

土 木 研 究 所 資 料

昭和62年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

昭和63年 6 月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright ©(1988)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62年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

耐震研究室	室 長	川 島 一 彦
	研究員	長谷川 金 二
	〃	運 上 茂 樹
	〃	杉 田 秀 樹
	技 官	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62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，シールドトンネル，斜張橋，都市トンネル，耐震補強，剛体基礎，耐震設計，免震構造，制震構造，震災復旧

ま え が き

本資料は昭和62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62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	1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
科学技術振興調整費によるもの	1課題
共同研究（首都高速道路公団）によるもの	2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16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 （土木研究所試験研究費）	1
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）	7
3. 震災復旧計画作成支援システムの開発 （建設技術研究開発費（総プロ））	21
4. 下水道施設の耐震性に関する調査 （下水道事業調査費）	27
5. 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）	33
6. 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）	35
7. 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）	37
8. 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）	39
9. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査 （道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	41
10. 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）	43
11. 制震構造の地震応答特性に関する研究 （科学技術振興調整費）	45
12. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究 （阪神高速道路公団受託）	53
13. 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験 （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）	59
14. 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）	65
15. 道路橋橋脚の動的耐震設計に関する共同研究 （首都高速道路公団）	71
16. 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法及び補強法の共同研究 （首都高速道路公団及び阪神高速道路公団）	83

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

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 杉田 秀樹

加納 尚史

1. まえがき

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

本課題は、以上の観点に基づき、昭和61年度からスタートしたものである。昨年度は、間接的に地震被害が地域経済に与える影響を産業連関分析により評価する手法に基づき、電算プログラム“LOSS”を開発した。本年度は、このプログラムを用い、公共土木施設のうち、道路施設及びライフライン施設の被災が県内の経済活動に及ぼす影響を、昭和53年宮城県沖地震及び昭和58年日本海中部地震についてそれぞれ検討した。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

道路施設及びライフライン施設の被災が震後の地域経済に及ぼす影響の波及を、表-1に示すような産業関連表を用いて施設被害が県内の生産性の低下に与える影響として評価する。全産業部門中で、道路施設の被害は運輸・通信業の道路部門の生産性低下に、また、ライフライン施設の被害は電気・ガス・水道業部門の生産性低下に、それぞれつなげるものとする。すなわち、解析対象としているN個の産業の内、運輸・通信業の道路部門の生産 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、産業関連表のi行の各要素の値は $(1-\alpha_i)X_{ij}$ 、 $(1-\alpha_i)F_i$ となる。この場合任意の産業jの生

産は、 X_{ij} が $(1 - \alpha_i) X_{ij}$ に減少したことにより、 $(1 - \alpha_i) X_j$ となる。また、今、 k 産業の製品のうち $\alpha_k\%$ が使用不可能となった場合の j 産業の生産は、 $(1 - \alpha_k) X_j$ となる。したがって、上記2事象が同時に生じた場合の j 産業の生産低下額は、 $X_j \times \max(\alpha_i, \alpha_k)$ となる。このようにして生産性低下額を全産業に対して求め、総生産低下額を求める。

生産性低下率 α は、産業連関分析の中では、一年間を通算した値としてしか与えられない。一方、地震被害を受けるとある期間内は、施設機能が失われるが、復旧後は、機能は回復する。このような点を解析に取り入れるため、ここでは道路施設及びライフライン施設の生産性低下率 α を、次式により与えた。

$$\alpha = \beta \times \frac{D}{365} \quad (1)$$

ここで、

β : 1日当りの機能の低下率[%]

D : 施設機能が回復するまでの日数[日]

β は道路施設に対しては、1日当りの交通量の低下率（県内の減少交通量／県内平常時交通量）と考え、また、ライフライン施設に対しては、1日当りの供給量の低下率（県内の減少供給量／県内平常時供給量）と考えた。生産性低下率 α としては、0.5%、1%、2%、5%とした。つまり、 β 及び D の設定は以下の通りである。

$$\alpha = \begin{cases} 10 \times 15 / 365 = 0.41\% = 0.5\% \\ 10 \times 30 / 365 = 0.82\% = 1\% \\ 20 \times 40 / 365 = 2.19\% = 2\% \\ 30 \times 60 / 365 = 4.93\% = 5\% \end{cases} \quad (2)$$

4. 研究成果

4.1 道路施設の被害が経済活動に与える影響

表-2に、道路施設の生産性低下率を変化させた場合の他の産業の生産性低下率の変化を示す。表中には、基本ケースとして、実際に両地震時において求められた各産業の生産性低下率も示している。ここで、宮城県沖地震の際の各産業別生産性低下率の変化を見ると、道路施設の生産性低下率を0.5%、1%、2%とした場合には、各産業の生産性低下率は変化していない。これと同様の事が、日本海中部地震の際の道路施設の生産性低下率を0.5%とした場合についても言える。これは、本手法における直接生産性低下率（最もクリティカルな生産性低下率）の求め方に起因する。すなわち、本手法では、産業に生産性の低下をもたらす要因 δ として、

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

の3種類を考えている。各要因による*i*産業の生産性低下率を α_i とすると、*i*産業のクリティカルな生産性低下率 α_i は、次式で求められる。

$$\alpha_i = \max_{\delta} \{ \alpha_i^{\delta} \} \quad (4)$$

つまり、道路施設の生産性低下は要因の2に当り、宮城県沖地震において、全ての産業に対する運輸基盤破損による生産性低下率 α^2 が0.5%、1%、2%となっても、 $\alpha^2 < \alpha^{\delta}$ ($\delta = 1$ or 3)となる要因が存在する（宮城県沖地震では、製造業の3.87%、及び、水産業の4.07%が該当する）限りは、道路被害の影響が表れないためである。しかし、道路施設の生産性低下率が5%になると、表一2に示す通り、電気・ガス・水道業を除いた全産業において生産性低下率が変化し、この場合には道路施設被害が経済活動に与える影響範囲が広いことを示している。日本海中部地震の場合においても、道路施設の生産性低下率が0.5%の場合には各産業には影響を与えないが、1%以上になると、各産業の生産性低下率が変化している。日本海中部地震の方が、式(3)の1及び3による生産性低下率が宮城県沖地震よりも小さかった結果、道路施設被害がより小さい段階から経済活動に影響を与え出すことを意味している。

表一3に道路施設被害が県内総生産に与える影響を付加価値ベースで示す。宮城県沖地震では、道路施設の生産性低下率を5%とした場合の県内総生産額は、仮に宮城県沖地震が生じなかったとした場合の推定県内総生産額の3兆5289億円に対して2363億円減少している。この減少額は、6.7%に相当する。また、基本ケースにより算定された県内総生産の減少額は1821億円であり、道路施設の生産性低下率を5%とした場合には、県内総生産の減少額は更に542億円増加していることがわかる。

日本海中部地震を対象とした計算では、道路施設の生産性低下率が0.5%の場合以外は、基本ケースよりも県内総生産額が減少している。ここで、道路施設の生産性低下率を5%とした場合の県内総生産額は、仮に日本海中部地震が生じなかったとした場合の推定県内総生産額2兆3480億円に対して1998億円減少しており、推定県内総生産額の8.5%に相当するものである。また、基本ケースにより算定された県内総生産の減少額は1167億円であり、これに対して、道路施設の生産性低下率を1%、2%、及び、5%とした場合に県内総生産の減少額は1175億円、1272億円、及び、1998億円となり、それぞれ、8億円、105億円、及び、831億円増加していることがわかる。

4. 2 ライフライン施設の被害が経済活動に与える影響

ライフライン施設の被害が県内総生産に与える影響を金額で示すと表-4のようになる。宮城県沖地震の場合を見ると、ライフライン施設の生産性低下率が0.5%、1%、2%のときには、県内総生産の減少額は基本ケースにおける県内総生産の減少額と全く同じであり、この理由は、道路施設の生産性低下率の影響と全く同じである。

県内総生産の減少額は、宮城県沖地震の場合、生産低下率が5%のときに2377億円、また、日本海中部地震の場合は、生産性低下率が1%、2%、及び、5%のときに、それぞれ、1175億円、1271億円、及び、1994億円、と算定された。これらの減少額は、4.2で示した道路施設被害による県内総生産の減少額と大差ない。このことから、ライフライン施設の被害は、道路施設の場合と同様に、各産業に対して広範囲に影響を及ぼすものであることがわかる。

5. 今後の問題点

今年度は、昨年度開発した間接損害の算定プログラム“LOSS”を用いて、宮城県沖地震及び日本海中部地震を対象として、道路施設及びライフライン施設の被害が経済活動に与える影響について算定し、両施設の重要度を検討した。次年度以降は、さらに試算の対象を広げ、地震が地域経済に及ぼす影響をより広い視野に立って検討して行く必要がある。

参考文献

- 1) 川島、大日方、加納：地震災害が社会経済に与える影響に関する研究——（その1）昭和58年日本海中部地震の場合——、土木研究所資料第2267号、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、UJNR、第19回合同部会、昭和62年5月

表-1 産業連関表の構造

買い手産業		中 間 需 要		最終需要	生産
売り手産業		$I_1 \ I_2 \cdots I_j \cdots I_j$			
投 入	I_1 I_2 $\vdots$ I_i $\vdots$ I_j $\vdots$	$\cdots X_{ii} \cdots X_{ij} \cdots$ $\cdots X_{ji} \cdots X_{jj} \cdots$		f_i f_j	X_i X_j
	付 加 価 値		$\cdots v_i \cdots v_j \cdots$		
生 産		$\cdots X_i \cdots X_j \cdots$			

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

表-2 道路施設の生産性低下が他産業に与える影響

(a) 宮城県

(b) 秋田県

産業部門別	ケース		道路施設の生産性低下率			
	基本ケース		0.5%	1%	2%	5%
1 新機農産	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
2 畜産サービス	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
3 林業	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
4 漁業	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
5 水産	4.07	4.07	4.07	4.07	4.07	5.00
6 食品	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86	5.00
7 乳・肉・卵・魚	4.07	4.07	4.07	4.07	4.07	5.00
8 酒類	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
9 その他の食品	4.07	4.07	4.07	4.07	4.07	5.00
10 繊維・皮革・ゴム	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
11 窯業・土石製品	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
12 化学・石油・石炭	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
13 金属・非金属	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
14 印刷・出版	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
15 電気・ガス・水道	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
16 建設	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
17 運輸・通信	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
18 娯楽・文化・スポーツ	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
19 教育・保健・福祉	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
20 公共サービス	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
21 家庭消費	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
22 政府消費	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
23 投資	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
24 貯蓄	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
25 海外輸出	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
26 海外輸入	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
27 海外貿易	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
28 海外観光	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
29 海外教育	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
30 海外医療	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
31 海外文化	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
32 海外スポーツ	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
33 海外教育	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
34 海外医療	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
35 海外文化	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
36 海外スポーツ	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
37 海外教育	3.87	3.87	3.87	3.87	3.87	5.00
38 合計	4.44	4.44	4.44	4.44	4.44	5.48

産業部門別	ケース		道路施設の生産性低下率			
	基本ケース		0.5%	1%	2%	5%
1 新機農産	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	6.00
2 畜産サービス	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	5.00
3 林業	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	5.00
4 漁業	26.27	26.27	26.27	26.27	26.27	26.27
5 水産	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	4.95
6 食品	10.21	10.21	10.21	10.21	10.21	12.23
7 乳・肉・卵・魚	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	5.00
8 酒類	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.00
9 その他の食品	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	5.00
10 繊維・皮革・ゴム	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
11 窯業・土石製品	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	4.61
12 化学・石油・石炭	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	5.00
13 金属・非金属	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	5.00
14 印刷・出版	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
15 電気・ガス・水道	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
16 建設	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
17 運輸・通信	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
18 娯楽・文化・スポーツ	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
19 教育・保健・福祉	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	5.00
20 公共サービス	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	5.00
21 家庭消費	26.27	26.27	26.27	26.27	26.27	26.27
22 政府消費	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	5.00
23 投資	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	5.00
24 貯蓄	37.83	37.83	37.83	37.83	37.83	38.50
25 海外輸出	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	5.00
26 海外輸入	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	5.00
27 海外貿易	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	5.00
28 海外観光	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	4.98
29 海外教育	14.88	14.88	14.88	14.88	14.88	16.40
30 海外医療	5.04	5.04	5.04	5.04	5.04	7.89
31 海外文化	1.93	1.93	1.93	1.93	1.93	5.00
32 海外スポーツ	5.62	5.62	5.62	5.62	5.62	8.63

表-3 道路施設被害が県内総生産に与える影響

(a) 宮城県

百万円(昭和53年度価格)

試算ケース		①地震被害による生産減少額	②公共復旧による効果	③住宅復旧による効果	④生産減少額=①-②-③	⑤昭和53年度県内総生産予測(被害無)	⑥=⑤-④昭和53年度県内総生産予測(被害有)	⑦=④/⑤生産額減少率
基本ケース		238,245	11,121	45,063	182,060	3,528,995	3,346,935	0.052
道路生産機能の低下率	0.5%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	1%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	2%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	5%	292,500	11,121	45,063	236,315	3,528,995	3,292,680	0.067

(b) 秋田県

百万円(昭和58年度価格)

試算ケース		①地震被害による生産減少額	②公共復旧による効果	③住宅復旧による効果	④生産減少額=①-②-③	⑤昭和58年度県内総生産予測(被害無)	⑥=⑤-④昭和58年度県内総生産予測(被害有)	⑦=④/⑤生産額減少率
基本ケース		166,622	40,893	9,037	116,692	2,348,013	2,231,321	0.050
道路生産機能の低下率	0.5%	166,623	40,893	9,037	116,692	2,348,013	2,231,321	0.050
	1%	167,453	40,893	9,037	117,522	2,348,013	2,230,491	0.050
	2%	177,081	40,893	9,037	127,151	2,348,013	2,220,862	0.054
	5%	249,689	40,893	9,037	199,758	2,348,013	2,148,254	0.085

表-4 ライフライン施設被害が県内総生産に与える影響

(a) 宮城県

百万円(昭和53年度)

試算ケース		①地震被害による生産減少額	②公共復旧による効果	③住宅復旧による効果	④生産減少額=①-②-③	⑤昭和53年度県内総生産予測(被害無)	⑥=⑤-④昭和53年度県内総生産予測(被害有)	⑦=④/⑤生産額減少率
基本ケース		238,245	11,121	45,063	182,060	3,528,995	3,346,935	0.052
ラ能率イのフ生ラ産イ性ン低下率	0.5%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	1%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	2%	238,245	11,121	45,063	182,061	3,528,995	3,346,934	0.052
	5%	293,908	11,121	45,063	237,723	3,528,995	3,291,272	0.067

(b) 秋田県

百万円(昭和58年度価格)

試算ケース		①地震被害による生産減少額	②公共復旧による効果	③住宅復旧による効果	④生産減少額=①-②-③	⑤昭和58年度県内総生産予測(被害無)	⑥=⑤-④昭和58年度県内総生産予測(被害有)	⑦=④/⑤生産額減少率
基本ケース		166,622	40,893	9,037	116,692	2,348,013	2,231,321	0.050
ラ能率イのフ生ラ産イ性ン低下率	0.5%	166,623	40,893	9,037	116,692	2,348,013	2,231,321	0.050
	1%	167,448	40,893	9,037	117,518	2,348,013	2,230,495	0.050
	2%	177,026	40,893	9,037	127,096	2,348,013	2,220,917	0.054
	5%	249,379	40,893	9,037	199,448	2,348,013	2,148,564	0.085

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年度より昭和61年度までの4か年間に、以下の項目について実験的検討を行ってきた。

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

本年度は、これまでに行われてきたRC柱の動的載荷実験結果をもとにRC柱の動的耐震設計法のとりまとめを行うとともに、ライフライン施設の主要な構造部材の一つとしてRC柱に引続き、鉄筋コンクリート地中管路をとりあげ、その動的載荷実験を行い、地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶばねに及ぼす相対変位振幅の影響について実験的検討を行った。

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. RC柱の動的耐震設計法のとりまとめ

3. 1 RC柱の動的耐力および変形性能のまとめ

耐震研究室では、昭和58年度より昭和61年度までに、計30体のRC柱模型の動的載荷実験を行ってきた

た。これらの供試体は、各種の影響を系統的に検討するため、着目パラメーターの上限と下限をおさえる形で設定されたものである。表-1は各供試体の断面寸法、かぶり厚さ、橋脚高さ、せん断支間比、主鉄筋および帯鉄筋の諸元、コンクリートの諸元、および載荷方法を示したものである。なお、本年度までの動的載荷実験結果の詳細については、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。

実験ではR C柱の降伏変位 δ_y を基準に、その整数倍の変位振幅で繰り返し載荷を行いながら、終局状態まで載荷を行っており、図1に示すような荷重～変位履歴曲線が得られる。ここでは、この履歴曲線を定量的に取り扱うために、各変位振幅における第1回目の履歴ループの最大変位点あるいは最小変位点を結んで得られる包絡線と、同一変位振幅における繰り返し載荷による等価剛性の変化に着目して実験結果をとりまとめている。従来のR C柱の耐震設計法では、主に包絡線だけを考慮していたが、ここでは、載荷繰り返し回数の影響も考慮することにより、繰り返し回数を考慮した包絡線をR C柱の動的耐震設計法に取り入れることができるようになった。

3. 2 R C柱の荷重～変位履歴曲線の包絡線

3. 2. 1 包絡線の計算方法

ここでは、まずR C柱の動的耐震設計法を考える上で基本となる荷重～変位履歴曲線の包絡線について、それを解析的に求める手法を検討した。R C柱の頭部に水平力を加えた場合に生じる変位 δ は、次式に示すように柱の曲げ変形による変位 δ_1 と、柱の基部において軸方向鉄筋がフーチングから抜け出すことにより生じる変位 δ_2 との和として求められる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

まず、曲げ変形による変位は以下に示す方法により求めることができる。

① R C柱を高さ方向にm分割する。

② m分割された断面をさらに載荷方向にn分割する。

③ n分割された要素内においてひずみは一定であるとし、図2に示すようにコンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ曲線を仮定し、断面の平面保持の仮定のもとで次式を満足するように断面の中立軸を求める。ここで、降伏曲率および降伏曲げモーメントを求める際には、引張側最外縁の鉄筋のひずみを降伏ひずみとし、また、終局曲率および終局曲げモーメントを求める際には、コンクリートの最大ひずみを終局ひずみとして求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si}$$

ここに、Nは各断面に作用する軸力であり、 σ_{ci} 、 σ_{si} は、各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度、 ΔA_{ci} 、 ΔA_{si} は、同じく各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積である。

④降伏時および終局時の中立軸が求めれば、それぞれの曲げモーメントMおよび曲率 ϕ は、次式により求められる。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot \Delta A_{si}$$

$$\phi = \varepsilon_{c0} / x_0$$

ここで、 x_i は各要素から中立軸までの距離、 ε_{c0} はコンクリートの縁ひずみ、 x_0 はコンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離である。

⑤各断面の降伏曲率および降伏曲げモーメント、終局曲率および終局曲げモーメントが求まれば、これを直線で結んで、図3に示すような各断面の曲げモーメント～曲率関係が得られる。これをもとに、ある断面で鉄筋がはじめて降伏するときの降伏荷重 P_y 、はじめてコンクリートが終局状態に達するときの終局荷重 P_u を求め、それぞれの荷重に対する曲げ変形による降伏変位 δ_y および終局変位 δ_u が、曲率を高さ方向に積分することにより求められる。

次に、軸方向鉄筋の抜け出しによる変位は次のように求められる。

①柱基部の軸方向鉄筋に作用する力とコンクリートの付着応力度との釣合から次式により、降伏時および終局時の柱基部における抜け出しによる回転角 θ を求める。

$$\theta = \frac{A_s}{U} \cdot \frac{\varepsilon_s \cdot \sigma_s}{\tau_{bs} \cdot x}$$

ここで、 A_s は軸方向鉄筋の断面積、 U は軸方向鉄筋の周長、 ε_s 、 σ_s はそれぞれ柱底面位置における軸方向鉄筋のひずみおよび応力度、 τ_{bs} は平均付着応力度（図4参照）、 x は中立軸から軸方向鉄筋までの距離である。

②柱の回転角が求まれば、次式により柱の基部において軸方向鉄筋がフーチングから抜け出すことにより生じる変位 δ_2 が求められる。

$$\delta_2 = \theta \cdot H$$

ここで、 H は柱高さである。

3. 2. 2 荷重～変位包絡線の検討

図5は、前章に示した計算方法により求めた代表的な供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線を示したものである。これらの図には実験から求められた包絡線も同時に示している。これによれば、曲げ破壊する供試体で軸方向鉄筋の配置が梁状（側方鉄筋無し）の供試体P-4の実験結果では、降伏以後、耐力は大きく上昇しないが、軸方向鉄筋の配置が柱状（側方鉄筋あり）の供試体P-10では、降伏以後、耐力は一度大きくなり、最大耐力に達した後、徐々に減少して終局状態に達していく。これに対して、計算値の方は、降伏以後、終局耐力に向かって耐力が漸増しており、柱状供試体の実験結果に見られるような降伏以後の大幅な耐力の上昇と最大耐力以後の耐力減少は生じない。

曲げ破壊する供試体では、一般に最終的に軸方向鉄筋の破断により荷重の低下が生じているが、軸方向鉄筋が破断し始める変位と計算上の終局変位とを比較した結果が図6である。これによれば、両者は

比較的よく一致しており、計算上の終局変位に達するという事は、おおむね、軸方向鉄筋の破断が生じ始めるような段階と見る事ができる。

これに対して、図5(c)に示したせん断破壊した供試体P-18の荷重～変位関係は、実際の破壊機構がせん断型であるのに、計算では、曲げ変形を仮定して求めているため、当然、違いが見られる。ただし、両者はまったく違うという訳ではなく、計算値は、ある程度、実験上の荷重～変位関係を近似している点が注目される。

3. 2. 3 最大耐力の検討

図7は、実験上の最大耐力 P_H と計算上の曲げ耐力 P_B の関係を示したものである。これによれば、曲げ破壊した供試体はもちろん、せん断破壊した3供試体P-18, 21, 30についても、 P_B は P_H と良く一致している。供試体P-18, 21, 30の帯鉄筋比は、0.1%であり、少なくとも、この程度の帯鉄筋が配置されていれば、せん断破壊した場合であっても、 P_B は P_H をよく表すことは興味深い。

3. 2. 4 変形性能の検討

次に、降伏および終局時の変形性能を比較するため、実験における供試体の降伏および終局を次のように定義した。図1に示したような包絡線において引っ張り側の軸方向鉄筋のひずみが、 $1,800\mu$ に達したときを降伏と定義し、荷重が最大値をとった後に再び降伏荷重まで低下した時を終局と定義した。ここで、終局の定義に関しては実験と計算が必ずしも整合していないことに注意しなければならない。

降伏変位 δ_y について、実験値と計算値を比較した結果が図8である。これによれば、せん断破壊した供試体を含めて、計算値は実験値をよく表しているという事ができる。ここで、せん断破壊した供試体についても、両者の一致度が良いのは、いずれの供試体についても、軸方向鉄筋の降伏は実際に起こっており、この状態での変位を求める際の計算上の仮定には、特に問題がないためと考えられる。

次に、終局変位 δ_u について、実験値と計算値の比較を示した結果が図9である。この場合にも、計算上の終局変位は、実験上の終局変位と全体としてよく対応しているという事ができるが、降伏変位の場合よりもばらつきは大きく、実験上の終局変位の1/2～2倍の範囲で変化している。

3. 3 R C 柱の同一変位振幅における繰返し载荷による等価剛性の変化

3. 3. 1 剛性低下率Rの定義

R C 柱の動的载荷実験において同一変位振幅である回数繰返した場合、等価剛性が徐々に低下して行く。そこで、ここでは繰返し载荷による剛性の低下を評価するため、各载荷による履歴ループの割線剛性 K_i をもとに、剛性低下率 R_i を以下のように定義する。

$$R_i = K_i / K_1 \quad (1)$$

ここで、 K_1 は、第1回目の载荷($i=1$)時の割線剛性である。また、ここで言う割線剛性とは、载荷ループの変位が最大となる点と最小となる点を結んだ線分の勾配と定義している。なお、いま、変位振幅は一定であるから、上述した载荷ループの変位が最大、最小となる時の水平力を耐力と考えれば、剛

性低下率 R_i は、繰返し載荷に伴う耐力の低下率も表すことになる。

4. 3. 2 剛性低下率の特性

図10は、供試体P-10に対して、式(1)の剛性低下率 R_i を求めたものである(図中には、後述する式(2)による R_i も示している)。これによれば、剛性低下率 R_i は載荷繰返し回数 N が増加するほど小さくなっていき、また、このような傾向は、載荷変位振幅が大きくなるほど著しいことがわかる。

繰返し回数 N による剛性低下率 R_i の低下の様子が、ほぼ双曲線となっていることから、いま、剛性低下率 R_i を次式で表すことにする。

$$R_i = \frac{1}{1 + a(i-1)} \quad (2)$$

ここで、係数 a は、繰返し載荷に伴う R_i の低下度合を表し、剛性低下係数(以下、簡単のため、係数 a と呼ぶ)と呼ぶこととする。供試体P-10の実験値を最小2乗近似して係数 a を定め、これによる式(2)の R_i を示したのが前出の図10の点線である。実験値には、多少凹凸があるが、全体としては、式(2)による R_i は実験値の全体的特徴をよく表していると考えてよいであろう。

図11は、係数 a による剛性低下率 R_i の低下度合を示したものである。これによれば、係数 a が0.03、0.05、0.1の場合には、10回の繰返しによる剛性低下率が、それぞれ、約0.8、0.7、0.5となる。

図12は、係数 a によって表した剛性低下率 R_i に及ぼすせん断支間比 h/d の影響を示したものである。ここで、供試体P-18およびP-30はせん断破壊を、また、残りの供試体は曲げ破壊をしたものである。図12によれば、係数 a による剛性低下率は、せん断支間比(破壊形態)によって、あまり変化しない。

図13(a)は、矩形断面供試体に対する軸方向鉄筋比 P_l ($P_l = 1.79\% \sim 0.48\%$) の影響(ただし、載荷速度0.25cm/secの場合)を示したものである。これによれば、軸方向鉄筋比は剛性低下率に非常に大きな影響があり、 P_l が大きいほど、小さな載荷変位振幅段階から係数 a の急増が見られる。

図13(b)は、図13(a)と同様の整理を載荷速度が25cm/secの場合について示したものである。この場合には、図13(a)と同様に、 P_l が大きいほど、小さな載荷変位振幅段階から係数 a の急増がみられるが、係数 a が急増する載荷変位振幅に着目すると、軸方向鉄筋比が1.79%及び0.87%の場合には、ともに、載荷速度が25cm/secの場合の方が載荷速度が0.25cm/secの場合よりも、ほぼ1 δ_y 相当分だけ遅くなっている。これは、載荷速度が25cm/secの場合の方が0.25cm/secの場合よりも、剛性低下が大きく生じ始める変位振幅が大きいことを意味している。ただし、軸方向鉄筋比が0.48%の場合には、これとは反対の傾向となっている。

図14は、曲げ破壊するせん断支間比 $h/d = 5.4$ の供試体に対する帯鉄筋比 P_w の影響 ($P_w = 0.1\% \sim 0.31\%$) を示したものである。これによれば、帯鉄筋比が多いほど、係数 a は小さい傾向にあるが、曲げ破壊する供試体に対する帯鉄筋の影響は、それほど顕著なものではない。ただし、係数 a が0.01から0.04程度の値に急増する変位振幅は、 $P_w = 0.1\%$ の場合には3 δ_y であるのに対して、 $P_w = 0.31\%$ の場合には4 δ_y と、1 δ_y 分だけ遅くなっている点は注目される。

図15は、せん断支間比 $h/d=2.5$ の供試体（正方形断面）に対するやや密な帯鉄筋（帯鉄筋比0.51%）、斜め鉄筋（引張鉄筋の約1/4、帯鉄筋比0.1%）、らせん鉄筋（らせん鉄筋比1.02%）の影響を検討したものである。なお、これら3種のせん断補強筋を用いた場合には、いずれも、せん断破壊特有の斜めクラックを伴う破壊は生じていない。図中には、比較のため、帯鉄筋比0.1%の結果も示している。ただし、これはせん断支間比 $h/d=2.2$ の供試体に対する結果であり、上述の2.5と一致していないが、図12に示したように、係数 a により表した剛性低下率に対するせん断支間比の影響が顕著でないことから、参考になり得ると考えられる。

帯鉄筋比0.1%の場合を基本にして、各種のせん断補強筋の影響を検討すると、以下ようになる。

1) 載荷変位振幅が $3\delta_y$ までは係数 a が小さいことから、斜め鉄筋は有効である。ただし、載荷変位振幅が $3\delta_y$ 以上となると、係数 a は0.01から0.07以上と急増する。

2) 帯鉄筋比を0.51%と密にすると、係数 a の急増を $4\delta_y$ 程度までおさえることができる。

3) らせん鉄筋を用いた場合には、載荷変位振幅 $5\delta_y$ 程度の範囲まで、係数 a を0.01程度までにおさえることができ、剛性低下を防止するためには、極めて有効である。

なお、図16は、円形断面に対するらせん鉄筋の効果を示したものである。

以上に示した全供試体に対して、係数 a の平均値およびこれに標準偏差の1倍を加減した結果を示すと図17のようになる。これによれば、係数 a はおおむね以下のような特徴を有している。

$$a \approx \begin{cases} 0.1 & \delta \leq 3\delta_y \\ 0.4 & 4\delta_y \leq \delta \leq 6\delta_y \\ 0.8 & \delta \geq 7\delta_y \end{cases} \quad (3)$$

なお、これは基本的には、一般に、 $4\delta_y$ 程度になるとかぶりコンクリートの剝離が、また、 $7\delta_y$ 程度になると軸方向鉄筋の破断が生じ始めることに関連している。

4. 地中管路の動的載荷実験

4. 1 実験方法

地中管路に対する地震時地盤反力に及ぼす相対変位振幅の影響を検討するため、土槽に作成した飽和地盤模型（幅2m、奥行き3m、深さ2m）に地中管路を埋設し、その端部に動的加振機を取り付け、管軸方向の動的載荷実験を行った。図18は、実験状況を示したものである。地中管路は、直径30cm、厚さ8mmの鋼管であり、管の外周にはモルタルを塗って、粗度を付けた。地盤模型の埋め戻し土は、浅間山砂（比重 $G_s=2.71$ 、最大間隙比 $e_{max}=1.03$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.37$ 、50%粒径 $D_{50}=0.26mm$ ）であり、別途、振動三軸圧縮試験を行い、その動的特性も把握しておいた。また、搬入した土の含水比および重量と地盤模型の体積の計測を行い、地盤模型の密度も測定した。地盤模型完成後には単管式ポータブルコーンペネトロメーターを用いた貫入試験を行い、貫入抵抗の深度分布も測定した。

載荷実験では、過剰間隙水圧を発生させた場合と発生させない場合の2つの条件下で行った。過剰間

隙水圧がない状態では、上載荷重の影響を、また、過剰間隙水圧がある状態では、（過剰間隙水圧／有効上載圧）の影響を調査した。表2は、実験条件を一覧表としてまとめたものである。載荷は、変位制御で繰り返し載荷を行い、同一変位振幅における載荷繰り返し回数は10回とし、変位振幅を表2に示したように、順次、増加させて行った。ここで、いずれの場合においても処女載荷状態が、最も基本的かつ重要であるため、地中管路と地盤との間に滑りが生じたと判断された場合には、土槽底面から水回しを行い、地盤を処女状態に戻した後、次の変位振幅での載荷を行った。

載荷実験中には、地中埋設管路と土槽との相対変位を測定するとともに、管路に作用する軸力を測定するため、管内部にひずみゲージを貼付し、ひずみから軸力を測定した。また、地盤に発生している過剰間隙水圧も測定した。図19は、管路のひずみおよび地盤の間隙水圧の測定位置を示したものである。

4. 2 実験結果

ある断面において地中管路に作用している軸力は、次式から求められる。

$$P = E A \varepsilon$$

ここで、 E は鋼材のヤング係数（ $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）、 A は鋼管の断面積、 ε は管路の軸ひずみである。

図20は、管軸に沿った軸力の分布の一例を示したものである。管路が土槽からの出ている所では、土槽内の土および水が漏れないようにゴムパッキンで締めているため、パッキンと管路の間には摩擦が生じる。したがって、図20に示したように管路が土槽の外に出るところでは、この摩擦力に相当するだけ、軸力の分布に不連続が生じる。しかし、土槽内では、ほぼ一定の割合で軸力が減少しており、土が管軸に沿って一様にせん断変形し、管路に一樣な地盤反力が作用していることが分かる。また、ある2断面の軸力の差をとれば、その2断面間で地盤から管路に作用している地盤反力が求められる。

まず、この地盤に対して共同溝設計指針（昭和61年3月、日本道路協会）により、過剰間隙水圧および上載荷重ともない場合で、管軸方向の単位長さ当りのばね係数 K を求めると、次のようになる。

$$\begin{aligned} K &= C_1 \cdot (\gamma_{\text{teq}} / g) \cdot V_{\text{Ds}}^2 \\ &= 1.0 \cdot (1.9 \times 10^{-3} / 980) \cdot 8500^2 \\ &= 140 \text{ kgf/cm}^2 \\ &= 1.4 \text{ tf/mm/m} \end{aligned}$$

ここで、 C_1 は地盤ばね係数 K に対する定数で、一般には1.0とし、 γ_{teq} は地盤の単位体積重量（ kgf/cm^3 ）、 g は重力加速度（ cm/sec^2 ）、 V_{Ds} は地盤のせん断弾性波速度（ cm/sec ）であり、簡易地震探査により求めた。

図21は、過剰間隙水圧および上載荷重とも無い場合で、変位振幅0.3mmで載荷したときの地盤から管路に作用する地盤反力と管路の相対変位との関係（以下、荷重～変位履歴曲線と呼ぶ）を示したものである。同一変位振幅での繰り返し回数は、前述したように10回であるが、図21では第1回目、第2回目および第10回目の載荷時の荷重～変位履歴曲線を示している。第2回目と第10回目の荷重～変位履歴曲線はほとんど同じであるが、これらに比べて第1回目の載荷は処女載荷であり、変位が約0.1mmまでは、

ある初期剛性をもって荷重が増加している。この初期剛性は2回目以降の載荷では見られなくなっている。

図22は、過剰間隙水圧および上載荷重とも無い場合で、繰り返し載荷により割線剛性がどのように変化していくかを、各変位振幅で比較したものである。ここで、(変位最大値, 荷重最大値)と(変位最小値, 荷重最小値)を結ぶ直線の傾きで割線剛性を定義している。変位振幅が0.01mm、0.03mmと小さい場合には、繰り返し載荷により多少、割線剛性が変化しているが、変位振幅が0.1mmより大きくなると、割線剛性は繰り返し載荷によりあまり変化しなくなる。また、変位振幅が大きくなると、割線剛性は小さくなる。共同溝設計指針により計算で求めたばね係数と比較すると、変位振幅1.0mmでのばね係数にはほぼ相当する。したがって、管路の相対変位が0.1mmより大きくなると地盤と管路とのすべり等が生じ、上記の計算値では地盤のばね定数を十分表現できなくなるので、ばね定数を変位振幅により低減する必要があると考えられる。

図23は、変位振幅が0.1mm、0.3mm、1.0mmおよび3.0mmの場合に、有効上載圧の変化により割線剛性がどのように変化するかを示したものである。過剰間隙水圧および上載荷重ともない場合には、有効上載圧は 0.103kgf/cm^2 であるから、有効上載圧がこれよりも小さいケースは、過剰間隙水圧を上げたケースであり、大きいケースは上載圧をかけたケースである。この図から上載荷重が大きくなれば、有効上載圧が大きくなり、割線剛性が大きくなっていることがわかる。また、過剰間隙水圧が大きくなると、有効上載圧が小さくなるため、割線剛性が小さくなっている。したがって、地震時に液状化する可能性がある地盤に地下埋設管路を設置する場合には、液状化の程度に応じて地盤のばね係数を低減する必要があると考えられる。

5. まとめ

本年度は、鉄筋コンクリート柱状構造物の動的耐震設計法をとりまとめるとともに、地中埋設管路の動的載荷実験を行った。今後は、地中管路の地震時挙動を明らかにするため、地中管路の地震時挙動観測を行う。

【参考文献】

川島他 「RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究」(その1) 土木研究所資料第2232号

川島他 「RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究」(その2) 土木研究所資料第2279号

川島他 「RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究」(その3) 土木研究所資料第2504号

川島他 「RC橋脚の動的耐力および変形性能に関する研究(その1) 土木研究所資料第2408号

表-1 実験に用いた供試体の諸元

供試体 番号	断面 寸法 Div (cm)	かぶり 深さ c (cm)	横断 高さ h (cm)	せん断 変形比 b/d	主 鉄 筋					寄 鉄 筋			コンクリート			鉄筋力		
					材質, 径 (mm)	断端し	側方筋	主鉄筋比 (%)	降伏点強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	材質, 径 (mm)	寄鉄筋比 (%)	降伏点強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	材 料	最大骨 材径 (mm)	一軸圧縮 強度 (kgf/cm ²)	載 荷 方 向	鉄筋速度 (cm/sec)	くり返し 回数 (回)
1	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	1' #137 1' #171	10	327	一方向	25	10
2	50×50	3.5	175	3.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	338	~	25	10
3	50×50	3.5	100	2.2	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	334	~	25	10
4	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	340	~	25	3
5	50×50	3.5	175	3.8	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	324	~	25	3
6	50×50	3.5	100	2.2	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	321	~	25	3
7	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	320	~	25	5
8	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	338	2方向	25	10
9	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	2776	~	10	337	~	25	5
10	φ56.4	3.5	250	4.7	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	一方向	25	10
11	φ56.4	3.5	175	3.3	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~	25	10
12	φ56.4	3.5	100	1.9	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~	25	10
13	φ56.4	3.5	250	4.7	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~	25	10
14	φ56.4	3.5	175	3.3	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~	25	10
15	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~30°	25	10
16	50×50	3.5	250	5.4	SD30, 13	なし	あり	2.03	3144	SR24, 9	0.1	3494	~	10	406	~45°	25	10
17	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	335	~	10	10
18	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	311	~	100	10
19	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	385	~	100	10
20	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	368	~	0.24	1
21	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	409	~	0.24	1
22	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	442	~	0.24	1
23	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	448	~	0.24	1
24	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3489	SR24, 9	0.08	3270	~	25	432	~	0.24	1
25	φ80	5.0	247.5	3.3	SD30, 13	なし	なし	2.17	3840	SR24, 9	0.2	3760	~	25	349	~	25	10
26	φ80	5.0	247.5	3.3	SD30, 16	なし	なし	3.4	3800	SR24, 9	0.2	3760	~	25	352	~	25	10
27	φ80	5.0	247.5	3.3	SD30, 10	なし	なし	1.22	4020	SR24, 9	0.2	3760	~	25	354	~	25	10
28	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3650	SR24, 9	0.08	3620	~	25	415	2方向	10	10
29	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3650	SR24, 9	0.08	3620	~	25	399	~	10	10
30	40×80	5.0	240	6.9	SD30, 13	なし	なし	0.87	3650	SR24, 9	0.08	3620	~	25	420	~	10	10

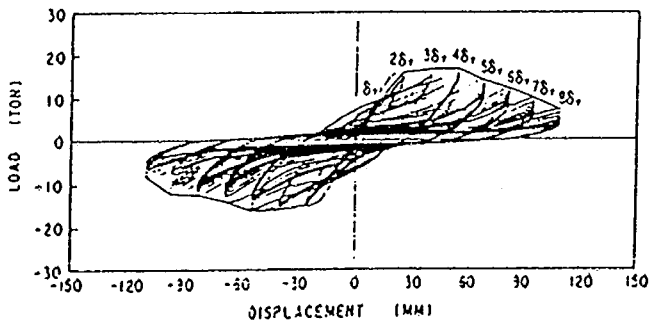
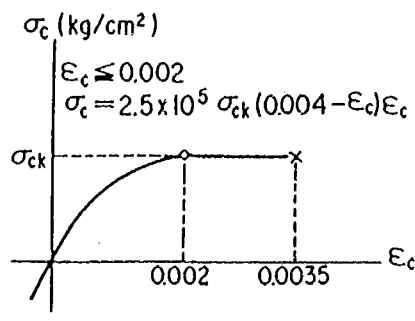
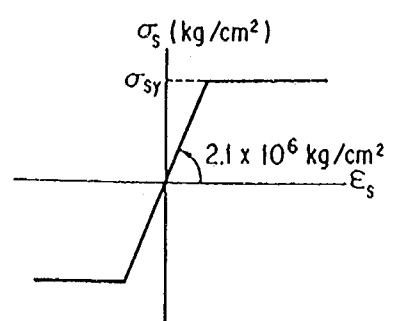


図1 荷重～変位履歴曲線の例



(コンクリート)



(鉄筋)

図2 コンクリート及び鉄筋の応力～ひずみ曲線

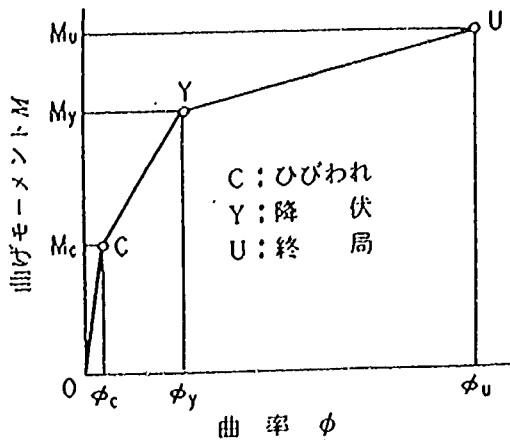


図3 曲げモーメント～曲率の関係

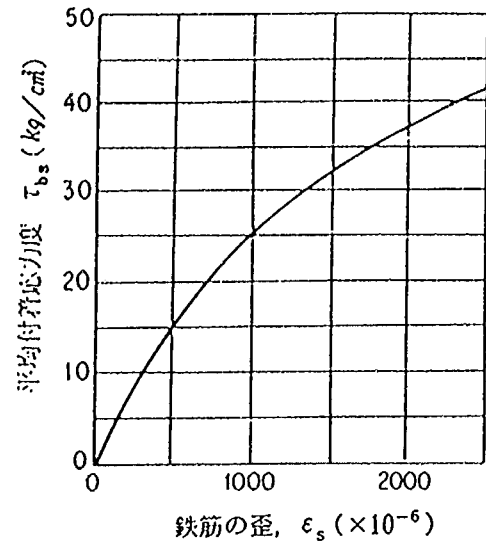
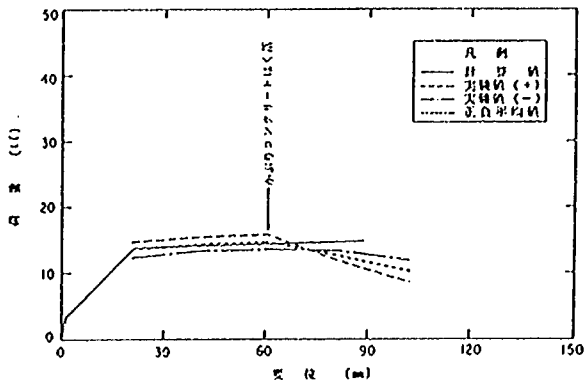
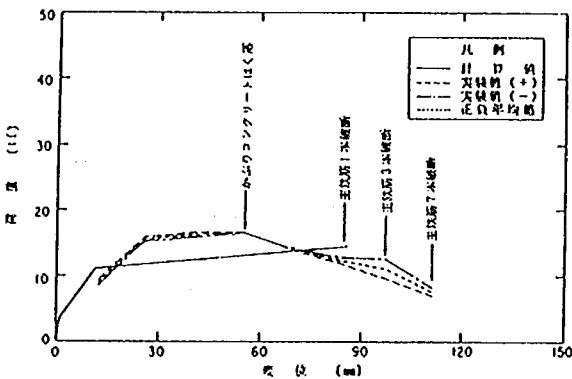


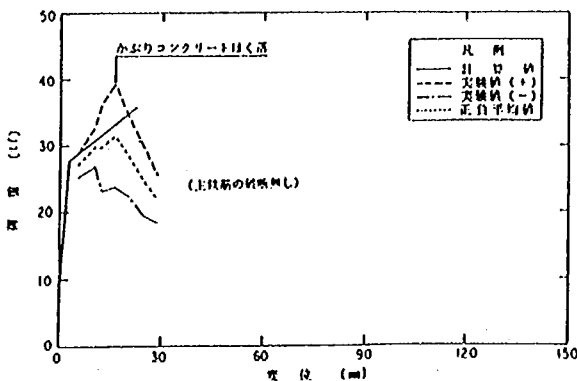
図4 平均付着応力度



(a)主鉄筋の配置が梁状の場合



(b)主鉄筋の配置が柱状の場合



(c)せん断破壊した場合

図5 荷重～変位履歴曲線の包絡線

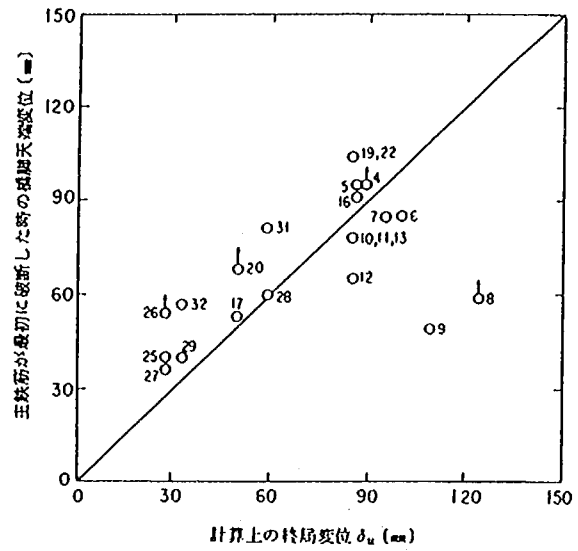


図6 主鉄筋の破断が生じ始める橋脚天端の変位と計算上の終局変位の関係

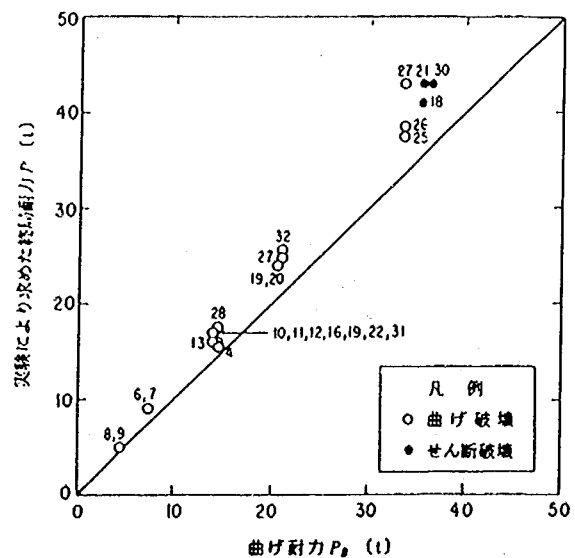


図7 曲げ耐力 P_B と実験による最大曲げ耐力 P_M の関係

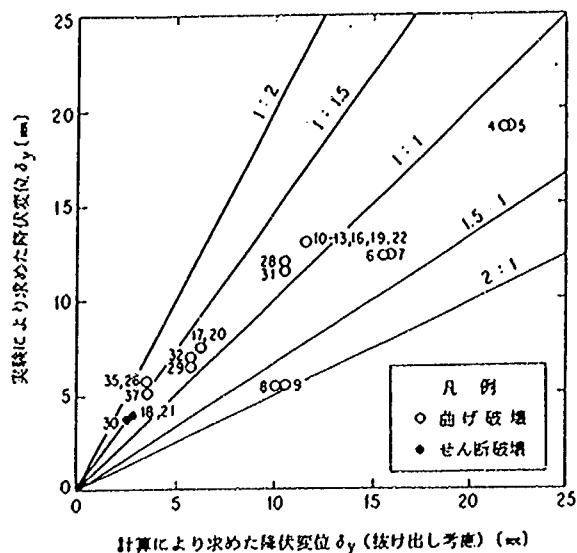


図 8 実験による降伏変位 δ_y と計算値の比較

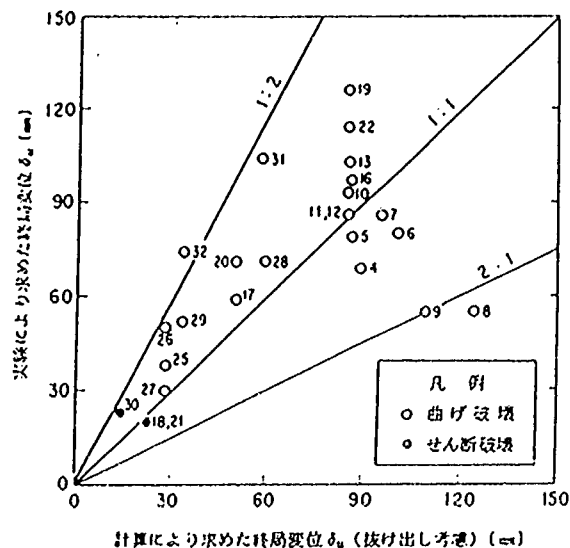


図 9 実験による終局変位 δ_u と計算値の比較

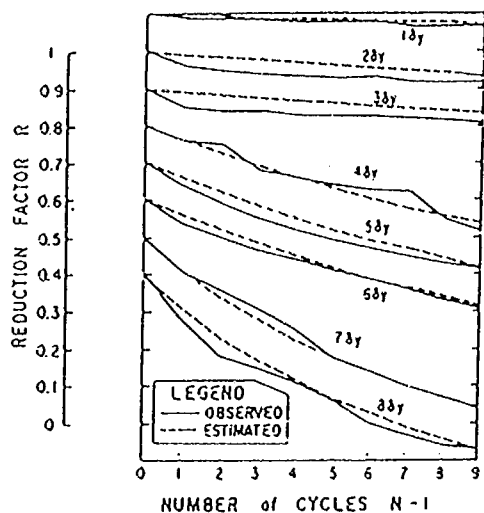


図 10 各載荷振幅に対する剛性低下率の計算例

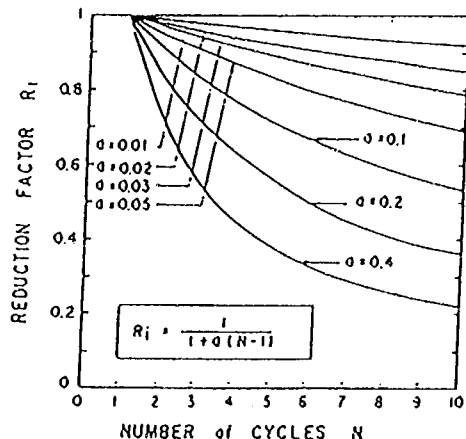
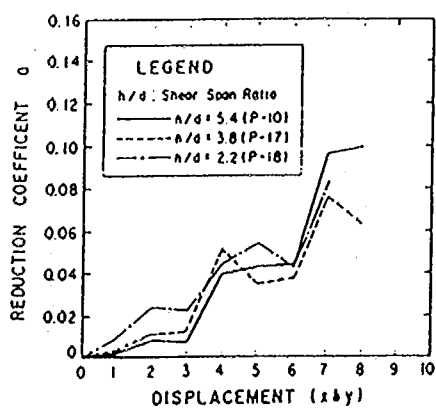
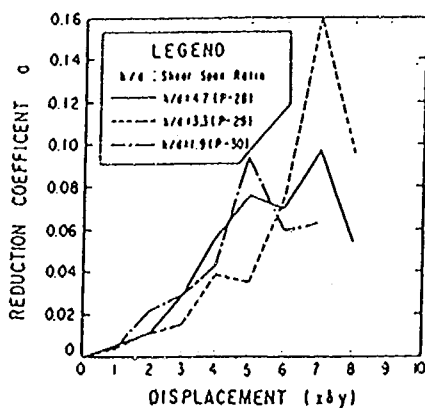


図 11 剛性低下率 R_i と剛性低下係数 a の関係



(a) 正方形断面の場合



(b) 円形断面の場合

図 12 せん断支間比 h/d の影響

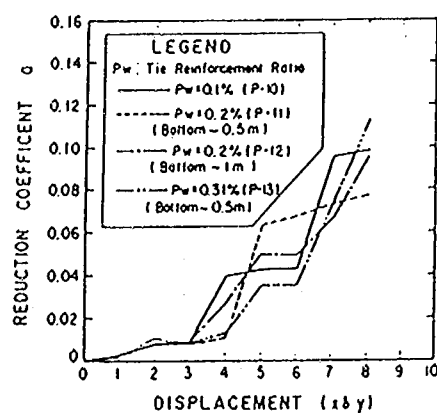
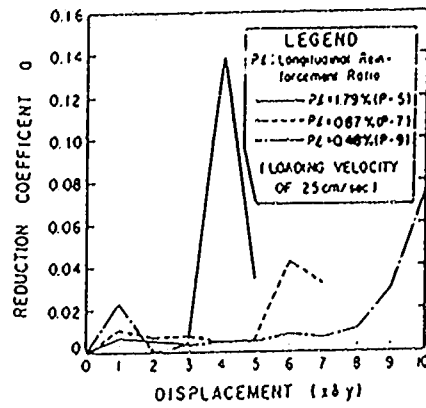
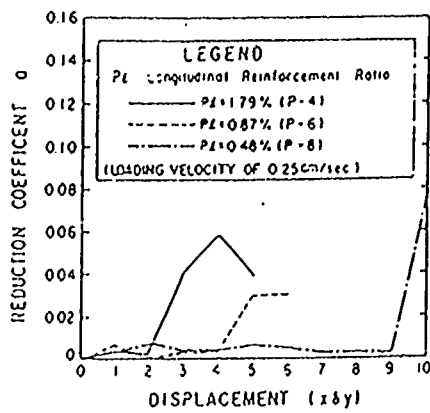


図 14 帯鉄筋比の影響



(a) 載荷速度0.25cm/secの場合 (b) 載荷速度25cm/secの場合

図 1.3 主鉄筋比および載荷速度の影響

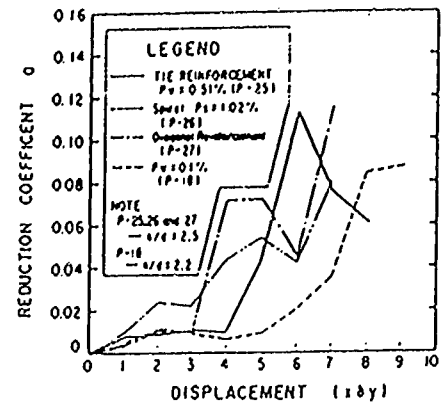


図 1.5 せん断補強筋の影響
(正方形断面)

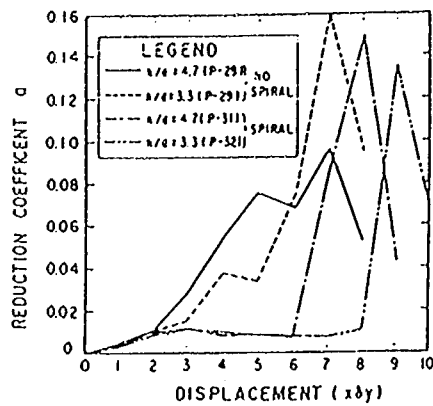


図 1.6 らせん鉄筋の影響
(円形断面)

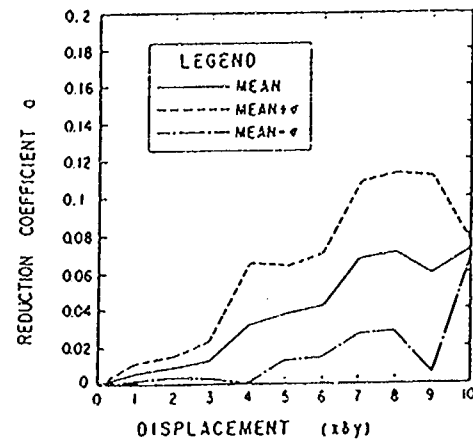


図 1.7 平均的な剛性低下率

表-2 実験ケース

ケース	過剰間隙水圧 $\Delta u / \sigma_v$	上載圧 (kg/cm^2)	変位振幅	振動数 (HZ)
1	0.1	0	1/10mmから1/10mmピッチで滑りが生じるまで	1
2	0.2	0	"	1
3	0.4	0	"	1
4	0.6	0	"	1
5	0.6	0	"	1
6	0.8	0	"	5
7	1.0	0	"	1
8	0.0	0	"	1
9	0.0	0.2	"	1
10	0.0	0.4	"	1
11	0.0	0.6	"	1
12	0.0	0.6	"	5
13	0.0	0.8	"	1
14	0.0	1.0	"	1

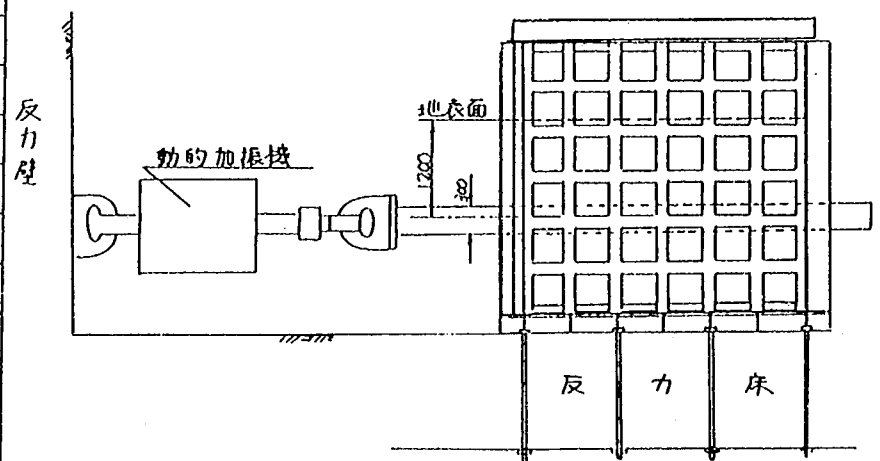


図 1.8 実験状況

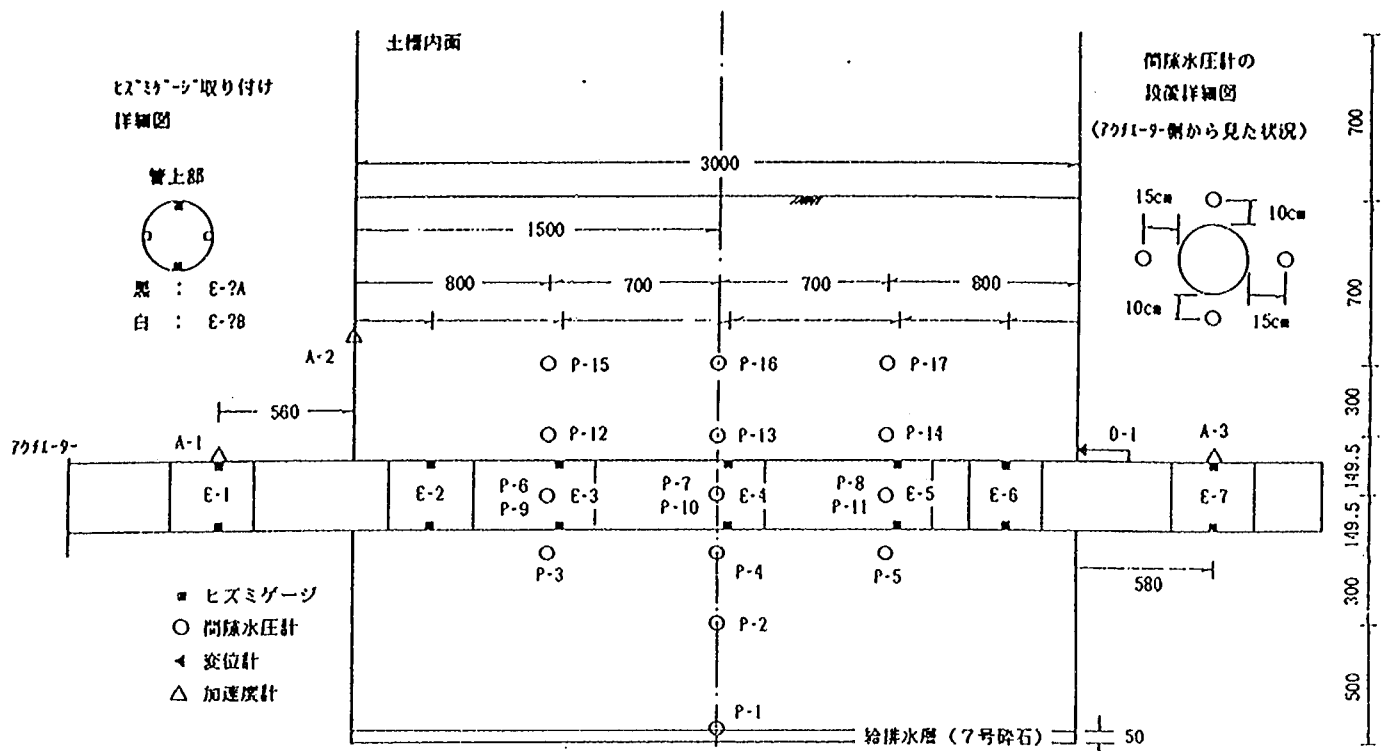


図 1 9 管路のひずみ及び地盤の間隙水圧の測定位置

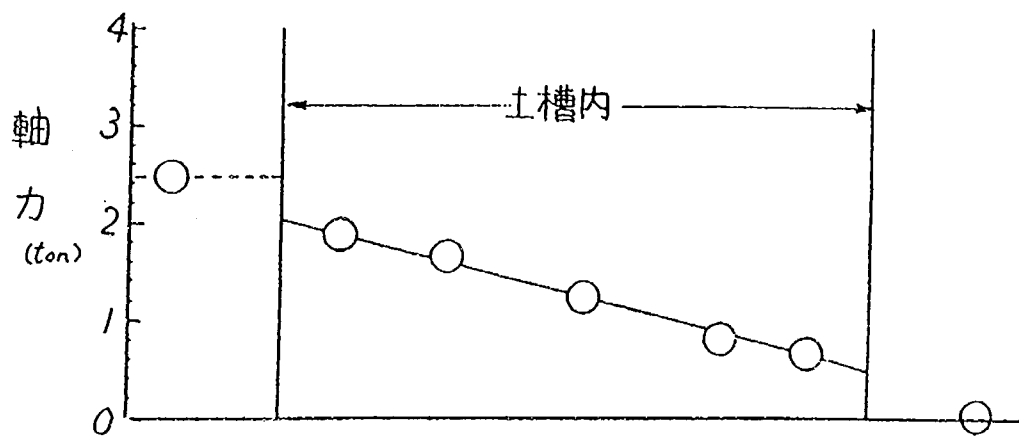


図 2 0 管軸にそった軸力分布

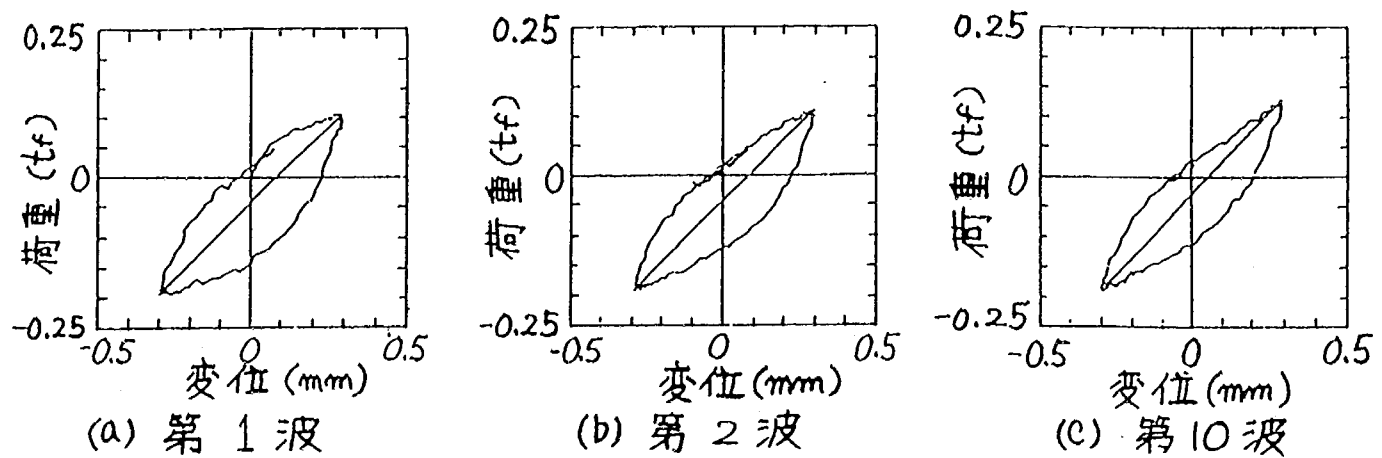


図 2 1 荷重～変位履歴曲線 ($\Delta \sigma V = 0.0$, $\Delta U / \sigma V = 0.0$, $\delta = 0.03 \text{ mm}$)

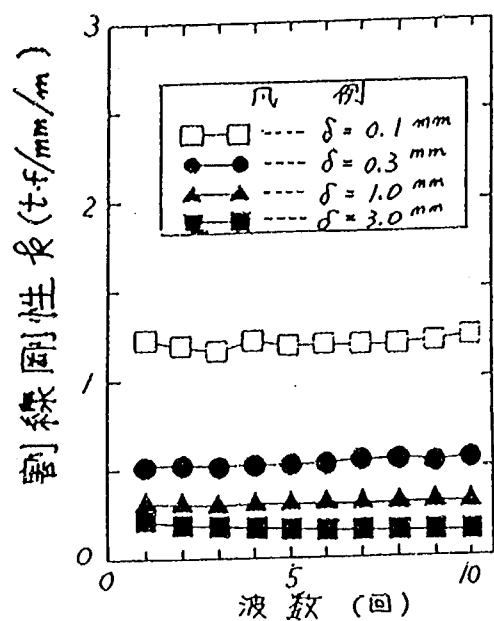


図 2 2 割線剛性とくり返し回数の関係

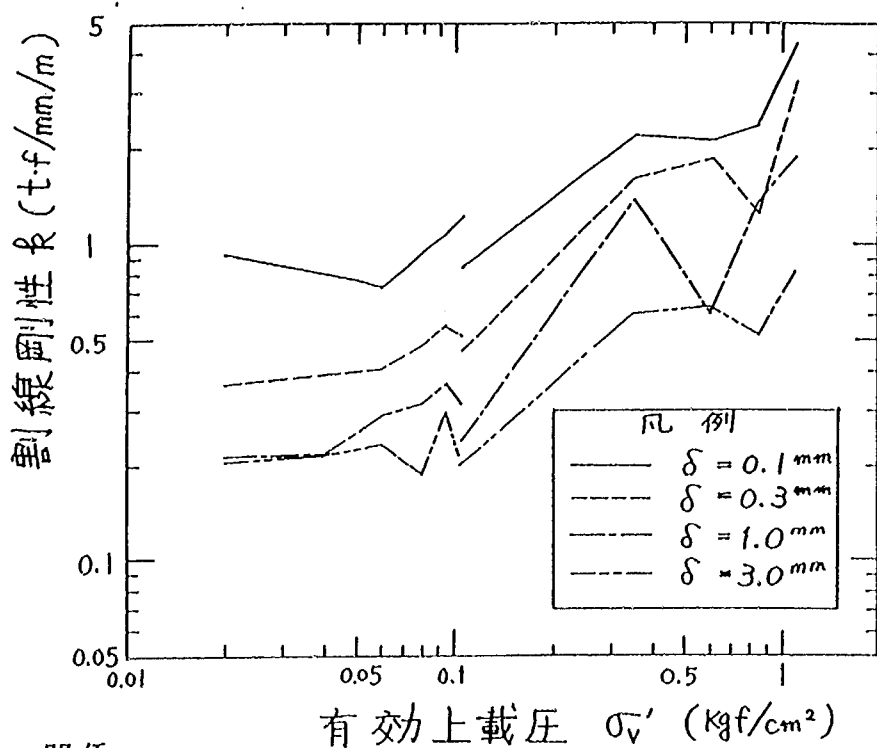


図 2 3 割線剛性と有効上載圧の関係

3. 震災復旧計画作成支援システムの開発 (建設技術研究開発費(総プロ))

地震防災部 部長 上田 治
耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

大規模な地震が発生した場合には、被害の拡大防止、二次災害の防止、あるいは被災した施設の復旧対策等を適切に実施することが、被害の拡大や社会不安の増大を防ぐ上で極めて重要である。このためには、震災発生後において震災及び措置復旧情報を的確かつ迅速に収集し、処理伝達することにより、円滑な復旧に役立たせることが必要とされる。

2. 研究目的

本研究においては、被災情報を速やかに収集し、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が災害対策を実施する際の基本情報を提供することが可能な支援システムの開発を目的とする。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「災害情報システム開発委員会」(梅村勉委員長)及びこの委員会のもとに設置された「震災復旧計画作成支援システム開発ワーキンググループ」(栗林栄一委員長)で研究計画、研究成果の検討を行いつつ、以下の項目について検討した。

3. 1 既存の災害情報システムの現状調査

災害情報システムとして、既に構築、運用されているシステムを調査し、その特徴を整理するとともに、本研究で参考とすべき事項に関する取りまとめを行った。

3. 2 昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震における情報伝達

昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震における直轄管理区間でのパトロール状況の調査を行った。これは、パトロールに要した時間、連絡状況、パトロール中に必要だった情報等に着目したアンケート調査に基づくもので、これらの結果を取りまとめるとともに、情報伝達に関する検討すべき項目を整理した。

3. 3 震災復旧に必要とされる情報

震災時に必要とされる情報を、震後の時期区分、道路・河川等の管理種別、対象部署別に整理した。

3. 4 震災復旧計画作成支援システムの研究開発計画

上記3. 1～3. 3の結果をもとに、震災復旧計画作成支援システムの基本フレームを作成し、今後の検討事項を整理した。

4. 研究結果

4. 1 既存の災害情報システムの現状調査

災害情報システムとして既に構築されているシステムの代表例としては、①板橋区防災情報システム、②尼崎市災害情報処理システム、③名古屋市総合防災情報システム、④東京都災害情報システム、⑤静岡県水防システム"サイボス"、⑥NHK災害緊急報道システム、⑦東京消防庁ヘリテレ伝送システム、⑧東京ガス"TGCS"の8システムを挙げることができる。これらの災害情報システムの特徴及び本研究課題における検討事項をまとめると以下ようになる。

1) 既存の災害情報システムが対象とするものは、大雨、洪水に関するものが多い。震災を対象としているものには、板橋区防災情報システム及び東京ガス"TGCS"がある。特に後者のものは、震災に的を絞ったサブシステムを有しており、将来計画ではあるが、復旧作業を最適化するシステムの開発等、今回の検討に近い内容を持っている。

2) 基本的には、被災情報を本部に集中するところまでのシステムであり、これを震災時に効率的に生かせるような解析処理を図っているシステムとして確立されていない。板橋区の防災情報システムは、浸水、延焼、避難のシミュレーションを行うことができるが、これは、防災訓練及び防災計画策定に活用することが主目的である。従って、現状では、大災害、特に大都市型の地震災害により、大量の情報が発生した場合の情報処理には検討の余地を残していると考えられる。

3) 大震災時の緊急措置及び応急復旧を迅速かつ適切に実施するため、収集された情報を本部、支部、現場等各担当者が均一な情報として共有することが重要であると考えられる。こうした観点からすると、情報の収集処理と同時に収集された情報を指示情報とともに現場へフィードバックするための方法が重要になる。こうした点については、尼崎市災害情報処理システム等の例が参考となろう。

4) 情報収集の収集の手段としてヘリテレシステムを取り入れているものには、NHK災害緊急報道システム及び東京消防庁ヘリテレ伝送システムがあり、迅速な情報収集手段の一つとして有効と考えられる。

4. 2 昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震における情報伝達

(1) 地震の概要

昭和62年12月17日に東経140°29'、北緯35°21'を震源とする深さ58kmでマグニチュード6.7の地震が発生した。各地の震度は、勝浦、千葉、銚子で震度V、館山、東京、横浜、水戸、網代、熊谷、河口湖で震度IV、大島、三島、宇都宮、秩父、新島、前橋、日光、甲府、小名浜、静岡、白河、軽井沢、飯田、八丈島で震度IIIであった。

(2) 被災調査体制

地震発生後に被害の発見、緊急措置を目的とした管理施設の緊急調査が実施された。ここでは、建設省関東地方建設局管内の各工事事務所及び出張所の調査担当者の協力のもとに、土木研究所で作成した調査表によりアンケート形式で調査した結果をとりまとめたものである。

調査項目は、地震後の管内パトロールに要した時間と通常のパトロールに要する時間との関係、事務所等への連絡状況、パトロール中に必要とした情報、携行することが有効だった機材等である。調査対象事務所は、河川系事務所12、道路系事務所7、混合系事務所2の計21事務所、111出張所である。なお、調査パーティ数は、河川系事務所126パーティ、道路系事務所61パーティ、混合系事務所34パーティの計221パーティである。調査結果をまとめると以下のようになる。

①パトロール中の連絡状況

図-1は、パトロール途中の連絡状況を連絡先とその手段について示したものである。今回の地震では、既往の規模の大きい地震の場合と異なり、パトロールの途中においても調査結果の中間的な連絡が可能であった場合が多く、連絡先としては出張所が最も多い。連絡手段としてはパトロールカーの無線が最も多く、次いで携帯無線、公衆電話の順となっている。

②パトロールに要した時間

図-2は、今回の地震でパトロールに要した時間を同区間の通常のパトロール時間に対する比率で示したものである。これによれば、パトロール時間が1.0倍～1.4倍、すなわち通常のパトロール時間と同じか、それより多少時間がかかったという場合が最も多い。通常よりもパトロールに時間を要したのは、施設の点検に時間を要したためである。

③パトロール中に必要とされた情報

図-3は、パトロール中にどのような情報を必要としたかについて集計したものである。基本的には、1)地震情報、2)他地区における同じ管理施設の被災情報、3)管理施設以外の他の被災情報のいずれが必要とされているが、特に2)の情報が必要とされている。これは、被災が広域的か、局所的かの判断と同時に、当該管理区間が他と比較してどのような位置付けとなっているかを判断するために必要であるためと考えられる。なお、4)その他として挙げられた項目としては、道路の通行規制情報とともに、交通量、渋滞等の交通情報が必要とされている点が注目される。

(3) 情報伝達に関する検討事項

昭和62年12月17日の千葉県東方沖の地震後のパトロール状況及び過去の地震における情報伝達に関する経験から、情報伝達に関して今後検討すべき点を挙げると次のようになる。

①情報の収集に時間がかかる

道路が混雑し、調査が思うようにいかなかったり、N T T回線のふくそうにより伝達ができなかった等の状況が主因であるが、一般的に情報が必要部署に必要なときに集まっていない。

②情報伝達の内容が乏しい

震後の混乱等が理由であるが、伝達される情報の内容が断片的で被災情報の把握が十分できない。

③情報が不正確

未確認情報も多量に入ってくると同時に、情報の精度を判断できない。

④その他

1) N T T回線の使用不能により連絡が遅れた。

2) 被災地区が無線の不通地区のため連絡が遅れた。

3) 関連機関相互の情報連絡がうまくいかなかった。

4. 3 震災復旧に必要とされる情報

震災後に速やかな復旧を図るために必要とされる情報を被災時と平常時に分類して示すと図-1のようになる。被災時に必要な情報は、基本的に地震情報、気象情報、被災情報、復旧情報の4種類である。ここで、被災情報は、さらに被害の概況、一般被害、管理施設被害、管理外施設被害の情報から構成される。また、平常時に受給される情報あるいはデータベースとして保有できる情報としては、地図地形情報、気象情報、河川情報、道路情報、復旧資機材の情報等がある。

震災時には、地震発生後の時間経過に応じて必要とされる情報の内容及び精度が変化する。表-1は、地震直後、応急復旧期、本復旧期に収集すべき情報を分類したものである。地震直後には被災状況の全体的な把握と同時に緊急措置・応急復旧の必要性の判断が主目的となるのに対し、応急復旧期には個々の施設の詳細な被災状況と機能回復状況の把握及び応急復旧工法の選定が、また、本復旧期には施設の長期的な機能の確保及び全体的な復旧計画の作成が主目的となる。

4. 4 震災復旧計画作成支援システムの研究開発計画

本研究では、以下の内容について現状の研究及び技術動向の整理、分析を行うとともに必要な研究開発を図る。

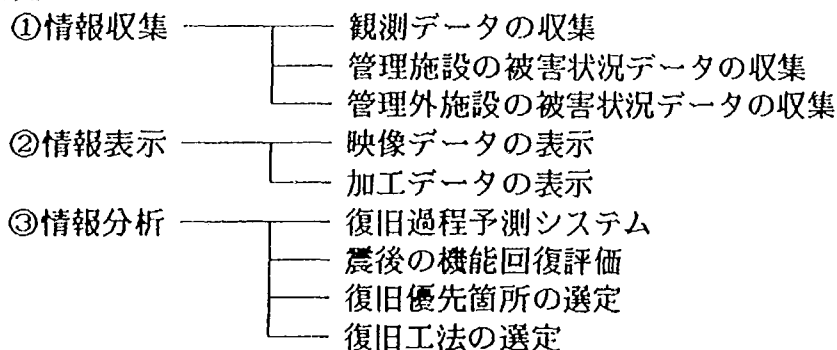


表-1は、情報収集、情報表示、情報分析の中で検討すべき事項を示したものであり、図-5は、震災復旧計画支援システムの研究計画を示したものである。

5. 今後の課題

被災情報を速やかに収集すると同時に、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が復旧活動を適切に実施する際の支援システムを開発することを目的として、今年度の研究成果をもとに以下の事項について調査研究を行う。

1) 震災・復旧情報の収集・伝達・表示システムに関する検討

①ヘリからの震災・復旧情報の収集方法の検討

1) ビデオを用いたマクロ情報の把握の検討

2) ビデオを用いた被災程度の計測技術の検討

3) 赤外線カメラ、インフラビジョン等新技術の適用性の検討

②地上調査による震災・復旧情報の収集方法の検討

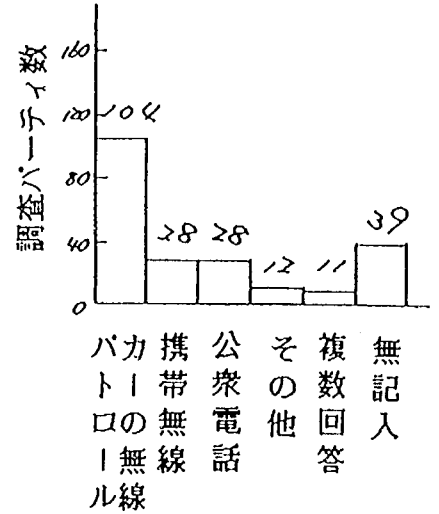
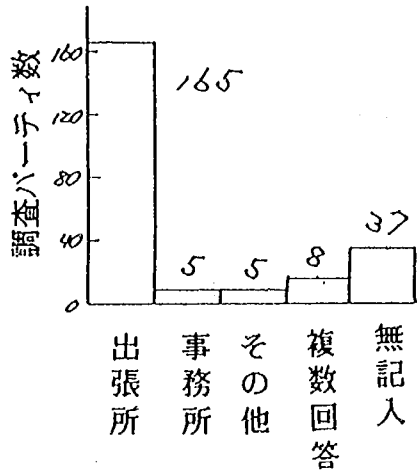
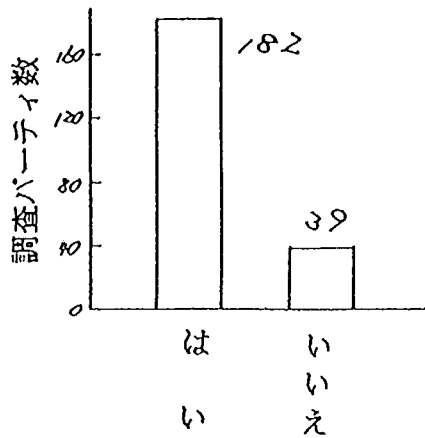
・管理施設、関連施設の被害把握の検討

③震災・復旧情報の伝達・表示に関する検討

・伝達方法、伝達フォーマット、表示項目の検討

2) 震災・復旧情報の分析システムの検討

- ①復旧過程予測システムの検討
 - 1)ネットワーク解析手法の検討
 - 2)震災の拡大を含む復旧過程の検討
- ②震後の機能回復評価方法の検討
 - ・被災規模、資機材量等からみた復旧見通しの検討
- ③復旧優先箇所の選定法の検討
- ④復旧工法選定システムの検討
 - ・復旧工法選定エキスパートシステムの検討

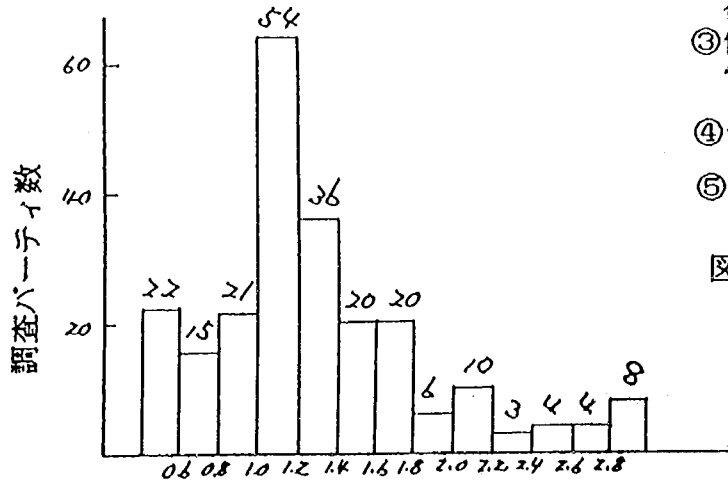


(1)パトロール中の事務所等への連絡可否

(2)連絡先

(3)連絡手段

図-1 パトロール中の連絡状況



通常パトロール時間に対する比率

図-2 今回のパトロール時間と通常パトロール時間の比較

- ①地震情報（震源位置、マグニチュード、震度等）
- ②他地区における同じ管理施設の被災情報
- ③他の施設（管理施設以外の施設、電気・ガス・水道等）の被災情報
- ④その他
- ⑤無記入

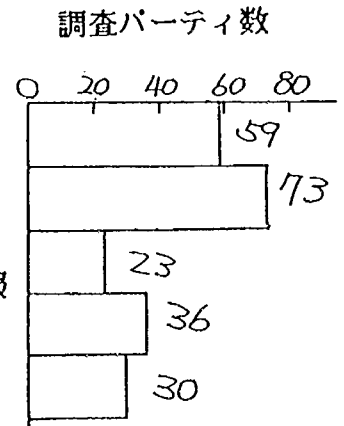


図-3 パトロール中に最も必要とされた情報

表-2 震災復旧計画作成支援システムの検討項目

(1) 情報収集に関する検討事項

種別	項目	内 容	検討項目
観測データ	① センサデータ 一動強度 道路監視システム 二位置 雨量計 システム 三交通量 レーダー情報 システム 四水位 水害データ分布、 JMA 五水温 六気圧 七湿度 八地震 ② 他感測器からのデータ	現状の把握とシステムへの反映方法	
被害状況データの収集(管理施設)	① 映像データ テレビジョン等(他分科会) ② 文字データ 文書・図面 ③ 音声データ 録音結果等のマイクロ、電話、無線等による伝達	震災・復旧情報の収集方法、収集体制、計測技術、新技術の適用性の検討 今後の技術動向の調査 震災情報を正しく収集、伝達するために必要なフォーマットの検討(マニュアル化)	
被害状況データの収集(管理外施設)	関連機関との情報連絡	関連機関相互の乗入れの必要、あるいは可能な情報の整理	

(2) 情報表示に関する検討事項

種 別	内 容	検 討 項 目
映像データの表示	ヘリテレ画像(他分科会)	①映像情報をどのように利用できる体制にもっていくかを検討 ②被害状況により、どの程度の撮影時間、撮影角度、高度の撮影方法の検討
加工データの表示	ヘリテレ画像と地図の重ね合わせ(他分科会)	位置が特定されれば、震災復旧に利用可能
	被災状況、復旧状況の一元的把握 端末(出張所あるいは事務所)からのデータインプットに基づくセンター(局)での集中被害情報及び復旧過程の把握、ならびに端末へのフィードバック	①表示すべき項目の分析 被害形態、規模、復旧見通し、被害位置、被害状況の把握 ②表示方法の望ましいあり方

(3) 情報分析に関する検討事項

種 別	内 容	検 討 項 目
復旧過程の予測	震災の拡大、復旧資機材、人員等、各種の制約条件からみた復旧過程の予測	①震災の拡大及び復旧過程のシミュレートが可能なネットワーク解析手法 ②他施設との復旧優先度の調整 ③最適復旧計画の策定
震災後の機能回復の評価	被害情報、資機材量 ——— 復旧見通し	①震災後の機能回復の評価手法 ②復旧見通しの樹立
復旧優先箇所の選定	復旧優先度	重要度の判定、復旧優先箇所の選定法
復旧工法の選定	復旧工法の選定	エキスパートシステムの利用



図-5 震災復旧計画作成支援システムの開発研究計画

4. 下水道施設の耐震性に関する調査 (下水道事業調査費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

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

本年度は、マンホールに地震時に生じる断面力の算定法を検討し、これを耐震計算法(案)の形で提案した。また、大断面管渠として多用されているシールド管渠と立坑との接合部に着目して、立坑周辺のシールド管渠の地震時断面力を動的解析により検討した。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

3.1 マンホールの耐震計算法(案)の検討

地震によるマンホールの被害形態に関する検討結果を基に、既往の被害事例に適合する計算手法を開発し、これを耐震計算法(案)の形にとりまとめる。なお、マンホールについて、将来、一々耐震計算を実施するのか、あるいは、構造規定により耐震化を図ればよいのかは、現段階ではわからない。そこで、どの程度の地震力にマンホールが耐える必要があるかを知るために、耐震計算法を開発し、これを耐震計算法の様式にまとめようとするものである。

3.2 立坑近傍のシールドトンネルの地震時断面力の検討

立坑近傍ではシールドトンネルに大きな地震時断面力が生じる可能性があることから、地震応答解析により、立坑のロッキングがシールドトンネルに及ぼす影響をケーススタディー的に検討した。

4. 調査結果

4.1 マンホールの耐震計算法(案)の検討

(1) 耐震計算の基本方針

写真-1及び写真-2は昭和58年日本海中部地震におけるマンホールの代表的な被害例を示したものである。この例からわかるように、マンホールの地震被害としては、1)直壁ブロックの目地ずれ、及び、2)壁立上がり部の管渠まわりのコンクリートの破壊、が主要なものといえることができる。前者は、直壁ブロックに作用する地震力(せん断力)に対してブロック間の摩擦だけでは充分抵抗できないことが、また後者は、管渠に作用する地震力に耐えるだけの壁立上がり部の十分な抵抗力がないことが、それぞれ、被害原因とみることができる。

ここでは、このような被害形態を生み出すマンホールに生じる地震時の作用力を計算できるモデルの開発を図ることとした。マンホールのように大部分が地中に埋設されている構造物の地震時挙動は、周辺地盤のせん断振動に支配される。これは、マンホールのみかけ上の単位体積重量が1.2~1.3と周辺地盤の単位体積重量よりも小さいために、質量効果が小さいことと、全周が地盤に被われているため逸散減衰が極めて大きいことに起因している。このような点を基本とした耐震計算法としては、建設省新耐震設計法(案)(昭和53年)により、「応答変位法」が提案され、これ以後、上水道、ガス導管、共同溝、キャブ等、地中構造物の耐震計算に広く用いられている。従って、ここでは、応答変位法を基本と

してマンホールの耐震計算法を開発することとした。

(2) 応答変位法による断面力の計算

a) 耐震計算モデル

図-1は、応答変位法による地中構造物の耐震計算法の考え方を示したものである。地震時に地盤がせん断変形すると、これにより、構造物には地盤のせん断変形に比例した地震力が作用するというものである。応答変位法により、ここではマンホールを図-2のように弾性支床上のほりにモデル化する。ここで側塊部は目地間で連結しているものと見なし、側塊部の曲げ剛性を有するはりとして、また、躯体部は剛性が十分大きい剛体として、それぞれ、モデル化する。また、今年度の検討では、簡単のため管渠とマンホールは十分な可撓性を有する継手により連結されているとし、管渠の影響は無視した。

b) 地震時地盤変位

地震時に耐震計算上の基盤面より上の地盤はせん断振動する。せん断ひずみの大きさは、マンホールが埋設される程度の深さでは、深さ方向にはほぼ一定とみてよい。ただし、地盤条件により異なり、地盤が軟らかいほど大きい。このような点を種々検討した結果、地震時の地盤変位を以下のようにして求めることとした。

$$U_h(z) = \gamma_g \times (H - z) \quad (1)$$

ここで、

$U_h(z)$: 地表面から深さ z の位置の地盤の水平変位 (m)

γ_g : 地震時地盤ひずみで、次式で求める。

$$\gamma_g = 1 \times \begin{cases} 1.0 \times 10^{-4} & \text{I 種地盤} \\ 1.0 \times 10^{-3} & \text{II 種地盤} \\ 1.0 \times 10^{-2} & \text{III 種地盤} \end{cases}$$

ここで、地盤種別は、道路橋示方書 V 耐震設計編改訂案による。

H : 表層地盤の厚さ (m)

c) 地盤バネ定数

地盤バネ定数は、道路橋示方書 IV 下部構造編の 6 章 直接基礎の設計及び 7 章 ケーソン基礎の設計に従って求めればよい。ただし、地盤反力係数を求める際の地盤のせん断弾性係数 G_0 は、次式により求める。

$$G_D = a \times \frac{\gamma_t}{G} \times V_s \quad (2)$$

ここで、

a : 地震時の地盤せん断剛性の低減係数 ($= G / G_0$) で、次式による

$$a = \begin{cases} 0.8 & \text{I 種地盤} \\ 0.7 & \text{II 種地盤} \\ 0.5 & \text{III 種地盤} \end{cases}$$

γ_t : 土の単位体積重量 (t / m^3)

V_s : 地盤のせん断弾性波速度 (m / s)

G : 重力加速度 ($= 9.8 m / s^2$)

(3) 試算検討

試算対象としたのは、図-3に示す 1 号及び 4 号のマンホールである。地盤条件は表-1 のように各 3 ケースとし、I 種、II 種、III 種地盤をカバーすることとした。

上記の計算法により、マンホールに生じる地震時断面力を計算した結果が図-4 及び図-5 である。側塊部のせん断力は、地盤変形の影響により基部で大きくなっている。いま、頂部から数えて i 番目の継目部に着目すると、ずれに対する地震力と抵抗力の比 γ_i は次のようになる。

$$\gamma_i = \frac{Q_i}{R_i} \quad (3)$$

ここで、

γ_i : ずれ係数

Q_i : i 番目の継目に作用するせん断力

R_i : i 番目の継目に作用する抵抗力で、次式による

$$R_i = \mu \sum_{j=1}^i W_j \quad (4)$$

ここで、

W_j : j 番目の直壁ブロックの重量

μ : 継目部での摩擦力で0.5とする

式(3)のずれ係数は、Ⅰ種地盤(堅固な地盤)では1以下であるが、Ⅱ種地盤(中程度の地盤)及びⅢ種地盤(軟らかい地盤)では1を上回っており、特にⅢ種地盤では、全ての継目部でずれ係数が1を大きく上回っている。このような特性は、日本海中部地震の際の被害とよく一致しているといえることができる。従って、このような継目部ではずれが生じる訳で、アンカーボルト、ストッパー等何らかの方法により、ずれを防止するための対策が必要とされよう。

次に、曲げモーメントは、躯体部において大きくなっている。底面で0とならないのは、底板下面における地盤の抵抗によるものである。いま、躯体部のコンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ta} を 3.4kg/cm^2 ($\sigma_{ck}=180\text{kg/cm}^2$)として許容曲げモーメントを求めると、1号及び4号のマンホールに対して、それぞれ、 $7.6\text{tf}\cdot\text{m}$ 、 $31.5\text{tf}\cdot\text{m}$ となる。Ⅰ種およびⅡ種地盤では、この許容曲げモーメントを下回るが、Ⅲ種地盤の場合には、これを上回る曲げモーメントが発生する。従って、このような箇所においては、躯体部に配筋することが必要とされよう。

(4) まとめ

キャブ、共同溝等の耐震計算法を参考に、応答変位法によるマンホールの耐震計算法を提案し、1号及び4号マンホールに対する計算を行った。この結果、側塊部の直壁ブロックの継目部においては、地盤種別がⅢ種及び一部のⅡ種では、ずれが生じ得ること、また、躯体部の下半分においては、許容曲げ引張応力を越す曲げモーメントが発生することがわかった。従って、このような場合には、側塊部ではストッパー等のずれを防止する方策が、また、躯体部においては配筋が、それぞれ必要とされよう。

4.2 立坑近傍のシールドトンネルの地震時断面力の検討

(1) 解析方針

我が国においては、まだ、下水道施設の建設の歴史が浅いため、シールドトンネルが大きな地震被害を受けた経験はない。しかしながら、昭和60年のメキシコ地震において立坑近傍の下水道用シールドトンネルに被害が生じており、管渠被害の大部分がマンホールとの取り付け管に生じていることから考えると、立坑近傍のシールドトンネルは、耐震性に関して特段の注意が必要であると考えられる。このため、本年度は、Y市における実際の建設例を参考として、これを単純化した断面について、動的解析により立坑近傍部のシールドトンネルに生じる地震時断面力をケーススタディー的に検討することとした。

(2) 解析対象トンネル及び解析モデル

図-6に解析対象とするシールドトンネルを示す。外径3.8mの標準RCセグメントであり、2次覆工は無筋コンクリートである。立坑は、壁厚60~90cmの鉄筋コンクリート製で、全重量は約880tである。地盤は実際の建設例を参考にして、これを簡略化したものであり、表-2に示す2種類の表層地盤条件を仮定した。

解析は、以下の3ケースの場合について行った。

ケース1: 立坑が存在せず、トンネルが連続している場合

ケース2: 立坑とトンネルの取り付け部が併進・回転とも全方向に自由に相対移動できる場合

ケース3: 立坑とトンネルが剛結された場合

解析方向は、トンネル軸方向及び軸直角方向に行った。

図-7は解析に用いたモデルである。地盤は多質点のばね~マス系に、また、トンネルはリング間継手の剛性を考慮した全断面有効のはりとして、それぞれモデル化した。入力地震動としてはL2を用いた。

(3) 解析結果

図-8は、トンネルの軸方向に加振した場合にトンネルに発生する軸力及び曲げモーメント M_z の最大値の分布を示したものである。軸力はケース1とケース3とでは大差が無く、立坑の存在はトンネルに生じる軸力に大きな影響を与えない。ただし、ケース3では、立坑のロッキングにより立坑の両側それぞれ40mの範囲に非常に大きな曲げモーメント M_z が発生している。N値が5の場合に最大曲げモーメント M_z は $2,050\text{t}\cdot\text{m}$ で、これによるトンネルの引張応力は表-3に示すように、2次覆工コンクリートにおいて 88.9kg/cm^2 となる。セグメントに作用する引張応力は 2.4kg/cm^2 、ボルト張力は 2.5t に過ぎないが、

88.9kg/cm²の引張応力に2次覆工コンクリートは耐えられないため、一度引張クラックが生じると、セグメントの引張応力及びボルト張力は上記の値よりも大幅に増加する。従って、61年度に行ったRCセグメントの動的載荷実験によれば、このような箇所では、リング間継手の金具面板及びアンカー鉄筋の耐力が問題となろう。

次に、図-9に、トンネルの軸直角方向に加振した場合のトンネルに生じる鉛直軸回りの最大曲げモーメント M_y 及び最大ねじりモーメント M_x の分布を示す。曲げモーメント M_y は、ケース1～3で50～142t・m程度と、予想した程大きな値ではない。ただし、ケース3の場合には、立坑のロッキングによりトンネルには立坑の前後200m程度にわたって大きなねじりモーメントが生じる。N値が5の場合には、最大ねじりモーメントは431t・mであり、これによる2次覆工のせん断力を求めると、表-3に示すように10.4kg/cm²となる。許容せん断応力は4～9kg/cm²程度と考えられることから、無筋コンクリートでは、断面が不足することとなる。

(4) まとめ

直径3.8mのシールドトンネルを対象に立坑近傍の地震時断面力をケーススタディー的に検討した結果、立坑とシールドトンネルを剛結にした場合には、立坑のロッキング振動に伴い、大きなトンネル水平軸まわりの曲げモーメント(M_z)及びねじりモーメント(M_x)が生じることがわかった。いずれも2次覆工が無筋であれば、それぞれ、引張及びせん断により大きなクラックの生じる程度の応力度である。従って、こうした場合には、2次覆工に対する配筋が必要とされよう。

5. 今後の課題

次年度以降、以下の項目に対する耐震性の検討を実施することが必要である。

1) 今年度提案した手法に、管渠の影響を加えて十分な試算を行い、マンホールの耐震計算法としてとりまとめる。

2) 小さい曲率で曲がったシールドトンネルの動的解析手法を開発し、このような箇所の耐震性を検討する。

3) 管渠及びシールドトンネルの实地地震観測

<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
- 3) 川島、杉田、加納、岡本：立坑を含むシールドトンネルの地震時挙動、第43回土木学会年次学術講演会概要集、昭和63年10月

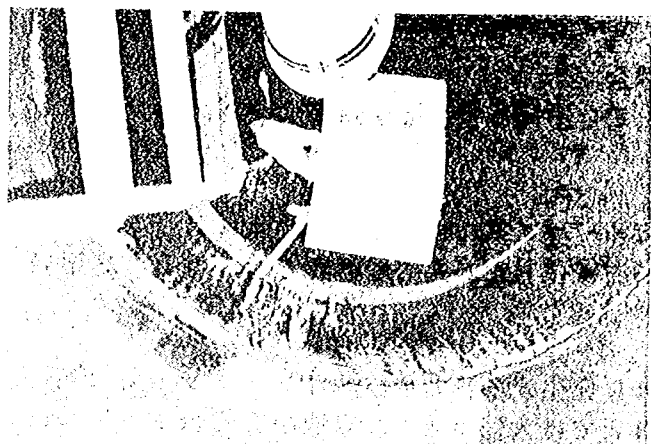


写真-1 マンホール直壁ブロックのずれ被害



写真-2 躯体部壁立上ハツ部のき裂

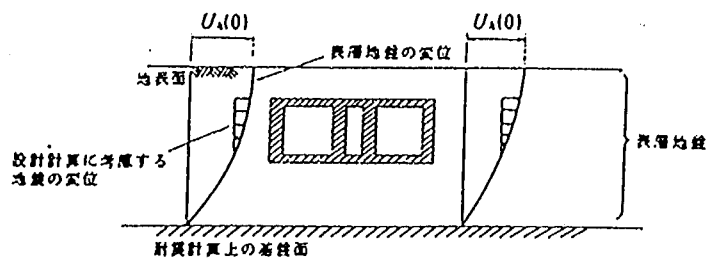
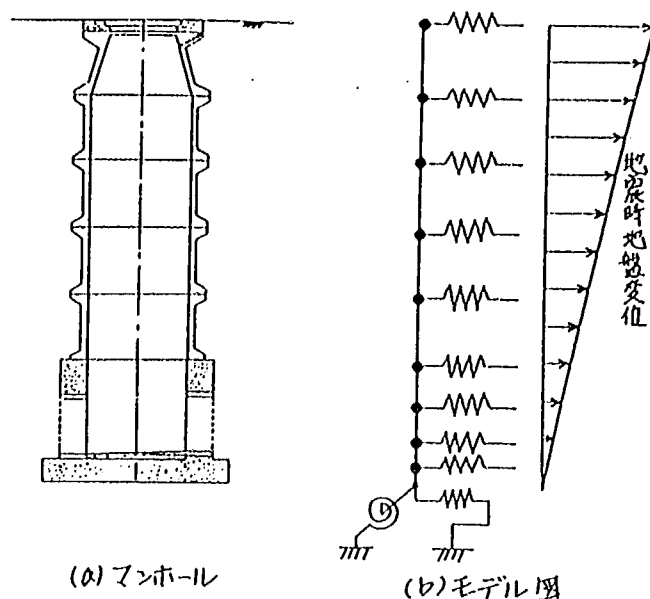


図-1 応答変位法による地中構造物の耐震計算法



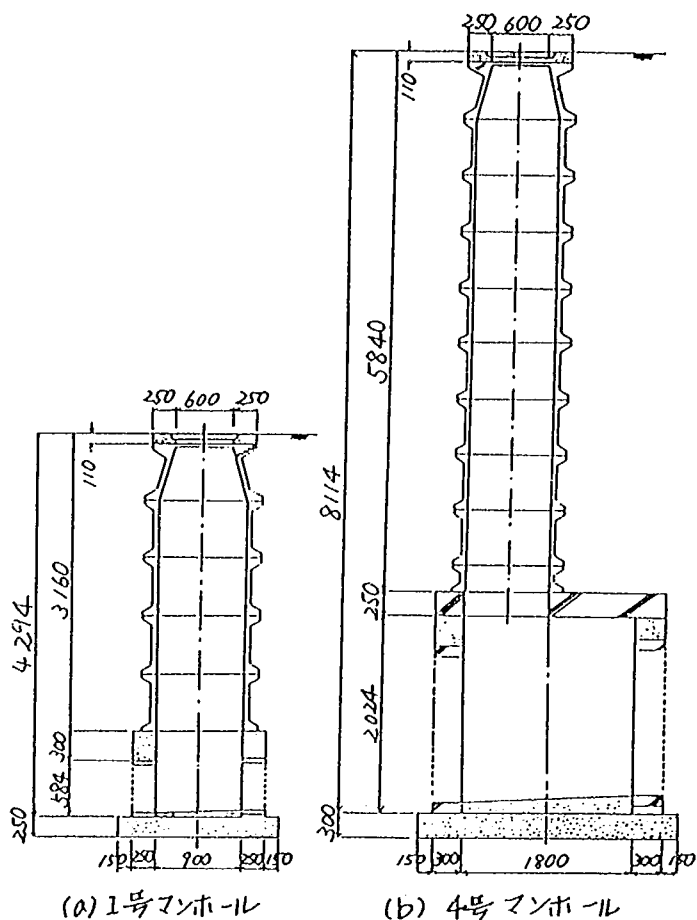
(a) マンホール

(b) モデル図

図-2 マンホールのモデル化

表-1 地盤条件

マンホール	表層地盤の深さ H (m)	地盤のせん断弾性波速度 V_s (m/sec)	固有周期 (秒)	地盤種別
1号	10	250	0.16	I種
	10	150	0.27	II種
	20	100	0.8	III種
4号	10	250	0.16	I種
	10	150	0.27	II種
	15	100	0.6	III種



(a) 1号マンホール

(b) 4号マンホール

図-3 試算対象としたマンホール

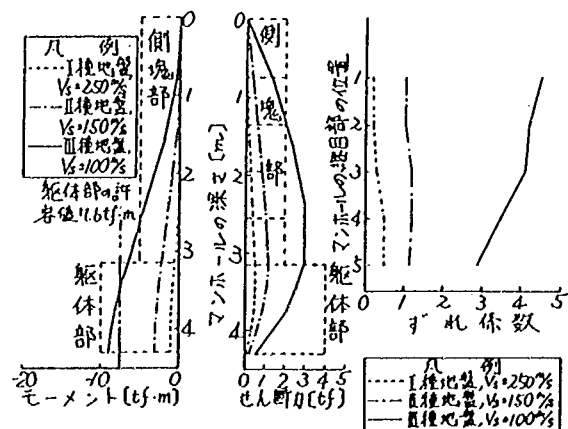


図-4 1号マンホールの地震時断面力

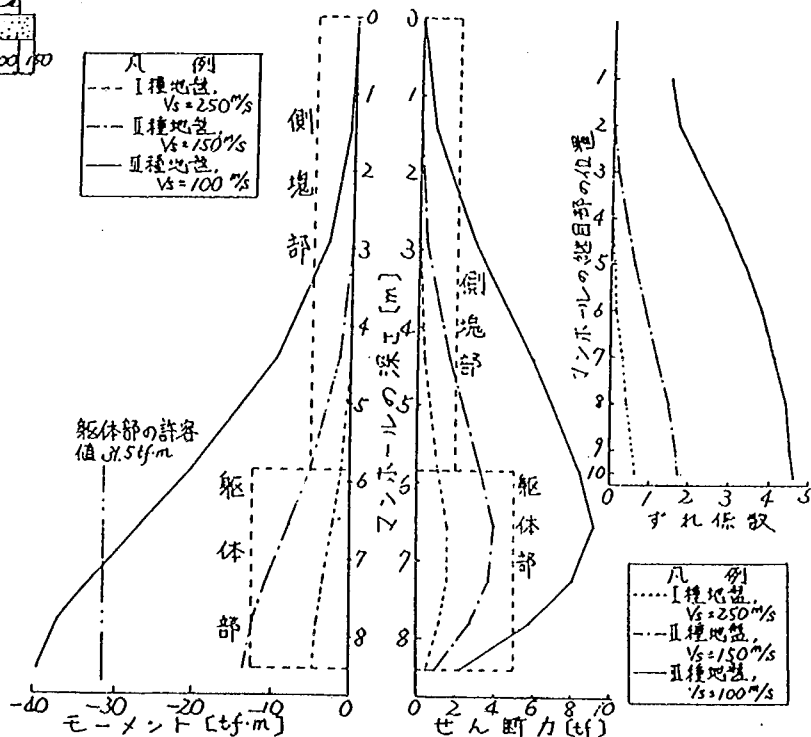


図-5 4号マンホールの地震時断面力

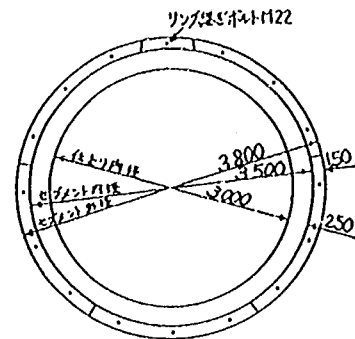
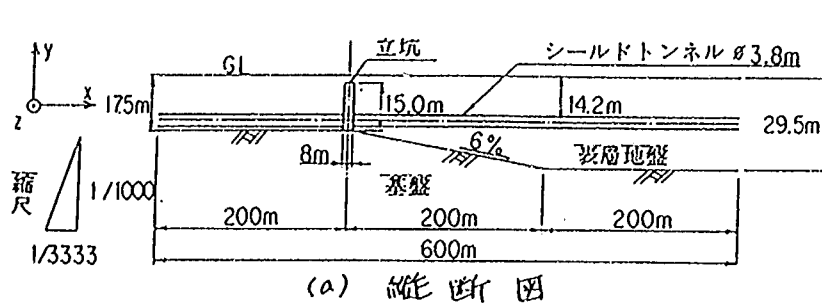


図-6 解析対象としたシールドトンネル

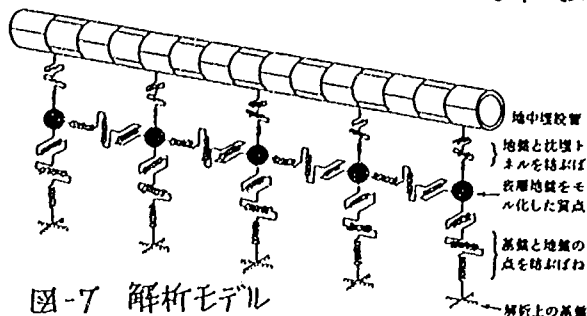
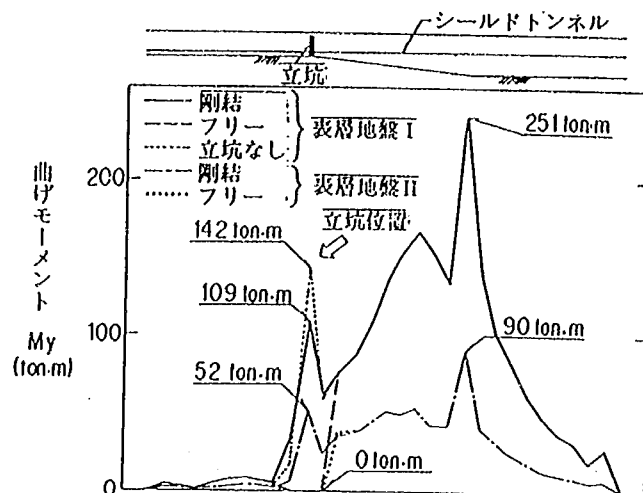


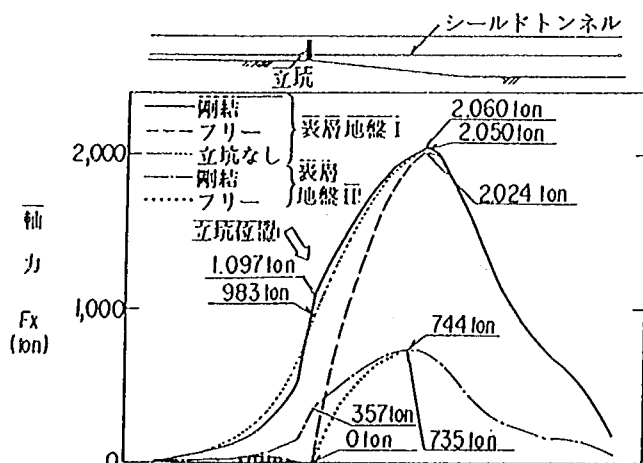
図-7 解析モデル

表-2 地盤条件

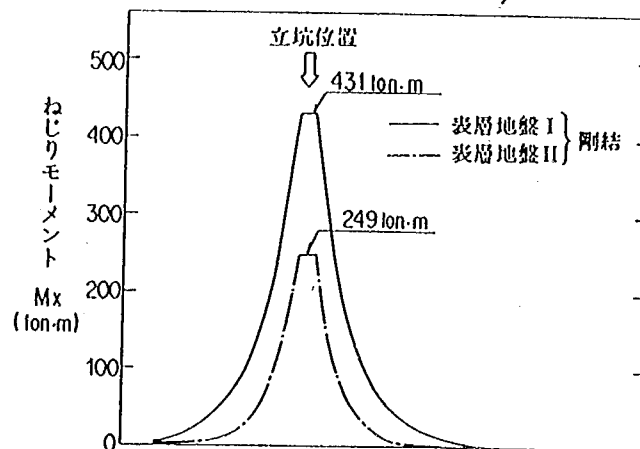
地盤	N値	せん断弾性波速度 [m/sec]	単位体積重量 [t/m ³]	せん断弾性係数 [t/m ²]
表層地盤1	5	112	1.8	2304
表層地盤2	20	176	1.8	5689
基盤	50	300	1.8	16530



(a) 曲げモーメント My



(a) 軸力 Fx

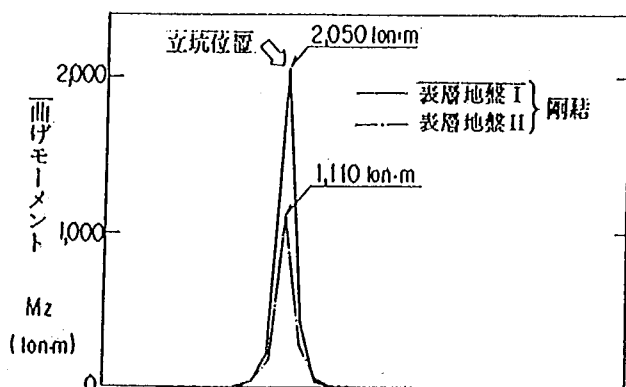


(b) ねじりモーメント Mx

図-9 断面力の分布(軸直角方向に加振)

表-3 シールドトンネル各部の最大応力

ケース	応力	セグメント応力 σ_s (kg/cm ²)		二次覆工応力 σ_r (kg/cm ²)		ボルト 張力 f_b (t)
		引張 σ_{st}	圧縮 σ_{sc}	引張 σ_{tr}	圧縮 σ_{tc}	
ケース 1	軸力 Fx による応力	1.0	1.0	37.8	37.8	1.03
	曲げモーメント My による応力	0.2	6.2	6.2	4.0	0.17
ケース 2	軸力 Fx による応力	1.1	1.1	42.2	42.2	1.15
	曲げモーメント Mx による応力	2.4	89.0	88.9	58.0	2.51
	ねじりモーメント Mx による応力	0.1	4.7	4.7	3.1	0.13
	ねじりモーメント Mx による応力	—	—	10.4	10.4	—



(b) 曲げモーメント Mz

図-8 断面力の分布(軸方向に加振)

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

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

現在までに、個々の道路施設の耐震設計法及び耐震性評価手法に関しては、ある程度の研究が進んでいるが、道路をネットワークあるいはシステムとして見た場合の耐震性の評価手法に関する研究は行われていない。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を目的として、本課題では、昭和59～60年度には道路被災に伴う走行経費の増大等の観点から検討を行ってきた。また、昭和61年度には、地震後の路上障害物の除去方法及び震災復旧用備蓄資機材量の検討を行った。本年度は、道路ネットを考慮して、震後の啓開日数及び必要な復旧資機材量等を算定できる電算プログラム“P E R R”を開発した。また、昭和58年日本海中部地震及び昭和62年千葉県東方沖地震時に道路を走行中の車両に地震が及ぼした影響をアンケート調査により検討した。

2. 道路震災に伴う影響評価プログラム“P E R R”の開発

都市域の道路が大規模地震により広範囲に損傷を受けた場合に、適切な震災復旧を実施するためには、路線ごとの復旧優先度、備蓄資機材の量、備蓄位置の選定、等各種の判断が必要となる。本年度は図-1に示すフローに従い、大規模地震時の道路啓開日数及び復旧資機材量を推定する電算プログラムを開発した。基本的な考え方は、以下の通りである。

1) 対象地域に影響を与える地震を想定し、路線ごとに、また、道路施設ごと(橋、盛土、切土、斜面、トンネル)に被災箇所数を推定する。被災箇所の推定は、それ自体が現状では非常に難しい問題であるが、ここでは、既存の道路施設耐震点検結果を用いて簡便に推定することとしている。

2) 道路をネットワーク解析し、各路線ごとの導通確率を求める。ここで、対象とした地域内を数ブロックに分けた場合に、各ブロックの拠点都市とそのブロック内の他の市町村を連結するルート、及び、ブロックの拠点都市間を連結するルートの導通確率が重要となる。

3) 各構造物ごとに必要な復旧資機材及び復旧日数の原単位を与え、路線ごとに復旧に必要とされる人員、資機材量を算定する。これにより、当該路線の始点と終点に備蓄すべき資機材量等を求めることができる。

今年度は、本プログラムを用いて簡単な試算を行ったが、震災規模によっては必要な資機材量が膨大となり、全てを備蓄に頼る訳にはいかない。従って、この場合には、利用し得る資機材量により震災復旧も制約を受けることになる。このような点を解析できないと実用に供しにくい、このためには、以下のような問題点があることがわかってきた。

1) どの程度の量の資機材をどこに備蓄するかを任意に与えられるようにしなければならない。

2) 同じ道路構造物の被害が生じて、1車線道路と2車線道路とでは意味が異なる。震災直後に最低限2車線確保を図ることができれば、当該箇所の復旧の優先度を下げてもよいというような大局を把握した判断が入るようにしておく必要がある。

3) 地震後の復旧過程をシュミレートでき、その過程で、路線ごとの道路管理者の復旧優先度に関する判断が盛り込めるようにする。

したがって、上記の点につき次年度に、より現実に近い復旧資機材量算定が可能となるように電算プログラムの改良を図りたい。

3. 車両走行に及ぼす地震の影響

道路を走行中に地震が生じると、運転者がどのような挙動をするかは、路上放置車両の発生原因を把

握する上で、基本的な問題であり、さらに、高速走行時の車両の安全性の観点からも検討が必要とされている。そこで、昭和58年日本海中部地震及び昭和62年千葉県東方沖地震時に、それぞれ、秋田県の日本海沿岸沿いの都市、及び、房総沖の震源地から100km以内、を走行中の運転者に対してアンケート調査を行い、地震時の運転者の反応等について検討した。

図-2に、地震時の運転状況を示す。これによると、日本海中部地震では半数以上、千葉県東方沖地震でも半数近くの運転者が、危険を感じて停車しており、多少ハンドルを取られたと回答した運転者を含めると、両地震とも約8割の運転者が地震によって運転に障害を感じていることになる。危険を感じて停車したと答えた運転者に対して、なぜ危険を感じたかその理由を調査した結果が図-3である。これによれば、左右にハンドルを取られたためという回答が両地震とも半数以上と圧倒的に多くなっている。これは図-4に示すように、運転中すぐには地震と気付かなかったと回答した運転者の半数以上がタイヤのパンクと錯覚している事実や、図-5に示すように車両の卓越振動方向として、運転方向に直角方向を挙げていることと関連している。走行時に地震に遭遇した場合には、ハンドルを取られることにより車両自体は直進（絶対座標系に対して直進）できる訳であり、無理にハンドルを固定しようとすると、かえって車両が路面の振動につれて進行方向と直角方向に蛇行することになり、危険になる可能性が高いと言えよう。

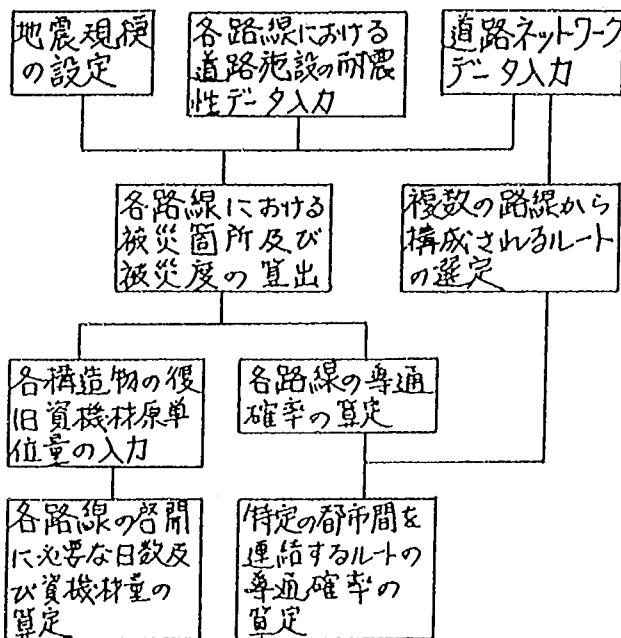


図-1 計算の流れ

<参考文献>川島、加納：走行車両に及ぼす地震の影響——昭和58年日本海中部地震の場合——、土木技術資料、Vol. 30-1、昭和63年1月

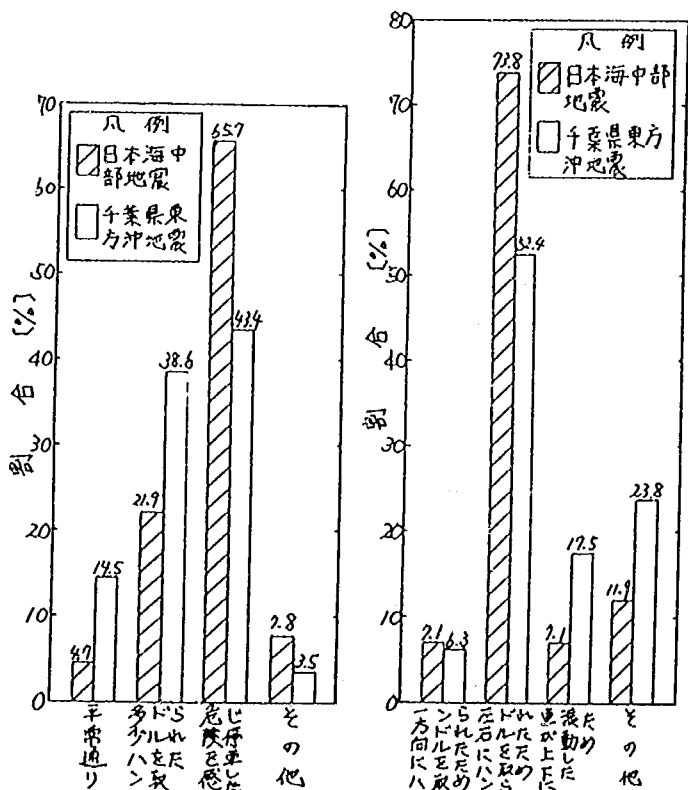


図-2 地震時の運転状況

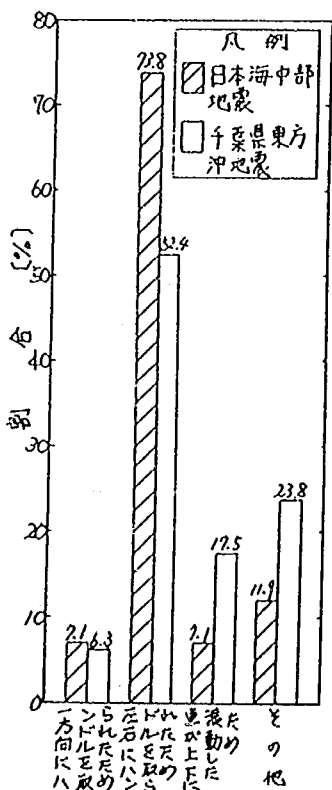


図-3 危険を感じ、停車した理由

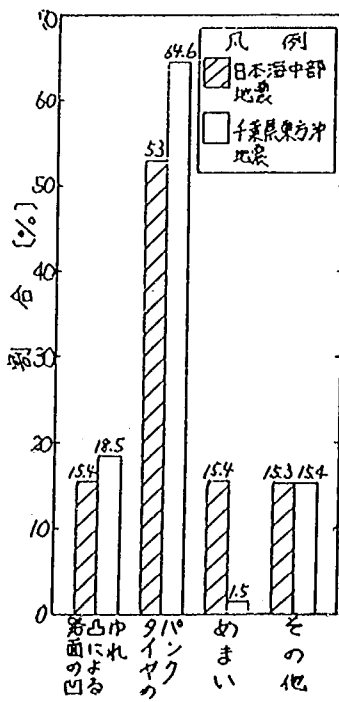


図-4 すぐ地震とは気付かずに何と見たか

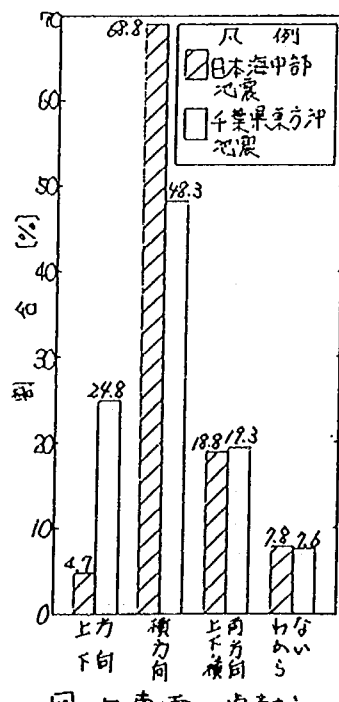


図-5 車両の卓越振動方向

6. 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、昭和61年度には昭和61年道路耐震点検のうちの道路橋耐震点検票の原案の作成、耐震点検結果の整理、及び耐震補強法に関する検討を行った。

2. 調査内容

2-1 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法の検討

せん断支間比の大きい鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法について実験的に検討した。

2-2 昭和54年耐震点検に基づく耐震補強法の整理

昭和54年耐震点検による耐震補強事例を整理するとともに耐震補強法の選定法を検討した。

3. 調査結果

3-1 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法の検討

実験供試体は、図-1に示すような50cm×50cmの正方形断面を有する載荷高さ4.6m、せん断支間比9.9の鉄筋コンクリート橋脚模型であり、計算上段落し位置で破壊する供試体No.1（フーチング上面から1.8mで主鉄筋を1/2に段落し）、及びこの位置よりも、それぞれ、 $d/2$ （断面幅の半分） d （断面幅）だけ段落し位置を上げた供試体No.2（2.05m）、供試体No.3（2.3m）の3体とした。実験では、供試体を水平に設置し、軸力載荷装置により軸力25tを載荷した状態で動的加振機によって橋脚の降伏変位 δ_y の正数倍の正弦波10波の強制変位を与えた。

図-2は、載荷終了後の破壊状況を示したものである。供試体No.1及びNo.3は、それぞれ段落し部及び基部で破壊した。供試体No.2は、 $2\delta_y$ までは段落し部でクラックが進行したが、 $3\delta_y$ 以後になると基部の曲げ破壊が生じ始め、最終的に基部で曲げ破壊した。すなわち、せん断支間比9.9と大きいRC橋脚についても、計算上段落し部で破壊する位置よりも段落し位置を $d/2$ だけ引き上げれば、基部の曲げ破壊に移行する。図-3は、荷重と変位の履歴曲線の包絡線を示したものである。主鉄筋段落し部での破壊は、脆性的なせん断破壊となることが知られている。しかしながら、これによれば、最大耐力は供試体No.3が最も大きい、供試体間の個体差を考えれば $5\delta_y$ までは3体とも大きな違いはないと見てよい。ただし、軸方向鉄筋のひずみ分布を示した図-4によれば、段落し位置ではいずれの供試体も $2\delta_y$ 載荷後には降伏にいたっている。

なお、別途、首都高速道路公団、阪神高速道路公団との共同研究により主鉄筋段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強法検討実験を行った。

3-2 昭和54年耐震点検に基づく耐震補強法の整理

昭和54年耐震点検によって実際に耐震対策が実施された結果をもとに耐震補強法の選定法を検討した。図-5は、その一例を示したものである。この結果は建設省技術研究会道路部門指定課題を通じて取りまとめを行うとともに、日本道路協会から出版された「道路震災対策便覧」の中に反映された。

4. 今後の課題

今後は、耐震性判定法の高精度化及び耐震補強法の選定法及び設計法の確立を図ることが必要とされる。

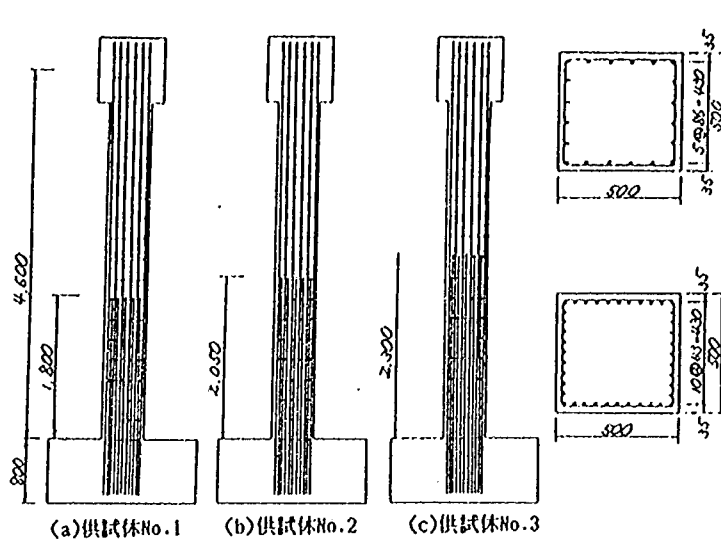


図-1 実験供試体

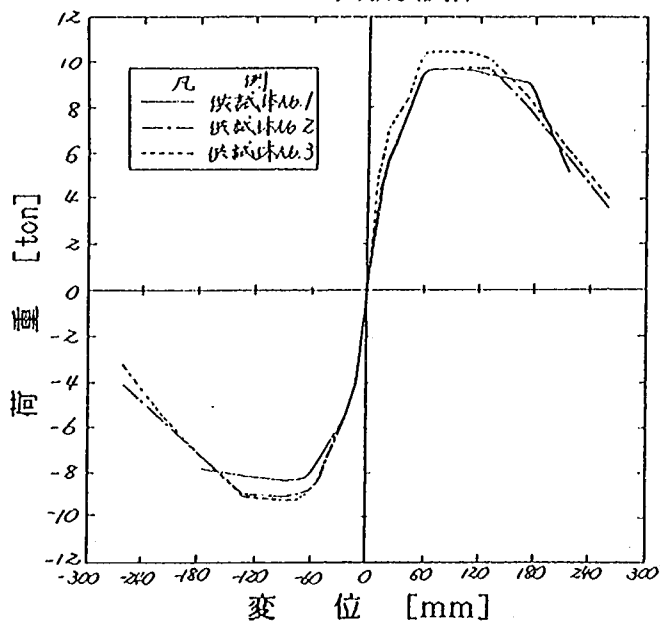


図-3 荷重～変位の包絡線

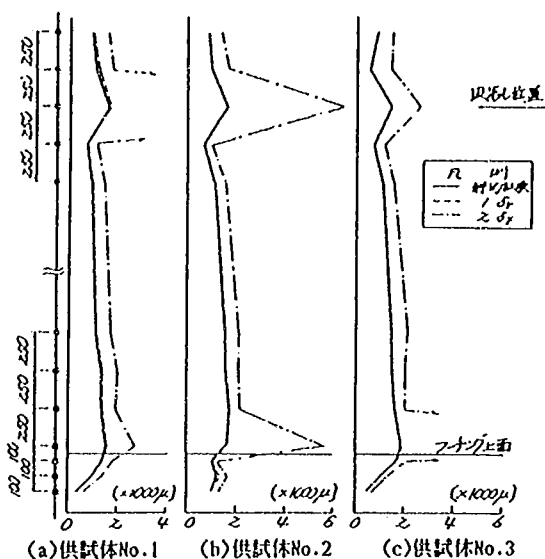
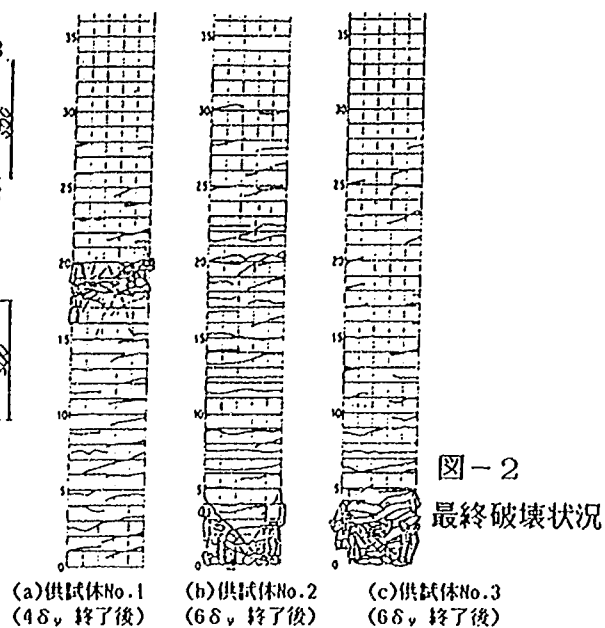


図-4 主鉄筋のひずみ分布

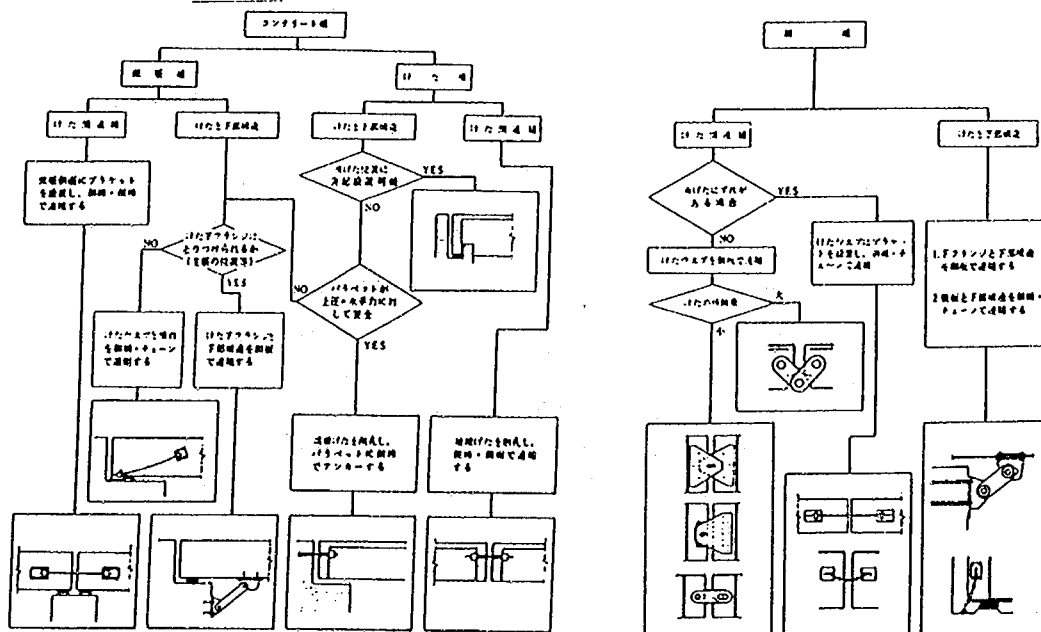


図-5 落橋防止装置の選定フロー例

7. 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
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(昭和55年)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、昨年度までに上部構造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を提案するとともに、予備的な試算により適用性を検討してきた。また、昨年度は橋軸方向の設計における可動支承の摩擦力の取扱についての検討も行った。本年度は本課題の最終年度であり、これまでの成果が現在、作業が行なわれている道路橋示方書・同解説V耐震設計編の改訂原案に具体的に反映されている。ここでは、静的フレーム法の概要をまとめるとともに、改訂原案に示されている条項について簡単に紹介する。

2. 静的フレーム法の概要

連続橋の地震応答特性を合理的に設計に反映させる最も優れた方法は、橋全体を解析対象とした応答スペクトル法あるいは時刻歴応答解析法等のいわゆる動的解析法である。しかし、これらの方法は、橋の固有値解析を行う必要があるなど、現在、設計で一般的に用いられている震度法に比べて必ずしも簡便な方法ではない。そこで、橋の地震応答は一般に一つの振動モードが卓越すること、およびその振動モードは、橋の自重を静的に作用させた場合のたわみに良く近似していることを利用し、連続橋の地震応答特性を合理的に考慮しようというのが静的フレーム法である。

図1は、静的フレーム法による耐震計算法の流れを示したものである。図1から分かるように、静的フレーム法は、動的な地震力を設計震度を用いることにより静的な力に置き換えるという従来の震度法と基本的に同じものであり、静的フレーム法を導入したからといって耐震計算法が大きく変更されるわけでもなく、また、複雑になるわけでもない。さらに、次項で紹介するように静的フレーム法は、連続橋だけを対象とした耐震計算法ではなく、単純橋も含めて道路橋一般に適用できる耐震計算法である。

3. 道路橋示方書・同解説V耐震設計編改訂原案への反映

前章に示した静的フレーム法は、従来の示方書で考えられている「1基の下部構造とそれが支持する上部構造を単位とする構造系」の代わりに、「設計振動単位」という新しい概念を取り入れることにより、以下に紹介するような形で道路橋示方書・同解説V耐震設計編改訂原案の「3. 3 慣性力」に具体的に反映されている。

①慣性力は、図2に示すような設計振動単位ごとに、その固有周期に応じた設計水平震度を用いて、震度法により求めるものとする。

②橋の固有周期は、設計振動単位ごとに、原則として式(1)により算出するものとする。

$$T = 2.01\sqrt{\delta}$$

(1)

$$\delta = \frac{\sum w_i \cdot u_i^2}{\sum w_i \cdot u_i}$$

(2)

ここに、 T は設計振動単位の固有周期(s)、 w_i は上部構造および下部構造の節点 i の重量、 u_i は耐震設計上の地盤面より上の上部構造および下部構造の重量を水平方向に作用させた場合の節点 i における変位(m)を表わしている。なお、 Σ は設計振動単位全体に関する和を示す。

③地盤種別が下部構造ごとに変化する場合には、図3に示すように各下部構造位置の地盤種別に対応する設計水平震度を用いて慣性力による断面力を算出するものとする。

4. まとめ

連続橋の耐震計算法として、道路橋示方書・同解説V耐震設計編の改訂に当たって上記に示すような形で、本課題の成果が利用される。

【参考文献】1)「川島他：地震時応答特性を考慮した連続橋の耐震設計法及びその適用性について」第60回建設省技術研究会、s 61. 2)川島他：固定支承の橋軸方向地震力の算定に及ぼす可動支承の摩擦力の影響、第17回日本道路会議、s 62

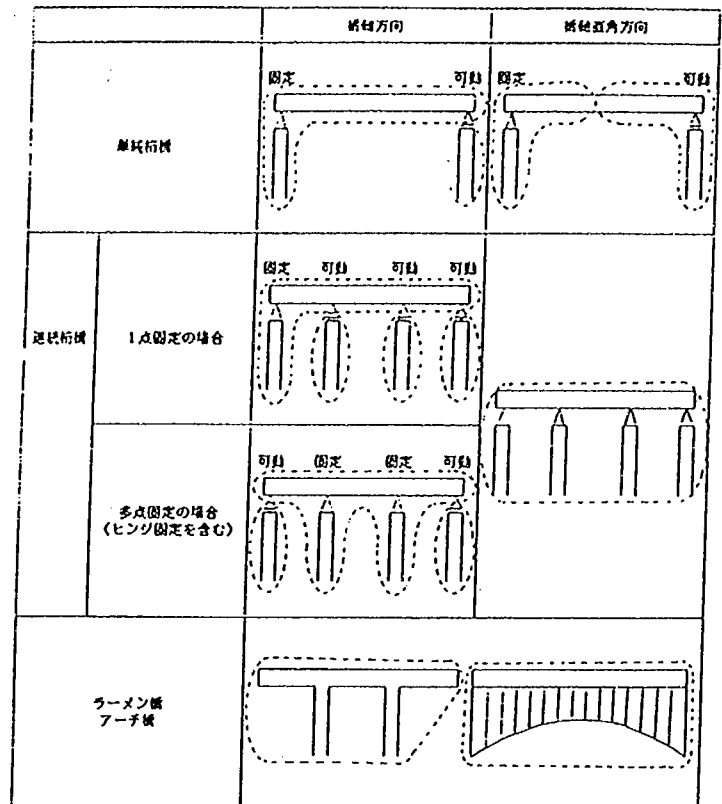


図2 設計振動単位

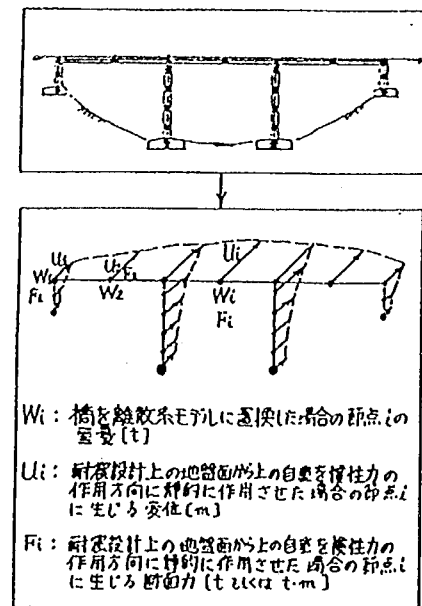
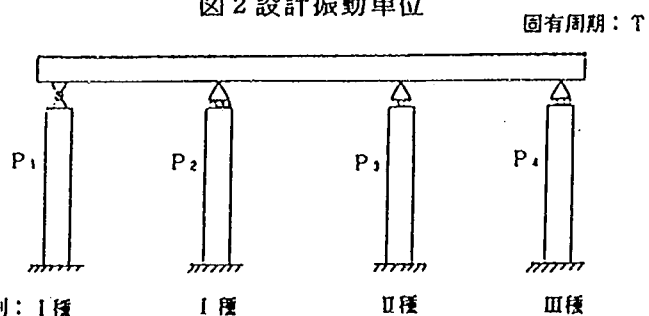


図1 静的フレーム法による耐震設計法の流れ



橋脚	地盤種別	自重を作用させた場合の各橋脚に生じる断面力	慣性力による断面力
P 1	I 種	F_1	$F_{d1} = k_h (I \text{ 種地盤, } T) \times F_1$
P 2	I 種	F_2	$F_{d2} = k_h (I \text{ 種地盤, } T) \times F_2$
P 3	II 種	F_3	$F_{d3} = k_h (II \text{ 種地盤, } T) \times F_3$
P 4	III 種	F_4	$F_{d4} = k_h (III \text{ 種地盤, } T) \times F_4$

図3 地盤種別が変化する場合の慣性力による断面力の算定法

8. 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、強度ばかりでなくねばりを考慮した動的耐震設計法の開発が必要とされている。本調査を実施することにより、①鉄筋コンクリート橋脚の動的破壊特性、②鉄筋コンクリート橋脚に要求されるねばり量を具体的に評価することが可能となり、これにより、強度だけでなくねばりを考慮した動的耐震設計法を開発することができ、大規模特殊関連の道路橋を耐震的にかつ経済的に設計するために有効に利用される。本年度は、昨年度行った鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊する場合の振動台実験に引続き、せん断破壊する場合の振動台実験を行い動的破壊特性を検討した。

2. 調査方法

実験に用いた供試体(2体)は、80cm×40cmの矩形断面を有し、躯体の有効高さ(躯体基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ)70cmの鉄筋コンクリート橋脚模型である。供試体の軸方向鉄筋比および帯鉄筋比は、それぞれ、1.11%および0.08%であり、せん断支間比は2.0である。また、鉄筋の降伏点は、軸方向鉄筋(SD30)が3600kgf/cm²、帯鉄筋(SR24)が3200kgf/cm²であり、コンクリートの平均圧縮強度は390kgf/cm²であった。これらの強度を用いて、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に従って、せん断耐力および曲げ耐力を求めると、それぞれ、19.5tfおよび36tfとなる。したがって、この供試体が支持する上部構造重量は50tfであるから、水平震度0.39に相当する地震力が作用したときに、せん断耐力を越えることになる。実験手順等は昨年度と同じであるが、入力地震動は1978年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録とした。実験では、供試体の固有周期、耐力および振動台の加振能力等を考慮して、原波形の長周期成分をカットし、また、加速度の値を順次、増幅して用いた。

3. 実験結果

実験結果の一例として、図1は供試体Bにおいて最大加速度1722galで加振した場合の桁の加速度、変位および躯体基部の軸方向鉄筋のひずみ、躯体基部から20cmの位置に配筋した帯鉄筋のひずみの応答波形を示したものである。また、図2は加振終了後の損傷をスケッチしたものである。これらから以下の事項を指摘することができる。

①破壊状況は、宮城県沖地震等で実際に生じた被害状況とよく一致しており、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、せん断破壊する場合にも現行の設計震度を

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。

②帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを越えていないにもかかわらず、残留ひずみが生じている。これは、加振終了後にもひび割れは開いたままの状態であり、このため、帯鉄筋に残留ひずみが生じたものと考えられる。しかし、帯鉄筋は弾性範囲内にあり、依然、コンクリートを有効に拘束している。

4. 今後の課題

せん断破壊を生じるような鉄筋コンクリート橋脚の加振実験を行い、道路橋示方書に従って求めたせん断耐力との比較等をおこなったが、地震力のような繰り返し荷重のもとでのせん断破壊のメカニズム等についてさらに検討が必要であると考えられる。

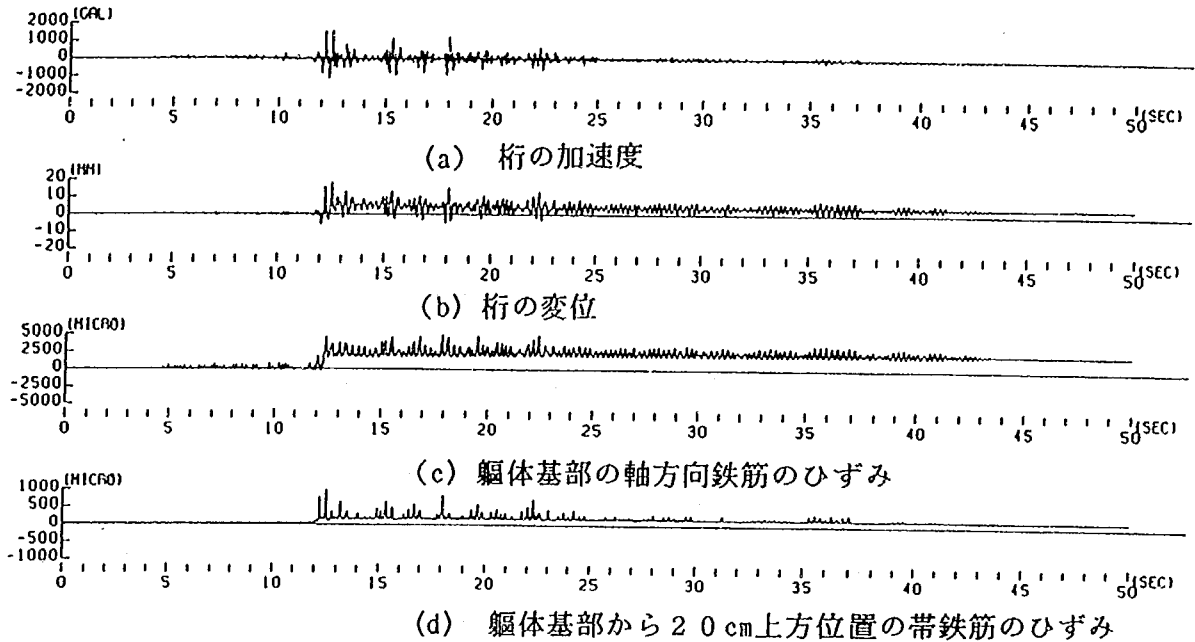


図1 供試体Bの時刻歴応答波形

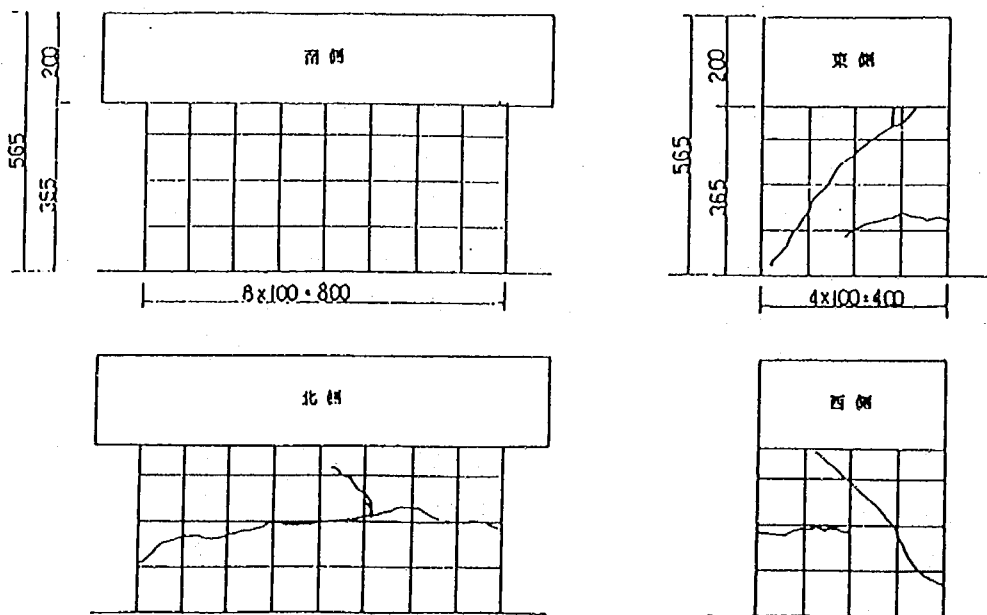


図2 供試体Bの実験終了時の損傷状況

9. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

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は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耐震設計上重要なパラメータでありながら、従来十分わかっていない減衰特性に関する検討を行った。

2. 調査内容

2-1 水郷大橋の動的解析

昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震により水郷大橋(国道51号)で観測された強震記録の解析を行い、上部構造系の減衰定数を検討した。

2-2 実橋振動実験

新丹波大橋(PC斜張橋)の起振機振動実験を行い、斜張橋の振動特性を調査した。

3. 調査結果

3-1 水郷大橋の動的解析

水郷大橋は、千葉・茨城県境の国道51号に架設された橋長290mの2径間連続鋼斜張橋(図-1)であり、強震観測では橋軸及び橋軸直角方向の2成分を有する加速度計を塔に3箇所(塔頂部、中央部、塔基部)、桁に2箇所(両支間中央部)、地中に1箇所の計6箇所に設置し、合計12成分の加速度の観測を行っている。昭和62年12月17日の千葉県東方沖地震は、東経140°29'、北緯35°21'、震源深さ58km、マグニチュード6.7であり、水郷大橋架橋地点は震央距離62km、震度IVであった。観測記録の最大加速度は、塔頂部(A1)では、橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ449gal、1008gal、塔基部では、それぞれ247gal、364galが得られた。

図-2は、減衰定数が1%と5%の場合について観測値と計算値の加速度波形を比較したものであり、これらのよい一致が得られた。以上の結果から、水郷大橋上部工の減衰定数を推定すれば、橋軸方向については、5%、橋軸直角方向については、塔頂部で0~1%、桁で5%程度と考えられる。

3-2 実橋振動実験

斜張橋の振動特性の調査を目的とし、土木研究所所有の20ton水平起振機を用いて実橋振動実験を行った。実験対象とした橋梁は、一般国道173号と27号を結ぶバイパスルートとして由良川を渡る位置に架設された新丹波大橋であり、図-3に示すように、主径間110mの我が国でも最長のPC斜張橋である。耐震設計上の諸定数の確認と解析モデルの妥当性、設計上仮定した減衰定数等の検証を行うために、共振振動実験、常時微動試験及び自由減衰実験を行った。実験結果をまとめると表-1のようになる。

4. 今後の課題

今後、斜張橋の実橋実験、模型実験を含めた検討を行い、耐震設計上重要なパラメータである減衰定数の設定法の開発を図るとともに、斜張橋の耐震設計法を開発する。

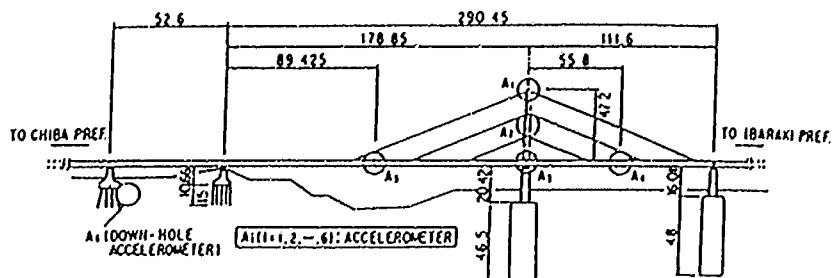


図-1 水郷大橋一般図

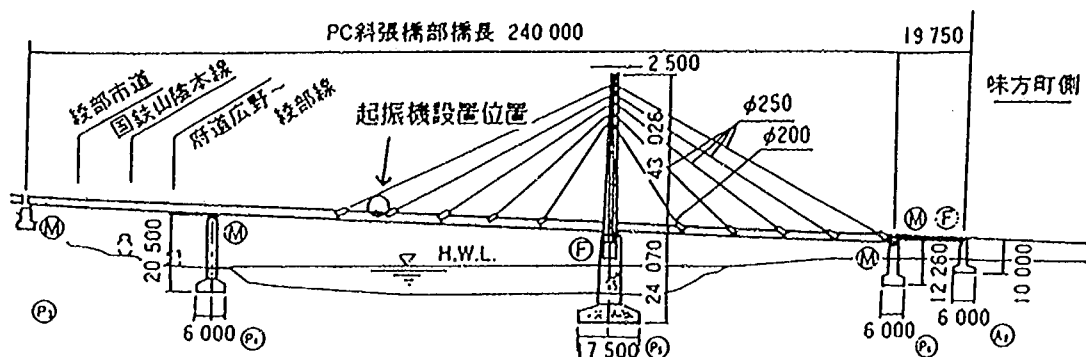
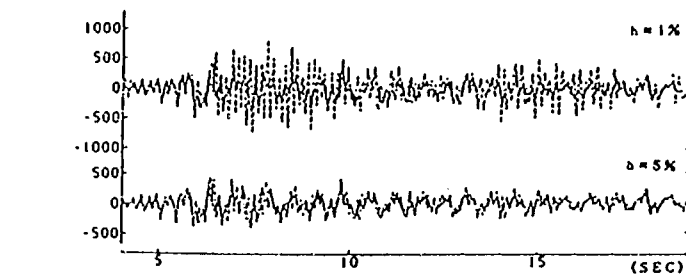
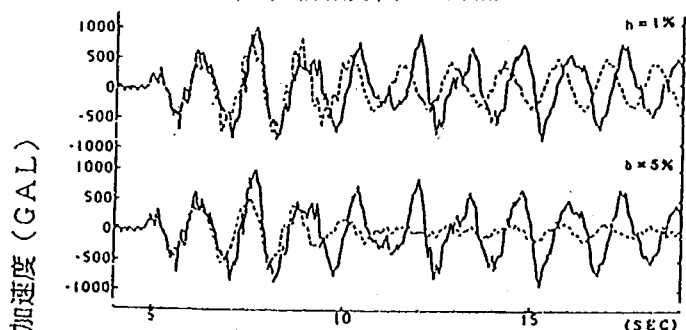


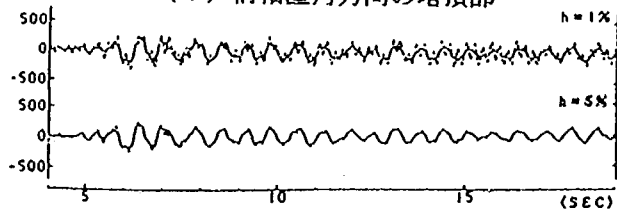
図-3 新丹波大橋一般図



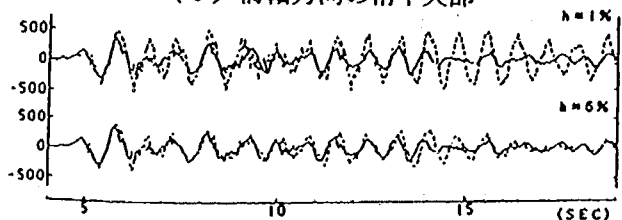
(a) 橋軸方向の塔頂部



(b) 橋軸直角方向の塔頂部



(c) 橋軸方向の桁中央部



(d) 橋軸直角方向の桁中央部

図-2 実測波形と解析結果の比較

表-1 新丹波大橋振動実験結果

a) 固有振動数(Hz)

モード		共振実験	常時微動
橋軸方向	1次	1.025	0.903~1.154
	2次	1.892	1.813~1.868
	3次	2.405	2.417
	4次	2.625	2.686~2.734
	5次	3.198	3.247~3.265
	6次	4.102	4.083
橋軸直角方向	1次	1.147	0.903~1.154
	2次	1.758	1.764~1.776
	3次	1.904	1.898~1.904
	4次	3.052	3.058
	5次	4.150	4.077~4.138
	6次	4.712	-

b) 減衰定数

モード		共振実験	常時微動	自由減衰
橋軸方向	1次	0.0209	0.0075	0.0206
	2次	0.0142	0.0054	0.0039
	3次	0.0103	0.0033	0.0169
	4次	0.0165	0.0027	0.0148
	5次	0.0155	0.0025	0.0353
	6次	0.0092	0.0061	0.0228
橋軸直角方向	1次	-	0.0068	0.0234
	2次	0.0109	0.0048	0.0315
	3次	0.0168	0.0031	0.0075
	4次	0.0086	0.0049	0.0343
	5次	0.0064	0.0023	0.0204
	6次	0.0078	-	0.0122

10. 都市トンネルの耐震調査

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

大規模特殊事業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とりまとめていくことが必要である。

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の検討¹⁾、シールドトンネルセグメントの動的載荷実験²⁾等を行い、昨年度は幅広の沈埋トンネルの地震応答解析手法を提案した³⁾。本年度は最終年度であり、非常に幅広である羽田第一トンネルに対して、昨年度開発した手法を用いて地震応答解析を実施し、その耐震設計に反映した。

2. 解析手法の概要

昨年度提案した手法³⁾は、トンネルの周辺地盤を3次元的なバネ～質点にモデル化するとともに、トンネルを従来のように梁としてではなく、直交異方性板としてモデル化し、これによりトンネル長手方向だけでなく、トンネル直交方向の地盤条件の変化を計算に反映させようとするものである。

3. 羽田第一トンネル・周辺地盤のモデル化および入力地震動

羽田第一トンネルは、軟弱地盤中に建設され、図1に示すように非常に幅広な断面を有する全長734.2mの大規模沈埋トンネルである。本解析においてはこのトンネルを、トンネル長手方向(X方向)およびトンネル直交方向(Y方向)にそれぞれ異なる剛性を持つ直交異方性板(64.2m 3.6m 734.2m)としてモデル化した。

羽田第一トンネルの周辺地盤の状況を示すと図2の通りである。これらの図から、地盤条件はX方向およびZ方向だけでなく、Y方向にも変化している様子がわかる。本解析においてはこの地盤を、7質点 37質点のバネ～質点にモデル化した。なお、従来の沈埋トンネルは軟弱地盤中に建設されているが、本トンネルでは図2(b)に示すように、トンネルの周辺部はDJM工法による地盤改良が施されている。このような地盤改良効果がトンネルの耐震性に与える影響を検討することも、本解析手法を用いれば可能である。

ここに、羽田第一トンネルと周辺地盤のモデル化を示すと図3の通りである。

なお入力地震動としては、宮城県沖地震の際に開北橋近傍の基盤上で得られた地震動記録の加速度応答スペクトルが L1 スペクトルと一致するように、地震動記録の周波数特性を修正した波形を用いた。

4. 調査結果

トンネルに生ずる軸力およびせん断力の長手方向の分布を示すと図4の通りである。なお図4には、トンネル中心位置における地盤(改良地盤)がトンネル直交方向に成層状に堆積していると仮定して、従来の梁モデルにより解析した結果も併せて示している。従来の梁モデルでは、羽田側と京浜南運河側の2箇所には大きな軸力が生じると予測されるが、板モデルを用いた場合には、京浜南運河側の軸力の値が約28000tfから約20000tfに低下している。またせん断力についても、京浜南運河側で板モデルを用いた場合の方が梁モデルを用いた場合よりもかなり小さい。これらの違いはともに、従来の動的解析手法では考慮できなかったトンネル直交方向の地盤条件の変化(特に、改良地盤と未改良地盤の変化)、および幅広なトンネルの板としての挙動を正しく解析に取り入れたために生じたものである。

また、構造物に生ずる軸応力およびせん断応力の分布を図5に示すが、これらの応力はトンネルを板としてモデル化したことにより、トンネル直交方向に均等とはならず、複雑な分布形状を示している。

5. まとめ

トンネルを直交異方性板にモデル化し、トンネル直交方向の地盤条件の変化を考慮した解析手法を開発した。この手法によって地震応答解析を行えば、幅広なトンネルの地震時挙動をより正確に把握することができる。また本手法は、トンネル直交方向に地盤条件が変化するトンネルの動的解析にも有効に利用することができる。なお、本解析結果は、羽田第一トンネルの詳細設計に反映されている。

《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）、土研資料第2229号、昭和60年3月、（その2）、土研資料第2261号、昭和60年10月、（その3）、土研資料第2376号、昭和61年4月
- 2) 建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その1）、土研資料第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
- 3) 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

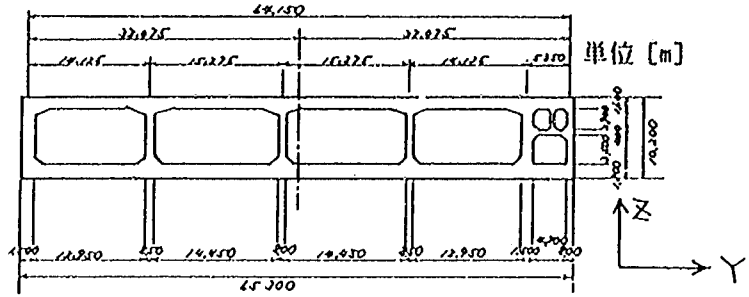
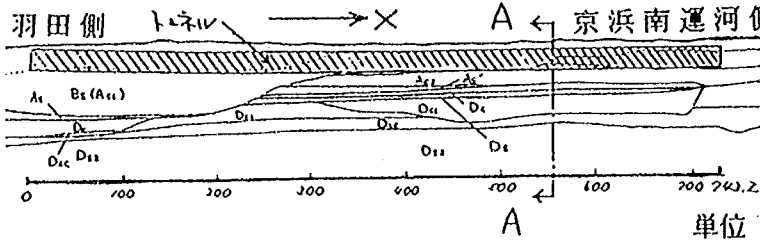
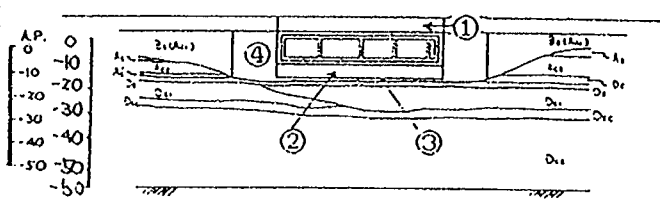


図1 羽田第一トンネルの横断面図



(a) トンネル長手方向



注1. ①～④は改良地盤を示す
(b) トンネル直交方向 (A-A断面)

図2 トンネル周辺地盤の状況

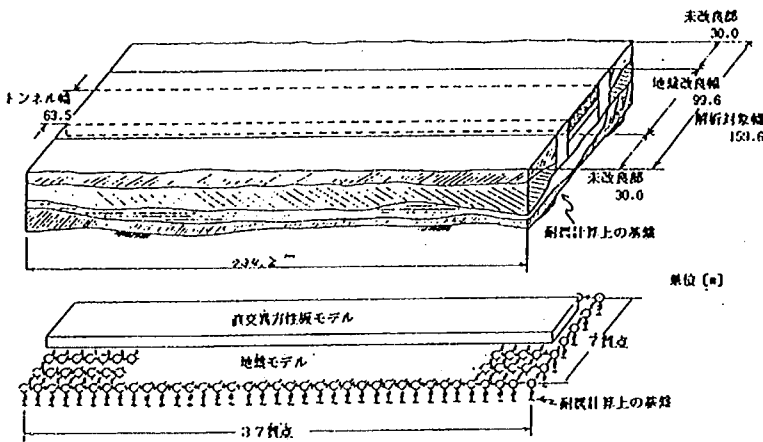
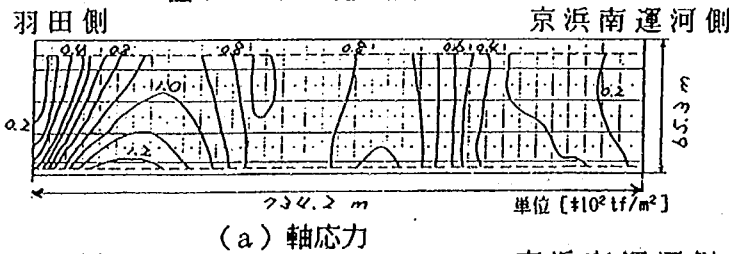
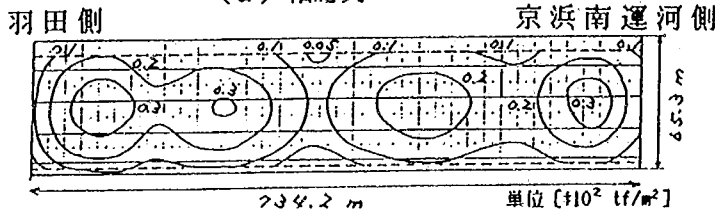


図3 モデル化の概要

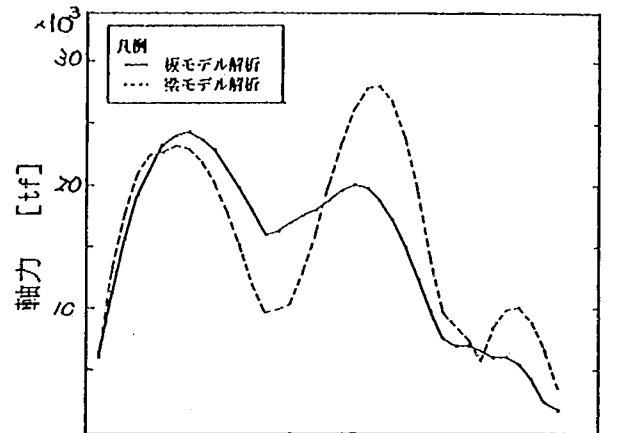


(a) 軸応力

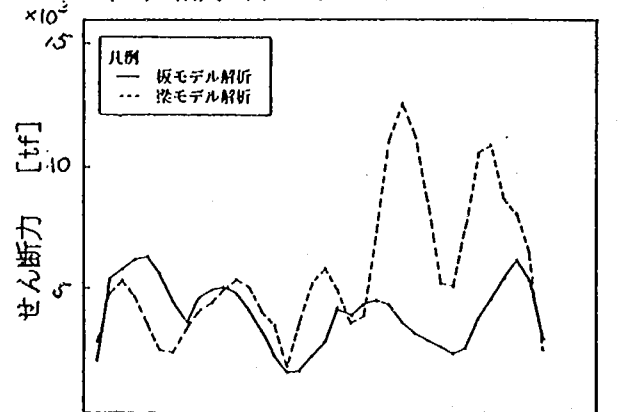


(b) せん断応力

図5 トンネルに生ずる応力の分布



羽田側 京浜南運河側
(a) 軸力 (トンネル長手方向加振)



羽田側 京浜南運河側
(b) せん断力 (トンネル直交方向加振)

図4 断面力のトンネル長手方向分布

1 1. 制震構造の地震応答特性に関する研究 (科学技術振興調整費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 長谷川金二

小山 達彦

吉田 武史

1. まえがき

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

2. 研究目的

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

3. 研究方法

3. 1 制震構造の地震応答実験

3. 1. 2 橋梁模型

図1は、3径間連続橋を対象とした実験模型の寸法および形状示したものである。支承条件は1点固定であり、基本的には1自由度構造物と考えてよい。実験に際しては、その固有周期および減衰特性が重要となるので、部材の剛性、重量および部材接合部等には十分に注意を払って製作した。また、一つの模型で固有周期を3種類に変化させるため、固定支承を有する橋脚の高さを57cm、67cmおよび77cmと変化させることのできる構造とした。

3. 1. 3 実験内容

実験では振動台実験施設の中型振動台（寸法：2m×3m、最大加振力：25t、最大変位振幅：±75mm、最大加速度：±2,500gal（無載荷時））上に前記の橋梁模型を据え付け、橋軸方向に振動させた。

実験ケースは、橋梁模型の固有周期を3種類に変化させ、それぞれについて制震装置のある場合とない場合と対象として、以下の実験を行った。

①自由振動実験

②地震波入力実験

①の自由振動実験は、橋梁模型の有する固有周期および減衰特性を検討するためのものであり、②の地震波入力実験は、実地震時における制震効果を確認するためのものである。地震波入力実験に用いた波形は、1878年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録、および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（ただし、時間軸は1/2に縮めている）である。

実験に際しては、振動台の速度、加速度、けたの速度、加速度、変位、制震装置の制震力、橋脚基部のひずみ等を測定した。

制震装置は、写真-1に示すように質量5.9kg（けた重量の11%に相当）のマスとそれを動かす電気式アクチュエ이터から構成され、これをけたの上に据え付けた。制震装置は、減衰を増加させるという意味から、振動台とけたとの相対速度基準に、これに比例する制震力を与えるように制御を行った。制震力と相対速度との比を制御ゲインGと呼び、実験では $G = 100\text{N}\cdot\text{sec/m}$ 、 $200\text{N}\cdot\text{sec/m}$ および $300\text{N}\cdot\text{sec/m}$ と変化させた。

3. 2 制震構造の地震応答解析

3. 2. 1 制震構造の地震応答解析プログラム

制震構造の地震応答解析プログラムの基本となる運動方程式を以下に示す。まず、1自由度系の構造系の運動方程式は、次式で表わされる。

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + K X = F \quad (1)$$

ここで、 M は1自由度の質量、 C は1自由度の減衰定数、 K は1自由度の剛性、 $\ddot{X}$ は1自由度の加速度、 $\dot{X}$ は1自由度の速度、 X は1自由度の変位、 F は1自由度構造系に作用する地震外力である。この1自由度の構造系に対して、制震装置による制震力が作用すると運動方程式(1)は、次のようになる。

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + K X = F - U \quad (2)$$

ここに、 U は制震装置による制震力である。

質量 m_d とそれを制御するアクチュエ이터からなるアクティブ・マス・ダンパーを1自由度の構造系に据え付けるものとする。このダンパー系の運動方程式は次のようになる。

$$m_d \ddot{x}_d = F_d + U \quad (3)$$

ここに、 x_d はアクティブ・マス・ダンパーの変位、 F_d はアクティブ・マス・ダンパーに作用する地震外力である。式(2)および式(3)をまとめてマトリックスの形で表すと次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{X} \\ \dot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ x_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ F_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -U \\ U \end{bmatrix} \quad (4)$$

次に、アクティブ・マス・ダンパーのアクチュエーターによる制震力は、1自由度の構造系に取り付けられた感振器によって測定される1自由度の変位および速度の振動状態によって次式により与えられると仮定する。

$$U = \begin{bmatrix} G_s^c & G_d^c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{X} \\ \dot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} G_s^k & G_d^k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ x_d \end{bmatrix} \quad (5)$$

ここに、 G_s^c は1自由度の速度に対する制御ゲイン、 G_d^c はアクティブ・マス・ダンパーの速度に対する制御ゲイン、 G_s^k は1自由度の変位に対する制御ゲイン、 G_d^k はアクティブ・マス・ダンパーの変位に対する制御ゲインである。

式(5)を式(4)に代入することにより、1自由度の対象構造物とアクティブ・マス・ダンパーからなる全体構造系の運動方程式は次のようになる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & m_d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C + G_s^c & G_d^c \\ -G_s^c & -G_d^c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{X} \\ \dot{x}_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K + G_s^k & G_d^k \\ -G_s^k & -G_d^k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ x_d \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ F_d \end{bmatrix} \quad (6)$$

3. 2. 2 制震装置の制御方法

制震装置で制御するためには、式(5)の制御ゲインを決定する必要があり、その決定方法については、各種の方法が考えられるが、ここでは以下に示す2方法を取り上げた。

①最適フィードバック制御法による設定

最適フィードバック制御法によれば、制震装置の制御ゲインは次の2次評価関数Jを最小とする値で与えられる。

$$J = \frac{1}{2} \int_0^{\infty} (X^T Q X + U^T R U) dt \quad (7)$$

ここに、Qは1自由度系の変位Xに対する重み係数、Rは制震装置の制震力Uに対する重み係数である。式(7)から分かるように、重み係数QをRに対して相対的に大きくすることは、制震力はある程度増加させてもよいが、とにかく1自由度系の変位を抑えようということであり、逆に、RをQに対して相対的に大きくすることは、1自由度系はある程度振動してよいが、制震力を小さくしようということである。

②モード制御法による設定

1自由度の構造系は、その質量と剛性に応じた固有値を持っている。この構造系にアクティブ・マス・ダンパーよりなる制震装置を取り付けるものとする、構造系が本来持っていた固有周期、減衰定数は変化する。モード制御法では、制震装置の制御ゲインを変化させることにより、全体構造系の固有周期および減衰定数を期待する値に変化させて、地震応答特性を制御しようとするものである。

4. 研究成果

4. 1 制震構造の地震応答実験

図2は、制震装置により制御を行わなかった場合の自由振動時のけたの速度応答波形を示したものである。これらの図より、対数減衰率から等価粘性減衰定数を求めると、橋脚高さ57cmの場合に1.6%、67cmの場合に1.4%、77cmの場合に2.9%となる。これに対して、図3は、それぞれ、制御ゲインを $100\text{N}\cdot\text{s/m}$ 、 $200\text{N}\cdot\text{s/m}$ 、 $300\text{N}\cdot\text{s/m}$ とした場合の自由振動時のけたの速度応答波形を示したものである。これらの図から等価粘性減衰定数を求めて、減衰定数が制御ゲインに対してどのように増加するかを示したのが図4である。橋脚高さが77cmと高く、固有周期が最も長い場合に、制御ゲインに対して減衰の増加する割合が大きくなっている。

図5は、地震波入力実験において、最大加速度が振動台上の入力に比べてけた上の応答で何倍に増幅されたかを示したものである。制御を行っていない場合には、応答倍率が1を越え、増幅されているケースが多いが、制御を行うと応答倍率は1を下回り、振動が抑えられていることが分かる。また、一般的傾向として制御ゲインが大きくなれば、応答倍率は小さくなっていると言えるが、開北橋記録を入力した場合には、制御ゲイン $G=200\text{N}\cdot\text{s/m}$ に比べて $G=300\text{N}\cdot\text{s/m}$ の方が応答倍率は大きくなっている。したがって、入力地震動、構造物の周期等によるが、必ずしも制御ゲインを上げて減衰を増加させれば、制震効果が高まるという訳ではないことに注意しなければならない。

4. 2 制震構造の地震応答解析

解析で対象とした橋は、図6に示すような3径間連続橋であり、これを1自由度の構造系として取り扱った。制震装置のマスは、この対象橋の上部構造重量(1035t)の1/10、1/100、1/1000の3ケースを考えた。制御ゲインに関して、まず、最適フィードバック制御においては、制震装置の制震力に関する重み係数 R を1とし、1自由度系の変位に対する重み係数 Q を 10^6 、 10^8 、 10^{10} と変化させ、制御ゲインを決めた。また、モード制御法では、1自由度系の固有周期は変化させず、減衰定数だけを0.1、0.2、0.3となるように制御ゲインを決めた。表1は、このようにして求めた制御ゲインの一覧表である。

この制震装置を据え付けた対象橋に対して、開北橋記録および八郎潟記録を入力したときの応答を求めた。図7は、八郎潟記録(最大加速度144gal)を入力したときにけたに生じる最大応答加速度が、最適フィードバック制御法の重み係数 Q に対して、また、モード制御法の減衰定数に対してどのように変化するかを示したものである。いずれのケースも最大応答加速度は、入力の最大加速度よりも小さくなっており、振動が抑えられていることがわかる。図8は、同じケースで制震装置のマスが最大どの程度動いたかを示したものである。マスの質量が小さくなれば、制震力を大きくするために、当然、マスを大きく動かす必要があり、上部構造重量の1/1000の場合には、100m以上のストロークが必要となっている。したがって、実物の道路橋において制震装置を据え付けるためには、マスの質量とそのストロークを適切に定める必要がある。

5. まとめ

制震構造の地震応答を明らかにするため、道路橋を対象とした振動台実験と応答解析を行い、制震構造について基礎的資料を得た。今年度は、1自由度系を対象にして研究を行ったが、さらに多自由度系を対象とした制御方法等について研究する必要がある。

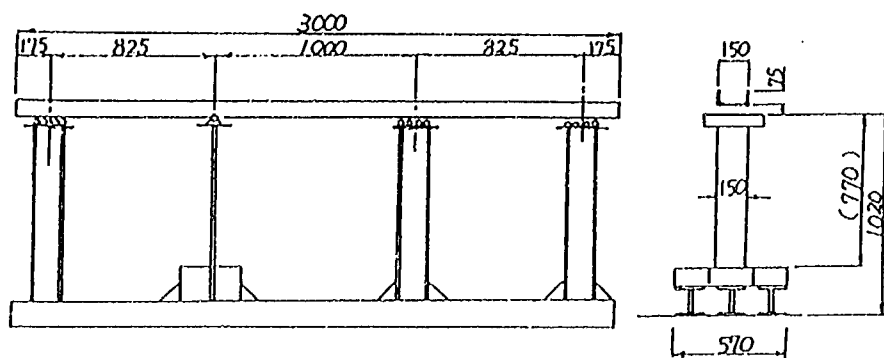
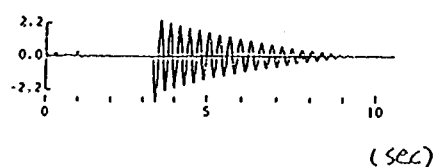


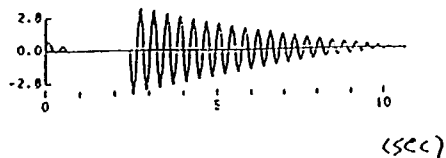
図1 実験模型の寸法



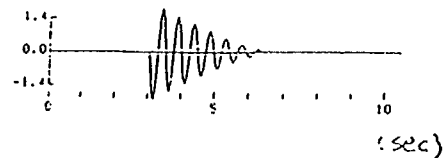
写真1 制震装置



(a) 橋脚高さ 57 cm

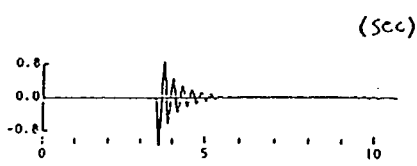


(b) 橋脚高さ 67 cm

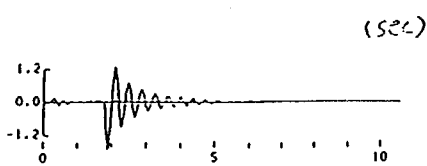


(c) 橋脚高さ 77 cm

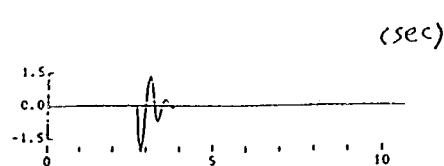
図2 非制御時自由振動波形



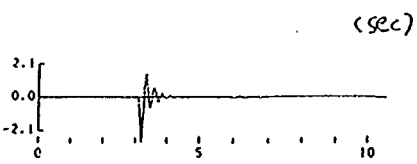
(a) 制御ゲイン 100 (n, s/m)



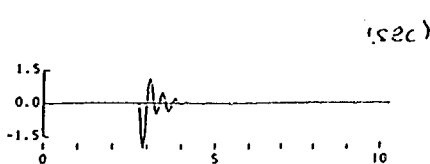
(a) 制御ゲイン 100 (n, s/m)



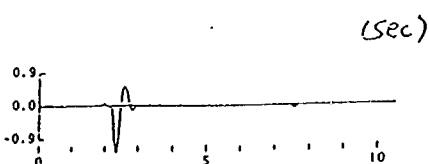
(a) 制御ゲイン 100 (n, s/m)



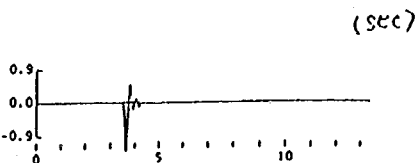
(b) 制御ゲイン 200 (n, s/m)



(b) 制御ゲイン 200 (n, s/m)

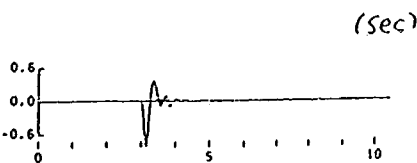


(b) 制御ゲイン 200 (n, s/m)



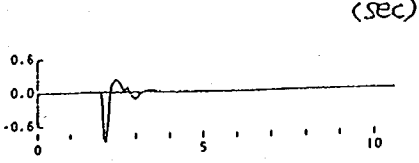
(c) 制御ゲイン 300 (n, s/m)

① 橋脚高さ 57 cm



(c) 制御ゲイン 300 (n, s/m)

② 橋脚高さ 67 cm



(c) 制御ゲイン 300 (n, s/m)

③ 橋脚高さ 77 cm

図3 制御時の自由振動波形

減衰定数 [%]

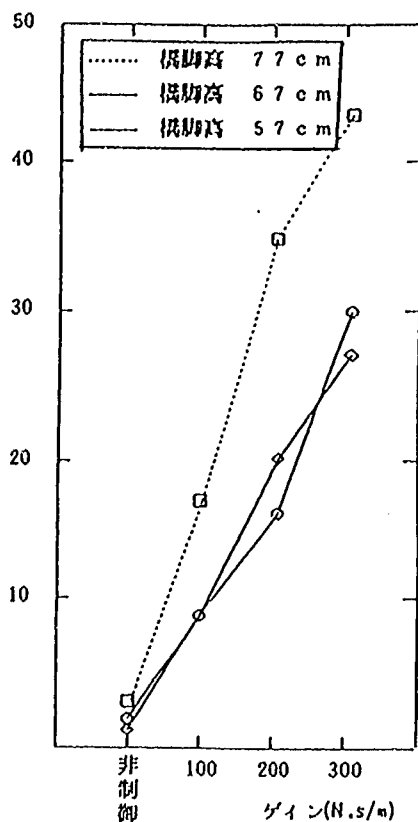
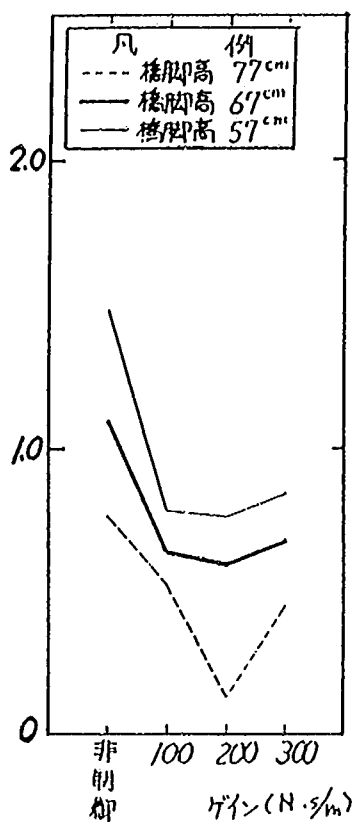
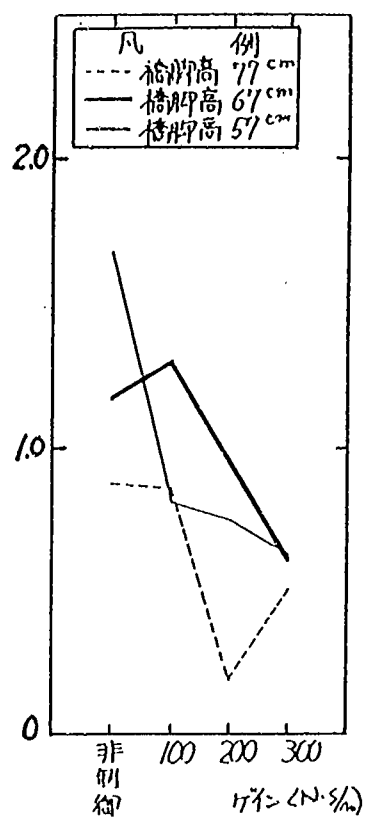


図4 減衰定数



(a) 開北橋記録入力



(b) 八郎潟記録入力

図5 加速度応答倍率

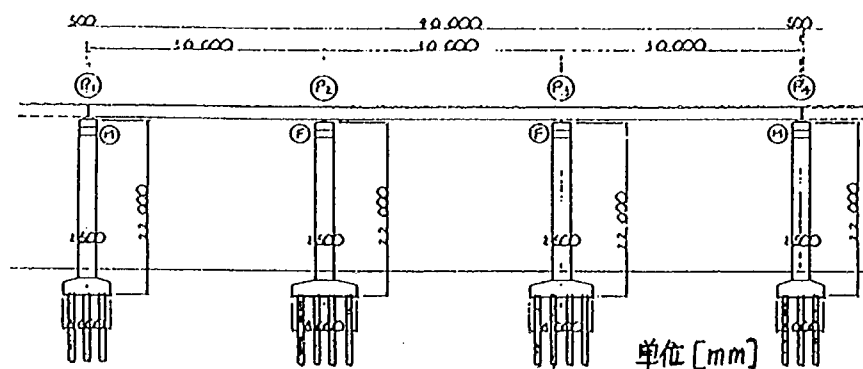


図6 解析対象橋

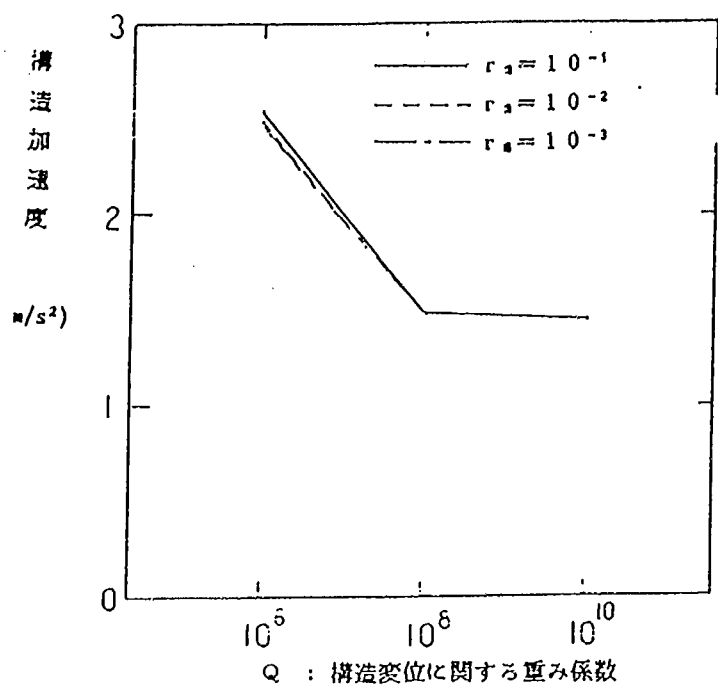
表1 制御ゲイン

(1) 最適フィードバック制御

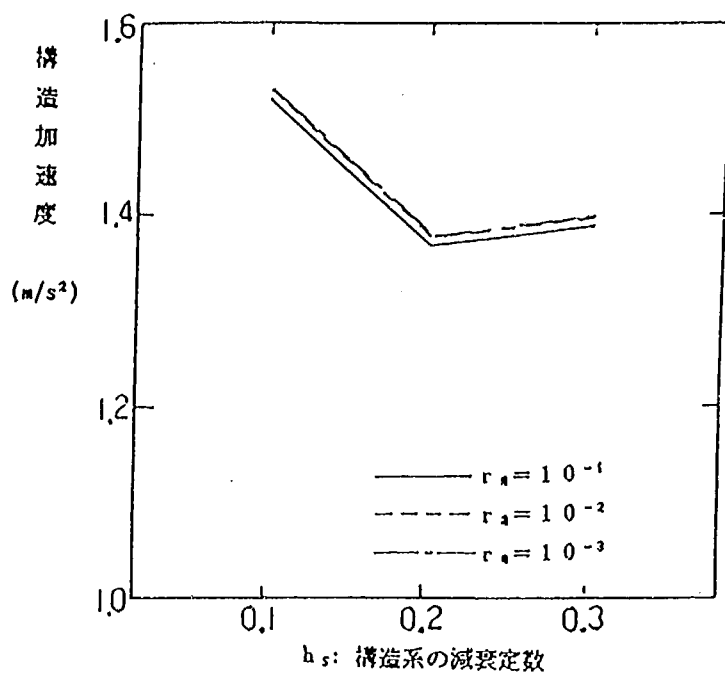
解析ケース		G^c_s	G^c_d	G^k_s	G^k_d
r_a	Q	(N·s/m)	(N·s/m)	(N/m)	(10^{-6} N/m)
10^{-1}	10^0	160	5.34	22	26
	10^6	1560	52.2	2100	2560
	10^{10}	9630	322	79800	97300
10^{-2}	10^0	160	0.54	22	4
	10^6	1570	5.24	2120	378
	10^{10}	9640	32.2	79900	14300
10^{-3}	10^0	161	0.05	22	1
	10^6	1570	0.53	2120	66
	10^{10}	9640	3.22	80000	2480

(2) モード制御

解析ケース		G^c_s	G^c_d	G^k_s	G^k_d
r_a	h_s	(N·s/m)	(N·s/m)	(N/m)	(10^{-6} N/m)
10^{-1}	0.1	1210	40.50	402	763.0
	0.2	2420	48.50	804	750.0
	0.3	3640	56.60	1210	653.0
10^{-2}	0.1	1210	4.04	402	139.0
	0.2	2420	4.85	804	133.0
	0.3	3630	5.66	1210	127.0
10^{-3}	0.1	1210	0.40	402	13.9
	0.2	2420	0.49	804	13.2
	0.3	3620	0.57	1210	12.5

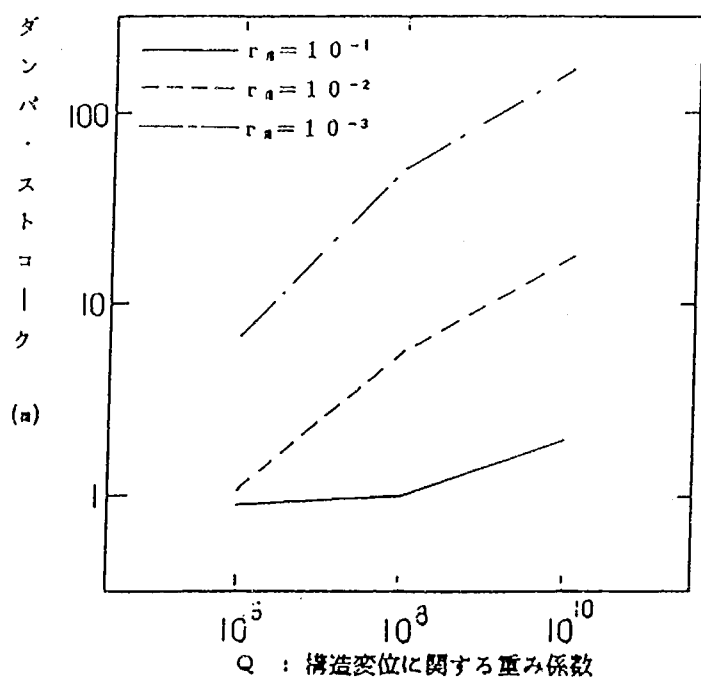


(a)最適フィードバック制御法

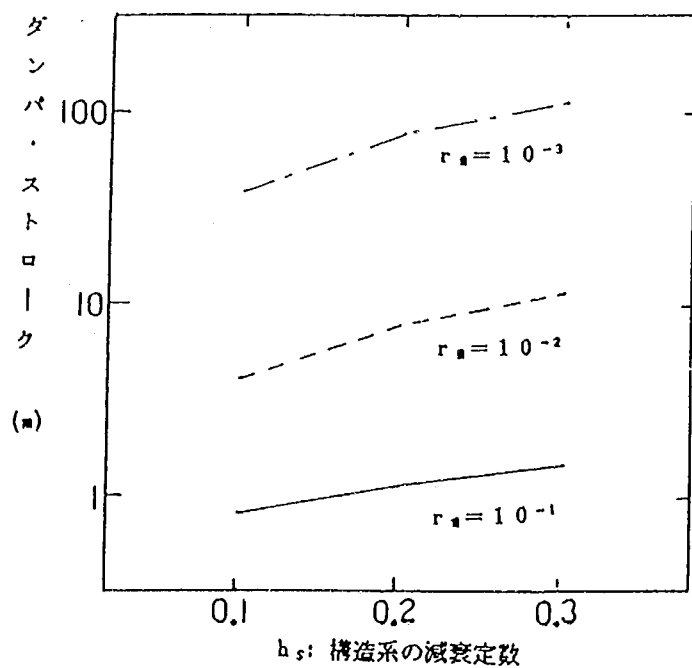


(b)モード制御法

図7 桁に生じる最大加速度

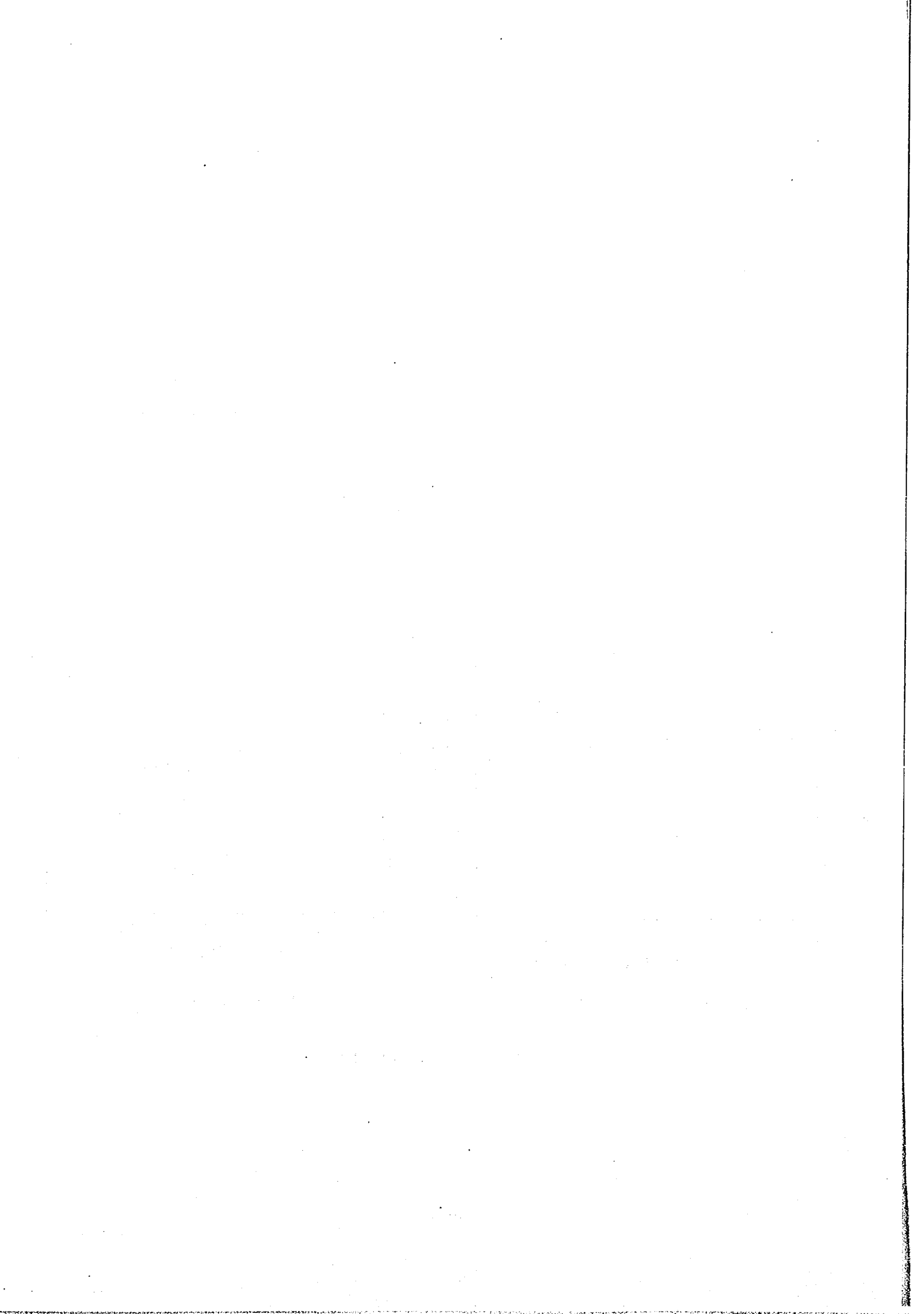


(a)最適フィードバック法



(b)モード制御法

図8 ダンパーストローク



1 2. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究 (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

都市内高速道路に多用されている鋼製橋脚は、従来の地震により大きな被害を受けた事例はなく、その地震時挙動および地震被害状況は十分には明らかになっていない。そこで、本課題では、阪神高速道路公団湾岸線に用いられている鋼製橋脚を対象とした模型の動的載荷実験を行い、その動的耐力および変形性能を検討した。

本年度は、鋼製橋脚の基本的な地震時耐力および変形性能について検討するとともに、特に模型橋脚柱部のすみ肉溶接サイズの大きさが地震時耐力および変形性能に及ぼす影響を調査した。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

3. 1 実験に用いた鋼製橋脚模型

阪神高速道路公団湾岸線に用いられている高さ10m、断面寸法1.8m×1.8mの1本柱鋼製橋脚を原形とし、この1/4.5模型を図1のように製作した。模型は鋼製の柱とベースプレートで構成されており、柱下端から載荷点中央までの柱の高さは2.4mである。また、柱断面は0.4m×0.4mの箱型断面である。ただし、リブで補剛されたウェブ及びフランジの面内及び面外の非弾性挙動をモデル化する場合の模型相似律をどのようにとるべきかに関してはよくわからないため、ここでは、フランジ、ウェブ、リブ等の寸法及び板厚をともに1/4.5にすることとし、これに最も近い鋼板(SS41)の規格値から、板厚を4.5mm(フランジ及びウェブ)、3.2mm(リブ)とした。この供試体を計算上降伏させるために必要な橋脚天端作用力は7.8tであり、40tfの桁重量を仮定すると、設計震度は約0.2となる。なお、図1の断面は、道示による照査を満足する。また、柱部のすみ肉溶接のサイズは、最も大きい場合を想定して板厚と同じ厚さの4.5mmとした。

3. 2 調査方法

実験では、図2に示すように、土木研究所所有の加振機および軸力載荷装置を用いて、鋼製橋脚模型に動的な正負交番水平力および一定軸力を載荷した。軸力は、実橋の死荷重を考慮して、20tf(軸力による鋼板の応力は234kgf/cm²)とし、橋軸方向に一定振幅 $n\delta_y$ (δ_y : 降伏変位) で各10回ずつの正負交番載荷(載荷速度は10cm/sec一定)を変位制御モードで行なった。ここで、降伏変位は上部構造重量による軸力20tfを考慮してフランジが計算上降伏する時の変位(12mm)とした。この際、同一変位振幅における載荷繰り返し回数は10回とした。

実験における測定項目は、以下の通りである。

- (a) 加振機の水平力
- (b) 加振機の変位
- (c) 軸力
- (d) 模型柱部のひずみ

また、実験終了後には、亀裂、座屈による面外変形などの柱部の損傷状況も観測した。

4. 調査結果

図3は各載荷段階の荷重～橋脚天端変位の履歴を示したものである。これによれば、 $2\delta_y$ までは紡錘形の履歴を示すが、 $3\delta_y$ では平行四辺形に近くなり、 $4\delta_y$ ではくり返し回数とともに荷重が低下し、 $5\delta_y$ で、最大荷重が $1\delta_y$ での最大荷重を下回り、終局に至っている。最大荷重は正負側とも $3\delta_y$ 時に生じており、正側で15.1tf、負側で-13.9tfである。また、図4は、実験終了後の柱の変状を示したものであり、最大60mmの凹の面外変形が生じている。図5、6は、各載荷の第1回めの履歴から求めた等価剛性(ループの最大及び最小変位点を結ぶ割線剛性)及び等価粘性減衰を示したものである。等価剛性は $2\delta_y$ 以後、ほぼ直線的に低下している。等価粘性減衰定数も同様で、 $1\delta_y$ 載荷から $5\delta_y$ 載荷まではほぼ直線的に増加している。

図7は、同一振幅によるくり返し載荷に伴う剛性低下率 $R_i = K_i/K_1^{(1)}$ (K_i は*i*回めの載荷時の等価剛性)を示したものである。剛性低下率 R_i を次式により近似し、

$$R_i = \frac{1}{1 + a(i-1)} \quad (1)$$

剛性低下係数 a により、同一振幅の載荷による剛性の低下度を表わしたのが図8である。これによれば剛性低下係数 a は次のようになる。

$$a = \begin{array}{ll} 0.03 \sim 0.01 & \delta \leq 3\delta_y \\ 0.22 & \delta = 4\delta_y \\ 0.07 & \delta = 5\delta_y \end{array} \quad (2)$$

図8中にはすみ肉溶接サイズだけを3.0mmとした模型による剛性低下係数 a を示している。²⁾ 剛性低下係数 a は、 $3\delta_y$ までは、両模型にほとんど差がなく、0.01～0.03の値を示している。 $4\delta_y$ 以降では、溶接サイズが4.5mmの模型では $4\delta_y$ で0.22と大きな値を示すのに対して、溶接サイズが3.0mmの模型では0.06～0.07程度の値を示しており、最大耐力を過ぎた $4\delta_y$ 以降で、溶接サイズが大きい模型の方が剛性の低下が大きいことがわかる。

図9は荷重～変位履歴曲線の包絡線について、上記のすみ肉溶接サイズが3mmの場合との比較を示したものである。これによれば、最大耐力は、両模型とも $3\delta_y$ の第1回目の載荷時に生じ、その値はすみ肉溶接サイズが4.5mmの模型で15.1tf、すみ肉溶接サイズが3.0mmの模型で15.9tfであり、溶接サイズが最大耐力に与える影響は小さい。両模型の包絡線は $4\delta_y$ の載荷までは、ほとんど一致しているが、耐力が急激に低下する $5\delta_y$ では、溶接サイズが大きいほうが耐力低下の程度は大きく、このため変形性能も小さくなっている。

5. 結論

鋼製橋脚の動的耐力および変形性能を調査するため、鋼製模型橋脚の動的載荷実験を行い、その基本的変形性能、および柱部のすみ肉溶接サイズの影響を検討した。その結果、以下のことが明らかになった。

1) 最大荷重は $3\delta_y$ 時に生じる。同時に、 $3\delta_y$ 載荷あたりから等価剛性の減少及び等価粘性減衰定数の増加がはっきりしてくる。

2) 溶接サイズは最大耐力には大きな影響を及ぼさないが、変形性能に関しては、今回採用した程度の溶接サイズでは、溶接サイズを大きくしても、変形性能は改善されない。

変形性能に及ぼす影響については、さらに検討する必要があるが、溶接サイズが大きいほど溶接による残留応力が大きく、これが柱部の面外座屈に影響を及ぼしたことも考えられる。また、今後、今回の実験をもとに変形性能等について解析的な検討も行う必要があると考えられる。

【参考文献】

1) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：同一振幅のくり返し載荷によるRC橋脚の等価剛性の変化、第19回土木学会地震工学研究発表会、昭和62年7月

2) 川島一彦、長谷川金二、吉田武史、小坂寛巳：鋼製橋脚の動的載荷実験、土木学会第43回年次学術講演会、昭和63年10月

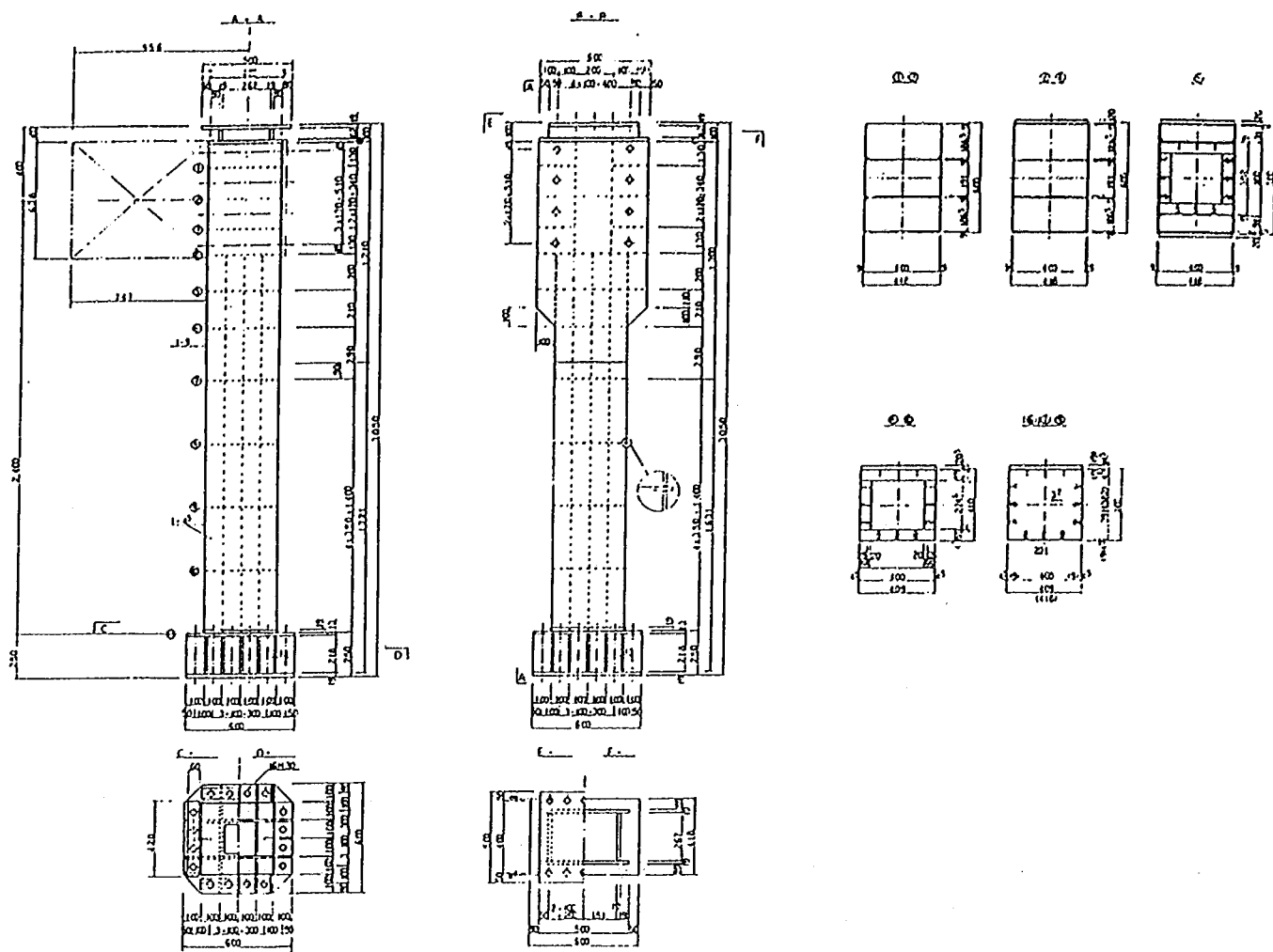


图 1 鋼製橋脚模型

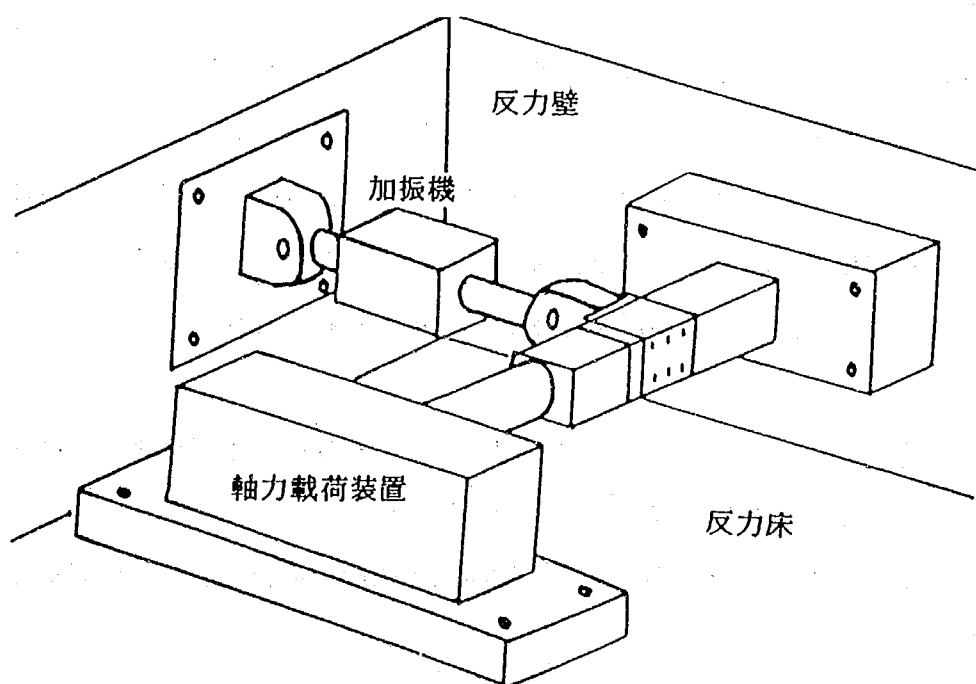
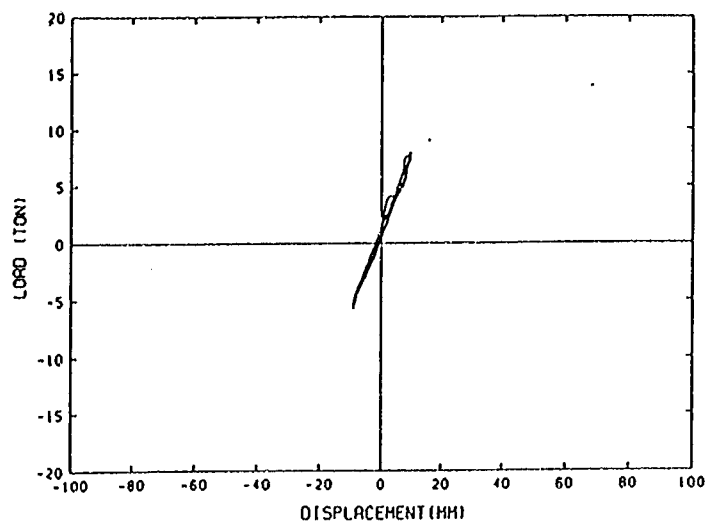
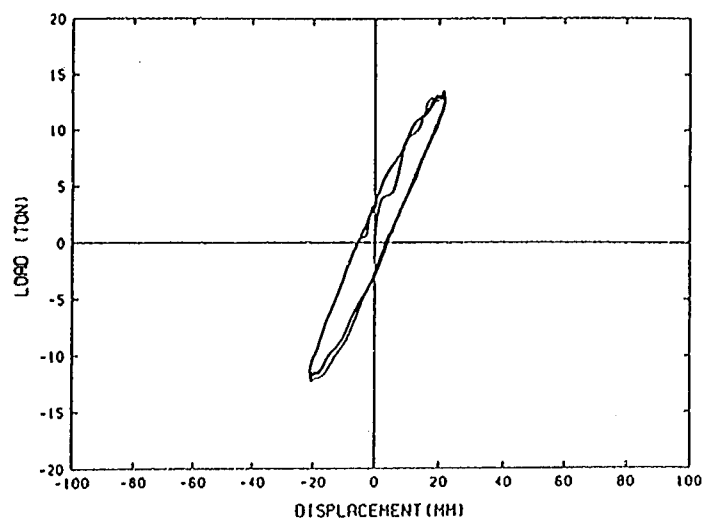


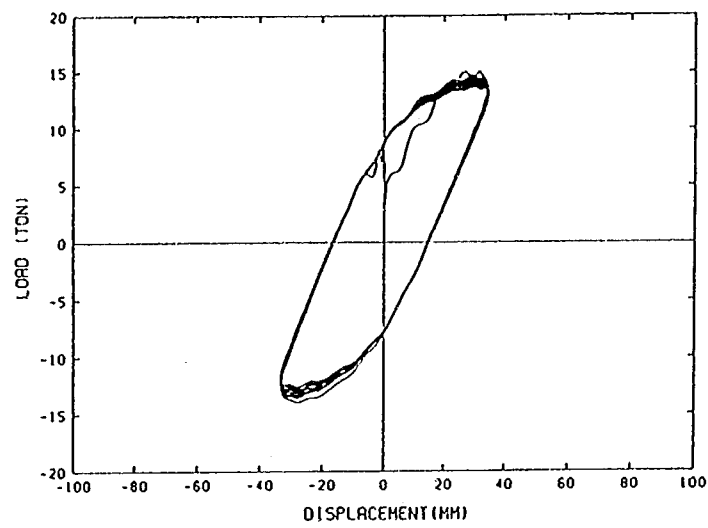
图 2 実験状況



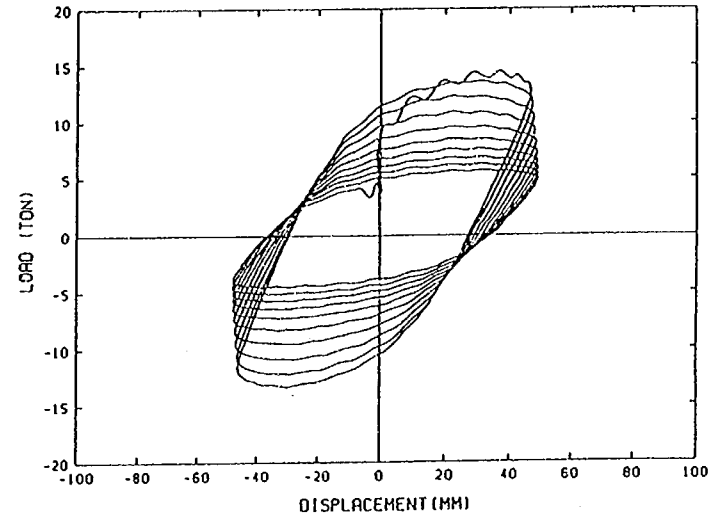
(a) $1 \delta_y$



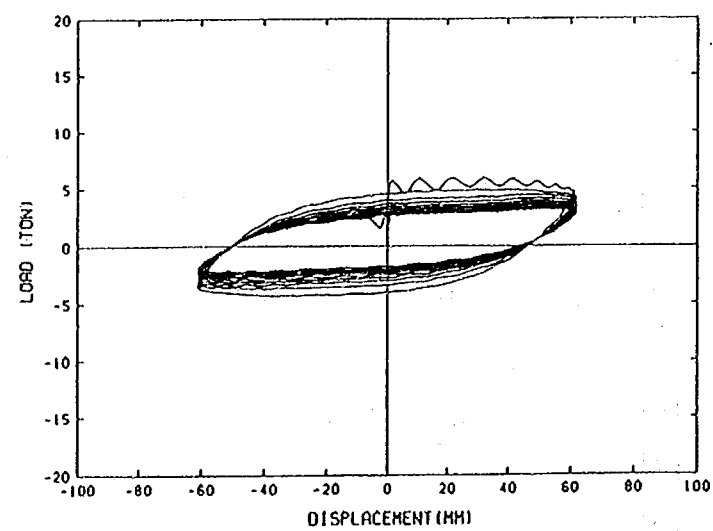
(b) $2 \delta_y$



(c) $3 \delta_y$



(d) $4 \delta_y$



(e) $5 \delta_y$

図3 荷重～変位履歴曲線 (溶接サイズ=4.5mm)

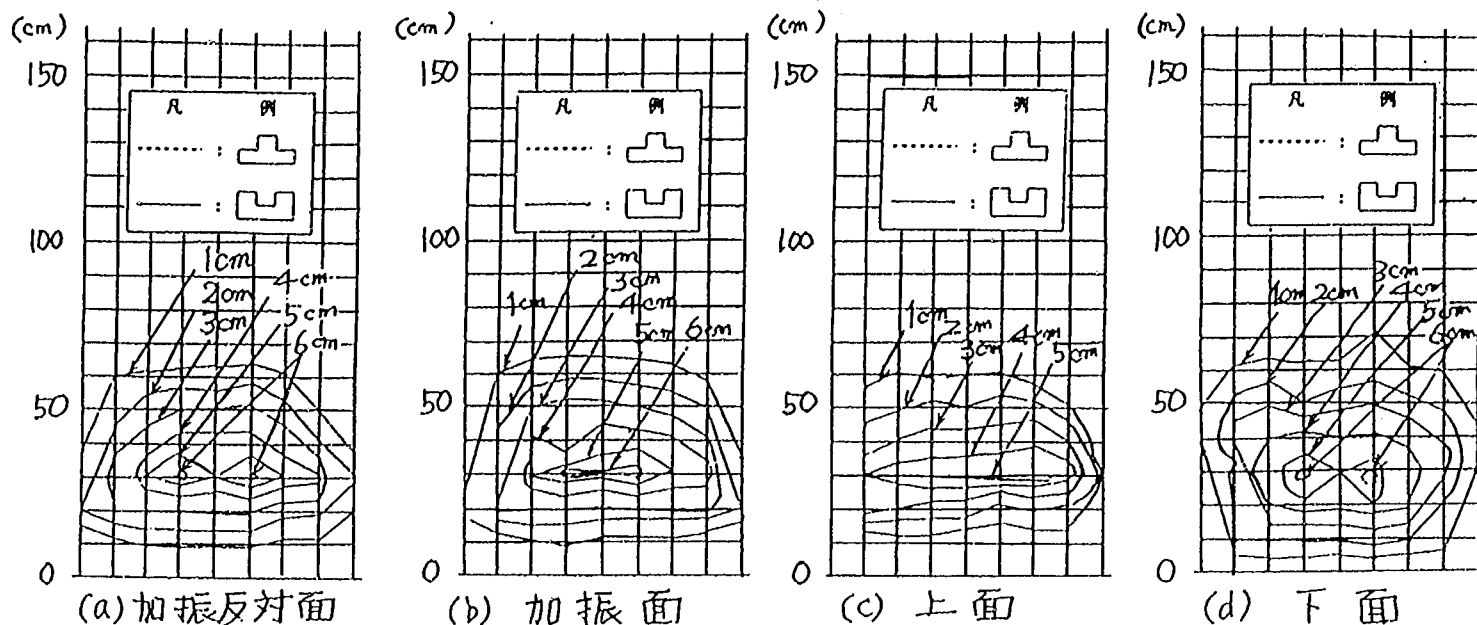


図4 実験終了時の軀体の変状

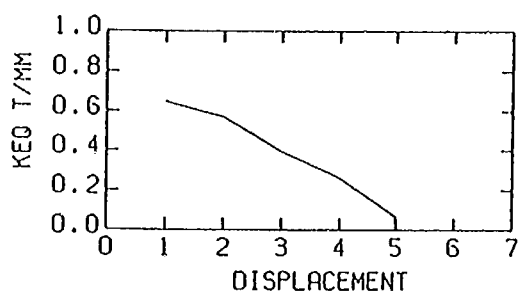


図5 等価剛性

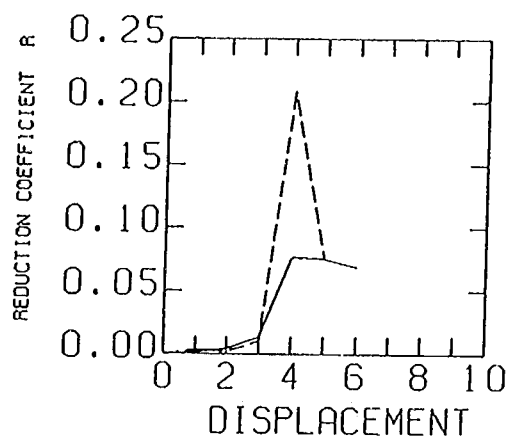


図8 剛性低下係数

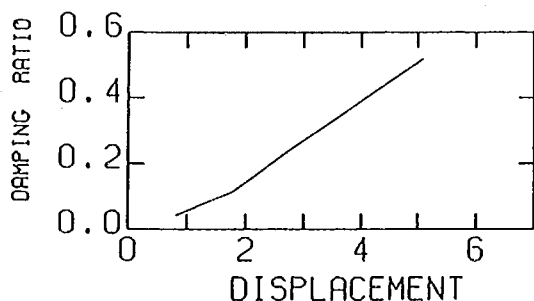


図6 等価粘性減衰定数

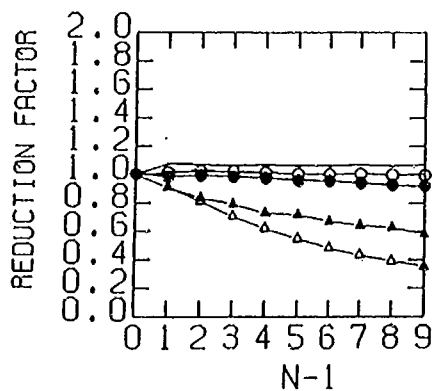


図7 剛性低下率

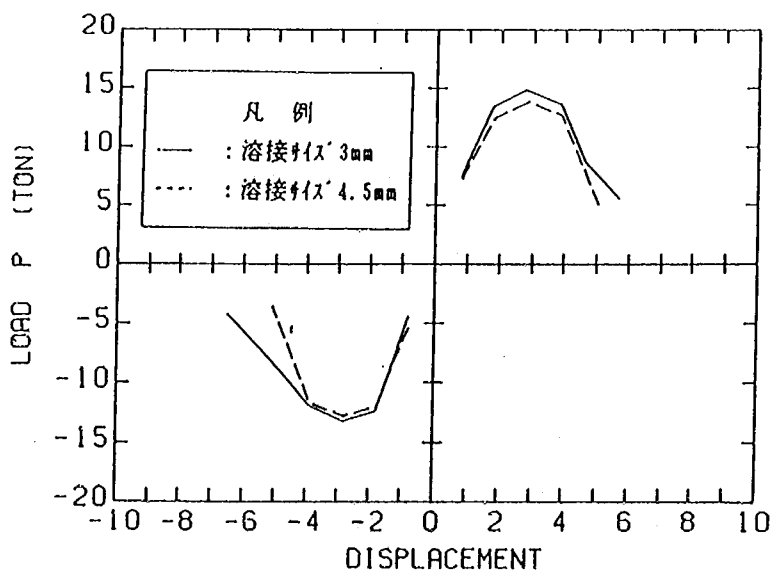


図9 荷重～変位履歴曲線の包絡線

13. 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験

(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

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、明石海峡大橋・来島海峡大橋は、未固結の軟岩あるいは岩盤上に大規模な基礎が設置されることが計画されており、これらの基礎の耐震設計においては、近年の耐震工学に関する新しい知見を踏まえた新しい耐震設計法及び安定照査法を導入することが求められている。

2. 調査目的

明石海峡大橋・来島海峡大橋の耐震設計法及び安定照査法の開発を目的とする。

3. 調査方法

本調査は、昭和59年度からスタートしたものであり、昨年度までに応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法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）を通じて、地盤ばねの設定、減衰定数の設定法の提案を含めて耐震計算法としてのとりまとめを行った。

以上の耐震計算法では、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。しかしながら、基礎の安定性の照査法においては、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、動的な耐震計算法としてのバランスがなお十分ではない。

本年度は、動的な概念を取り入れた剛体基礎の動的な安定照査法の開発を目的として、剛体基礎の転倒に関する既往の研究の整理を行うとともに、剛地盤上の剛体基礎の転倒・滑動解析プログラムを作成し、正弦波入力に対する剛体基礎の転倒に関する検討を行った。

4. 剛体基礎の転倒・滑動・ジャンプ解析手法

4.1 剛体基礎の転倒・滑動・ジャンプ解析手法

剛体基礎の既往の研究を整理し、望月、小林の方法を基本として、これにケーブル張力等の時間的に変動する任意の外力を考慮できるように運動方程式を拡張するとともに、これに基づく解析プログラム“DSRJ”を作成した。以下に解析手法を示す。

図-1に示すような解析モデルの運動方程式は次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} M\ddot{X} &= F_x^F + F_x^T \\ M\ddot{Y} &= -F_y^G + F_y^R + F_y^T \\ J\ddot{\theta} &= d_x^R F_y^R - d_y^F F_x^F + d_x^T F_y^T - d_y^T F_x^T \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、

- M, J : 剛体の質量及び回転慣性
 X, Y, θ : 剛体重心点の X, Y, θ 方向の絶対変位
 F_x^F : 摩擦力
 F_y^R : 地盤の垂直反力
 F_x^T, F_y^T : X, Y 方向のケーブル張力等の外力

F_y^G : 剛体の重力

dx^R, dy^F : 重心から垂直反力及び摩擦力の作用点までの距離

dx^I, dy^I : 重心からケーブル張力等の外力の作用点までの距離

地盤の垂直反力及び摩擦力は、基礎の振動状態に応じて定めることができる。

また、基礎のロッキングあるいはジャンプによる基礎と地盤の衝突に伴う運動形態の変化が生じる。このため、この衝突現象を正しく評価する必要がある。運動方程式は、運動量保存則、速度と反発係数の関係から次式が得られる。

$$\begin{aligned} mi^2\omega' &= mi^2\omega + \zeta Q_y + h Q_x \\ mv' &= mv + Q_y \\ mu' &= mu + Q_x \\ v' + \zeta\omega' &= -\eta(v + \zeta\omega) \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、

i : 基礎の回転半径
 u, v, ω : 基礎重心点の X, Y, θ 方向の衝突前の速度
 u', v', ω' : 基礎重心点の X, Y, θ 方向の衝突後の速度
 Q_x, Q_y : x, y 方向の力積
 ζ : 衝撃中心
 η : 反発係数

単体が任意の状態から地盤と衝突する際の回転中心からの重心までの距離を H ($dx/dt = H\omega$) とすれば、最終的に Q_x は次のように書き表すことができる。

$$Q_x = m \int_0^{\tau} \left(\frac{dH}{dt} \omega + H \frac{d\omega}{dt} \right) dt \quad (3)$$

ここで、 τ は衝突開始から終了までの時間を表す。

反発係数の設定は、初速 v_0 を有する物体が粘弾性体と仮定した地盤と衝突する場合の衝突前後の速度比から求めると次式のようなになる。

$$\eta = \exp(-h\pi/\sqrt{1-h^2}) \quad (4)$$

このように反発係数は、その系の減衰定数 h の値を求めることに帰着される。

4. 2 剛体基礎の転倒、滑動、ジャンプの解析プログラム"DSJR"

以上に示した解析手法に従って、剛体基礎の転倒、滑動、ジャンプの解析プログラムDSRJ (Dynamic Slip, Rocking and Jumping Analysis Computer Program)を開発した。プログラムDSRJは、ケーブル張力等の外力の作用下における剛体基礎の運動を任意の地震波入力に対して計算することができる。

5. 解析結果

5. 1 小型モデルによる解析手法の妥当性の検討

本解析手法の妥当性の検討のために、まず小型のモデルを用いた試算を行った。剛体の転倒、滑動及びジャンプの解析プログラム"DSRJ"を用いて表-1に示すような解析モデルに転倒だけが生じる下限の加速度振幅と周期の関係を示した結果が図-2である。なお、加速度振幅は、次式による正規化加速度 A を示している。

$$A = a/A_0 \quad (5)$$

ここで、 a, A_0 は、それぞれ、入力加速度、基準加速度 ($A_0 = b/h \cdot G$) を示し、表-1に示したモデルは $b/h = 0.2$ であることから、 $A_0 = 196\text{gal}$ となる。

図-2によれば、転倒に要する加速度振幅の下限値を結ぶ曲線は、ある周期(転倒限界周期)を境として短周期側では加速度振幅が大きくなり、これより長周期側では一定の加速度となる。ちな

みに、転倒限界周期は解析モデル1が約0.2秒、モデル2が約0.95秒となり、形状が相似であっても基礎寸法の大きい方が長くなる。基礎の振動性状の一例として、周期1秒、加速度振幅 $1.5A_0$ をモデル1に対して入力した場合を示すと図-3のようになる。

以上の結果を模式的にまとめると図-4のようになる。すなわち、入力加速度（正弦波）が基準加速度 A_0 以下であれば全くロッキングしないが、これ以上であればロッキングが生じる。ただし、ある転倒限界周期 T_c が存在し、これよりも長い周期では、ロッキングが生じれば必ず転倒に至る。従って、この条件では、ロッキングが生じるという条件と転倒するという条件は同一であり、現在の転倒に対する安定照査法はこれを基本としている。これに対して、限界周期 T_c よりも短い入力周期の領域では、たとえロッキングが生じてみてもすぐ転倒するというわけではない。従って、このような領域の構造物については、現在の転倒に対する安定照査法は過大な安全率を見込んでいる可能性がある。

5.2 明石海峡大橋4A基礎の転倒解析

(1) 解析対象基礎

解析対象としたのは、図-5に示すような明石海峡大橋4Aアンカー基礎の検討案である。なお、本アンカー基礎を従来の本州四国連絡橋の耐震設計要領により検討すると、以下のように転倒に対して危険と判定されることになる。4Aアンカー基礎を高さ48m、半径45.8mの円筒系基礎に置換し、軸対象有限要素法による動的解析結果によれば、偏心量 e は、次のようになる。

$$e = M_B / V = 10,637,455 / 340,542 = 31.2 \text{ (m)} \quad (6)$$

ここで、 M_B 及び V は、それぞれ、地震時最大底面モーメント（ $t \cdot m$ ）及び鉛直反力（ t ）を表し、鉛直反力 V は、鉛直震度（鉛直震度は、重心点の水平震度の1/2で0.191となる）を上向きに作用させ、これより浮力 $V_F = 77,407$ （ t ）及び作用外力の鉛直成分 $V = 4,273$ （ t ）を差し引いて求められる。

従って、転倒に対する安全率を偏心率 d により求めると次のようになる。

$$d = (a/2 - e)/a = (88/2 - 31.2) / 88 = 0.145 \quad (7)$$

ここで、 a は基礎幅（m）である。

明石海峡大橋設計要領（案）によれば、 d は $1/6$ 以上でなければならず、本アンカレイジは転倒に対して危険と判定されることになる。

(2) 解析結果

4Aアンカー基礎に対する前述の基準加速度 A_0 を求めると次のようになる。

$$A_0 = b/h \cdot G = 1,797 \text{ (gal)} \quad (8)$$

これは、4Aアンカー基礎が図-5に示したように偏平であるため、ロッキングに要する加速度が1,797galと極めて大きいことを示しており、このような基礎は常識的には転倒することはない。本年度は、橋軸方向の転倒に着目し、正弦波入力に対する検討を行った。

基礎単体の場合、及びケーブル張力等の外力（一定値）を考慮した場合について、加速度振幅と加振周期を変化させて、転倒に要する加速度と加振周期の関係を計算した結果が図-6である。これによれば以下の点が指摘される。

- ① 4Aアンカーの転倒限界周期は約7.5秒である。従って、入力加速度の周期が7.5秒以下では、非現実的な加速度を作用させない限り転倒は生じない。仮に、明石層及び神戸層における地震動の卓越周期を0.5秒とすると4Aアンカーを転倒させるために必要な加速度は9,000galを越える。
- ② 入力加速度の周期が7.5秒以上になると転倒に必要な加速度は基準加速度1,797galに漸近する。
- ③ 転倒に至る加速度は、ケーブル張力等を考慮することにより低下してくる。

このように、現行の静的な耐震設計法では、転倒が厳しいと判定されても動的に考えるとロッキングさえも生じない。ただし、前述のように静的な耐震設計法で偏心率が $1/6$ を越えるが転倒すると判定されるわけではなく、ある安全率をもって転倒に対して危険と判定されるわけである。従って、動的な考え方を導入して転倒の照査を行う場合にも最終的な転倒条件もしくは許容されるロッキング

量から適切に安全性を考慮した上で新しい照査法として提案することが必要とされる。

6. 結論

剛体基礎の転倒及び滑動を解析できる電算プログラム"DSRJ"を開発し、正弦波入力に対する剛体基礎の基本的な振動特性を検討した。以上の結果をまとめると以下のようになる。

(1) 滑動が生じない条件下でロッキングを生じさせるためには、剛体重心には次式で与えられる基準加速度 A_0 以上の加速度が作用する必要がある。

$$A_0 = B/H \cdot G$$

ここで、 B 、 H 、 G は、それぞれ、基礎の幅、高さ、重力加速度である。ただし、転倒を支配するものに転倒限界周期 T_c があり、入力加速度の周期 T_i との大小により図-4のように分類される。すなわち、以下のようになる。

a) $T_i \geq T_c$

$A \leq A_0$. . . ロッキングも転倒も生じない。

$A > A_0$. . . ロッキングし、転倒する。

b) $T_i < T_c$

$A \leq A_0$. . . ロッキングも転倒も生じない。

$A_0 < A < A_c$. . . ロッキングするが転倒しない。

$A > A_c$. . . ロッキングし、転倒する。

ここで、 A 、 A_0 は基礎重心の加速度及び転倒限界加速度である。b)の場合にはロッキングするが転倒はしないという領域があるのに対して、a)ではこのような領域がない。従って、古典的な転倒理論は、b)を対象にしたものであり、a)に対しては、もし、わずかなロッキングが許容されるのであれば非常に安全側の結果を与えているといえることができる。

(2) 滑動とロッキングが同等に生じる条件下では以下のように振動する。

a) $\mu < b/h$ の場合

$A \leq \mu G$. . . 滑動もロッキングもしない。

$A > \mu G$. . . 滑動する。ただし、ロッキングは生じない。

b) $\mu > b/h$ の場合

$A < A_s$. . . ロッキングする。ただし、滑動は生じない。

$A \geq A_s$. . . ロッキングが始まり、やがて、滑動も生じる。

ここで、 A 、 A_s は基礎重心の加速度及び滑動限界加速度である。すなわち、最初に滑動が生じた場合には、ロッキングしないが、最初にロッキングが生じた場合には基礎重心に作用する加速度の大きさによって滑動も生じるようになる場合がある。

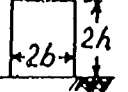
(3) 基礎の重心位置における上下方向応答加速度が重力加速度を越えるとジャンプが生じる。

(4) 明石海峡大橋4Aアンカレイジの基準加速度は1797gal、転倒限界周期は7.5秒である。従って、明石層、神戸層に卓越する入力地震動の周期が7.5秒と越えることはあり得ないので、上記1)によれば、4Aアンカーを転倒させるには、例えば周期0.5の正弦波であれば、9000gal以上の加速度が必要ということになり、転倒は起こり得ない。

(5) ケーブル張力等の横方向力が作用すると、上記(1)の転倒限界加速度 A_0 は、これらが無い場合に比較して減少してくる。ただし、4Aアンカーに対する試算によれば、現状程度のケーブル張力であれば大きな変化はなく、上記(4)の結論は変わらない。

(6) 上下方向入力、滑動に対して大きな影響がある。

表-1 小型モデルの寸法諸元

解題例	h/b	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$\mu_e, \bar{\mu}_s$	$\mu_h, \bar{\mu}_h$	e	$\Delta t(\text{sec})$	備考
1	5	2.5	12.5	0.8	0.8	0.4	0.001	
2	5	40	200	0.8	0.8	0.4	0.001	

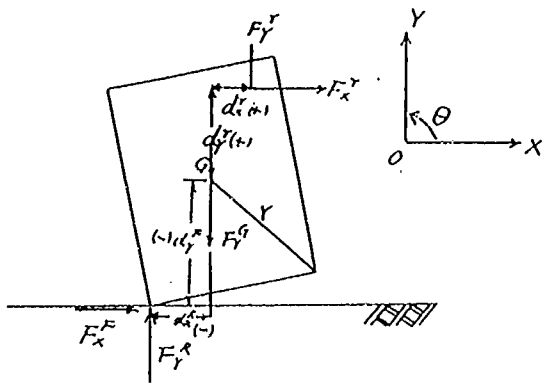


図-1 解析モデル

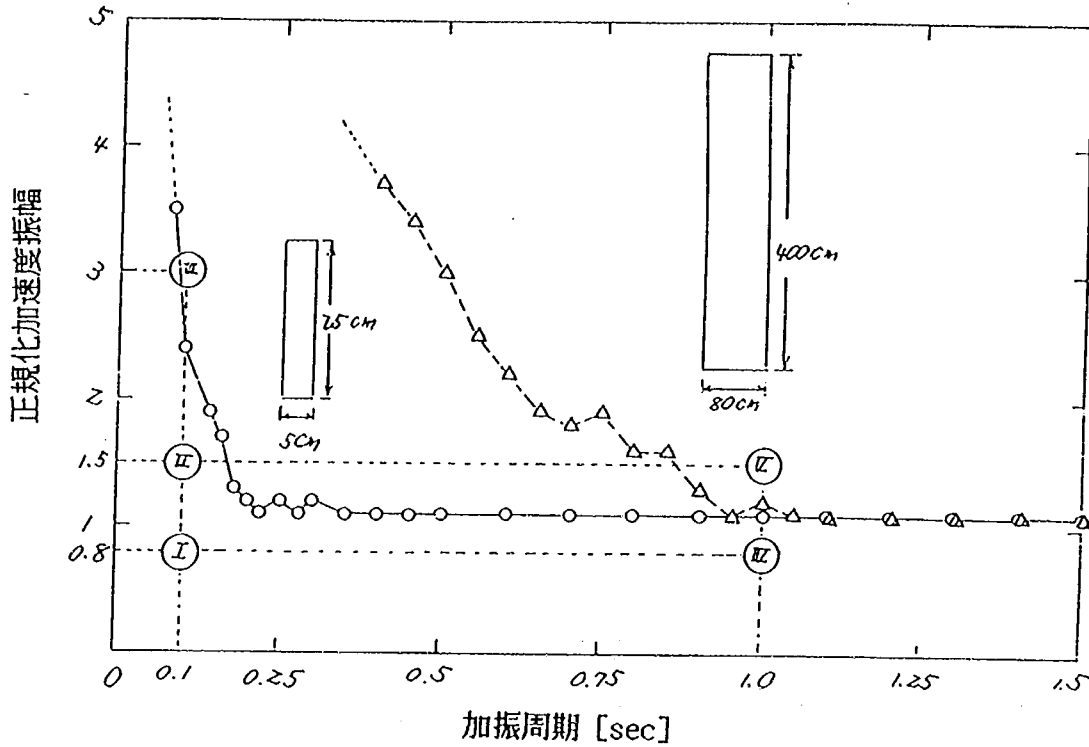


図-2 小型モデルの転倒に要する加速度と加振周期の関係

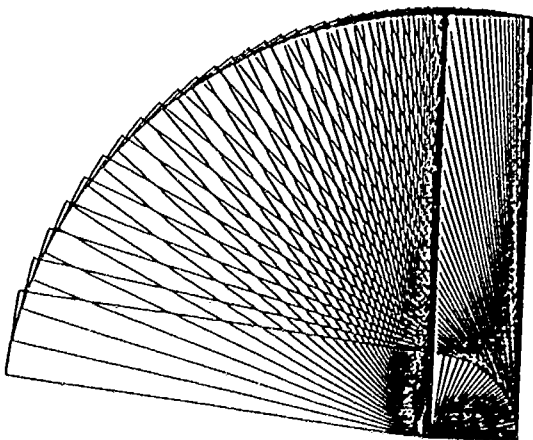


図-3 転倒が生じる場合の振動性状の一例

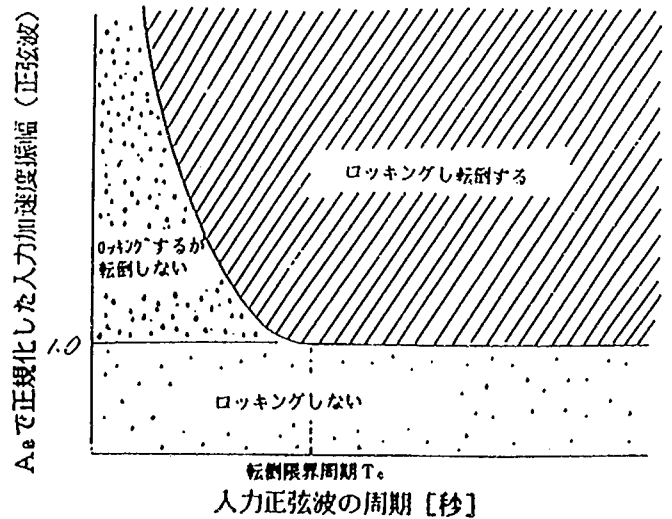


図-4 基礎をロッキング及び転倒させるために必要な入力正弦波の振幅及び周期

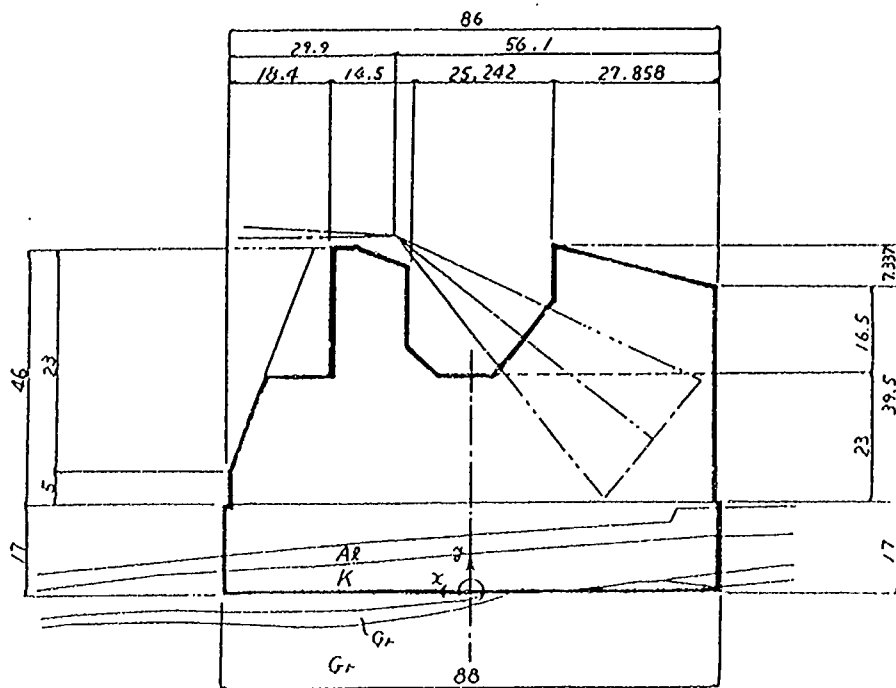


図-5 4Aアンカー検討案及び解析モデル

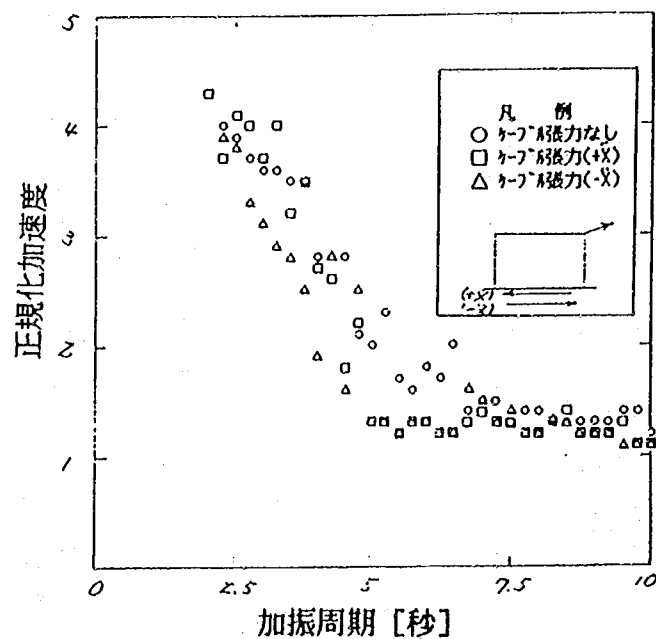


図-6 4Aアンカー検討案の転倒に要する加速度と加振周期の関係

14. 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 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

東京湾横断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函並列, L=9105m)へと大きく変更された。シールドトンネルは沈埋トンネルと同じく線状地中構造物であり、応答変位法および地震応答解析法を基本とした耐震計算法は沈埋トンネルと共通点もあるが、シールドトンネルは多数のセグメントから組み立てられていること、3函並設されることなどから、新たにシールドトンネルに固有な耐震性に関する検討が必要となる。東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関して検討が必要と考えられる項目は次の通りである。

1) シールドトンネルの耐震解析モデル化の方法

- ・リング継手の剛性および強度の評価方法(引張、圧縮、曲げ、ねじり)
- ・一次覆工と二次覆工間の相互作用(力の分担割合)

2) シールドトンネルが併設された場合の影響の評価方法

3) 地盤とシールドトンネルを結ぶバネの評価方法

4) 構造物、人工島との接続部の耐震設計法

このうち、昭和60年度には上記1)のうちのリング継手の剛性の評価方法および覆工剛性の非線形性がトンネルの応答に及ぼす影響に関する検討を行い¹⁾²⁾、昭和61年度には上記2)に関連して3函並設されたシールドトンネルが連絡横坑で相互に接続された場合の解析方法を提案するとともに試算によりその特性を検討した³⁾。

本年度は、上記1)に関連して、シールドトンネルの長手方向の耐震性を評価する上で重要な因子である覆工剛性を把握するとともに、トンネル長手方向に力が作用した場合の長手方向および円周方向の挙動・破壊性状を把握することを目的として、リングを組んだシールドトンネル模型供試体の軸方向正負交番載荷実験を実施した。

2. 調査目的

本調査は、東京湾横断道路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. 実験方法の概要

3.1 実験供試体

供試体としては、図1に示すように厚さ125mm、長さ900mmのRCセグメント4個をリング状に組み、これをリング継手により4リング分だけ連結したDタイプ供試体、およびこれに厚さ200mmの二次覆工コンクリートを打設して一体構造としたEタイプ供試体の2種類を、各1体ずつ計2体作製した。ここにセグメントおよび継手の構造は、外径1.8mの下水道用標準セグメント(『シールド工事用標準セグメント』、土木学会、日本下水道協会共編、昭和57年11月改訂)に基づいて定めた。継手の構造を示すと図2の通りである。なお、二次覆工の円周方向にはリング筋としてD13を12本、長手方向には供試体の全長にわたってD13を16本配筋した。

3.2 載荷方法

図3に示すように供試体の両端をそれぞれ反力壁および載荷桁に固定し、載荷桁の両端に接続した2台の加振機を同位相で疑似荷重制御することにより供試体に正負交番で軸力を載荷した。ここで疑似荷重制御とは、剛性の低い引張側には変位制御で、また剛性の高い圧縮側には荷重制御を行い、見かけ上全体を荷重制御した場合とほぼ同等な載荷を加えることをいう。

4. 実験結果

4.1 破壊の発生順序

Dタイプ供試体およびEタイプ供試体の軸方向変形と載荷荷重との履歴を示すと図4の通りである。

供試体のリング接合面を反力壁に近い方からJT1, JT2, JT3とすると、Dタイプ供試体の破壊は、引張変位の増加にともない次の順序で進行した。①リング継手の周辺にクラックが発生(JT1, 2, 3)、②リング

継手金具面板の降伏(JT2)、③リング継手のアンカー鉄筋の降伏(JT2)、④リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生(JT3)、⑤リング継手のアンカー鉄筋の破断(JT3)。

また、Eタイプ供試体の破壊は概ね次の順序で進行した。①リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生(JT1,2,3でほぼ均等)、②リング接合面の位置で二次覆工鉄筋が降伏(JT1,2,3でほぼ均等)、③リング継手金具面板の降伏(JT2)、④リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生(JT1,2,3でほぼ均等)、⑤リング継手のアンカー鉄筋の降伏(JT2)、⑥リング継手のアンカー鉄筋の破断(JT1,2)、⑦二次覆工鉄筋の破断(JT1,2)。なおDタイプ供試体、Eタイプ供試体ともにリング継手金具面板およびアンカー鉄筋の計測はJT2でしか行っていないが、以上に示した破壊の発生順序は部分供試体を用いた載荷実験の場合⁴⁾とほぼ同様であった。

Dタイプ供試体およびEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図5の通りである。なお、Eタイプ供試体では、載荷装置のストロークの制約から引張変位は100mmまでとしている。

一次覆工の破壊は、Dタイプ供試体、Eタイプ供試体ともにリング接合面の位置に集中しており、他の部分にはなんら損傷が認められなかった。また、二次覆工には供試体の長手方向全域にわたって円周方向の初期クラックが生じていたが、リング接合面の位置以外に生じた初期クラックは載荷が進んでもほとんど進展が見られなかった。

4. 2 供試体長手方向および円周方向の破壊特性

Dタイプ供試体およびEタイプ供試体について、各リング接合面の開き量と載荷荷重との関係を示すと図6および図7の通りである。

Dタイプ供試体では、リング接合面JT3の位置において供試体の外周面にクラックが発生するまでは各リング接合面は均等に開いているが、これ以後の載荷ではJT3のみで開き量が増加し、供試体の破壊はJT3に集中した。

Eタイプ供試体では、各リング接合面の位置において供試体の外周面にクラックが発生し、リング継手金具面板およびアンカー鉄筋が相次いで降伏するまでは、リング接合面の開き量はJT1,2,3でほぼ均等であるが、JT1およびJT2でアンカー鉄筋の破断が始まると、これらのリング接合面においてのみ開き量が増加し、供試体の破壊はJT1およびJT2に集中した。

またDタイプ供試体では、開き量は供試体が最終的な破壊に到るまで各リング接合面内で円周方向にも均等であったが、Eタイプ供試体では供試体の外周面にクラックが発生し、リング継手金具面板およびアンカー鉄筋が相次いで降伏すると、各リング接合面の開き量は円周方向に均等でなくなった。

以上の結果によれば、供試体の破壊は各リング接合面に均等に、またリング接合面内では円周方向にも均等に分散しながら進行するが、いずれかのリング接合面でリング継手の破壊あるいは二次覆工鉄筋の破断等が生じ耐力が低減すると、以後の破壊はそのリング接合面に集中し、またリング接合面では長手方向以外の変形を生じやすくなるものと考えることができる。

4. 3 供試体の円周方向の挙動

Eタイプ供試体におけるセグメント継ぎボルトの軸力と載荷荷重の関係を示すと図8の通りである。なお、Dタイプ供試体におけるこれらの関係も、これと全く同様の傾向を示している。この図によれば、セグメント継ぎボルトの軸力は載荷荷重に関わらず初期値のまま一定である。

円周方向の二次覆工鉄筋のひずみと載荷荷重の関係、およびこれとほぼ同じ位置における長手方向の二次覆工鉄筋のひずみと載荷荷重の関係を示すと図9の通りである。これらの図によれば、円周方向の二次覆工鉄筋に生じたひずみは長手方向に生じたひずみに比べて微小である。

以上の結果によれば、本実験で対象とした覆工構造では、トンネル長手方向の力によって円周方向にはほとんど力が作用せず、これまでに行ってきた部分模型供試体の載荷実験⁴⁾⁵⁾が長手方向に力を受けるシールドトンネルの挙動を把握する上で妥当であることがわかる。ただし、本実験に用いた供試体はDタイプ、Eタイプともに、外径に対して覆工厚が比較的厚いものであり、外径に対して覆工厚が薄く面外変形が生じ易いようなシールドトンネルについては本実験よりも大きな円周方向の変形が生じることも予想され、この点については今後検討が必要である。

4. 4 リング継手の破壊

リング継手の破壊は、Dタイプ供試体、Eタイプ供試体ともに定着板の端部でアンカー鉄筋が破断したことにより生じた。両タイプの供試体におけるリング継手の破壊の様子を示すと図10の通りである。この図によればリング継手金具面板は、これまでに行った部分模型供試体の載荷実験⁴⁾⁵⁾と同様に、ボルトボックス内にコンクリートが充填されていないDタイプ供試体では“く”の字状に、またコンクリートが充填されているEタイプ供試体では円錐台状にそれぞれ変形している。ここでDタイプ供試体のアンカー鉄筋は、定着板がボルトボックス内に曲げられた結果、引張力に加えて曲げを受けて破断して

いることから、基本的に定着板の変形を抑えるようにすることがアンカー鉄筋の破断を遅らせ、リング継手の耐力を増す上で有効であると考えられる。

4. 5 リング継手の剛性

リング継手の変形は、シールドトンネルの長手方向の挙動に大きく寄与している。従って、シールドトンネルの長手方向の剛性を把握するためには、リング継手の剛性を適切に評価することが重要である。リング継手の剛性としては、これまでの部分模型供試体を用いた載荷実験⁵⁾から、継手金具面板の曲げ剛性により評価した値¹⁾²⁾が実験値に近い値を与えることがわかっている。これは、継手金具面板を定着板およびアンカー鉄筋によって支持された梁としてモデル化し、この梁の中央に継ぎボルトによる軸力が集中荷重として作用する場合の梁のたわみ量から継手の剛性を評価するものである。このモデルによれば、リング継手の剛性は、載荷に伴うリング継手の損傷状況に対応して次の3段階に表現される。

①継手金具面板の降伏前； k_{j1}

②継手金具面板の両端が降伏した時； k_{j2}

③継手金具面板の継ぎボルト位置が降伏した時； k_{j3}

Dタイプ供試体およびEタイプ供試体における、リング継ぎボルトの軸力とリング継手の変位との関係を示すと図11の通りである。Eタイプ供試体では、継手のボルトボックス内にコンクリートが充填され、継手金具面板が図10(b)に示したように変形するために、計算されたリング継手の剛性は実験値よりも若干小さめではあるが、これらの図によれば、リング継手の継ぎボルト位置が降伏するまでは、上述のモデルによってリング継手の剛性を概ね把握できることがわかる。ただしこれ以後の剛性は、継手金具面板よりもアンカー鉄筋の挙動が大きくなったこともあり、計算値と実験値とはよい対応をしない。

4. 6 供試体の全体剛性

シールドトンネルの軸方向の剛性は、リング継手および二次覆工の損傷状況に応じて、次の6段階に変化するものと考えられる（Eタイプ供試体）。

①圧縮剛性； K_c

②二次覆工のリング接合部にクラックが生じるまでの引張剛性； K_{r1}

③リング継手金具面板の両端が降伏するまでの引張剛性； K_{r2} （Dタイプでは K_{r1} ）

④二次覆工鉄筋がリング接合部で降伏するまでの引張剛性； K_{r3}

⑤リング継手金具面板の継ぎボルト位置が降伏するまでの引張剛性； K_{r4} （Dタイプでは K_{r2} ）

⑥リング継手面板の継ぎボルト位置が降伏した後の引張剛性； K_{r5} （Dタイプでは K_{r3} ）

トンネル覆工を、これまでに提案したように、セグメントとリング継手は直列バネとして、また一次覆工と二次覆工は並列バネとしてモデル化するものとし、このモデルによって計算されたDタイプ供試体およびEタイプ供試体の軸方向剛性を実験結果と比較すると図12の通りである。この図によれば剛性の計算値は、Dタイプ供試体では K_{r2} まで、またEタイプ供試体では K_{r4} までは実験値に概ね対応していることから、この覆工モデルによれば、リング継手金具面板の継ぎボルト位置が降伏するまではトンネルの軸方向剛性を把握できるものと考えられる。

5. まとめ

シールドトンネルの長手方向の耐震性を検討することを目的として、リングを組んだトンネル模型供試体の軸方向正負交番載荷実験を実施した。この結果、二次覆工のある場合とない場合について、トンネルに長手方向の力が作用した場合の長手方向および円周方向の挙動特性、破壊性状、およびトンネルの長手方向の剛性について資料が得られた。

6. 今後の課題

1) シールドトンネルが曲げおよびねじりを受けた場合の挙動特性、破壊性状および剛性、2) 一次覆工と二次覆工間の相互作用、3) 地盤とシールドトンネルを結ぶバネの評価方法等について検討していく必要がある。

《参考文献》

5) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その3）鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験－、土木研究所資料、第2381号、昭和61年4月

4) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史・志波由紀夫：接続したRCシールドセグメントの載荷実験、土木学会第42回年次学術講演会、昭和62年9月

1) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究－（その1）

シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用一、土木研究所資料、第2262号、昭和60年10月

- 2) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究一（その2）覆工の軸剛性の非線形性を考慮した動的応答解析一、土木研究所資料、第2277号、昭和60年12月
- 3) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究一（その4）併設シールドトンネルの地震応答解析一、土木研究所資料、作成中

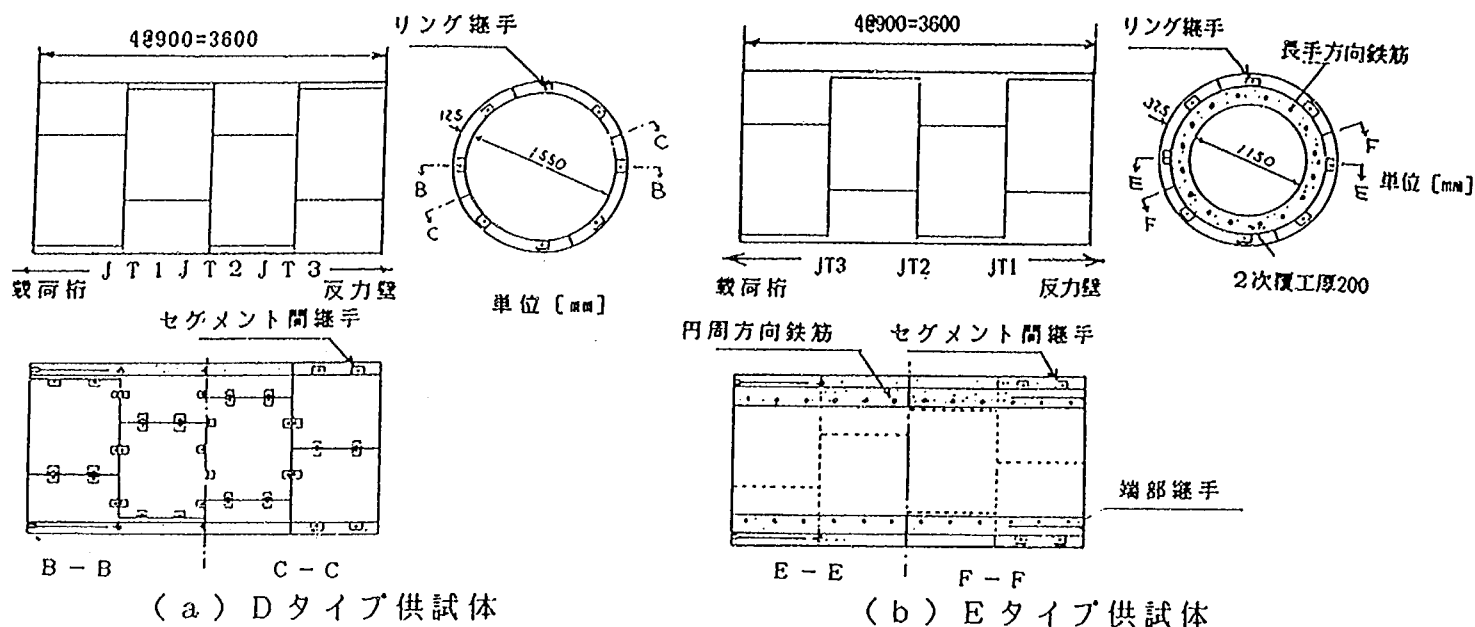


図1 供試体の概要

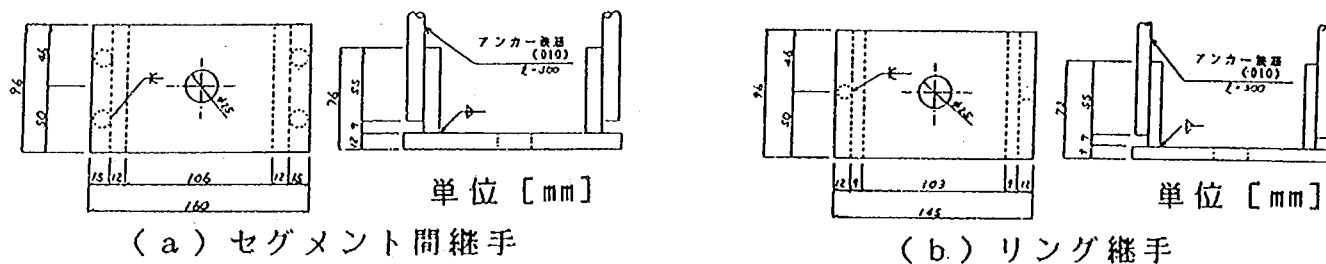


図2 継手の構造

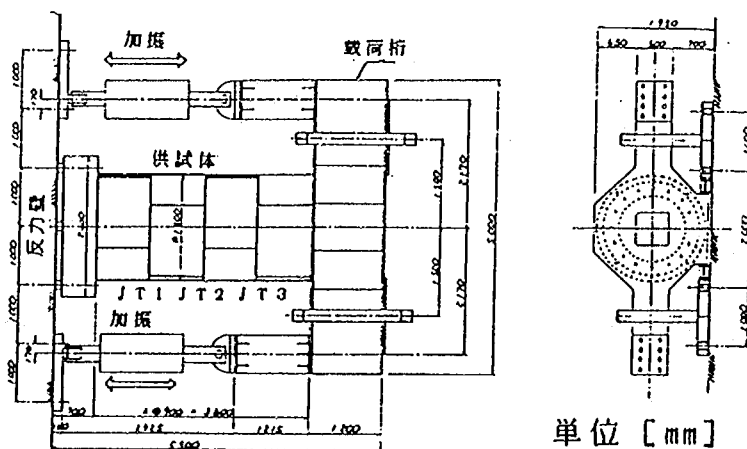
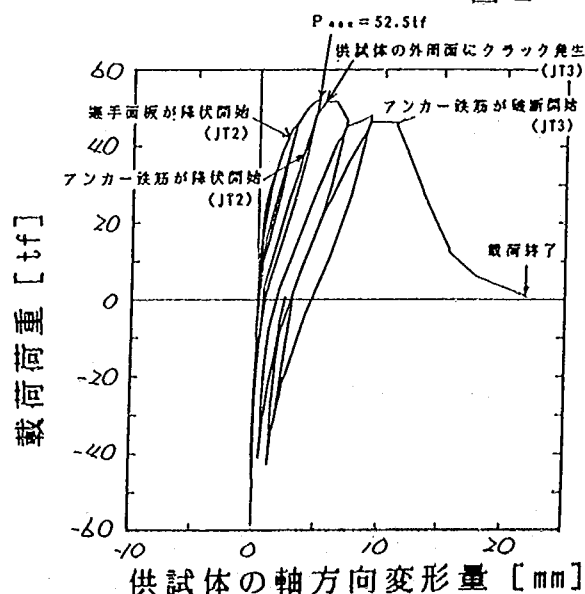
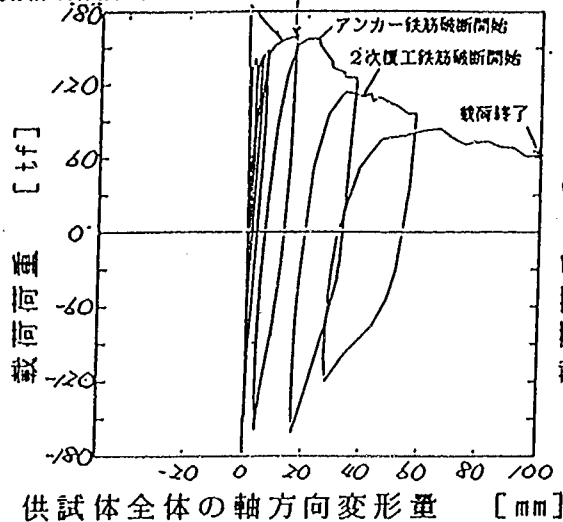


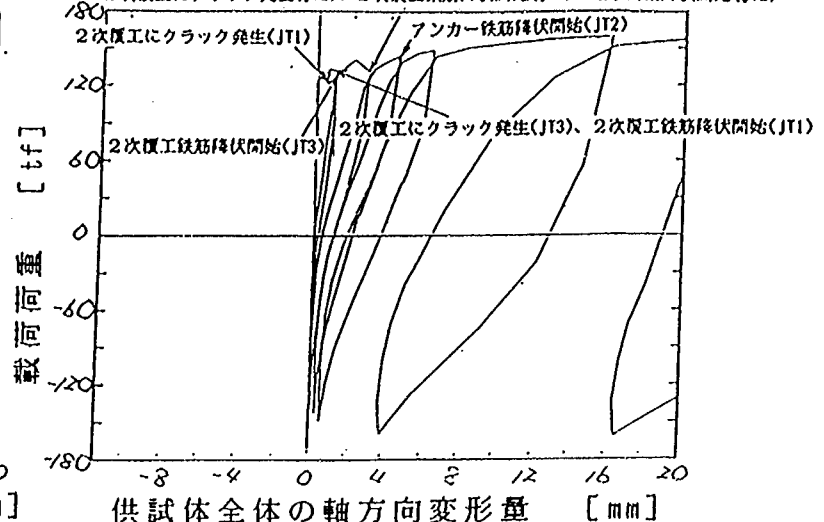
図4 軸方向変形量と載荷荷重との関係

供試体の外周面にクラック発生 $P_{max}=160$ tf



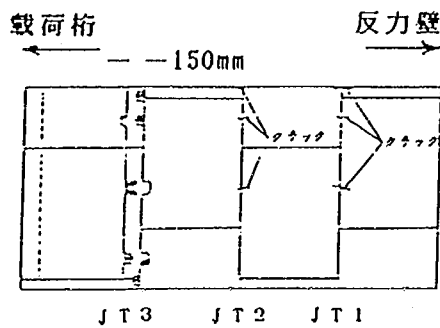
(b) Eタイプ供試体 (全体図)

2次復工にクラック発生(JT2)、2次復工鉄筋降伏開始(JT2)、握手面鉄筋降伏開始(JT2)

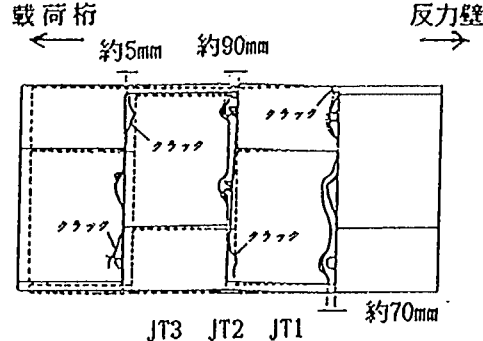


(c) Eタイプ供試体 (拡大図)

図4 軸方向変形量と載荷荷重との関係



(a) Dタイプ供試体



(b) Eタイプ供試体

図5 最終的な破壊状況

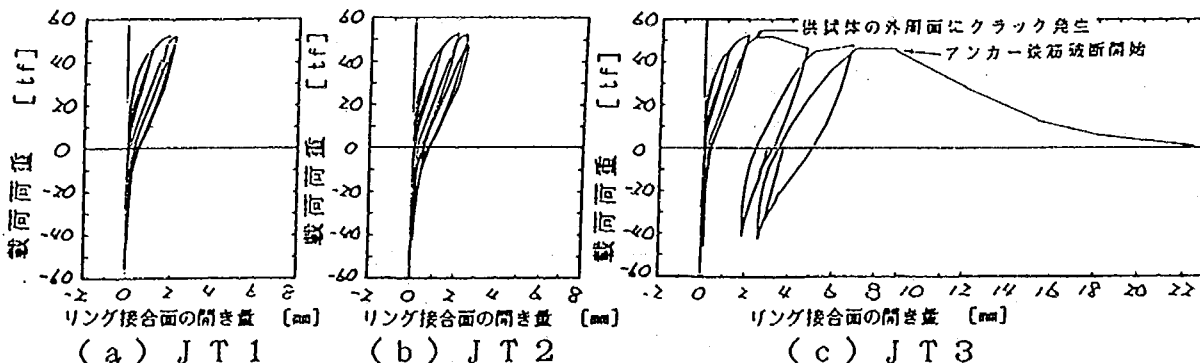


図6 Dタイプ供試体における各リング接合面の開き量と載荷荷重との関係

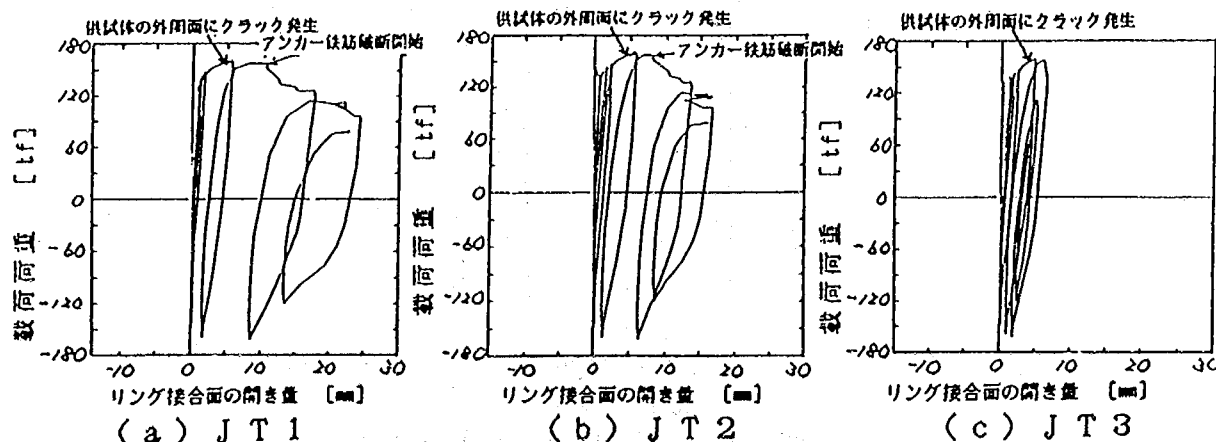


図7 Eタイプ供試体における各リング接合面の開き量と載荷荷重との関係

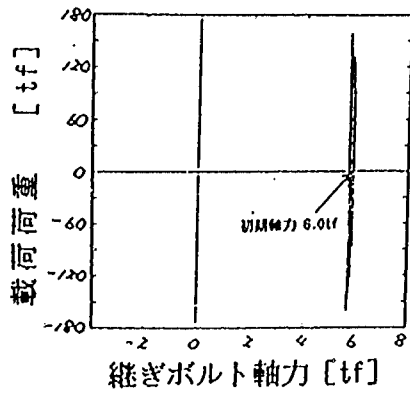
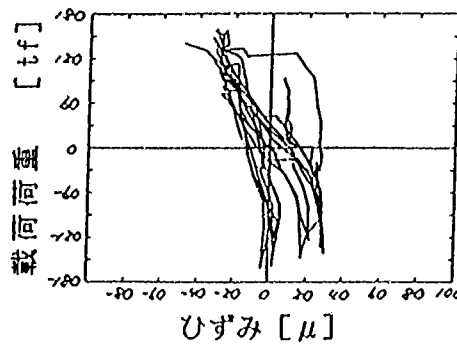
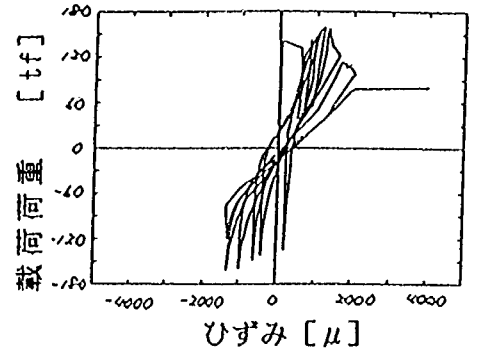


図8 セグメント継ぎボルトの軸力と載荷荷重との関係

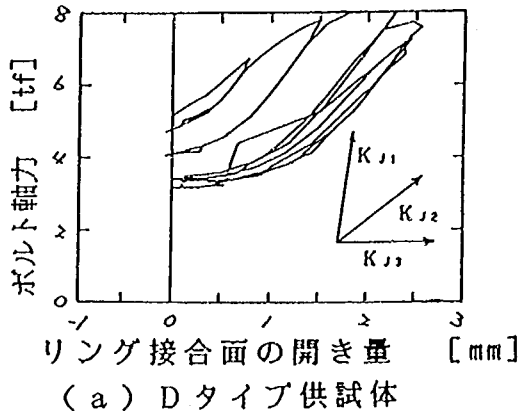


(a) 円周方向鉄筋

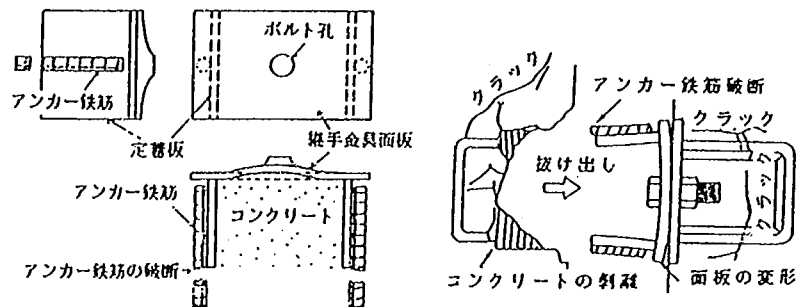


(b) 長手方向鉄筋

図9 二次覆工鉄筋のひずみと載荷荷重との関係

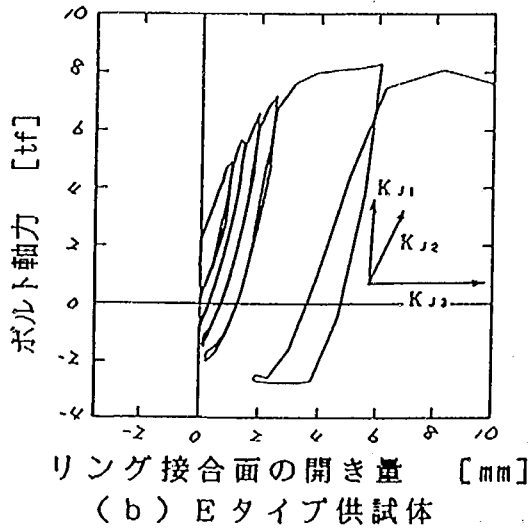


(a) Dタイプ供試体



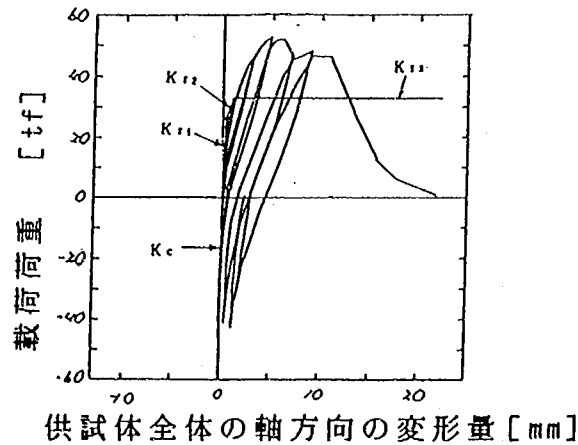
(b) Eタイプ供試体

図10 リング継手の破壊状況

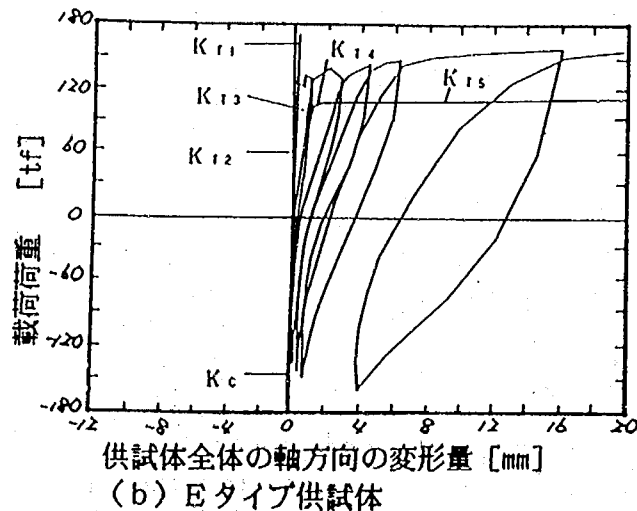


(b) Eタイプ供試体

図11 リング継ぎボルトの軸力とリング継手の変位との関係



(a) Dタイプ供試体



(b) Eタイプ供試体

図12 軸剛性の計算値と実験値との比較

15. 道路橋橋脚の動的耐震設計に関する共同研究 (首都高速道路公団)

土木研究所	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
首都高速道路公団	工務部	設計課	課長 山内 博
			小坂 寛巳
			池内 武文

1. まえがき

現在、道路橋の橋脚は0.2～0.3の設計水平震度を用いて震度法により許容応力度設計法のなかで、耐震設計が行われている。しかし、宮城県沖地震等の大地震により鉄筋コンクリート橋脚が、ねばり不足のため大きな被害を受けている。また、都市高速道路に多数使用されている鋼製橋脚については、地震による被害を受けた事例はないが、最近の研究により大地震を受けた場合にはねばりが必ずしも十分でない可能性も指摘されている。そこで、道路橋の鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚が大地震を受けた時、ねばり不足のために大きな被害を起こさないように、従来のように強度だけを基本とした耐震設計法ではなく、ねばりも考慮した動的耐震設計法に関する研究を土木研究所と首都高速道路公団とで共同して行うものである。

また、免震設計の道路橋への適用については、すでにニュージーランド、米国等で実績があるが、わが国で使用するため、落橋防止装置が作動した場合の免震特性を十分検討しておく必要がある。

本実験は、上記目的を検討する最初の実験として、建設省土木研究所と首都高速道路公団が共同研究として実施したものである。

2. 研究目的

支承部を含んだ橋脚の動的載荷実験および振動台実験を行い、道路橋橋脚の動的耐震設計法を開発するための基礎資料を得ることを目的とする。

3. 研究方法および研究分担

本研究は、鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験および鋼製橋脚（免震支承を含む）の振動台実験からなり、前者を建設省土木研究所で、後者を首都高速道路公団で分担して研究を行なった。以下に、それ

その研究成果を示す。

3. 1 鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験

実験に用いた供試体(2体)は、80cm×40cmの矩形断面を有し、躯体の有効高さ(躯体基部から上部構造の慣性力作用位置までの高さ)70cmの鉄筋コンクリート橋脚模型である。供試体の軸方向鉄筋比および帯鉄筋比は、それぞれ、1.11%および0.08%であり、せん断支間比は2.0である。また、鉄筋の降伏点は、軸方向鉄筋(SD30)が3600kgf/cm²、帯鉄筋(SR24)が3200kgf/cm²であり、コンクリートの平均圧縮強度は390kgf/cm²であった。これらの強度を用いて、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋脚に従って、せん断耐力および曲げ耐力を求めると、それぞれ、19.5tfおよび36tfとなる。したがって、この供試体が支持する上部構造重量は50tfであるから、水平震度0.54に相当する地震力が作用したときに、せん断耐力を越えることになる。入力地震動は1978年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録とした。

3. 2 鋼製橋脚の振動台実験

鋼製橋脚の振動台実験は、鋼製橋脚本体の実験および免震支承を有する鋼製橋脚の実験よりなる。

(1) 鋼製橋脚本体の振動台加振実験及び動的載荷実験

都市内高架道路によく用いられている高さ10m、断面寸法1.8m×1.8mの一本柱鋼製橋脚を原型とし、この1/4.5模型を図1のように製作した。供試体を計算上降伏させるために必要な橋脚天端作用力は7.8tfであり、40tfの桁重量を仮定すると、設計震度は0.2となる。この供試体を図2に示すように振動台上に固定して、加振実験を行った。また、入力地震動は1983年日本海中部地震による八郎潟記録とし、最大加速度を原波形の1倍～4倍に変化させた。また、同一寸法の供試体を図3に示すように部材耐震強度実験施設にセットし、20tfの軸力を作用させ、橋軸方向に一定振幅 $n\delta_y$ (δ_y :降伏変位)で各10回ずつの正負交番載荷(載荷速度は10cm/sec一定)を行った。

(2) 免震支承を有する鋼製橋脚の振動台実験

図4は、模型の諸元を示したものである。けた重量は39.8tf、支間長は6mである。図5および図6は、実験に用いた鉛入りゴム支承および高減衰ゴム支承を示したものである。

実験は、正弦波加振実験と地震波加振実験に大別される。正弦波加振実験では、入力最大の加速度を50galおよび100galとした正弦波を用いて、共振点を見つけるために振動数を順次変化させた。地震波加振実験では、1983年日本海中部地震において八郎潟堤体上で観測された記録(以後、八郎潟記録と呼ぶ)および1978年宮城県沖地震において開北橋近傍の地盤上で観測された記録(以後、開北橋記録と呼ぶ)を入力として用い、最大加速度を順次、段階的に大きくしていった。

4. 研究結果

4. 1 鉄筋コンクリート橋脚の振動台実験

実験結果の一例として、図7は最大加速度1720galで加振した場合の桁の加速度、変位および躯体基

部の軸方向鉄筋のひずみ、軀体基部から20cmの位置に配筋した帯鉄筋のひずみの応答波形を示したものである。また、図8は加振終了後の損傷をスケッチしたものである。これらから以下の事項を指摘することができる。

①破壊状況は、宮城県沖地震等で実際に生じた被害状況とよく一致しており、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、せん断破壊する場合にも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。

②帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを越えていないにもかかわらず、残留ひずみが生じている。これは、加振終了後にもひび割れは開いたままの状態であり、このため、帯鉄筋に残留ひずみが生じたものと考えられる。しかし、帯鉄筋は弾性範囲内にあり、依然、コンクリートを有効に拘束している。

4. 2 鋼製橋脚の振動台実験

4. 2. 1 鋼製橋脚の振動台加振実験及び動的載荷実験

図9及び図10は、振動台の加速度を87gal、431galとした場合の模型の加速度、変位及びひずみの応答波形を示したものである。振動台の加速度が87galの場合には、橋脚天端の加速度は214galであり、増幅率は、2.5である。これに対して、振動台の加速度が431galの場合には、橋脚天端の加速度は384galであり、増幅率は、0.9である。振動台の加速度を431galとした場合は、橋脚が非線形域に入り、加速度が大きくなかったものである。なお、本橋脚は本来0.2の設計震度で設計したものであり、その約2倍までの最大耐力を示したことになる。

図11及び図12は、上記の2ケースにおける橋脚天端の変位～荷重の履歴ループを示したものである。振動台加速度が87galの場合にはほとんど線形応答となっているが、振動台の加速度が431galの場合には大きな履歴ループを示している。図13は、後者の場合の実験後の残留変形を示したものである。

図14は動的載荷実験における各載荷段階の荷重～橋脚天端の変位の履歴を、また、図15は履歴曲線の包絡線を示したものである。これによれば、 $2\delta_y$ までは紡錘形の履歴を示すが、 $3\delta_y$ では平行四辺形に近くなり、さらに、 $4\delta_y$ 以後ではほぼ平行四辺形に近い履歴となる。最大荷重は正負側とも $3\delta_y$ 時に生じており、約15.5tfである。

図16、17は、各載荷の第1回目の履歴から求めた等価剛性（ループの最大及び最小変位点を結ぶ割線剛性）及び等価粘性減衰を示したものである。等価剛性は $2\delta_y$ 載荷までは初期剛性（ $1\delta_y$ 時発生）とあまり変わらないが、 $3\delta_y$ 載荷以後大きく低下している。等価粘性減衰定数も同様で、 $2\delta_y$ 載荷までは初期値とほぼ同じ（0.07程度）であるが、 $3\delta_y$ 載荷から大きくなり、 $4\delta_y$ 載荷で0.4に飽和している。

図18は、振動台実験と動的載荷実験により得られた橋脚の荷重～変位の履歴曲線の包絡線を比較したものである。

4. 2. 2 免震支承を有する鋼製橋脚の振動台実験

(1) 正弦波加振実験

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合の定常正弦波加振によるけたの加速度および変位の共振曲線を示すと図19および図20のようになる。共振振動数は、入力加速度によって大きく異なるが、50galを入力した場合には2.3Hz、100galを入力した場合には1.9Hz程度となっている。

加振実験時の支承の作用力とせん断変位との間の履歴を示すと図21および図22のようになる。図23および図24は等価剛性および等価減衰定数の振幅依存性を示したものである。せん断変位量の増加につれて、支承の等価剛性は指数関数的に減少するとみてよい。

(2) 地震波加振実験

地震波加振実験による応答の代表例として開北橋記録を用いた場合の橋脚天端およびけたの応答加速度を入力地震動とともに図25（ストッパー無し）、図26（ストッパー有り、遊間2cm）に示す。ストッパー無しの結果では、橋脚天端の応答加速度（水平成分）は振動台の入力加速度とほとんど同じであり、橋脚剛性が高いため、想定通り橋脚の増幅はあまりないことがわかる。

これに対して遊間を2cmとしてストッパーを設けた図27の場合には、振動台の入力加速度は図25とほぼ同じであるのにけたと橋脚間に衝突が生じる結果、けた、橋脚ともにはるかに大きな加速度が生じることがわかる。

次に図27および図28は、振動台の入力加速度とけたに生じる加速度および変位の関係を示したものである。これより以下の事が指摘される。

1) 免震支承を用いることにより、橋に生じる加速度応答は低下し、この分だけ橋脚に作用する地震時水平力は減少する。

2) 正弦波加振実験から求められた免震支承の等価剛性および等価減衰定数を、免震支承単独の繰返しせん断実験から求められた値と比較すると、等価剛性については両者の結果は良く一致する。ただし、減衰定数は、繰返しせん断実験から求められた値の方が正弦波加振実験から求められた値よりもやや大きく求められた。この原因について、今後、検討していく必要がある。

3) けたとストッパーとの間の遊間が両者間の相対変位よりも小さく、衝突が生じると、けたの加速度応答、すなわち、橋脚天端に作用する地震時水平力は衝突が生じない場合に比較して大きくなる。

4) 水平方向入力と同時に加えた上下方向入力の影響は、それ程大きいものではない。

5. まとめ

本研究の結果得られた結論は以下の通りである。

1) 宮城県沖地震等で見られたせん断支間比が小さいRC橋脚のせん断破壊を模型振動台実験により再現することができた。詳細な解析は次年度に実施予定であるが、損傷状況は、実被害の特徴を良く表わしている。

2) 鋼製橋脚の荷重～変位の関係は、RC橋脚と比較すると、①非線形域に入った段階の剛性が初期剛性と同じであり、②じん性率が定義方法にもよるが2～4と小さいこと、が特徴としてあげられる。

3) 鋼製橋脚について動的載荷実験と振動台加振実験を比較すると、じん性率がかなり異なっている。

これは、動的載荷実験では同一変位振幅によるくり返し載荷をしているのに対して、振動台加振実験では、ある変位振幅によるくり返し回数が原則として1回しかないということによると考えられる。

4) 免震支承を用いることにより、鋼製橋脚に生じる地震力は低下する。ただし、桁とストッパー間の遊間が小さいと両者間に衝突が生じ、この場合には橋脚天端に作用する地震時水平力は、衝突が生じない場合に比較して大きくなる。

【参考文献】

- 1) 川島一彦、長谷川金二、吉田武史、小坂寛巳：鋼製橋脚の動的載荷実験、土木学会第43回年次学術講演会、昭和63年10月
- 2) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：振動台を用いた鉄筋コンクリート橋脚の加振実験、土木学会第43回年次学術講演会、昭和63年10月
- 3) 川島一彦、小山達彦：Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, 土木学会論文集, I、昭和63年4月

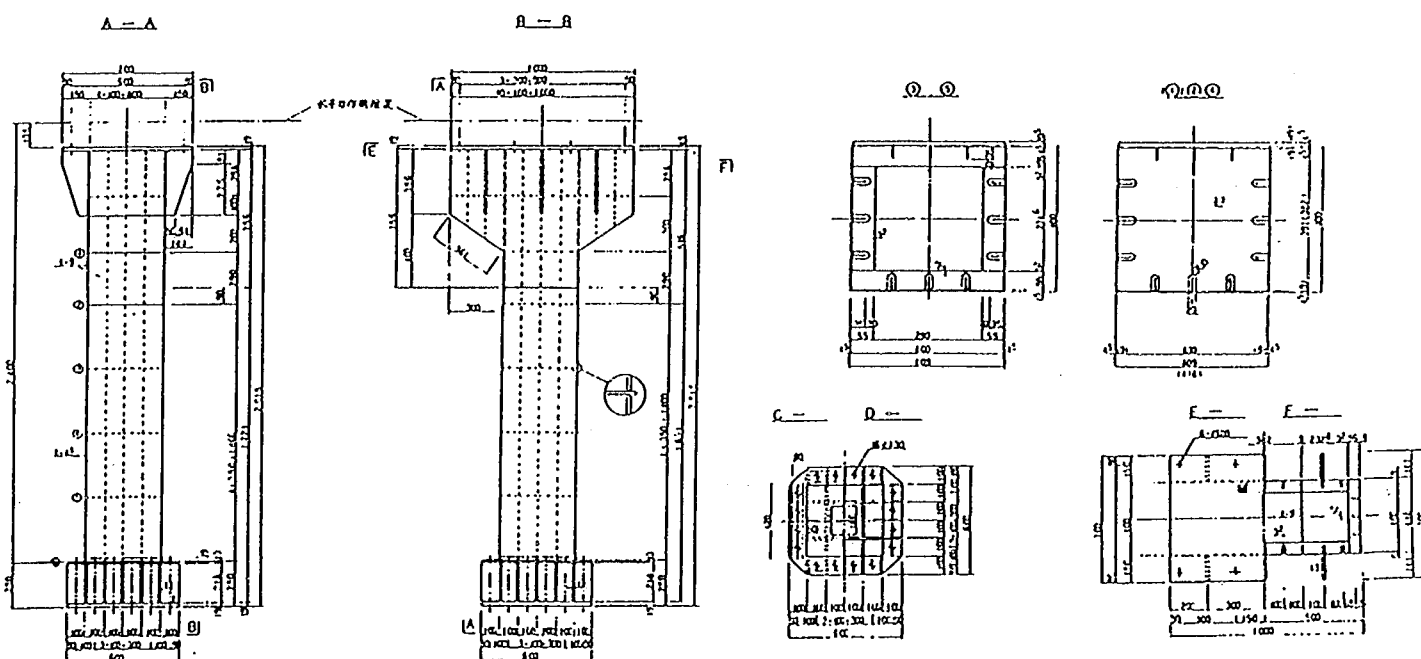


図1 鋼製橋脚模型

17000

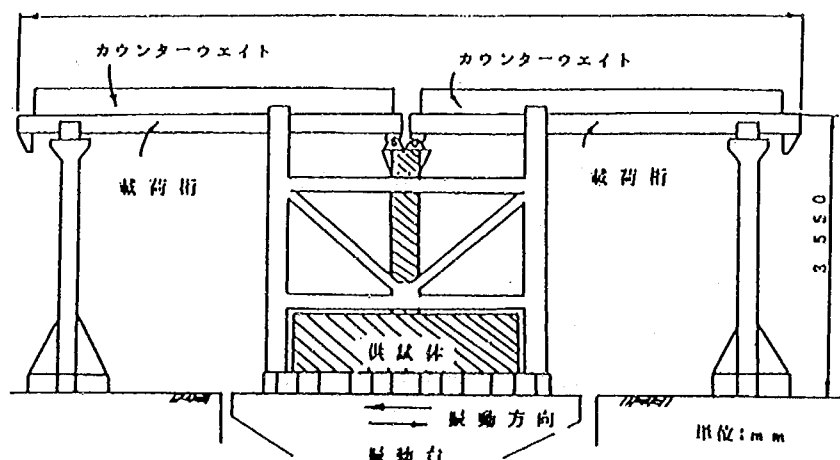


図2 振動台実験状況

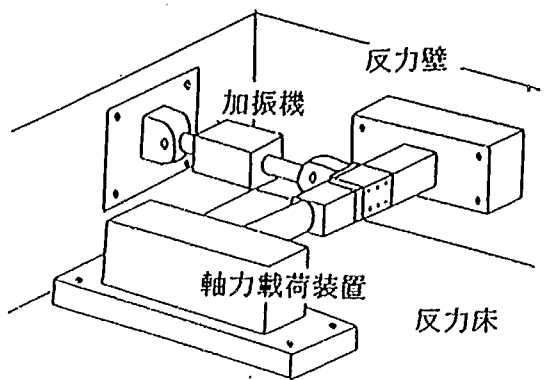


図3 載荷実験状況

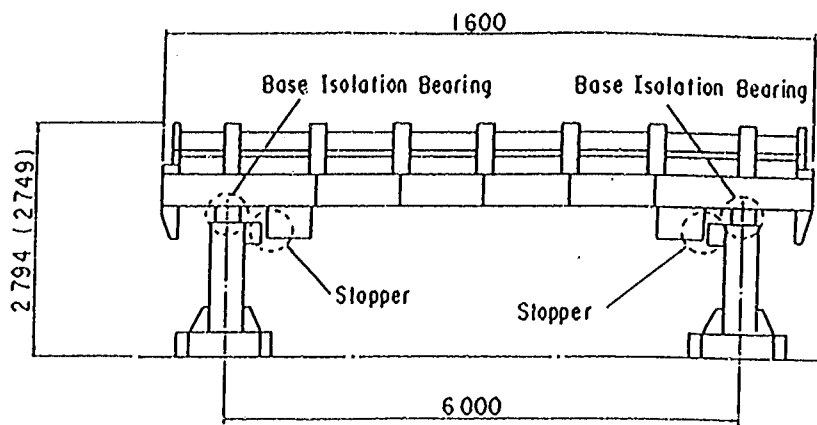


図4 免震支承実験状況

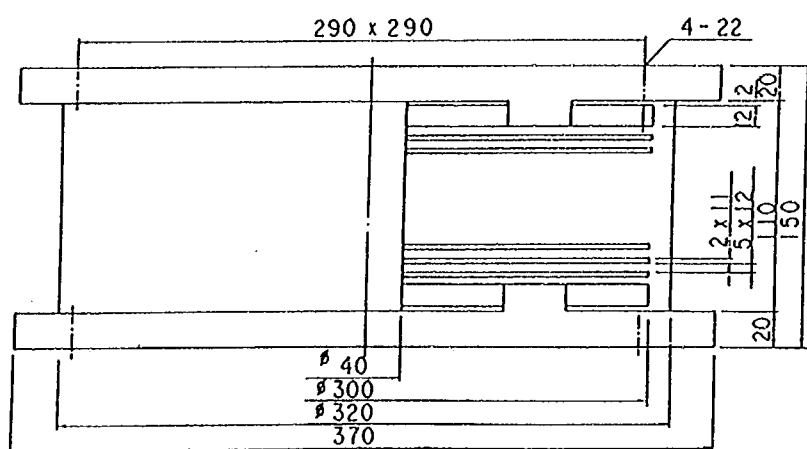


図5 鉛入りゴム支承

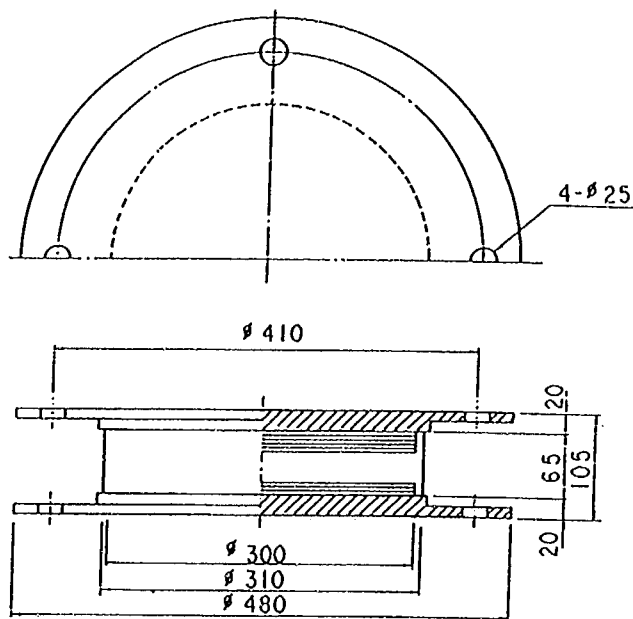
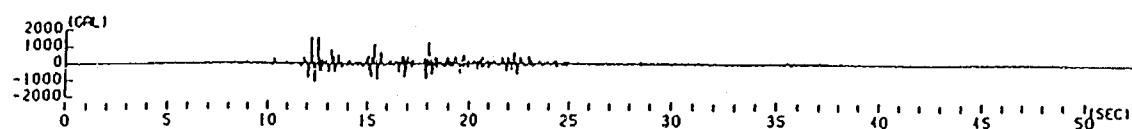
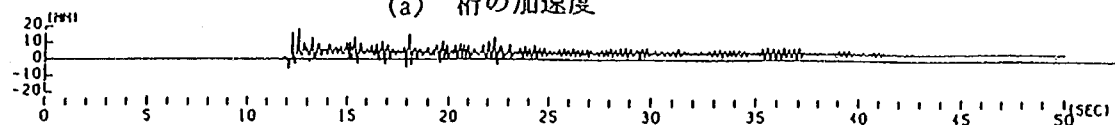


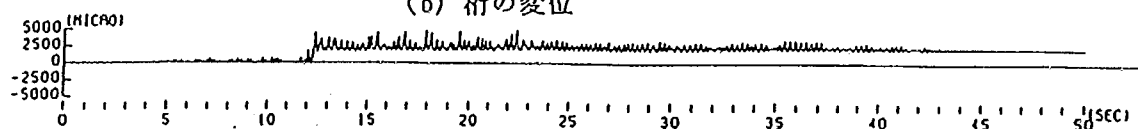
図6 高減衰ゴム支承



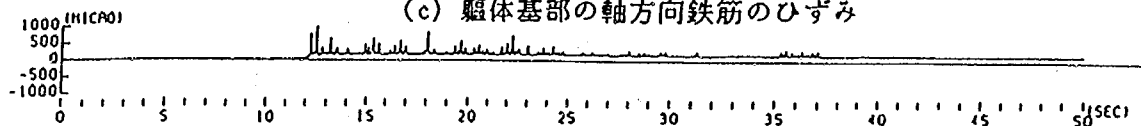
(a) 桁の加速度



(b) 桁の変位



(c) 躯体基部の軸方向鉄筋のひずみ



(d) 躯体基部から20cm上方位置の帯鉄筋のひずみ

図7 R C橋脚振動台実験の応答波形

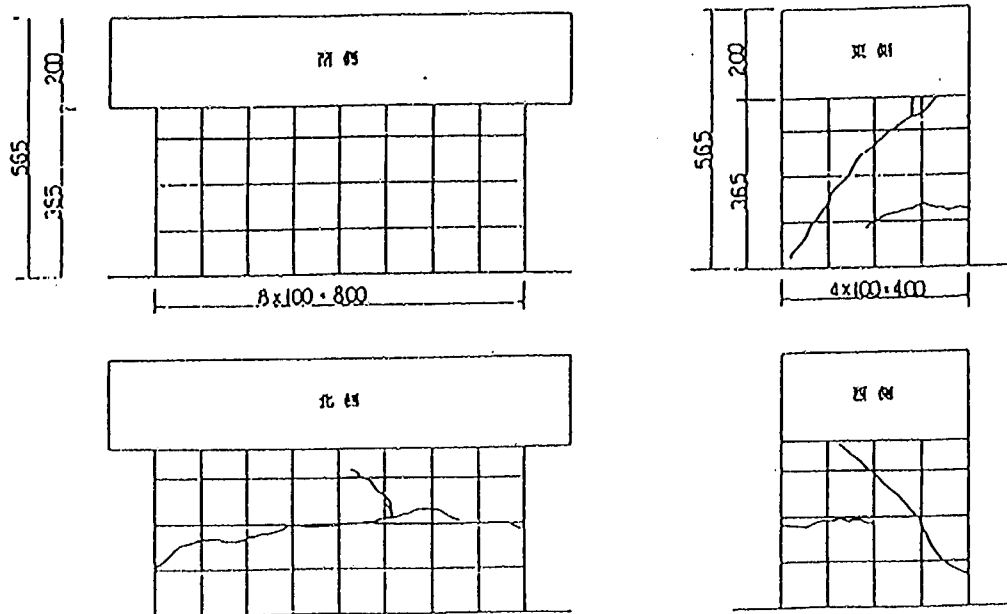
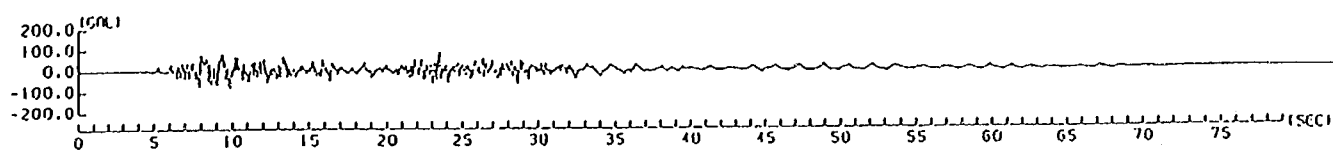
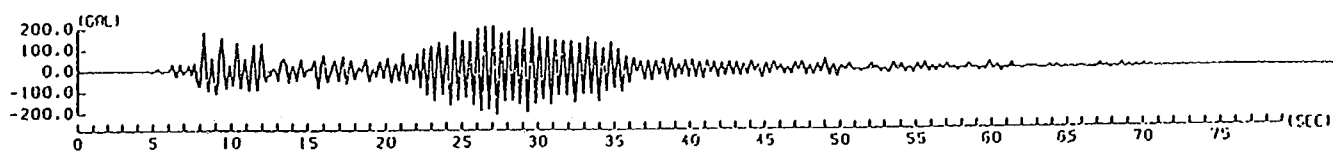


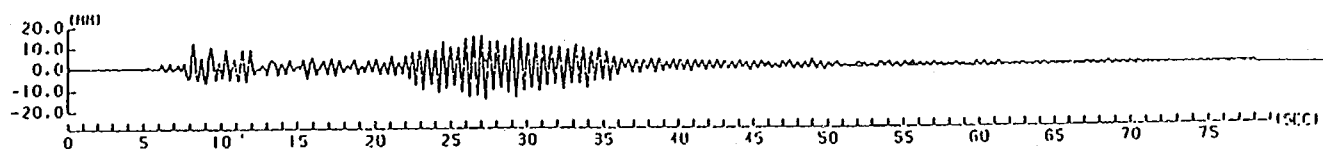
図8 RC振動台実験終了時の損傷状況



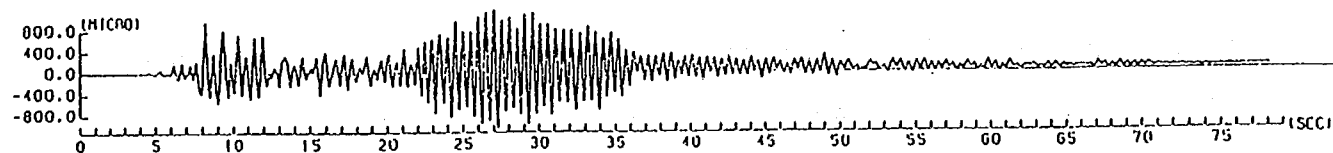
(a) フーチング上



(b) 橋脚天端上

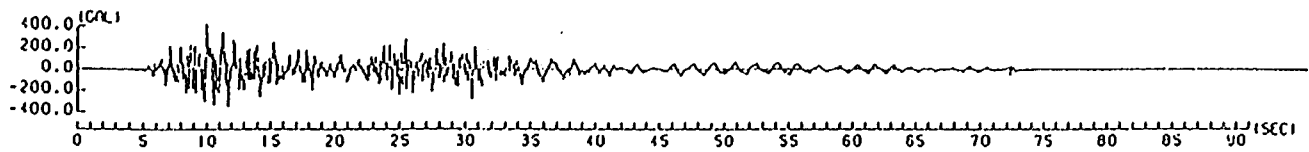


(c) 桁とフーチングの相対変位



(d) 基部のひずみ

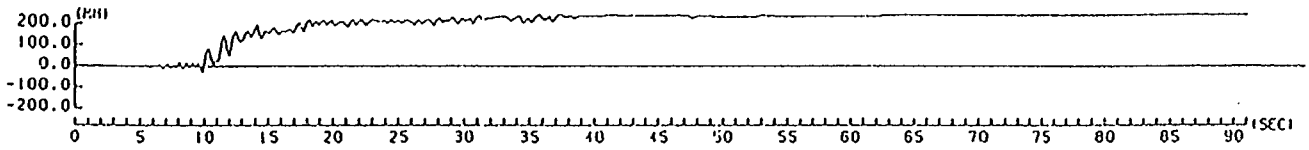
図9 87gal入力時の加速度応答波形



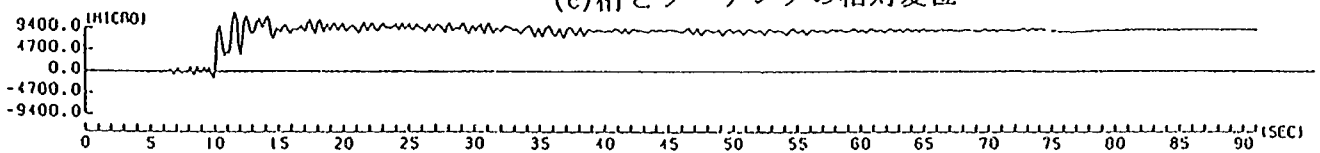
(a) フーチング上



(b) 橋脚天端上



(c) 桁とフーチングの相対変位



(d) 基部のひずみ

図 1 0 431gal入力時の加速度応答波形

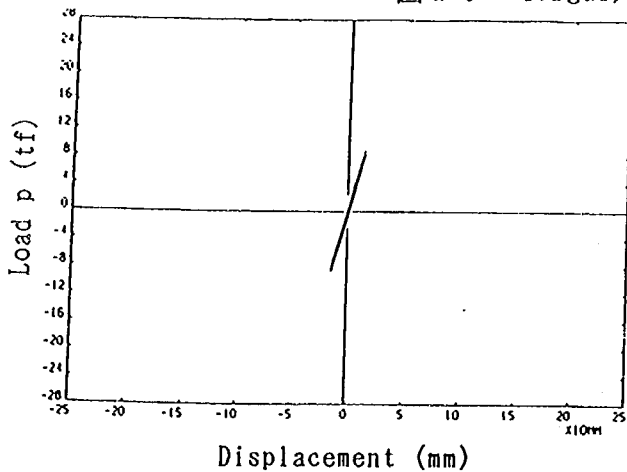


図 1 1 87gal入力時の荷重～変位履歴曲線

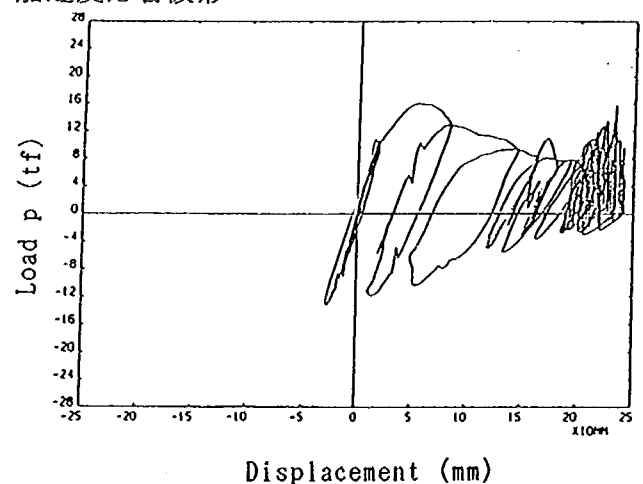
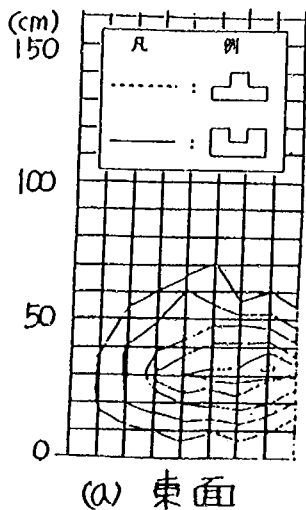
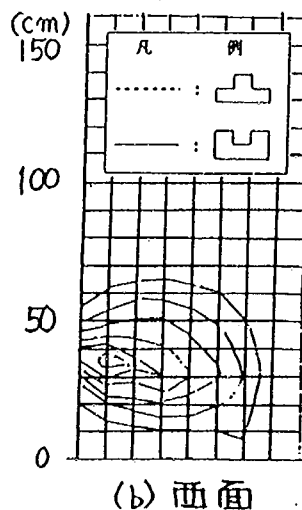


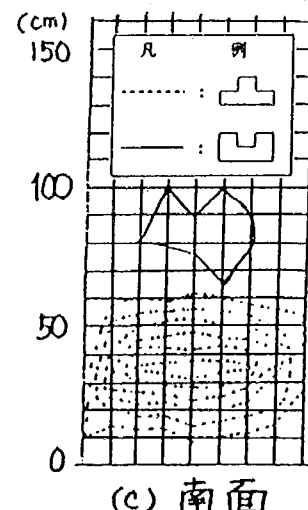
図 1 2 431gal入力時の荷重～変位履歴曲線



(a) 東面



(b) 西面



(c) 南面

図 1 3 実験終了時の残留変形

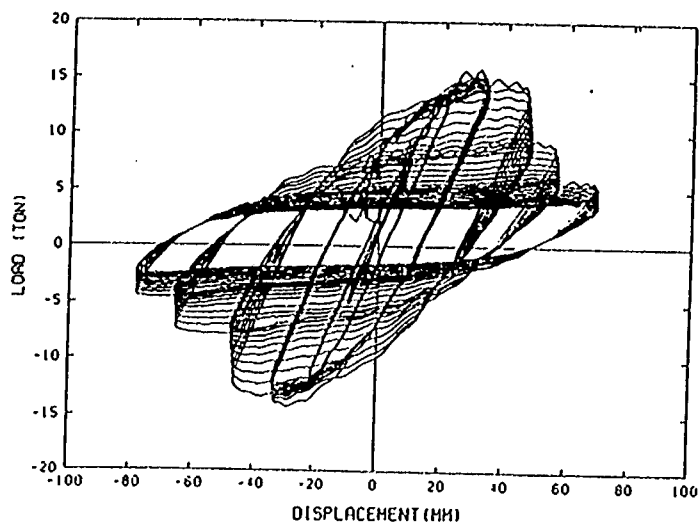


図14 動的載荷実験時の荷重～変位履歴曲線

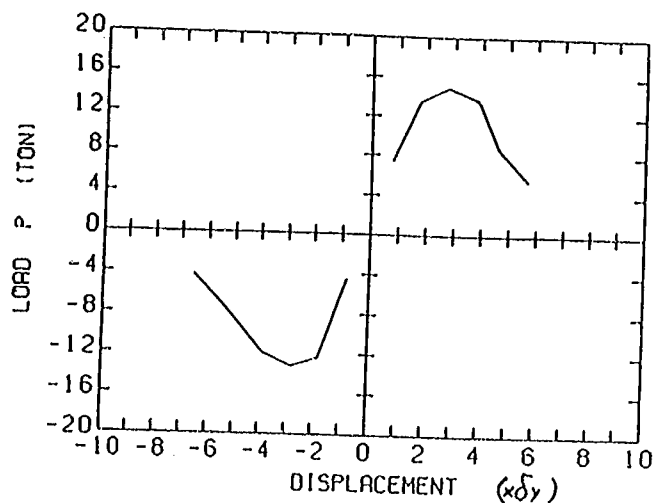


図15 荷重～変位履歴曲線の包絡線

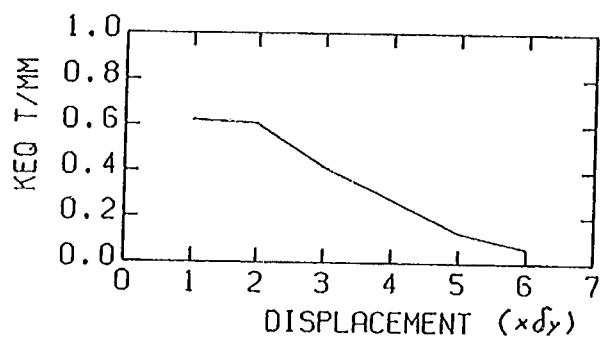


図16 等価剛性

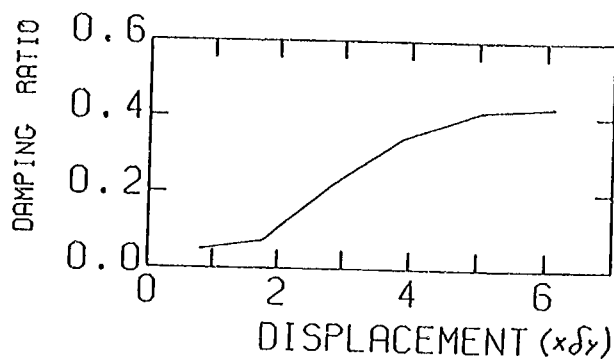


図17 等価粘性減衰定数

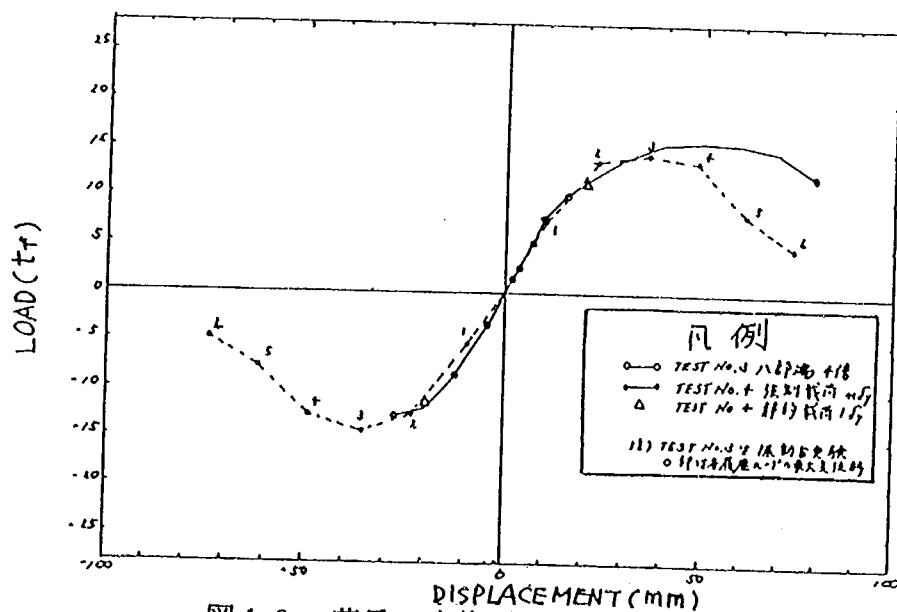


図18 荷重～変位履歴曲線の包絡線の比較

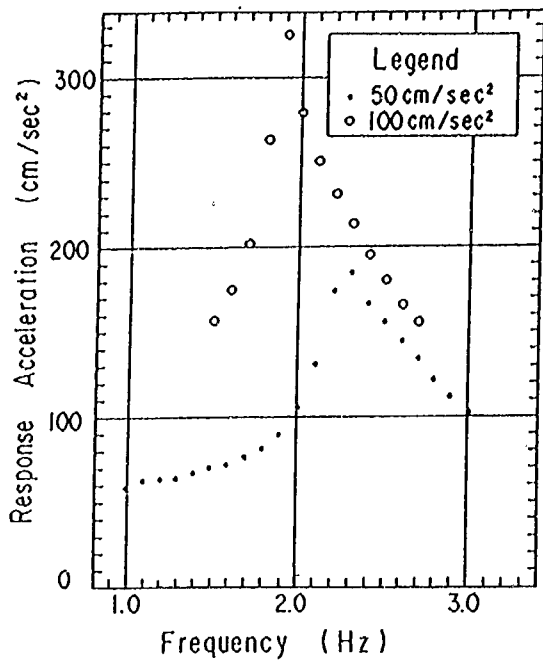


図 19 加速度の共振曲線

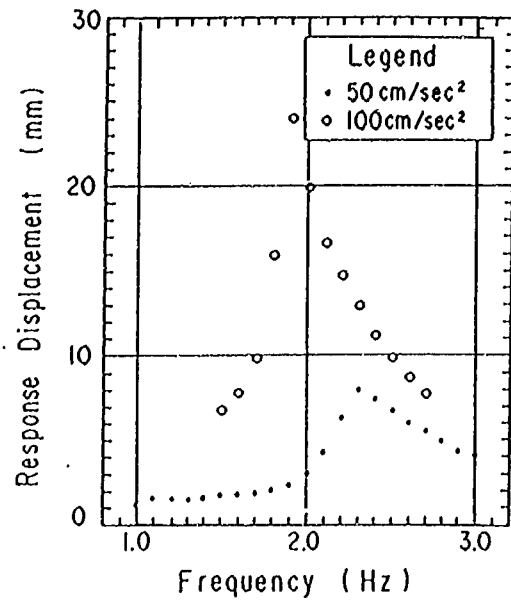


図 20 変位の共振曲線

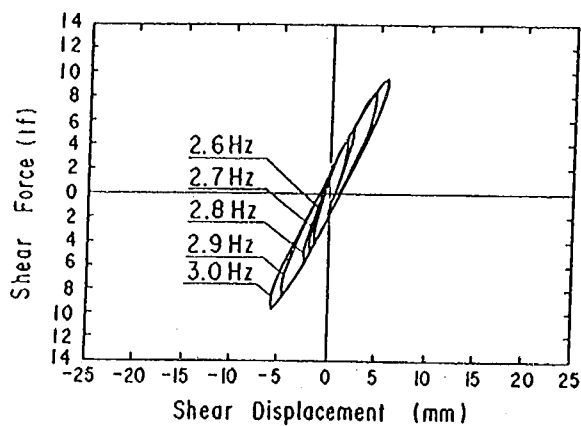


図 21 せん断荷重～せん断変位履歴曲線(50gal入力)

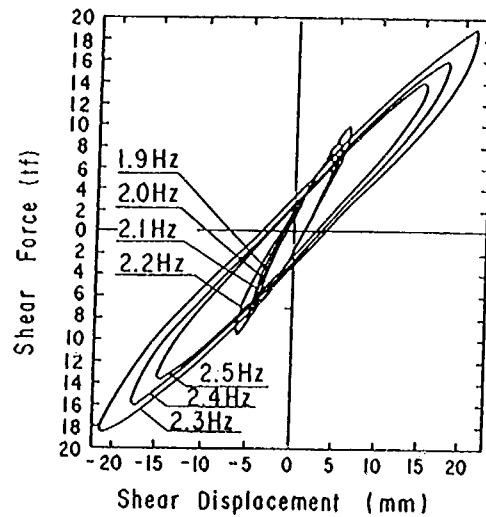


図 22 せん断荷重～せん断変位履歴曲線(100gal入力)

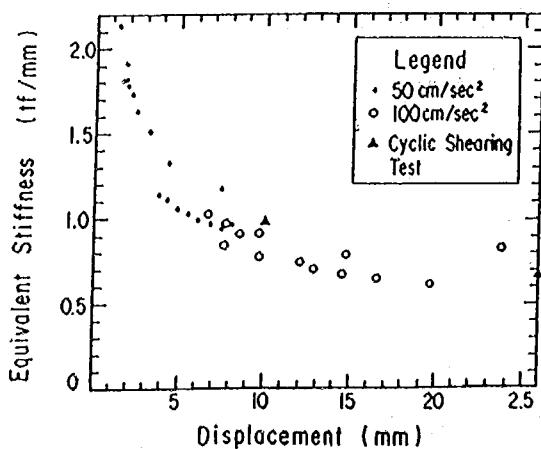


図 23 等価剛性

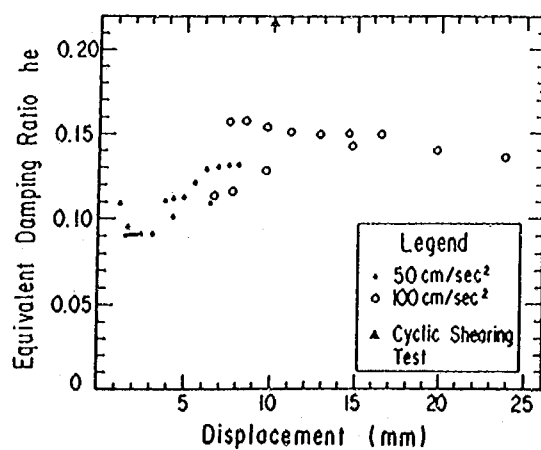
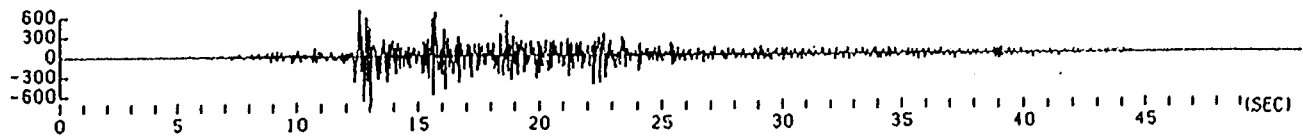
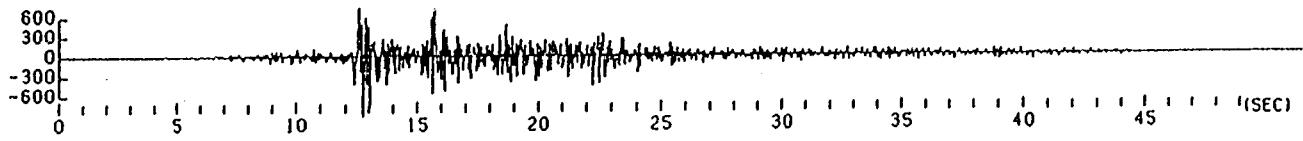


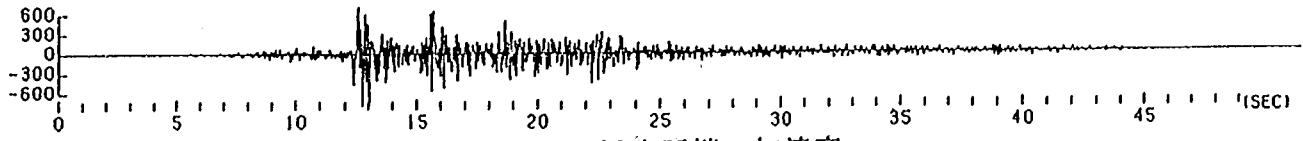
図 24 等価粘性減衰定数



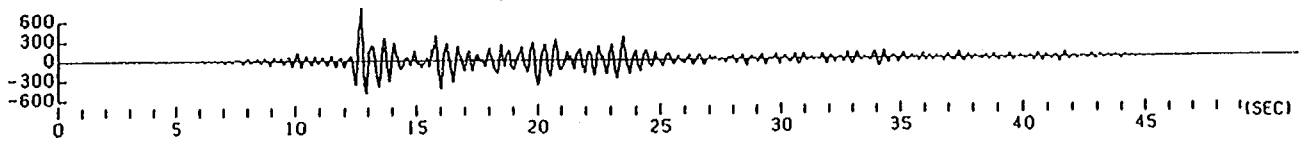
(a) 振動台上の加速度



(b) P 1 橋脚天端の加速度

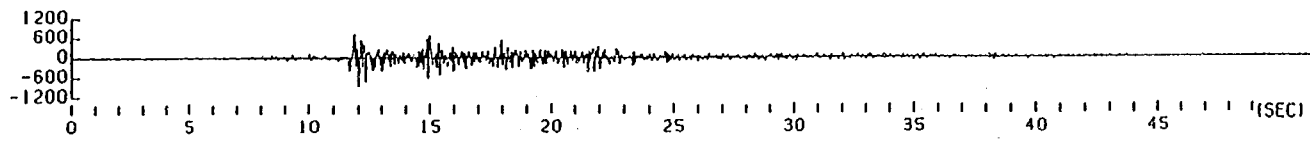


(c) P 2 橋脚天端の加速度

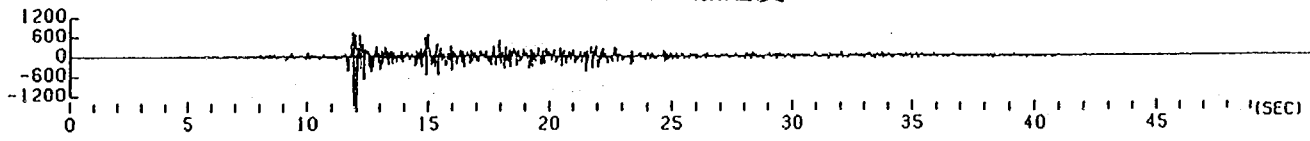


(d) 桁中央の加速度

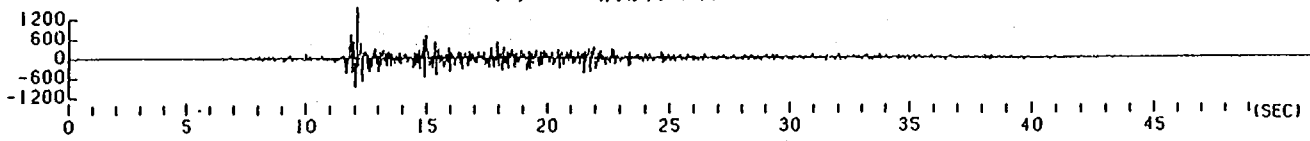
図 2 5 加速度応答波形 (ストッパーなし)



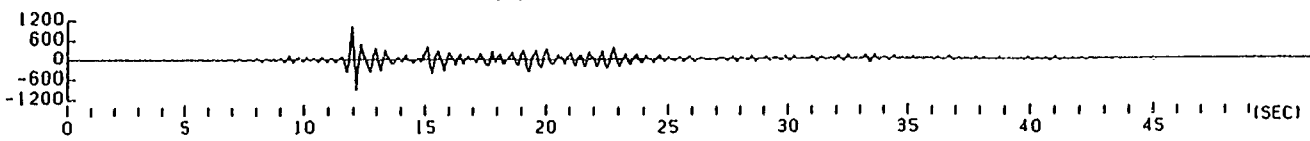
(a) 振動台上の加速度



(b) P 1 橋脚天端の加速度

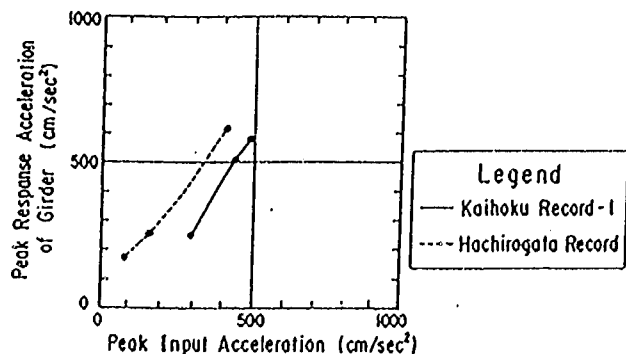


(c) P 2 橋脚天端の加速度

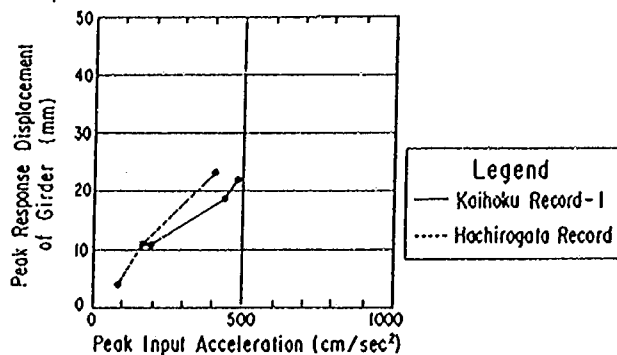


(d) 桁中央の加速度

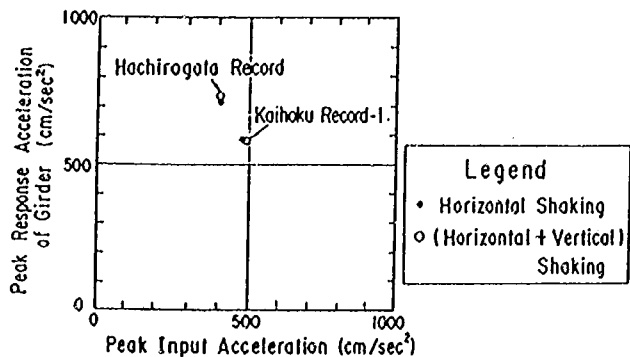
図 2 6 加速度応答波形 (ストッパーとの遊間2cm)



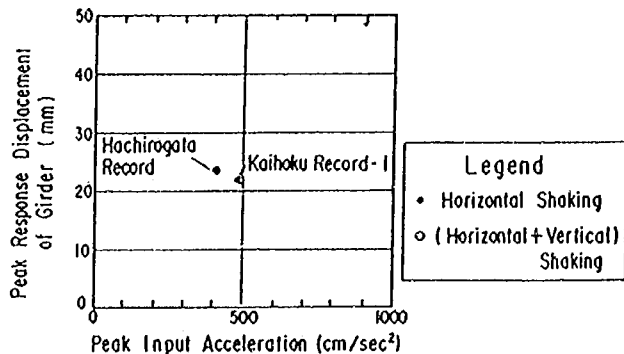
(a) 衝突なし、水平のみの場合



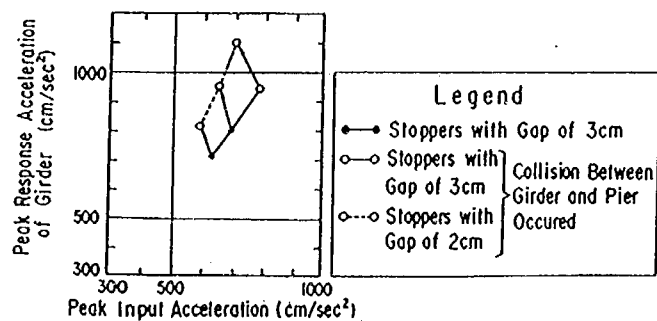
(a) 衝突なし、水平のみの場合



(b) 水平のみと水平+上下の比較

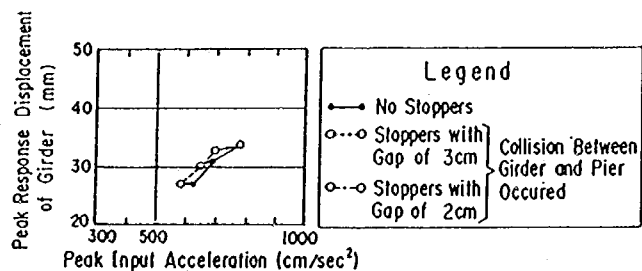


(b) 水平のみと水平+上下の比較



(c) 衝突なしと衝突ありの比較

図 2 7 入力加速度と応答加速度の関係



(c) 衝突なしと衝突ありの比較

図 2 8 入力加速度と応答変位の関係

16. 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法及び補強法の共同研究 (首都高速道路公団及び阪神高速道路公団)

土木研究所

地震防災部耐震研究室

室長 川島一彦

研究員 運上茂樹

吉田武史

加納尚史

吾田洋一

首都高速道路公団

保全施設部保全技術課

課長 高橋敏介

山田 実

新田与吉

牧添 初

阪神高速道路公団

保全施設部保全技術課

課長 宇藤 滋

松浦康夫

中村一平

仲矢忠士

1. まえがき

昭和53年宮城県沖地震、昭和58年浦河沖地震により、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部に被害を受ける事例が続出した。主鉄筋段落し部での破壊は、曲げ破壊に伴うせん断抵抗の減少により、脆性的なせん断破壊となることが知られている。この原因の1つとして、主鉄筋段落し部での鉄筋の定着長の不足が挙げられた。このため、昭和55年道路橋示方書においては、従来のコンクリートの許容せん断応力度を引き下げるとともに、主鉄筋の段落し位置を従来よりも部材の有効高さに等しい長さだけ高くする等の規定が盛り込まれている。しかし、昭和55年以前に架設された橋梁については、耐震点検により耐力の照査が行われ、耐力不足の認められた橋脚については何らかの補強対策を行う必要があり、この補強方法の検討が急務とされている。

一方、耐震点検において照査する橋脚の適用範囲として、せん断スパン比が $2 < h/d < 6$ の制限が設けられているが、近年高橋脚を有する橋梁が増えていることからせん断スパン比が6を越える橋脚に対する耐震性判定法を検討していくことが必要とされている。

本共同研究では、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部に対する耐震性判定法及び鋼板による補強効果を解明することを目的として、土木研究所が鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法の検討を、首都高速道路公団、阪神高速道路公団が鋼板巻立てによる補強効果の検討を担当し、部材耐震強度実験施設を用いた橋脚模型の正負交番動的載荷実験により検討した。

2. 研究目的

鉄筋コンクリート橋脚段落し部に対する耐震性判定法及び鋼板巻立てによる補強効果を解明することを目的とする。

3. 研究方法及び研究分担

3. 1 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法の検討（建設省土木研究所）

せん断支間比の大きい鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法に着目した動的載荷実験を行った。実験供試体は図-1に示すような50cm×50cmの正方形断面を有する載荷高さ4.6m、せん断支間比9.9の鉄筋コンクリート橋脚模型であり、計算上段落し位置で破壊する供試体No.1（フーチング上面から1.8mで主鉄筋を1/2に段落し）、及びこの位置よりも、それぞれ、D/2（断面幅の半分）、D（断面幅）だけ段落し位置を上げた供試体No.2（同2.05m）、供試体No.3（同2.3m）の3体とした。実験では、供試体を水平に設置し、軸力載荷装置により軸力25tonを作用させた状態で動的加振機によって変位制御の下で橋脚の降伏変位 δ_y （静的実験値42.5mm）の正数倍の正弦波10波を与えた。計測では、載荷点の荷重・変位、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみと同時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た。

3. 2 中空円形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討（首都高速道路公団）

昭和61年耐震点検により主鉄筋段落し部の補強が必要となった円形断面を有する橋脚を対象として、図-2に示すような直径60cmの中空円形断面を有するせん断支間比4.9、載荷高さ2.6mの1/5縮尺の橋脚模型を作成した。補強方法は鋼板巻立て工法とし、巻立て幅、橋脚軀体と鋼板の間の注入材の有無に着目した動的載荷実験を行った。実験ケースは、供試体No.1（補強無し）、供試体No.2（巻立て幅1D（D：断面の直径）、エポキシ樹脂注入）、供試体No.3（巻立て幅1.5D、エポキシ樹脂注入）、供試体No.4（巻立て幅1.5D、注入材無し）の4ケースとした。鋼板は、厚さ1mmの冷間圧延鋼材（SPCC）とし、供試体No.2は段落し位置を中心として上下に0.5Dずつ、供試体No.3及びNo.4は段落し位置の下に0.5D、上に1Dの巻立てをした。また、注入材の厚さは3mmとした。実験では、供試体を水平に設置し、軸力載荷装置により軸力33.4tonを載荷した状態で動的加振機によって橋脚の降伏変位 δ_y （計算値10mm）の正数倍の正弦波10波の強制変位を与え、補強効果を検討した。

3. 3 矩形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討（阪神高速道路公団）

昭和61年耐震点検により主鉄筋段落し部の補強が必要となった矩形断面を有する橋脚を対象として、図-3に示すような50cm×50cmの矩形断面を有するせん断支間比5.3、載荷高さ2.6mの1/6縮尺の橋脚模型を作成した。補強方法は鋼板巻立て工法とし、巻立て幅、橋脚軀体と鋼板の間の注入材の違いに着目した動的載荷実験を行った。実験ケースは、供試体No.1（補強無し）、供試体No.2（巻立て幅1D、無収縮モルタル注入）、供試体No.3（巻立て幅1D、エポキシ樹脂注入）、供試体No.4（巻立て幅1.5D、エポキシ樹脂注入）の4ケースとした。鋼板は、厚さ1mmの冷間圧延鋼材（SPCC）とし、供試体No.2及びNo.3は段落し位置を中心として上下に0.5Dずつ、供試体No.4は段落し位置の下に0.5D、上に1Dの巻立てをした。また、注入材の厚さは無収縮モルタルが20mm、エポキシ樹脂が3mmとした。実験では供試体を水平に設置し、軸力載荷装置により軸力28.8tonを載荷した状態で動的加振機によって橋脚の降伏変位 δ_y （静的実験値15mm）の正数倍の正弦波10波の強制変位を与え、補強効果を検討した。なお、供試体No.1は静的試験で破壊したため動的載荷は行っていない。

4. 研究結果

4. 1 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法の検討結果

4.1.1 破壊モード

各載荷実験終了後の破壊状況を図-4に示す。供試体No.1及びNo.3は、それぞれ段落し部及び基部で破壊した。供試体No.2は2 δ_y までは段落し部でクラックが進行したが、3 δ_y 以後になると基部の曲げ破壊が生じ始め、最終的に基部で曲げ破壊した。すなわち、せん断支間比が9.9と大きい

RC橋脚についても計算上段落し部で破壊が生じる位置よりも段落し位置を $D/2$ だけ引き上げれば基部の曲げ破壊に移行する。

4.1.2 荷重～変位の包絡線

荷重と変位の履歴曲線の包絡線を図-5に示す。最大耐力は供試体No.3に比較して、供試体No.1及びNo.2は9%程度低下している。また、供試体No.1では、 $4\delta_y$ 以後、段落し部の破壊に伴い急速に耐力が下がっている。

4.1.3 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみ分布を図-6に示す。供試体No.1及びNo.2では最終的な破壊は基部で生じているが、この場合でも $2\delta_y$ 載荷後になると段落し位置で主鉄筋の降伏が生じていることが興味深い。ただし、供試体No.2では、段落し部と基部の主鉄筋のひずみがほぼ同程度であるのに対して、供試体No.3では基部の方が段落し部によりひずみ大きい。このことが、図-6に示した耐力特性の差異をもたらしたものと考えられる。

4.2 中空円形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

4.2.1 破壊モード

各載荷実験終了後の破壊状況を図-7に示す。供試体No.1は段落し部で破壊し、 $1D$ だけ鋼板巻立てをした供試体No.2は巻立て部分の直上で破壊した。これは、断面が中空のため内側のコンクリートも剝離することにより急激なせん断破壊が生じたためである。巻立て幅を $1.5D$ にすると破壊は基部で生じた。ただし、巻立て幅 $1.5D$ でも樹脂注入を行わない供試体No.4では段落し部で破壊し、鋼板に座屈が生じた。

4.2.2 荷重～変位の包絡線

荷重と変位の履歴曲線の包絡線を図-8に示す。鋼板による補強により、いずれの供試体も耐力の向上が見られる。巻立て幅 $1.5D$ で樹脂注入を行った供試体が最も耐力が大きい。巻立て幅 $1D$ で樹脂注入を行った供試体No.2は $6\delta_y$ までは供試体No.3とほぼ同じ荷重～変位の関係を有するが、その後破壊により急激に耐力が減少する。

4.2.3 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみ分布を図-9に示す。ひずみは高さ方向にほぼ同じ値となっている。段落し部に着目すると、無補強及び鋼板巻立てのみの場合には $2\delta_y$ で降伏にいたり $3\delta_y$ で塑性状態となっているのに対し、鋼板巻立てと樹脂注入を行った場合には巻立て幅 $1D$ 及び $1.5D$ 共に $2\delta_y$ で降伏するが、塑性状態となるのは $4\delta_y$ に移行している。また、 $3\delta_y$ 以後における段落し部と基部の主鉄筋のひずみを比較すると、供試体No.1,2,4では、前者の方がはるかに大きいのにに対して供試体No.3では後者の方がやや大きくなっている。こうした点からすると少なくとも供試体No.3程度の補強は必要と考えられる。

4.3 矩形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

4.3.1 破壊モード

各載荷実験終了後の破壊状況を図-10に示す。無補強の場合には段落し位置から斜めクラックが発生しせん断破壊を生じている。鋼板巻立て補強をした場合にはいずれの場合も破壊位置が基部に移行している。

4.3.2 荷重～変位の包絡線

荷重と変位の履歴曲線の包絡線を図-11に示す。鋼板による補強によりいずれの場合も無補強の場合より耐力が向上し最大耐力はほぼ同じである。

4.3.3 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみ分布を図-12に示す。鋼板により $1D$ だけ巻立てた場合には鋼板の中央付近では鉄筋のひずみは小さいが、鋼板の上端（段落し位置から $0.5D$ 上がった位置）では $1\delta_y$ で降伏

している。無収縮モルタルとエポキシ樹脂の注入効果を比較すると、エポキシ樹脂の方が拘束効果が大きい。1.5Dの巻立てをした場合には鋼板を巻立てた部分の鉄筋は4 δ_y まで降伏していない。

5. 結論

せん断支間比9.9のRC橋脚の動的載荷実験、中空円形断面及び矩形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の鋼板巻立てによる補強法の検討実験を行った。以上の結果をまとめると以下ようになる。

5. 1 鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐震性判定法の検討結果

- 1) せん断支間比9.9の中実RC橋脚については、段落し位置で載荷モーメントが降伏モーメントを越える場合には段落し位置で破壊し、段落し位置を0/2だけ引き上げれば基部の曲げ破壊に移行する。
- 2) 段落し位置を0/2だけ引き上げても2 δ_y 載荷後にはすでに段落し位置の主鉄筋が降伏する程度の変形が生じる。

5. 2 中空円形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

- 1) 鋼板巻立て幅を1.5Dとし同時に樹脂注入を行った場合のみに基部で曲げ破壊する。巻立て幅が1.5Dでも単に鋼板を巻いただけでは鋼板が座屈し段落し部で破壊する。
- 2) 中空の場合には、外側と同時に内側にもコンクリートの剝離が生じるため、中実よりもさらに巻立て幅を大きくすることが必要である。
- 3) 鋼板による補強により耐力は向上し、最大耐力で30%程度大きくなる。
- 4) 無補強の場合には段落し位置の主鉄筋は2 δ_y で降伏するが、樹脂注入と鋼板巻立てにより補強した場合には4 δ_y に移行する。

5. 3 矩形断面コンクリート橋脚の補強効果の検討結果

- 1) 1D幅の鋼板巻立てにより破壊は基部に移行する。
- 2) 鋼板による補強により耐力は向上し、最大耐力で30%程度大きくなる。
- 3) 1Dの巻立て幅の場合には1 δ_y 載荷後に巻立て位置の直上で鉄筋のひずみが降伏するが、1.5Dの巻立てをした場合には4 δ_y までは巻立て部分の鉄筋は降伏していない。

[参考文献]

- 1) 川島一彦、運上茂樹、吾田洋一：主鉄筋段落しを有するRC橋脚の交番載荷実験、第43回土木学会年次学術講演会、昭和63年9月
- 2) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：RC橋脚の動的耐力に関する研究（その1）、土木研究所資料第2232号、昭和60年8月

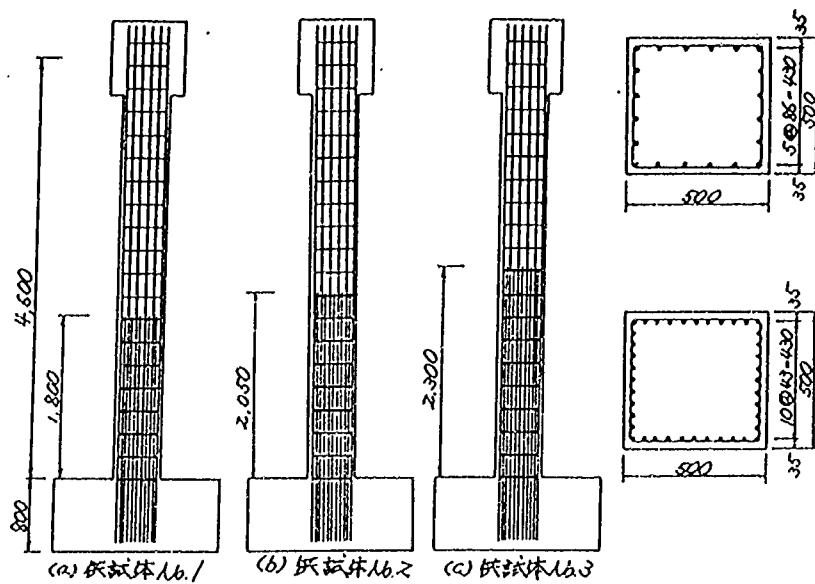


図-1 耐震性判定法に着目した供試体（土研担当）

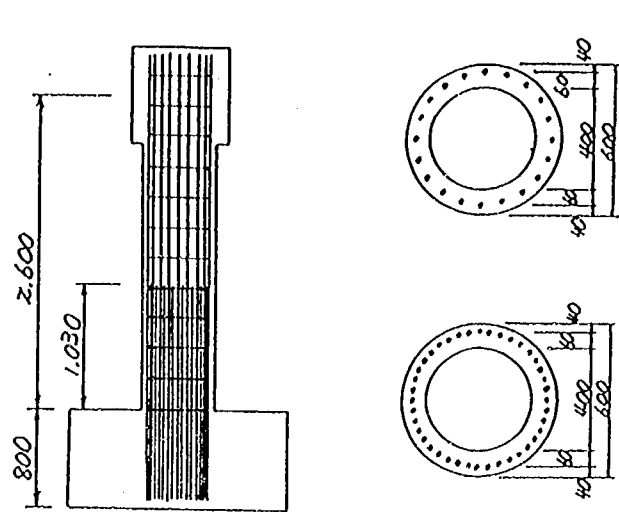


図-2 円形断面供試体（首都公団）

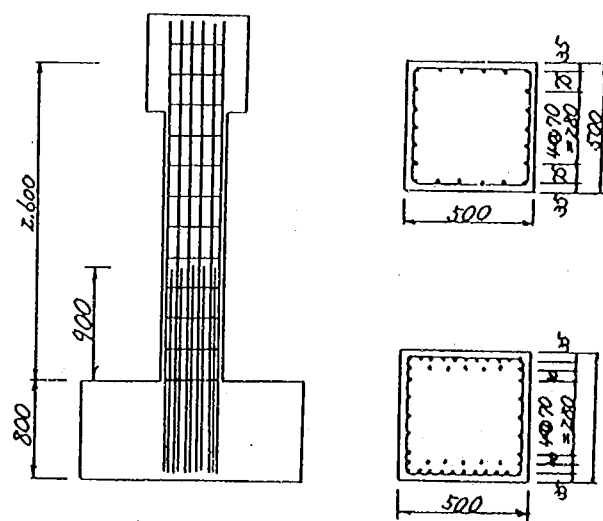


図-3 矩形断面供試体（阪神公団）

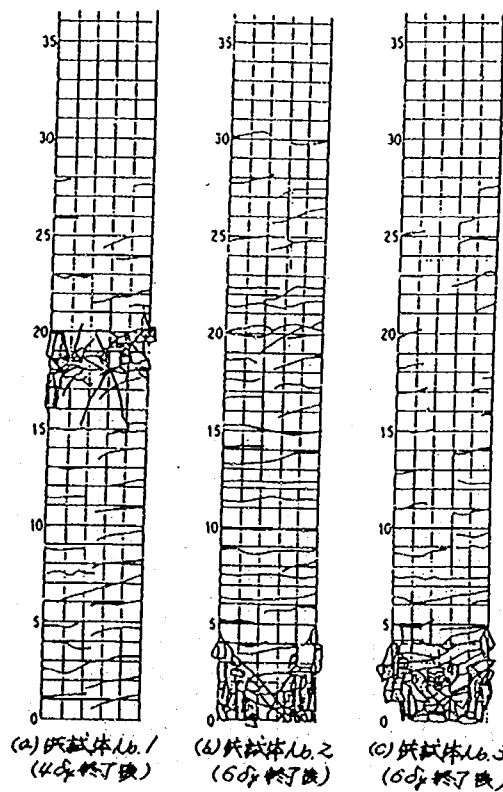


図-4 実験終了後の破壊状況（土研担当）

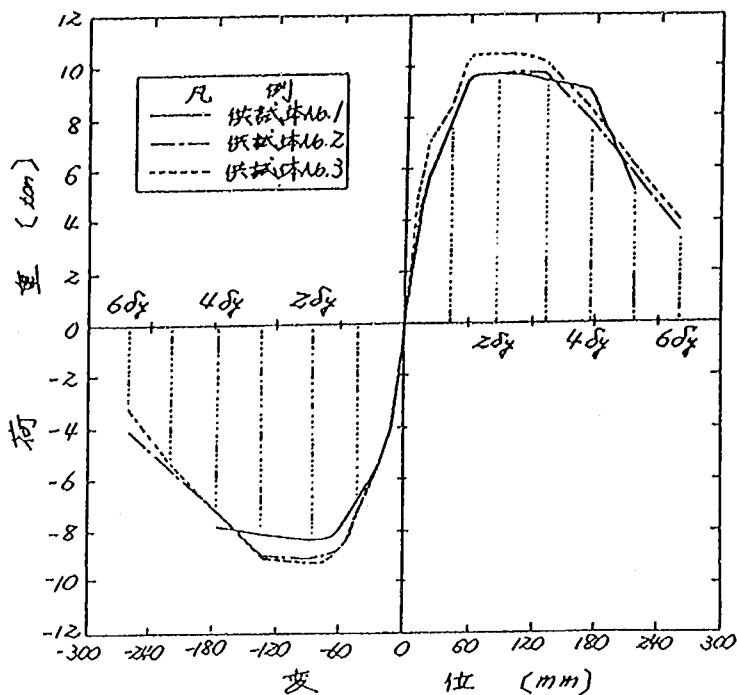


図-5 荷重と変位の関係 (土研担当)

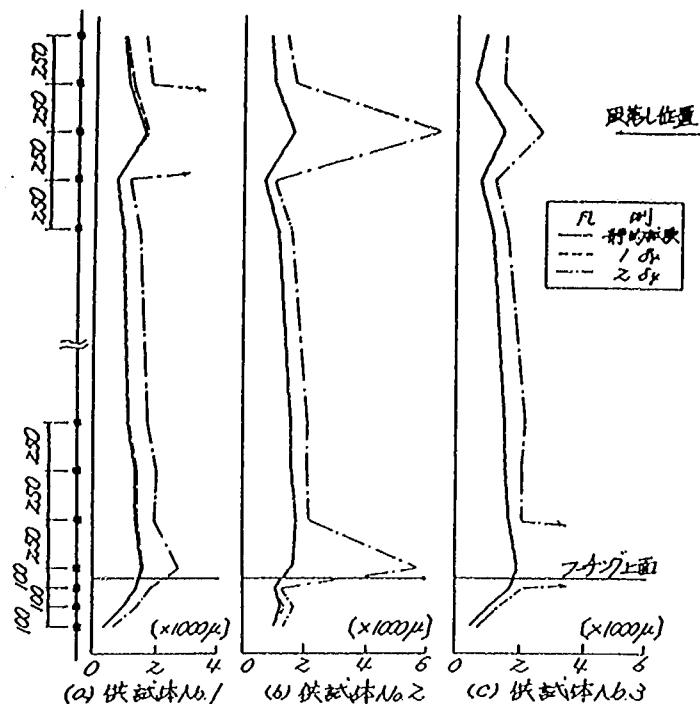


図-6 軸方向鉄筋のひずみ分布 (土研担当)

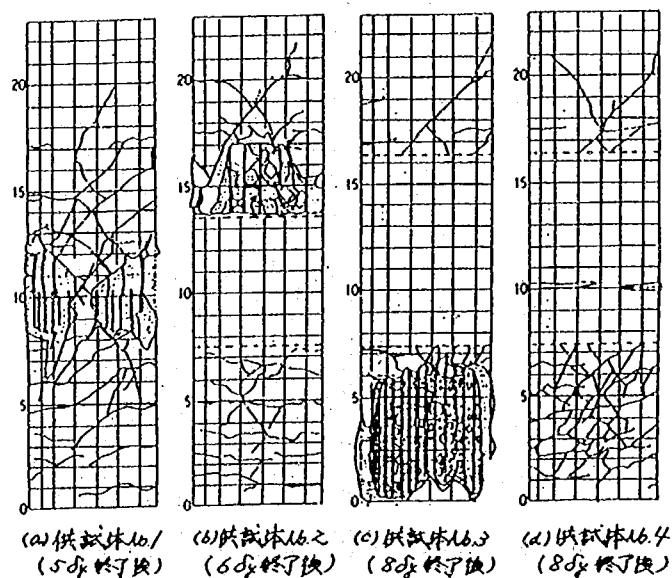


図-7 円形断面橋脚の破壊状況 (首都公団担当)

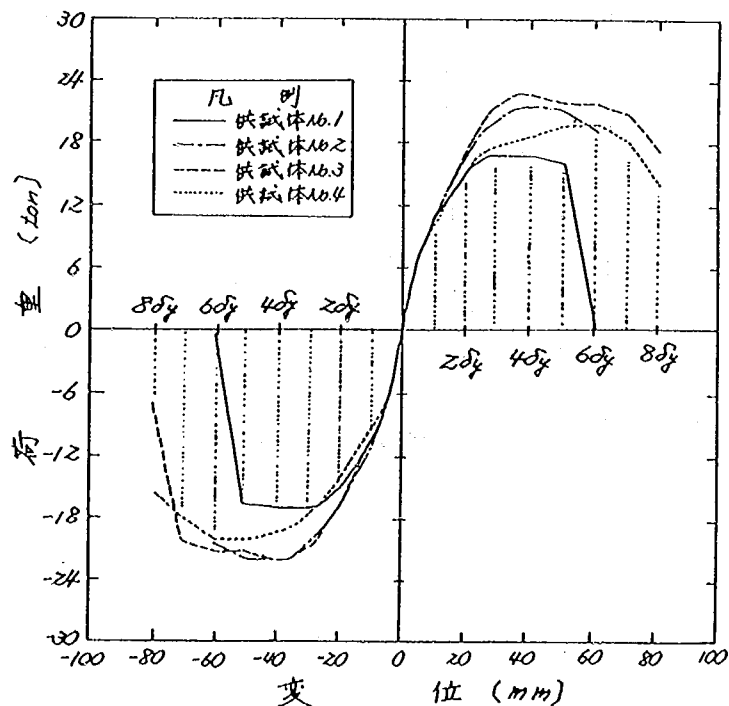


図-8 円形断面橋脚の荷重と変位の関係 (首都公団担当)

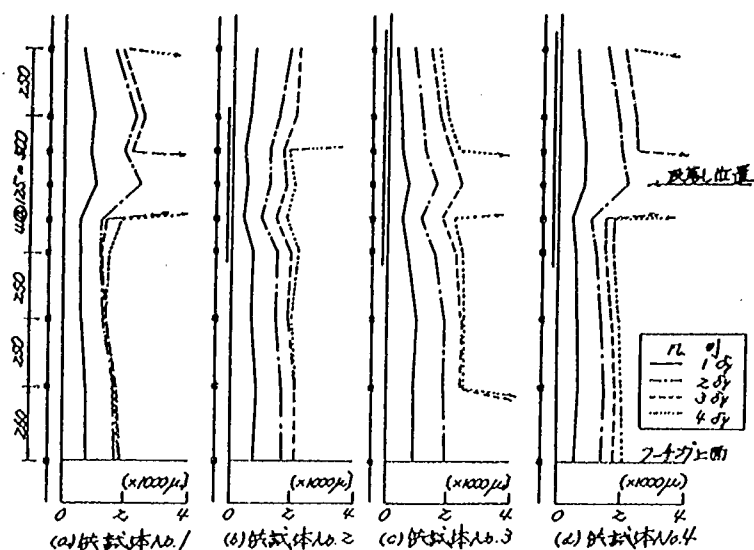


図-9 円形断面橋脚の軸方向鉄筋のひずみ分布
(首都公団担当)

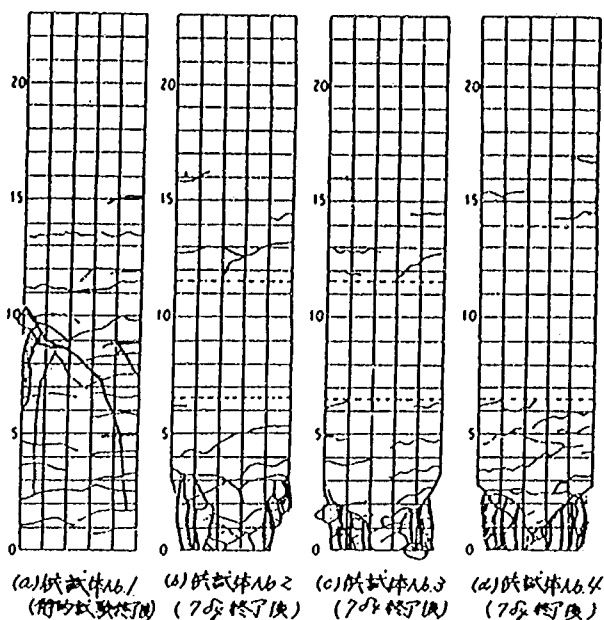


図-10 矩形断面橋脚の破壊状況 (阪神公団担当)

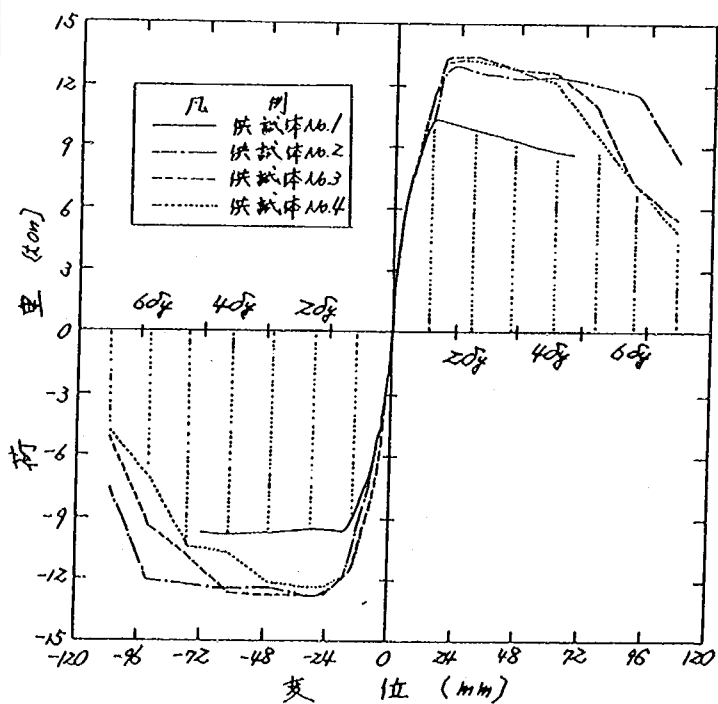


図-11 矩形断面橋脚の荷重と変位の関係 (阪神公団担当)

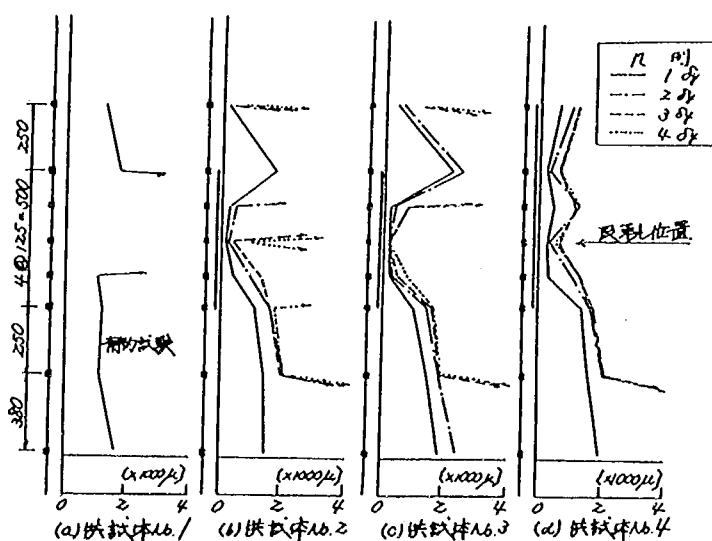


図-12 矩形断面橋脚の軸方向鉄筋のひずみ分布
(阪神公団担当)

昭和62年度耐震研究室調査試験
研究成果概要報告書

ISSN 0386-5878
土木研究料資料第2638号
昭和63年6月 (1988)

耐震研究室 川島一彦
他8名

要 旨

昭和62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、シールドトンネル、免震構造、制震構造、震災復旧、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

建設省土木研究所
耐震研究室

行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 167

No. 167

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2638号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印