

土 木 研 究 所 資 料

昭和60年度耐震研究室調査試験研究成果概要報告書

昭和61年 4 月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1986) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

昭和60年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

耐震研究室	室 長	川 島	一 彦
	研究員	大日方	尚 巳
	〃	長谷川	金 二
	〃	運 上	茂 樹
	技 官	小 山	達 彦
	〃	吉 田	武 史
	〃	加 納	尚 史
	〃	吾 田	洋 一
	〃	軽 部	頼 子

要 旨

昭和60年度耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と耐震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震被害、ライフライン施設、耐震性、被災判定手法、脚付きケーソン、動的解析、道路トンネル、下水道施設、交通機能、連続桁橋、斜張橋、RC橋脚

ま え が き

本資料は昭和60年度における耐震研究室の研究成果の概要を報告するものである。当研究室では土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験、研究および技術指導を行っている。具体的には、地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と耐震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究を担当している。

昭和60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	2 課題
下水道事業調査費によるもの	1 課題
道路事業調査費（試験調査）によるもの	3 課題
道路事業調査費（大規模特殊）によるもの	3 課題
一般国道直轄改集費によるもの	2 課題
受託研究費によるもの	3 課題

合計 16 課題の調査研究を実施しており、本資料はこれらの成果の概要を示したものである。

昭和61年4月

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究	1
（土木研究所試験研究費）	
2. ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究	7
（土木研究所試験研究費）	
3. 被災判定手法の開発——土木構造物等（橋梁構造物）——	17
（震災構造物の復旧技術の開発、建設技術研究開発費（総プロ））	
4. 復旧技術の評価手法の開発——評価手法の開発——	21
（震災構造物の復旧技術の開発、建設技術研究開発費（総プロ））	
5. 下水道施設の耐震性に関する研究	25
（下水道事業調査費）	
6. 地震後の交通機能障害軽減に関する試験調査	31
（道路事業調査費、試験調査）	
7. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査	33
（道路事業調査費、試験調査）	
8. 連続桁橋の耐震設計法に関する試験調査	35
（道路事業調査費、試験調査）	
9. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査——橋に関する試験調査——	
（その１）断面形状の影響	37
（その２）実験結果に対する解析	39
（その３）調査成果のとりまとめ	41
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
10. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査——橋に関する試験調査——	43
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
11. 都市トンネルの耐震調査——トンネルに関する試験調査——	45
（道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査）	
12. キャブの耐震性調査動的載荷実験	47
（一般国道直轄改集費、関東地方建設局依頼）	
13. 幸魂橋近接基礎の耐震性調査	49
（一般国道直轄改修費、関東地方建設局依頼）	
14. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査	51
（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）	
15. ゴム支承を用いた大阪池田線の耐震性に関する調査	57
（阪神高速道路公団受託）	
16. 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	63
（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）	

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究
(土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 大日方尚巳
加納 尚史

1. まえがき

近年、構造物の耐震設計法、施工技術の進歩などにより個々の構造物の耐震性は向上してきており、その結果、地震被害自体は低減の傾向にあるといえよう。しかしながら、大規模な地震が発生した場合には、その被害を完全に防止することは

不可能である。そのため地震災害対策は、構造物が被災した時の影響の度合（重要度）を評価する共に、対策に必要な費用も考慮して、合理的な水準で実施する必要がある。本研究は、昭和56年度より表1に示す研究内容で実施しており、本年度が最終年度である。

本年度は、地震災害が地域社会に与える影響の評価を検討するため、前年度提案した手法を用いて、1978年宮城県沖地震を対象として試算を行い手法の適合性を調査した。

表1 研究経緯

年度	研究内容
56	・既往地震災害における被害事例の調査 ・各種施設の耐震設計法の変遷および設計震度の調査
57	・橋梁を対象に設計震度の変化に伴う橋梁の建設費用と震災に伴う損失期待額の和(総費用)の関係を調査
58	・橋梁を対象に被災に伴う影響のうち交通機能障害について調査
59	・地震災害が地域の生産活動に与える影響について日本海中部地震を対象として産業連関分析手法により調査
60	・前年度に引続き地震災害が地域の生産活動に与える影響について宮城県沖地震を対象として調査

2. 研究目的

地震災害対策の客観的・合理的な水準を検討して、今後の地震災害対策の合理的な推進に資することを目的とする。

3. 研究方法

1978年6月、仙台市を中心に多大な被害をもたらした宮城県沖地震を対象とし、直接の物理的・金銭的被害が間接的に地域経済へ与えた影響を検討した。検討手法は昨年度用いた手法と同じであるため要点のみを以下に示す。なお、検討方法の詳細は土研資料¹⁾を参照していただきたい。

- 1) 地震災害は各種項目で発生するが、本検討では経済活動に直接影響を与える生産・販売基盤の被害、輸送基盤の被害および製品・半製品・原材料の被害を対象としている。
- 2) 地震災害が発生した場合の生産額の推移は次式で表わされるように考える。

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

ここに、
 $G_o(t)$: 災害が生じた場合の生産額の推移
 $G_n(t)$: 災害が生じなかった場合の生産額の推移
 $G_d(t)$: 災害によって発生した被害による生産額の減少分
 $G_r(t)$: 災害復旧による生産額の増分

3) 震災に伴う生産性の低下は各産業の生産構造を説明する生産関数モデルにより評価する。

4) 震災に伴う各産業の直接的な生産性低下が経済に与える影響および復旧投資による生産額の増加の影響は産業連関表を用いて算定する。

以上の方法による

検討の流れは図1に示す通りである。

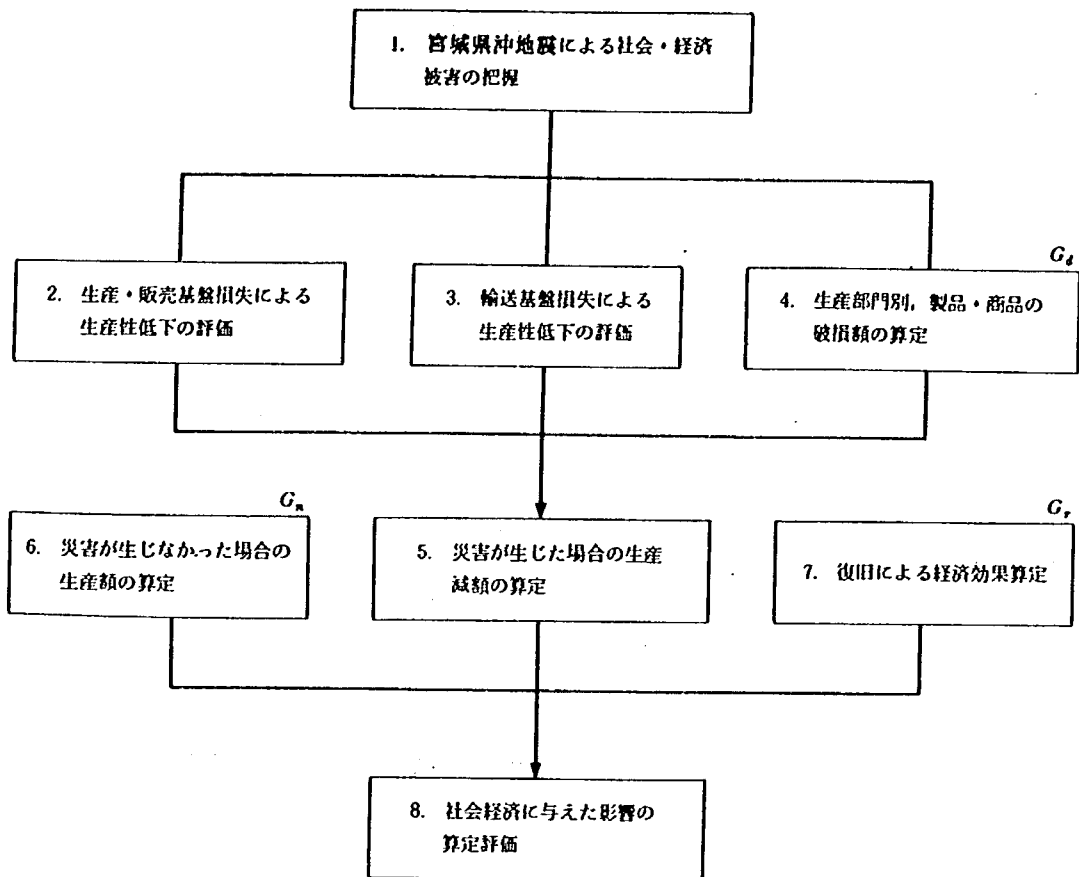


図1 震災が社会経済に与える影響の評価方法

4. 研究成果

4.1 宮城県沖地震による被害状況

宮城県における宮城県沖地震の直接被害は表2に示すとうりであり、総額2,688億円と算定されている。これは同県総生産29,928億円（昭和52年度名目）の約8.98%となっている。

産業関係では、農業関係被害が125億円、水産関係被害が39億円に昇っているが、商工関係被害が958億円と群を抜いて大きい。商工関係被害の60%は商業施設被害である。

運輸関係では、道路および鉄道の機能障害が軽微であったが、港湾の被害に伴い原油の取り扱い量が大きく減少している。

4.2 震害による生産性低下の評価

4.2.1 生産・販売基盤損失による生産性低下の評価

生産基盤関連被害は、農業、林業、水産業、製造業、卸・小売業で把握されているが、林業に関しては施設と生産性の関連を捉えることが難しいため、それ以外の部門について検討を行った。

農業は耕地面積当たりの生産額の原単位を用いて生産性の低下の評価を行った。すなわち、宮城県内の総農地面積（昭和53年度）160,896haに対して被害面積は61.2haと報告されており、この面積が使用できないとして被災後の生産可能額および生産性低下率（ $61.2/160,896=0.04\%$ ）を算定した。

水産業も生産原単位（総生産額／有形固定資産年初現在高）を用いて生産性の低下の評価を行った。

以下、同様にして製造業は有形固定資産年末現在高と従業員数から構成される生産関数を用いて算定し、卸・小売業は被害額をこれに相当する従業員数の減少に換算して従業員1人当たりの原単位を用いて算定した。

定する。

以上の地震被害額をまとめて示すと表5の通りであり、県内総生産(付加価値ベース)の5.77%となっている。

4.4 復旧事業による経済波及効果

復旧事業による経済波及効果は、公共事業復旧費122億円および住宅復旧費600億円を対象として産業連関表を用いて算定を行った。その結果、公共復旧投資122億円のうち61億円が各産業部門に投入され、残る61億円が付加価値となっている。これに伴い243億円の一次的な生産誘発(公共復旧費含む)があり、これらがさらに消費支出の増加により二次的な生産誘発(78億円)へと波及し、結果的に321億円の生産を誘発し、167億円の付加価値を生成している。この付加価値は昭和53年度の宮城県総生産(付加価値ベース)33,275億円の0.51%となっている。

また、同様にして住宅復旧に伴う生産誘発(表6)も算定される。本地震においては住宅被害が大きかったこともあり公共復旧投資の4倍近い1,438億円の生産誘発が推定された。

表4 宮城県沖地震災害に伴う直接的な生産減少額(単位:百万円)

産業部門名	元の生産額	減少額	減少割合
1 耕種農業	201738.8	169	0.0837
2 畜産	93978.2	79	0.0837
3 農業サービス	18818.7	16	0.0837
4 林業	28628.6	122	0.4265
5 水産業	153681.8	6255	4.07
6 鉱業	28659.2	1108	3.865
7 肉乳・水産食品	310764.6	12011	3.119
8 精穀・製粉	66638.2	56	0.0837
9 その他の食料品	169643.4	14199	0.0837
10 酒・たばこ	135149.6	1101	0.0837
11 製糸・紡績	12405.8	479	3.865
12 織物・衣服・身回り品	56202.5	2172	0.1176
13 製材・家具	113814.4	4399	3.2567
14 紙・紙製品	231980.6	8966	3.865
15 印刷・出版	59505.4	50	0.0837
16 皮革・ゴム製品	52270.8	2020	3.835
17 化学薬品	31453.9	1216	2.6655
18 石油・石炭製品	242374.3	9368	0.272
19 窯業土石製品	82783.0	0	0.0
20 金属・地金	150417.3	5814	3.865
21 金属製品	143269.0	5537	3.865
22 一般機械	91421.0	3533	3.865
23 電気機械	319455.7	12347	3.865
24 輸送機械	98952.2	3825	3.865
25 精密機械	23924.5	925	3.865
26 その他の製造業	46532.8	1798	3.865
27 建築	595168.9	498	0.0837
28 土木	512399.5	429	0.0837
29 電気・ガス・水道業	267601.0	55309	20.067
30 商業	1094289.0	2189	0.2
31 金融・保険	259234.7	0	0.0
32 不動産業	448377.4	0	0.0
33 運輸・通信	622865.6	12602	2.023
34 公共サービス	818990.3	0	0.0
35 その他のサービス	634987.2	25844	4.07
36 事務用品・こん包	59752.4	0	0.0
37 分類不明	142254.1	1190	0.0837
	8,420,384.4	195,626	2.3232

表5 宮城県沖地震に伴う被害のまとめ

(億円:昭和58年度価格)

被害区分	直接被害額	生産性低下による被害額			総被害額	総生産に対する比(%)
		直接	消費	合計		
1/0生産額ベース	2983	2057 (1956 [*])	777 (739)	2834 (2695)	5817	5.31
付加価値ベース (又は県内総生産ベース)	1127	1006 (957)	256 (243)	1262 (1200)	2389	5.77

注) ()内は昭和55年度価格

表6 宮城県沖地震が宮城県の経済に与えた影響

(億円: 昭和53年価格)

生産額区分	地震被害による生産減(億円)				公共復旧投資による生産誘発額(百万円)			住宅復旧による生産誘発額(百万円)			生産増に対する比率(%)	県内生産額に対する比率(%)
	製品・商品被害	直接生産減	消費効果の生産減	合計	1次	2次	合計	1次	2次	合計		
生産額(1/0ベース)	5	1853	700	2553	243	78	321	1161	273	1434	-798	0.9
県内総生産(付加価値ベース)	2	906	231	1137	142	25	167	599	90	689	-281	0.1

4.5 宮城県沖地震が宮城県の経済に与えた影響

宮城県沖地震による経済的被害を商品・施設等の破損という直接的被害に加え、商品・施設・運輸手段の消失等によってもたらされる生産性の低下、減少した生産が生成していたと想定される消費額等により捉え、また、災害復旧投資が経済に与えたプラス効果も算定した。この結果、地震によって影響を受けた昭和53年度の宮城県の経済状況は表6に示す通りであったと推定される。これより、地震災害に伴い付加価値ベースで281億円(昭和53年度)の減少があったと算定されているが、これは県内総生産の0.1%に相当する。

4.6 他の地震被害との比較

宮城県沖地震が宮城県の経済に与えた影響の検討結果と昨年度実施した日本海中部地震が秋田県の経済に与えた影響の検討結果とを比較した。表7は地震被害に伴う産業部門別の生産性低下率(クリティカルな要因による値)を比較したものである。これより全体的に日本海中部地震の方が生産性低下率が大きく、特に、水産業および農業においてその傾向が著しい。一方、製業に関しては日本海中部地震の生産性低下率0.8%に対して宮城県沖地震では3.9%と大きな値となっている。また、上記の被災産業の生産性低下に伴う直接的な産出減少額および減少率は、宮城県沖地震で2,057億円(58年度価格)、2.3%、日本海中部地震で2,570億円、5.8%である。表8は地震後の経済状況を比較したものである。これより日本海中部地震では県内総生産額の5.0%に当たる2,259億円の生産減少が算定されたのに対して、宮城県沖地震では県内総生産

表7 地震災害に伴う生産性の低下率の比較(%)

産業部門	宮城県沖地震	日本海中部地震
1 農業	0.08	1.93
2 林業	0.43	0.48
3 水産業	4.07	26.7
4 鉱業	0.0	0.0
5 製造業	3.87	0.8
6 建設業	0.0	0.0
7 電気、ガス、水道業	0.0	0.0
8 商業	0.2	0.75
9 金融・保険業	0.0	0.0
10 運輸・通信業		
① 道路	0.0	0.0
② 国有鉄道	0.0	1.7
③ 海洋輸送	26.7	50.5
11 サービス業	0.0	0.0
12 事務用品	0.0	0.0
13 分類不明	0.0	0.0

注) 生産性低下率はクリティカルな要因による値

表8 地震災害が地域の経済に与えた影響の比較

(昭和58年価格: 億円)

生産額区分	地震被害による生産減(億円)				公共復旧投資による生産誘発(億円)			住宅復旧による生産誘発(億円)			生産増	県内生産額に対する比率(%)
	製品・商品被害	直接生産減	消費効果の生産減	合計	1次	2次	合計	1次	2次	合計		
日本海中部地震	83	2,570	1,162	3,815	892	331	1,223	233	64	297	-2,295	5.0
宮城県沖地震	5	2,057	777	2,839	269	87	356	1,289	303	1,592	-891	0.3

の0.3%に当たる891億円の生産減少額が算定された。また、復旧投資に伴う生産誘発額は日本海中部地震では公共復旧投資が、宮城県沖地震では住宅復旧投資が80%以上を占めている。

以上の比較より地震災害に伴う地域経済への影響は、宮城県沖地震に比べて、日本海中部地震の方がかなり大きかったものと推定される。

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) 既往地震災害時における経済指標（国民または県民総生産など）の調査の結果、関東地震を除いては震災に伴う経済指標の減少はみられなかった。なお、月別の経済指標である鉱工業生産指数においては、新潟地震では震後3ヶ月間、宮城県沖地震では震後4ヶ月間の落ち込みがみられた。
- 2) 合理的な耐震設計水準を把握するため橋梁を対象として建設費用と震災に伴う損失期待額との和（総費用）が設計震度によってどのように変化するかを検討した。検討結果は次の通りである。
 - ・ 設計震度の増大に伴う橋梁の建設費は主に基礎工で増加する。増加の割合は地盤条件に大きく左右されるが、設計水平震度0.1の増加に伴う建設費用の増加は3割程度以下であった。
 - ・ 震災に伴う損失を直接被害額のみで算定した場合には震災に伴う損失を橋梁自体の被害額のみで算定した場合には総費用が最小となる設計震度は0となった。このため合理的な耐震設計水準を把握するためには被害に伴う機能障害や間接的な損害を考慮することが必要である。
- 3) 橋梁が被災した場合の影響のうち交通機能障害による損害（走行損失、時間損失）について検討した結果、適当な迂回路がない場合、交通量が多い場合、復旧に時間を要する場合などには直接的な橋梁被害額を超える損害が発生し得ることが分かった。
- 4) 日本海中部地震による被害が秋田県の経済に与えた影響を産業連関表を用いて検討した結果、直接被害額の2.6倍に当たる3,815億円の生産減少（間接損害）が算定された。
- 5) 宮城県沖地震の被害が宮城県の経済に与えた影響を産業連関表を用いて検討した結果、直接被害額の0.95倍に当たる2,834億円の生産減少（間接損害）が算定された。

以上をまとめると、地震防災対策の水準は、震災に伴う直接被害の期待額ではなく、間接被害の期待額の大小に大きく左右される。この間接被害は平常時の経済活動を対象とした産業連関分析手法を用いることにより一定の評価を行うことができたが、その被害波及構造が複雑なこともあり推定法については今後もさらに検討を継続する必要がある。

<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、建設省土木研究所、昭和60年12月
- 2) 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2）昭和53年宮城県沖地震の場合－、土木研究所資料、作成中
- 3) 岩崎、中島、佐伯、磯山：設計震度が道路橋の総費用に与える影響、第17回地震工学シンポジウム、昭和58年7月

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。このような点を背景として、昭和58年度より、ライフライン施設の耐震性を向上させるための研究を、日米両国が協力して実施することとなった。土木研究所では、ライフライン施設の主要な構造部材の一つである鉄筋コンクリート柱をとり上げ、昭和58年度には、鉄筋コンクリート柱の動的耐力および動的変形特性に及ぼす載荷くり返し回数および直交2方向載荷の影響を、昭和59年度には、円柱の動的特性および載荷方向を変化させた場合の影響を検討した。本年度は、これに引き続き、鉄筋コンクリート柱の動的耐力および動的変形特性に及ぼす載荷履歴の影響、載荷速度の影響および寸法効果の影響を載荷実験により検討するとともに、鉄筋コンクリート柱の非線形最大応答変位の推定精度の検討を行った。なお、本年度までの動的載荷実験結果については、参考文献1)および2)にまとめてあるので、これを参照していただきたい。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

3. 1 鉄筋コンクリート柱の載荷実験

鉄筋コンクリート柱模型(以下RC柱模型と言う)の柱頭部に加振負荷装置を取付け、動的または静的に正負交番載荷実験を行った。

3. 1. 1 載荷履歴を変えた実験

載荷は図-3に示すように3種類のパターン(変位制御)とし、静的(2.4mm/s)に柱模型の頭部へ作用させた。載荷の回数はいずれも20回であり、最大振幅は120mm(10 δ_y に相当)とした。

実験を行った当日のコンクリートの平均圧縮強度は

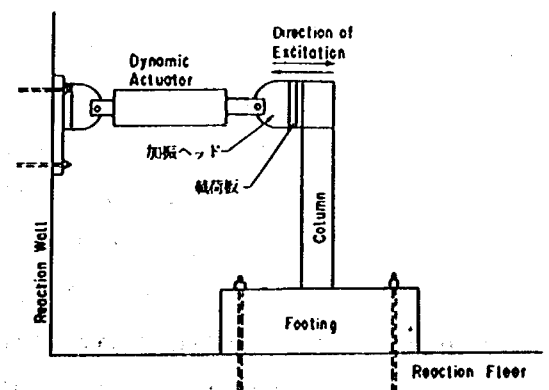


図-1 実験状況

供試体 A-1 及び A-2 (後述するタイプ 1 載荷) は $154 \sim 159 \text{ kg/cm}^2$ 、供試体 B-1 及び B-2 (同、タイプ 2 載荷) は $409 \sim 442 \text{ kg/cm}^2$ 、供試体 C-1 及び C-2 (同、タイプ 3 載荷) は $432 \sim 448 \text{ kg/cm}^2$ である。供試体 A-1、A-2 の平均圧縮強度は他の 4 体よりも著しく低い、これは供試体作成時の配合ミスによるものであり、後述の結果を相互に比較する際には、この点に注意しなければならない。

3. 1. 2 載荷速度を変えた実験

載荷は引張側軸方向鉄筋が柱下端で降伏する時に柱頭部に生じる変位 δy ($=12 \text{ mm}$) を基準として、その整数倍の値 $n \delta y$ ($n=1, 2, 3, \dots$) を変位振幅とする正弦波で、同一振幅での繰り返し回数を 10 回として変位振幅を増大させ、終局状態まで行なった。載荷速度 (V) は速度振幅を 10 cm/秒 及び 100 cm/秒 とした。この載荷速度は引張側軸方向鉄筋が柱下端で降伏する時のひずみ速度でそれぞれ $1.5 \text{ \% / 秒}$ 及び $15 \text{ \% / 秒}$ に相当する。測定項目は、加振機に内蔵されたロードセルによる荷重、変位及び軸方向鉄筋のひずみである。ただし、供試体の復元力は、ロードセルにより測定された荷重から橋脚躯体等の質量による慣性力を除いて求めた。

3. 1. 3 模型寸法を変えた実験

実験には図-2 に示す供試体 L およびこれを $1/3$ に縮小した図-4 に示す供試体 S を用いた。ただし、引張鉄筋比は両供試体とも同一であり、 $0.50 \text{ \%}$ としている。このため、縮小供試体 S では、図-4 に示したように軸方向鉄筋として直径 10 mm の鉄筋が断面の四隅にそれぞれ 1 本ずつしか配置されておらず、この点が供試体 L との大きな相違点である。載荷は静的に行なわれ、その履歴は「3. 1. 2 載荷速度を変えた実験」と同じである。

3. 2 鉄筋コンクリート柱の非線形動的解析

3. 2. 1 解析対象

解析対象としたのは、支間長 $20 \sim 40 \text{ m}$ の鋼鉄桁を支持する高さ $5 \sim 20 \text{ m}$ (降伏点周期 $0.27 \sim 1.11 \text{ 秒}$) の 21 R C 柱である。これらに対して、道路橋示方書 V 耐震設計編に示される方法により、柱の曲げ変形による骨格曲線を求め、これをもとに非線形動的解析を行ない、等価エネルギー法による非線形最大応答変位の推定精度を検討した。

3. 2. 2 等価エネルギー法による非線形最大応答変位の精度検討方法

図-5 に示す検討フローに従い、等価エネルギー法によって求めた等価非線形最大応答変位 δ_{EL} と非線形動的解析により求めた最大応答変位 δ_{NL} の比 α を基本として、等価エネルギー法の精度を検討した。ここで非線形の履歴モデルとしては武藤モデルを用いた。なお、解析に用いた入力地震動 (394 成分) 及び非線形解析時の減衰定数については参考文献 3) にまとめているので、これを参照していただきたい。

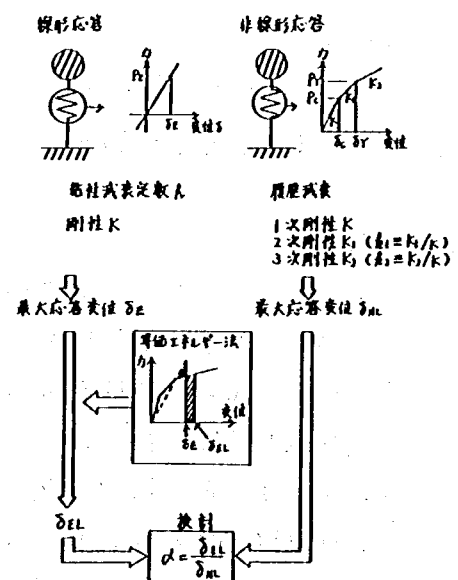


図-5 等価エネルギー法の検討フロー

4. 研究結果

4. 1 R C柱模型の載荷実験

4. 1. 1 載荷履歴の影響

3種類の載荷(タイプ1~3)実験によるA-1、B-1、C-1供試体の荷重~変位の履歴曲線は図-6に示す通りである。これによれば、タイプ1の場合には、主鉄筋の降伏以後、かぶりコンクリートの剝落、主鉄筋の破断となるにつれ、順次等価剛性が低下していくのに対して、タイプ2の場合には、最初の1回の載荷で大きな履歴曲線を描き、以後の載荷は全てこの影響を受けている。いま、 $2.5\delta y$ 、 $5.5\delta y$ 及び $8.5\delta y$ につき、3種類の載荷パターンにより履歴曲線がどのように変化するかを示した結果が図-7である。タイプ3の場合には載荷変位振幅を増大させる途中及び減少させる途中の両者について示してある。ただし後者の場合には、ちょうど $2.5\delta y$ 、 $5.5\delta y$ 、 $8.5\delta y$ に相当する変位振幅がないため、それぞれ、 $2\delta y$ 、 $5\delta y$ 、 $8\delta y$ に対する結果を示している。これより、以下の事項が指摘される。

- 1) $2.5\delta y$ 及び $5.5\delta y$ の場合には、タイプ1の履歴曲線とタイプ3の変位増加途中の履歴曲線、また、タイプ2の履歴曲線とタイプ3の変位減少途中の履歴曲線はそれぞれともによく一致している。ただし、タイプ1及びタイプ2は全く違った履歴を描いており、最大履歴を経験する前か後かにより、その後の履歴は同一変位振幅であっても全く異なる。
- 2) $8.5\delta y$ の場合には、上記 1) 程大きな違いは認められない。しかしながら、タイプ1とタイプ2の差は載荷履歴以外に、コンクリートの圧縮強度も違うことを考え、タイプ3の変位増加途中と減少途中の履歴曲線を相互に比較すると、後者の方がかなり小さな履歴となっており、1)と同様、最大履歴の影響が大きいことを示している。

次に、第一回めの載荷時の等価剛性(割線剛性) K_1 に対する第N回めの載荷時の等価剛性 K_N の比 $\alpha = K_N / K_1$ を示した結果が図-8である。タイプ1及び3では大きな違いは認められないが、結果的には最初に大きな変位を受けたタイプ2の方が剛性比の低下度合が少ないのがわかる。また、図-9、10、11は、それぞれ、等価粘性減衰定数、吸収エネルギー、累積吸収エネルギーを示したものである。図-11において、累積吸収エネルギーは、タイプ2が一番小さいことが注目される。

以上の実験結果から、載荷履歴はR C柱の等価剛性に及ぼす影響の大きいこと、また、最大履歴を受ける前か後かが重要であること、したがって、R C柱の耐震性を検討する上では、最大履歴が重要なことが、それぞれ指摘される。このような点については、今後データを増やして、詳細に検討していくことが必要とされる。

4. 1. 2 載荷速度の影響

各供試体の破壊進展状況を表-1に示す。 $V = 10\text{cm/秒}$ では、コンクリートの剝離は $4\delta y$ の載荷で生じており、また、軸方向鉄筋の破断は $6\delta y$ の載荷から始まっており、 $V = 100\text{cm/秒}$ に比べて、破壊の進行状況が δy 分だけ早くなっている。図-12は各変位振幅段階の第1回目の載荷から得られた荷重~変位履歴曲線を比較したものである。 δy の載荷では $V = 10\text{cm/秒}$ のほうを負荷重側で最大荷重が10%程度大きくなっているが、正荷重側ではほぼ同じである。 $2\delta y$ から $4\delta y$ まで

の載荷では $V = 100 \text{ cm} / \text{秒}$ のほうが5%から15%程度大きくなっている。 $5 \delta y$ の載荷では負荷重側で $V = 100 \text{ cm} / \text{秒}$ のほうが最大荷重が30%程度大きくなっている。これは上述したように $V = 10 \text{ cm} / \text{秒}$ のほうがコンクリートの剝離が早く生じることによると考えられる。図-13 は荷重～変位履歴曲線によって囲まれる面積で表わされる履歴吸収エネルギーを示したものである。 $3 \delta y$ の載荷までは載荷速度によらず履歴吸収エネルギーはほぼ同じであるが、 $4 \delta y$ 及び $5 \delta y$ の載荷では $V = 10 \text{ cm} / \text{秒}$ のほうが小さくなっている。図-14は、等価粘性減衰定数を示したものである。等価粘性減衰定数も履歴吸収エネルギーの場合と同様に $4 \delta y$ 以後で、 $V = 100 \text{ cm} / \text{秒}$ のほうが大きくなっている。以上のような履歴曲線及び履歴吸収エネルギーに与える載荷速度の影響は、構造物の応答を考える上で非常に大きな違いを与えると考えられる。

以上の実験結果から、載荷速度が速いほど、コンクリートの剝離、軸方向鉄筋の破断等の破壊の進行は遅くなり、耐力は大きくなることがわかった。また、履歴吸収エネルギーも載荷速度が速いほど大きいことがわかった。したがって、従来、静的実験より求められたRC柱の耐力及び変形特性を耐震設計に用いるためには、このような点に十分注意する必要がある。

4. 1. 3 寸法効果の影響

図-15 は各載荷段階の1回目の載荷から得られた荷重～変位履歴曲線の最大変位点及び最小変位点を結んだ骨格曲線である。この図では変位及び荷重をそれぞれ降伏変位 δy 及び最大荷重で正規化して、両供試体の結果を比較している。図中には各供試体のコンクリートのはく離及び軸方向鉄筋の破断開始時期も示しており、これによると供試体Lのほうが、破壊の進行は早い。コンクリートのはく離は供試体Lでは載荷方向に直交する面において柱基部から20cmの範囲で全面的に生じるのに対して、供試体Sでは鉄筋が配置されている隅角部でわずかに生じたのみであった。このため、骨格曲線においてもコンクリートのはく離による荷重の低下は、供試体Lのほうが著しくなっている。また、供試体Sでは片側の鉄筋本数が2本と少なく、負荷重側で2本同時に破断したため、急激に荷重が低下していることも注目される。図-16 は等価粘性減衰定数を比較したものである。供試体Lではコンクリートのはく離に伴って、等価粘性減衰定数が低下しはじめているのに対して、供試体Sでは、そのような低下がみられない。

以上の実験結果から、破壊の状況が供試体の寸法によって異なり、これに伴って荷重～変位履歴曲線及び等価粘性減衰定数も寸法効果の影響を受けることが指摘される。したがって、供試体S程度の寸法及び配筋を有する供試体の実験結果を検討する場合には、破壊状況を十分に把握しておくことが重要であると考えられる。

4. 2 等価エネルギー法による鉄筋コンクリート柱の非線形最大応答変位の推定精度

RC柱の動的復元力特性を基本に、RC柱の非線形地震応答解析を行ない、これを等価エネルギー法で近似した場合の精度を検討した。多数の強震記録に対する係数 α を、21ケースのRC柱ごとに平均した値 $\bar{\alpha}$ と標準偏差を図-17、図-18 に、RC柱の降伏周期 T_v と係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ との関係を図-19 に、また、21RC柱に対する係数 α の平均値及び標準偏差を表-2に、それぞれ示す。なお、これらの結果は非線形解析及び等価エネルギー法による解析の両者がともに非線形域に入ったもの（降伏したもの）だけを示している。これらの結果から、以下の事項が指摘される。

- 1) 多数の強震記録（入力強度は記録時のままとした）に対する δ_{EL} と δ_{NL} の一致度を 21 R C 柱に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ で表すと、線形解析時の減衰定数に応じて、 $\bar{\alpha} = 1.65 (h=0.02)$ 、 $\bar{\alpha} = 1.19 (h=0.05)$ 、 $\bar{\alpha} = 0.88 (h=0.1)$ 、 $\bar{\alpha} = 1.13 (h=0.04/T_V)$ となる。
- 2) 多数の強震記録の入力強度を記録時の 3 倍として上記 1) と同じ検討を行うと、 $\bar{\alpha} = 1.96 (h=0.02)$ 、 $\bar{\alpha} = 1.35 (h=0.05)$ 、 $\bar{\alpha} = 0.99 (h=0.1)$ 、 $\bar{\alpha} = 1.26 (h=0.04/T_V)$ となる。
- 3) 線形解析時の減衰定数を $h=0.04/T_V$ とした場合には、短周期では係数 α は小さく、長周期になるにつれて係数 α は大きくなる。
- 4) 線形解析時の減衰定数を降伏周期によらず一定とした場合には i) 入力強度を記録時のままとした場合には、係数 α は降伏周期 T_V ごとに変化する。ただし、係数 α と降伏周期 T_V の間には一定の関係は認められない、ii) 入力強度を記録時の 3 倍とした場合には、係数 α は降伏周期 T_V によらずほぼ一定となる。以上の結果をまとめると、少なくとも降伏周期 T_V が 0.27～1.11 秒の範囲では、係数 α は降伏周期 T_V によって、有意に変化する傾向はないといえることができる。

5. 今後の課題

載荷速度、載荷履歴を変えた R C 柱模型実験結果より、載荷速度が R C 柱状構造物の動的耐力、履歴吸収エネルギーに影響を与えること、また、R C 柱状構造物の耐震性を検討する上では、最大履歴が重要なことがそれぞれ指摘される。また、小型模型による R C 柱の荷重～変位履歴骨格曲線及び等価粘性減衰定数には寸法効果の影響が現われることがわかった。今後はこれらの載荷速度の影響、載荷履歴の影響が、R C 柱状構造物の応答を考える際にどのように影響するかを明らかにして行く必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 建設省土木研究所：R C 橋脚の動的耐力に関する実験的研究 —— （その 1）昭和 56 年度～58 年度の検討結果 —— 、土研資料第 2232 号、昭和 60 年 8 月
- 2) 建設省土木研究所：R C 橋脚の動的耐力に関する実験的研究 —— （その 2）断面形状、荷重載荷方向、らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響 —— 、土研資料第 2279 号、昭和 61 年 1 月
- 3) 建設省土木研究所：大地震に対する R C 橋脚の耐震設計法に関する研究 —— （その 1）等価エネルギー法による非線形地震応答変位の推定精度に関する検討 —— 、土研資料第 2266 号、昭和 60 年 12 月
- 4) 建設省土木研究所：R C 橋脚の動的耐力に関する実験的研究 —— （その 3）荷重載荷速度、荷重載荷履歴、寸法効果の影響 —— （とりまとめ中）

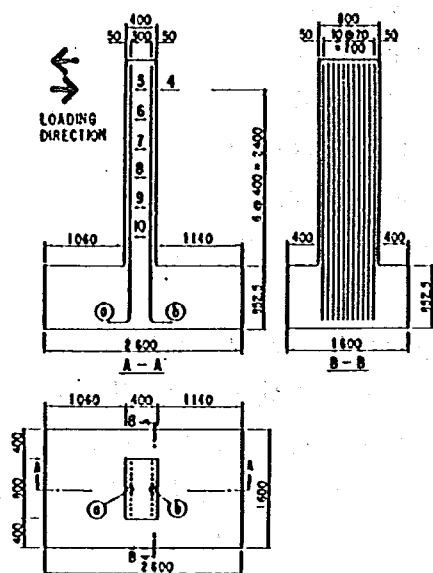


図-2 実験に用いた供試体 (L)

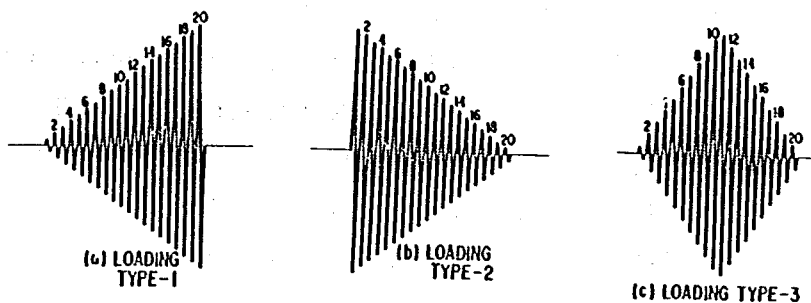
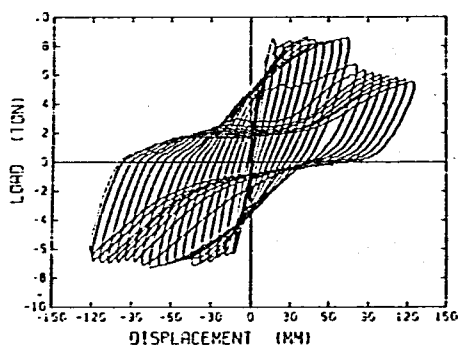
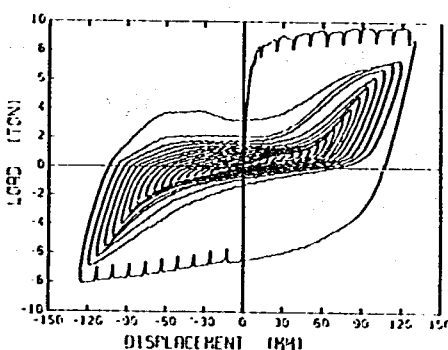


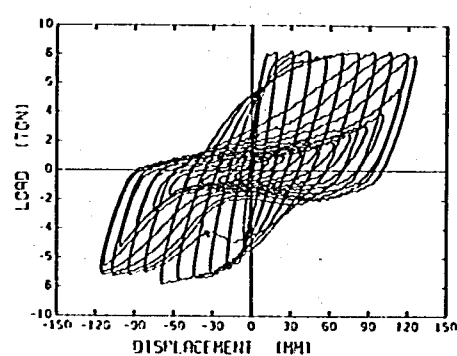
図-3 荷重履歴 (変位制御)



(a) タイプ1 荷重



(b) タイプ2 荷重



(c) タイプ3 荷重

図-6 荷重履歴による荷重～変位履歴曲線の変化

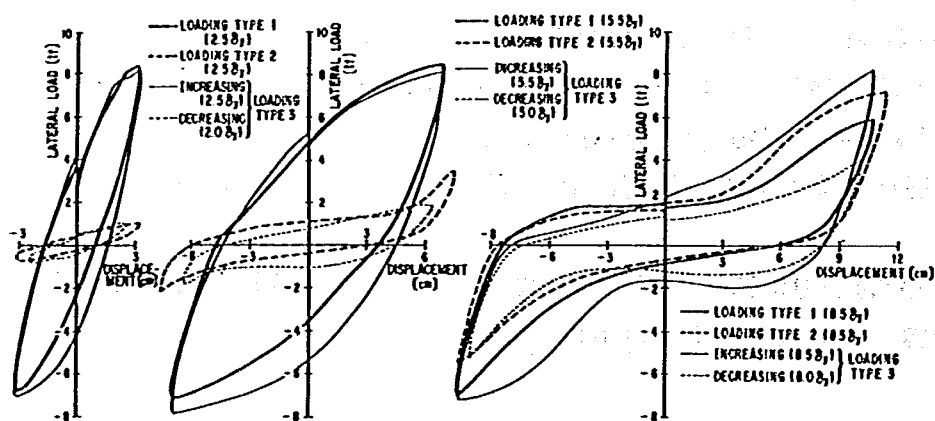


図-7 $2.5\delta y$ 、 $5.5\delta y$ 、 $8.5\delta y$ 時の履歴曲線の比較

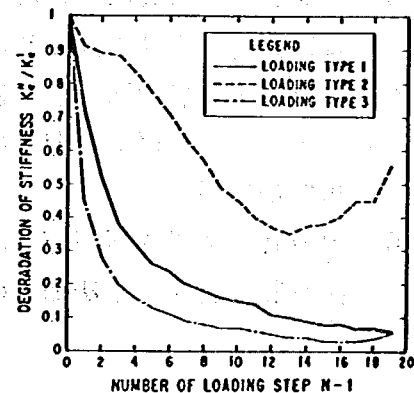


図-8 割線剛性の低下度

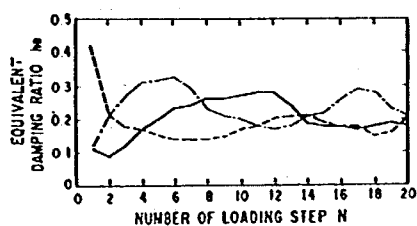


図-9 等価粘性減衰定数

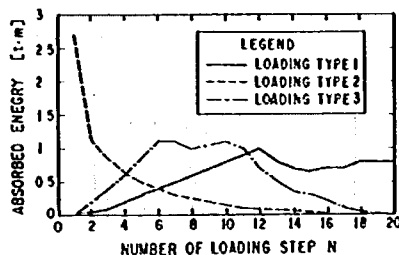


図-10 吸収エネルギー

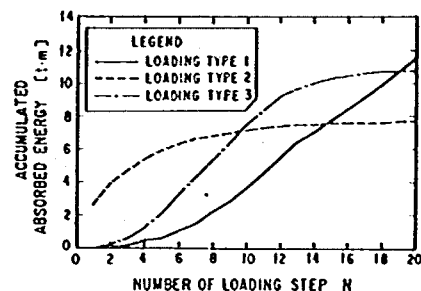


図-11 累積吸収エネルギー

表-1 破壊の進展状況

載荷速度	最大荷重		コンクリートの剝離開始		軸方向鉄筋の破断開始		最終鉄筋破断本数
	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	正荷重	負荷重	
$V = 10\text{cm/秒}$	$2\delta y$	$4\delta y$	$5\delta y$	$4\delta y$	$6\delta y$	$6\delta y$	4 ($6\delta y$ 載荷後)
$V = 100\text{cm/秒}$	$3\delta y$	$3\delta y$	$5\delta y$	$5\delta y$	—	$7\delta y$	11 ($7\delta y$ 載荷後)

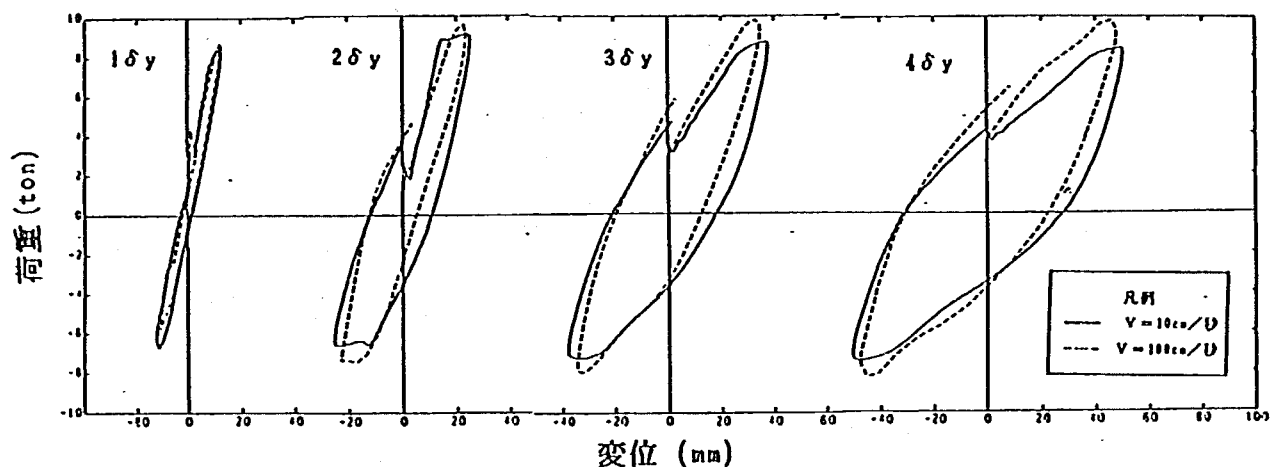


図-12 a) 荷重～変位履歴曲線 ($1\delta y \sim 4\delta y$)

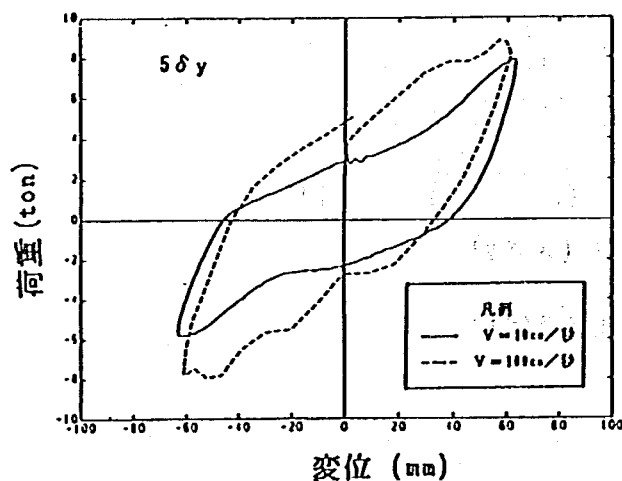


図-12 b) 荷重～変位履歴曲線 ($5\delta y$)

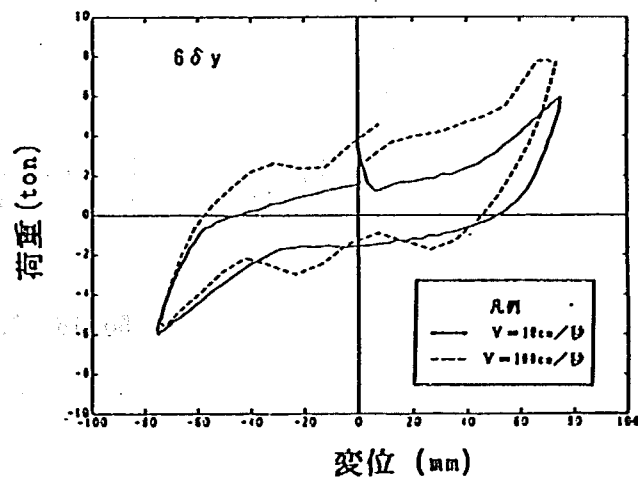


図-12 c) 荷重～変位履歴曲線 ($6\delta y$)

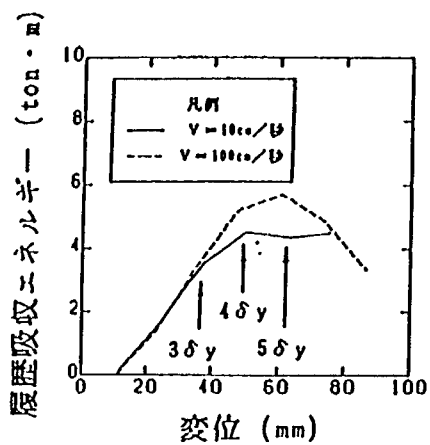


図-13 履歴吸収エネルギー

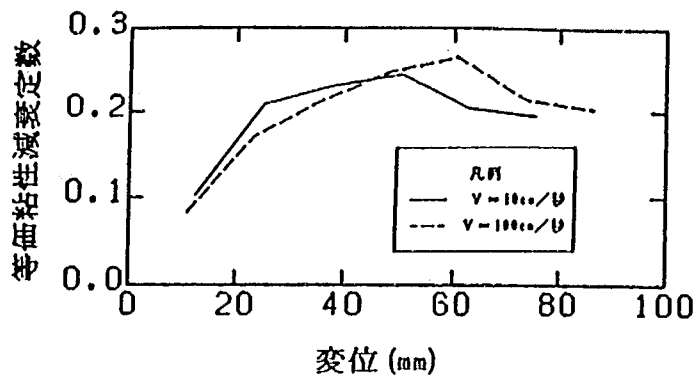


図-14 等価粘性減衰定数

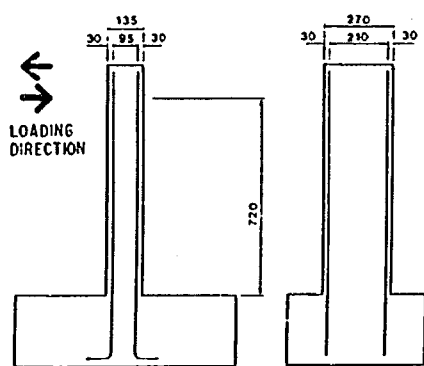


図-4 実験に用いた供試体 (S)

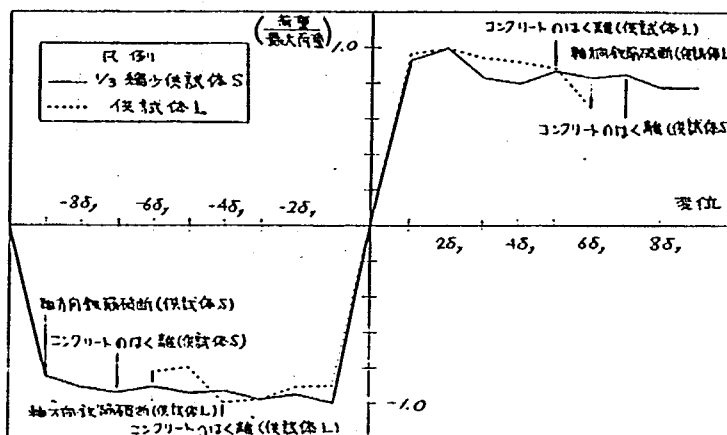


図-15 荷重～変位骨格曲線

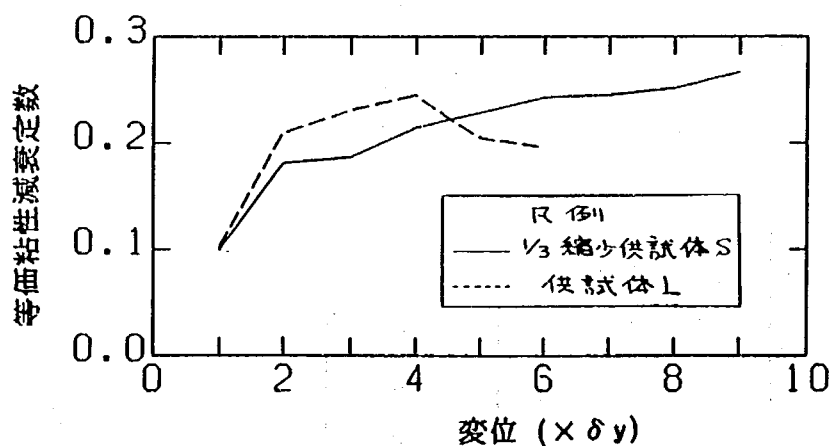


図-16 等価粘性減衰定数

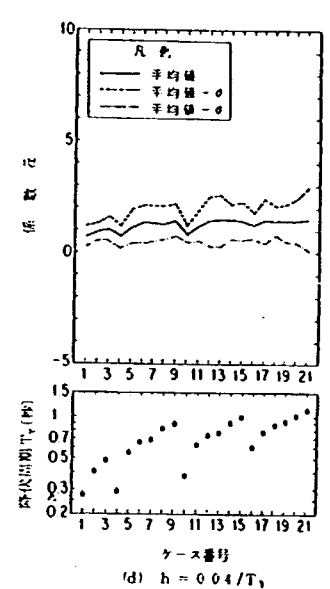
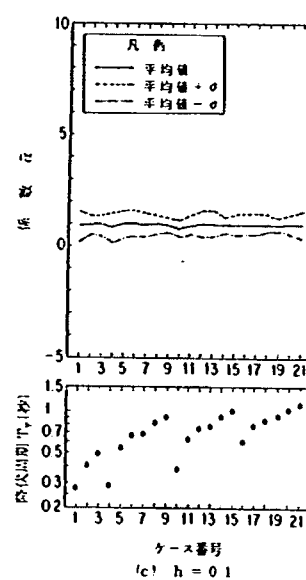
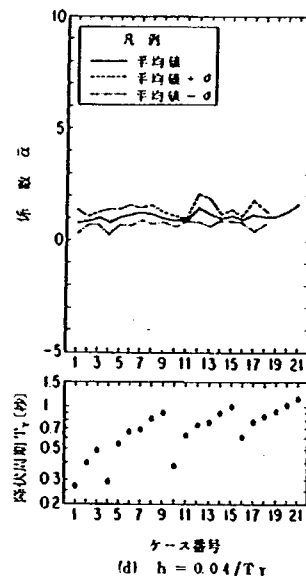
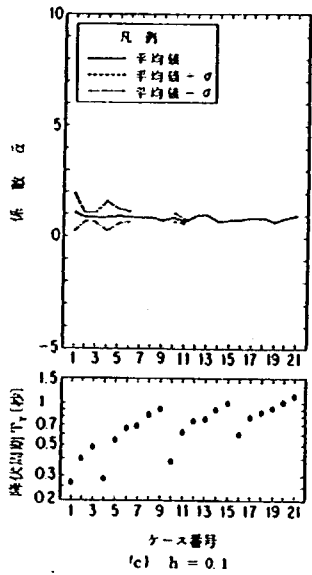
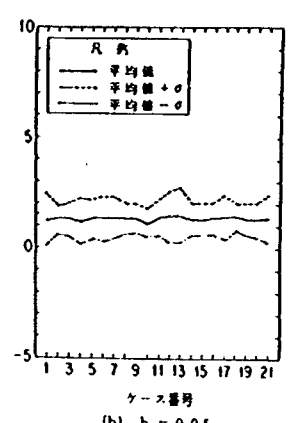
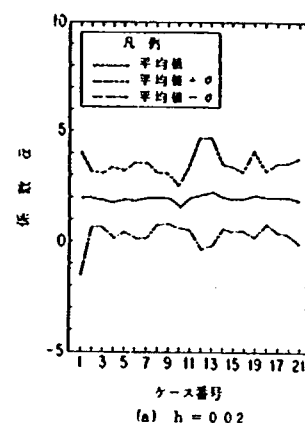
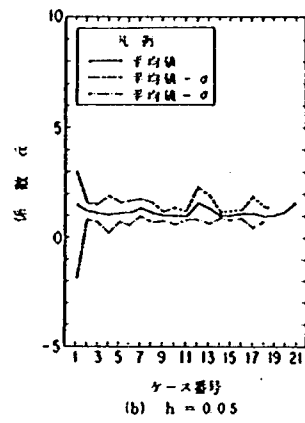
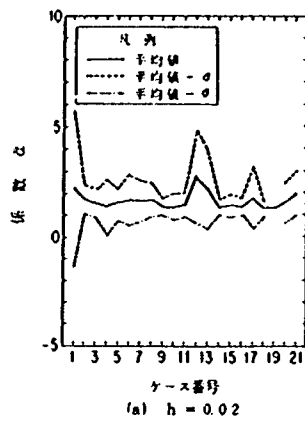
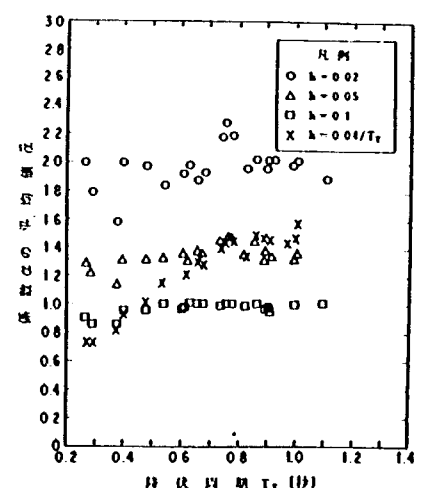
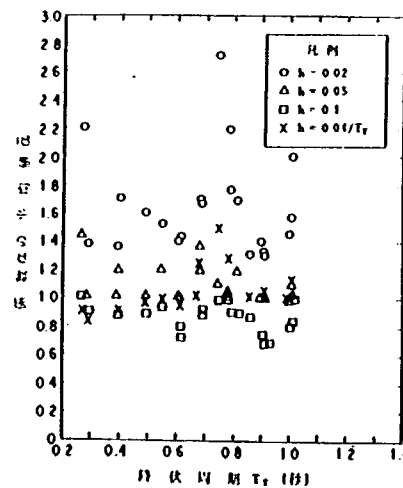


図-17 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差（入力強度を記録時のままとした場合）

図-18 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差（入力強度を記録時の3倍とした場合）

表-2 21RC柱状構造物に対する係数 α の平均値及び標準偏差

入力強度	減衰定数	平均値	標準偏差
記録が得られた時の値	0.02	1.65	0.36
	0.05	1.19	0.17
	0.1	0.88	0.11
	0.04/ T_y	1.13	0.21
記録が得られた時の値の3倍	0.02	1.96	0.15
	0.05	1.35	0.08
	0.1	0.99	0.06
	0.04/ T_y	1.26	0.26



(a) 入力強度を記録が得られた時の値とした場合 (b) 入力強度を記録が得られた時の値の3倍とした場合

図-19 21RC柱状構造物に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ と降伏周期 T_y との関係

3. 被災判定手法の開発 ― 土木構造物等（橋梁構造物） ―

（震災構造物の復旧技術の開発、建設技術研究開発費（総プロ））

地震防災部 部長 岩崎 敏男
耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

本調査では昨年度までに橋梁構造物の被災判定法としてRC橋脚及び鋼製橋脚の被災度を判定する手法を開発してきた。今年度は本調査の最終年度であるため、さらに上部構造及び支承部に対する被災判定手法を開発し、橋梁全体を対象とした被災判定手法をとりまとめた。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

本研究は、（財）国土開発技術センターに委託し、同センター内に設けられた「震災復旧技術開発土木委員会」（岡本舜三委員長）及びこの委員会のもとに設置された「橋梁構造物分科会」（伯野元彦委員長）における研究計画、研究結果の検討を通して、橋梁構造物の被災判定手法をとりまとめた。

4. 研究結果

4. 1 応急復旧のための判定

応急復旧段階では耐荷力に関する被災度及び走行の安全性に関する被災度を判定するものとした。耐荷力に関する被災度は、A：被害無し（耐荷力に関して特に異常が認められない場合）、B：小被害（短期的には耐荷力の低下に影響のない場合）、C：中被害（耐荷力の低下に影響のある損傷であるが、余震、活荷重等による被害の進行がなければ、当面の利用が可能な場合）、D：大被害（耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、落橋等致命的な被害の可能性がある場合）、E：落橋（落橋した場合）の5ランクである。また、走行性に関する被災度はa：被害無し（走行性に関して特に異常が認められない場合）、b：通行注意（異常は認められるが、走行できる場合）、c：通行不可（走行できない場合）の3ランクである。表1はRC橋脚、鋼製橋脚、上部構造、支承部の耐荷力に関する被災判定表を示したものであり、表2は走行性に関する被災判定表を示したものである。

4. 2 本復旧のための判定

本復旧段階の被災度は、A：被害無し（特に異常が認められないか、もしくは、永久構造物として問題がないと判断される場合）、B：小被害（耐荷力等に影響のない損傷）、C：中被害（耐荷力等に影響のある損傷）、D：大被害（耐荷力等に著しい影響のある損傷）の4ランクとした。本復旧段階における被災度は、基本的に応急復旧段階における被災度と同じであるが、応急復旧のための判定では本復旧を行うまでの短期的な耐荷力を基本としているのに対して、ここでは地震後の長期的な橋の機能を基本として判定する必要があることに注意しなければならない。

5. まとめ

以上に示した被災判定手法をもとに「土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)」の「第Ⅲ編道路施設編」のうち「3. 道路橋」を作成した。

表1 (a) RC橋脚基部に損傷が生じている場合の被災判定表

観察される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ (通過せず)	③ 斜めひびわれ貫通	④ 多方向コンクリートはく離 （多方向ひびわれ貫通）	⑤ 鉄筋はらみ出し	⑥ 軸方向鉄筋露出及び 鉄筋腐蝕
損 傷 状 況	異常						
	正常						
	異常						
	正常						
被災度		B: 小被害	B: 小被害	B: 小被害	C: 中被害	C: 中被害	D: 大被害

表1 (b) RC橋脚軸方向鉄筋段落し部に損傷が生じている場合の被災判定表

観察される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ** (D/2以下)	③ 斜めひびわれ (D/2以上)	④ 斜めひびわれ貫通 (軸方向ひびわれ貫通)	⑤ 多方向コンクリートはく離 （多方向ひびわれ貫通）	⑥ 鉄筋はらみ出し
損 傷 状 況	異常						
	正常						
	異常						
	正常						
被災度		B: 小被害	B: 小被害	B: 小被害	C: 中被害	C: 中被害	D: 大被害

表 1 (c) R C 橋脚のせん断による損傷が生じている場合の被災判定表

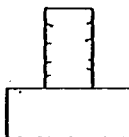
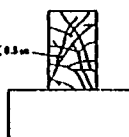
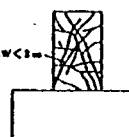
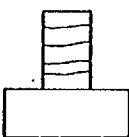
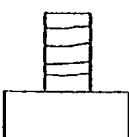
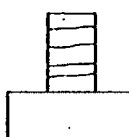
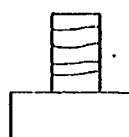
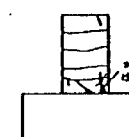
観測される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ(貫通せず)	③ 斜めひびわれ(貫通) (ひびわれ幅 $W < 0.5 \text{ mm}$)	④ 斜めひびわれ幅 $0.5 \text{ mm} \leq W < 3 \text{ mm}$	⑤ 斜めひびわれ幅 $W \geq 3 \text{ mm}$ 、 コンクリートはく離、はく離
損 傷 状 況	側 面 図					
	正 面 図					
被災度		B: 小被害	C: 中被害	C: 中被害	C: 中被害	D: 大被害

表 1 (d) 鋼製橋脚の被災判定表

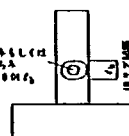
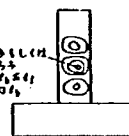
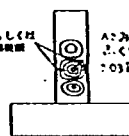
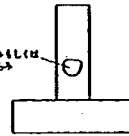
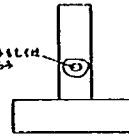
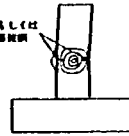
観測される損傷		① 歪率実測* ($\Delta L / L$ の割合) $< 0.01\%$	② 歪率実測* $0.01\% \leq (\Delta L / L \text{ の割合}) < 0.03\%$	③ 歪率もしくは母線断面積 の減少率 $> 0.03\%$ (歪率 $> 0.03\%$)
損 傷 状 況	正 面 図			
	側 面 図			
被災度		B: 小被害	C: 中被害	D: 大被害

表 1 (e) 上部構造の被災判定表

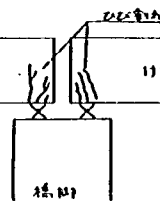
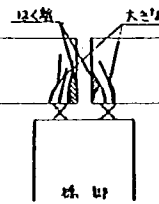
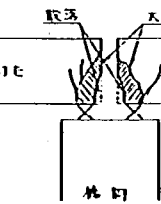
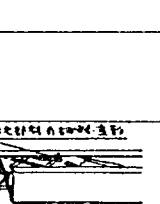
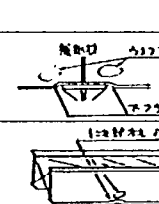
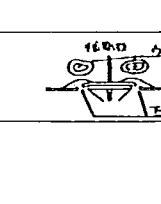
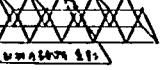
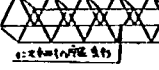
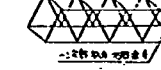
		B: 小被害	C: 中被害	D: 大被害
コンクリート橋	上部構造			
	下部構造			
鋼橋	主桁			
	トラス			

表 1 (f) 支承部の被災判定表

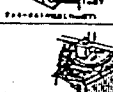
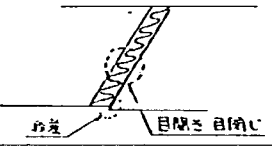
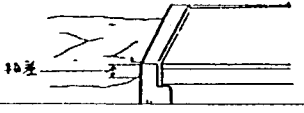
	B:小被害	C:中被害	D:大被害
上端、下端 の鉄肉部	 REINFORCEMENT	 REINFORCEMENT	
セー卜ボルト	 TIE BOLT	 TIE BOLT	 TIE BOLT
0-3-0	 0-3-0	 0-3-0	
ピン、ピン ピンチーフ	 PIN	 PIN	
上端スリパー	 TOP SLIPPER	 TOP SLIPPER	
ライトフック	 LIGHT HOOK	 LIGHT HOOK	
アナーボルト	 ANCHOR BOLT	 ANCHOR BOLT	 ANCHOR BOLT
床座モルタル 及び底コンクリート	 BED MORTAR & CONCRETE	 BED MORTAR & CONCRETE	 BED MORTAR & CONCRETE

表 2 走行性に関する被災判定表

	被害	判定
伸縮継手	 伸縮 目隠さ目角じ	伸縮継手の遊間量、段差 量に着目し、通行車両の走 行性を考慮して、通行可否 あり、ないを判定する。
取付盛土	 取付 段差	取付盛土の沈下量に着目 し、通行車両の走行性を考 慮して、通行可否あり、な いを通行止めと判定する。
高欄		歩行車の安全性を考慮し て、通行可否あり、ないを 通行止めと判定する。

4. 復旧技術の評価手法の開発——評価手法の開発——

(震災構造物の復旧技術の開発、建設技術研究開発費(総プロ))

地震防災部	部 長	岩崎 敏男
耐震研究室	室 長	川島 一彦
	研究員	大日方尚巳
		加納 尚史

1. まえがき

震災構造物の合理的な復旧を行うためには、個々の構造物の復旧のみではなく、総合的な観点から震後の対応方法や復旧水準・復旧優先度などを評価しておくことが重要である。本課題は昭和58年度に開始しており、すでに、1)既往震災の復旧における問題点の調査、2)震後の交通特性の調査、3)既往災害復旧における評価項目およびその評価方法の調査、等を行っている。今年度は、1)応急復旧の進め方、2)宮城県沖地震、日本海中部地震および長野県西部地震による震後対応の比較、3)ヘリコプターによる被災調査法、について調査を行い、これらの成果および前年度までの成果を踏まえて土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)の最終報告書をとりまとめた。

2. 研究目的

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

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「復旧技術開発土木委員会」(岡本舜三委員長)およびこの委員会のもとに設置された「復旧技術評価分科会」(久保慶三郎分科会長)で研究計画・成果の検討も行いつつ実施した。ヘリコプターによる被害調査は関東地方建設局により実施されたテスト調査を基に検討した。

4. 研究結果

ここでは本年度の主要な研究項目である「応急復旧の進め方」を中心に報告する。

4.1 応急復旧の要否および復旧水準

応急復旧は、被災した構造物の本復旧が完了するまでの間における二次災害に対する安全性および被災した構造物の機能を応急的に確保する必要がある場合に実施するものである。このため、応急復旧の水準を、本復旧完了までの期間、外力の期待値の大きさ、その構造物が被災した場合の影響量などの観点から検討した。

外力レベルは時間とともに単調増加するが、これはある一定の外力が生じる可能性(期待値)が一般に被災後1日より1週間、1週間より1ヶ月間の方が大きいというように、時間の経過とともに

に大きくない。ここで応急復旧水準を定めるに際して考慮すべき主要な外力(需要)は表1に示すとおりである。

表1 応急復旧水準を定めるに際して考慮すべき主要な外力(需要)

種 別	外 力(需要)
外力及び耐荷力とみなした場合	・余 震 ・風 ・雪 ・降雨, 高潮, 融雪
需要, 容量とみなした場合	・地震力 ・風 力 ・雪荷重 ・水位(流水)地下水位 ・交 通 ・雨水, 汚水の排除 ・河川水の利用
	・交通需要 ・流 量 ・利水調整の必要性

本検討では、構造物が持つ耐荷力を超える外力が生じた場合に、二次災害が発生すると考えた。なお、以下では、表2に示す記号を用いる。

(1) 現在、災害が拡大中か、もしくは、目前に予測される場合

表2 応急復旧水準に関する説明記号

L_0	: 震災直後に構造物を有する耐荷力
L_E	: 応急復旧で目標となる復旧水準
L_D	: 長期的に構造物が有するべき耐荷力レベル
$C(T)$	: 時間Tにおける外力
T_0	: 地震発生時間
T_C	: 外力が耐荷力と等しくなる時期
T_{RE}	: 本復旧を完了する時期

被災後の耐荷力 L_0 が被災直後においても外力より下廻っている状態、すなわち、 $L_0 < C(T_0)$ の状態に相当する。この場合には、災害が現に進行中であるか、もしくは、目前に予測されている訳であるから、必然的に優先度の高い対応が必要とされる。この場合には、とりあえず早急に回復すべき応急復旧水準は $C(T_0)$ であるが、本復旧が完了する時期 T_{RE} において想定すべき外力レベルは $C(T_{RE})$ であるため、応急復旧水準としては $C(T_{RE})$ にある余裕を見込んだ L_E を想定する。 $C(T_{RE})$ にどの程度の余裕を見込むかは、外力の期待値の推定精度、二次災害の影響の大きさ、震災の規模、資機材量等と総合的に勘案して定める必要がある。なお、一度に L_E のレベルまで応急復旧をすることができない場合には、段階的に応急復旧していくことが必要とされる。いずれにしてもこの場合には応急復旧の期間中は常に災害に直面していることとなるので、即時に対応可能な復旧工法を採用して災害の進行を抑止することが重要である。

(2) 現在は被害が進行していないが、二次災害発生の恐れのある場合

被災後の耐荷力 L_0 が被災直後の外力を上廻っている状態、すなわち、 $L_0 \geq C(T_0)$ の状態に相当する。この場合には、外力期待値 $C(T)$ が残存耐荷力 L_0 を上廻る時期 T_C を基本として、本復旧の完了時期 T_{RE} が T_C よりも小さい場合、すなわち、 $T_{RE} < T_C$ の場合には直接本復旧の実施が可能であり、基本的に応急復旧は不要となる。一方、本復旧の完了時期 T_{RE} が T_C と等しいか、もしくは大きい場合、すなわち、 $T_{RE} \geq T_C$ の場合には、応急復旧が必要となる。

4.2 復旧優先度の考え方

本震災に予想される二次的影響の形態を各施設ごとに分類すると表3に示すようになる。このうち、二次災害として考慮しなければならないのは、タイプA、タイプB、タイプDの3種類である。タイプC及びタイプEについては被災施設の使用又は利用上新たに生じる影響であり、災害という範ちゅうで取り扱うべきかどうかは各施設ごとに判断する必要がある。

応急復旧の優先度の決定に際しては、当該施設の一次災害に伴う二次災害を含む二次的影響の程度と、そのような影響が生じる可能性(確率)の2つを基本として、次のような方針で優先度を定めることができる。

① 一次災害に伴う二次的影響(二次災害含む)の大きい被害を優先させる。

表3 一次災害に伴う二次的影響の分類

一次災害に伴う二次的影響のタイプ		河川、海岸、砂防施設	道路施設	下水道施設	備考
一次災害の拡大がある場合	タイプA 当該施設自体に新たに発生する被害（他施設の被害の進展に伴って当該施設に生ずる被害も含む）	① 堤防、護岸の亀裂沈下の進展→崩壊 ② 法面、斜面の亀裂進展→崩壊 ③ 閘門、樋管の亀裂の進展→破壊 ④ 上記②に伴う河道埋塞	① 橋梁の被害進展→落橋 ② 斜面の亀裂の進展→崩壊 ③ トンネル工の亀裂の進展→落盤 ④ 下水道管の被害の進展→路面の凹凸、陥没	① 管路内への土砂流入→埋塞 ② 管体亀裂の進展、破壊 ③ 道路盛土の亀裂の進展→盛土の崩壊→盛土内の管路の被害	二次災害の危険性有り
	タイプB タイプAに伴って新たに生じる災害	① 上記①または②→河川水、海水の浸水→洪水 ② 上記③→土砂災害 ③ 上記④→埋塞土砂の欠陥→洪水、土砂害	① 上記①→通行車輛の落下、橋梁下の道路、鉄道等の被害 ② 上記②→沿道人家の埋没、人命・財産の被害 ③ 上記③、④→交通事故	① 上記①③④→漏水、浸水、土壌汚染	二次災害の危険性有り
	タイプC タイプAに伴って新たに生じる影響（ただし、上記タイプBを除く）	① 利水施設の被害進展→利水制限、利水不能 ② 崩土の河川への混入→河川の汚濁→利水制限、利水不能	① 通行規制、迂回→渋滞の発生 ② 道路交通容量の低下→生活、生産活動等への波及 ③ 緊急車輛（救急車、消防車等）の通行不能→人命、財産への影響	① 下水道施設使用制限→生活環境の悪化 ② 汚水の河川への放流	
一次災害の拡大がない場合	タイプD 一次災害に伴う当該施設の機能低下によって新たに引き起こされる災害	① 堤防、護岸の沈下→残留堤防高を超える水位の発生→洪水 ② 河道埋塞→減少した流水断面を超える水位の発生→洪水	① 落橋、路体の欠陥→交通事故 ② 道路上の落石、崩土→交通事故 ③ 路面の凹凸、陥没→交通事故	① 管路流下能力低下、喪失→漏水、浸水、土壌汚染	二次災害の危険性有り
	タイプE 一次災害に伴う当該施設の機能低下によって新たに生じる影響（ただし、タイプDを除く）	① 利水施設の機能低下→利水制限、利水不能 ② 河道埋塞→河川水の汚濁→河水利用制限	① 通行規制、迂回→渋滞の発生 ② 道路交通容量の低下→生活、生産活動等への波及 ③ 緊急車輛（救急車、消防車等）の通行不能→人命、財産への影響	① 下水道施設使用制限→生活環境の悪化 ② 汚水の河川への放流	影響の形態はタイプCと同じ

例えば、同様の堤防被害箇所であっても破堤、浸水した場合の浸水危険地域の人的被害および資産被害の予想額が大きい箇所を優先させることが考えられる。

② 二次的影響（特に二次災害）の発生する危険性（確率）の高い被害を優先させる。

例えば、河川堤防被害において、目前に台風や梅雨による増水が予測される場合には、残留機能（堤防高）の低い箇所を優先させることが考えられる。

③ 上記①と②の関連において優先度を決定する。

これは、二次的影響の大きさ、そのような影響の生じる可能性の関係から優先度を定めるものであり、表4に示すように優先度が決められる。

なお、実際には、この他に被災状況および程度、応急復旧に対する制約条件等を加味して、総合的に応急復旧の優先度を定めに行くことになる。

4.3 全体的な被害状況から見た応急復旧の進め方

管轄施設の被災状況は、応急復旧の優先度等と判断する上で基本材料となるが、この他に、周辺地域の被災状況も把握しておくことが重要となる。これは、当該地域の被災状況と周辺地域の被災状況との関係で、以下のような状況が想定されるためである。

① 周辺地域で重大な被災が生じている場合には、自らの復旧のみでなく、他の地域の復旧に対して人員、資機材等をサポートする立場になることがある。

② 周辺地域が当該地域と同程度の被災度の場合には、周辺地域と緊密な連絡・協議を行、応急

表4 一次災害に伴う二次的影響の程度及びそれが生じる可能性からみた応急復旧の優先度

		二次的影響の程度	
		小	大
二次的影響の生じる確率	低	優先度 3	優先度 2
	高	優先度 2	優先度 1

復旧を行う必要がある。

- ③ 当該地域が周辺地域より被災度が著しい場合には、当該地域が応急復旧の主導的立場に立つ必要がある。

地域の地震被害は人的被害、建物被害、都市機能被害および関連施設被害として把握できる。被災の特性と被災範囲及び被災度で分類すると表4のようになる。それぞれの特徴は一般に以下のようになる。

表4 被災範囲及び被災度による被災特性の分類

		被災範囲	
		局所的	広域的
被害度	軽微	タイプ-I	タイプ-II
	重大	タイプ-III	タイプ-IV

- ・タイプI 当該施設の復旧に集中できる。
- ・タイプII 時間的に余裕を持って、応急復旧優先度を決定できる。本復旧との調整も可能。
- ・タイプIII 二次災害対応が重要であるが、限定することができる。
- ・タイプIV 広範囲に二次災害対応が必要となり、応急復旧優先度を的確に判断することが重要となる。

4.4 宮城県沖地震、日本海中部地震および宮城県地震における震後対応の比較

地震による災害は、地域の特性、発生の時期・時間、災害時の防災体制・対応などにより、大きく異なる。このため1978年宮城県沖地震における仙台市（地方中核都市）、1983年日本海中部地震における能代市（地方中心都市）および1984年長野県西部地震における王滝村（山村）の3地域ととりあげ、震後の対応を相互に比較し、地域特性と地震災害および震後対応の関係の事例を整理した。

4.5 ヘリコプターによる被災調査（ビデオによる被害調査）

ヘリコプターは地震直後の被災調査に大変有効と考えられるため、把握できる被災状況の程度および問題点について事例により調査した。その結果、被害の全体的状況はもとより、路面や橋梁の被害状況についても実用化の可能性が高いことが判った。

5. 土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)のとりまとめ

今年度までの研究成果を基に、土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)の、I.共通編、II.道路施設編、V.復旧事例集のうち、復旧技術評価に関連する箇所のとらまとめを行うとともに本マニュアル(案)の全体的なとりまとめ方について検討を行った。復旧技術評価に関する主要な研究事項は次の通りである。共通編では、①震災復旧の基本方針と震後の各段階ごとに明示、②既往災害の教訓等に基づく震前対策における留意事項の整理、③震災復旧において必要とされる対応を一連の流れとして整理、④震災復旧を行うに当たって考慮すべき事項の抽出・整理、⑤震災復旧における復旧水準の考え方の提示、⑥応急復旧における復旧優先度の考え方の提示、⑦情報連絡および広報における留意点の整理、⑧余震特性の整理、等を行った。道路施設編では、①道路施設の復旧の基本方針の整理、②緊急調査の観点の整理、③緊急措置の観点の整理、等を行った。また、復旧事例集においてはマニュアル(案)の本文・解説を補足する具体的な震災復旧の事例を収集・整理を行った。

以上の検討事項を、主にソフト面における震災復旧対応として、土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)にとりまとめた。

5. 下水道施設の耐震性に関する研究 (下水道事業調査費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 大日方尚巳
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近年の地震の度毎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、下水道施設のうちマンホール、沈殿池、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、池状構造物およびマンホールを対象として既往地震による被害事例を調査すると共に日本海中部地震で被災した沈殿池を対象とした解析を実施した。また、池状構造物の地震応答解析プログラムの作成に着手した。

2. 調査目的

下水道施設の耐震性向上を図るためには、耐震上問題となる要因をあらかじめ把握し、所要の対策を講じる必要がある。本調査は、地震時における下水道施設の挙動を把握し、これを通して下水道施設の合理的な耐震化対策を開発することを目的とする。

3. 調査方法

1) 既往地震における池状構造物の被害事例の調査

1923年関東地震、1964年新潟地震、1983年日本海中部地震において被災した沈砂池および沈殿池の事例を収集し、被災形態の分類・検討を行った。

2) マンホールの地震被害事例の調査

1983年日本海中部地震において被災したマンホールを対象として被害事例を収集し、被害形態の分類・検討を行った。

3) 池状構造物の地震応答解析プログラムの作成

軸方向のみならず軸直角方向の地盤条件の変化も考慮した池状構造物の動的解析プログラムのうち地盤の解析部分を作成した。

4) 秋田市土崎ポンプ場の沈殿池の浮上がりに対する検討

1983年日本海中部地震により被災した土崎ポンプ場内の雨水沈殿池について、共同溝設計指針に準じて液状化に伴う浮上がりの検討を行った。

4. 調査結果

4. 1 既往地震における池状構造物の被災事例の調査

既往の地震において被災した池状構造物の事例は表1に示すとうりである。

関東地震では三河島処分場の沈殿池が被災した。本沈殿池は盛土中に建設されており、長さ126m幅85mの一体構造物である。地震により側壁、隔壁および底板に多数の0.6~1.5cmの亀裂が生じた。

新潟地震では、8箇所のポンプ場と1箇所の終末処理場で沈砂池および沈殿池が被災した。これらはいずれも激甚な被害を受けており、補修不可能であった。これらの9箇所の被災のうち、6箇所は構造物に浮上がりまたは傾斜が生じ、残る3箇所についてもポンプ場建物に傾斜が生じたことより、液状化に伴う浮上がりまたは地盤の変状(破壊、移動等)により被災したものと考えられる。また、被災した構造物はいずれも長さが30m程度以下の大きさであった。

日本海中部地震では、秋田市土崎ポンプ場の沈殿池が被災した。本沈殿池では浮上がりまたは傾斜が生じたものの、本体への亀裂は発生していない。なお、周辺地盤には液状化が発生していた。

以上の池状構造物の被災事例より、被災は構造物基礎周辺地盤の箇所別の振動及び液状化による地盤変状に起因して発生していること、および、大規模な被害は液状化による大きな地盤変状と密接に関連していること、が分かった。

4.2 マンホールの地震被害事例の調査

マンホールの被害形態は、①ふた、ふた受枠の被害、②斜壁・直壁の被害、③壁立上り部の被害、④底板の被害、⑤インパートの被害、および⑥本体の浮上・周辺土の沈下、に分類される。このうち被害頻度の多かったものは直壁の目地ずれ(写真6参照)および壁立上り部の亀裂(写真7参照)であり、液状化が激しかった箇所では本体の浮上・周辺土の沈下(写真8参照)、であった。

直壁の目地ずれは直壁がブロックを単に重ね合せただけの構造でずれ止めがないことにより、壁立上り部の亀裂はマンホールと管渠が剛結合されていることにより、また、本体の浮上りはマンホールの周辺土に比べて見かけ上軽いことにより、それぞれ生じていると考えられる。

4.3 池状構造物の地震応答解析プログラムの作成

図2に示すように池状構造物を板として、また、その周辺地盤を三次元多質点系バネ~マスモデルとして地震応答解析できるプログラムのうち、地盤部の電算解析プログラムを作成した。

4.4 秋田市土崎ポンプ場における沈殿池の浮上りに対する検討

土崎ポンプ場内における地盤柱状図および地盤の液状化抵抗率 F_L の計算結果は表2に示す通りである。これより深度5m程度までの地盤においては F_L の値が小さいことから、液状化が生じた事実と対応しているといえる。次に図4に示すような被災した沈殿池の浮上り安定性について検討を行った。その結果は表3に示す通りである。本沈殿池は地震当日、ほとんど水が入っていない状態であった。このため地盤震度を0.2程度と見込むと浮上り安全率は0.4程度となり、実際の浮上り被害とよく対応する。

5. 今後の課題

以上、本年度は下水道施設の耐震化対策に関する基礎的な事項の調査を行ったが、今後は次の事項を検討する必要がある。

- 1) 耐震計算による池状構造物の耐震性の検討
- 2) マンホールの耐震化対策の開発
- 3) 池状構造物の地震応答解析プログラムの作成
- 4) 大口径管渠(シールドトンネル含む)の耐震計算法の開発
- 5) 下水道管渠の継手の耐震性検討

表1 既往地震における池状構造物の被害事例

地震名 M. 年月日	気象庁 震度階	被災地お よび被災 施設名	被災構造物 の名称およ び寸法	被災状況
関東地震 M=7.9 1923. 9. 1	VI	東京市 三河島汚 水処分場	汚水沈殿池 長さ126m 幅 85m 高さ 3.7m	沈殿池各部で亀裂発生。沈殿池は盛土中 に設置されており、常時においても亀裂に 伴い若干の亀裂が生じていた。地震により 沈殿池の側壁、隔壁および底板各部に多数 の亀裂が生じた。亀裂幅は6~15mmで、最 大では9cmに達した。
新潟地震 M=7.5 1964. 6. 16	V	新潟市 古信濃川 ポンプ場	雨水沈砂池 長さ20.6m 幅 6.4m 高さ 2.4m	沈砂池の浮上および傾斜。図1に概略の 被災状況を示す。ポンプ井と沈砂池がそれ ぞれ浮上したが、両者の浮上量が異なる（ 沈砂池のほうが浮上量が大きく、相対的に 1.5mもの上下方向のズレが生じた）ために 両者を結ぶ伸縮目地が切断された（写真1 参照）。
		新潟市 川端町ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ22.6m 幅 4m 高さ 3m	沈砂池の浮上および傾斜。写真2に被災状 況を示す。沈砂池の浮上に伴い、沈砂池中 央継手部において切断され、沈砂池が「く 」の字型に折れた。
		新潟市 蔵所堀ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ31m 幅 8m 高さ 3.2m	沈砂池の浮上および傾斜。写真3に被災 状況を示す。川端町ポンプ場の被災状況と 同様に、沈砂池が中央部で「く」の字型に 折れた。
		新潟市 船見町ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ31m 幅 12m 高さ 2.9m	沈砂池の浮上および傾斜。

地震名 M. 年月日	気象庁 震度階	被災地お よび被災 施設名	被災構造物 の名称およ び寸法	被災状況
新潟地震 M=7.5 1964. 6. 16	V	新潟市 早川堀ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ31m 幅 12m 高さ 2.9m	沈砂池の浮上および傾斜。
		新潟市 座間町ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ24.3m 幅 8m 高さ 2.5m	沈砂池本体への亀裂。下水の漏水が発生 した。
		新潟市 山辺堀ポ ンプ場	雨水沈砂池 長さ24.5m 幅 10m 高さ 2.3m	沈砂池本体への亀裂。下水の漏水が発生 した。
		新潟市 東大山村 ポンプ場	雨水沈砂池	沈砂池本体の亀裂および破損。側壁およ び隔壁が倒壊した。写真4に被災状況を示 す。
		新潟市 船見町下 水道終末 処理場	汚水沈殿池 内径 18m 深さ 5m (円形)	沈殿池の沈下および傾斜。沈下量は35cm あり、傾斜の最大差は26cmほど生じた。
日本海中部 地震 M=7.7 1983. 5. 26	V	秋田市 土崎ポン プ場	雨水沈殿池 内径 16m 深さ 7m (円形)	沈殿池の浮上、および傾斜。図3に施設 の被災状況を、写真5に沈殿池の被災状況 を、それぞれ示す。沈殿池は2池あり、そ の一方において大きな傾斜被害が発生し、 傾斜の最大差は30cmであった。この沈殿池 は直接基礎であり、同処理場内の他の直接 基礎を有する池状構造物（塩素混和池およ び分水槽）においても沈下・傾斜が生じた。

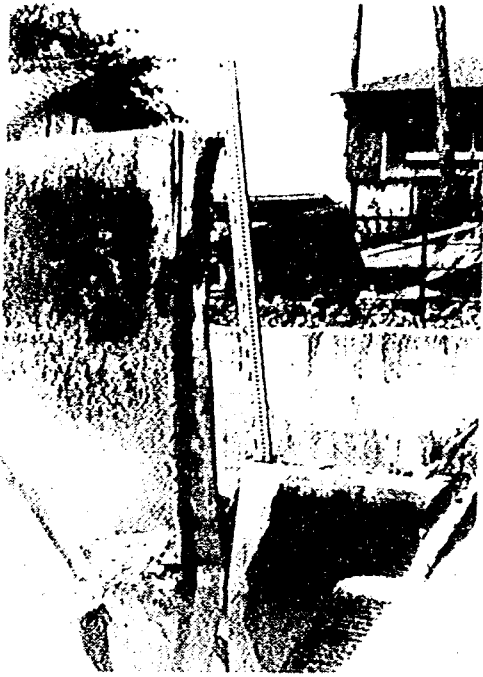


写真1 古信濃川ポンプ場での沈砂池の被災状況
伸縮目地部を境に左側が沈砂池、右側がポンプ井である。下水の流入方向は沈砂池からポンプ井であるが、沈砂池が写真左側に進むに従い沈下しており、流下勾配が正反対になった。

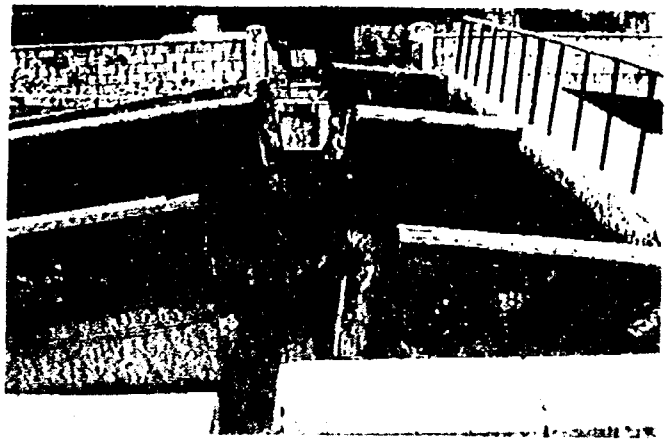


写真2 川端町ポンプ場での沈砂池の被災状況
沈砂池は、この部分から写真左に向かって狭くなっており、断面形状の変化部にこのような被害が生じた。

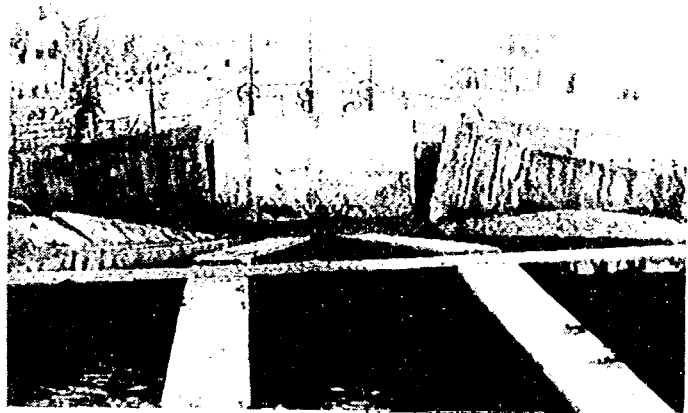


写真3 蔵所堀ポンプ場での沈砂池の被災状況
沈砂池中央の継手部を境に写真向こう側の下水流入口に向かって傾斜しており、写真手前側の沈砂池が浮上した。



写真4 東大山町ポンプ場での沈砂池の被災状況
沈砂池側壁が沈砂池内に倒壊しており、地盤も沈砂池内に滑り込んでいる。

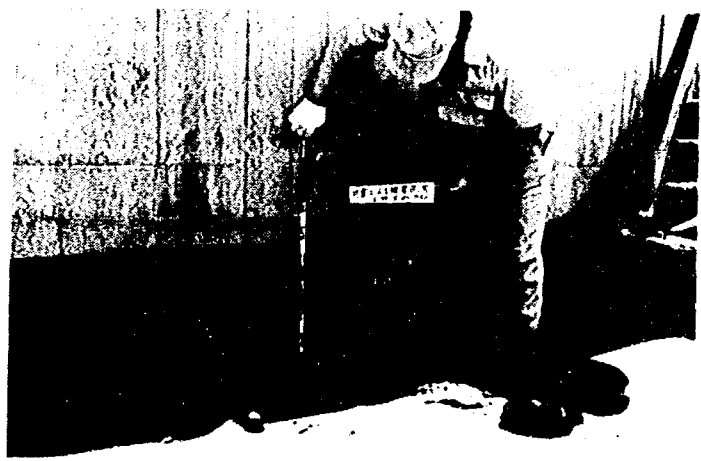


写真5 土崎ポンプ場での沈砂池の被災状況
沈砂池の地盤からの相対的な浮上量は約60cmである。周辺地盤は液状化により噴出した泥で覆われている。

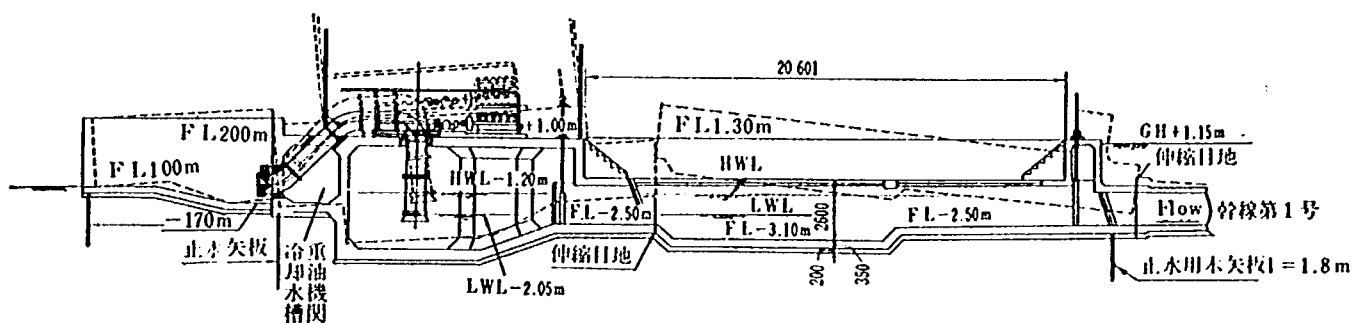


図1 新潟市古信濃川ポンプ場における沈砂池の被害状況



写真6 マンホール直壁のずれ被害

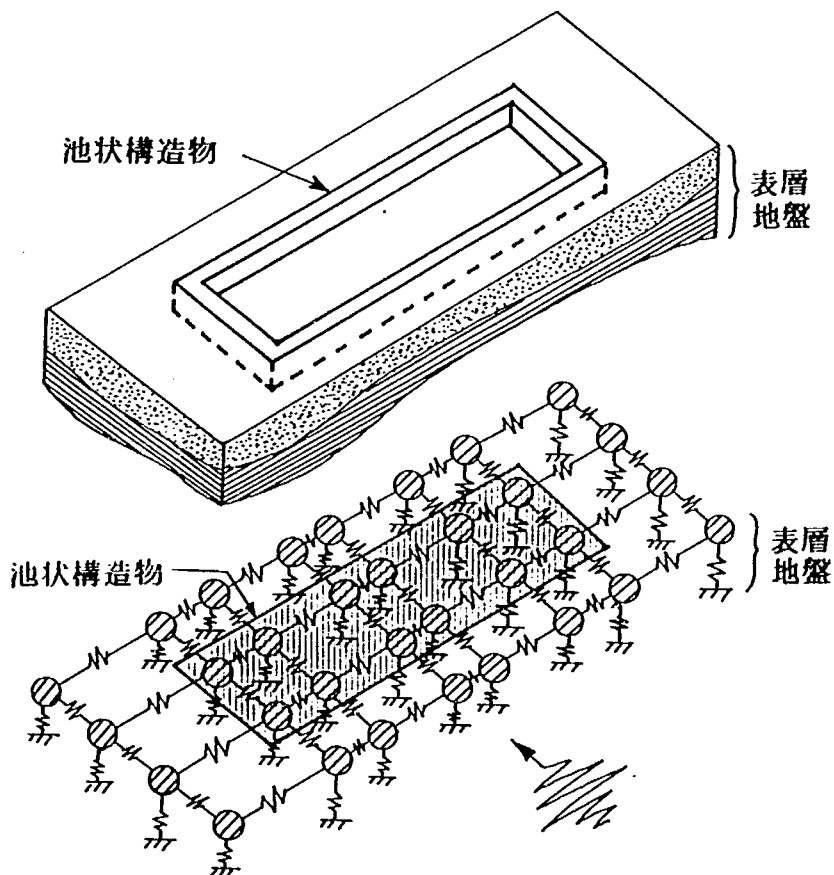


図2 池状構造物の地震応答解析モデル



写真7 マンホール壁立上り部の亀裂

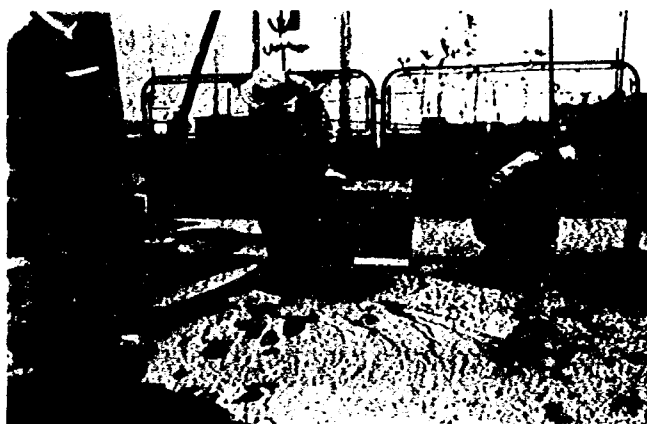


写真8 マンホールの周辺土の沈下

構造物名	浮上又は沈下量	傾斜量
雨水沈殿池(1)	+ 20mm	293mm
雨水沈殿池(2)	- 11	76
塩素混和池	- 18	14
分水槽	-138	40

→ : 構造物の最大傾斜方向
▲ : 管渠破損箇所

注) 浮上はプラス、沈下はマイナス
傾斜量は各構造物における最大相対沈下量

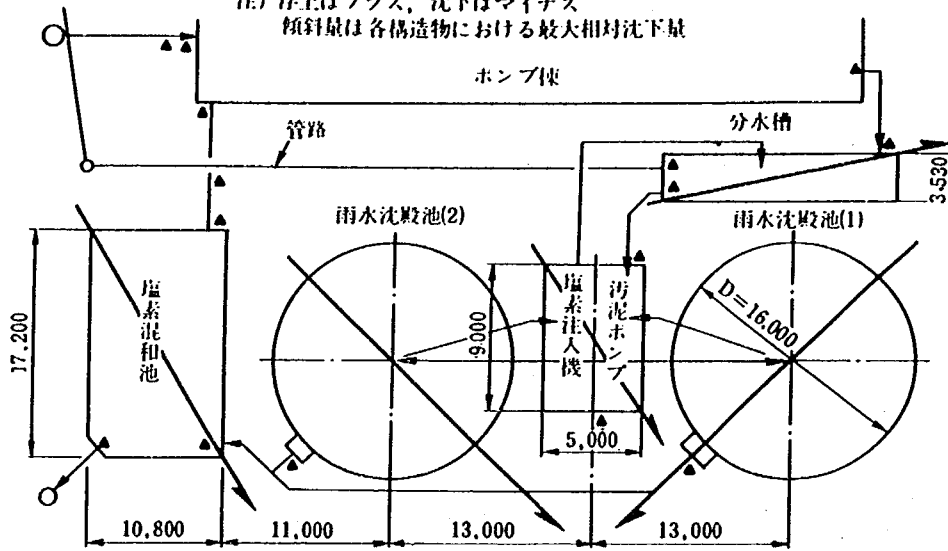


図3 秋田市土崎ポンプ場における沈殿池の被害状況

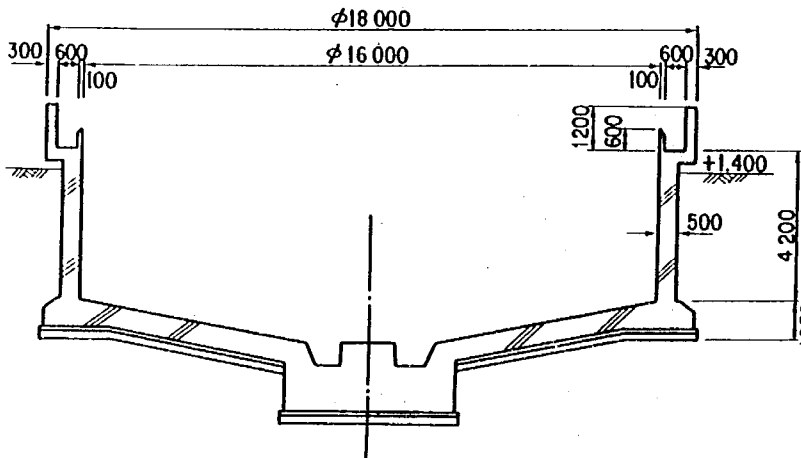


図4 秋田市土崎ポンプ場沈殿池の概要

表3 沈殿池の浮上り安定性検討結果

	地盤震度 K_s	
	$K_s = 0.15$	$K_s = 0.2$
静水圧による揚圧力 [ton]	1100	1100
過剰間隙水圧による揚圧力 [ton]	205	976
空虚時(沈殿池重量800ton) に対する浮上り安全率	0.61	0.39
満杯時(沈殿池重量1760ton) に対する浮上り安全率	1.35	0.85

表2 秋田市土崎ポンプ場における地盤柱状図
および液状化抵抗率 F_L の計算結果

深度 (m)	柱状図	N 値		$F_L = R/L$		F_L の 分 布
		10	20	$K_s=0.15$	$K_s=0.2$	
		0.37m				
1				0	0	凡 例 — $K_s=0.15$ --- $K_s=0.2$
2				0	0	
3				1.073	0.805	
4			415	1.045	0.784	
5			49	1.194	0.897	
6			57	1.338	1.003	
7				1.780	1.332	
8				1.286	0.966	
9				1.179	0.883	
10				1.882	1.410	
11				1.636	1.228	
12				1.025	0.769	
13				1.729	1.297	
14				1.789	1.342	
15				1.791	1.343	
16						
17						
18						
19						

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

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 大日方尚巳
加納 尚史

1. まえがき

現在、個々の道路施設の耐震設計法および耐震性評価法はある程度研究が進んでいるが、道路網・道路システムとしての耐震性に関する研究は行われていない。そこで地震後の交通機能障害の影響度の評価方法を開発し、合理的な震前対策に資することが必要である。本調査は、昭和59年度に開始されており、昨年度は道路被災に伴う走行経費の観点から交通機能障害の検討を行っている。今年度は震後の道路網の信頼性解析結果を基に交通機能障害の程度を算定する指標を検討するとともに、道路整備に伴う交通機能障害軽減に対する効果の調査を行った。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

地震後の道路網の信頼性解析結果を基について、交通機能障害を評価する指標について検討する。また、任意の2地点間が通行出来る確率（導通確率）に着目し、南関東地域の緊急輸送道路を対象として高規格道路の整備に伴う交通機能障害軽減に対する効果を調査する。

4. 調査結果

4. 1 交通機能障害を表わす評価指標

交通機能障害を表わす指標を整理すると表1に示すような5つの指標が考えられる。

- (1) 導通確率 —— 道路構造物および沿道構造物の震災可能性可能性を基本とした2地点間を通行できる確率であり、個々の構造物の被害確率を基にリンクの導通確率を算定し、これからルート of 導通確率、地点間の導通確率が得られる。本指標は交通機能障害を評価する基本的な指標である。
- (2) 迅速性 —— 地点間の交通機能障害の程度を所要時間の観点からとらえたものであり、導通確率の指標と合わせて用いる必要がある。
- (3) 復旧難易度 —— 被災した道路の復旧に必要な日数である。本指標は被災程度および復旧資材の備蓄などの復旧体制により変化する。
- (4) 迂回可能性 —— 道路被災箇所を迂回できる可能性、または、迂回に伴う損失の大小を表わす指標であり、局所的な迂回可能性は被災箇所周辺の道路

表1 地震後の交通機能障害の評価指標

評価手法	指標の定義
導通確率	道路構造物および沿道構造物の震災可能性を基本とした任意の2地点間が通行できる確率
迅速性	任意の2地点間を通行するのに要する時間
復旧難易度	被災した道路の応急復旧（啓閉）に必要な日数
迂回可能性	被災した箇所または路線を迂回することができる度合
孤立度	拠点都市に対してある地域で想定される孤立人口

密度、広域的な迂回可能性は代替ルート数などにより評価できる。

(5) 孤立度 —— 道路交通障害に伴う社会的な影響度合と拠点都市に対する孤立人口の期待値で表わしたものである。

4. 2 高規格道路の整備に伴う交通機能障害軽減効果の検討

南関東地域の緊急輸送路を対象とした地震後の道路被害予測を行った結果は図1に示す通りである。図1に示す道路網のうち国道16号の耐震性を高めて整備し、16号線の導通確率を全線1.0とした場合の効果を拠点都市間の導通確率指標により検討した。現況における拠点都市間の導通確率は図2(a)に、国道16号整備後の結果は図2(b)に示す通りである。これより、国道16号の耐震性を高めることによる効果を横浜～横須賀間、厚木～横浜・横須賀間、および厚木～立川間の導通確率が向上することにより評価できる。

5. 今後の課題

今後は、本年度検討した交通機能障害の評価指標を基に、交通機能障害およびその軽減効果の評価方法について具体的に検討し、評価手法としてとりまとめていくことが必要である。

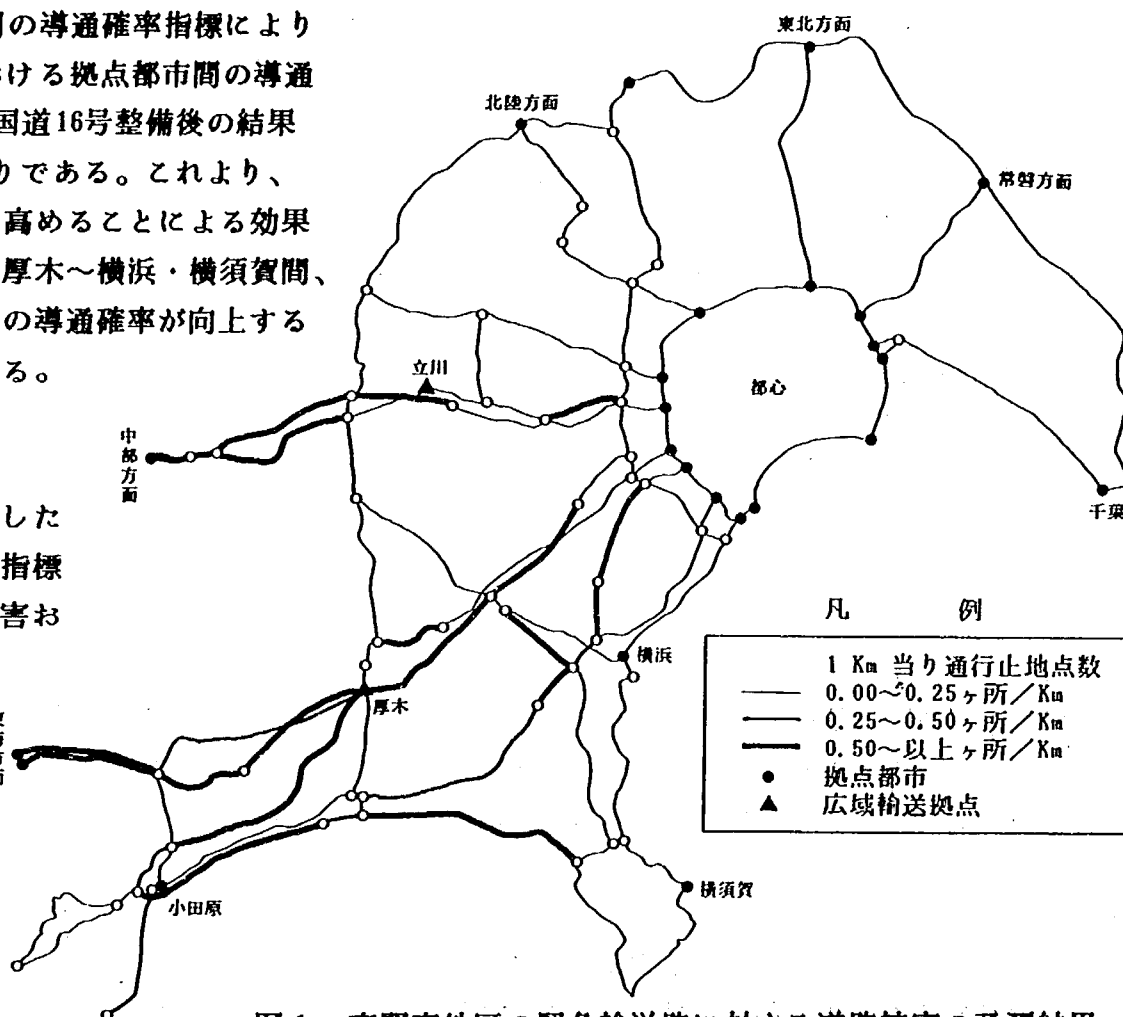


図1 南関東地区の緊急輸送路に対する道路被害の予測結果

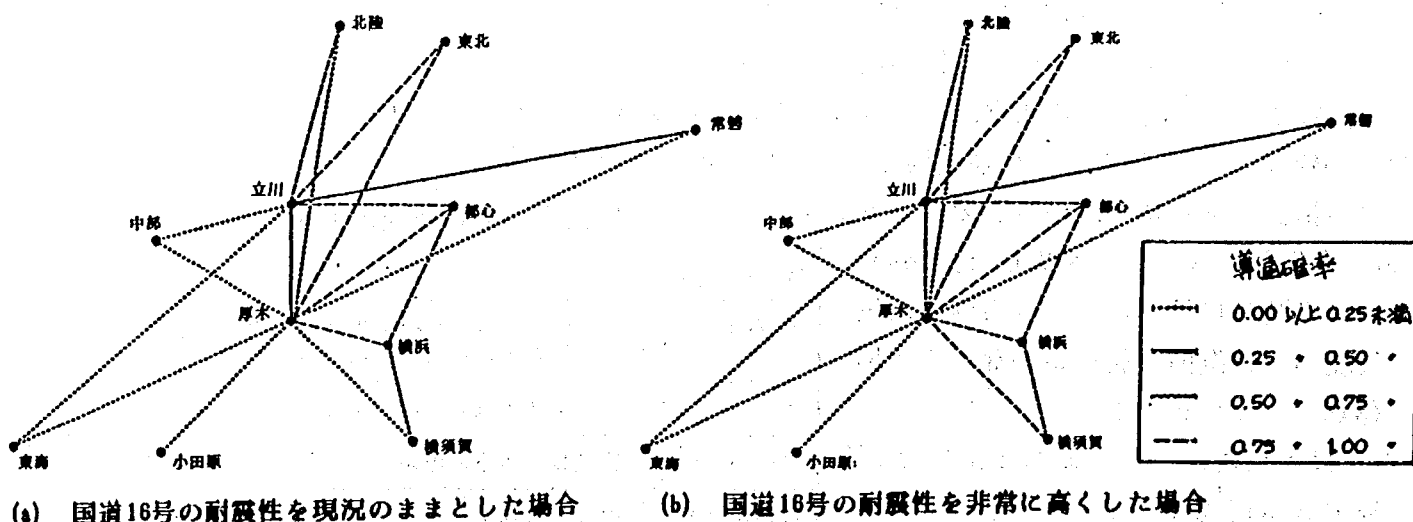


図2 高規格道路の整備に伴う拠点都市間の導通確率の向上

7. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査
(道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

既存の道路及び道路施設の耐震性を高めるためには、被害を受けやすい道路構造、及びその特性を明らかにし、これを適切に予測し得る手法が必要とされる。道路及び沿道施設の中でも特に橋梁の被害は、避難路あるいは緊急物資輸送のための輸送路としての道路の機能を喪失せしめるとともに復旧に多大な労力と日数を要し、地域社会、地域経済に与える影響が大きく、道路施設の中で最も慎重な地震被害予測を必要とされるものの一つである。

2. 調査目的

道路及び沿道施設の地震被害予測手法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

- 1) 現在までに提案されている耐震判定法を調査し、これらを参考にするとともに近年の地震被害の経験を踏まえて新しい手法を作成した。
- 2) 既往の地震で被害を受けた橋梁に作成した耐震性判定法を適用し、本手法の適用性を検討した。

4. 調査結果

現在までに道路橋の耐震調査法として、建設省、東京都、静岡県、日本道路協会から提案されているが、これらはいずれも多数の橋を対象として落橋等の致命的な崩壊の危険性を外観等から簡便に把握することを目的として開発されたものである。各手法とも基本的な調査項目及び判断根拠には共通のものが多く、これらの手法のうち最も多岐の調査項目を考慮し、各調査項目ごとの判定結果を点数化して評価する日本道路協会の手法に近年の地震被害の経験を踏まえて、RC橋脚主鉄筋段落し位置の強度に関する調査項目、及び液状化の影響を下部構造物の根入れ深さとの関係で判定するような追加、改良を加え、表-1に示す橋梁耐震調査票を作成した。各調査項目の点数に関しては、1978年宮城県沖地震で被害を受けた宮城県内の橋梁85橋、及び関東地震以後落橋あるいは架替の必要性の生じた橋10橋の計95橋をサンプル橋として要因分析を行ない、表-2に示す数量化理論第I類による解析結果に工学的判断を加えて決定した。さらにこの手法を用いて95橋のサンプル橋に適用し、実際の被害ランクと予測される被害ランクの適中率が最も高くなるように表-3に示す危険ランクの基準点を決定した。また、この時の評価点Xによる危険ランクの適中率は、表-4に示すように70%程度となり、この耐震調査法の適用が有効であると考えられる。

5. 5ケ年のまとめ

本課題は、昭和58年度にスタートし、本年度が最終年度である。昭和56年度には、ケーソン基礎を持つ橋の地震応答特性の調査及び既往地震において道路機能に影響を与えた沿道施設の調査を、昭和57年度には、杭基礎を持つ道路橋、及び斜面・土留め・ブロックべい・地下埋設物の被害予測手法の検討を、昭和58年度には、RC橋脚の年代、地盤条件、構造別の耐震性の検討を、昭和59年度には、大地震時に対するRC橋脚の耐震性判定手法をそれぞれ検討してきた。5ケ年の研究成果は、昭和60年道路震災対策委員会（日本道路協会）の場で作成された耐震調査法（橋梁）、及び昭和61年実施予定の既存道路構造物の耐震点検（道路橋）に反映されている。

今後、道路全体としての耐震性を高めていくために、耐震性に劣る道路構造物の抽出方法の高精度化、及びこれに対する有効な耐震補強法の開発を進めていくことが必要とされる。

表-1 橋梁耐震調査票

調査機関名			調査年月		昭和年月	整理番号	
道路種別		路線名	交通量		橋名		
所在地DID内		DID外	バス路線	はい	いいえ	橋名	
点検項目							
橋梁	(A) 上部構造	① 適用方式	40 大正15年以前・昭和14年以前	20 昭和31年以前・昭和35年以前	10 昭和45年以前・昭和55年以前		
		② 上部構造形式	30 グループ・2層以上の単純支持	15 1層単純支持 (15m以上) 2層以上の連続橋	10 上階・中階アーチ・ラーメン・1層の連続橋、斜張橋、吊橋		
		③ 下部構造形式	12 杭・基礎	10 連続			
		④ 上部構造材料	12 RC・PC	10 鋼			
		⑤ 断面勾配	12 6%以上	10 6%未満			
		⑥ 基礎防止構造	20 なし	10 1層以上			
			$P_a = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤ \times ⑥$	$P_a =$			
	(B) 下部工の状況	① 下部構造形式	20 単列・バイパス	10 その他			
		② 橋脚高さ	20 10m以上	15 5m以上10m未満	10 5m未満		
		③ 地盤	50 4層地盤のうち低軟弱な地盤2.5層20.3層12.2層10.1層				
④ 架台化の影響		20 あり	10 なし				
⑤ 支持地盤		12 不均一	10 均一				
⑥ 地盤		15 あり	10 なし				
		$P_b = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤ \times ⑥$	$P_b =$				
(C) 橋脚断面形状の強度	① せん断係数比 (k/D)	20 1 (k/D < 4)	10 k/D > 4	05 k/D < 1			
	② 橋脚の形状	20 生ずる	10 生ずる可能性あり	05 生じない			
	③ 橋脚の形状	30 1.1以下	20 1.1~1.5	05 1.5以上			
	④ 橋脚の形状	30 1.1以下	20 1.1~1.3	10 1.3~1.5			
	⑤ せん断力係数の大きさ	30 45以上	20 30~45	10 15~30	05 15以下 (単位1/m ²)		
	$P_c = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤$	$P_c =$	(ただし、 $P_c < 1.0$ の場合は、 $P_c = 1$)				
(D) 下部工の強度・状況	① 橋脚の形状	50 重大な欠陥あり	20 軽微なもの	10 なし			
	② 橋脚の形状	50 重大な欠陥あり	20 軽微なもの	10 なし			
	③ 下部構造材料	50 大正15年以前・昭和14年以前	10 RC・PC・鋼、昭和31年以前	10 RC・PC・鋼、昭和31年以後			
	④ 基礎工法	20 大抵・レンガ・コンクリート・石・ブロック・2層・不明	15 既設RC・鋼・コンクリート・石・ブロック・2層・不明	10 昭和45年以前・昭和55年以前・RC・鋼・コンクリート・石・ブロック・2層・不明			
	⑤ 下部構造形式	15 RC・ラーメン	10 その他				
	⑥ 基礎の形状	20 あり	10 なし				
		$P_d = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤ \times ⑥$	$P_d =$				
評価点			$X = P_a \times P_b$	$Y = P_c \times P_d$			

表-2 数量化理論第1類による解析結果

アイテム	カテゴリ	スコア	属性	属性
適用方式	大正15年以前・昭和14年以前	0.7709		
	昭和31年以前・昭和35年以前	-0.2961	10670	0540
	昭和45年以前・昭和55年以前	-0.0850		
	グループ・2層以上の単純支持	0.0630		
	1層単純支持・2層以上の連続橋	-0.2102	03778	0177
	上階・中階・アーチ・ラーメン・1層の連続橋、斜張橋、吊橋	-0.3148		
	基礎・鋼・鋼	0.0774	00808	0024
	RC・PC	-0.1663	02723	0187
	鋼	0.1061		
	6%以上	0.3160		
断面勾配	6%未満	-0.0103	03263	0083
	なし	0.1148		
	1層	0.0263	05528	0257
	2層以上	-0.4380		
	単列・バイパス	0.3037		
	RC・ラーメン	-0.0528	03565	0145
	その他	-0.0246		
	10m以上	-0.0793		
	5m以上10m未満	0.0057	01616	0085
	5m未満	0.0823		
地盤条件	4層・低軟弱	1.4447		
	4層	0.7051		
	3層	-0.2510	18120	0546
	2層	-0.4673		
	1層	-0.3601		
	有	0.5606		
	有	-0.0969	06575	0301
	不均一	0.0124		
	均一	-0.0010	00134	0005
	有	1.4447		
基礎形状の影響	有	-0.0122	11584	0185
	無			
	大正15年以前・昭和14年以前	1.0842		
	RC・PC・鋼、昭和31年以前	-0.0354	11195	0264
	RC・PC・鋼、昭和31年以後			
	大抵・レンガ・コンクリート・石・ブロック・2層・不明	0.7501		
	既設RC・鋼・コンクリート・石・ブロック・2層・不明	-0.0557	13058	0383
	昭和45年以前・昭和55年以前・RC・鋼・コンクリート・石・ブロック・2層・不明	0.0506		

表-3 耐震調査結果の評価

ランク	評価点		
	X	Pc = 1.0	Pc ≠ 1.0
A	60 以上	10 以上	100 以上
B	20 以上 60 未満	5 以上 10 未満	50 以上 100 未満
C	20 未満	5 未満	50 未満

注) X, Yの評価点により得られるランクのうち、いずれか高い方(A>B>Cの順)を該当橋梁のランクとする。

表-4 評価点Xによる道中率

道中率	評価点X		
	A	B	C
A	1/10	1/10	
B	2/10	2/10	2/10
C	3/10	1/10	1/10

道中率 = $\frac{92}{125} = 73.6\%$

【謝辞】

表-1の橋梁耐震調査票の作成に際しては、土木研究所コンクリート研究室（段落とし部の点検法）、及び基礎研究室（杭の支持力判定）の御協力を得るとともに、道路震災対策委員会（栗林栄一委員長）、及び耐震調査法検討小委員会（寺田章次委員長）において御検討いただいたことを記し、ここに厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

道路の震災対策に関する調査報告、昭和61年3月、(社)日本道路協会

8. 連続桁橋の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
吉田 武史

1. まえがき

近年の地震において連続橋の動的応答特性に起因すると考えられる被害が生じているが、現行の道路橋示方書耐震設計編（以下、道示と呼ぶ）に規定されている耐震設計法は基本的には単純橋を対象としたものであり、連続橋に対する具体的な規定は明示されていない。このため、連続橋の動的応答特性を考慮した耐震設計法の開発が必要とされている。本調査は、昭和58年度から始まったものであり、昭和59年度には連続橋の橋軸直角方向を対象とした耐震計算法としてフレーム法を提案し、簡単な橋梁モデルについて試算を行った。今年度は、我国における標準的な構造特性を有する連続橋を抽出し、これについてフレーム法、時刻歴応答解析、現行の道示による試算を行い、各方法の適用性について検討を行った。フレーム法の詳細については土木研究所資料2148号にまとめてあるのでこれを参照していただきたい。

2. 調査目的

本調査の目的は連続橋の動的応答解析が考慮できる耐震計算法を開発することである。今年度は、我国における標準的な構造特性を有する連続橋を抽出し、各方法の適用性について検討した。

3. 調査方法

解析は橋軸直角方向に着目し、1)時刻歴応答解析（以下、これを正解とする）、2)現行の道示による方法（以下、支点反力法と呼ぶ）、3)連続橋を単純橋に分割して道示に従う方法（以下、単純桁法と呼ぶ）、4)フレーム法、の4種類で行った。なお、支点反力法および単純桁法では時刻歴応答解析およびフレーム法と入力地震動を同じにするため設計水平震度は入力地震波の加速度応答スペクトルを重力加速度で除した値とした。

解析対象橋は表1に示すような構造特性を組み合わせて設定した36ケースである。また、入力地震波は1978年宮城県沖地震において開北橋近傍地盤上で観測された記録（以下、開北記録と呼ぶ）、および1983年日本海中部地震において津軽大橋近傍地盤上で観測された記録（以下、津軽記録と呼ぶ）である。

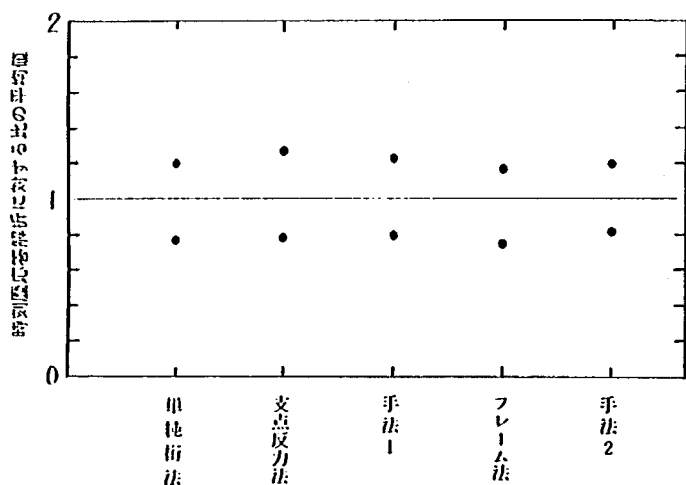
4. 調査結果

解析結果は橋脚上の支承に作用する最大せん断力および橋脚基部における最大曲げモーメントに着目して整理した。図1および図2はそれぞれせん断力および曲げモーメントについて時刻歴応答解析に対する各計算法の比をとり、その比が1.0以上になるものと1.0未満になるものに分類し、そ

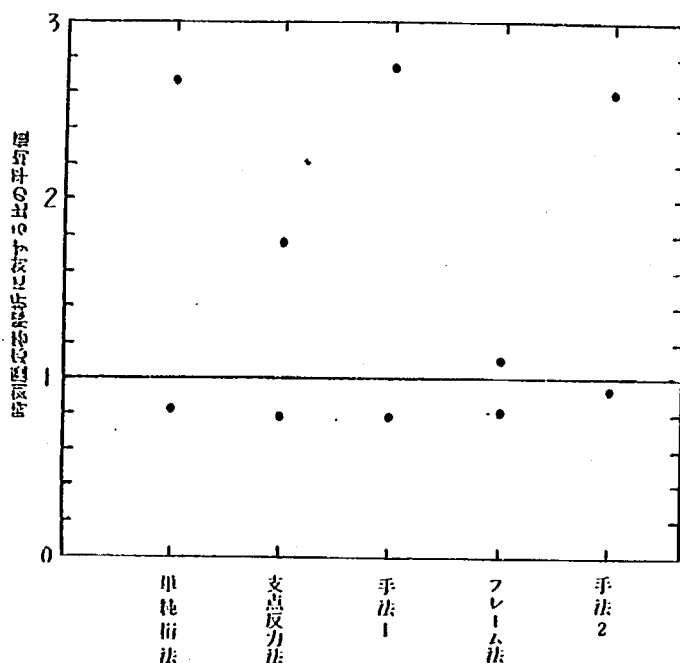
それぞれの平均値を示したものである。ここで、手法1は単純桁法と支点反力法の大きいほうを、手法2は単純桁法とフレイム法の大きいほうをとった場合である。曲げモーメントに関しては、フレイム法が他の方法に比べて正解を過大あるいは過小評価することは少ないことがわかる。せん断力に関しては入力地震波によるが、曲げモーメントとほぼ同じ傾向がみられる。

5. 今後の問題点

今年度の調査目的は、標準的な連続橋の橋軸直角方向を対象として行ったが、さらに、橋軸方向あるいは橋脚ごとに地盤条件が変化する連続橋を対象とした調査を行う予定である。

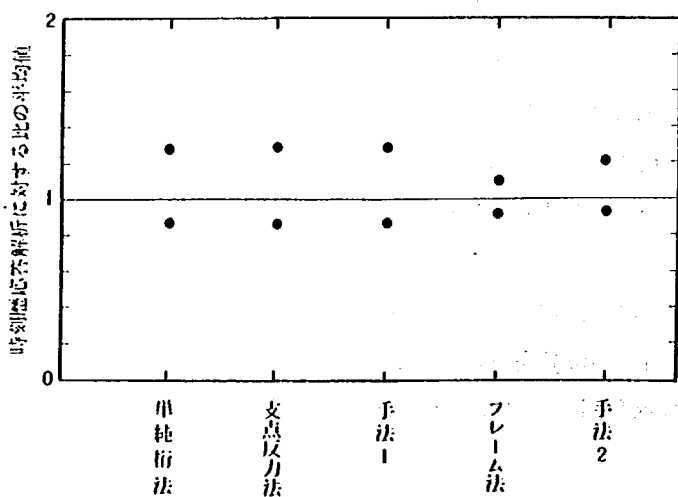


(a) 関北記録の場合

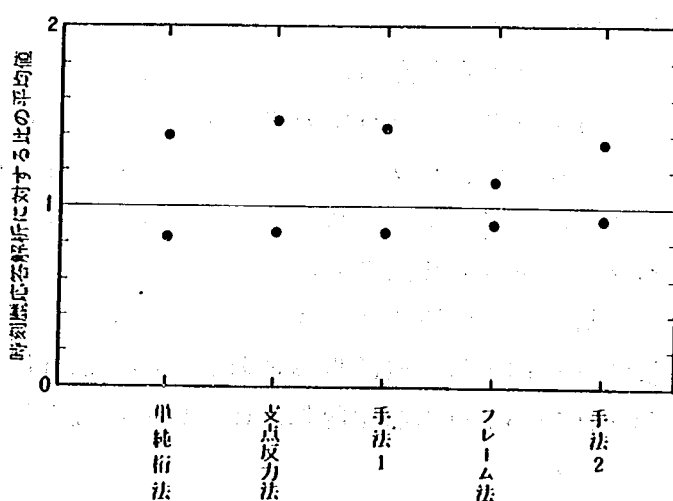


(a) 津軽記録の場合

図1 橋脚上の支承に作用する最大せん断力の時刻歴応答解析に対する比の平均値



(a) 関北記録の場合



(a) 津軽記録の場合

図2 橋脚基部の最大曲げモーメントの時刻歴応答解析に対する比の平均値

9. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査 —— 橋に関する試験調査 ——

(その1) 断面形状の影響

(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

現行の道路橋の耐震設計では、0.2～0.3の設計水平震度で与えられる地震力が作用しても部材が降伏しないように耐震計算が行なわれている。しかし、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震等の地震では道路橋の鉄筋コンクリート橋脚にコンクリートの剝離、鉄筋のはらみ出し等の大きな被害が生じている。これは橋脚に作用する地震力が、現行の耐震設計で考慮されている地震力よりも大きいためと考えられる。したがって、大地震時においても落橋等の致命的な被害を防止するためには、鉄筋コンクリート橋脚の降伏以降の耐力及び変形性能を適切に評価することが重要である。本調査では昭和56年度より鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能に影響を及ぼす種々の要因について実験的に検討を行ってきた。今年度は鉄筋コンクリート橋脚の断面形状の影響を調査するとともに、現在までの実験結果の解析を行った。また、今年度は本課題の最終年度であり、これまでの結果については本報告(その3)にまとめているので、参照して頂きたい。

2. 調査目的

鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす断面形状の影響を明らかにすることが本調査の目的である。

3. 調査方法

3.1 実験供試体

実験には躯体の断面積が同一の正方形及び円形断面の鉄筋コンクリート橋脚模型6体を供試体として用いた。躯体下端から載荷中央点までの高さ(以下、躯体高さと呼ぶ)は正方形、円形とも2.5m、1.75m、1.0mとした。

3.2 載荷方法

供試体のフーチング下面を反力床に固定し、反力壁に設置した加振機により躯体頭部に動的水平荷重を加えた。なお、死荷重反力に相当する軸力は加えていない。載荷は正方形断面で引張側軸方向鉄筋が躯体下端で降伏する時に橋脚頭部に生じる変位 δ_0 を基準として、その整数倍の値 $n\delta_0$ ($n=1$ 、

2.3・・・)を変位振幅とする正弦波で、同一振幅での繰り返し回数を10回として変位振幅を増大させ、終局状態まで行なわれた。

4. 調査結果

4.1 破壊状況

躯体高さ2.5m及び1.75mの場合では、正方形断面、円形断面とも躯体基部で曲げ破壊が生じる。斜めひび割れの本数は、正方形断面のほうが多いが、コンクリートの剝離は円形断面のほうが多く生じる。主筋の破断は円形断面のほうが多く発生し、破断本数も多い。躯体高さ1.0mの場合では、正方形断面、円形断面とも躯体側面に斜めひび割れが発生し、その幅が広がり、躯体側面のコンクリートが剝離してせん断破壊が生じた。斜めひび割れの進展は正方形断面のほうが多く、コンクリートの剝離も多く生じた。

4.2 耐力及び変形性能

図1は各载荷段階の第1回目の荷重～変位履歴曲線の最大変位点及び最小変位点を結んだ骨格曲線を示したものである。躯体高さ2.5m及び1.75mの場合では、円形断面で主筋の破断が最初に生じる $5\delta_0$ 以降で正方形断面に比較して円形断面のほうの耐力は早く低下している。躯体高さ1.0mの場合では、躯体側面のコンクリートが剝離するまでは、円形断面のほうの耐力は大きい。これは円形断面のほうの斜めひび割れの進展が遅いことに対応していると考えられる。コンクリートの剝離以降は円形断面のほうの耐力は早く低下している。

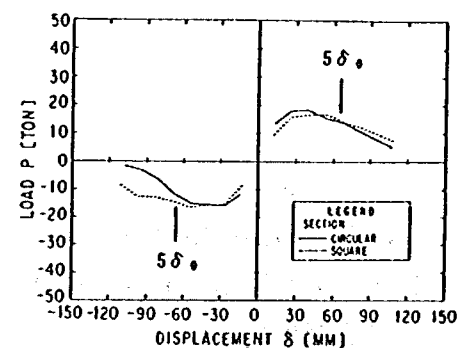
5. まとめ

鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能に及ぼす断面形状の影響に関する载荷実験の結果をまとめると次のようになる。

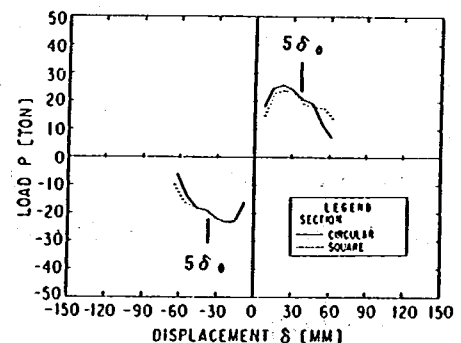
- 1) 躯体基部で曲げ破壊する場合、主筋の破断が生じる。これは円形断面のほうが多く生じ、主筋の破断後は、耐力の低下も円形断面のほうが多くなる。
- 2) せん断破壊する場合、斜めひび割れの幅が広がり、躯体側面のコンクリートが剝離する。コンクリートの剝離は円形断面のほうが多くなり、それまでは、円形断面のほうの耐力は大きい。

〔参考文献〕

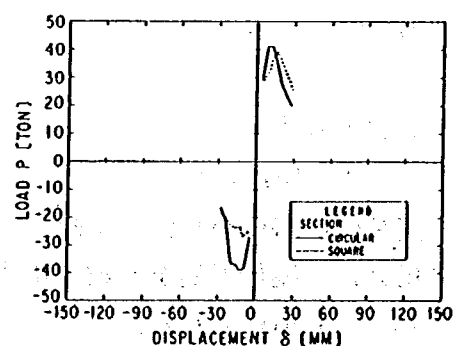
土研資料第2279号、RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究
(その2)、昭和61年1月



(a) $h=250\text{cm}$



(b) $h=175\text{cm}$



(c) $h=100\text{cm}$

図1 荷重～変位骨格曲線

9. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査 —— 橋に関する試験調査 ——

(その2) 実験結果に対する解析

(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

道路橋示方書・同解説及び総プロ新耐震設計法(案)では鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能を解析的に算出する方法が示されている。そこで本報告では今年度までに行なわれた鉄筋コンクリートの動的耐力及び変形性能に関する実験から得られた結果に解析的な検討を加えた。

2. 調査目的

本調査の目的は、鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす種々の要因の影響を解析的に明らかにすることである。

3. 調査結果

今年度までの鉄筋コンクリート橋脚模型31体について、耐力及び変形性能を解析的に算出し、実験結果と比較した。耐力に関しては現行の道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に従って終局曲げ耐力及び終局せん断耐力を算出した。また、変形性能に関しては現行の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編及び新耐震設計法に従って算出した。Ⅴ耐震設計編と新耐震設計法との相違点は、前者では橋脚基部における軸方向鉄筋の抜け出しを考慮していないが、後者では考慮していることである。

4. 調査結果

4. 1 耐力及び変形性能

図-1及び図-2は実験から求めた終局耐力と道示に従い算出した曲げ耐力及びせん断耐力を比較したものである。また、図-3から図-6までは降伏変位及び終局変位の実験値と計算値を比較したものである。これらから鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能について以下の事項が指摘される。

(1) せん断耐力に比べて曲げ耐力の方が終局耐力を適切に評価している。

(2) 降伏変位及び終局変位については、抜け出しを考慮した方が実験値と計算値とはよく一致する。ただし、抜け出しを考慮すると、軸方向鉄筋比が小さい場合(図-6中の8及び9の点、軸方向鉄筋比=0.48%)には、特に終局変位に関して計算値は実験値よりも約2倍大きく、危険側に過大評価していることに注意しなければならない。

4. 2 荷重～変位関係

図-7は断面寸法50cm×50cm、躯体高さ2.5mの代表的な供試体について新耐震設計法(案)に従って求めた荷重～変位関係と実験から得られた荷重～変位履歴曲線の骨格曲線とを比較したもので

ある。この図から以下の事項を指摘することができる。

- (1) コンクリートの剝離が生じるまでは、計算値に比較して実験値のほうが荷重は大きくなっている。ただし、最大荷重については計算値と実験値はよく一致している。
- (2) 計算値から求められた終局変位は、軸方向鉄筋の破断開始とほぼ対応している。
- (3) 計算ではコンクリートの剝離以降に生じる荷重の低下を表現することができない。

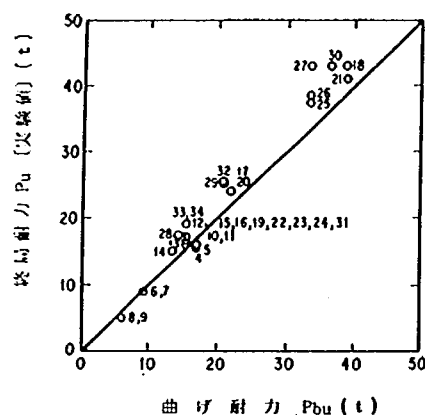


図-1 終局耐力と曲げ耐力の比較

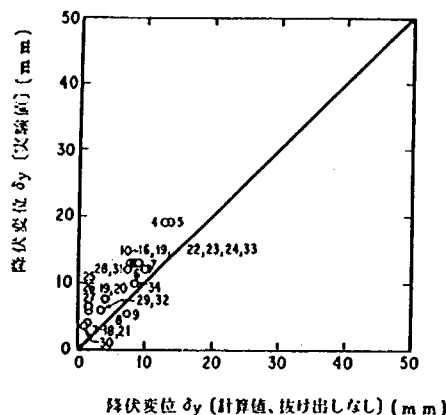


図-3 降伏変位の比較 (抜けだしなし)

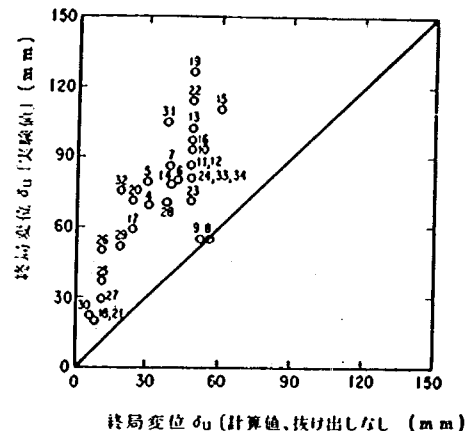


図-5 終局変位の比較 (抜けだしなし)

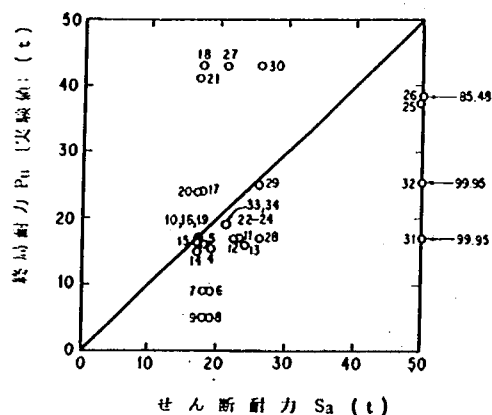


図-2 終局耐力とせん断耐力の比較

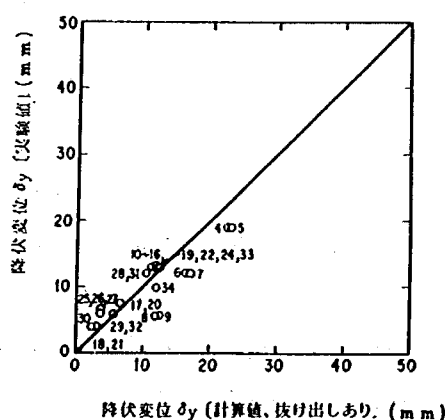


図-4 降伏変位の比較 (抜けだし考慮)

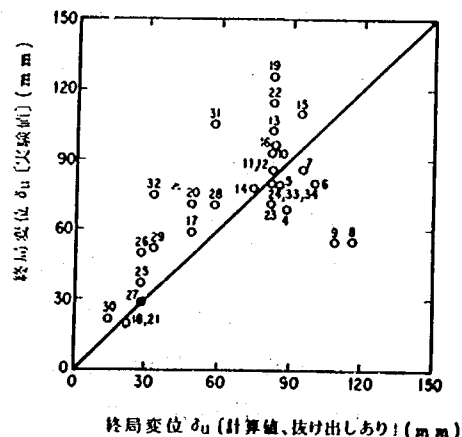


図-6 終局変位の比較 (抜けだし考慮)

5. 結論

本調査により従来用いられている示方書等に規定されている計算手法が動的載荷実験結果をかなり説明することを明らかにすることができた。こうした点からみると、現行法でとっているRC橋脚の変形性能に対する3の安全率は非常に過大であり、もう少し引き下げてもよいと考えられる。なお、上記の計算手法は図-7に示すようにまだ検討の余地を残しており、今後はこれ等の検討事項についてさらに解析的な検討を加えていくことが必要と考えられる。

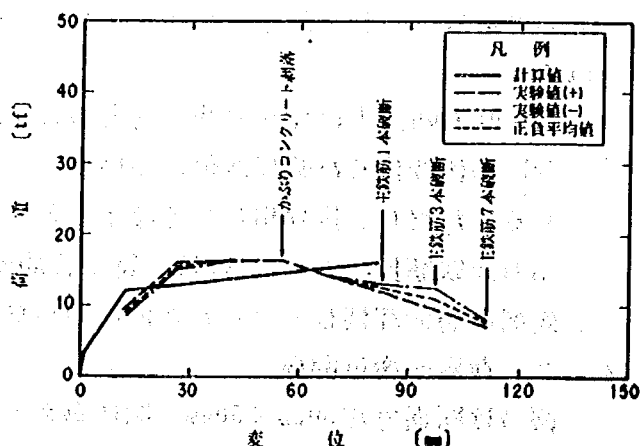


図-7 荷重～変位骨格曲線の比較

9. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査 —— 橋に関する試験調査 ——

(その3) 調査成果のとりまとめ

(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

本課題は昭和56年度から開始されたものであり、鉄筋コンクリートの動的耐力及び変形性能に影響を及ぼす種々の要因について主に実験により調査を行ってきた。本報告は、これまでの5年の調査成果をまとめたものである。

2. 調査目的

本調査の目的は、鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす種々の要因の影響を実験的に明らかにすることである。

3. 調査結果

本調査では以下に示す要因に着目して昭和56年度から鉄筋コンクリート橋脚の動的載荷実験を行ってきた。

- (1) 載荷速度の影響 (昭和56年度)
- (2) 載荷速度及び軸方向鉄筋比の影響 (昭和57年度)
- (3) 曲げ破壊に対する帯鉄筋比の影響 (昭和58年度)
- (4) 軸方向鉄筋段落しの影響 (昭和58年度)
- (5) せん断破壊に対するせん断補強筋の影響 (昭和58年度)
- (6) 断面形状の影響 (昭和60年度)

4. 調査結果

実験結果を簡単にまとめると次のようになる。

(1) 載荷速度の影響

鉄筋コンクリート橋脚が軀体基部で曲げ破壊する場合、最大耐力および変形性能に及ぼす載荷速度の影響は、載荷速度が17.5cm/sec～70cm/secの範囲では顕著でないが、引張側鉄筋の降伏後、載荷速度が早くなるほど履歴減衰定数は大きくなる傾向がある。

(2) 載荷速度および軸方向鉄筋比の影響

軸方向鉄筋比が大きいくほど降伏荷重、最大荷重、降伏変位は大きくなり、コンクリートのはく離範囲も大きくなる。静的載荷（載荷速度0.24cm/sec）と動的載荷（載荷速度振幅25cm/sec）の実験結果を比較すると、最大耐力、終局変位、じん性率、履歴減衰定数については、動的載荷実験の結果のほうが、やや大きい。

(3) 曲げ破壊に対する帯鉄筋比の影響

鉄筋コンクリート橋脚が躯体基部で曲げ破壊する場合、帯鉄筋比を0.1~0.3%の範囲で変化させても、耐力および変形性能はほとんど変化しない。

(4) 軸方向鉄筋断落しの影響

躯体中間で軸方向鉄筋を段落しする場合、定着長を十分とらないと段落し部で非常にせい性のせん断破壊を起こす。本調査結果から柱幅程度の定着長を確保すれば、段落し部のせん断破壊を防止できることがわかった。

(5) せん断破壊に対するせん断補強筋の影響

躯体高さが低い場合、帯鉄筋間隔を小さくしたり、らせん鉄筋を巻いたり、斜め鉄筋を用いればせん断破壊が防止され変形性能及び履歴減衰定数が増大する。

(6) 断面形状の影響

躯体基部で曲げ破壊する場合、円形断面の方が正方形断面に比べて軸方向鉄筋の破断が早く生じ、その後の耐力の低下も円形断面の方が早い。せん断破壊する場合、コンクリートのはく離は正方形断面の方が早く、コンクリートのはく離までは円形断面の方が耐力は大きい。

なお、これらの実験方法及び結果は参考文献1)及び2)に詳細に報告しているので参照して頂きたい。

5. まとめ

本調査により鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に与える種々の要因の影響を定量的に明らかにすることができた。これらの成果は、昭和63年改訂予定の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に有効に利用できると考えている。今後は、本成果をさらに発展させ、鉄筋コンクリート橋脚の動的破壊特性及び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し、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していくことが必要と考えられる。

〔参考文献〕

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

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

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 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。これは、斜張橋が軟質な地盤上に建設される長大橋として構造的に適しているとともに、橋梁技術の進歩に伴い長大スパン化が可能となったためである。しかしながら、斜張橋に対しては、従来震害経験がなく、また強震観測等による動的特性の把握も十分でないのが実情であり、早急に斜張橋の動的特性を取り入れた耐震設計法の開発が必要とされている。本課題は、斜張橋の耐震設計法の開発を目的として、本年度からスタートしたものであり、本年度は、斜張橋に関する文献調査、斜張橋の実橋振動実験結果の調査を行うとともに、長大斜張橋に対する地震動の入力位相差の影響、及び減衰定数の影響に関して検討した。

2. 調査目的

強震観測、解析等による動的特性を取り入れた斜張橋の耐震設計法の開発を目的とする。

3. 調査内容

- 1) 過去に建設されている斜張橋の耐震設計法の調査、また実橋振動実験結果の整理を行ない、斜張橋の耐震設計上の問題点を検討した。
- 2) 2径間連続斜張橋の橋軸直角方向モデルについて、地震動の入力位相差の影響、及び減衰定数の影響を動的解析を実施して検討した。
- 3) 斜張橋の地震応答特性の調査を目的として、一般国道51号が一級河川利根川を渡る千葉・茨城両県境に架設されている水郷大橋に強震観測装置を設置し、昭和61年3月から観測を開始した。

4. 調査結果

- 1) 斜張橋の過去の設計例では、基本的に部材の設計には震度法もしくは修正震度法により、特に中長大橋では、全体系モデルを用いた動的解析により照査するという手法がとられている。斜張橋のように基礎、塔、桁、ケーブルという振動特性の大きく異なる構造要素からなる構造物に修正震度法を適用する際には、全体の振動特性をよく検討した上で震度を決める必要がある。また、動的解析では、道示スペクトル、あるいは架設地点の地盤条件を反映させた独自のスペクトルを入力とした応答スペクトル法、もしくは代表的地震波及び架設地点近傍で記録された強震記録等による時刻歴応答解析が行なわれている。地震の影響が支配的となるのは、塔基部及び下部構造

表-1 既設利権國の計数調査の

組 名	延大入組	豊大入組	東大入組	小大入組	中大入組	六中入組	本組入組	大和組入組	本組入組	十中組入組
組 長	1957	1970	1970	1973	1973	1973	1973	1992	1995	1979
組 員 数	051215 405	0051216 405	0051128 405	1001210 1000	1110210 1010	0051120 1010	1700130 1010	1001215 1010	1701405 1015	0505105 1005
ラッシュ (組員数)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)	11 (1組員)
ラッシュ 形式	門門組員	足 手 組	足 手 組	門 手 組	門 手 組	門 手 組	門 手 組	門 手 組	門 手 組	門 手 組
組員数形式	1組15人	1組16人	1組18人	1組10人	1組10人	1組10人	1組10人	1組15人	1組15人	1組15人
組 員	1人 005	0021	0076	0031	0018	0206	0037	0021	0015	0009
組 員	2人 0015	0034	0034	0018	0018	0040	0010	0015	0015	0015
組 員	3人	0051	0051	0015	0015	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	4人 0027			0015	0015	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	5人			0056	0012	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	6人 0035	0021		0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	7人 003	0015		0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	8人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	9人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	10人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	11人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	12人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	13人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	14人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	15人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	16人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	17人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	18人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	19人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	20人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	21人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	22人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	23人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	24人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	25人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	26人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	27人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	28人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	29人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	30人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	31人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	32人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	33人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	34人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	0015
組 員	35人			0016	0016	0010	0010	0015	0015	

Damping Ratio (%)	KAIHOKU LG. MODEL (Mn/Mz)	KAIHOKU TR. MODEL (Mn/Mz)	ITAJIMA LG. MODEL (Mn/Mz)	ITAJIMA TR. MODEL (Mn/Mz)
0	2.9	2.2	1.8	1.3
1	1.3	1.1	1.1	1.1
2	1.0	1.0	1.0	1.0
3	0.9	0.9	0.9	0.9
4	0.8	0.8	0.8	0.8
5	0.7	0.7	0.7	0.7

Velocity of Wave Propagation V_0 (m/sec)	Bending Moment $P_{\infty}/P_{\infty 0}$	Twisting Moment $P_{\infty}/P_{\infty 0}$	Shearing Force $P_{\infty}/P_{\infty 0}$
0	1.00	1.00	1.00
250	0.95	0.90	0.85
500	0.98	0.95	0.90
1000	1.00	0.85	0.95
2000	0.98	0.75	0.90
4000	1.08	0.98	0.95

Figure 10 is a line graph showing the Force Ratio P_{max}/P_0 (Y-axis, ranging from 0.6 to 1.6) versus the Velocity of Wave Propagation V_0 (m/sec) (X-axis, ranging from 0 to 5000). The graph compares three types of moments: Bending Moment (solid line with circles), Twisting Moment (dashed line with triangles), and Shearing Force (dotted line with squares). The Twisting Moment shows the highest peak force ratio at low velocities, while the Bending Moment shows a more gradual increase and then a decrease. The Shearing Force shows a relatively constant force ratio around 1.0.

Velocity of Wave Propagation V_0 (m/sec)	Bending Moment P_{max}/P_0	Twisting Moment P_{max}/P_0	Shearing Force P_{max}/P_0
0	1.00	1.00	1.00
250	1.15	1.50	1.10
500	1.10	1.60	1.05
1000	1.05	1.28	1.02
2000	1.18	1.35	1.05
4000	1.28	0.88	1.12

- 44 -

11. 都市トンネルの耐震調査——トンネルに関する試験調査—— (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 大日方尚巳
加納 尚史

1. まえがき

大規模特殊事業計画において都市内に計画される道路トンネルは、特殊な構造または施工法が取られることが多く、環境・用地対策上他構造物と近接したり、他構造物と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ないものが多い。このためこうした都市トンネルの耐震性を調査し、耐震設計法の形にまとめることが必要である。

本調査は昭和58年度に開始しており、本年度は、特殊な構造を持ち、近年施工実績の多いシールドトンネル及び掘削道路に対する耐震性の検討等を実施した。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

3.1 シールドトンネルの耐震解析手法の検討¹⁾

シールドトンネル覆工はセグメント～リング継手系から成る不連続な構造であり、トンネル軸方向の剛性は非線形性を持つため、覆工の軸剛性を、図1に示すように圧縮についてはセグメント、引張についてはセグメント及びリング継手から、それぞれ評価することとした。この覆工の荷重～変位関係と同一の関係を持つ梁の剛性を等価剛性と定義して、図2に示すように覆工数リング分を等価剛性を有する一様連続な梁に置換して、応答変位法により耐震性の検討を行う手法を検討した。

3.2 掘削の耐震性の検討

第二京阪道路に建設が計画されている掘削(U型擁壁構造)の縦断方向の耐震性の検討を行った。解析は応答変位法および動的応答解析によって行い、解析条件の設定等は共同溝設計指針に準じた。地盤条件としては、計画地点の地盤およびモデル地盤の2ケースを考慮した。なお、動的応答解析においては、掘削継手部の剛性を止水版または目地材の剛性から評価した。また、入力地震動としては、共同溝設計指針に規定する設計応答速度スペクトルと同一のスペクトル特性を有する模擬地震波を用いた。

4. 調査結果

4.1 シールドトンネルの耐震解析手法の検討

検討の結果は次のとおりである。

- 1) 梁の等価引張剛性および等価曲げ剛性は、リング継手の存在により、セグメントリング単体の剛性よりも小さくなる。また、等価軸剛性は引張と圧縮とで異なる。

2) 等価剛性梁モデルにより算定される断面力の大きさは詳細な骨組モデルにより算定される断面力と大差ない。

3) 等価剛性梁モデルはシールドトンネル延長が長く、解析上、節点数が多くなる場合にも適用できる利点がある。

4) 等価剛性梁モデルを用いた応答変位法による解析の結果、トンネル軸力は引張力に比べて圧縮力が大きく、この比率は軸剛性の比にほぼ対応している。

4.2 掘削の耐震性の検討

検討対象とした掘削は図3に示す通りである。検討対象地盤は地盤条件の変化が著しい現地地盤（固有周期差0.4秒）およびモデル地盤（固有周期差0.7秒）とした。計算結果は表1に示す通りであり、次の事項が結論として得られた。

1) 応答変位法および動的解析の結果、発生した鉄筋応力度はいずれも許容応力以下である。

2) モデル地盤の動的解析では目地幅(2cm)を超える継手相対変位が発生しており、このような箇所では十分な変形性能を有した継手が必要である。

なお、本年度は上記の他に東京港トンネルの強震記録の解析²⁾、シールドトンネルの継手の非線形性を考慮した動的応答解析³⁾、幅の広いトンネル（羽田第2トンネル）を解析し得る電算プログラムの開発等を行った。

<参考文献> 1) 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、S60.10

2) 沈埋トンネルの耐震性に関する研究（その2）、土研資料第2261号、S60.10

3) シールドトンネルの耐震性に関する研究（その2）、土研資料第2277号、S60.12

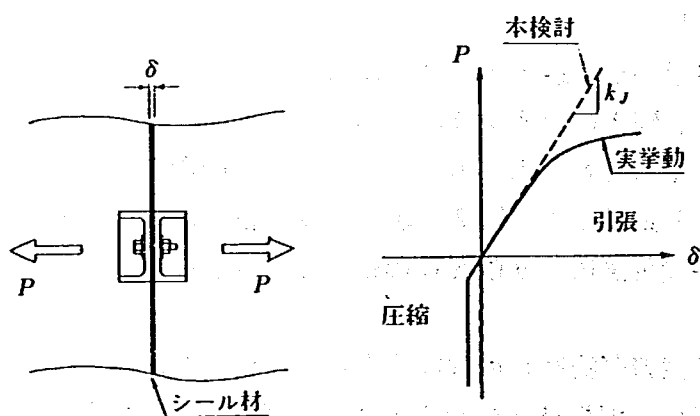
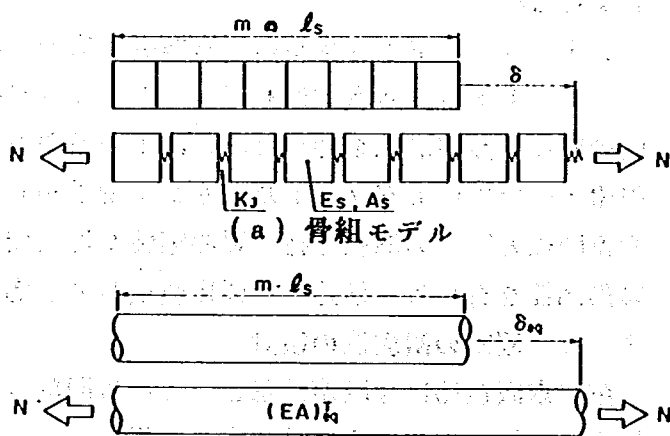


図1 リング継手のバネとしての評価



(b) 等価剛性梁モデル

図2 骨組モデルと等価剛性梁モデルの比較

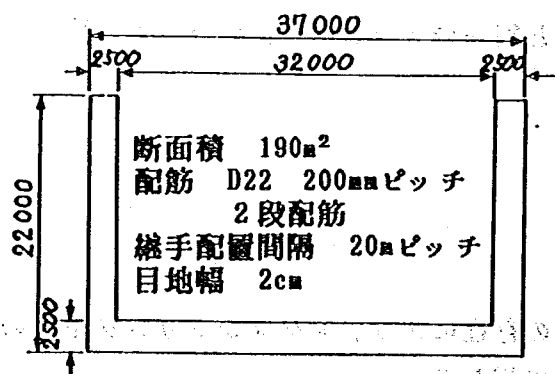


図3 検討対象とした掘削

表1 掘削に作用する断面力

	現地地盤		モデル地盤	
	応答変位法	動的解析	応答変位法	動的解析
軸力 (t)	158 (652)	593	165 (1,380)	969
曲げモーメント (t/m)	47 (1,700)	2,790	33 (3,300)	9,260
鉄筋引張応力 (kg/cm ²)	52 (560)	266	54 (1,400)	497

(注) カッコ内は継手による断面応力の低減係数を0.1とした場合の値

12. キャブの耐震性調査動的載荷実験

(一般国道直轄改集費、関東地方建設局依頼)

耐震研究室	室長	川島 一彦
	研究員	大日方尚巳
	研究員	暹上 茂樹
		小山 達彦
		吉田 武史
		加納 尚史
		吾田 洋一

1. まえがき

キャブシステムによる地中配電方式は、道路空間の有効利用を図ることができ、今後その建設が増加すると考えられる。また、キャブ内に収容される電気、電話等の施設は市民生活に欠くことのできないライフラインである。しかし、キャブシステムは最近建設が始まった新たな構造物であり、その耐震性を十分検討しておくことが重要である。

本調査は関東地方建設局の依頼により実施したものであり、当地建において昭和58～59年の2ヶ年あたり東京都馬喰町で試験施工されたキャブ(標準タイプ)を対象として、キャブ本体および継手部の地震時耐力を動的載荷実験により調査したものである。

2. 調査目的

キャブに類似した地中構造物としては排水側溝、上水道管、下水道管等があるが、既往地震によるこれらの線状地中構造物に共通する被害形態としては、①本体の破損、②継目部の破損および抜け出し、に分類できる。したがって、キャブの耐震性を確保するためには、キャブ本体が地盤の変形に耐えられる程度に十分強度があり、また継目部(ほぞ部)が破損を起こさず、過度の抜け出しを防止できる構造となっていなければならない。このため本実験は、地震時に想定される荷重および変位条件下において、キャブ本体およびほぞ部が十分な耐震性を有するか、否かを調査することを目的として実施する。

3. 調査方法

実験ではキャブ本体の耐力および継目部の離脱防止装置の作動性に着目した次の4ケースの検討を行った。

- (1) 実験ケース1(キャブ本体の軸方向載荷実験)——キャブ本体に純圧縮が作用した場合の耐震性を検討するためキャブの一端を反力フレーム、他端を加振負荷装置に固定し、加振負荷装置により軸方向に載荷する。
- (2) 実験ケース2(キャブ本体の曲げ載荷実験)——キャブ本体に純曲げが作用した場合の耐震性を検討するためキャブの両端をヒンジ端とし、2点載荷用治具を取りつけた加振負荷装置により、

キャブを軸直角方向に加振する。2

点載荷用治具の間のキャブには純曲げが作用することになる。

- (3) 実験ケース3 (継目部の軸方向載荷実験) —— キャブを軸方向に加振した場合のほむおよび離脱防止装置の耐震性を検討するためキャブを連結し、一端を反りフレーム、他端を加振負荷装置に固定して軸方向に押し引き載荷する。

- (4) 実験ケース4 (継目部の軸直角方向載荷実験) —— キャブを軸直角方向に加振した場合のほむの耐震性を検討するためキャブを連結し、両端をヒンジ端とし、中央のキャブに加振負荷装置を固定し、軸直角方向に載荷する。

表1 実験上CABに作用させる荷重もしくは変位

実験ケース	CABに作用すると考えられる地震力④	静的にCABに作用させる最大荷重	動的にCABに作用させる最大荷重⑤	⑤/④	載荷制御方式
ケース1	11.1 t	20 t	35 t	3.2	荷重制御
ケース2	$M = 4.08 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 6.8 \text{ t}$) [*]	$M = 6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 10 \text{ t}$) [*]	$M = 12.6 \text{ t} \cdot \text{m}$ ($P = 21 \text{ t}$) [*]	3.1	荷重制御
ケース3	11.1 t 相対変位 $\pm 10 \text{ mm}$ (離脱防止装置)	圧縮 35 t 引張 4 t	相対変位 $\pm 10 \text{ mm}$ (離脱防止装置)	—	静的: 荷重制御 動的: 変位制御
ケース4	0.09 t	2 t	2 t	22.2	荷重制御

* 当該曲げモーメントを生じさせるのに必要な水平力

表2 実験結果の総括

	地震時に想定される荷重を作用させた場合	地震時に想定される荷重の3倍を作用させた場合
実験ケース1 (本体の純引張および純圧縮)	変位なし	ノックアウト直下の側壁と底板の交点にヘアークラックが発生。 また、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。
実験ケース2 (本体の純曲げ)	変位なし ^{注)} ただし、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。	変位なし ただし、ノックアウト部分にヘアークラックが発生。
実験ケース3 (継手(はぞ部)引張および圧縮)	($\pm 20 \text{ mm}$ の振幅で動的載荷) 変位なし ただし、はぞ部分で隣接するCABが衝突する結果、部分的にコンクリート表面の欠け落ちが発生。	
実験ケース4 (継手(はぞ部)のせん断)	変位なし	変位なし

キャブシステム技術マニュアル(案)によるキャブに作用する地震力の計算値および実験上キャブに作用させる最大荷重(動的載荷)は表1に示すとおりである。実験では、計算値に対して最大3倍程度の地震力を載荷することとした。

4. 調査結果

キャブ本体および継目部を対象として動的載荷実験を行った結果得られた結論は次のとおりである。

- 地震時にキャブに作用すると考えられる荷重およびこれの3倍までの荷重を作用させた場合のキャブの性状は表2に示すとおりである。4ケースの実験のいずれの場合にも、地震時に想定される荷重を作用させた段階では、ノックアウト部分の小さなヘアークラックを除き、変位は生じていない。また、地震時に想定される荷重の3倍まで載荷した場合にもノックアウト部もしくは、その周辺にヘアークラックが入る程度である。これよりキャブは強度的に十分な耐震性を有しているということができる。
- キャブを軸方向に動的載荷した場合(実験ケース3)には、ほむにおける抜け出し量が規定量以上となると、離脱防止装置が働き、過度の抜け出しを防止するのに有効なことが確認された。
- キャブ本体の載荷実験(実験ケース1および2)により得られた鉄筋およびコンクリート表面のひずみは、キャブを全断面が有効の軸力を受ける棒もしくは曲げを受ける梁とみなして計算した場合の軸ひずみおよび曲げひずみとよく一致している。

参考文献

- 建設省土木研究所: CABの耐震性に関する一次検討結果、—— 一様地盤部における標準断面(タイプA)の検討 ——、土木研究所資料、第2138号、昭和59年7月
- 建設省土木研究所: CABの耐震性に関する研究、—— (その2) CABの動的載荷実験 ——、土木研究所資料、第2259号、昭和60年11月

13. 幸魂橋近接基礎の耐震性調査

(一般国道直轄改修費、関東地方建設局依頼)

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

幸魂橋は、東京外かく環状道路の一環として埼玉県戸田市美女木地先において荒川を渡河する位置に計画されている2径間連続斜張橋である。本橋は、各種の比較検討の結果、等径間(190m+190m)、鋼逆台形断面3室構造の主桁に剛結された高さ80mの独立1本柱形式の塔からファンマルチ形式7段にケーブルが張られる斜張橋形式が採用されている。本橋は、自動車専用部4車、一般国道298号4車の計8車線よりなり、さらにこれを2橋並列で受け持つという特殊な条件となるため、設計・施工に関わる技術的な諸問題が多くなっている。

2. 調査目的

幸魂橋は、荒川調節池内に架設されるため、図-1に示すように2橋の間隔はP₁₂主塔基礎で4.2mと非常に近接している。このように2橋が並列して建設される場合の基礎の振動特性は、基礎相互間の連成振動等の動的相互作用を示す可能性があり、基礎及び上部工の地震時挙動が単独橋の場合と異なることが予想される。このため、その程度を把握し幸魂橋の耐震性を検討することを目的とする。

3. 調査内容

解析対象としたのは、幸魂橋P₁₂主塔基礎であり、これは平面寸法22m×26m、ケーソン長25mの大規模なRCニューマチックケーソンである。解析は、等価線形化3次元有限要素法により、剛基盤上のケーソン基礎及び周辺地盤の全体モデルに対して静的及び動的解析を行った。静的解析では、基礎に作用する地震力を水平震度0.2の静的外力として構造物部分に作用させた。また、動的解析では、モーダルアナリシスによる時刻歴応答解析により、入力地震動として幸魂橋L₁スペクトル適合波形の主要動30秒間を用いて応答計算を行った。解析ケースは、単独基礎及び並設基礎各々の場合について橋軸方向及び橋軸直角方向の計4ケースとした。また、モデルの対称性あるいは逆対称性を考慮して1/2モデルあるいは1/4モデルを用いた。

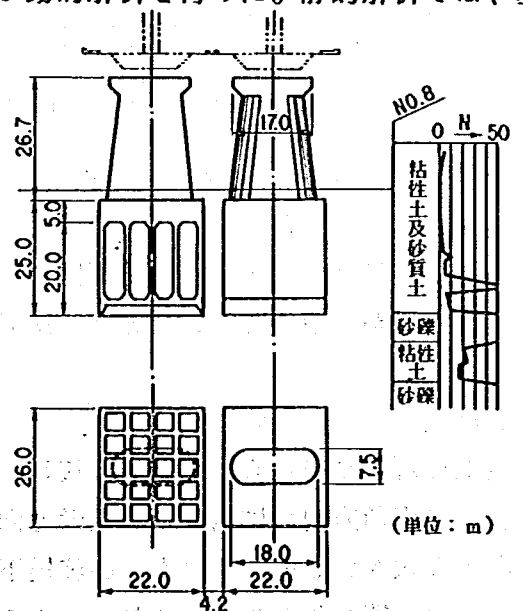


図-1 P₁₂主塔基礎寸法

4. 調査結果

橋軸直角方向及び橋軸方向に慣性力を作用させた場合の基礎天端及び基礎重心点の水平変位及び回転角を示したのが表-1である。これによれば、並設基礎双方に慣

性力を作用させた場合、単独基礎の場合と10%程度の違いはあるが、概ね等しいといえる。表-2は、橋軸直角方向について、2次元FEMによる結果との比較を示したものである。基礎が単独の場合と並設の場合の比に着目すると、2次元FEMの結果と大きな違いは生じていない。

図-1は、橋軸直角方向動的解析結果の基礎中心軸線上の節点の最大応答加速度を示したものである。これによれば、基礎自身の応答は、並設することによりわずかに減少するが、基礎以深の地盤の応答加速度はわずかに増加する。表-3は、基礎天端及び重心点の最大応答変位、最大応答加速度を示したものである。基礎を並設することにより、橋軸直角方向加振時は、変位で30%程度、加速度で10%程度減少するが、橋軸方向加振時は、変位、加速度ともに10%前後増加する結果となった。表-4は、幸魂橋

表-1 静的解析結果

		基礎単独④	基礎並設⑤ (片側慣性力) (⑤/④)	基礎並設⑥ (両側慣性力) (⑥/④)
橋軸直角方向	天端変位	12321 (mm)	9703 (0.778) (mm)	12260 (0.995) (mm)
	重心変位	4718 (mm)	3533 (0.753) (mm)	5160 (1.094) (mm)
	重心回転角	1.874×10^{-4} (rad)	1.420×10^{-4} (0.758) (rad)	1.733×10^{-4} (0.925) (rad)
橋軸方向	天端変位	13564 (mm)	13222 (0.975) (mm)	14361 (1.059) (mm)
	重心変位	4163 (mm)	3994 (0.959) (mm)	4647 (1.116) (mm)
	重心回転角	1.542×10^{-4} (rad)	1.485×10^{-4} (0.963) (rad)	1.647×10^{-4} (1.068) (rad)

表-2 静的解析結果の2次元FEMとの比較

解析手法		2次元FEM		3次元FEM	
		基礎並設 (片側作用力) 基礎単独	基礎並設 (両側作用力) 基礎単独	基礎並設 (片側慣性力) 基礎単独	基礎並設 (両側慣性力) 基礎単独
橋軸直角方向	重心変位	0.72	1.09	0.75	1.09
	重心回転角	0.69	0.84	0.76	0.93

表-3 動的解析結果

		最大応答変位 (mm)		最大応答加速度 (gal)	
		基礎単独④	基礎並設⑤ (⑤/④)	基礎単独④	基礎並設⑤ (⑤/④)
橋軸直角方向	天端	52.34	36.95 (0.706)	553.8	506.5 (0.915)
	重心	23.56	16.94 (0.719)	238.2	219.0 (0.919)
橋軸方向	天端	48.48	53.22 (1.098)	563.5	587.6 (1.043)
	重心	20.65	21.89 (1.060)	201.8	229.7 (1.138)

表-4 動的解析結果の2次元FEMとの比較

解析		2次元FEM (幸魂橋スペクトル)		3次元FEM (幸魂橋レスポンス) 適合波形	
		基礎単独④	基礎並設⑤ (⑤/④)	基礎単独④	基礎並設⑤ (⑤/④)
最大応答	変位 (mm)	41.9	27.7 (0.661)	523	37.0 (0.707)
	加速度 (gal)	239.5	187.1 (0.781)	553.8	506.5 (0.915)

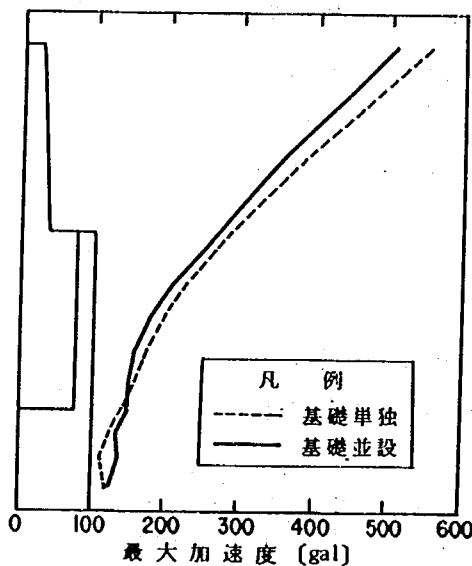


図-1 最大応答加速度

スペクトルを用いた2次元FEMによる橋軸直角方向解析時の基礎天端の最大応答値を比較したものである。応答スペクトル法、時刻歴応答解析と解析手法が違い応答値自体は異なるが、基礎の並設により応答値が減少するというのは2次元FEMの結果と同様の傾向を示している。

5. 結論

以上の解析結果から、基礎が近接して設置される場合には、単独基礎の場合と比較して基礎の応答は、橋軸直角方向では減少し、橋軸方向では増加するという結果が得られたが、その程度はいずれの方向にも大きいものではなく、幸魂橋下部工及び上部工の耐震設計上基礎の並設が構造物の地震応答に大きな影響を与えることはないと考えられる。

14. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査

(東京湾横断道路の構造施設設計に関する試験調査、日本道路公団受託)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

研究員 大日方尚巳

加納 尚史

1. まえがき

東京湾横断道路の基本構造は、従来、浮島埋立地から約5kmを橋梁、湾中央部約5kmをトンネル、更に木更津側約5kmを橋梁とし、橋梁とトンネルの接続部には人工島が計画されていた。しかし、今年度、東京湾横断道路は事業化に伴い i) 川崎側船舶航行輻輳海域における航行の安全性、ii) 最近のシールドトンネルの施工技術の飛躍的な進歩および適用範囲の拡大、および iii) 段階施工の適用性、を考慮して図1に示すような新たな構造に変更された。この結果、トンネル構造が沈埋トンネル(L=4.800m)からシールドトンネル(三函並設、L=9.105m)へと大きく変換することとなった。耐震研究室では昭和52年度以降、沈埋トンネルの耐震性に関する検討を進めていたが、今年度の構造変更に伴い検討対象を沈埋トンネルからシールドトンネルに変更することとした。シールドトンネルも沈埋トンネルと同じく、線状地中構造物であり、応答変位法および地震応答解析法を基本とした耐震計算法は、沈埋トンネルと共通点もあるが、多数のセグメントを組立てて製作するシールドトンネルについては、これに固有の耐震性に関する検討が必要と考えられる事項は次のとおりである。

1) シールドトンネルの耐震解析モデル化の方法

・リング間継手の剛性および強度の評価方法(引張り、圧縮、回転に値)

・一次覆工と二次覆工間の相互作用

2) 地盤とシールドトンネルを結ぶバネの評価方法

3) シールドトンネルが並設された場合の影響の評価方法

4) 構造物、人工島等との接続部の耐震設計法

本年度の受託研究においては上記りのうち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を中心として検討を行うとともに、これを基に川崎側人工島～木更津側人工島間の約3kmのシールドトンネル(図1参照)を対象として地震応答解析を行った。

2. 調査目的

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

3. 調査方法

3.1 解析対象

解析の対象箇所の周辺地盤の地質は、図2に示す通りであり、解析対象区間は約3000mである。耐震解析上の基礎面は、D₀層の上面に設定した。解析対象区間の表層地盤の層厚は61~66mであり、9~29m厚の沖積層と35~57m厚の洪積層とから成る。地盤の地層構成は断面番号41付近で変化し、地盤の物性値は断面番号1~45(地域区分A)と46~80(地域区分B)とで異なる。地盤の応答解析モデルを作成するに当たっては、解析対象区間を37.5m(セグメント25リング相当)毎、計80断面に分割して、それぞれの断面の地層構成を考慮して地盤の振動特性を求めた。

解析対象シールドトンネル覆工の外径は13.4m、厚さは60cm、セグメント幅(リング長)は1.5mとした。なお、本解析では、2次覆工は巻き立てないものとした。リング継手はボルト接合方式とし、継手の数は62個とした。継手金具の板厚は16mmとし、継ぎボルトはM36とした。

3.2 地盤のモデル化

地盤モデルは既往の沈埋トンネルの地盤応答解析で用いられていた方法と同じであり、表層地盤の固有周期は $T = \sum (4H_i/V_{si})$ から求めた。地盤各断面の固有周期は図3に示すとおりである。

3.3 リング継手のモデル化

本解析ではリング継手を図4に示すような特性を有するバネとしてモデル化した。リング継手のバネとしての挙動は、主として継ぎボルトおよび継手金具板の挙動によって支配されると考え、リング継手のバネ定数を、①継ぎボルトの軸剛性から求める方式、および、②継手金具板の曲げ剛性から求める方法、の2方法により算定した。本解析で想定したリング継手金具を図5に示す。ここで、①の方法では、継手金具板は十分に剛であると仮定し、継ぎボルトの初期軸力を無視してリング継ぎボルトの軸剛性からリング継手のバネ定数を算定した。一方、②の方法では、リング継手に張力が作用する場合、接合された2枚の金具板は、継ぎボルトおよび定着金具を作用点とする面外方向の荷重により、互いに凸凹形状に変形すると仮定して、継手金具板を両端の支持条件が継手張力の大きさに従って変化する梁としてモデル化し、その曲げ剛性からリング継手のバネ定数を算定した。

表1に継手金具板の剛性の算定結果を示す。なお、参考文献2)に、これらリング継手の剛性算定法の詳細を示している。

3.4 覆工の等価剛性

前述したリング継手によりセグメントが軸方向に連なった構造を有するシールドトンネルの剛性はこれらの構造と等価な剛性により評価する²⁾。すなわち、圧縮剛性についてはセグメント、引張り剛性についてはセグメントおよびリング継手からそれぞれ算定した。解析上、トンネル本体を25リング、37.5m毎に分割するものとすれば覆工の梁要素等価軸剛性は図6に示すように算定される。

3.5 入力地震動

入力地震動としては図7に示すような動的解析用入力地震動²⁾を用いた。本解析では図示した60秒間の加速度波形を0.02秒刻みを使用した。また、トンネルの加振方向は、トンネル軸方向である。

3.6 解析ケース

解析ケースは、覆工剛性の非線形性を考慮した場合と考慮しない場合の差異および、リング継手の剛性を継ぎボルトの剛性から求めた場合と継手金具板の剛性から求めた場合の応答の差異に着目して下記の4ケースとした。

- ① Case 1-1: 継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
- ② Case 1-2: 継ぎボルトの剛性から求めた覆工剛性のうち、引張側剛性のみを用いた線形解析
- ③ Case 1-3: 覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析
- ④ Case 2-1: 継手金具板の剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
- ⑤ Case 2-2: 継手金具板の剛性から求めた覆工剛性のうち、引張側剛性のみを用いた線形解析

4. 調査結果

4.1 トンネルの応答

応答解析により得られた各要素の最大軸圧縮力および最大軸引張力の分布をそれぞれ図8、図9に示す。また、各ケース中の最大応答値および覆工に生じた応力の大きさを、それぞれ表2、表3に示す。これらの解析結果より覆工剛性の非線形性がトンネルに及ぼす影響としては次の事項が挙げられる。

(1) 圧縮・引張応力に及ぼす影響

覆工剛性が圧縮側と引張側とで異なるために、トンネルに発生する応力も圧縮と引張とで異なる応答を示している。Case 1-1について見ると、引張応力が1次剛性の範囲内にある区間においては、引張応力の圧縮応力に対する比は、地域区分Aで約1/3、地域区分Bで約1/4であり、軸剛性における引張・圧縮の比1/4.2に概ね対応している。引張応力が引張側剛性の変曲点を越えて2次剛性の範囲となった区間においては、表2より、引張・圧縮応力の比は約1/6となる。同様にCase 2-1について見ると、引張側の1次剛性の範囲では、引張・圧縮応力の比は、地域区分Aで約1/20、地域区分Bで約1/40であり、後者の比は軸剛性における引張・圧縮の比1/39.6に良く対応している。また、引張側の2次剛性の範囲となった区間では、この比は約1/25である。

このように、引張・圧縮応力の比は覆工の引張・圧縮剛性の比に近い値を示し、特に地域区分Bにおいてこの傾向が顕著である。

(2) 線形解析結果との比較

図8(a)、(b)より明らかのように、トンネルの応答のうち圧縮応力については、覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致している。また、引張応力については、図9(b)に見るように、引張応力が引張側の1次剛性の範囲内にある区間では、覆工の引張側剛性のみを用いた線形解析結果と非線形解析結果とは良く一致している。しかし、引張応力が2次剛性の範囲に入った区間では、両者に差が生じており、引張応力では線形解析結果の方が大きい。

(3) 非線形解析におけるリング継手剛性の影響

Case 1-1ではリング継手の剛性として継ぎボルトの軸剛性を用い、Case 2-1では継手金具板の曲げ剛性を用いた。

応答解析結果を見ると、図8(c)に示したように、圧縮応力については両ケースに有意な差は認められない。一方、引張応力については継ぎボルトの軸剛性を用いた方が大きく、両ケースの比率は地域区分Aで約1:6、地域区分Bで約1:9である。

4.2 シールドトンネルの耐震性の評価

動的応答解析の結果、対象としたシールドトンネルの覆工には、表2に示した応力が生ずると算定された。解析ケースのうち、非線形解析であるCase 1-1およびCase 2-1に着目すると、セグメントに作用する圧縮応力はいずれのケースによっても 96 kg/cm^2 であり、通常のコンクリート系セグメントのコンクリートの設計基準強度が 400 kg/cm^2 程度であることから、圧縮耐力的には十分に耐震性を有していると言えよう。

引張応力は、リング継手の剛性の評価方法によって大きく異なる。リング継手の剛性を継ぎボルトの軸剛性によって評価した場合の引張応力は、セグメントで 17 kg/cm^2 、リング継手で1個当たり 64.5 ton と算定された。セグメントの引張耐力と使用鉄筋量によってこの応力以上に設計することは容易であるが、リング継手の引張耐力は継ぎボルトの耐力および継手金具の定着部材の耐力とから決まり、本検討の対象としたリング継手では、これらを相当程度に補強しなければ耐震安全性が保たれない。

一方、リング継手の剛性を継手金具板の曲げ剛性によって評価した場合には、覆工の引張剛性が小さくなるため、引張応力も小さくなり、セグメントで 4 kg/cm^2 、リング継手で1個当たり 15.2 ton となる。この場合には、リング継手の定着部材を補強する程度で足りると思われる。

5. 今後の課題

本年度の調査ではトンネルの覆工剛性の非線形性が地震応答特性に与える影響について検討した。

今後の課題としては、1)一次覆工と二次覆工の相互作用を考慮した解析法、2)リング間継手の剛性評価法、3)シールドトンネルが並設された場合の影響の評価法、4)構造物、人工島等との接部部の耐震設計法、などが検討事項として残っている。

参考文献

- 1) 川島、大日方、志波、加納：シールドトンネルの耐震性に関する調査——(その1) シールドセグメントの等価剛性の評価および応答変位法の適用——、土木研究所資料、第2262号、建設省土木研究所、昭和61年1月
- 2) 川島、大日方、志波、加納：シールドトンネルの耐震性に関する調査——(その2) 覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析——、土木研究所資料、第2277号、建設省土木研究所、昭和61年1月

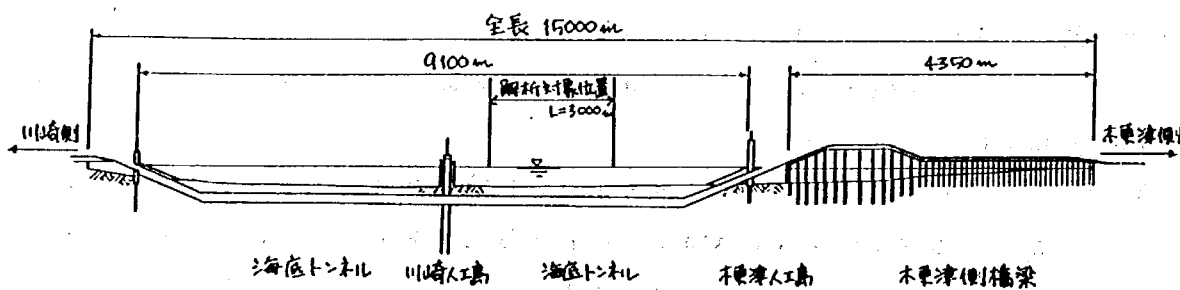


図1 東京湾横断道路一般図およびシールドトンネルの動的解析位置

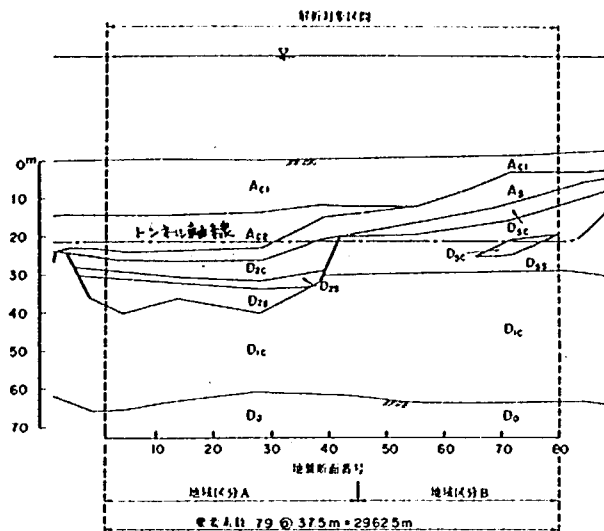


図2 解析対象箇所の地盤条件

表3 継工の最大能力

	継ぎボルトの軸剛性 から求める方法	継手金具板の曲げ 剛性から求める方法
k_{J1} (t/m)	3.01×10^4	2.52×10^4
k_{J2} (t/m)	—	6.30×10^3
δ_J (mm)	0.174	0.538
P_J (t)	52.3	13.55

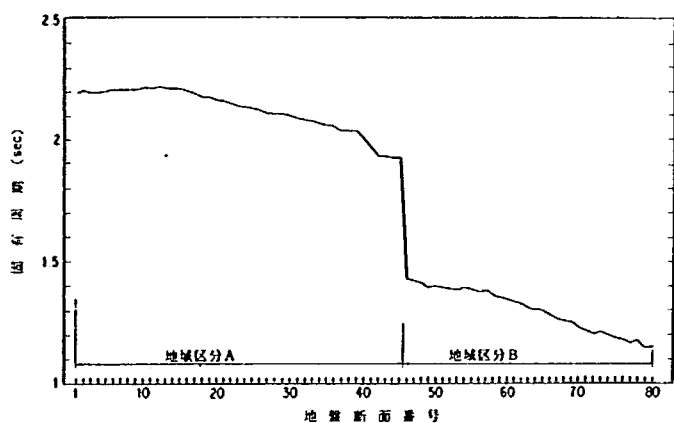


図3 地盤各断面の固有周期

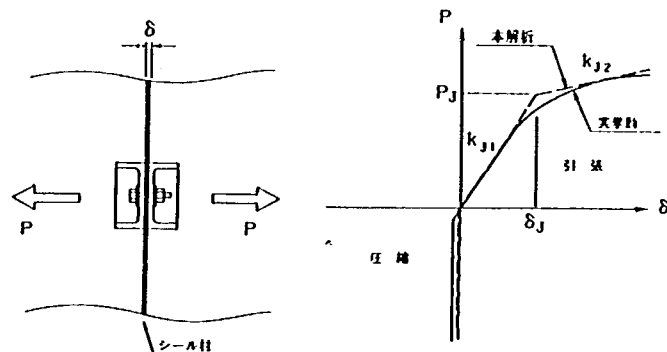


図4 リング継手のバネとしての評価

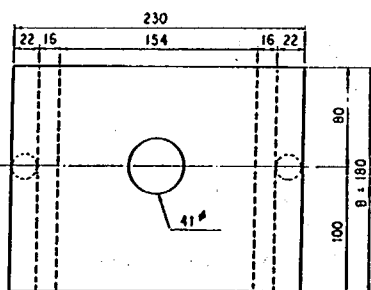
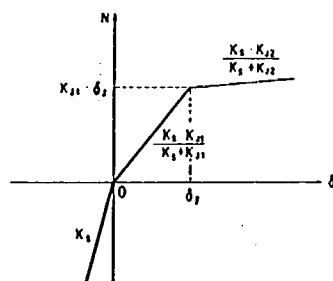
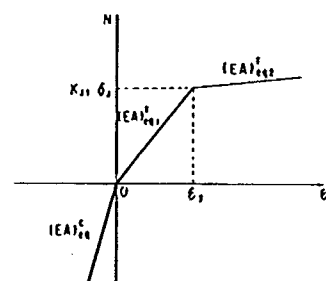


図5 リング継手金具詳細図



(a) セグメント〜リング継手系の軸剛性



(b) 継手の等価軸剛性

図6 梁要素の等価軸剛性 (25リング相当)

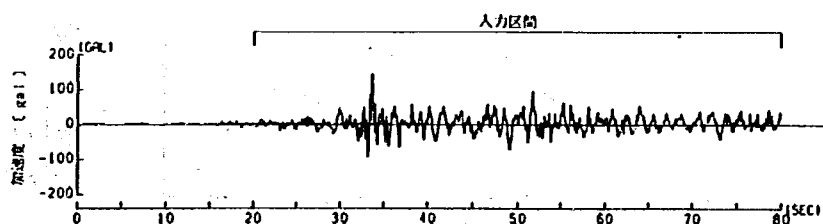


図7 基盤入力地震動 L2

表2 トンネルの最大応答値

ケース名	軸力 (ton)		伸縮量* (mm)	
	圧縮	引張	縮	伸
1-1	23,170 (43)	4,000 (44)	9.61 (43)	18.77 (44)
1-2	8,110 (43)	7,850 (43)	14.20 (43)	13.75 (43)
1-3	22,960 (43)	23,000 (44)	9.53 (43)	9.54 (44)
2-1	23,260 (43)	940 (44)	9.65 (43)	20.37 (44)
2-2	1,160 (43)	1,140 (44)	19.04 (43)	18.77 (44)

()内は、該当する要素番号
*: 25リング当り

表3 環工の最大応力

ケース名	セグメント応力 (kg/cm ²)		リング継手応力*	
	圧縮	引張	張力(ton)	伸び量(mm)
1-1	96	17	64.5	0.68
1-2	34	33	—	—
1-3	95	95	—	—
2-1	96	4	15.2	0.79
2-2	5	5	—	—

*: 1個当り

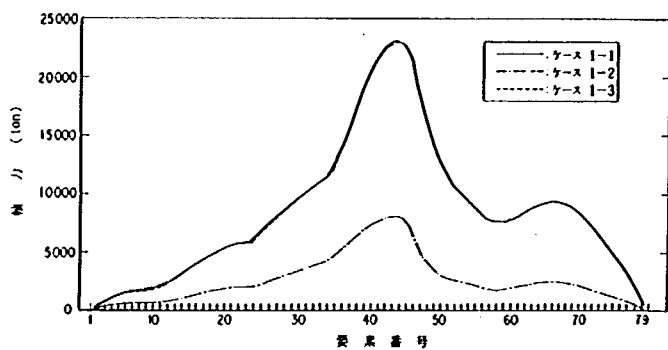


図8(a) 最大軸圧縮力の分布

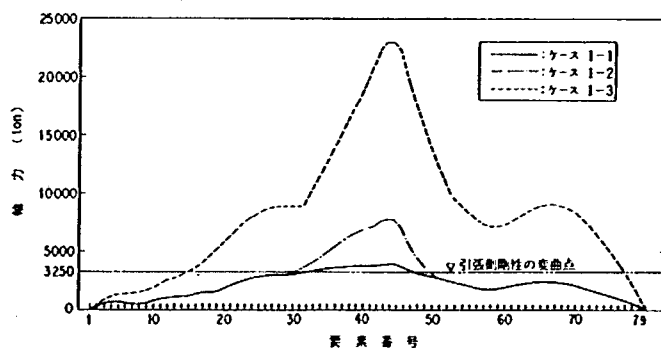


図9(a) 最大軸引張力の分布

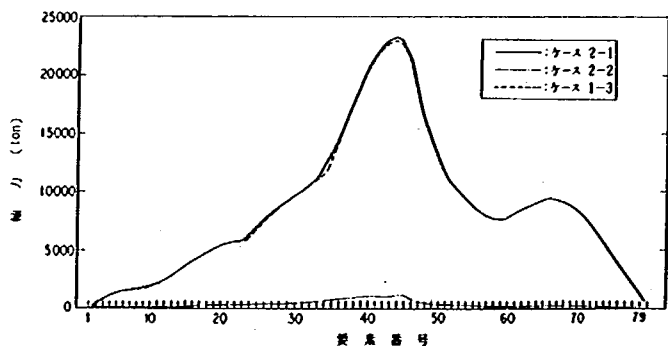


図8(b) 最大軸圧縮力の分布

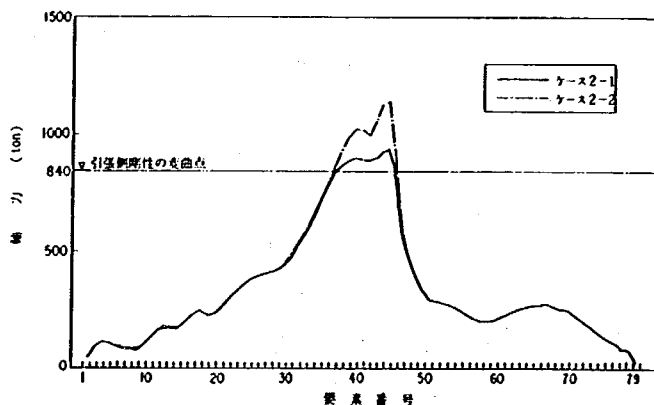


図9(b) 最大軸引張力の分布

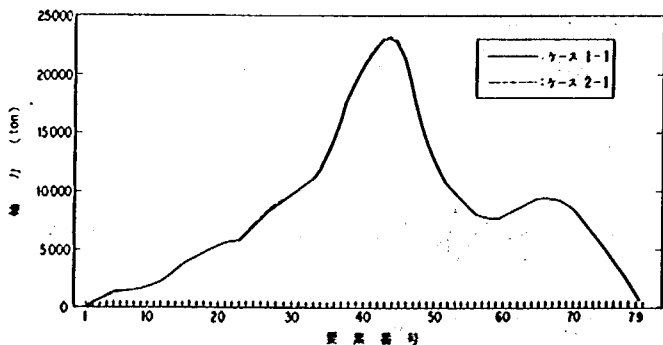


図8(c) 最大軸圧縮力の分布

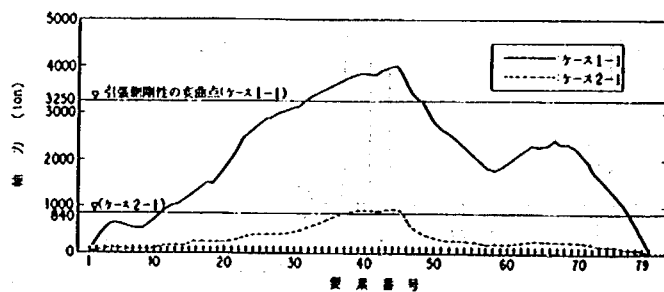


図9(c) 最大軸引張力の分布

15. ゴム支承を用いた大阪池田線の耐震性に関する調査
(阪神高速道路公団受託)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

ゴム支承は昭和48年の道路橋支承便覧(日本道路協会)に取り上げられた後、短支間コンクリート橋の支承として採用されていたが、近年、耐久性に関する調査、ゴムの品質改良等による信頼性の向上とともに、その適用支間長が逐次伸びてきた。このため、本調査が対象としている阪神高速道路公団大阪池田線の橋梁にもゴム支承が用いられている。ゴム支承の特徴は、ゴムの等方性のため金属製支承ほど据付方向に注意を払う必要がなく、据付作業が容易であること、及び金属製支承に比べて安価なことである。また、地震荷重に対してもゴム支承の平面寸法及び厚さを適当に選定することにより橋脚、橋台に対する水平地震力の均等化を図ったり、あるいは適当な大きさに分布させることもできる特徴を有している。さらに近年では、ゴム支承を用いることにより、上下部構造を弾性的に結合できる特徴を生かし、ゴム支承とは独立に、あるいは、ゴム支承内にエネルギー吸収性能のある部材を併用することにより、橋脚への作用地震力の均等化を図るのみならず、積極的に橋梁の振動応答レベルを引き下げようとする試みも行われている。そこで、本調査では阪神高速道路公団大阪池田線の橋梁を対象として、ゴム支承の非線形力学特性を組み入れた地震応答解析を行ない、ゴム支承を用いることによる各下部構造への作用地震力の均等化、及びここにエネルギー吸収能を有する減衰材を併用することによる橋全体の振動応答レベルの低減効果を検討した。

2. 調査目的

本調査の目的は、阪神間北部地域と大阪都心部を結ぶ重要路線である阪神高速道路公団大阪池田線に採用されているゴム支承を用いた橋梁の地震応答特性を明らかにし、その耐震性を検討することである。

3. 調査方法

3.1 解析対象橋

解析対象としては、阪神高速道路公団大阪池田線のうちゴム支承を用いた図1に示すような橋梁を取り上げた。上部構造は4径間連続PC箱桁1連及び3径間連続PC箱桁2連よりなり、橋長は388m(4×37m, 37m+42m+40.25m, 3×40.25m)、有効幅員は8.5mである。下部構造は直接基礎を有するRC壁式橋脚9基、逆T式橋台1基及び深礎杭を有する逆T式橋台1基よりなる。支承として天然ゴムの中に鉄筋が埋め込まれたリング杓が各支点上にそれぞれ2個ずつ配置されている。なお、本解析では橋

軸方向の振動応答に対するゴム支承の影響を検討することとし、橋軸方向を解析方向とした。

また、本報告ではリング沓の他に図2に示すようにゴムの中に減衰材として鉛プラグを埋め込んだLead Rubber Bearing (以下、LRBと略す) を想定した解析を行い、減衰材を併用したゴム支承を用いた場合の振動応答の低減効果を調査することとした。LRBでは大きなせん断変形を与えると鉛プラグの塑性変形に伴い図3に示すような履歴曲線を描く。履歴曲線が全体として平行四辺形のバイリニア型となるため、ここではLRBのせん断ばねをバイリニア型の履歴特性を有するばねとしてモデル化した。LRBの履歴特性を規定する定数は次式によって定めた。

$$K_r = \frac{G \cdot A_s}{n \cdot t_o} \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \cdot \frac{A_p}{A_r} \right) \quad \text{-----} \quad (2)$$

$$K_o = 6.5 K_d \quad \text{-----} \quad (3)$$

$$Q_d = 78 A_p \quad \text{-----} \quad (4)$$

ここで、 K_r はゴム単体のせん断ばね定数 (kgf/cm)、 G はゴムのせん断弾性率 (kgf/cm²)、 A_s は受圧面積 (cm²)、 n はゴム層数 (層)、 t_o はゴム一層の厚さ (cm)、 A_p は鉛プラグ断面積 (cm²)、 A_r はゴムの受圧面積 (cm²)、 K_o は初期及び除荷剛性 (kgf/cm)、 K_d は降伏後の剛性 (kgf/cm)、 Q_d は固有降伏強度 (kgf、図3参照)である。式(2)及び式(3)から分かるように、LRBではゴムと鉛の面積比により初期剛性、除荷剛性及び降伏後の剛性が変化し、また、履歴減衰の効果も異なってくる。今回の解析ではLRBの平面寸法及び層厚は、上述したリング沓と同じ値とし、鉛プラグについては直径10cmの鉛円柱を6本及び10本埋め込むと仮定して、LRBの諸定数を求めた。

解析ケースは5種類とした。解析ケース1は、上部構造と橋脚、橋台が橋軸方向に固定されている場合 (ただし、回転は自由) である。このようにすると、後述するように、橋台の拘束が非常に強く現われるため、両橋台の支承で橋軸方向の固定を解除し、可動支承とした場合がケース2である。ただし、このケースも橋脚上の支承は固定支承である。また、ケース3、及び、4と5は、それぞれ、リング沓及びLRBを用いたケースである。

3. 2 地震応答解析手法

解析には、土木研究所で開発したバイリニア型の非線形ばね要素及びRC橋脚の非線形履歴モデルを組み込んで3次元の骨組構造系非線形地震応答解析が行える電算プログラムBRIDGE-IIを用いた。

3. 3 入力地震動

解析に用いた地震動は、1978年宮城県沖地震 ($M=7.4$) において開北橋近傍地盤上で観測された記録 (橋軸直角方向成分、最大加速度414gal) 及び1968年十勝沖地震 ($M=7.9$) において新石狩大橋近傍地盤上で観測された記録 (N-S成分、最大加速度189gal) の2つである。

4. 調査結果

4. 1 固定沓を用いた場合の地震応答特性 (ケース1及びケース2)

全支承を固定した場合 (ケース1) の1次の固有周期は0.395秒と橋脚高さの割には小さく、両橋

存性を有する。このような場合は、周波数領域の解析により解を求めることができるが、応答スペクトル法を適用することができないため、(6)式から得られた1次固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に仮定して応答計算を行った結果が表-2である。

6.3 減衰定数の決定法の検討

モードに分解した場合の減衰定数を伝達関数を近似させる方法により(7)式から求めた。伝達関数は、水平入力に対する水平応答(ケース1)、回転入力に対する回転応答(ケース2)、水平入力に対する回転応答(ケース3)の3関数が与えられ、どの伝達関数を基準として減衰定数を決定するかにより3組の値が得られることになる。水平入力に対する水平応答の伝達関数について得られた減衰定数を用いたモード解析によるものと複素剛性を用いた場合の伝達関数を比較したのが、図-5である。また、3組の減衰定数を用いて応答計算を行ない、その最大応答値を比較したのが表-3である。

6.4 回転入力の影響

有効入力には、併進成分と回転成分が存在し、応答スペクトル法を適用する場合、回転成分の応答スペクトルを別に作成する等取扱いが複雑となる。このため、回転成分の入力による影響を検討するために水平成分と同時に回転成分を入力した場合とこれを省略した場合の応答値の比較を示したのが表-4である。ここで、ばね係数としては、基本固有振動数の値を全振動数に仮定した場合、および水平入力に対する水平応答の伝達関数から求められた減衰定数を用いてモード解析によった場合についても示した。

7. まとめ

明石海峡大橋剛体基礎の簡便かつ合理的な耐震計算法を開発することを目的として、剛

表-1 ばね係数の変化に対する最大応答加速度

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	499 (1.041)	562 (1.172)	573 (1.194)
	$C_{ij} \times 1.0$	459 (0.957)	480 (1.0)	521 (1.086)
	$C_{ij} \times 1.25$	427 (0.891)	444 (0.926)	482 (1.005)

表-2 ばね係数の振動数依存性の影響

ケース	振動数依存性	ばね係数(減衰係数)	最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
1	有	有	1.04	0.171	480	0.095	1.42
2	有	無	1.04	0.181	470	0.109	1.42
3	無	有	1.06	0.179	487	0.101	1.45
4	無	無	1.06	0.185	498	0.117	1.45

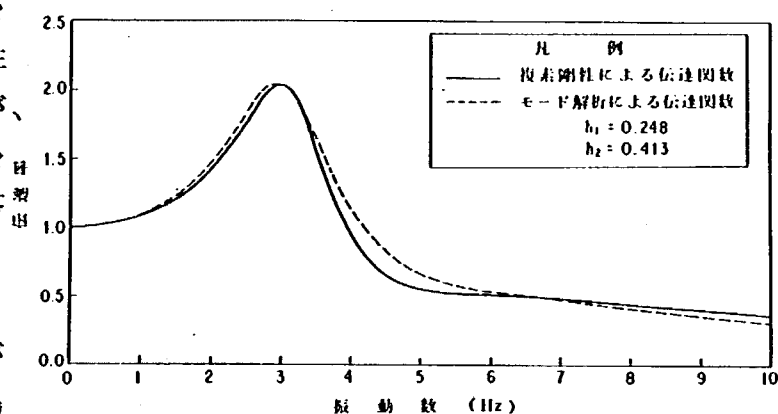


図-5 水平入力に対する水平応答の伝達関数

表-3 回転入力の影響

		最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
振動数	水平入力	1.04	0.171	480	0.095	1.42
	水平・回転入力	0.99	0.161	503	0.108	1.35
固有振動数	水平入力	1.06	0.185	498	0.117	1.45
	水平・回転入力	1.02	0.183	495	0.141	1.39
モード解析	水平入力	1.08	0.159	504	0.093	1.44
	水平・回転入力	1.06	0.151	536	0.123	1.39

表-4 モード解析による最大応答値の比較

ケース	減衰定数	最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
	複素剛性法	1.04	0.171	480	0.0947	1.42
1	$h_1 = 0.248$ $h_2 = 0.413$	1.08	0.159	504	0.0930	1.44
2	$h_1 = 0.094$ $h_2 = 0.942$	2.07	0.312	829	0.1420	2.78
3	$h_1 = 0.214$ $h_2 = 0.599$	1.23	0.175	533	0.0952	1.63

体2自由度モデルによる動的相互作用を考慮した耐震計算法の一手法を提案し、それに対する検討を加えた。本検討結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 底面および側面の無次元複素ばね係数として種々の提案式がある。これらは、弾性論に従っているため全体として、ばね定数の特性をよく表わしていると考えられるが、一方では誘導に際して用いられた仮定は、実際の地盤中の剛体基礎と完全に一致するものではない。したがって、これらの情報をもとに工学的判断を加えてばね定数の推定法を定めていくことが必要とされる。
- 2) 剛性の変化に対する応答値の変化を検討すると、複素ばねの実部および虚部の増加に伴い、いずれの場合にも応答値（加速度応答は除く）は減少するが、剛性実部の変化よりも虚部の変化に対する応答値の変化が大きいものとなっている。ただし、複素剛性の変化の極端な組み合わせの場合でも応答値の変化は最大で40%弱であり、全体としては工学的判断の幅でばね係数および減衰係数を定め得る範囲と言える。
- 3) ばね係数および減衰係数は振動数によって変化するが、基本固有振動数に対するばね係数および減衰係数を求め、この値を全振動数に仮定した場合の応答値は、振動数依存性を考慮した場合よりもわずかに大きくなる程度でほとんど差がないといってよい。したがって、基本固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を用いてもよいと考えられる。
- 4) 複素剛性により与えられる減衰を粘性減衰として表わすために固有振動数 f_1 、 f_2 において伝達関数の値が一致するという条件を用いた。この手法による場合、どの成分の伝達関数に着目するかにより、得られる減衰定数が異なってくるが、水平入力に対する水平応答の伝達関数を用いた場合に伝達関数および応答値が正解とよく一致する。ただし、この手法は、計算がやや煩雑であることから耐震設計に用いるためには簡略化が必要と考えられる。
- 5) 有効入力の回転成分を省略すると、これを考慮した場合に比較して最大変位および最大回転角は増大し、最大加速度および最大回転加速度はわずかに減少する。しかし、その変化は大きなものではなく、計算の簡略化を図るという観点からは回転成分を省略してもよいと考えられる。

以上の検討結果から、基本固有振動数に相当するばね係数および水平入力に対する水平応答の伝達関数から得られる減衰定数を用い、有効入力の回転成分を省略した応答スペクトル法による耐震計算法が適用可能と考えられる。

8. 今後の検討課題

今後の検討課題としては、減衰定数のより簡便な計算手法の開発、根入りの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響および動的相互作用補正係数の検討が挙げられる。また、応答計算結果を照査するために動的な概念をとり入れた新しい安定照査法（転倒、滑動、支持力等）の開発が必要とされる。

台位置における変位の拘束効果が大きいことを示している。図4及び図5は、それぞれ、開北橋記録及び新石狩大橋記録を入力した場合の橋脚基部における曲げモーメント、桁の加速度、変位の各最大値の分布を示したものである。これによれば、橋脚基部における曲げモーメントは両記録の場合とも全体として後述するケース2～ケース5と比較して大きな値ではない。これは上述した両橋台における桁の拘束のため、桁の橋軸方向の振動変位が押えられ、結果として橋脚基部の曲げモーメントも小さくなったためである。一方、桁に生じる最大加速度は新石狩大橋記録を入力した場合には、全橋間でおおむね同程度の値となるのに対して、開北橋記録を入力した場合にはP₄～P₇間で相対的に大きな値を取り、入力地震動の特性により、部分的な共振状態が生じることを示している。

これに対して、両橋台の固定支承だけを可動支承に変更した場合（ケース2）には、全体系の横抵抗が橋脚のみによって与えられるため、1次固有周期は0.614秒と、ケース1に比較して長くなり、モード形も全橋が並進運動する形となる。このような傾向は桁の最大加速度の分布によく現われており、開北橋記録及び新石狩大橋記録のいずれを入力した場合にも、桁の最大加速度は全橋にわたり、ほぼ同じであり、桁が全体として一様に橋軸方向に振動していることがわかる。ここで注目されるのは、新石狩大橋記録を入力した場合の桁の最大加速度であり、ケース1に比較して約3倍となっていることである。これは、1次の固有振動モードが、入力地震動の卓越周期と近接したためであり、これを受けて橋脚基部の曲げモーメントはケース1に比較して大きくなっている。したがって、橋脚の耐震設計面からすれば、かなり大きな断面力を見込む必要があると言える。

4.2 ゴム支承（リング沓）を用いた場合の地震応答特性（ケース3）

リング沓を用いた場合（ケース3）にはケース2よりもさらに剛性が低下する結果、1次の固有周期は1.216秒となる。このモードは、G₂桁が単独で並進するモードであり、G₂桁と、これを支持する橋脚間の相対変位が大きくなっている。

図4及び図5に示した最大応答値の分布から、リング沓を用いた場合の応答特性に関し以下の事項が指摘される。

1) 桁に生じる最大加速度は開北橋記録及び新石狩大橋記録のいずれかを入力した場合にも、橋梁全長にわたり、ほぼ同程度となる。これは、リング沓を用いた結果、上部構造と下部構造の結合が非常に小さくなり、上部構造だけが下部構造とは単独に振動するためと考えられる。また、桁に生じる加速度値自体もケース2に比較すると小さくなっている。

2) 橋脚基部の曲げモーメントは1)の結果を受けて、各橋脚で同程度の値となり、上部構造から下部構造へ作用する地震力の均等化が図られていることがわかる。

4.3 LRBを用いた場合の地震応答特性（ケース4及びケース5）

LRBはバイリニア型の力学的特性を持つため、直接積分法で解析する関係で固有値解析は直接行うことはできない。このため、LRBの初期剛性を用いた場合及び降伏後剛性を用いた場合の両者につき、固有値解析を行った。前者はLRBが非線形域に入る前の微小な振動特性を、また、後者はLRBが非常に大きく非線形域に入った場合の特性を近似的にそれぞれ与えることができる。これによれば、1次の固有周期は、LRBが非線形域に入る前には0.63秒（ケース4、鉛6本）及び0.588秒（ケース5、鉛10本）となり、また、2次剛性を用いた場合には、1次の固有周期は0.998秒（ケース4、鉛6本）

及び0.909秒（ケース5、鉛10本）となる。これらは、いずれも基本的にはケース3と同じく桁が橋脚とは独立に並進運動する形となっている。ただし、その度合はケース4、5の方が小さい。

図4及び図5に示した最大応答値の分布からLRBを用いた場合の応答特性に関し、以下の事項が指摘される。

1) ケース3、4、5を相互に比較すると、開北橋記録、新石狩大橋記録のいずれを入力した場合にも、ケース5（LRB、鉛プラグ10本）の場合に桁に生じる最大加速度は一番大きく、また、反対に、桁に生じる最大変位は一番小さい。リング沓を用いた場合には、これと反対であり、桁に生じる最大加速度は一番小さく、桁に生じる最大変位は一番大きい。特に、リング沓を用いた場合に比較して、LRBを用いた場合には桁に生じる最大変位は、開北橋記録を入力した場合には約1/2、新石狩大橋記録を入力した場合には約1/3に減少していることが注目される。これは、LRBの剛性がリング沓よりも大きく、このため、リング沓に比較して桁の加速度は大きく、また、変位は小さくなるためである。

2) 橋脚基部の曲げモーメントを比較すると、個々の橋脚によって多少の違いはあるが、全体としては、開北橋記録を入力した場合にはケース3（リング沓）→ケース5（LRB、鉛プラグ10本）→ケース4（LRB、鉛プラグ6本）の順に断面力が小さくなるのに対して、新石狩大橋記録を入力した場合には、ケース5（LRB、鉛プラグ10本）→ケース4（LRB、鉛プラグ6本）→ケース3（リング沓）の順に断面力が低下する。

3) 橋脚基部の曲げモーメントは、LRBを用いることにより、リング沓を用いる場合よりもさらに均等化される傾向が決められるが、その差は必ずしも大きなものではない。また、LRBの鉛プラグを6本とした場合（ケース4）と10本とした場合（ケース5）を比較すると全体としては著しい差が生じているとは認められない。これは、鉛プラグの本数を多くすると、式(2)、(3)からわかるように、初期剛性自身も変化するためエネルギー吸収能の増大がただちに応答値の低減につながらないためと考えられる。

5. 結論

5.1 本解析から得られた結論

本検討結果をまとめると以下の通りになる。

1) リング沓を用いることにより、橋脚天端の支承を固定した場合に比較して、橋脚基部の曲げモーメントを低減し、また、均等化することができる。しかしながら、一方では、リング沓の剛性が相対的に低いため、橋軸方向の桁の応答変位は大きくなる。

2) Lead Rubber Bearing を用いた場合にも、リング沓を用いたとほぼ同じように、橋脚天端の支承を固定した場合に比較して、橋脚基部の曲げモーメントの低減及び均等化を図ることができる。ただし、この場合には橋軸方向の桁の応答変位はリング沓を用いた場合のように大きくならない。

5.2 今後の検討事項

本解析ではリング沓との比較によってLead Rubber Bearing の効果を検討したが、減衰材としては鉛プラグ以外にも各種の材質、形状のものが提案されている。減衰材として必要な要件としては、安価で、確実なエネルギー吸収能を備え、かつ、長期的な使用に耐えるものである必要があるが、こ

うした減衰材の開発が進めば、今後、ゴム支承との併用もしくはゴム支承と一体にして耐震面から優れた支承形式になると考えられる。今後、ゴム支承を用いた橋梁の耐震性を検討する際に考慮しておかなければならない事項を挙げると、以下ようになる。

- 1) 支承剛性を非常に小さくすると、免震設計の概念に近づき、また、支承剛性を上げていくと、固定支承に近づく。この中で、どの剛性を選定するのがよいか。
- 2) 積極的に免震設計をねらった場合には、固有周期及びエネルギー吸収能に応じてどのように橋脚作用力を低減させるか。

[参考文献]

- 1) DESIGN OF LEAD-RUBBER BRIDGE BEARINGS, Office of the Chief Designing Engineer, Civil Engineering Division, Ministry of Works and Development, Wellington, NEW ZEALAND
- 2) 建設省土木研究所：ゴム支承の動的繰返しせん断特性に関する実験的検討、土木研究所資料第2170号、昭和60年3月
- 3) 道路橋支承便覧、日本道路協会、昭和48年4月

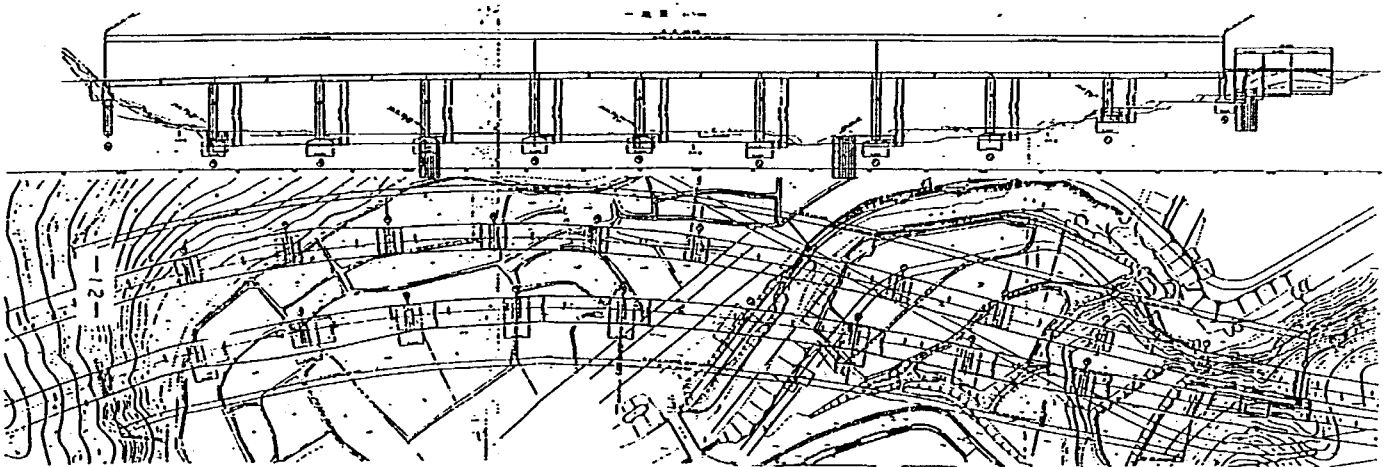


図1 解析対象橋

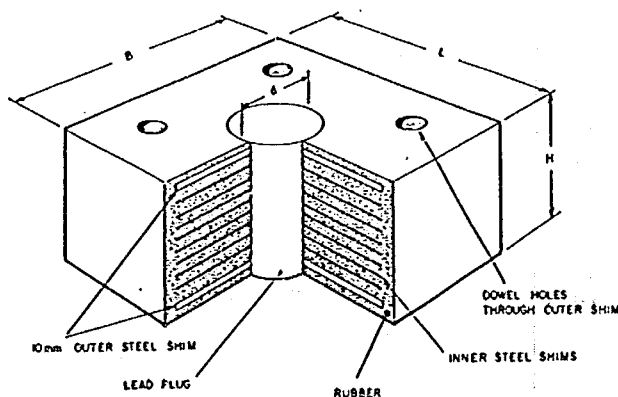


図2 Lead Rubber Bearing (LRB)

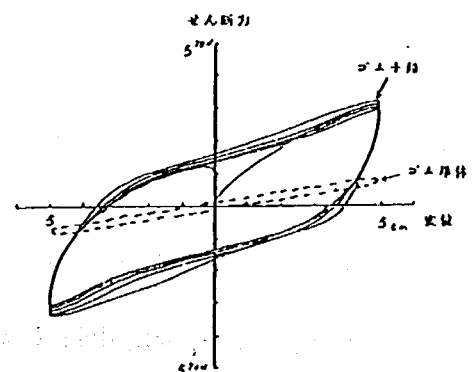


図3 LRBの荷重～変位履歴曲線

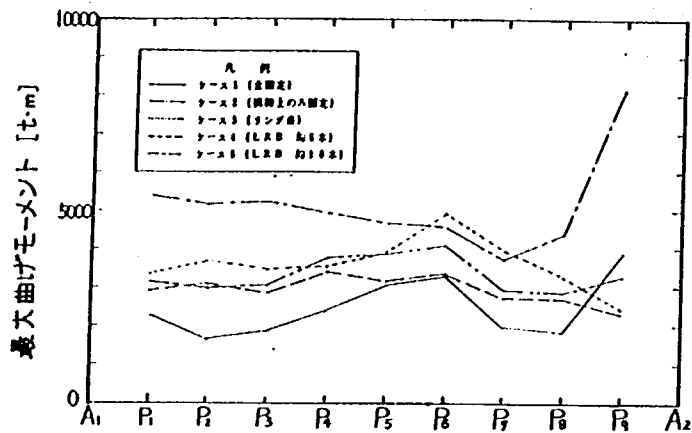


図4 (a) 橋脚基部における最大曲げモーメント (開北橋記録)

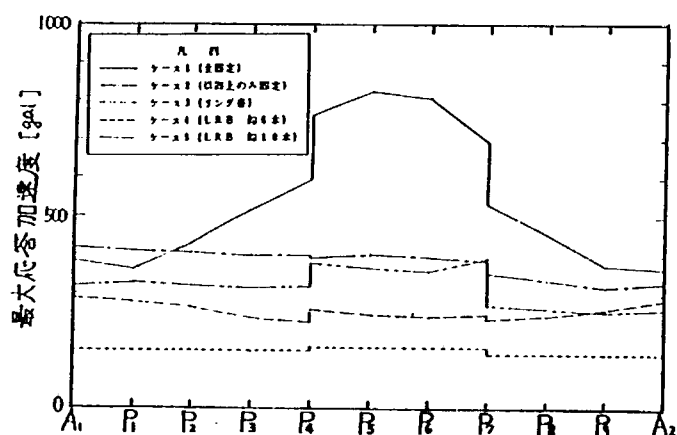


図4 (b) 桁の最大応答加速度 (開北橋記録)

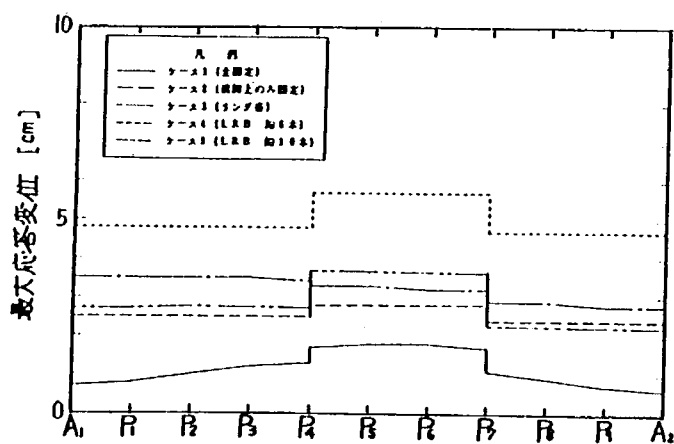


図4 (c) 桁の最大応答変位 (開北橋記録)

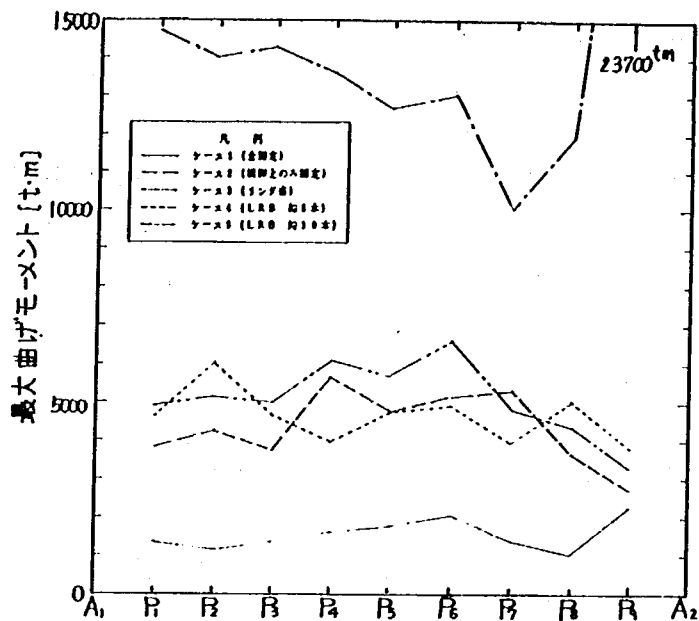


図5 (a) 橋脚基部における最大曲げモーメント (新石狩大橋記録)

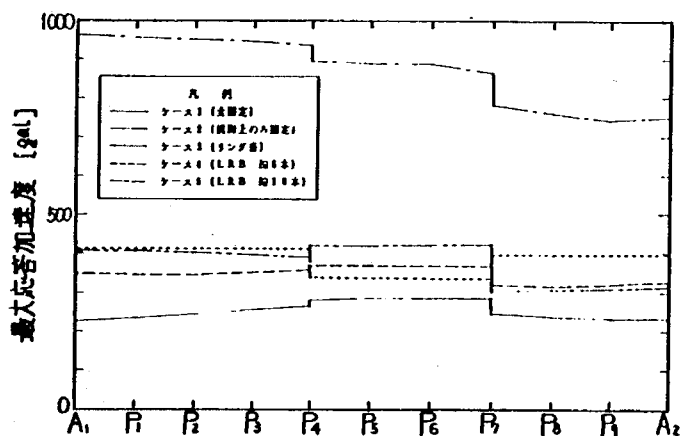


図5 (b) 桁の最大応答加速度 (新石狩大橋記録)

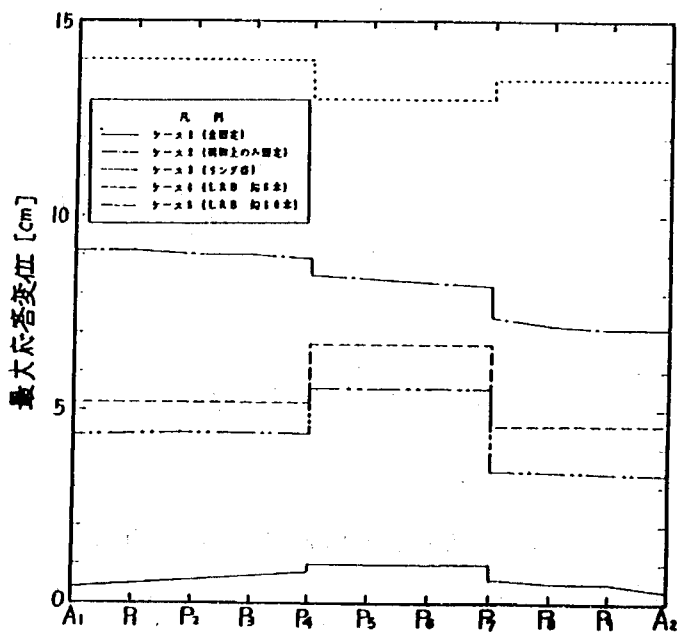


図5 (c) 桁の最大応答変位 (新石狩大橋記録)

16. 明石海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験
(本州四国連絡橋に関する試験調査、本州四国連絡橋公団受託)

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

明石海峡大橋は、未固結の神戸層に支持された巨大な基礎を有する橋梁となり、基礎の基本寸法等の決定に際しては、耐震上の検討が重要な課題となっている。従来、本州四国連絡橋の下部構造の耐震計算は、昭和49年9月の土木学会本州四国連絡橋の耐震設計基準・同解説（以下本四耐震設計基準と呼ぶ）によって行なわれてきているが、基準が策定された昭和49年以後の各種の調査研究成果を総合すると、明石海峡大橋基礎の耐震設計に現行の本四耐震設計基準を適用するに際して、1)入力地震動の頭切り、2)有効地震入力、3)ばね係数、4)下部構造の減衰定数、5)耐震計算結果の安定照査法等に検討を加えることが求められている。

2. 調査目的

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

3. 調査内容

本調査は、昭和59年度からスタートしたものであり、昨年度は動的サブストラクチャ法を基本とした新しい耐震計算手法の理論的背景に関してその可能性を検討した。本年度は、昨年度に引き続き解析手法の検討を行い、これを応答スペクトル法を基本とした新しい耐震計算法として、その骨子を提案するとともに、提案手法を適用するに際して仮定すべき条件の精度および影響を計算により検討した。調査内容としては、動的サブストラクチャ法を適用し、有効入力の評価の可能な剛体2自由度系モデルの基本運動方程式を導き、この式を基本として既往の研究による動的ばね係数および減衰係数の簡易式を調査し、これらの適用性を検討した。次に、明石海峡大橋4A基礎（検討案）を解析対象とし、底面のばね係数および減衰係数にVeletsosによる簡便式を用いて、ばね係数の変化が応答値に与える影響、ばね係数の振動数依存性の影響、減衰定数の決定法、および有効入力のうちの回転成分の影響について試算により検討した。

4. 剛体基礎の新耐震計算法

4. 1 動的サブストラクチャ法の適用

図-1に示すように、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震計算法として動的サブストラクチャ法を適用し、構造物の剛性が十分大きいものとし、併進および回転の2自由度を有する剛体2自由度系としてモデル化すると、剛体の重心点について表わした運動方程式は次式となる。

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_G \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_G \\ \theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} M & 0 \\ 0 & J_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_G' \\ \ddot{\phi}' \end{bmatrix} \quad (1)$$

ここで、

M, J_G : 剛体基礎の質量および回転質量

u_G, θ : 剛体の重心点における相対変位および相対回転角

K_{11} : 動的サブストラクチャ法より得られる地盤と構造物を結ぶ複素ばね係数

$\ddot{u}_G', \ddot{\phi}'$: 水平および回転の有効地震動

なお、現在の本四耐震設計基準と比較し、式(1)は以下の点で異なっている。

- 1) 入力地震動としては、地表面の加速度ではなく有効地震動を用いる
- 2) 複素ばね係数 K_{11} は、静的な平板載荷試験等から得られる変形係数を用いてばね係数を決定する本四方式ではなく、振動数依存性を有する複素ばね係数によって与えられる。
- 3) 減衰定数は、各モードごとに与えられるのではなく、複素剛性の虚部として与えられる。

以上のように動的サブストラクチャ法を適用することにより、構造物の剛性効果、地盤のばね効果、地盤の減衰効果を取り入れた剛体2自由度モデルの解析が可能となる。しかし、将来、明石海峡大橋の基本寸法を決定するに際し、多数のケースに対する耐震計算を実施することが必要とされ、このためには、一々大次元の有限要素法解析を行わなくてもある程度の精度で剛体基礎の地震応答を推定し得る手法を開発することが必要とされる。したがって、応答スペクトル法に基づく剛体2自由度系モデルを基本とし、有効入力の影響を応答スペクトルに取り入れ、根入れの効果を考慮したばね係数および減衰係数を用いたモデルを開発することが必要である。

4.2 新耐震計算法の骨子

4.2.1 下部構造および周辺地盤のモデル化

弾性論を基本とした動的ばね係数および減衰係数を用いるために、基礎および周辺地盤を図-2のようにモデル化する。地盤は、均一な弾性体とし、基礎は、半径 a 、根入れ深さ h を有する円筒形の剛体とする。基礎形状が円筒形でない場合は、断面2次モーメントが等しくなるように半径 a を定める。地盤の剛性は、実測等による地盤のせん断波速度 V_s に基づいて次式により決定する。

$$G = \rho \overline{V}_s^2 \quad (2)$$

ここで、

G : 地盤のせん断弾性係数 [t/m^2]

ρ : 地盤の単位体積質量 [$t \cdot sec^2/m^4$]

$\overline{V}_s$: 耐震設計に用いる地盤のせん断波速度で実測による V_s から次式で求める。 [m/sec]

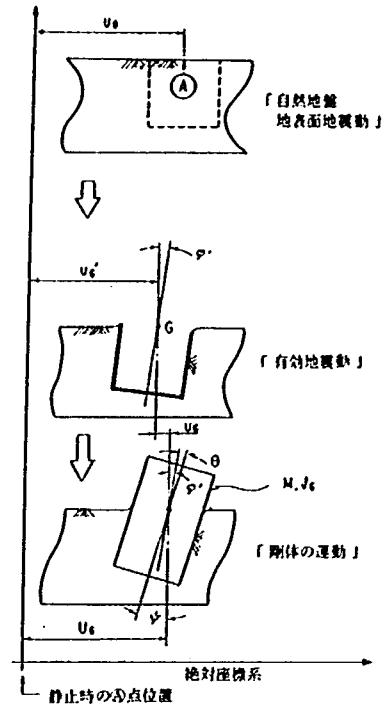


図-1 地震動を受ける埋設剛体基礎とその記号

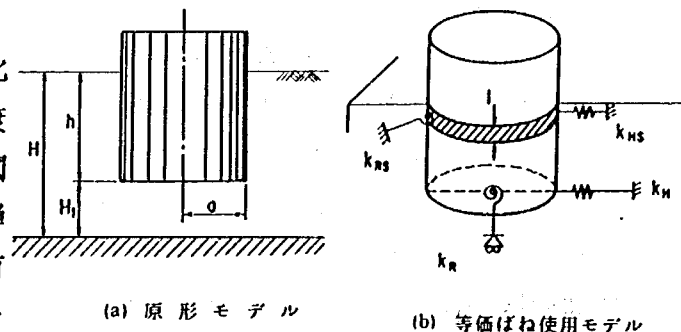


図-2 基礎モデル

$$\overline{V}_S = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot V_S \quad (3)$$

ここで、

κ_1 : せん断波速度の測定方法による補正係数

κ_2 : 地震時に地盤に生じるせん断ひずみ振幅に応じた低減係数

剛体基礎と地盤を結ぶばねは、弾性波動論に基づいて決め、地盤ばねを複素ばねで表現し、逸散減衰も同時に加味するものとする。図-2に示したような基礎底面の水平ばね k_H 、回転ばね k_R 、基礎側壁の単位深さ当たりの水平ばね k_{HS} 、回転ばね k_{RS} は次式のようなになる。

$$\begin{aligned} k_H &= G a (C_{u1} + i C_{u2}) & , & & k_R &= G a^3 (C_{r1} + i C_{r2}) \\ k_{HS} &= G (S_{u1} + i S_{u2}) & , & & k_{RS} &= G a^2 (S_{r1} + i S_{r2}) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、

C_{jk}, S_{jk} : 底面および側面の無次元複素ばね係数

無次元複素ばね係数は、一般に振動数依存性を有し、式(1)における複素剛性 K_{ij} は次式で求めることができる。

$$\begin{aligned} K_{11} &= k_H + k_{HS} \cdot h \\ K_{12} &= - \{ k_H \cdot Z_c + k_{HS} \cdot h (Z_c - h/2) \} \\ K_{22} &= k_R + k_{RS} \cdot h + k_H \cdot Z_c^2 + k_{HS} \cdot h (h^2/3 - h \cdot Z_c + Z_c^2) \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、

Z_c : 基礎重心点の底面からの高さ

4.2.2 モーダルアナリシスによる応答計算

式(1)は、複素剛性を用いた運動方程式であり、入力地震動が与えられれば、周波数領域の解析により時刻歴の地震応答を計算することができる。しかし、耐震計算に用いるという観点からは、時刻歴応答解析ではなく応答スペクトル法を基本とした簡便な計算法とする必要がある。このため、ばね係数は、系の一次固有振動数 f_1 に相当する値を全振動数に仮定し、減衰定数は、モードごとに分離が可能な粘性減衰を仮定した場合の伝達関数と、複素剛性を用いた場合の伝達関数が、1次、2次の固有振動数で一致するという条件で定めるものとした。固有振動数は、次式から求められる。

$$\{ \text{Real}(K_{11}) - M \omega^2 \} \cdot \{ \text{Real}(K_{22}) - J_G \omega^2 \} - \{ \text{Real}(K_{12}) \}^2 = 0 \quad (6)$$

また、減衰定数は、水平入力に対する水平応答の伝達関数に着目すれば次式から得られる。

$$| 1 + \sum B_{1k}^2 \eta_k | = | 1 + M \omega^2 / \Delta \cdot (K_{22} - J_G \omega^2) | \quad (\omega = \omega_1, \omega_2) \quad (7)$$

ここで、

B_{ij} : モーダル行列の第 i 次、 j 自由度の要素

$$\eta_k = \frac{\{ 1 - (\omega/\omega_k)^2 \} - i \cdot 2 h_k \cdot (\omega/\omega_k)}{\{ 1 - (\omega/\omega_k)^2 \}^2 + \{ 2 h_k \cdot (\omega/\omega_k) \}^2} \left(\frac{\omega}{\omega_k} \right)^2 \quad (8)$$

$$\Delta = (K_{11} - M \omega^2) \cdot (K_{22} - J_G \omega^2) - K_{12}^2 \quad (9)$$

以上により、1次、2次の固有振動数および減衰定数が求められる。応答スペクトル法を適用するに当たり、自由地表面に対して別途与えられる減衰定数5%の加速度応答スペクトルをもとに次式により入力スペクトルを与える。

$$S_{A_i}(T_j, h_j) = \gamma_{EF}(T_j) \times \gamma_{DP}(h_j) \times S_{A_i}(T_j, 0.05) \quad (10)$$

ここで、

$S_{A_j}(T_j, 0.05)$: 自由地表面で規定される加速度応答スペクトル (減衰定数0.05)

$\gamma_{EF}(T_j)$: 動的相互作用補正係数でこれにより有効入力の効果を考える。

$\gamma_{DP}(h_j)$: 減衰定数補正係数で次式により求める。

$$\gamma_{DP}(h_j) = 1.5 / (40 h_j + 1) + 0.5$$

5. 新耐震計算法の検討項目および解析対象とする剛体基礎

本調査で提案する剛体基礎の耐震計算法において各種の仮定がなされているが、このうち、1)ばね係数の設定法、2)ばね係数の振動数依存性の影響、3)減衰定数の設定法、4)有効入力の回転成分の影響について検討した。解析対象としたのは、図-3に示す明石海峡大橋4A基礎検討案であり、入力地震動は、昨年度の検討に用いた有効入力地震動とした。

また、ばね係数は、次に示すVeletsosの提案式を用いた。

$$C_{v1} = 8 / (2 - \nu)$$

$$C_{v2} = 8 b_1 a_0 / (2 - \nu)$$

$$C_{r1} = 8 / 3 (1 - \nu) \cdot [1 - b_1 (b_2 a_0)^2 / \{1 + (b_2 a_0)^2\} - b_3 a_0^2]$$

$$C_{r2} = 8 / 3 (1 - \nu) \cdot b_1 (b_2 a_0)^3 / \{1 + (b_2 a_0)^2\}$$

ここで、 b_1 はポアソン比により与えられる量である。

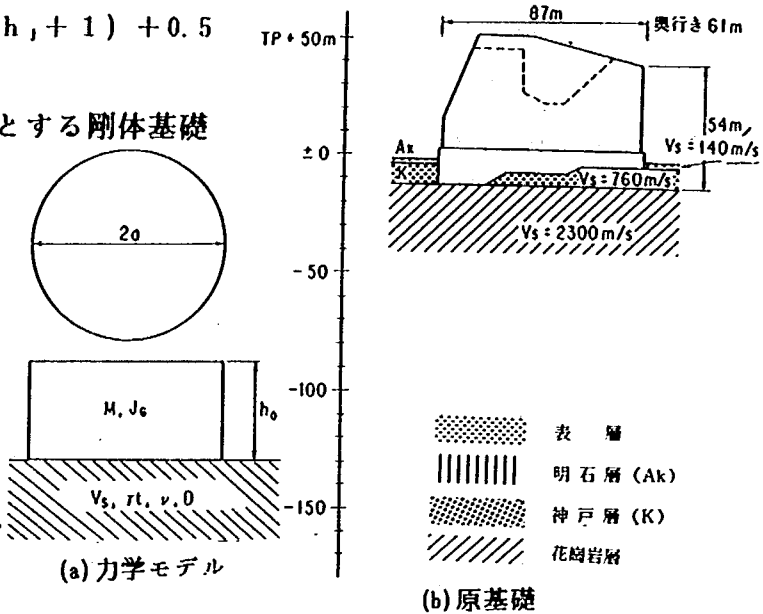


図-3 明石海峡大橋4A基礎検討案

6. 調査結果

6.1 ばね係数および減衰係数の検討

円形剛体基礎の基礎底面および基礎側面に関する無次元複素ばね係数については、現在までに種々の式が提案されている。地盤および構造物のモデル化の違いにより得られる結果に相異が生じるが、各々弾性論に従っているため、全体としてはばね係数の特性をよく表わしていると考えられる。最終的には、これらの情報をもとに工学的判断を加えてばね定数の推定をすることが必要である。図-4は、Veletsosの提案式によるばね定数を示したものであり、このばね係数をそれぞれ1.25倍、0.75倍にした場合の重心点の加速度応答値の変化を示したのが表-1である。

6.2 ばね係数および減衰係数の振動数依存性の影響

複素剛性 K_{11} は、図-4に示すように一般に振動数依

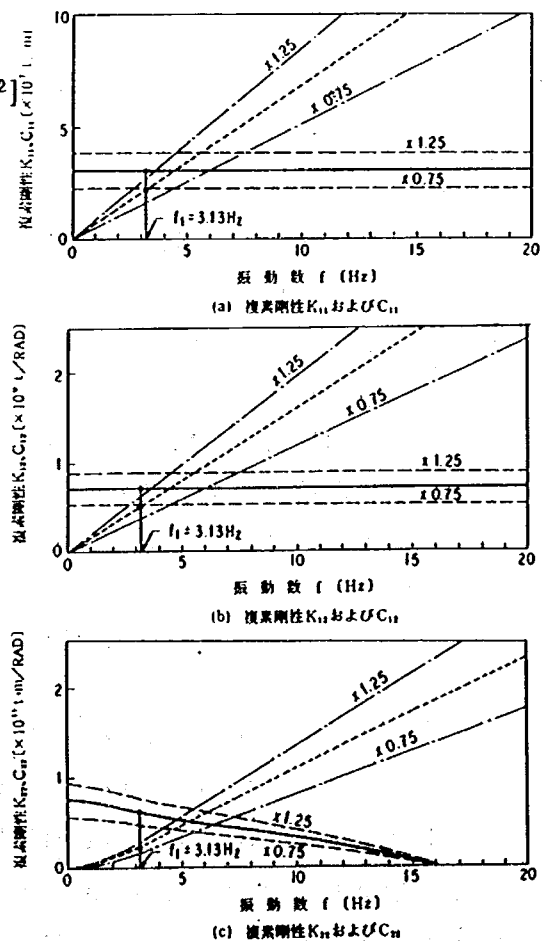


図-4 4A基礎に対する複素剛性

存性を有する。このような場合は、周波数領域の解析により解を求めることができるが、応答スペクトル法を適用することができないため、(6)式から得られた1次固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を全振動数に仮定して応答計算を行った結果が表-2である。

6. 3 減衰定数の決定法の検討

モードに分解した場合の減衰定数を伝達関数を近似させる方法により(7)式から求めた。伝達関数は、水平入力に対する水平応答(ケース1)、回転入力に対する回転応答(ケース2)、水平入力に対する回転応答(ケース3)の3関数が与えられ、どの伝達関数を基準として減衰定数を決定するかにより3組の値が得られることになる。水平入力に対する水平応答の伝達関数について得られた減衰定数を用いたモード解析によるものと複素剛性を用いた場合の伝達関数を比較したのが、図-5である。また、3組の減衰定数を用いて応答計算を行ない、その最大応答値を比較したのが表-3である。

6. 4 回転入力の影響

有効入力には、併進成分と回転成分が存在し、応答スペクトル法を適用する場合、回転成分の応答スペクトルを別に作成する等取扱いが複雑となる。このため、回転成分の入力による影響を検討するために水平成分と同時に回転成分を入力した場合とこれを省略した場合の応答値の比較を示したのが表-4である。ここで、ばね係数としては、基本固有振動数の値を全振動数に仮定した場合、および水平入力に対する水平応答の伝達関数から求められた減衰定数を用いてモード解析によった場合についても示した。

7. まとめ

明石海峡大橋剛体基礎の簡便かつ合理的な耐震計算法を開発することを目的として、剛

表-1 ばね係数の変化に対する最大応答加速度

		複素剛性実部		
		$K_{ij} \times 0.75$	$K_{ij} \times 1.0$	$K_{ij} \times 1.25$
複素剛性虚部	$C_{ij} \times 0.75$	499 (1.041)	562 (1.172)	573 (1.194)
	$C_{ij} \times 1.0$	459 (0.957)	480 (1.0)	521 (1.086)
	$C_{ij} \times 1.25$	427 (0.891)	444 (0.926)	482 (1.005)

表-2 ばね係数の振動数依存性の影響

ケース	振動数依存性 ばね係数	減衰係数	最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
1	有	有	1.04	0.171	480	0.095	1.42
2	有	無	1.04	0.181	470	0.109	1.42
3	無	有	1.06	0.179	487	0.101	1.45
4	無	無	1.06	0.185	498	0.117	1.45

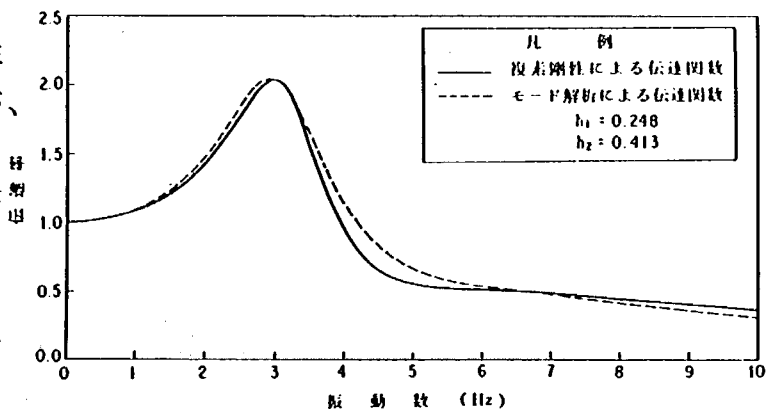


図-5 水平入力に対する水平応答の伝達関数

表-3 回転入力の影響

		最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
振動数依存性	水平入力	1.04	0.171	480	0.095	1.42
	水平・回転入力	0.99	0.161	503	0.108	1.35
振動数非依存	水平入力	1.06	0.185	498	0.117	1.45
	水平・回転入力	1.02	0.183	495	0.141	1.39
モード解析	水平入力	1.08	0.159	504	0.093	1.44
	水平・回転入力	1.06	0.151	536	0.123	1.39

表-4 モード解析による最大応答値の比較

ケース	減衰定数	最大応答変位 (cm)	最大応答回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大応答加速度 (gal)	最大応答回転加速度 (rad/sec ²)	天端の最大応答変位 (cm)
	複素応答法	1.04	0.171	480	0.0947	1.42
1	$h_1 = 0.248$ $h_2 = 0.413$	1.08	0.159	504	0.0930	1.44
2	$h_1 = 0.094$ $h_2 = 0.942$	2.07	0.312	829	0.1420	2.78
3	$h_1 = 0.214$ $h_2 = 0.599$	1.23	0.175	533	0.0952	1.63

体2自由度モデルによる動的相互作用を考慮した耐震計算法の一手法を提案し、それに対する検討を加えた。本検討結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 底面および側面の無次元複素ばね係数として種々の提案式がある。これらは、弾性論に従っているため全体として、ばね定数の特性をよく表わしていると考えられるが、一方では誘導に際して用いられた仮定は、実際の地盤中の剛体基礎と完全に一致するものではない。したがって、これらの情報をもとに工学的判断を加えてばね定数の推定法を定めていくことが必要とされる。
- 2) 剛性の変化に対する応答値の変化を検討すると、複素ばねの実部および虚部の増加に伴い、いずれの場合にも応答値（加速度応答は除く）は減少するが、剛性実部の変化よりも虚部の変化に対する応答値の変化が大きいものとなっている。ただし、複素剛性の変化の極端な組み合わせの場合でも応答値の変化は最大で40%弱であり、全体としては工学的判断の幅でばね係数および減衰係数を定め得る範囲と言える。
- 3) ばね係数および減衰係数は振動数によって変化するが、基本固有振動数に対するばね係数および減衰係数を求め、この値を全振動数に仮定した場合の応答値は、振動数依存性を考慮した場合よりもわずかに大きくなる程度でほとんど差がないといってよい。したがって、基本固有振動数に相当するばね係数および減衰係数を用いてもよいと考えられる。
- 4) 複素剛性により与えられる減衰を粘性減衰として表わすために固有振動数 f_1, f_2 において伝達関数の値が一致するという条件を用いた。この手法による場合、どの成分の伝達関数に着目するかにより、得られる減衰定数が異なってくるが、水平入力に対する水平応答の伝達関数を用いた場合に伝達関数および応答値が正解とよく一致する。ただし、この手法は、計算がやや煩雑であることから耐震設計に用いるためには簡略化が必要と考えられる。
- 5) 有効入力の回転成分を省略すると、これを考慮した場合に比較して最大変位および最大回転角は増大し、最大加速度および最大回転加速度はわずかに減少する。しかし、その変化は大きなものではなく、計算の簡略化を図るという観点からは回転成分を省略してもよいと考えられる。

以上の検討結果から、基本固有振動数に相当するばね係数および水平入力に対する水平応答の伝達関数から得られる減衰定数を用い、有効入力の回転成分を省略した応答スペクトル法による耐震計算法が適用可能と考えられる。

8. 今後の検討課題

今後の検討課題としては、減衰定数のより簡便な計算手法の開発、根入れの深い基礎に対する有効入力の回転成分の影響および動的相互作用補正係数の検討が挙げられる。また、応答計算結果を照査するために動的な概念をとり入れた新しい安定照査法（転倒、滑動、支持力等）の開発が必要とされる。

昭和60年度耐震研究室調査試験
研究成果概要報告書

ISSN 0386 - 5878
土木研究所資料第 2384 号
昭和 61 年 4 月 (1986)
耐震研究室 川 島 一 彦

要 旨

昭和60年度耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と耐震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震被害、ライフライン施設、耐震性、被災判定手法、脚付きケソン、動的解析、道路トンネル、下水道管路施設、交通機能、連続桁橋、斜張橋、RC橋脚

○

郵便はがき

40
円切手
をはって
下をい。

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室
行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2384号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

印