する影響について検討した。

5. まとめ

未固結の神戸層に根入れされる明石海峡大橋剛体基礎の合理的な耐震計算法を開発することも目的として、動的相互作用を考慮した簡単な耐震計算法に関する予備的な検討を行った。本検討結果をまとめると以下のようになる。

1) 現行の本四耐震設計基準に示されるばね係数を用いた剛体2自由度モデルによる固有周期は、有限要素法により求められる固有周期に比較して非常に大きな値となる。このようになる理由は、本四耐震設計基準により与えられるばね係数が、有限要素法により求められるばね係数よりも小さいためであるが、この原因は、両者が想定している地盤の変形係数に大きな違いがあるためである。今後、神戸層の力学的な特性に対する検討とも合わせて耐震設計に想定すべき地震時の変形に見合った地盤の変形係数の設定法を検討していく必要がある。

2) 有効入力を適切に評価することにより、短周期領域の剛体基礎の地震応答を小さくすることができる。

3) 有効入力を考慮した応答スペクトル法による剛体2自由度モデルを開発するために前提となるばね係数および減衰係数の振動数依存性の影響、および、有効入力のうちの回転成分の影響を簡単に検討した。この結果によれば、剛体基礎の基本固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に対して用いても、剛体基礎重心の応答は短周期領域で10~20%小さく求まる程度であること、また、有効入力のうちの回転成分を無視すると剛体基礎重心の加速度応答は、固有周期0.2秒以下の領域で30%程度大きく求められることがそれぞれわかった。これより、一応、一定のばね係数および減衰係数(基本固有振動数に相当する値を用いる)を用い、回転成分を無視した応答スペクトル法による解析も行ってもよいと考えられるが、今後、剛体基礎に生じる断面力についての検討を加えた上で、最終的に判断することが必要とされる。

7. 東京湾横断道路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 大田方尚巳

後藤 勝志

加納 尚史

1. まえがき

本調査は東京湾横断道路に計画されている沈埋トンネルの耐震性を検討するために、昭和52年度にスタートしており、現在までに、沈埋トンネルの解析における諸定数の設定法(昭和52, 53年度)、可撓性継手に関する解析および実験(昭和54, 55年度)、人工島斜路部のトンネルの解析モデルの検討(昭和58年度)について調査を行ってきた。本年度は、従来、同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数も有すると考えて行われてきた沈埋トンネルの動的解析において、沈埋トンネルの軸線に沿う方向の地盤の剛性に箇所別の変化を見込むことにより、どの程度の影響があるかを検討した。また、基盤面における地震動の入力位相差を考慮した場合の試算も行い、前述の地盤の剛性の箇所別変化に伴って発生する断面力との比較を行った。なお、本年度の解析の詳細については別途土木研究所資料第2229号にとりまとめたので、これも参照していただきたい。

2. 調査目的

本調査は、東京湾横断道路トンネルの動的解析において、沈埋トンネル周辺地盤のせん断剛性の箇所別変化を考慮することによる影響を調査し、現在同トンネルの動的解析に考慮されている基盤面での入力位相差の物理的な背景について検討することを目的とする。

3. 調査方法

図-1に示すように、幅44.3^m、高さ12.9^m、長さ4800^mの鉄筋コンクリート製沈埋トンネルを検討対象とした。本トンネルは両端に換気塔(人工島上)を有しているが、ここでは解析条件を簡単にするために、対象を海底部の800^mの区間に限定した。したがって沈埋トンネルの両端には換気塔は設けず、拘束条件は自由となっている。沈埋トンネルのエレメント長は160^mであり、エレメント間には可撓性継手が設けられている。

解析対象地盤は、川崎側の海底部を基本として、図-2のようにモデル化した。D₁₀層の下面を動的解析上の基盤面とした。基盤のら上の表層地盤の厚さは64.5^mであり、沈埋トンネルの全長にわたって、このような地盤構成が連続しているものと仮定した。ただし、前述したように同一の堆積条件にある地層内でも、箇所ごとに地盤定数はかなり変化していることを見込んで、表層地盤を図-3に示すようにトンネル長手方向に均等にN断面(N=40、1断面の長さ20^m)、深さ方向にM断面(M=14)

に分割した。この上で同一の地層内に属する断面内の地盤のせん断剛性 G が、平均 G_m 、標準偏差 G_σ の正規分布に従うものと仮定した。このように仮定すると、海底面から j 番目の地層($j=1, 2, \dots, M$)に属する N 個の地盤断面のうち、任意の1個の地盤断面の剛性 G_{ij} が G_{sj} から $G_{sj} + \Delta G_{sj}$ の範囲にある確率 $P(G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj})$ は次式で与えられる。

$$P(G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj})$$

$$= \frac{1}{G_\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{G_{sj}}^{G_{sj} + \Delta G_{sj}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left(\frac{x - G_m}{G_\sigma}\right)^2\right) dx$$

したがって、第 j 層($j=1, 2, \dots, M$)に属する N 個の地盤断面のうち、地盤のせん断剛性 G_{ij} が G_{sj} から $G_{sj} + \Delta G_{sj}$ の間にある断面の個数は $P(G_{sj} < G_{ij} < G_{sj} + \Delta G_{sj}) \times N$ となる。これらの地盤のせん断剛性を、一様乱数も発生させることにより第 j 層($j=1, 2, \dots, M$)に属する N 個の断面に対して無作為に割り振ることとした。この際、せん断剛性の刻み幅は $\Delta G_{sj} = G_\sigma/3$ ととった。

このようにして求めたせん断剛性 G_{ij} の分布の一例として、最上層(A_{c1} 層, $j=1$)の場合を図-4に示す。ここで地盤剛性の箇所別変化の度合は G_σ と G_m の比 G_σ/G_m (以下、変動係数と呼ぶ)によって与えるものとし、変動係数 G_σ/G_m を任意に0.2, 0.5, 1.0と3段階に変化させた。また、同一の変動係数に対する地盤モデルをそれぞれ3種類ずつ作成した(以下、それぞれ、ケース1, 2, 3と呼ぶ)。

応答計算には、当所の開発した地中構造物の動的解析プログラムDAST-I²⁾を用いた。図-5に力学モデルの概要を

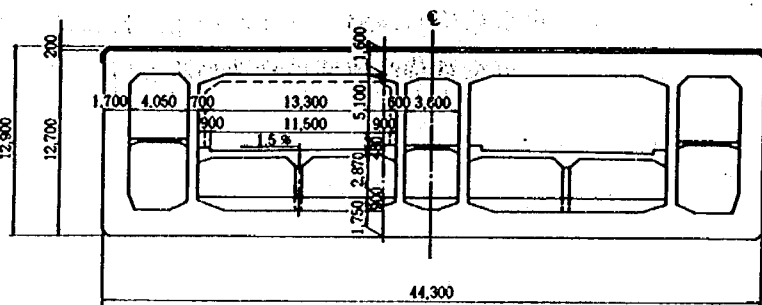


図-1 解析対象とした沈埋トンネルの断面諸元

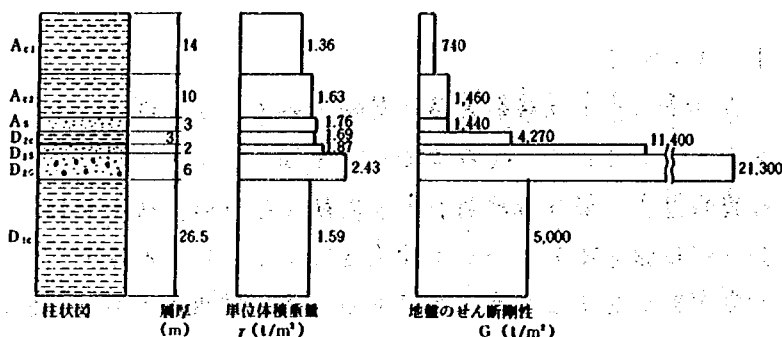


図-2 解析対象とした地盤条件

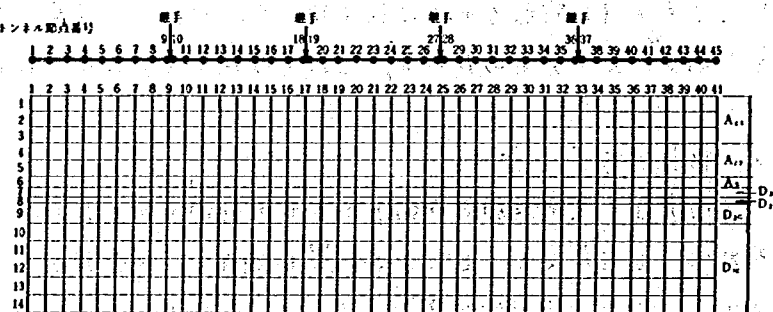


図-3 周辺地盤の分割

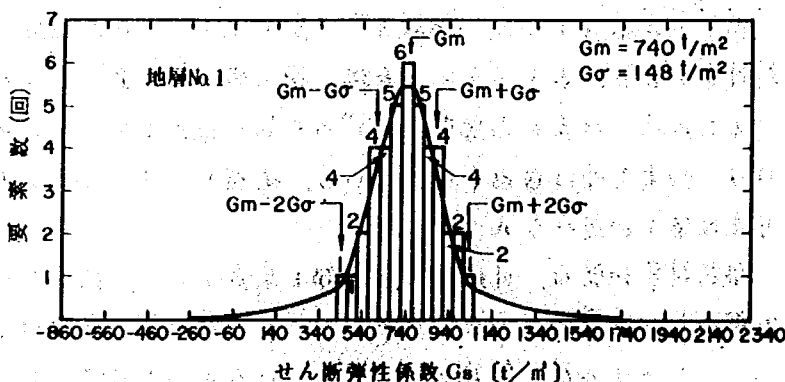


図-4 最上層におけるせん断剛性の頻度分布
(変動係数 $G_\sigma/G_m=0.2$ の場合)

示す。このプログラムは、沈埋トンネルを周辺地盤によって弾性的に支持された構または梁より成る骨組構造物としてモデル化し、動的解析を行うものである。入力地震動としては、東京湾横断道路の動的解析用入力地震動 L_2 ³⁾を用いた。

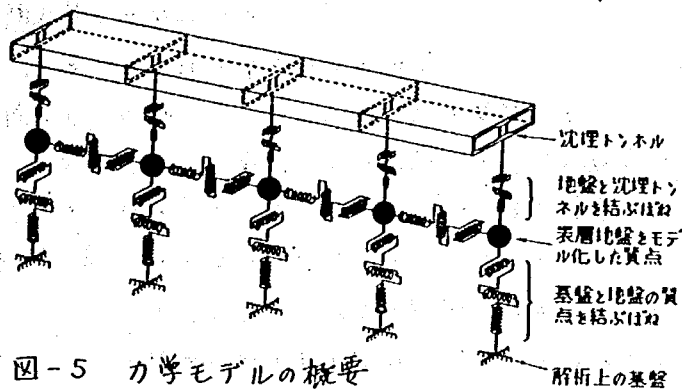


図-5 カ学モデルの概要

4. 調査結果

4.1 地盤剛性の箇所別変化の影響

前章に示した方法により、地盤のせん断剛性がトンネル軸線に沿って変化する地盤中に図-1の断面を持つ沈埋トンネルが埋設されている場合の地震応答も、基盤に一樣の入力地震動 L_2 が作用すると仮定して計算した。ケース1, 2, 3はいずれも良く似た結果となるため、一例としてケース1の場合の最大断面力の分布を示すと図-6のようになる。この結果によれば、変動係数 G_0/G_m が0.2程度の地盤剛性の箇所別変化を見込みにだけでも、かなり大きな断面力が生じており、軸力、せん断力、曲げモーメントいずれの場合にも、変動係数が大きくなるとともに断面力は大きくなることわかる。また、最大断面力の変化の度合は、軸力では比較的小さいのに対して、曲げモーメント、せん断力の順で大きくなっている。これは、軸力→曲げモーメント→せん断力の順で、局所的な地盤剛性の変化の影響もより強く受けることを示している。

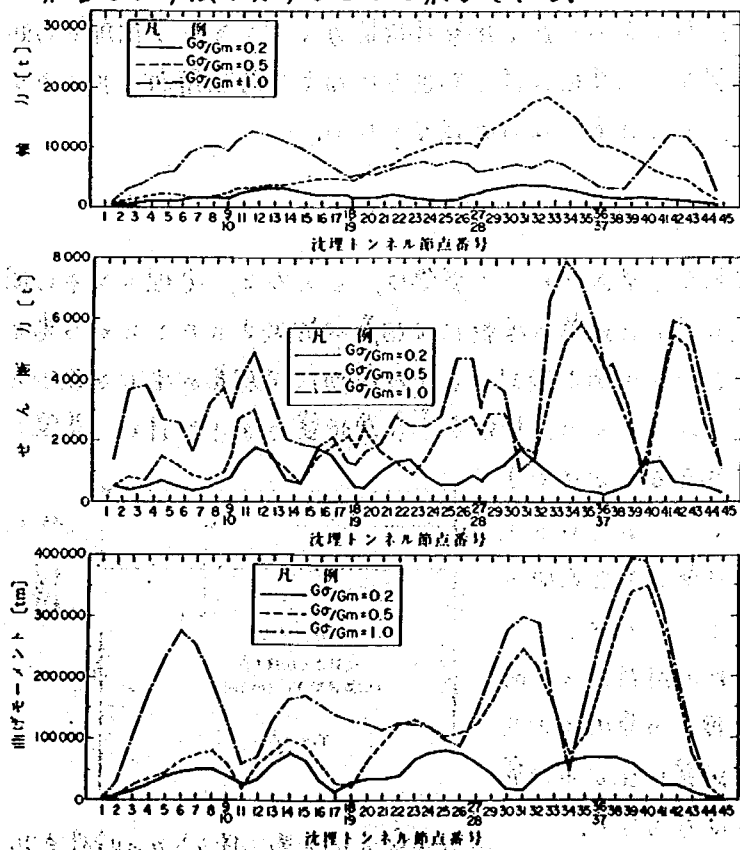


図-6 沈埋トンネルに生じる最大断面力の分布(ケース1の場合)

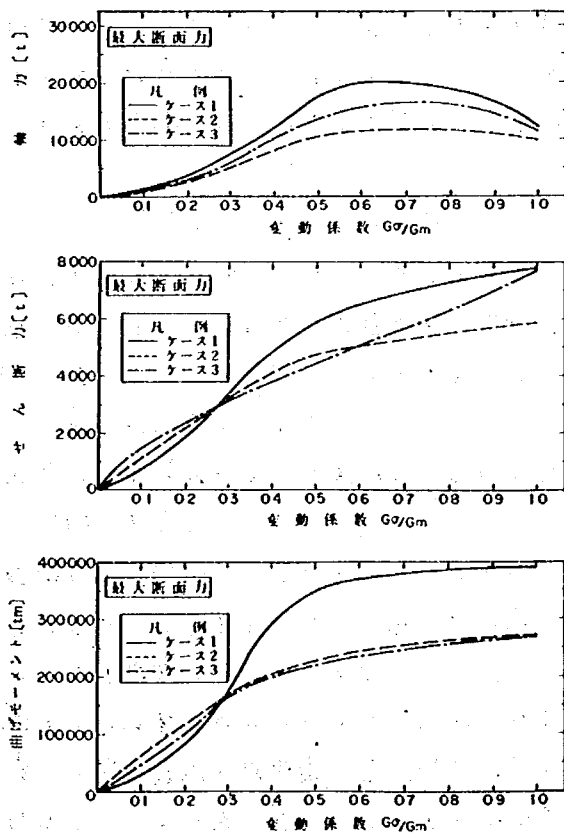


図-7 変動係数の変化に伴うトンネル最大断面力の変化

図-7は、以上のような沈埋トンネルに生じる最大断面力が、地盤のせん断剛性の箇所別変化の度合により、どのように変化するかを示したものである。ここには、図-6に示したケース1の他に、ケース2、3の結果も同時に示している。軸力、せん断力、曲げモーメント毎に変動係数 G_r/G_m の増加に伴う最大断面力の増加の様子は異なっているが、いずれの場合にも、変動係数 G_r/G_m が0.5程度までは、変動係数 G_r/G_m の増加に伴って最大断面力も単調に増加することが注目される。

表-1は、ケース1、2、3ごとの最大断面力と、現行の設計で定められる、鉄筋応力が地震時許容応力に達する時の沈埋トンネルの断面力を示した結果である。これによれば、地盤剛性箇所別の変化だけも考慮することによって生じる断面力は、現在の設計で定められる地震時抵抗カには達していないが、たとえば、変動係数が0.5程度となると、軸力、曲げモーメント、せん断力いずれの場合も現在の設計で定められる地震時抵抗カの $1/3$ 程度の値となることがわかる。ただし、これは、従来は地盤条件が一樣とみなされ、断面力が生じないとされてきた箇所での話しであり、地質構成が変化したり、沈埋トンネルの斜路部等の地盤条件変化部(表-2に示した現行の設計で定められる地震時抵抗カは、こういう箇所での断面力として求められている)では、本来の地盤条件の変化に伴う断面力に加えて今回解析したような地盤剛性の箇所別変化に伴う断面力が生じることに注意しなければならない。

断面力	地盤剛性 の変動係数 α/m	本 解 析 結 果				地震時 抵抗カ
		ケース1	ケース2	ケース3	平 均	
軸 力 (t)	0.2	3,700	2,500	3,000	3,100	44,700
	0.5	17,300	10,300	15,400	14,400	
	1	12,600	9,700	11,300	11,200	
曲 げ モーメント (tm)	0.2	80,600	115,700	101,100	99,100	720,000
	0.5	348,400	243,200	238,400	276,700	
	1	391,800	272,000	270,500	311,400	
せん断力 (t)	0.2	1,800	2,200	2,300	2,100	16,600
	0.5	5,800	4,700	4,400	5,000	
	1	7,800	5,900	7,700	7,100	

断面力が生じないとされてきた箇所での話しであり、地質構成が変化したり、沈埋トンネルの斜路部等の地盤条件変化部(表-2に示した現行の設計で定められる地震時抵抗カは、こういう箇所での断面力として求められている)では、本来の地盤条件の変化に伴う断面力に加えて今回解析したような地盤剛性の箇所別変化に伴う断面力が生じることに注意しなければならない。

4.3 位相差入力による地震応答

沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むという発想は、もともと、沈埋トンネル周辺地盤の強震観測結果により、トンネル軸線に沿った地盤の振動に位相差が観測されたことから考えられたものである。平面的にある距離だけ離れた2点間で観測された地震動に位相差が生じる原因としては、表面波の伝播⁴⁾、地盤特性の違いによるみかけ上の伝播効果⁵⁾⁶⁾、表層地盤の厚さの違い、基盤に作用するせん断波の時間遅れ等各種の原因を考えることができる。これらの特性については今後の研究が必要とされているが、共通点としていずれもが平面的にある距離だけ離れた2点間の表層地盤の振動に差異を生じさせるものと考えることができる。したがって、現時点において沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むものとするれば、上記の種々の原因により生じる表層地盤の箇所別の振動の違い(表層地盤に生じる地震時地盤ひずみ)もうまく表わすものでなければならない。

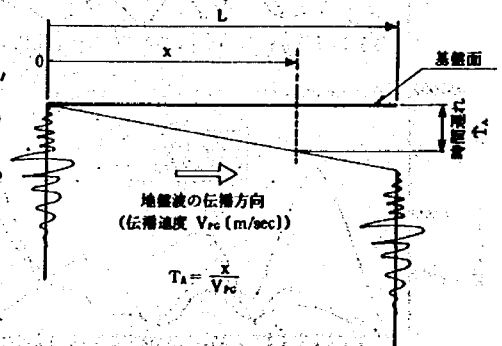


図-8 地震波の伝播に伴う入力の時間遅れ

いま、図-8に示すように動的解析上の基盤面に沿い、左側

から右側に向って一様の伝播速度 V_{Pg} で入力地震動が伝播するものと仮定すると、左側から距離 $x(m)$ の所にある点 A では、左端に比べて入力地震動の作用時間に

$$T_A = x / V_{Pg}$$

だけの時間遅れが生じることになる。なお、前章に示した一様入力とは、 V_{Pg} が無限大に大きい場合に相当している。基盤の入力地震動に位相差があるものとして前章と同一の地盤条件およびトンネル断面を用いてトンネルに生じる最大断面力を計算した結果が図-9である。ただし図-9の計算では、従来の沈埋トンネルの動的解析に準じて、同一の地層の地盤剛性は箇所別に变化しないものと考え、図-3に示した平均の地盤剛性を用いている。また、伝播速度 V_{Pg} は、任意に $300 \text{ m/sec} \sim 2000 \text{ m/sec}$ に变化させた。この結果によれば、一般に伝播速度 V_{Pg} が小さい程最大断面力が大きくなる傾向にあるが、このような関係を示した結果が図-10である。図中には、前章に示した地盤剛性の箇所別変化により生じる最大断面力(ただし一様入力)も比較のために示している。これによれば、地盤剛性の変動係数を仮に0.2程度と見込むと、これと同じ最大軸力、最大曲げモーメント、最大せん断力を生じさせる伝播速度 V_{Pg} は、それぞれ、 2000 m/sec 以上、 750 m/sec 、 500 m/sec 程度となることがわかる。

表-2は、このような関係を他の変動係数についてもまとめたものである。これによれば、地盤剛性に箇所別の变化を見込むことにより、これと同程度の最大断面力を生じさせる入力地震動の伝播速度 V_{Pg} は、軸力の場合には 2 km/sec とかなり大きな値となるのに対し、曲げモーメント、せん断力の

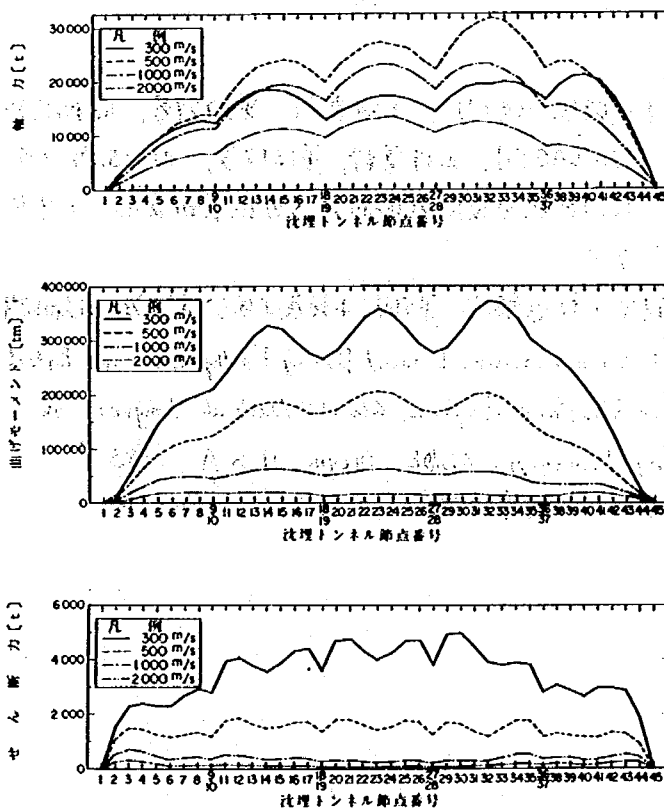


図-9 伝播速度 V_{Pg} の変化に伴う最大断面力の変化
(トンネル節点番号は図-3 参照)

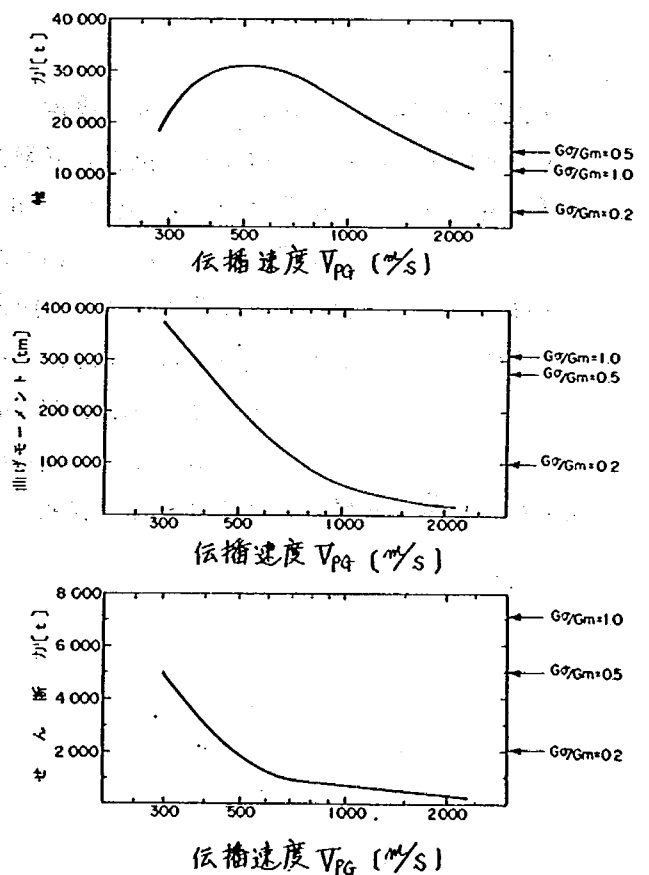


図-10 伝播速度 V_{Pg} ～トンネル最大断面力の関係

場合には 1 km/sec 以下の小さな値となることかわかる。表-2 箇所別に地盤剛性の変化がある場合(一様入力)と同程度の最大断面力を生じさせる位相差入力時の伝播速度 V_p

4.4 結論

本解析での結果をまとめると以下ようになる。

1) 従来は計算上断面力が生じないとして取扱われてきた一様成層地盤中の沈埋トンネルにおいても、地盤のせん断剛性の箇所別の違いを考慮することにより、断面力が生じる。

2) 地盤のせん断剛性の箇所別の違いにより生じる沈埋トンネルの断面力は、一般にせん断剛性の変化の度合(変動係数)が大きい程大きくなる。

3) 地盤のせん断剛性の変動係数を仮に $0.2 \sim 0.3$ 程度とみなすと、これにより沈埋トンネルに生じる最大断面力は、地形条件の変化等によって生じる最大断面力と比較して必ずしも小さな値ではない。

4) 地盤のせん断剛性の箇所別変化を見込まずに、入力地震動の位相差だけを考慮した場合に生じる最大断面力が上記3)と同程度の値となる伝播速度は、軸力では 2 km/sec とかなり大きい。曲げモーメントおよびせん断力に対しては 1 km/sec 以下の値となる。

断面力	地盤剛性の変動係数 σ/m		
	0.2	0.5	1
軸力	2,000m以上	1,700m	2,300m
曲げモーメント	750m	400m	330m
せん断力	500m	300m	250m

参考文献

- 1) 建設省土木研究所；沈埋トンネルの耐震性に関する研究(その1)ー，土研資料，第2229号，昭和60年3月
- 2) 建設省土木研究所；地中構造物の地震応答解析プログラム DAST-I，土研資料，第1312号，昭和52年3月
- 3) 建設省土木研究所；応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol. 26-7，昭和59年7月
- 4) 矢作，西山，浜田，泉；沈埋トンネルの地震観測と数値解析，第5回日本地震工学シンポジウム，昭和53年
- 5) 大久保，荒川，川島；Preliminary Analysis of Finite Ground Strains Induced During Earthquakes and Effect of Spatial Ground Motions on Structural Response, 4th U.S National Congress on Pressure Vessels and Piping Technology, ASME, Oregon, U. S. A, 1983
- 6) 中村，斎藤；軟弱地盤に於ける蛇行運動，第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年

8. 北神戸線PC高架ゴム支承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

道路橋の支承としては、従来、線支承、支承板支承等鋼製の支承が用いられているが、近年、小規模橋梁用の簡易な支承としてゴム支承が用いられる事例が増えている。ゴム支承は設置が簡易な他、温度応力を逃がしやすい等の特徴を有しているが、耐震性の面からは、上部構造に作用する地震時慣性力を下部構造へ比較的均等に分散でき、場合によっては上部構造を積極的に長周期化することで地震荷重の低減を図る等の効果が期待されている。ゴム支承がこのような目的にどこまで合致するかに関しては、現在まで十分検討されていない。本年度は、昨年度に引き続き、実物大のゴム支承を用いて動的繰返しせん断実験を行い、以下の項目について検討を行った。

- 1) ゴム支承の動的せん断剛性に及ぼす初期せん断変形の付与の影響
- 2) ゴム支承の動的せん断剛性に及ぼす地震入力波形の特性の影響
- 3) ゴム支承の履歴減衰特性および動的せん断剛性に及ぼす載荷速度の影響
- 4) ゴム支承の動的せん断剛性に及ぼす繰返し載荷の影響

なお、本年度の調査結果の詳細は、別途、土木研究所資料として取りまとめたので、これを参照していただきたい。

2. 調査目的

本調査は、ゴム支承を用いたPC高架橋の耐震設計の合理化を図るために、4種類のゴム支承の動的繰返しせん断実験を行い、その動的せん断剛性、履歴減衰特性について検討することを目的とする。

3. 調査方法

3-1 供試体寸法

実験に用いた供試体の形状寸法を図1に示す。供試体は現在市販されている代表的な4種類のゴム支承(ハイコンパッド(H)、フレシパッド(F)、DSF(DSF)、パッド(D)、リング音(リング音))

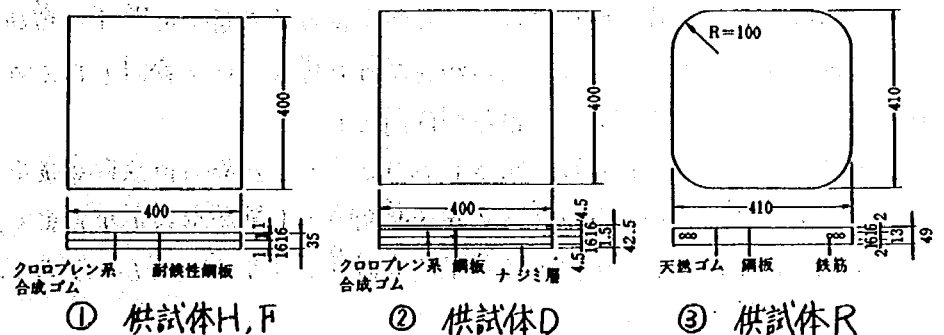


図1 供試体寸法

R), 以下記号で示す)とした。供試体(H),(F)は上下面および中間面に厚さ1^{mm}の耐候性鋼板が接合され, 上下面の耐候性鋼板には摩擦係数を向上させるための塗料が塗布されている。供試体Dは上下面および中間面に厚さ1.5^{mm}の耐候性鋼板が接合され, さらに供試体表面はすべてなじみ層と呼ばれる軟質ゴムによって覆われている。供試体(R)は上下面に厚さ1.6^{mm}の鋼板が入れられており, 中間部には直径13^{mm}の鉄筋が埋め込まれている。なおゴム材料は, 供試体(H),(F),(D)は7クロロブレン系合成ゴムを, 供試体(R)は, 天然ゴムを用いている。

3-2 実験方法

本調査で行った実験の装置及び実験状況を図2に示す。実験はあらかじめ最大負荷能力200^{ton}の圧縮試験機によって供試体に80^{ton}の圧縮荷重をかり, 加振負荷装置によってせん断変形を加えた。実験ケースは表1に示す通りであり, 各ケースの内容を以下に示す。

1) 実験ケースD1は, 温度変化による上部構造の伸縮に伴い, ゴム支承に作用する繰り返しせん断の影響について検討するもので, 圧縮荷重80^{ton}, 振動数0.5^{Hz}, 振幅22^{mm}, 繰り返し回数14400回の繰り返しせん断変位を加えた。この繰り返しせん断を行う前後に, 静的せん断実験を行い, 両者のせん断変形特性を比較した。この場合, 静的せん断実験は, せん断速度2.4^{mm/sec}で一方向に載荷し, 各載荷段階では, せん断変位の最大値を15^{mm}ずつ増加させた。

2) 実験ケースD2~D4は, せん断速度の影響について検討したもので, 正弦波, 振幅±15^{mm}で振動数を各々5, 7, 10^{Hz}とし, 10秒間載荷した。

3) 実験ケースD5~D8は, 図3に示すような4種類の地震応答波形もせん断変位として加えた。これらの波形は, 上部構造~ゴム支承~橋脚系を1質点系にモデル化し, 2種類の入力地震波を作用させた場合にゴム支承に生じる応答波形を計算により求めたものである。4種類の応答波形の最大せん断変位は60^{mm}に正規化した。

4) 実験ケースD9は, ゴム支承に初期せん断力が作用する状態で繰り返しせん断変位が加わった場合の挙動を検討するもので, 中立点から一方向に22^{mm}せん断変形させた位置を原点として振動数1^{Hz},

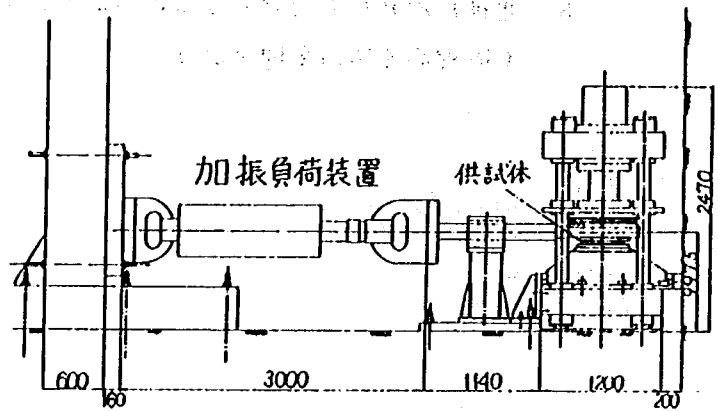


図2 実験装置および実験状況

表1 実験ケース一覧表

実験ケース	圧縮荷重 P (ton)	入力波形	振動数 f (Hz)	振幅 δ (mm)	備考
D1	80	ラング波	静的	15 ^{mm} ピシ	繰返し疲勞切断
D2	80	正弦波	5	15 ^{mm}	継続時間10 ^{sec}
D3	80	正弦波	7	15 ^{mm}	継続時間10 ^{sec}
D4	80	正弦波	10	15 ^{mm}	継続時間10 ^{sec}
D5	80	波形A	—	60 ^{mm}	構造系① ハフ港記録
D6	80	波形B	—	60 ^{mm}	構造系② ハフ港記録
D7	80	波形C	—	60 ^{mm}	構造系① Taft記録
D8	80	波形D	—	60 ^{mm}	構造系② Taft記録
D9	80	正弦波	1	15 ^{mm} ピシ	初期変形60+22 ^{mm}

正弦波のせん断変位を10秒間加え、振幅は各载荷段階で15mmずつ増加させた。

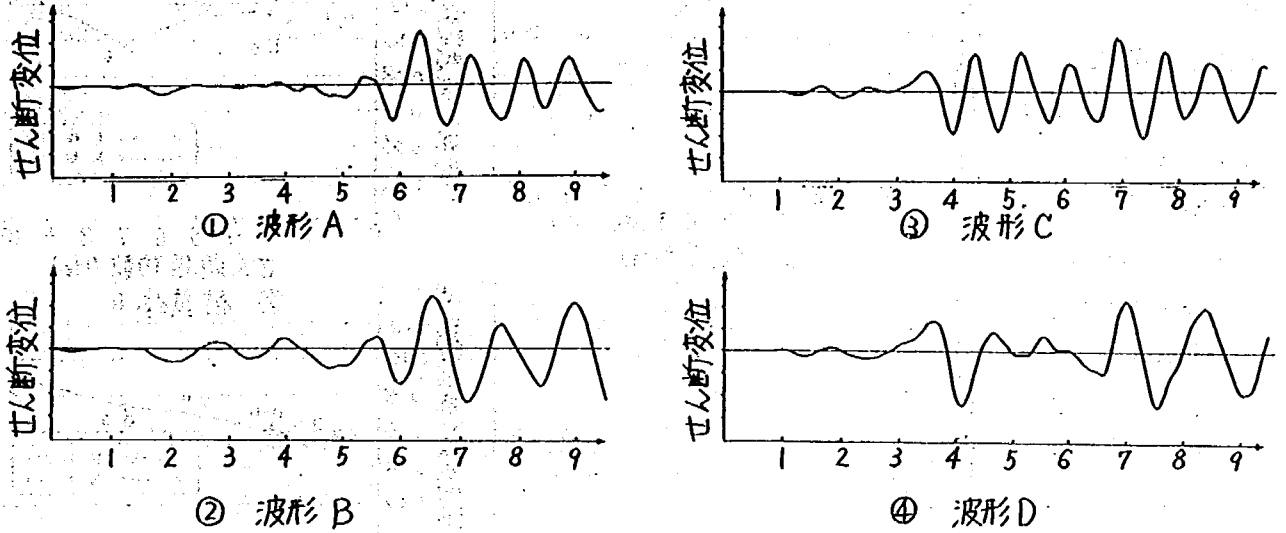


図3 ケースD5～D8の入力波形

4. 実験結果

4-1 繰り返し疲労せん断特性

圧縮荷重80mmで振動数0.5Hz、振幅±22mm、繰り返し回数14400回の動的繰り返し疲労せん断実験を行った後に得られたせん断荷重～せん断変位の包絡線を動的繰り返し疲労せん断実験を行う前の結果と比較した結果を図4に示す。供試体(H)と(F)は、繰り返し疲労せん断実験において、2層のゴム層が中間の耐震性鋼板から一部分離したが、図4に示すように、繰り返し疲労せん断実験前後でのせん断荷重～せん断変位の包絡線に著しい差は生じていない。供試体(D)と(R)では、外観上顕著な変状はなく、また供試体(D)の繰り返し疲労せん断実験前後のせん断荷重～せん断変位包絡線は、ほとんど差がない。しかし、供試体(R)は、繰り返し疲労せん断実験前に比較して実験の後ではせん断ばね係数が小さくなり、これは載荷板とゴム支承の間に滑動が生じたことが原因と考えられる。

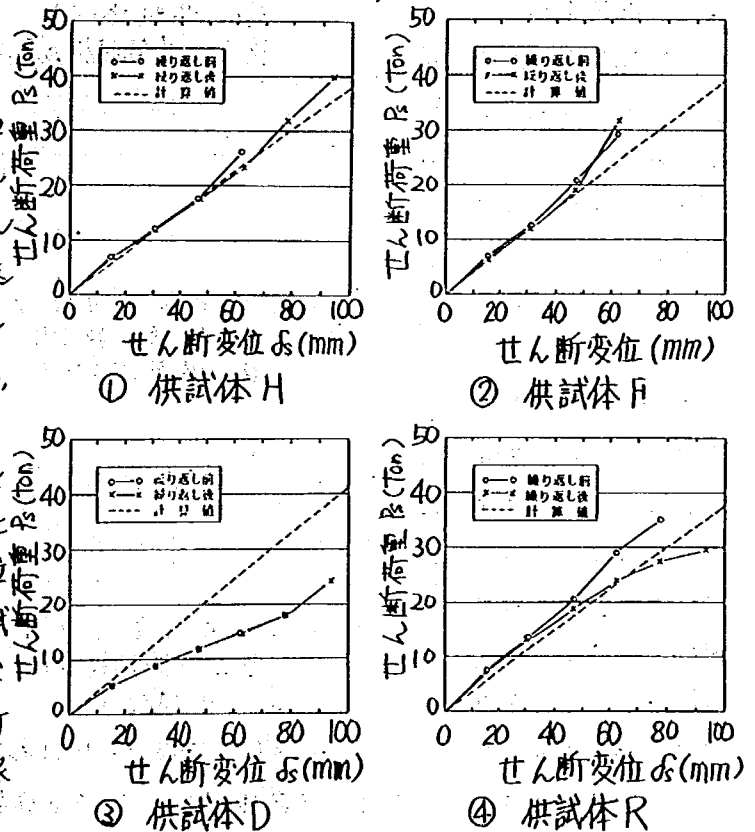


図4 繰り返し疲労せん断の影響(ケースD1)

4-2 せん断速度の影響

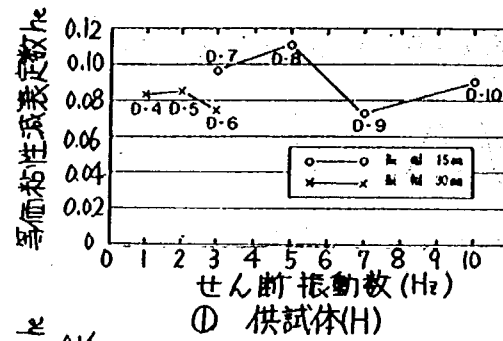
図5は、ケースD2, D3, D4の他に、昨年度行ったケース(①振動数1Hz, 振幅±30mm, ②振動数2Hz, 振幅±30mm, ③振動数3Hz, 振幅±30mm, ④振動数3Hz, 振幅±15mm)の実験結果よ

り求めた等価粘性減衰定数 h_e のせん断振動数との関係を示したものである。図6は図5と同じケースの実験結果から求めた等価せん断ばね定数 k_e のせん断振動数との関係を示したものであり、せん断ばね係数の計算値もあわせて示している。

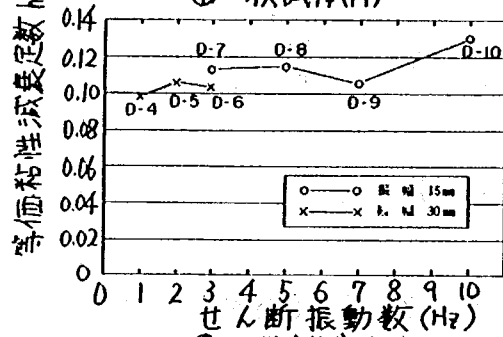
等価粘性減衰定数 h_e は、供試体(R)ではせん断振動数と比例して増加する傾向はみられるが、他の供試体では顕著な傾向はみられない。等価せん断ばね係数 k_e は供試体(H)ではせん断振動数と比例して大きくなるが、5Hz以降は一定値を示すようになる。供試体(F)も3Hzまでは比例的に大きくなるが、3Hzがピークで5Hz以降は値が小さくなり、一定値を示すようになる。供試体(D)はせん断振動数によらずほぼ一定値であり、また計算値とほぼ同等の値を示している。供試体(R)はせん断振動数によらずほぼ一定である。

4-3 入力波形の違いによる影響

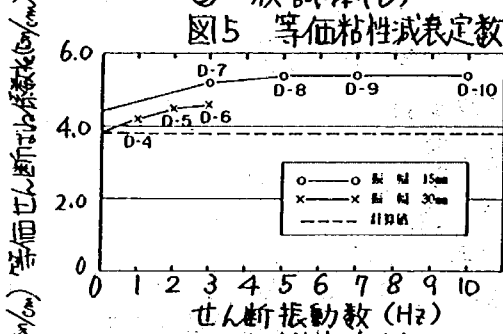
供試体(H)の各入力波形におけるせん断荷重～せん断変位履歴曲線を図7に示す。履歴曲線(骨格曲線および基本的な履歴法則)は入力波形によって変化しないことがわかる。これは他の供試体の場合でも同様であった。



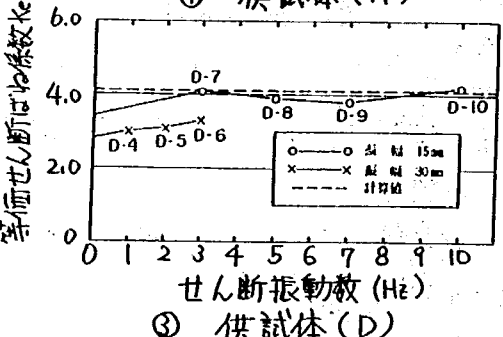
① 供試体(H)



② 供試体(F)

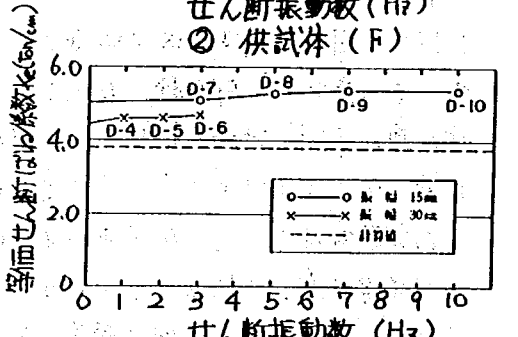
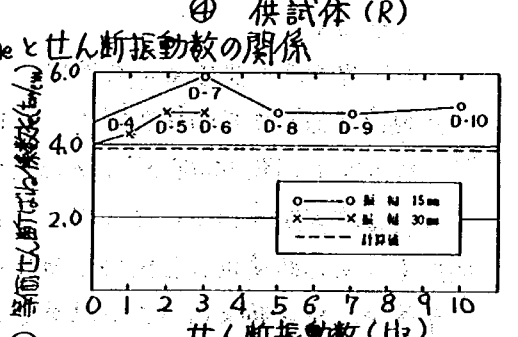
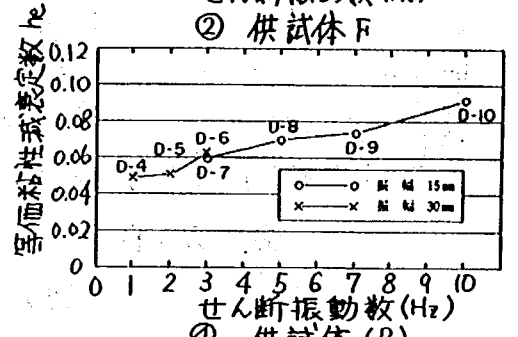
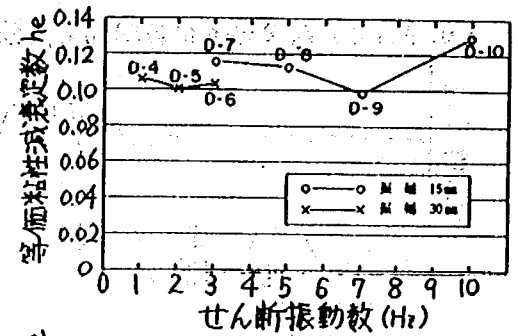


③ 供試体(D)



④ 供試体(R)

図5 等価粘性減衰定数 h_e とせん断振動数の関係



④ 供試体(R)

図6 等価せん断ばね係数 k_e とせん断振動数の関係

4-4 初期せん断変形の影響

初期せん断変形量22mmに対するせん断荷重～せん断変位の包絡線を図10に示す。図中には比較のため、昨年度行ったケース（同一載荷条件で初期変形量なし）のせん断荷重～せん断変位包絡線も示した。両者を比較すると、各供試体とも包絡線の形状はほぼ一致しており、初期せん断変位が22mm程度の範囲ではせん断ばね係数に大きな影響を与えないということがわかる。

5. 鉛ゴム支承の動的繰返しせん断実験

今年度の追加実験として鉛ゴム支承の動的繰返しせん断実験を行ったので以下に説明する。

5-1 供試体

実験に用いた鉛ゴム支承の寸法を図9に示す。ゴム材料としては天然ゴム（せん断弾性率 $G = 6.6 \text{ kg/cm}^2$ ）が使用されている。このゴム支承の特徴は、支承中心部に鉛の円柱が入

っていることである。このゴム支承にせん断変形を加えると鉛円柱が塑性変形し、比較的大きな履歴減衰効果をもつ。

5-2 実験方法

20tonの圧縮荷重下で2種類の地震応答波形

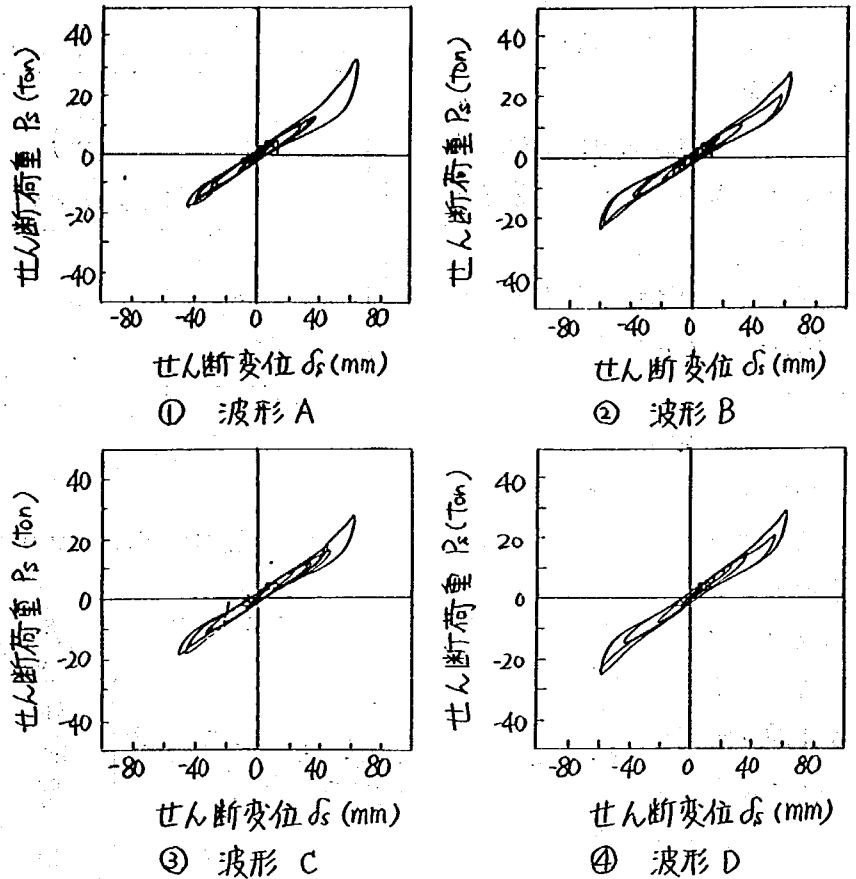


図7 各入力波形におけるせん断荷重～せん断変位履歴曲線

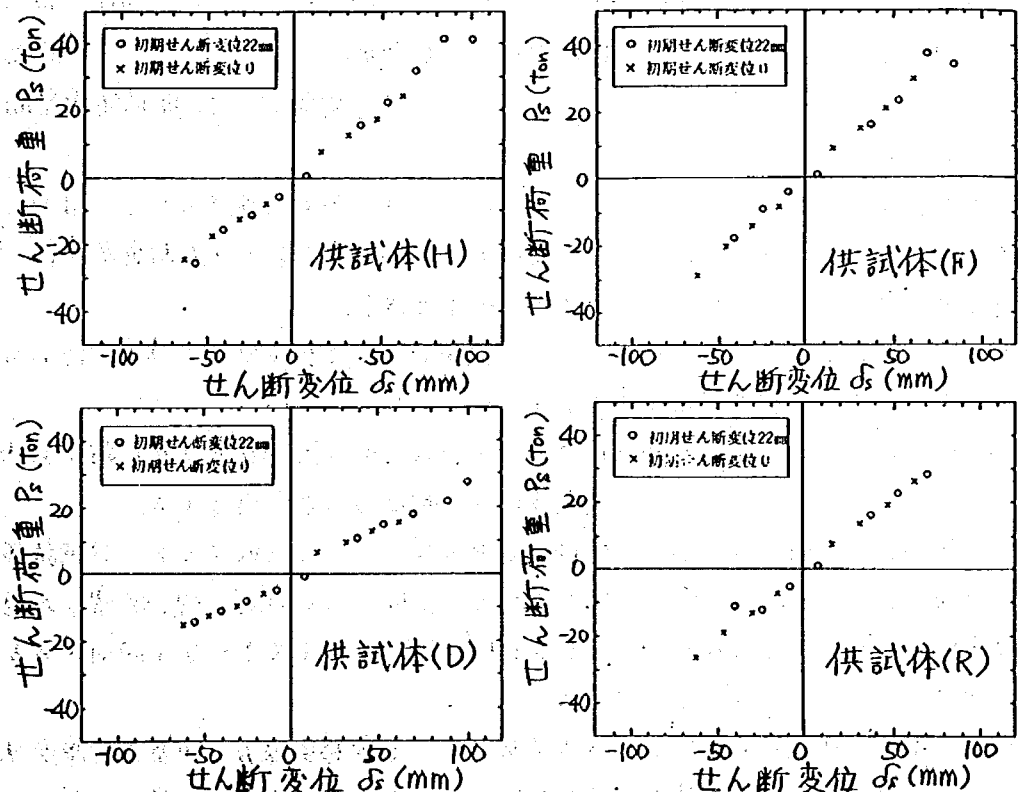


図8 せん断荷重～せん断変位包絡線

もせん断変位として加えた。

この波形は、上部構造～ゴム支承～橋脚系を1質点系にモデル化し、2種類の入力地震波を作用させた場合に生じる応答波形を計算により求めたものである。ただし、応答波形の最大せん断変位はそれぞれ60mmと30mmとした。

5-3 実験結果

図10は、この実験から得られたせん断荷重～せん断変位履歴

曲線である。この最も外側の履歴曲線から求まる等価粘性減衰定数は26%になり、鉛円柱が入っていないゴム支承に比べて大きな値となっている。

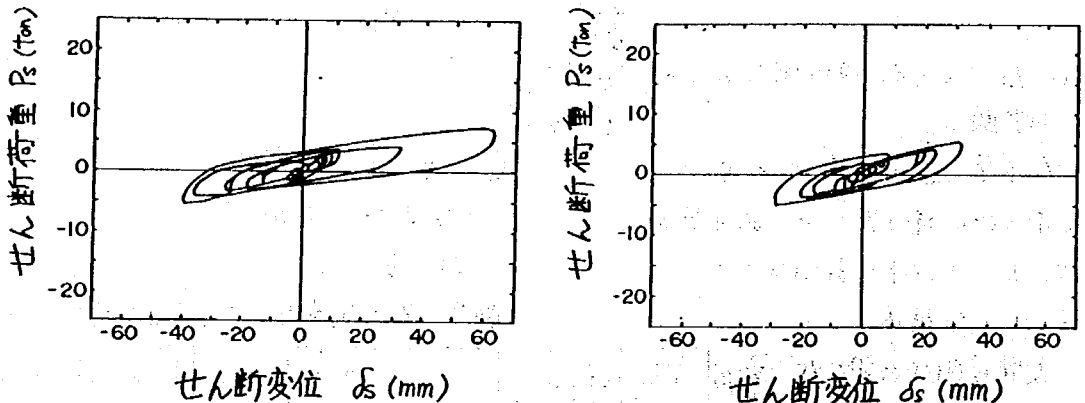


図10 せん断変位～せん断荷重履歴曲線

6. まとめ

実験に使用されているゴム支承が地震時に示す挙動を把握することと目的として、実物大のゴム支承を用いた一定圧縮荷重下における静的および動的繰返しせん断実験を行い、ゴム支承の動的繰返しせん断特性を検討し、以下のような結果を得た。

- 1) 繰返し疲労せん断実験の結果、供試体(H)および(F)では損傷が認められたが、供試体(D)、および(R)では外観上顕著な変状を生じなかった。
- 2) 繰返し疲労せん断実験の前後で、供試体(H)、(F)、(D)ではせん断ばね係数に著しい変状は生じなかったが、供試体(R)では、実験後にせん断ばね係数が低下した。
- 3) 動的および静的な等価せん断ばね定数(K_e^D , K_e^S)を比較すると、i) 供試体(H)では、載荷振動数が増加するとともに K_e^D は K_e^S より大きくなり、10Hzでは K_e^D は K_e^S の約23%増しの値をとる、ii) 供試体(F)および(D)も載荷振動数が増すとともに K_e^D は K_e^S よりやや大きくなる傾向がある、iii) 供試体(R)は載荷振動数によらず $K_e^D \approx K_e^S$ となっている。
- 4) いずれの供試体においても入力波形によって骨格曲線および基本的履歴法則は変位しない。

(参考資料) 土木研究所資料 第2170号 ゴム支承の動的せん断特性に関する実験的検討 昭和60年

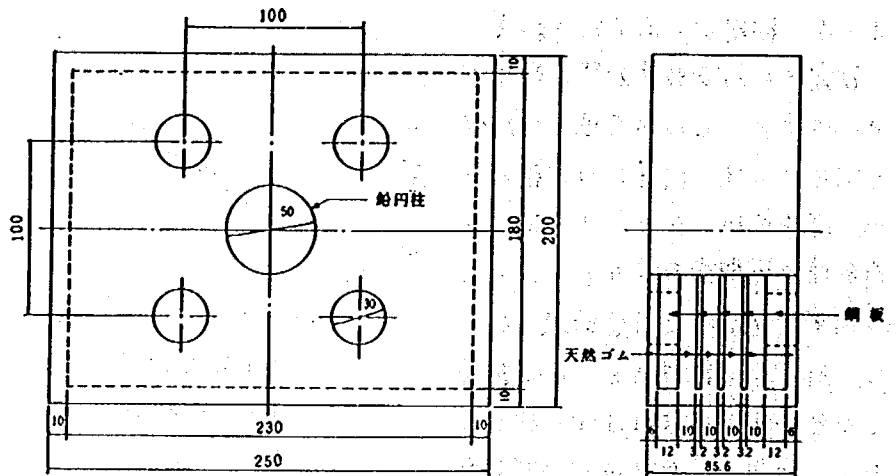


図9 鉛ゴム支承の供試体寸法

9. 下水道管路施設の耐震性に関する研究

(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
 後藤 勝志
 加納 尚史

1. まえがき

下水道管路施設は1923年関東地震をはじめ、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震と過去の主要な地震の度に被害を受けている。下水道管路施設は大部分が地中に埋設されているため、被害箇所の把握が極めて困難であり、復旧に長時間を要する場合が多いのが実状である。このため下水道管路の設計にあたっては、適切な対策を講じ、耐震性の向上を図ることが必要とされる。本調査は、昭和55年

表1 調査の経緯

度より表1に示す調査内容を実施しており、本年度が最終年度にあたる。

今年度は、1983年日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性を整理すると共に、下水道管路の耐震化対策のとりまとめを行った。なお、本年度の調査結果の詳細は別途土研資料としてとりまとめたので、これらを参照していただきたい。

年度	調 査 内 容
55	・下水道管路の被害事例・耐震設計関連資料の収集 ・ヒューム管の静的な材料試験
56	・宮城県沖地震での下水道被害の整理 ・地盤急変部に着目した地震応答解析
57	・地盤条件簡易測定手法の検証 ・地盤急変部に着目した地震応答解析
58	・人孔に着目した地震応答解析
59	・日本海中部地震における下水道施設の被害特性調査 ・下水道管路の耐震化対策の提案

2. 調査目的

下水道管路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、所要の対策を講ずる必要がある。本調査は、地震時における下水道管路施設の挙動を把握し、これを通して下水道管路施設の合理的設計法の確立に資することをも目的とする。

3. 調査方法

3.1 日本海中部地震における下水道管路施設の被害特性

秋田市、能代市の下水道管路を対象として、被害の形態程度を分類・整理すると共に、各被害形態ごとに管路構造(管種、管径等)、地盤条件、埋設深さ等の被害要因と実際の被害との関係を調べた。被害調査は、マンホールからの目視調査・測量等の管外調査およびTVカメラ調査を含む管内調査に大きく分けられるが、このうち資料が残されているのは被害区間に関する資料および管内

目視調査分である。また、管内目視調査分とその他では、その資料の質に精粗があり、同一には比較ができない。そこで本年度は被害資料を以下の3つのランクに分類して分析を行った。

- 1) ランクC — 全被害路線を対象とするが、被害状況は、被害区間とその区間内における目地被害数、管体破損・沈下被害延長が中心である。ランクCでは被害状況の全体把握および要因分析を行う。
- 2) ランクB — 管内調査分であり、管ごと、目地ごとの被害の有無が把握されている。被害程度は十分記述されていないが調査路線の延長が判明しているので被害率を算定し被害の要因分析を行う。
- 3) ランクA — ランクBのうち代表的な路線(TVカメラ調査区間)についてTV画面からビデオスケラーにより被害を読み取り直したもので、目地被害、沈下状況については定量的なデータが得られている。このランクは最も詳細かつ定量的な資料が得られるが、調査路線延長は短いため、被害形態・程度の実態の定量的把握が中心となる。

3.2 下水道管路の耐震化対策のとりまとめ

今年度までの調査結果を基に下水道管路の耐震設計方法の提案を行った。

4. 調査結果

4.1 日本海中部地震における

下水道管路施設の被害特性

本地震に伴う下水道管路の被害は161箇所が発生し、被害額は17億円に達した。被害の大部分は秋田市および能代市で発生しており、その被害状況は表2に示すとおりである。

表2 下水道管路の被害状況

施設名 都市名	管 渠			マンホール (箇所)
	布設管 (m)	目地補修 (箇所)	取付管 (箇所)	
秋田市	1,668	628	183	93
能代市	8,706	1,408	1,117	179

図1は秋田市における下水道管渠の被害特性(被害率)

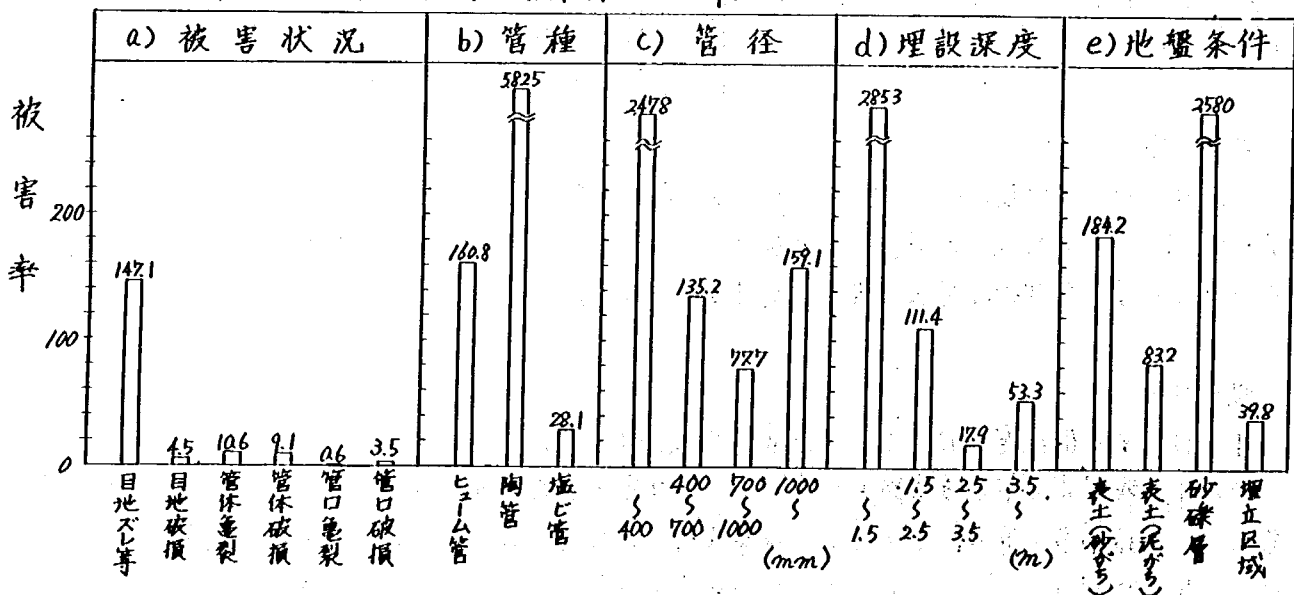


図1 管渠被害率の単純集計 (秋田市, Bランク)

を各カテゴリごとに示したものである。なお、この資料はBランクの調査結果を基に作成したものであり、秋田市では約16kmの調査延長(下水道管路総延長286km)がある。また、管路の蛇行・不等沈下が大きな箇所は目地や管体被害の詳細調査なしに復旧工事が行われていることに注意する必要がある。これらの結果から得られる被害の特徴は以下のとおりである。

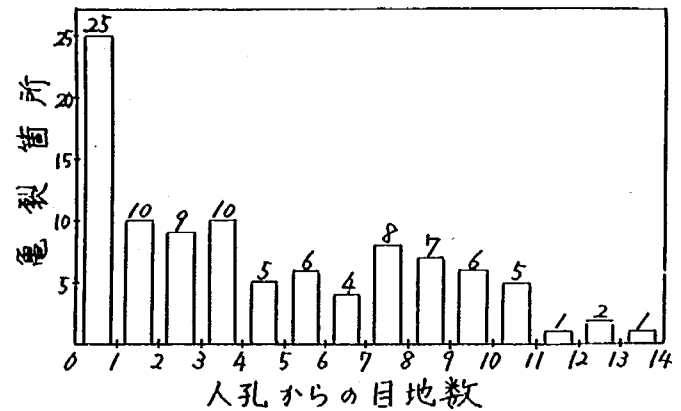
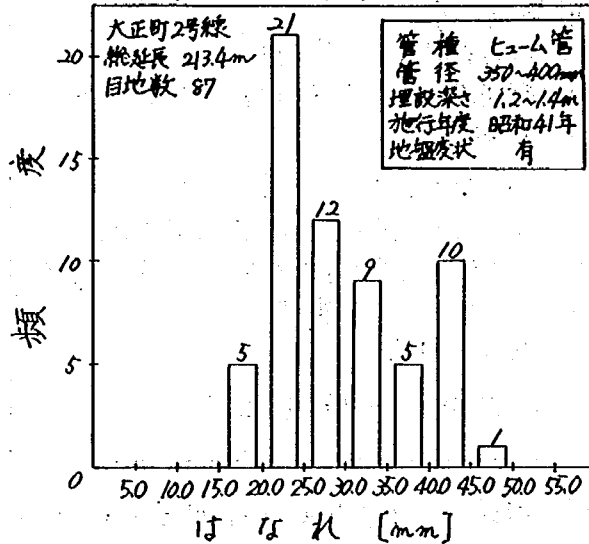


図3 クラック発生位置の管軸に沿った頻度分布(秋田市Aランク)
—ヒューム管—

図2 代表的な路線における目地はなれ量の頻度分布(秋田市Aランク)

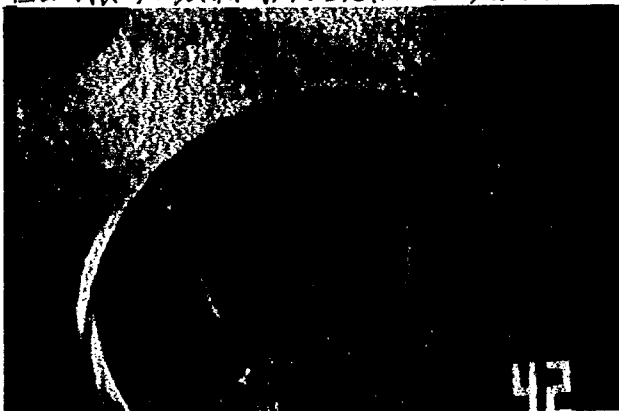


写真1 目地ずれ状況(TVカメラ調査による)



写真2 液状化に伴う人孔内への砂の流入

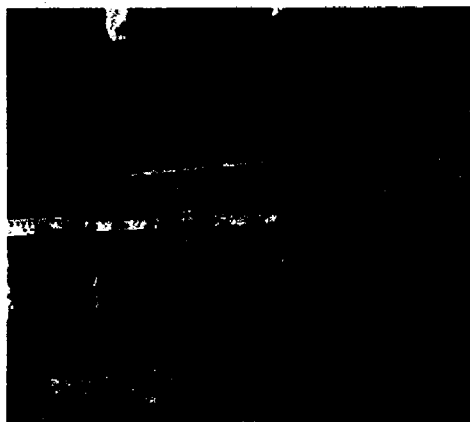


写真3 構造物取付部における管体の破損

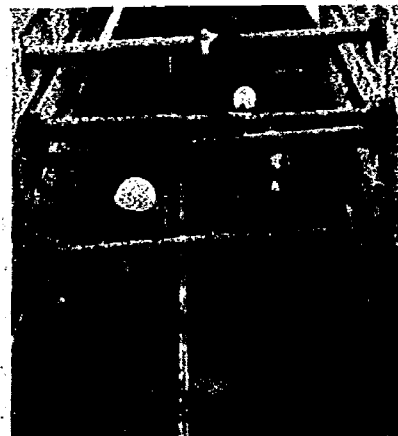


写真4 地盤の流動化に伴う管軸のずれ(手前が正規の位置)

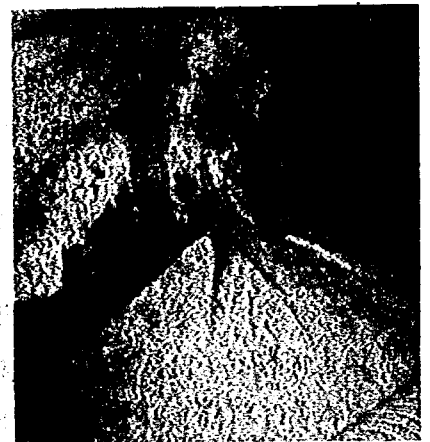


写真5 目地被害による管内への砂の流入

日本海中部地震における代表的な下水道管路の被害事例は写真1~5に示すとおりである。

- ① 目地被害が多い
- ② 陶管の被害率が高い
- ③ 小口径管の被害率が高い
- ④ 砂系統の地盤で被害率が高い

図2は能代市大正町2号線における目地はなれ量の頻度分布(Aランク)である。本路線は各所で沈下・蛇行が生じており、布設替えによる復旧が行われている。図3は秋田市におけるAランク調査区間内におけるクラック発生箇所と人孔からの距離(目地数)の関係を整理したものである。これより、人孔取付管においてクラックの被害率が高いことがわかる。

4.2 下水道管路の耐震化対策のとりまとめ

4.2.1 耐震化対策の概要

下水道施設の耐震設計は、「下水道施設地震対策指針と解説——1981年版——」に規定されているが、管渠に関しては耐震設計方法が示されていない。このため、本調査結果を基本として表3に示す目次構成から成る下水道管路の耐震化対策を検討した。以下に本検討において新たに提案した手法を中心に記述する。

4.2.2 耐震設計の対象範囲および方法

耐震設計はすべての管路に対して行うのではなく、軟弱な地盤、あるいは地盤急変部に設置されている管路について重要度に応じて行うこととする。

耐震設計は次の方針で行うこととする。

- (1) 耐震設計においては、地震時の周辺地盤の変形および過剰間隙水圧の影響を考慮する。
- (2) 耐震性の検討は管路の縦断方向に対して行う。
- (3) 周辺地盤が液状化した場合の浮上りに対する検討を行う。

4.2.3 耐震設計に考慮する地震時地盤ひずみ

地震時の周辺地盤の変形は地盤ひずみ ϵ_g として以下のとおり考慮することとする。

$$\epsilon_g = D_1 \cdot D_2 \cdot D_3 \cdot D_4 \cdot \epsilon_0 \quad (1)$$

ここに、

D_1 : 地域別補正係数

D_2 : 地盤別補正係数

D_3 : 地形条件別補正係数

D_4 : 液状化補正係数

ϵ_0 : 基本地震時地盤ひずみ(=1/100)

補正係数 D_1 , D_2 は道路橋示方書耐震設計編に準拠し、表4および表5のように設定する。

地形条件別補正係数 D_3 は、地中構造物の被害が、特に地形条件(地盤条件も含む)変化部に多いことを考慮して設けたものであり、表6のように与える。地盤条件の変化の度合は2地点間における地盤の固有周期差により与える。

表3 下水道管路の耐震設計基準の目次構成(案)

目 次	
1.	一 般
2.	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	浮上りに対する検討
3.4	液状化対策
4.	耐震設計上の構造細目

液状化補正係数 λ_4 (図4参照)は液状化に伴う地盤の流動の影響を考慮するものである。なお、管路が埋設されている土層に直接液状化が生じない場合でも、当該の地点に液状化が発生する可能性がきわめて高い場合には、下水道管の埋設されている土層もこの影響を受けることが考えられるため、液状化補正係数 λ_4 を考慮することとする。

表4 地域別補正係数 λ_1

地域区分	A	B	C
補正係数 λ_1	1.0	0.85	0.7

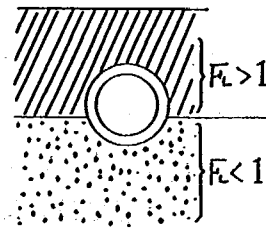
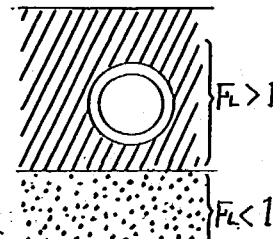
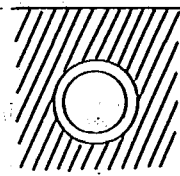
表5 地盤別補正係数 λ_2

地盤種別	1種	2種	3種	4種
補正係数 λ_2	0.9	1.0	1.1	1.2

表6 地形条件別補正係数 λ_3

地形条件変化度	変化なし・小	変化中	変化大
補正係数 λ_3	1.0	1.2	1.5

下水道管渠のように小口径の地中構造物では地震時に地盤に生じる縦断方向の伸縮変形の影響が支配的となる。地震時に地盤にひずみが生じる原因としては、地盤の不均一さ、波動伝播の影響等各種のものが挙げられるが、ここでは、これらを一括して耐震計算に考慮するものとし、基本地震時地盤ひずみを $1/100$ と(α) $PL < 15$ ($\lambda_4 = 1.0$) (β) $PL \geq 15$ ($\lambda_4 = 1.5$) (γ) $PL \geq 15$ ($\lambda_4 = 2.0$)とした。ここで、従来の実測結果によれば、地震時地盤ひずみは $1/100$ よりもかなり小さいが、これらは中小地震から求められたものであり、過去の大地震時には地表面に亀裂等大きな変形を生じた事例があることを考慮して基本地震時地盤ひずみを $1/100$ としたものである。



4.2.4 耐震計算
下水道管の縦断方向に作用する地震力(P)および継手に生じる伸縮量(Δl)は次式により算定する。

$$P = D \cdot l \cdot \tau \quad (2)$$

$$\Delta l = \varepsilon_g \cdot l \quad (3)$$

ここに

D: 下水管の外周長

l: 下水管の1エレメントの長さ

τ : 下水管の外周に作用する単位面積当りの摩擦力

ε_g : 4.2.3に述べた地震時地盤ひずみ

一般に線状地中構造物の地震時作用力は地盤の変形状態を算定し、この変形を基に構造物の断面力を算定するが、ここでは地盤から構造物に最大限作用し得る力を算定し、この力により下水道管の設計を行うこととする。継手に生じる伸縮量は管路の縦断方向の地盤に生じるひずみが全て、継手の伸縮によって吸収されると考えて設定したものである。

4.2.5 周辺地盤の液状化の判定および対策

液状化の判定は液状化抵抗指数 PL により評価する。液状化に対する抵抗率 F_L ⁵⁾は地盤のある深さにおける液状化程度を示しているが、地盤が液状化することによって与える被害は個々の深さの液状化というよりも、むしろ地盤全体としての液状化程度に左右される。このため液状化発生の可能

性を瓦を深さ方向に加え合わせた液状化抵抗指数 R_L により評価することとした。

下水道管の浮上りに対する検討は、 R_L が15を超えて、かつ管周辺地盤の R_L が1.0以下の場合に実施することとする。

液状化対策は下水道管の浮上り安全率が1.0未満となった場合に実施するものとする。また、対策の実施例を収集して、その特徴等を整理する。

4.2.6 耐震設計上の構造細目

構造細目としては、1) 構造変化部における継手の設置、2) 継手伸縮量を吸収できる継手構造の使用、を規定することとする。

5. まとめ

本調査の結果、得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 下水道管路の地震被害は、主として、① 地盤条件変化部、② 構造物（人孔、ポンプ場、沈澱池等）取付け部、③ 液状化発生箇所、で発生する。
- 2) 地震被害の特徴としては ① 目地被害が多い、② 陶管の被害率が高い、③ 小口径管の被害率が高い、④ 砂系統の地盤で被害率が高い、ことが指摘される。
- 3) 地震時に下水道管路に作用する地震力は構造物との取付け部（剛結とした場合）等を除いて一般に許容力以下である。
- 4) 地盤条件急変部における地震時断面力は急変区間における地盤の固有周期差に比例して増加する。
- 5) 人孔近傍の管路の被害特性は人孔接続部の亀裂・目地破損および人孔内への管路の突出等であり、被害箇所は人孔から10m以内に集中している。

以上をまとめると、下水道管路の耐震化対策として、i) 管に過度の抜出しを防止する離脱防止装置を設ける、ii) 地盤急変部および構造物取付け部においては可撓性の継手を設ける、iii) 液状化発生の可能性が高い地域については、受け口の容量を大きくするとともに、離脱防止装置をしっかりとしたものとしておく、iv) 陶管等振動に弱い材質の使用を極力押える、こと等が有効と考えられる。

なお、本調査の中では、安価で有効な下水道管路用離脱防止装置の開発、および、人孔とのとり合い構造に関する検討についてはできなかった。人孔の耐震化対策とも合わせて、今後の検討項目としたい。

<参考文献>

- 1) 建設省土木研究所：下水道管路施設の耐震性に関する調査，土研資料，第2159号，1984年12月
- 2) 建設省土木研究所：昭和58年日本海中部地震による下水道施設の被害調査——（その1）被害の特徴——，土研資料
- 3) 建設省土木研究所：昭和58年日本海中部地震による下水道施設の被害調査——（その2）被害状況写真集——，土研資料，第2237号，1985年3月
- 4) (社)日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説，1981年版
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1980年5月
- 6) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第165号，1985年3月

10. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査

(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 萩原良二

小山達彦

1. まえがき

既存の道路及び沿道施設の耐震性を高めるためには、被害を受けやすい道路構造、及びその特性等を明らかにし、これを適切に予測し得る手法が必要とされる。本課題は昭和56年度にスタートし、昭和56年度にはケーソン基礎を持つ橋の地震応答特性および既往地震において道路機能に影響を与えた沿道施設の調査も、昭和57年度には、杭基礎をもつ道路橋の被害予測および斜面、土留め、ブロックベリ、地下埋設物の被害予測法の検討も、昭和58年度には、RC橋脚の年代、地盤条件、構造別の耐震性を検討した。本年度は、大地震が発生した場合に落橋に到る大規模な鉄筋コンクリート橋脚の被害発生の有無を判定する手法を検討した。これは、震後の復旧状況をみると、道路橋はいったん被災した場合の復旧に長時間を要し、道路施設の中では最も慎重な地震被害予測を必要とされること、また、近年の一連の震災対策事業により、橋座の拡幅、落橋防止装置の設置等の事業化は進んだが、鉄筋コンクリート橋脚のもろい破壊状況を防止するための対策はこれからと考えられるためである。

2. 調査目的

地震後の道路機能の確保対策を図る上で基本となる道路および沿道施設の地震被害予測手法を開発することも目的とする。

3. 調査方法

図1に検討のフローを示す。今年度は、このうち、せん断支間比が大きく、曲げ破壊する場合に対する地震被害予測法を検討した。RC橋脚に対する動的くり返し載荷実験結果によれば、基部で曲げ破壊する場合に橋脚天端に生じる変位～荷重の関係は図2の点線のようになる(これは、道示耐震設計編により求める)。ここでは、フック部分を無視して図中の実線のようにモデル化する。このような変位～荷重履歴特性を有する橋脚の非線形域の応答変位 δ_{EL} は次式で求められる(図3参照)。

$$\delta_{EL} = \begin{cases} \delta_E & \delta_E \leq \delta_y \\ \frac{1}{k} \cdot \{-\delta_y(1-l) + \sqrt{\delta_y^2(1-l) + l\delta_E^2}\} & \delta_E > \delta_y \end{cases} \quad (1)$$

ここで、

$$\delta_E = k_2 W / K_y, \quad l = K_3 / K_y$$

δ_y : 降伏変位

ここで、 k_2 は大地震が発生した場合の震度であり、次式によって求める。

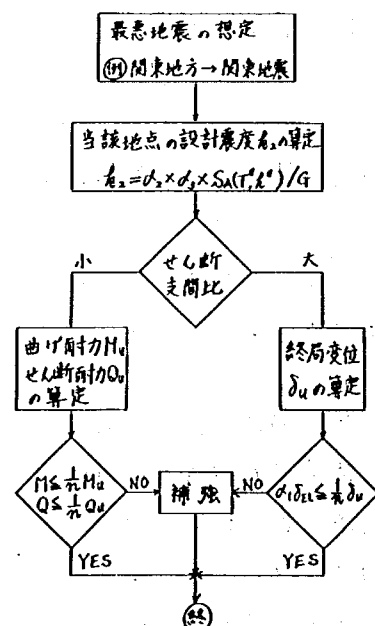


図1 大地震に対するRC橋脚の耐震性検討フロー

$$e_2 = \alpha_2 \times \alpha_3 \times S_A(T^*, e^*) / G \quad (2)$$

ここで、

α_2 : 橋脚天端位置における振動モード×刺激係数

α_3 : 振動モードを考慮して地震力を一様な慣性力に置換するための補正係数

$$S_A(T, e) = \left[\frac{1.5}{40e+1} + 0.5 \right] \times \left[a(T, GC) \times 10^{\frac{b(T, GC)M}{\Delta+30}} \times (\Delta+30)^{-1.178} \right]$$

G : 重力の加速度

e^* : 橋の減衰定数で、1次固有周期 T^* (これは、道示耐震設計編により求める)から $e^* = 0.04/T^*$ と求める。

式(2)は、任意の地震(マグニチュード M)が震央距離 Δ (km)の位置に発生した場合に、当該橋脚に生じる震度 e_2 を与える関係式である。これより、RC橋脚の耐震性を次式で判定する。

$$\alpha_1 \delta_{EL} < \frac{1}{n} \cdot \delta_u \quad (3)$$

ここで、 δ_u は図2に示した終局変位であり、 n は終局変位に対して見込む安全率である。

4. 調査結果

上記の手法を用いて、図4に示すRC橋脚(上部工は鋼鉄桁、 $l=30m$)に、 $M=8$ 、 $\Delta=50km$ に相当する地震力が作用した場合の耐震性を検討した。本橋の固有周期は道示によれば0.35秒であるため、図6より震度 e_2 は0.65となる。これより、 e_2 の地震力による弾性応答 δ_E は4.8cm、式(1)による非線形応答 δ_{EL} は6.9cmとなる。一方、本橋の荷重～変位の関係は、道示によれば図6のようになり、終局変位 δ_u は24.7cmとなる。よって、式(3)

において、安全率 n を1.5程度と見込むと、当該橋梁は式(3)を満足し、大地震に対しても安定という判断をすることができる。

5. 今後の検討課題

試算例を増やし、現行の道示の変形性能の照査との関連を調査しておくことが必要とされる。

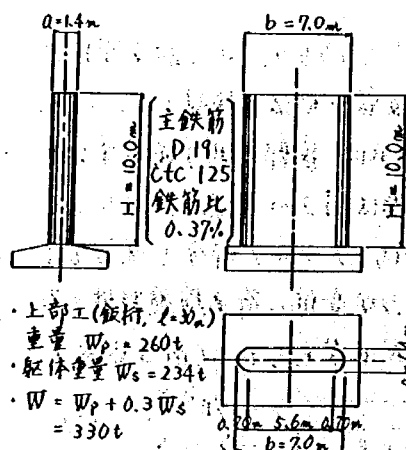


図4 解析対象としたRC橋脚

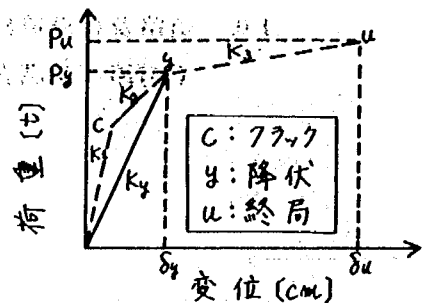


図2 橋脚天端変位～荷重の関係

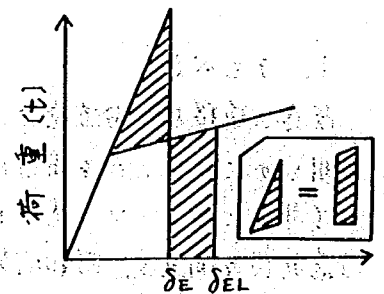


図3 等価エネルギー法

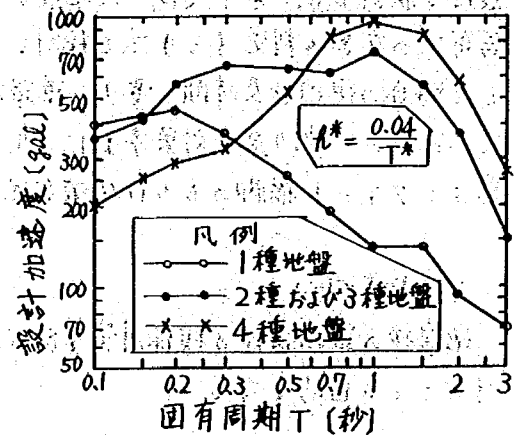


図5 加速度応答スペクトル
SA(M=8, Δ=50km)

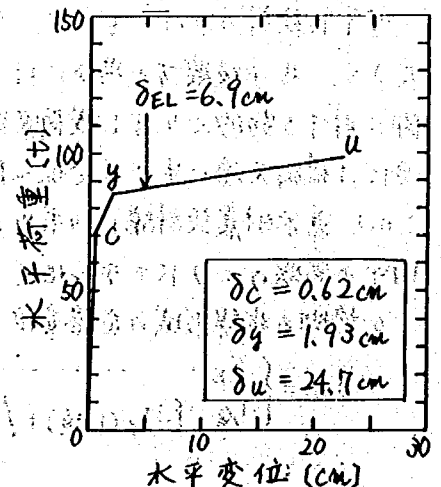


図6 対象橋脚に対する検討結果

1.1. 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 大田方 尚巳
後藤 勝志
加納 尚史

1. まえがき

現在, 個々の道路施設の耐震設計法および耐震性評価方法はある程度研究が進んでいるが, 道路網・道路システムとしての耐震性に関する研究は行われていない。そこで地震後の交通機能障害の影響度の評価方法を開発し, 合理的な震前対策に資することが必要である。本年度は, 交通機能障害評価方法を走行経費(直接的機能損害)の観点より検討するとともに, 静岡県を対象とした試算を実施した。

2. 調査目的

地震後の交通機能障害の影響評価方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

交通機能障害に伴う損害について以下の4項目に分けて調査を行うとともに, 静岡県内の道路を対象として損害算定の試算を行った。

- ① 非転換交通が受ける損害 — 交通機能低下に伴う走行および時間費用の増加分。
- ② 転換交通が受ける損害 — 通行止めに伴う迂回により増加する走行および時間費用の増加分。
- ③ 抑止交通(負の誘発)に伴う損害 — 通行止めに伴う迂回費用の増大によりトリップを取りやめる交通の損害。
- ④ トリップの中止または消滅に伴う損害 — 通行止めによりトリップが中止し, または, 工場等の損害によりトリップが消滅し, そのために事業活動が中止する場合の損害。

4. 調査結果

4.1 交通機能障害に伴う損害の評価方法

(1) 非転換・転換交通が受ける損害

非転換および転換交通については, 交通の配分結果により走行および時間費用の原単位を用いて同時に損害が算定される。走行費用の増大および時間費用の増大も次式により求める。

$$G_D = D_0 \times E_a(V_0) - D_1 \times E_a(V_1) \quad \text{----- (1)}$$

ここに G_D : 走行費用の増大(円/日) $E_a(V)$: 平均速度 V のときの走行経費原単位(円/km)

D_0 : 道路被害なしの総走行台km (6k%) V_0 : 平均走行速度 (道路被害なし)

D_1 : 道路被害ありの総走行台km (〃) V_1 : 平均走行速度 (道路被害あり)

$$C_T = (T^0 - T^1) \times \alpha \quad \text{----- (2)}$$

ここに C_T : 時間費用の増大 (円/日) T^0 : 道路被害なしの総走行台時間 (台時間/日)

α : 時間原単位 (円/分) T^1 : 道路被害ありの総走行台時間 (〃)

(2) 抑止交通が受ける損害

抑止交通が受ける損害は、1) 地震のない場合における地域間時間距離と OD 表をもとに交通量発生グラビティモデルを作成し、2) このモデルを用いて地震後における地域間時間距離の増大に伴う交通量の減少量を OD ペア別に算定し、3) この交通量の減少量に走行経費および走行時間の増大に対する金額換算値を乗じ、次式により算定する。

$$C_{TT} = (TC^0 - TC^1) \times 1/2 \quad \text{----- (3)}$$

ここに C_{TT} : 抑止交通量における損害額 (円/日)

TC^0 : 道路被害なしの場合の抑止交通量相当分の総経費 (時間費用と走行費用の和)

TC^1 : 道路被害ありの場合の抑止交通量相当分の総経費 (時間費用と走行費用の和)

(3) トリップ削減に伴う損害

この損害は道路の遮断による孤立地域の発生により OD が消滅した場合における損害であり、貨物輸送の停止など当該道路輸送の遮断に伴う付加価値の減少として算定する。

4.2 交通機能障害の試算

試算は東海地震を想定した静岡県内の道路被害を対象として行った。被害レベルは各構造物ごとの耐震点検結果および想定地震動強度と被害確率の関係を既往の被災例より設定 (文献1参照) して表1に示すような道路被害想定を行った。

表1 東海地震に伴う道路被害想定

道路被災に伴う交通状況の変化は表2に示すとおりである。これを基に交通機能損害額の計算を行うが、本試算ではトリップ削減に伴う損害は考慮していない。非転換・転換交通が受ける損害は時間費用の増加分のみで評価し、1,410百万円/日となった。なお、走行費用については走行距離の減少と走行時間の増加が相殺するとし、損失は考慮していない。抑止交通に伴う損害は1,035百万円/日となった。以上、地震直後の道路被災状態に対する総損失は1日当たり、2,445百万円となった。

項目	全体的数	被害レベル2 (通行止)	被害レベル1,2 (通行制限)
盛土	1,137	236 (21%)	722 (64%)
切土・斜面	1,092	266 (24%)	416 (38%)
橋梁	395	14 (4%)	77 (20%)
トンネル	83	—	7 (8%)

表2 道路の被害に伴う交通状況の変化

	単位	被災前	被災後	変化率 (%)
総走行台時	千台時	8,002	9,370	+17.1
総走行台キロ	千台キロ	64,197	56,554	-11.2
平均走行速度	km/h	8.0	5.6	-30.0
発生交通量	千円	80,063	1,887	-76.6

(注) 走行台時、走行速度は配分用 O-V 条件上での計算値であり、配分ゾーン間の相対比較でのみ意味を持つ。

5. 今後の課題

本年度の調査では、道路の被災に伴う交通障害程度を直接的な機能損害として検討したが、震後の道路は救援・救助、応急復旧等の基幹的施設であり、これらの観点からも交通機能障害の影響を評価することが必要である。

<参考文献> 1) 「地震後の道路交通機能の評価手法」土木研究所資料 第2128号、昭和59年3月

1.2 連続桁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に規定されている耐震設計法は基本的には単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。このため、連続橋の動的応答特性に見合った耐震設計法の開発が必要とされている。本調査は、昭和58年度にスタートし、本年度が2箇年のに相当する。なお、本年度の調査の詳細は別途土木研究所資料第2148号にとりまとめているので、これを参照していただきたい。

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した耐震計算手法を開発することである。本年度は、現行の耐震設計法をそのまま適用すると問題となるケースの絞り込み、および、新しい計算法として単一モード法に注目し、その適用性を検討した。

3. 調査手法

解析は時刻歴応答解析(以下、これを正解と考える)、現行の道路橋示方書による震度法、単一モード法の3種類の方法で行った。ここで、単一モード法とは一般に1次の振動モードによる応答は他の振動モードの応答に比較して卓越することおよび自重による静的変位は1次の振動モードを比較的良好に近似することを利用し、運動方程式を解く代わりに、まず、i)上下部構造の自重に着目する解析方向(一般に橋軸方向および橋軸直角方向)に静的に作用させて静的変位 u_s を求める、ii)静的変位 u_s を用いて、Rayleighの方法により固有周期 T_n を求めようとする方法である。

4. 調査結果

4.1 解析対象橋

解析対象橋は図1に示すような3径間連続橋であり、橋軸直角方向を対象とした。また、図1を基本として表1に示すようなケースも検討対象とした。入力地震動は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である。

4.2 試算結果

図2は各橋脚基部における時刻歴地震応答解析による最大曲げモーメントを基準とした場合の現行示方書による震度法および単一モード法による最大曲げモーメントの値(比)を示したものである。これによれば、以下の点が指摘される。

i) 現行の耐震計算法では、橋脚間の剛性、高さ等が相互に大きく変化する場合（例、ケース F-10, H-2, H-3）に断面力を著しく過少評価する。

ii) 単一モード法を用いてもこのような傾向は必ずしも救済されない。

5. 今後の問題点

本年度の調査により、現行の設計法をそのまま適用すると問題となる事例の絞り込みができた。ただし、このような特別なケース以外には、現行の耐震計算法でも十分精度の良い場合もあることも同時に確認された。このため、次年度以後は、①現行の耐震設計法が適用できない場合の判別条件の検討、②①により現行の設計法が適用できないとされた場合の計算法の開発を進めていくことが必要とされる。

（参考文献）

土研資料第2148号、連続橋の耐震設計法—（その1）—単一モード法の検討—、昭和59年

表1 解析対象ケース

(a) 橋脚の剛性を変化させたケース					(b) 地盤のばね定数を変化させたケース				
ケース	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④	ケース	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④
S-0	EI	EI	EI	EI	F-1	4k	4k	4k	4k
S-1	4EI	EI	EI	4EI	F-2	k/4	k/4	k/4	k/4
S-2	EI	4EI	4EI	EI	F-3	4k	k	k	4k
S-3	4EI	EI	EI	EI	F-4	k	4k	4k	k
S-4	EI	4EI	EI	EI	F-5	k/4	k	k	k/4
(c) 橋脚の高さを変化させたケース					F-6	k	k/4	k/4	k
ケース	橋脚①	橋脚②	橋脚③	橋脚④	F-7	4k	k	k	k
H-1	2H	H	H	H	F-8	k/4	k	k	k
H-2	H	2H	H	H	F-9	k	4k	k	k
H-3	2H	3H	H	H	F-10	k	k/4	k	k
H-4	H	2H	2H	H					
H-5	H	2H	3H	H					

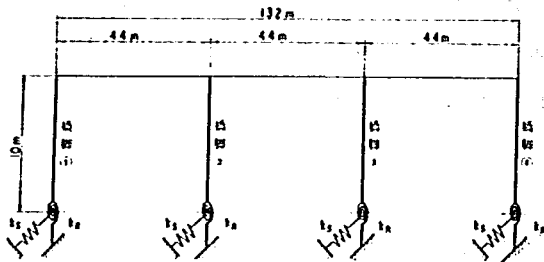


図1 解析対象橋

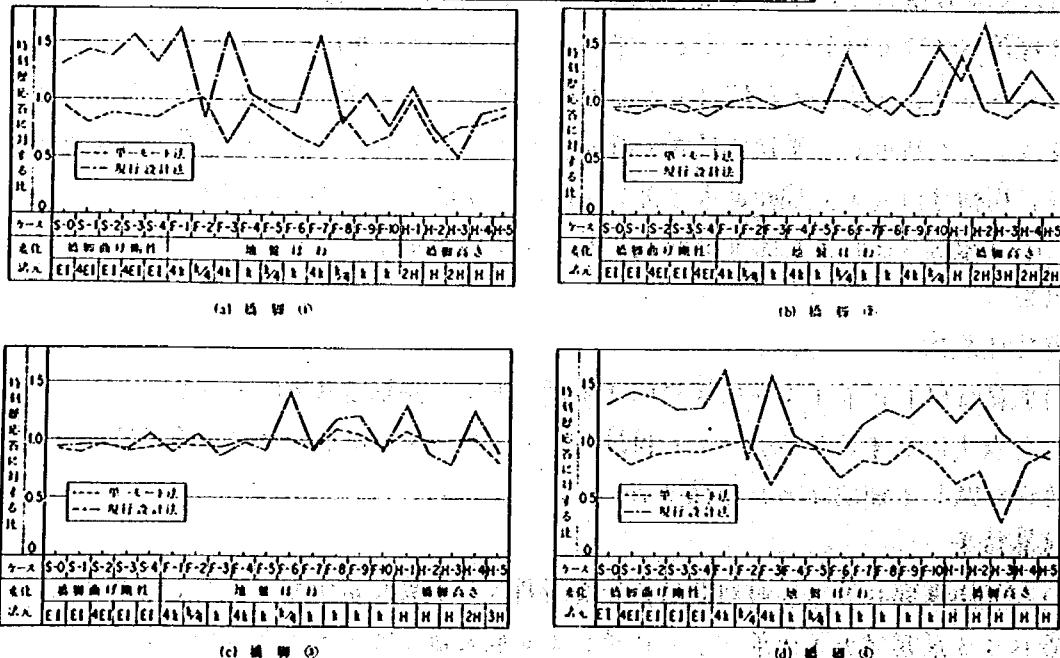


図2 橋脚基部における曲げモーメントの比較

13. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査

—— 橋に関する試験調査 ——

(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 萩原 良二
研究員 長谷川 金二
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

RC橋脚の耐震設計においては、橋脚が大地震時においても上部構造と安全に支持し得るように十分な変形性能を有することが必要とされる。RC橋脚の変形性能は、橋脚の構造特性、特にせん断支間比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋(せん断補強鉄筋)の配置等の影響を強く受け、せん断支間比が小さく、せん断破壊を起すようなRC橋脚の変形性能は一般に小さい。本年度は、せん断支間比の小さい橋脚の動的耐力を向上させるためにせん断補強鉄筋に着目して動的載荷実験により検討した。

2. 調査目的

せん断破壊を起すようなせん断支間比の小さいRC橋脚の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響を明らかにする。

3. 調査方法

3.1. 実験概要

図-1に実験に用いた供試体の諸元を示す。せん断支間比は2.5とし、(a)帯鉄筋間隔を5cmとした場合、(b)らせん鉄筋を2.5cm間隔で配置した場合、(c)斜め鉄筋(引張鉄筋量の1/4)を用いた場合の計3体を用いて実験を行った。載荷は、供試体頭部に加振負荷装置を取付け、降伏変位の整数倍の変位振幅で、載荷速度振幅を一定(25cm/sec)とした正弦波入力の動的正負交番載荷により行った。

3.2. 実験結果

各載荷実験より得られた荷重-変位履歴曲線の包絡線を図-2に、等価減衰定数を図-3に、各載荷段階での累積エネルギーを図-4に、耐力と変形性能の一覧を表-1に、それぞれ示す。

3.2.1. 破壊性状

a, c供試体では、載荷を進めて行くに従い、斜めクラックが順次進行しているのに対し、供試体bでは、斜めクラックが進行しなかった。かぶりコンクリートのはく離後は、a, c供試体では軸方向鉄筋がはらみ出しているのに対し、供試体bでは軸方向鉄筋のはらみ出しは生じなかった。

3.2.2. 耐力と変形性能

等価減衰定数について、供試体a, b, cを比較すると、かぶりコンクリートのはく離するま

ではほとんど差が見られない。供試体dでは、各載荷段階とも供試体a, b, cに比較して小さな等価減衰定数となっている。

累積エネルギーは、供試体bが最も大きく、a, c供試体は、ほぼ同程度の値となっている。供試体dは、供試体a, b, cに比較して、全体的に値が小さくなっている。

4. 調査結果

以上の実験結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 帯鉄筋間隔を小さくしたり、らせん鉄筋、斜め鉄筋を用いることは、いずれも変形性能を高めるために効果がある。ただし、最大耐力に対しては、顕著な効果は認められない。
- 2) 上記3種類の供試体の中でも、特にらせん鉄筋は変形性能を向上させる上で大きな効果が認められる。

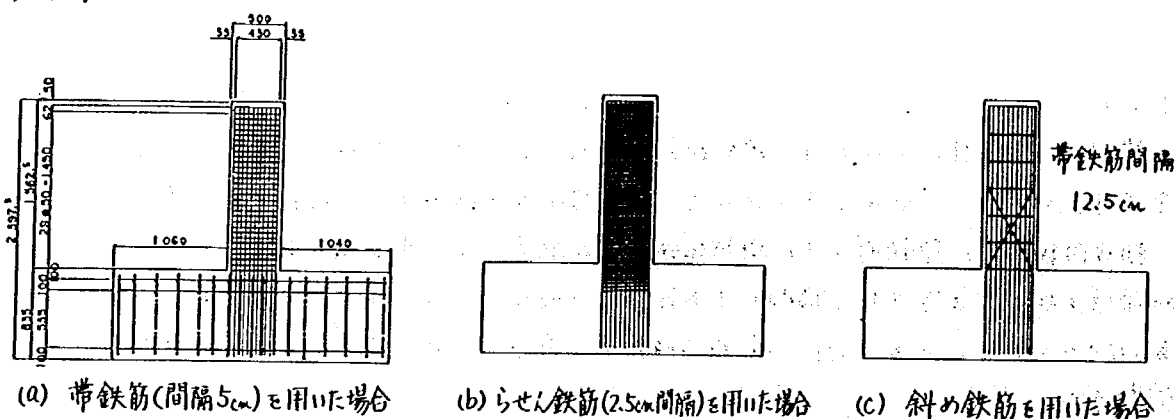


図-1 実験に用いた供試体の諸元

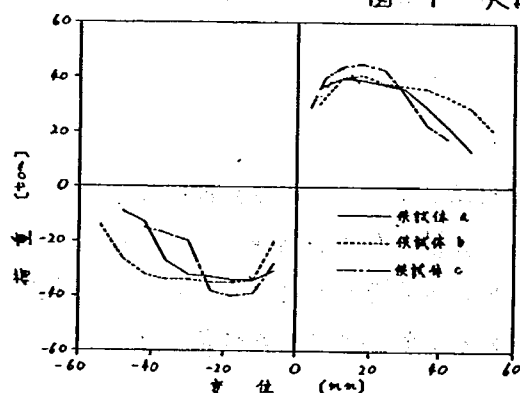


図-2 荷重-変位包絡線の比較

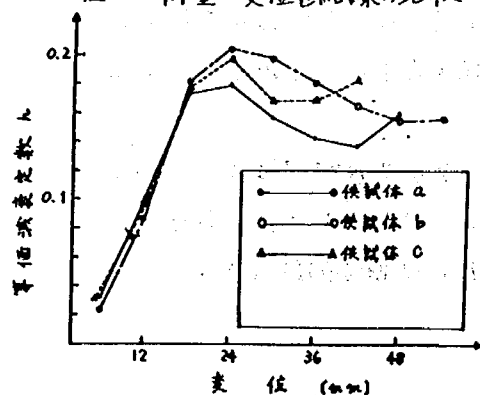


図-3 等価減衰定数の比較

表-1 耐震性能一覧表

供試体	a	b	c
降伏荷重 P_y (ton)	28.8	30.7	32.0
終局荷重 P_u (ton)	37.5	38.6	42.8
P_u/P_y	1.3	1.26	1.34
降伏変位 δ_y (mm)	6.2	7.4	6.0
終局変位 δ_u (mm)	36.0	46.1	37.9
じん性率 δ_u/δ_y	5.81	6.23	6.35

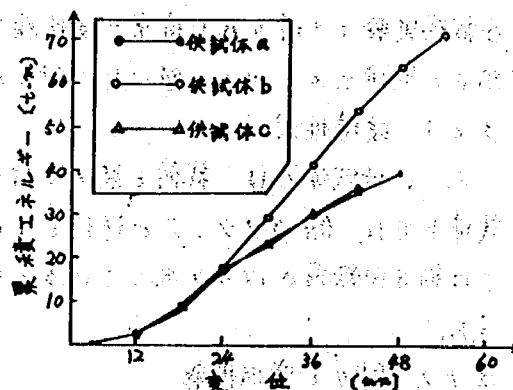


図-4 累積エネルギーの比較

1.4. 都市トンネルの耐震調査——トンネルに関する試験調査——
(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 大田方尚巳
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、環境、用地等各種の制約から特殊な構造、施工法が取られる場合が多い。しかしながら、これらの構造物は大地震の洗礼を受け経験がなく、その耐震設計法自体も確立されていない。このためこうした都市トンネルの耐震性を調査し、これを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年度に開始しており、昭和58年度には堤防に近接してトンネルが設置された場合にトンネルが堤体の耐震性に与える影響およびトンネルが並設して設置された場合に新設トンネルが既設トンネルに与える影響の調査を行った。本年度は都市内に建設されている特殊な構造のトンネルの実態調査を行うとともに、代表的な構造形式の都市トンネルに対する耐震性の検討を実施した。

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、耐震設計法を検討することをも目的として実施するものである。

3. 調査方法

3.1 都市トンネルの実態調査

現在、都市内において供用されている 1) 道路トンネル、2) 地下鉄道、3) 大断面下水道管渠、4) 掘削構造(道路)、を対象として実態調査を行い、耐震上の配慮を要するトンネル構造にはどのようなものがあるかを検討する。

3.2 代表的な構造形式の都市トンネルに対する耐震性の検討

上記の結果を基に代表的な構造形式を抽出して、その縦断方向の耐震性の検討を行った。検討対象としては図1に示す2Box型、1Box型、掘削構造の3タイプとした。これらトンネルの構造諸元は表1に示す通りである。耐震性の検討は共同溝耐震設計要領(案)¹⁾に準じて行い、地盤条件は一様地盤部および地盤急変部の両者を考慮した。

4. 調査結果

4.1 都市トンネルの実態調査

都市トンネルの実態調査結果を道路施設についてまとめると以下の通りである。i) 一般には縦断方向の耐震性を考慮に入れた設計は行われていない、ii) 長大なトンネル(数百メートル以上)はない、iii) 縦断方向の継手間隔は20m程度のもが多い、iv) 立体交差箇所に建設される事例が多い、v) 基礎杭は他構造物との取合い部を除いて一般に用いられない、vi) トンネルではないが掘削構造の採用が増えている。

4.2 代表的な構造形式の

都市トンネルに対する耐震性の検討

表2に検討結果を示す。これをまとめると以下のようになる。

1) 一様地盤部では地盤の固有周期が0.7秒程度以下では各タイプとも鉄筋応力は許容値内となっているが、地盤の固有周期が0.7秒を超える(4種地盤に相当)と鉄筋応力は許容応力を超える。

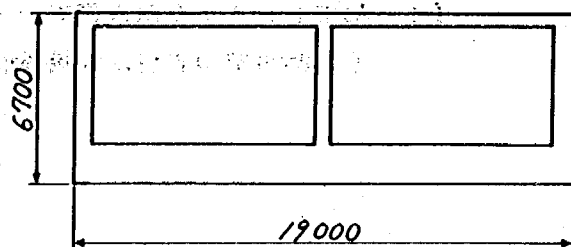
2) 地盤条件の変化部においてはいずれのタイプの構造においても許容応力を超える力が作用する。

なお、本年度は上記の他に首都高速道路公団と協力して東京港沈埋トンネルの強震記録を解析し、耐震継手の剛性を検討するとともに、第2羽田トンネルの耐震計算法を予備的に検討した。

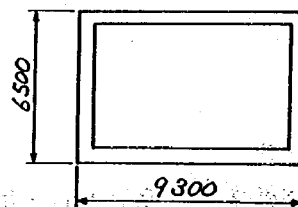
5. 今後の課題

共同溝の耐震設計法に準拠すれば、軟弱地盤もしくは地盤急変部のトンネルに耐震上検討の必要性があることがわかった。これについては、次年度以後動的解析等によりさらに詳細に検討を加えることが必要とされる。また、東京港沈埋トンネル(並設トンネル)、第2羽田トンネルの耐震性の検討を続行する予定としている。

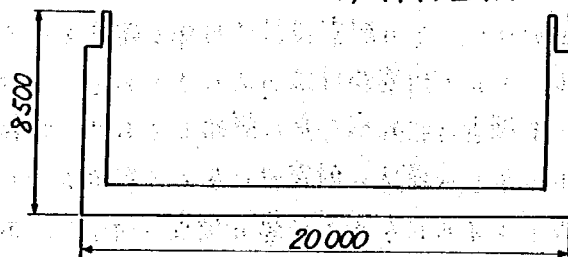
<参考文献> 1) 建設省土木研究所：共同溝耐震設計要領(案)、土研資料、第2144号、1984年10月



(a) 2Box型 (国道4号, 本町アンダー)



(b) 1Box型 (国道17号, 仲宿立体)



(c) 掘削構造 (国道17号, 浦所立体)

図1 各トンネルの断面形状

表1 各トンネルの諸元

	本町	仲宿	浦所
断面積A(m ²)	49.1	17.52	36.2
継手間隔(m)	50	20	20
鉄筋の配置	D19@300 2段	D16@250 2段	D13@300 2段

表2 軸方向鉄筋に働く引張応力度

解析条件		軸方向鉄筋の引張応力度(kg/cm ²)		
		本町	仲宿	浦所
一様地盤部	固有周期0.7秒	2184	2087	2293
	固有周期1.5秒	4347	3717	7856
	固有周期差0.5秒	3527	3045	3827
	固有周期差0.9秒	5153	4037	7293

* 一方の表層地盤の固有周期は0.4秒に固定し、他方の固有周期を長くした(急変部の長さは50m)。

15. 道路橋橋脚の動的耐力に関する共同研究

(首都高速道路公団、阪神高速道路公団)

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 萩原 良二

研究員 長谷川 金二

小山 達彦

吉田 武史

首都高速道路公団

工務部設計技術課 課長 三橋 晃司

中島 拓

和田 克哉

和泉公比古

桒井 順

阪神高速道路公団

工務部設計課 課長 江見 晋

調査役 水元 義久

北沢 正彦

川北 司郎

1. まえがき

耐震設計規定の整備などにより道路橋の地震被害は減少傾向にあるが、震度法による静的設計で考慮している荷重を上回るような大きな地震荷重が作用して橋脚等が破損し、道路の機能が長期にわたって阻害された例が最近の地震において見られる。特に橋脚躯体の破損は地震後の交通規制の第一要因となっていることから、橋脚躯体の地震時の耐力、変形性能(耐力が著しく低下することなく変形に追随し得る能力)等を調査し、大地震時においても橋の著しい機能低下につながるような橋脚の被害を防止するための耐震設計法について検討する必要がある。

本共同研究では一般の道路橋で数多く使用されている鉄筋コンクリート橋脚および都市内の高架道路橋に数多く使用されている鋼製橋脚を対象として、その耐力および変形性能を調査した。土木研究所耐震研究室は昭和56年度より鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査を行っており、載荷速度、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比および軸方向鉄筋の段落しの影響を調査した。また、土木研究所および首都高速道路公団は昭和58年度の道路橋橋脚の動的耐力に関する共同研究において鋼製橋脚の動的耐力を調査した。今年度は、土木研究所、首都高速道路公団および阪神高速道路公団の共同研究として、土木研究所がせん断補強鉄筋に着目した鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力を調査し、首都高速道路公団および阪神高速道路公団が鋼製橋脚の動的耐力を調査した。

2. 研究目的

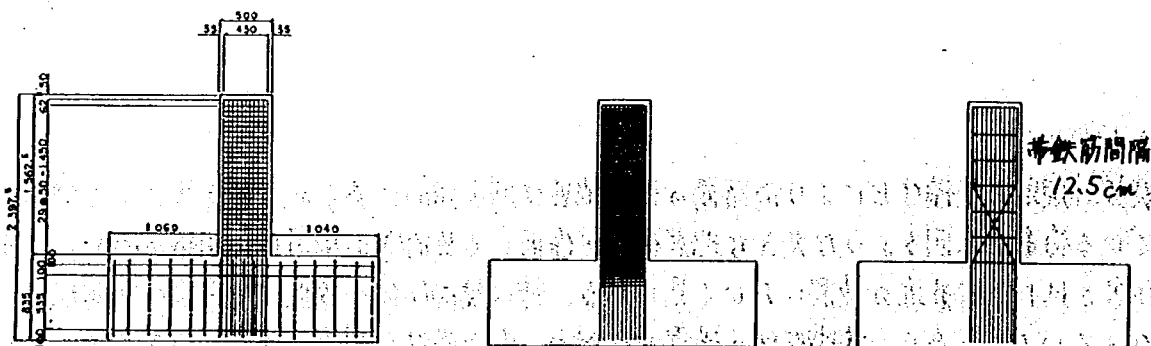
鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚の動的耐力および変形性能等を解明し、道路橋の耐震性向上のための知見を得ることを目的とする。

3. 研究方法および研究分担

鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚の模型正負交番載荷実験を建設省土木研究所の部材耐震強度施設を用いて行い、耐力、変形性能等を調査した。載荷には最大加振力 125 t、最大変位振幅 125 mm、載荷最大速度 1 m/sec の加振機を用いた。

3.1. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する研究（担当：建設省土木研究所）

せん断支間比が小さい橋脚の動的耐力および変形性能を向上させるためにせん断補強鉄筋に着目して動的載荷実験を行った。図1に実験に用いた供試体諸元を示す。せん断支間比は 2.5 とし、(a) 帯鉄筋間隔を 5 cm とした場合、(b) らせん鉄筋を 2.5 cm 間隔で配置した場合、(c) 斜め鉄筋（引張鉄筋量の $\frac{1}{4}$ ）とした場合の計 3 体を用いて実験を行った。載荷は、供試体頭部に加振負荷装置を取付け、降伏変位の整数倍の変位振幅で載荷速度振幅を一定（25 cm/sec）とした正弦波入力の動的正負交番載荷により行った。なお、同一変位振幅での繰返し回数は 10 回とした。計測としては、載荷点の荷重・変位、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみを測定し、この他に各載荷段階におけるひび割れ分布、破壊状況等を記録した。



(a) 帯鉄筋(間隔 5 cm)を用いた場合 (b) らせん鉄筋(2.5 cm 間隔)を用いた場合 (c) 斜め鉄筋を用いた場合

図1 実験に用いた鉄筋コンクリート供試体の諸元

3.2. 鋼製橋脚の動的耐力に関する研究（担当：首都高速道路公団および阪神高速道路公団）

3.2.1 鋼製橋脚模型

実験に用いた供試体は、図2に示す鋼製ラーメン橋脚の柱部分の $\frac{1}{3}$ 縮小模型である。模型の諸元を図3に示す。模型は鋼製の柱とベースプレートで構成されており、柱下端から載荷点までの柱高は 3.62 m、柱断面は $26 \text{ cm} \times 26 \text{ cm}$ の箱型断面である。柱断面は 3 区間に分かれ、実橋と同様に下部区間の鋼材は SM58、中間区間は SM50Y、上部区間は SM58 を使用している。なお、実橋においては柱下部に中詰コンクリートを打設することもあるが、本実験においては打設していない。また、上部構造死荷重反力と橋脚自重に相当する軸力を導入するために、柱内部に PE

EEケーブルを設置した。

鋼製橋脚模型はベースプレートにアンカーボルトによって架台に連結し、架台を介して反力壁に固定する構造とした。また、柱頭部は変形を防止するためにコンクリートの中詰めし、アンカーボルトで加振負荷装置と連結する構造とした。

3.2.2. 載荷方法

実験の状況を図4に示す。供試体は柱高が高く、テストピット内で柱を鉛直に立てて実験を行うことができないため、柱を水平にして実験を行った。橋軸方向(ラーメン面外方向)の地震荷重を想定して、柱頭部に加振負荷装置を取付けて水平力を載荷した。また、上部構造死荷重反力と橋脚自重に

相当する軸力

($N=87.7t$)

をSEECケーブルによって載荷した。

フランジ(載荷方向に直交する面)が降伏するときの変位を降伏変位 δ_y とし、変位制御で 0.2

δ_y ずつ変位振幅を増大させる静的正負交番載荷とした。なお、同一変位振幅での繰り返し回数は10回とした。

3.2.3. 計測

計測項目は以下のとおりである。

- (1) 加振負荷装置による荷重、入力変位
- (2) 柱の水平変位(載荷点、中間部(SM50Y))
- (3) ベースプレートの柱軸方向および柱軸直角方向の変位(アンカーボルトの伸びによるベースプレ

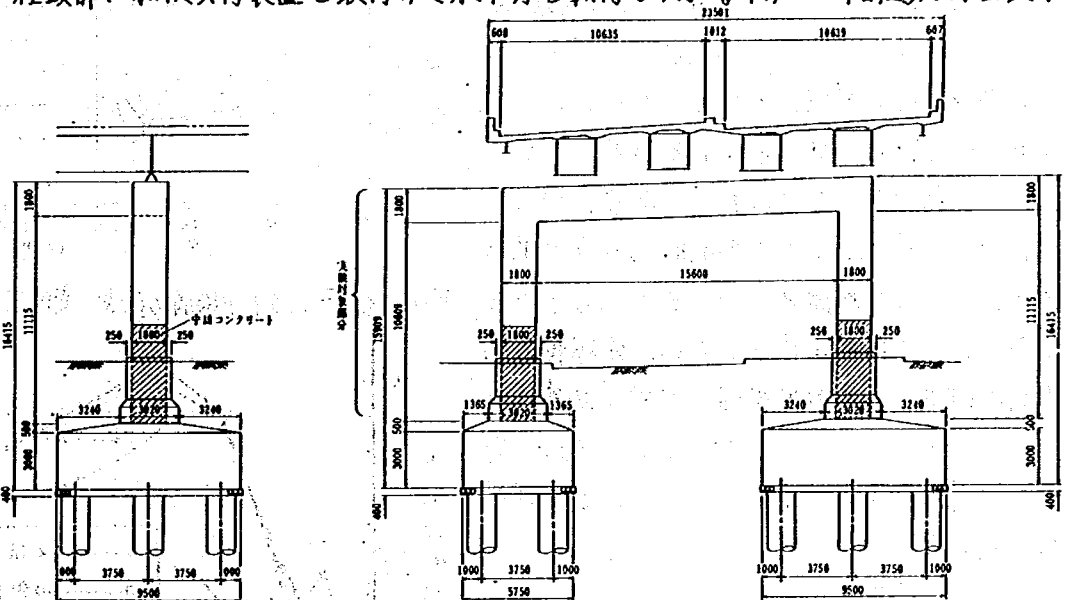


図2 実橋鋼製橋脚の諸元

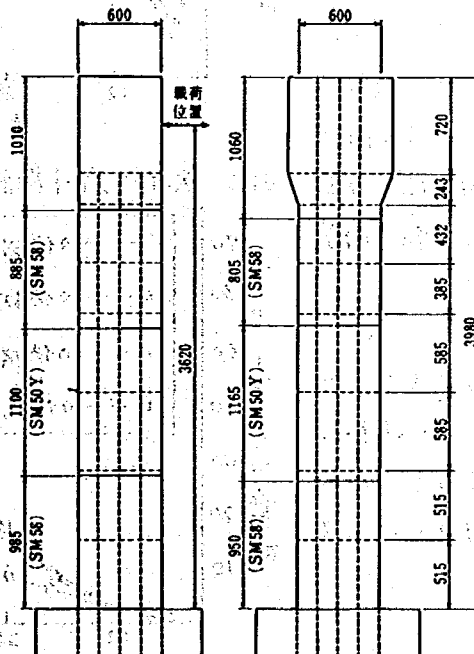


図3 鋼製橋脚模型の諸元

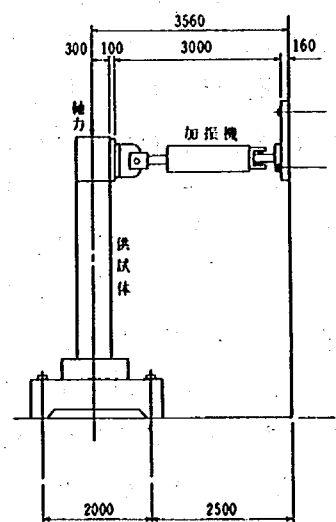


図4 鋼製橋脚の実験状況

- ートの回転, ベースプレートと架台のずれを測定するため)
- (4) フランジ, ウェブのひずみ
- (5) 軸力

4. 研究結果

4.1. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する研究結果

各載荷実験より得られた荷重-変位履歴曲線の包絡線を図4に, 等価減衰定数を図5に, 各載荷段階での累積エネルギーを図6に, 耐力と変形性能の一覧を表1にそれぞれ示す。これらの結果には参考のため, 別途実施した, せん断支間比2.2 (帯鉄筋間隔25cm) の供試体dに対する実験結果も合わせて示している。なお, ここで降伏変位としては, 外縁軸方向鉄筋の荷重-ひずみ包絡線の包配が顕著に低下し始める点, また, 終局変位としては, 荷重が降伏荷重より低下した時の変位とそれぞれ定義した。

4.1.1. 損傷モード

供試体a,cでは, 載荷を進めて行くに従い, 斜めクラックが順次進行しているのに対し, 供試体bでは斜めクラックが進行しなかった。かぶりコンクリートのはく離後は, 供試体a,cでは軸方向鉄筋がはらみ出しているのに対し, 供試体bでは軸方向鉄筋のはらみ出しは生じなかった。

4.1.2 耐力と変形性能

じん性率は, 供試体bが最も大きく, 以下, a,cの順に小さくなっている。また, 参考に示した供試体dと比較すると, a,b,cいずれの供試体もじん性率は2.5~3.3倍と大きくなっている。

4.1.3 履歴減衰

等価減衰定数について, 供試体a,b,cと比較すると, かぶりコンクリートのはく離

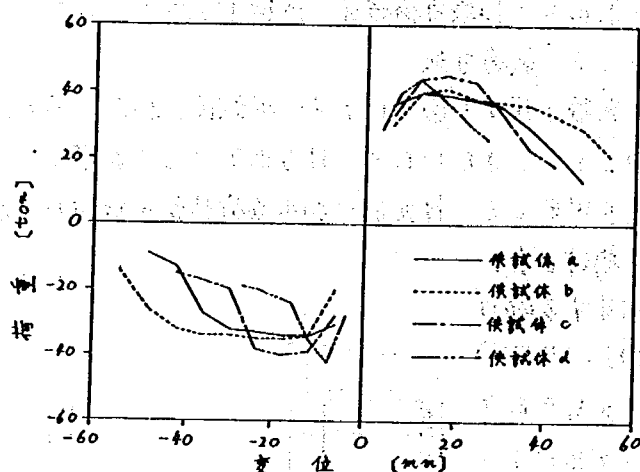


図4 鉄筋コンクリート橋脚の荷重-変位包絡線の比較

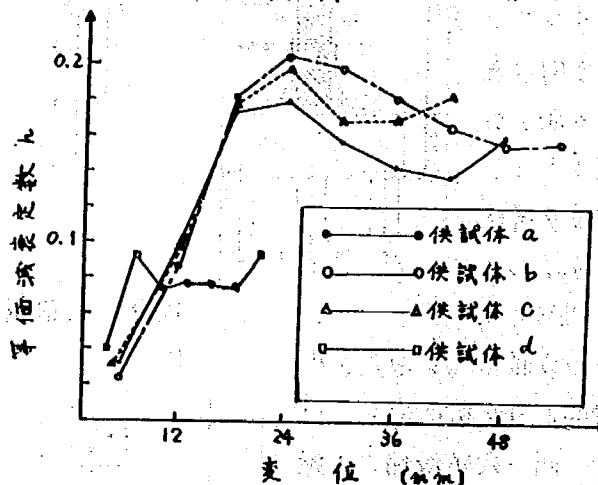


図5 鉄筋コンクリート橋脚の等価減衰定数の比較

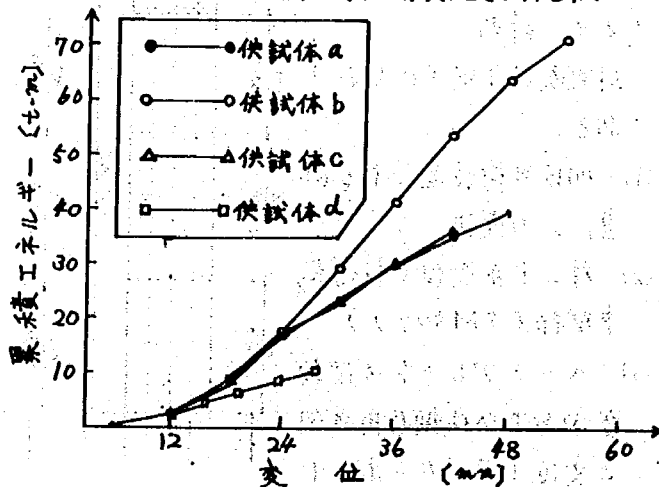


図6 鉄筋コンクリート橋脚の累積エネルギーの比較

するまではほとんど差が見られないが、かぶりコンクリートはく離後は、必ずしも明確ではないが、b, c, aの順に等価減衰定数が小さくなる傾向を示している。供試体dでは、各載荷段階とも供試体a, b, cに比較して小さな等価減衰定数となっている。

4.1.4 累積エネルギー

累積エネルギーは、供試体bが最も大きく、供試体a, cは、ほぼ同程度の値となっている。供試体dは、供試体a, b, cに比較して、全体的に値が小さくなっている。

4.2 鋼製橋脚の動的耐力に関する研究結果

4.2.1 損傷モード

各載荷段階ごとの供試体の変状を表2に示す。柱中間部(SM50Y)において、フランジの降伏、局部座屈、隅角部のクラック発生および進展へと損傷が進行して終局に至った。

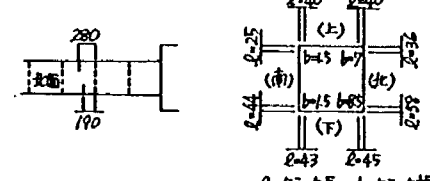
4.2.2 耐力と変形性能

荷重—変位履歴曲線を図7に示す。ここで変位はベースプレートの回転による変位を差引いた柱の変形だけによる変位としている。履歴曲線の形状は変位の大きさによらず常に紡錘形になっている。荷重は変位が50mmのときに最大値60t(正負平均)を示している。荷重が最大値に達する前は、同一変位振幅で載荷を10回繰り返しても、耐力はほとんど低下しないが、荷重が最大値に達した後は、載荷の繰り返により耐力が急激に低下している。柱の変状と荷重—変位履歴曲線を比べると、局部座屈による残留変形が生じるまでは柱は終局耐力(最大耐力)程度の耐力を保有しているが、残留変形を生じた後は、急激に耐力が低下することがわかる。本実験により得られた鋼製橋脚模型の耐力、変形性能を表3に示す。

表1 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能一覧表

供試体	a	b	c	d
降伏荷重 P_y (ton)	28.8	30.7	32.0	37.8
終局荷重 P_u (ton)	37.5	38.6	42.8	41.1
P_u/P_y	1.3	1.26	1.34	1.09
降伏変位 δ_y (mm)	6.2	7.4	6.0	6.0
終局変位 δ_u (mm)	36.0	46.1	27.9	11.2
びん性率 δ_u/δ_y	3.81	6.23	4.65	1.87

表2 鋼製橋脚模型の変状

載荷段階	CYCLE	変 状
1 (1.0 δ_y)		・特に変化なし
2 (1.4 δ_y)	10	・北面、南面Flg, 下面Web下から3パネル目の残留変形(パネル全体の凹変形)を目視で確認する。
3 (1.6 δ_y)	1	・北面、南面Flg, 下面Webが黒みを帯びる。 ・下面Webのダイヤフラムとの溶接ビードは赤みを帯びる。
	10	・北面、南面Flg, 下面Webのパネル全体の凹変形の中に局部的な変形を生じる。 (FlgとWebとのコーナ付近に凸変形を生じ、下面Webの凹凸にFlgの凸凹が対応する。) ・北面Flg, 下面Webのコーナ付近の黒度が剥離する。 ・下面Webのコーナ付近が鉛色に変色する。 ・上面Webの南面Flg, 側コーナ付近に局部的な凸変形を生じる。
4 (1.8 δ_y)	1	・北面、南面Flgと下面Webとのコーナが大きく液うち黒色に変色、黒皮剥離が極めて顕著になる。 ・上面WebのFlgとの溶接部が黒色に変色し、黒皮が剥離する。
	2	・下面Webのダイヤフラムとの溶接部が赤色に変色する。 ・上面Webの北面Flg側コーナ付近に局部的な凸変形を生じる。
	10	・北面Flgが鉛色に変色する。 ・北面、南面Flgと下面Webとのコーナに柱軸直角方向のクラックを生じる。 (溶接ビード、フランジ母材とそれぞれ別々にクラックを生じ、それらが進行して一連のクラックとなる。)
5 (2.0 δ_y)	5	・北面、南面Flgと上Webとのコーナに柱軸直角方向のクラックを生じる。
	10	・コーナのクラックが進行する。
6 (2.2 δ_y)	10	・載荷終了時のクラックの状態は下図のとおり。 

4.2.3 履歴減衰

図8は各載荷段階の10回めの履歴曲線から求めた等価減衰定数を示したものである。変位振幅が30mmから55mmまでの範囲では、変位が大きくなるほど等価減衰定数は大きくなっている。変位振幅が55mmを越えると、等価減衰定数はほぼ一定となる。等価減衰定数の値は、降伏変位時で0.02、終局変位時で0.2となっている。

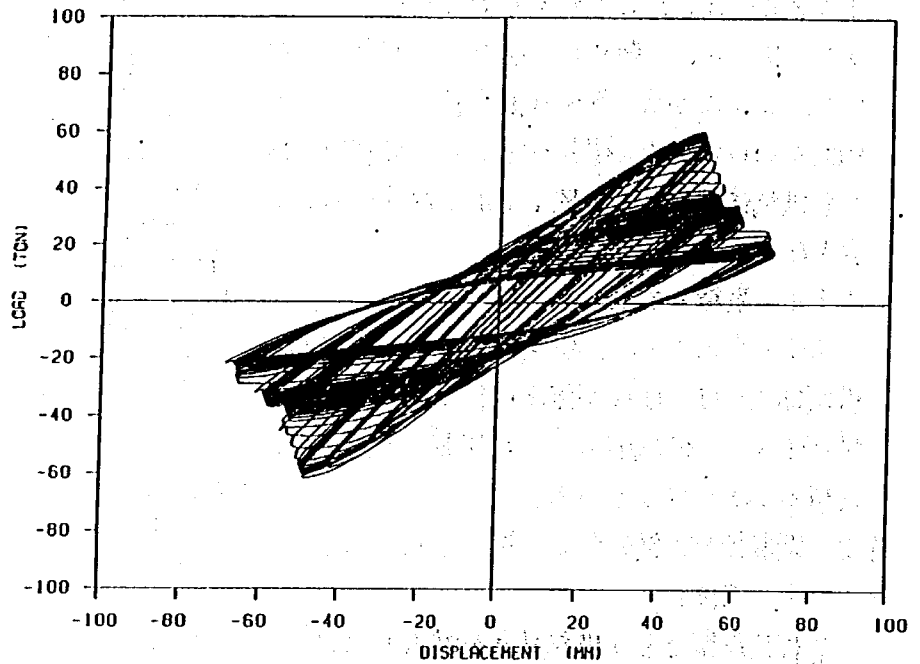


図7 鋼製橋脚の荷重—変位履歴曲線

表3 鋼製橋脚の耐震性能一覧表

降伏荷重 P_y [ton]	終局荷重 P_u [ton]	P_u/P_y	降伏変位 S_y [mm]	終局変位 S_u [mm]	じん性率 S_u/S_y
34	60	1.8	26	50	2.3

5. 今後の課題

鋼製橋脚には溶接による残留応力が存在しているため、降伏の定義が必ずしも明確ではなく、鉄筋コンクリート橋脚に対して一般的に使われているじん性率（終局変位と降伏変位の比）を用いて鋼製橋脚の変形性能を表現するには、さらに検討が必要である。また、鋼製橋脚は薄肉鋼板を溶接により合成した構造であり、補剛材の寸法、間隔および配置等の構造特性により変形性能は変化すると思われるので、変形性能による個々の構造特性の影響を明らかにしていく必要がある。

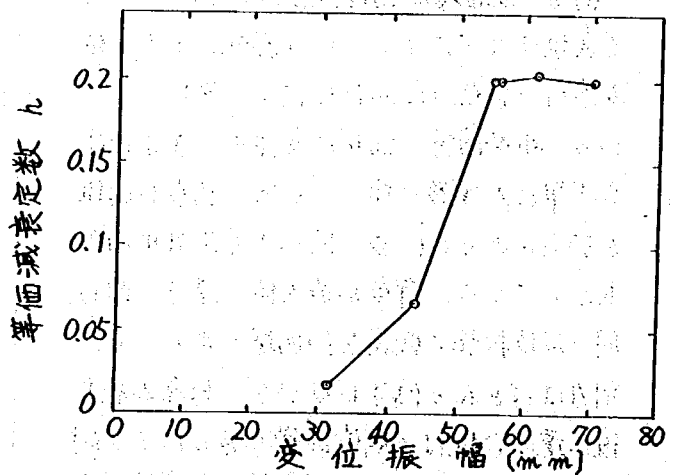


図8 鋼製橋脚の履歴曲線から求めた等価減衰定数

昭和59年度耐震研究室調査試験
研究成果概要報告書

土研資料第2234号
昭和60年3月(1985)

耐震研究室 川島一彦

要 旨

昭和59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、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、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：地震被害、ライフライン施設、耐震性、被災判定手法、脚付きケーソン、動的解析、道路トンネル、下水道管路施設、交通機能、連続桁橋、RC橋脚

郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所
耐震研究室 行

No. 15

No. 15

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第2234号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

