

土 木 研 究 所 資 料

平成 4 年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

平成 5 年 9 月

建 設 省 土 木 研 究 所
地震防災部・耐震研究室

Copyright © (1993) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

平成4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
	主任研究員	運上茂樹
	研究員	杉田秀樹
	〃	星隈順一
	〃	中島燈
	〃	飯田寛之
		向秀毅
		長屋和宏

要 旨

平成4年度に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、試験及び研究として行った各種土木構造物の耐震設計法、構造部材の動的耐力、長大橋梁の耐震設計法、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究成果の概要の報告である。

キーワード：地震災害，耐震設計，震災波及，ハイブリッドコントロール，大都市，耐震補強，交通機能，超多径間連続橋，RC橋脚，鋼製橋脚，シールドトンネル，長大橋梁，道路占川物・沿道施設，剛体基礎

目 次

1. 都市震災の波及構造に関する研究	1
(土木関係研究経費, 一般研究)	
2. ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究	7
(ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究経費)	
3. 大都市地域における地震防災技術の開発	13
(建設技術研究開発経費<総プロ>)	
(1) 新形式の構造物の耐震計算法の開発	13
(2) 直接基礎の動的安定照査法の開発	19
(3) 杭基礎の動的安定照査法の開発	25
(4) 重要性に応じた耐震確保水準の評価法の開発	31
4. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査	37
(道路事業調査費, 一般調査)	
5. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査	39
(道路事業調査費, 一般調査)	
6. 超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査	41
(道路事業調査費, 一般調査)	
7. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査	43
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
8. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査	45
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
9. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震性に関する試験調査	47
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
10. 長大橋梁の設計指針の作成に関する調査	49
(道路事業調査費, 特定調査)	
11. 道路占用物及び沿道施設の震災点検・震災対策に関する調査	52
(道路事業調査費, 特定調査)	
12. 大規模橋梁の耐震設計法に関する調査試験	54
(受託工事費)	
13. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究	60
(東京都水道局)	

1. 都市震災の波及構造に関する研究 (土木関係研究経費、一般研究)

耐震研究室 川島 一彦
杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

都市域への人口・社会活動の集積に伴い、地震災害は構造物の被害を中心とする「震害型」から、構造物の被害に起因する二次災害（火災、水害、ライフライン施設の機能損傷等）が複合して発生し、これによる都市機能被害が都市の内外に波及する「都市型」へと変化している。本研究は、震災時における個々の施設被害相互の因果関係、及び、社会経済への影響を踏まえた都市全体としての震災対策に資することを目的として、「都市型」震災の波及構造、及び、震災対策を加えることによる被害軽減効果の評価方法を開発しようとするものである。

初年度である平成3年度は、震災により大都市域で生じ得る機能損傷をブレンスツーミングにより抽出するとともに、「都市型」震災の波及構造の骨格を表現できるメンタルモデルを作成した¹⁾。平成4年度は、昨年度抽出した機能損傷に基づき、大都市域における詳細な震災波及構造モデルをFSM (Fuzzy Structural Modeling) 法により構築した。また、大都市域における震災波及プロセスの解明に資することを目的として、平成5年1月釧路沖地震により釧路市を中心として生じた震災波及プロセスを、新聞情報に基づき解析した。

2. 大都市域における震災波及構造モデルの構築

1) 大都市圏で生じ得る機能損傷の抽出

大都市を構成する基盤施設を表1に示す5種類19施設に分類した上で、大規模地震により各種施設にどのような物的被害が考えられるか、また、物的被害が波及してどのような機能損傷が考えられるかを、ブレンスツーミングにより抽出した。抽出に際しては、震災の波及を時系列的に捉えるため、機能損傷を物的被害、直接機能損傷、1次波及による機能損傷及び2次波及による機能損傷の4段階に分類した。機能損傷の定義、及び、抽出された機能損傷の詳細については、参考文献1)を参照頂きたい。本検討により、56件の物的被害、96件の直接機能損傷、106件の1次波及による機能損傷、165件の2次波及による機能損傷、合計423件の機能損傷が抽出された。

2) 震災波及構造モデルの構築

大都市域における震災波及構造モデルを、FSM法により構築した。構築に際しての基本方針は、以下の通りである。

①機能損傷相互の関連度合を0（関係がない）～1（関係がある）の連続数として評価する。関連度合の評価は、19種類の基盤施設の設計・管理・運営に携わる実務者及び耐震工学の専門家を対象としたアンケート調査により行なう。

②423件の機能損傷相互の関連度合を1種類のアンケートで知るためには、 $423 \times 423 - 423 = 178,506$ 項目の質問が必要となり、現実的でない。本検討では、アンケートの質問項目を縮小するため、基盤施設毎の機能損傷の関連度合に着目した19種類のアンケート、及び、基盤施設間の物的被害の関連度合に着目した1種類のアンケートを作成する。

③物的被害と直接機能損傷は、「道路路面陥没」と「道路の通行制約」のように意味が類似していることが多い。このため、基盤施設毎の震災波及構造モデルは直接機能損傷、1次波及による機能損傷、2次波及による機能損傷から構築することとし、物的被害は省略する。

本検討により、19種類の基盤施設毎の震災波及構造モデル、及び、基盤施設間の震災波及構造モデルが構築された。

3) 道路施設の震災波及構造モデル

19種類の基盤施設のうち、一例として、道路施設に関わる震災波及構造モデルを示すと図1の通りである。これによれば、道路施設の直接機能損傷を発端とする震災波及プロセスに関して、以下の点が指摘される。

①FSM法による震災波及モデルでは、下方から上方に向けて震災波及プロセスが表現される。震災波及の契機となる重要な機能損傷はど下方に位置しており、最下層に位置する機能損傷（以下、最下層要因と呼ぶ）は、震災波及の根元であることを意味する。図1では、「事故防止機能障害」「延焼遮断機能障害」「パトカー通行障害」の3つが最下層要因となっていることから、地震時にこれらの障害が生じないようにすることが、道路施設の震災対策の基本となる。

②「パトカー通行障害」を原因とする機能損傷は1件であるのに対して、「延焼遮断機能障害」及び「事故防止機能障害」を原因とする機能損傷は、それぞれ12件及び41件である。これは、「パトカー通行障害」「延焼遮断機能障害」「事故防止機能障害」の順番で、震災波及に及ぼす影響が大きいことを意味する。「事故防止機能障害」の発生を防止するためには橋梁、切土・斜面、盛土の被害

を防止することが、また、「延焼遮断機能障害」の発生を防止するためには可燃物の路上への散乱や、ガス・電気等の漏出による路上での火災を防止することが重要である。

③道路の直接機能損傷のうち、「雨水流下機能障害」「休憩機能障害」「集金機能障害」は構造モデルの中で独立している。これらの機能損傷は他の機能損傷に波及しないため、都市の機能低下に及ぼす影響は小さい。

④道路を通行する車両の中で、トラックの通行障害は構造モデルの下方に位置している。これは、消防車・救急車・パトカーといった緊急車両以外でも、トラックの通行障害は都市の機能低下に大きな影響を与える可能性があることを意味する。

4) 基盤施設間の震災波及構造モデル

基盤施設間の震災波及構造モデルを示すと、図2の通りである。これによれば、基盤施設の物的被害相互の震災波及プロセスに関して、以下の点が指摘される。

①施設が物的被害を生じる原因には、地震動と他施設からの波及の2通りがある。個々の施設を地震動に対して安全に設計することが最も重要であるが、同時に他施設の被害により物的被害を生じないように十分注意しなければならない。構造モデルの最下層要因は、「道路路面陥没」「鉄道軌道損壊」「港湾護岸施設損壊」「空港滑走路施設損壊」「ガス製造工場損壊」「発電所損壊」の6つであり、これら物的被害の発生を防止することが、物的被害相互の波及を遮断し、都市機能の低下を防止する上で重要である。

②道路施設の物的被害のうち、「道路路面陥没」及び「道路信号機損壊」の2つが物的被害相互の波及に関与する。特に「道路路面陥没」は構造モデルの最下層要因であり、波及プロセスに及ぼす影響が大きい。「道路路面陥没」は、「上水道送水管／配水管損壊」「低圧ガス導管損壊」「下水道管損壊」「電力配電設備損壊」等、道路占用物であるライフライン施設の物的被害に波及する。

③「河川護岸式堤防損壊」「河川防波堤損壊」「河川堤体式堤防損壊」等河川施設の物的被害は、構造モデルの中で独立している。したがって、河川施設の物的被害は、他の物的被害に波及せず、他の物的被害の波及を受けにくい。

④図2に示す構造モデルは、物的被害相互の同一レベル内波及を示したものであり、機能損傷相互の同一レベル内波及や機能損傷から物的被害へのフィードバック波及については、現段階では現象が十分に明らかでなく、表現されていない。機能損傷のレベルで基盤施設間の震災波及を生じることも多いと考えられるため、今後検討が必要である。

3. 平成5年釧路沖地震による震災波及プロセス

1) 釧路沖地震による被害の概要

平成5年1月15日20時6分に、北海道釧路沖を震源とするM7.8の地震が発生した。この地震により釧路市を中心に表2に示すような物的被害が生じたほか、水道・ガス・電気等ライフライン施設の機能損傷は住民生活や社会活動にも大きな影響を及ぼした。釧路沖地震による震災は、必ずしも大都市域ではないが、大規模地震により都市域にどのような問題が生じるかの貴重な事例と位置づけられる。本検討は、釧路市を中心とする被災状況をもとに、基盤施設の物的被害が都市機能の低下に影響を及ぼすまでの震災波及プロセスを実証的に明らかにしようとするものである。

2) 釧路沖地震により生じた災害事象

釧路市を中心に生じた災害事象を、新聞記事に基づき、以下の手順で抽出した。なお、新聞情報は、地元対応やニュースバリューに重点が置かれるため、必ずしも本質的に重要な事象を網羅できるとは限らない。しかし、新聞記事は住民の心理を左右するものであり、震災直後の世相を反映していると考え、本検討では新聞記事を用いることとした。

①釧路新聞、北海道新聞、朝日新聞、毎日新聞、読売新聞の5紙から、釧路沖地震に関連する記事を収集した。記事の収集に用いたのは、釧路新聞及び北海道新聞が1月16日～2月6日付け、朝日新聞、毎日新聞、読売新聞が1月16日～2月4日付けの朝刊及び夕刊である。収集された記事の総数は620件となった。

②620件の記事から、2名の判定者により、釧路沖地震に起因する災害事象を抽出した。災害事象の表現は、2名の判定者の合意に基づき決定した。2名の判定者は地震後に現地調査を行っており、現地の状況に関する知見を有している。これにより、表3に示す134件の災害事象が抽出された。

3) 災害事象相互の因果関係

134件の災害事象が相互にどのような因果関係を持っていたかを、以下の手順で検討した。

①災害事象を要素事象とする134×134の因果関係マトリクスを作成した。

②全ての組合せに対して一対比較を行い、因果関係の有無を0（関係なし）または1（関係あり）で判定した。判定に際しては、新聞記事に因果関係が明記されているかどうかを最重要基準とした。因果関係の記述がない場合には、2名の判定者の合意により判定した。

134件の災害事象について、それぞれ当該事象が原因となって引き起こした災害事象の件数を比

較すると図3の通りである。また、当該事象を結果として引き起こすに至った災害事象の件数を比較すると図4の通りである。図3及び図4によれば、それぞれ、震災波及に影響を及ぼした災害事象、及び、震災波及の結果大きな影響を生じるに至った都市機能について、以下の点が指摘される。

①図3によれば、引き起こした災害事象が最も多いのは「水道管に損傷が生じる」「水道管から漏水する」「断水になる」等水道施設の被害であり、次いで「ガス漏れが発生する」「ガスの供給を止める」等ガス施設の被害となっている。これは、ライフライン施設である水道施設及びガス施設の被害が、釧路沖地震により生じた震災波及の大きな原因となったことを示すものである。水道施設の被害により約260戸で最長1月26日まで断水が生じたが、この結果「商店が営業停止」「学校が臨時休校」「風呂が使えない」「インスタント食品が不足」「牛の乳量が減る」等の災害事象が引き起こされた。また、ガス施設の被害により約9300戸で最長2月4日までガスの供給が停止したが、この結果、「風呂が使えない」「携帯ガスコンロが売れる」「商店に行列ができる」「石油ストーブが売れる」「避難者の生活が不自由になる」等の災害事象が引き起こされた。

②同じライフライン施設でも、道路施設及び電信電話施設の被害は、水道施設及びガス施設に比べて引き起こした災害事象が少ない。これは、水道施設及びガス施設のように長期間にわたる被害が少なかったためと考えられる。道路施設では、全面通行止めとなった箇所が数カ所あるが、直ちに迂回路等の対策がなされ、道路交通に大きな障害を及ぼすには至らなかった。電信電話施設では、一部の地域で不通が生じたが、概ね24時間以内に復旧を完了しており、社会生活に影響を及ぼすには至らなかった。

③ライフライン施設ではないが、「家庭用品が壊れる」は引き起こした災害事象が多い。今回の地震では家屋本体の被害は比較的少ないが、家屋内でタンス・食器・シャンデリア等家庭用品の破損・落下・転倒が生じた。この結果、「けがをする」「死亡する」「パニック状態になる」「けが人が病院につめかける」等の災害事象が引き起こされた。シャンデリアの落下による死亡事故に代表されるように、いずれも住民の身に直接影響する災害であるため、特に住民の精神面に大きな影響を及ぼした。

④図4によれば、原因となる災害事象が最も多いのは「住民が疲労困憊する」であり、次いで「応急措置を行なう」「行政機関への問い合わせ」「商店に行列ができる」の順となっている。「応急措置を行なう」を除けば、全て住民生活に関連した災害事象である。都市の機能は、生活機能、社会機能（生産、商業、金融等）、公共機能（医療、教育、行政等）に大別できるが、釧路沖地震はこのうち生活機能に大きな影響を及ぼしたと考えることができる。

4. まとめ及び今後の方向

本年度の検討により、大都市域における震災波及構造モデル、及び、平成5年釧路沖地震により釧路市を中心として生じた震災波及プロセスが明らかにされた。今後、震災波及プロセスにおける機能損傷の一方向動的相互作用及び双方向動的相互作用の解明を進めるとともに、特に、道路施設及び河川施設の物的被害が都市機能低下に及ぼす間接的影響の定量化手法、及び、震災波及を考慮した震災対策の体系化手法等について検討する必要がある。

【参考文献】

- 1)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:震災波及メカニズムによる道路震災対策の重要性評価, 土木技術資料, 投稿中
- 2)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:震災波及メカニズムによる道路震災対策の重要性評価, 第48回土木学会年次学術講演会, 1993.10
- 3)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:大都市域の震災波及構造に関する研究(その1), 土研資料, 作成中
- 4)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:平成5年釧路沖地震が地域社会に与えた影響, 第21回地震工学研究発表会, 1993.7

表1 大都市を構成する基盤施設

種 別	施 設
交通運輸施設	道路施設、鉄道施設、港湾施設、河川施設、空港施設
供給処理施設	電気施設、ガス施設、上水道施設、下水道施設、通信施設
卸売・金融施設	商業関連施設、金融関連施設
サービス・公共施設	サービス関連施設、医療関連施設、教育関連施設、報道関連施設
その他	住宅施設、生産関連施設

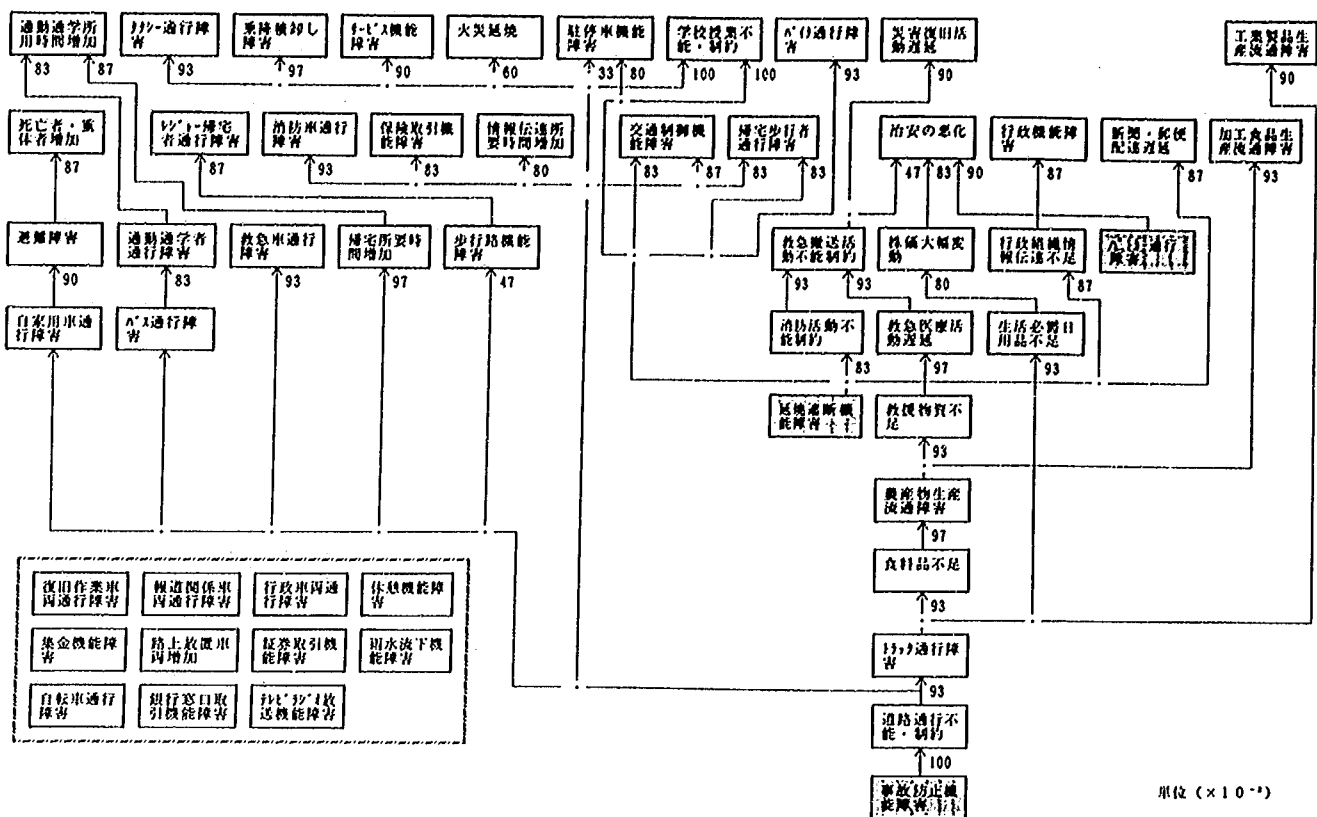


図1 道路施設に関わる震災波及構造モデル

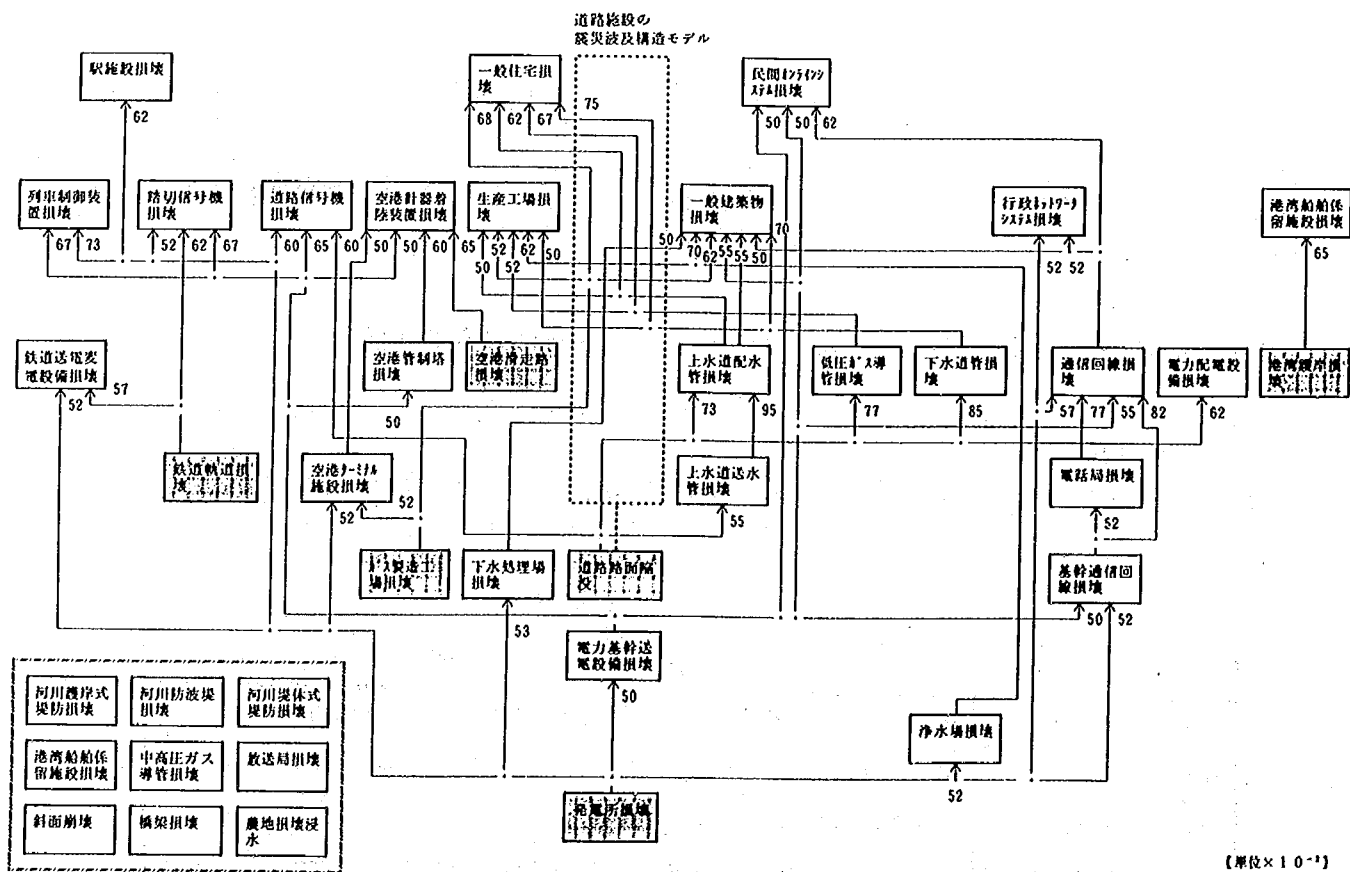


図2 基盤施設間の震災波及構造モデル

表2 釧路沖地震による被害状況（北海道庁発表、平成5年2月17日現在）

被害	件数(件)	被害額(千円)	被害	件数(件)	被害額(千円)
人的被害	933		林業被害	142	1,290,558
住家被害	11,890	1,052,638	衛生被害	556	949,657
非住家被害	47	76,300	商工被害	5,377	14,704,912
農業被害	1,968	2,908,820	公立文教被害	398	1,180,218
土木被害	1,514	18,800,300	社会文教被害	124	1,091,658
水産被害	157	1,607,639	その他	175	2,461,272
			合 計	23,281	46,322,769

表3 釧路沖地震に起因する災害事象

災害事象	原因	結果	災害事象	原因	結果	災害事象	原因	結果
1 地震がある	141	0	32 酪農施設に被害が発生する	7	0	60 アスファルトが流出する	3	1
2 災害対策本部が設置される	3	0	33 下水処理施設に被害が発生	3	1	61 料理に苦勞する	7	10
3 水道管に損傷が生じる	23	6	34 上水場施設に被害が発生	3	0	62 風呂が使えない	3	7
4 水道管から漏水する	22	5	35 墓標が倒れる	1	0	63 文教・レジャー施設の予約		
5 停電となる	10	2	36 人が死亡する	0	2	をキャンセルする	7	3
6 けがをする	5	9	37 道路が全面通行止めとなる	4	6	64 ガス中毒になる	7	1
7 パニック状態になる	4	5	38 道路が片側通行となる	4	6	65 水揚げ作業に支障がでる	2	1
8 家庭用品が壊れる	21	1	39 窓ガラスが破損する	4	1	66 航空便を増発する	0	2
9 飛び散った物を片づける	2	8	40 新聞の配達が遅れる	1	2	67 不眠不休になる	1	7
10 火災が発生する	12	4	41 給水車が出勤する	1	4	68 インスタント食品が売れる	6	9
11 電柱が倒れる	8	3	42 J Rが不通となる	8	2	69 下水管が詰まる	4	2
12 電話回線が輻輳する	3	6	43 バスによる乗客の代替輸送			70 火の元を止める	0	0
13 戸外に飛び出す	0	3	を行う	0	3	71 ストープの対震装置が作動		
14 断水になる	22	6	44 J Rのダイヤが乱れる	7	1	しない	3	0
15 商品が落下する	7	0	45 地滑りが発生する	17	0	72 携帯ガスコンロが売れる	6	5
16 玄関の戸が開かなくなる	1	1	46 液状化が発生する	6	0	73 照明器具が売れる	6	4
17 ビルの壁が落下する	5	0	47 マンホールが浮き上がる	4	1	74 携帯ガスコンロが不足する	6	3
18 道路に落下物が散乱する	4	4	じる	2	2	75 照明器具が品不足となる	3	4
19 ビルの天井が落下する	6	0	48 金融相談窓口が設置される	1	7	76 イスツブ食品が不足する	5	7
20 けが人が病院につめかける	4	4	49 商品の出し惜しみを防ぐ	0	7	77 商品を安価に提供する	0	6
21 消防車が出勤する	0	4	50 商品価格のつり上げを防ぐ	0	7	78 開店時間を繰り上げる	0	7
22 住宅が全壊する	14	1	51 商店が営業を停止する	4	5	79 夜間営業のコンビニにつめ		
23 住宅が部分的に破壊する	12	3	52 文教・レジャー施設が休館	1	6	かける	8	3
24 宅地に亀裂が発生する	10	0	53 学校が臨時休校となる	1	7	80 住宅が傾く	11	2
25 ガス漏れが発生する	22	5	54 義援金、物資が集まる	0	7	81 建設工事の着工が延期	0	2
26 道路が陥没する	16	1	55 貨物の積み卸しに支障が生			82 マスコミから情報を得る	3	2
27 道路に亀裂が入る	10	1	じる	2	2	83 牛の乳量が減る	1	3
28 橋梁に亀裂が入る	8	0	56 線路に被害が発生する	8	0	84 鶏が卵を産まない	0	0
29 港湾施設に被害が発生する	7	1	57 ホテル・旅館が満杯となる	0	1	85 川が埋まる	1	1
30 水産加工施設に被害が発生	4	0	58 保険相談窓口を設置する	1	9	86 噴砂が起きる	2	1
31 文教・レジャー施設に被害			59 保険会社への事故報告が殺			87 貯蔵タンクに損傷が生じる	4	0
が発生する	2	0	到する	0	10	88 応急措置を行う	3	18
89 無線機で連絡を行う	0	3	106 文化財が破損する	0	0	121 大地震のデマが流れる	0	0
90 電話回線が規制される	5	2	107 商店に行列ができる	0	16	122 間借り授業が行われる	0	2
91 電話ケーブルが破損する	4	2	108 弁当店に行列ができる	0	9	123 補修剤が売れる	2	2
92 学校に被害が発生する	5	0	109 催し物が延期・中止・縮小			124 火災報知器が鳴る	1	3
93 報道機関の機材が破損する	0	0	される	0	0	125 融資の相談を行う	0	6
94 消防署の望遠鏡が倒壊する	4	0	110 住民が疲労困憊する	0	25	126 銭湯が繁盛する	0	5
95 ガスの供給を止める	14	3	111 食器類が売れる	5	3	127 石油ストープが倒れる	4	0
96 薬品が落下する	4	0	112 石油ストープが売れる	5	4	128 ガスコンロが落下する発生	2	0
97 救急車がフル稼働する	0	3	113 公判が延期される	0	0	129 煙が不漁となる	0	0
98 ストープの対震装置が作動	0	1	114 乳牛の餌が不足する	2	2	130 物資の輸送に支障がでる	5	12
99 試験会場を変更する	1	2	115 酪農家の不安が増大する	0	7	131 通学に支障がでる	0	9
100 無線機が故障する	5	1	116 給水車に人が集まる	1	4	132 飲食店に支障がでる	1	8
101 情報の入手が遅れる	1	8	117 引っ越しが増える	2	2	133 美容院に支障がでる	0	4
102 行政機関に問い合わせが殺			118 避難者の生活が不自由	2	13	134 トラックによる物資の代行		
到する	4	17	119 傷ものの商品が安く売り出			運転を行う	0	4
103 トイレが使えない	2	6	される	0	1			
104 自動車が転落する	3	1	120 老人用緊急通報システムが	1	0			
105 臨時宿泊場を用意する	1	2	マヒする					

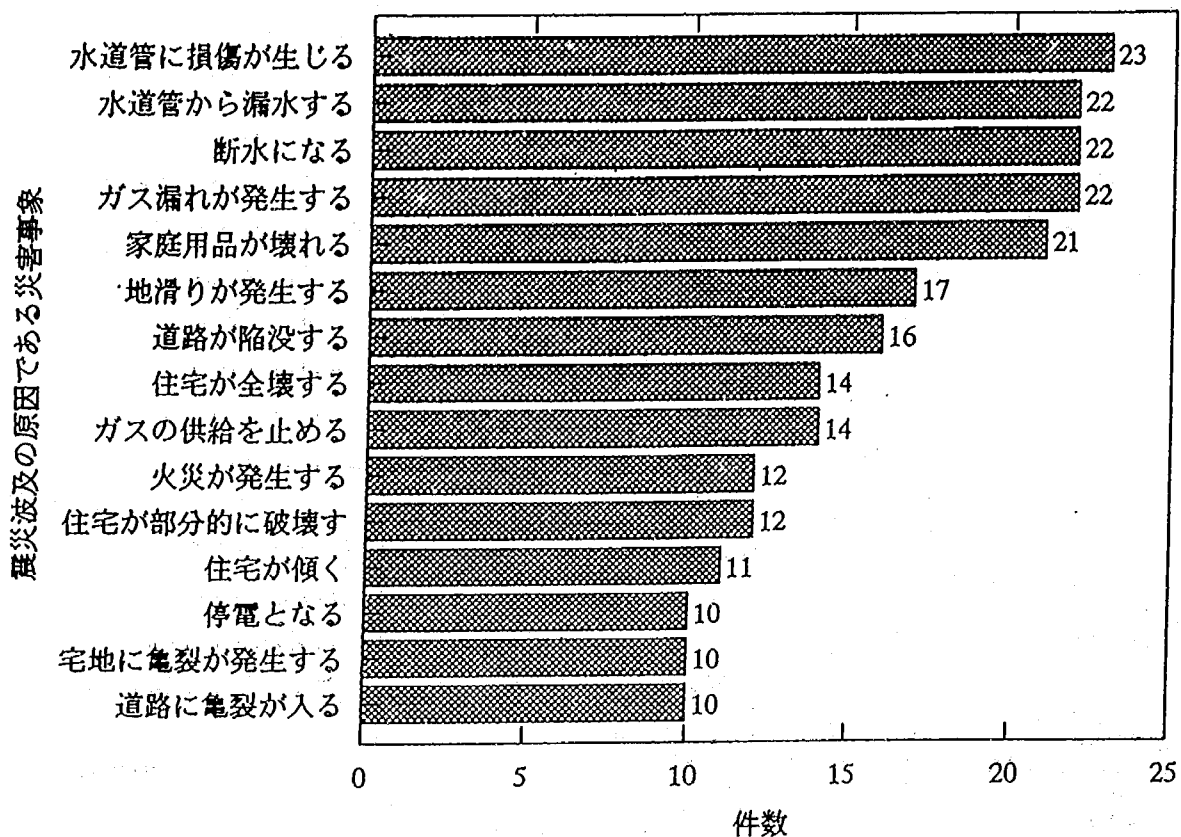


図3 震災波及の原因となった災害事象

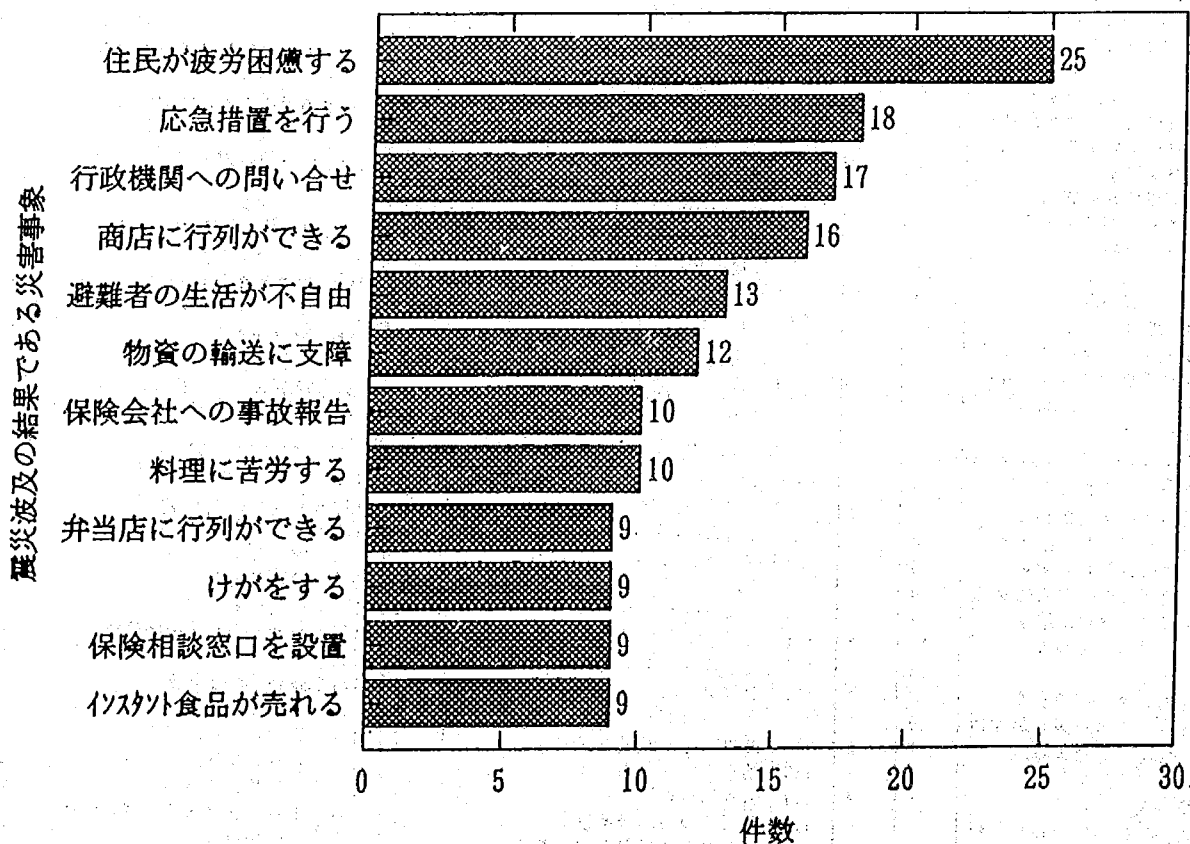


図4 震災波及の結果生じた災害事象

2. ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究 (ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究経費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
研究員 飯田 寛之
向 秀毅

1. まえがき

本共同研究は、パッシブな耐震技術とアクティブな耐震技術の長所を組み合わせ、少ないエネルギーで効果的に構造物の振動を制御することが可能なハイブリッド・コントロール技術を開発し、これにより従来の耐震技術の延長では期待できない耐震性の抜本的な向上技術の開発を目的として、平成2年度からスタートしたものである。平成2年度以降の検討経緯は、表-1に示すとおりである。

本共同研究は、UJNR耐風耐震構造専門部会の活動の一環として、日本側は建設省土木研究所が、米国側は商務省国立標準技術研究所、全米科学財団及び連邦道路庁の支援のもとに国立地震工学研究センター(NCEER)及びカリフォルニア大学アーバイン校(UCI)が、それぞれ、担当している。共同研究の課題は、ハイブリッド・コントロールに用いるための①パッシブ構造要素、及び、②アクティブ構造要素に関する研究、さらに、これらを適切に組み合わせた③最適ハイブリッド・コントロールに関する研究、の3つを対象としている。

2. 研究内容

平成4年度は、以下の項目に関して検討を行った。

(1) バリアブルダンパーの実大模型の開発及び模型振動台実験

バリアブルダンパーの実用化に向けて実大模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行うとともに、模型橋の振動実験を行いバリアブルダンパーの実用性を検討した。

(2) バリアブルスティッフネスの開発

バリアブルダンパーを用いて、地震動入力と構造物の卓越周期を一致させないように構造物の固有振動特性を変化させることが可能なバリアブルスティッフネスの改良を行った。3年度はバリアブルスティッフネスの減衰定数が小さい範囲で制御したが、本年度は減衰係数が大きい範囲(減衰定数が1を越える過減衰の範囲)で変化させるように改良を加え、その効果を地震応答解析により検討した。

3. 研究成果

3. 1 バリアブルダンパーの実大模型の開発及び模型振動台実験

(1) バリアブルダンパーの実大模型の概要

写真-1は、バリアブルダンパーの実大模型を示したものである。バリアブルダンパーの最大減衰力は20tfとし、シリンダーは、ロッドを含めた全長が1,184mm、シリンダー中間部にピストンを有するもので、シリンダーの有効断面積は137.4cm²、最大ストロークは±13cmである。ピストンをまたいでシリンダーから鋼管によりバイパスを設け、これを2つのサーボバルブを介してオイルタンクに接続する。サーボバルブは、電磁比例リリーフ弁と呼ばれるもので、ある圧力(制御圧力)になるとそれ以上の圧力を解放する弁構造であり、ピストンの抵抗力は、シリンダーの左室及び右室の粘性体の圧力差により発生させる。サーボアンプからサーボバルブへの入力電圧は0～5Vとし、0Vで制御圧力最小(減衰力最小)、5Vで制御圧力最大(減衰力最大)となる。なお、シリンダー内に封入する粘性体としては、加振負荷装置に通常用いられるオイルを用いた。

(2) バリアブルダンパーの実大模型の制御性

バリアブルダンパーに必要な減衰抵抗を適切に設定するために、小型模型単体の動的載荷実験によりその基本的な特性を検討した。実験では、一定電圧をサーボアンプに入力してサーボバルブの圧力リリーフ性能を一定、すなわち、バリアブルダンパーの減衰特性を一定に保った状態で、ロードセルを介して固定した加振負荷装置により強制変位を与えた。サーボアンプへの入力電圧、ダンパーの抵抗力、ダンパーのストローク量を計測した。

図-1は、バリアブルダンパーの抵抗力～変位の履歴曲線の一例を示したものである。ここには、加振振動数が0.1Hzで、加振変位振幅が10cmの場合を示している。また、サーボバルブへの入力電圧の変化に伴う履歴曲線の変化を示している。いずれの履歴曲線も矩形状となりほぼ摩擦力が作用する系の履歴曲線を呈しており、ほぼ設計通りの性能を有しているといえる。

表-1 平成4年度までの研究経緯と成果の概要

年 度	日本側（土木研究所）	米側（NCEEER、UCI）
平 成 2 年度	1. バリアブルダンパーの開発 ①構造物の振動性状に応じて減衰特性を変化させて地震応答を低減するバリアブルダンパーを考案し、地震応答解析により地震応答の低減効果、必要なダンパー力を検討した。 ②バリアブルダンパーの効果を実証するためにバリアブルダンパーの試験模型を開発・試作し、模型単体の載荷実験によりその基本特性を検討した。 2. アクティブ制御法の検討 ・多自由度構造系からなる橋梁の地震応答制御解析プログラムを開発し、アクティブマスダンパー（AMD）を取り付けた場合のAMDの最適な制御位置、複数のAMDで制御した場合の制震効果について検討した。	1. バリアブルダンパーの開発 ・土木研究所で開発したバリアブルダンパーを対象として、減衰係数を2段階のみで制御するようにした場合の振動制御効果を1自由度系の地震応答解析により検討した（NCEEER）。
平 成 3 年度	1. バリアブルダンパーの開発 ①バリアブルダンパーに与える最適な減衰定数を橋梁モデルの地震応答解析により検討した。 ②2年度に製作したバリアブルダンパーの試験模型に対して、減衰係数の制御をより精度よく行うためにバリアブルダンパーの機能に改良を加えるとともに、模型単体の載荷実験によりその基本特性を確認した。 2. バリアブルステイフネスの開発 ・バリアブルダンパーを用いて構造物の卓越振動特性を変化させて構造物の地震応答を低減させるバリアブルステイフネス装置を開発し、地震応答解析により制震効果を検討した。	1. バリアブルダンパーの開発 ①減衰係数を2段階で制御するバリアブルダンパーについて多自由度系の地震応答解析により検討するとともに、バリアブルダンパー装置の実用モデルを考案した（NCEEER）。 ②バリアブルダンパーの最適制御（減衰係数の制御を時々刻々、かつ、最適化を図りつつ変化させる場合）を行う場合の地震応答解析手法を開発した（UCI）。
平 成 4 年度	1. バリアブルダンパーの開発 ・バリアブルダンパーの実大模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行うとともに、模型橋の振動実験を行い、バリアブルダンパーの実用性を検討した。 2. バリアブルステイフネスの開発 ・バリアブルステイフネスを減衰定数大きい範囲（過減衰の領域）で変化させて支承部の固定度を変化させる場合の制震効果について地震応答解析により検討した。	1. バリアブルダンパーの開発 ・バリアブルダンパーの最適制御について、土木研究所の検討で用いた橋梁モデルと同じモデルを用いて地震応答制御効果を比較検討した（UCI）。 2. スライディング・アイソレーション・システムの開発 ・滑りタイプの免震装置を開発し、地震応答解析及び小型模型実験により、地震応答の低減効果を検討した（NCEEER）。

図-2は、このようにして求めたサーボバルブへの入力電圧とダンパーピストンの抵抗力の関係を示したものである。これによれば、入力電圧と抵抗力の関係は、入力電圧が約1.8Vまではべき乗関数的に変化するが、1.8V以上ではほぼ直線となる。このため、ここでは、入力電圧を2区分に分けて実験式を求めた。各載荷それぞれについて求めた結果を平均化して1本の式にすると次式のようになる。

$$F = \begin{cases} 0.42V^{3.7} + 1.0 & (0 \leq V \leq 1.8) \\ 8.14V - 9.95 & (V > 1.8) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、Fはダンパーピストンの抵抗力（tf）、Vはサーボバルブへの入力電圧（Volt）である。

図-3は、実験式(1)を用いた場合のバリアブルダンパーの制御例を示したものである。同図には、制御値と実際に計測された値を比較して示している。ここで、変位値のサンプリング時間は0.01秒である。これによれば、バリアブルダンパーはほぼ制御値通りに抵抗力を与えることができる。

(3) 模型橋の振動台実験

バリアブルダンパーによる橋の地震応答制御効果を検討するために、模型橋の振動台実験を行った。写真-2は大型振動台（6m×8m）と模型橋を示したものである。模型橋は、橋脚の高さが1.6m、桁の長さ及び総重量が、それぞれ、7.6m及び約40tfの単純支持橋である。支承条件としては、積層ゴム支承を用いた弾性支持とし、橋の1次固有周期が1秒になるようにゴム支承のばね係数を定めた。

バリアブルダンパーは、写真-3に示すように桁と橋脚天端を結ぶように設置し、桁の変位を測定しながらダンパーの特性を変化させた。

振動台への入力地震動としては、昭和58年日本海中部地震により八郎潟の堤防で観測された実際の地震記録を用いた。図-4は、八郎潟記録の最大加速度を 200cm/s^2 、時間軸を $1/2$ にした波形を入力した場合の桁の加速度と変位の時刻歴波形を示したものである。

これによれば、バリアブルダンパーを設置しない場合には、桁の最大応答加速度及び最大応答変位は、それぞれ、 376cm/s^2 及び 9.2cm となるが、バリアブルダンパーにより制御することにより、それぞれ、 203cm/s^2 及び 1.3cm となる。バリアブルダンパーによって制御することにより最大応答加速度は54%に（すなわち、橋桁からの慣性力は約半分に）、最大応答変位は14%に低減できることがわかる。この時にダンパーに生じる最大減衰力は 7.2tf である。

3.3 バリアブルスティッフネスの開発

(1) バリアブルスティッフネスの原理

バリアブルスティッフネス（以下、VSと呼ぶ）は、バリアブルダンパーを用いて橋の卓越周期を地震動との共振を避けるように変化させて地震時の応答を低減しようというものである。VSに与える減衰特性は、図-5のフローに示すように与えるものとする。すなわち、減衰係数と橋の卓越周期の関係を事前に求めておき、ある時刻の地震動の卓越周期に対応した橋の卓越周期に調整するようにVSを制御するものである。橋の卓越周期の変化方法には種々のものが考えられるが、ここでは次式のように変化させることとした。

$$T \leq \alpha T' \quad (2)$$

ここで、 T はVSにより調整する橋の卓越周期、 T' は地震動の卓越周期で、ある時刻 t_i における地震動のフーリエスペクトルから求める。 α は、橋の卓越周期を地震動の卓越周期からどの程度離すかを与える係数（ここでは、卓越周期調整係数と呼ぶ）である。なお、卓越周期は減衰定数が大きいB領域で変化させることとした。

(2) 解析対象橋及び解析ケース

VSの制震効果を、図-6に示す橋長90mの3径間連続桁橋の橋軸方向振動を対象として解析した。桁は、4つの支点で弾性支承により支持し、弾性支承のばね係数は1次固有周期が1秒になるように設定した。なお、支承条件を固定とした場合の1次固有周期は0.5秒である。VSは、同一の特性を有するものを橋脚天端位置に設置することとした。橋固有の減衰定数としては0.02を与えた。

入力地震動としては、道路橋示方書V耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に相当する加速度応答スペクトル（Ⅲ種地盤）に昭和58年日本海中部地震により津軽大橋周辺地盤上で得られた強震記録を周波数領域でスペクトルフィッティングさせた動的解析用の標準波形を用いた。最大加速度は 443cm/sec^2 である。

解析ケースは2ケースとし、ケース1はVSにより制御しない場合、ケース2は地震動の卓越周期調整係数 α を0.5とした場合である。

(3) バリアブルスティッフネスによる地震応答の低減効果

図-7は、VSに与える減衰係数と橋の卓越周期の関係を示したものである。橋の振動には、桁のみが水平に振動する1次振動が卓越し、VSの減衰係数を大きくするとこの卓越周期は長くなる。本橋の場合には、減衰係数が $400\text{tf}\cdot\text{s/m}$ を越えると卓越周期が大きく変化し、減衰係数が約 $430\text{tf}\cdot\text{s/m}$ で臨界減衰に達する。臨界減衰を越えた後は、卓越周期は逆に短くなり減衰係数が $600\text{tf}\cdot\text{s/m}$ 以上になると卓越周期はほぼ0.45秒で一定になる。図-8は、入力地震動とその卓越振動数、橋の卓越周期を示したものである。入力地震動の卓越振動数は、0.2~1.0Hzの間にあり、これに応じて橋の卓越周期が変化する。

表-2は、上記2ケースの場合の橋及びVSの最大応答値を比較したものである。VSを取り付けることにより、制御しない場合に比較して桁の最大変位は17%に、最大加速度は50%に、橋脚基部の最大断面力は52%に低減することができる。この時にVSに生じる最大減衰力は $77.6\text{tf} \times 4 = 310\text{tf}$ 、最大ストロークは 3.1cm となる。

4. まとめ

(1) バリアブルダンパーの実大模型の開発及び模型振動台実験

- ① 開発試作したバリアブルダンパーに一定の入力電圧を与えた場合の抵抗力～変位関係は、ほぼ設計通り矩形状を描き、摩擦力が作用する系と同様の関係を有する。入力電圧とバリアブルダン

パーの抵抗力は、式(1)に示される実験式により与えられる。

② バリアブルダンパーの制御実験によれば、抵抗力をほぼ制御値通りに変化させることが可能であることが確認された。

③ バリアブルダンパーを取り付けた模型橋の振動台実験によりその有効性を検討した。バリアブルダンパーにより制御することにより、最大応答加速度は54%に（すなわち、橋桁からの慣性力は約半分に）、最大応答変位は14%に低減できることがわかる。この時にダンパーに生じる最大減衰力は7.2tfである。

(2) バリアブルスティッフネスの開発

① バリアブルスティッフネスを用いることにより、非制御の場合に比較して、桁の最大変位は17%に、最大加速度は50%に、橋脚基部の最大断面力は52%に低減することができる。

② 本解析では卓越周期調整係数 α を任意に設定したが、橋の構造特性に応じて最適な係数がある。また、式(1)による卓越周期の設定方法には種々の方法が考えられ、これについては今後検討する。

5. 今後の研究課題

(1) バリアブルダンパーの開発

① バリアブルダンパーの実大モデルを用いた模型橋の振動実験を行い、バリアブルダンパーの実用化を図る。

② 特殊粘性体（ER流体：負荷電圧により粘性係数を可変）を用いたバリアブルダンパーの実用可能性を検討する。

(2) バリアブルスティッフネスの開発

・ バリアブル・スティッフネスの実用化に向けてバリアブルスティッフネスモデルを開発・製作し、特性実験によりその基本特性を検討する。

研究成果

- 1) 田口二郎、岩崎敏男、足立義雄、佐々木康、川島一彦：ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する白米共同研究、UJNR第22回合同部会、1990年5月
- 2) 川島一彦、長谷川金二、運上茂樹、長島博之、清水英之：我国の免震・制震技術の現状、UJNR第23回合同部会、1991年5月
- 3) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、UJNR第24回合同部会、1992年5月
- 4) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、UJNR第25回合同部会、1993年5月
- 5) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーの小型模型の開発、第2回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1992年12月
- 6) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：アクティブ・マス・ダンパー（AMD）を用いた橋の最適な地震応答制御、土木技術資料、Vol. 33、No. 9、pp. 61-68、1991年9月
- 7) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：AMDの制震効果に及ぼす最適フィードバック制御法の重み係数の影響、土木技術資料、Vol. 34、No. 9、pp. 34-41、1992年9月
- 8) 橋梁用バリアブルダンパー装置：特許出願中（国内：特願平3-291261、国際）
- 9) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーの小型模型の開発、土木研究所資料第3169号、平成5年3月

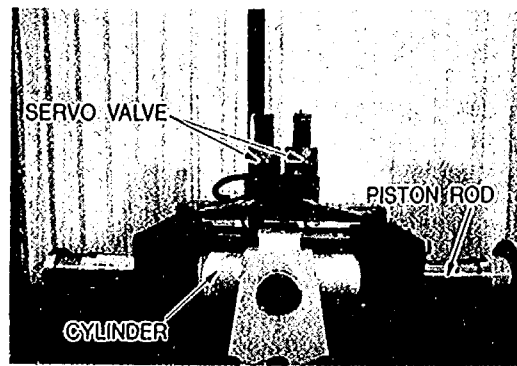


写真-1 バリアブルダンパーの実大模型



写真-2 模型橋の振動台実験

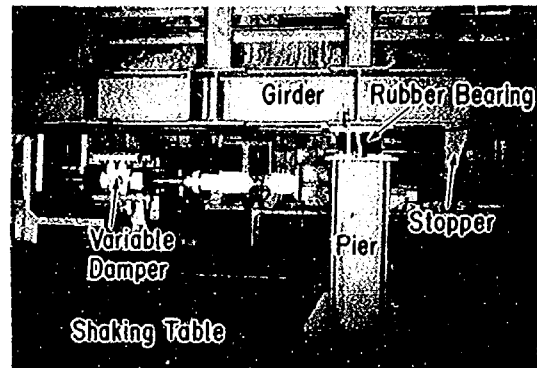


写真-3 バリアブルダンパーの模型橋への設置状況

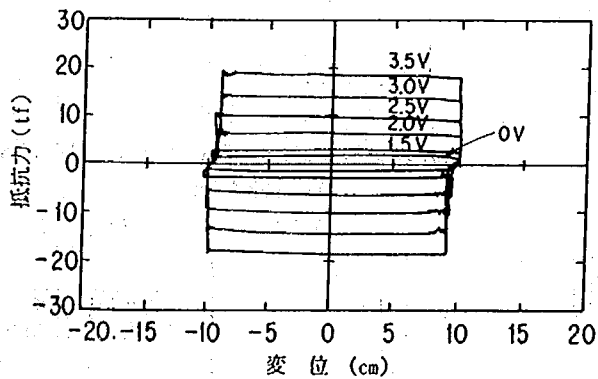


図-1 抵抗カ～変位の履歴曲線の一例

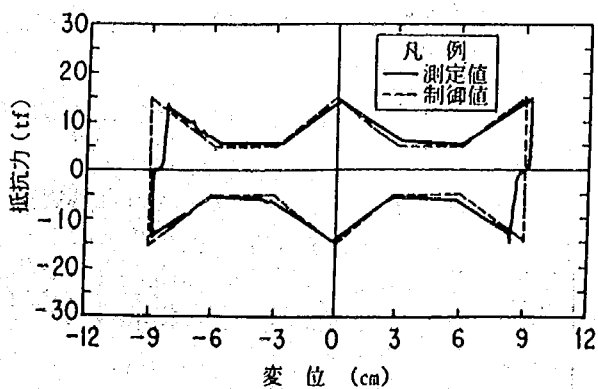


図-3 バリアブルダンパーの制御例

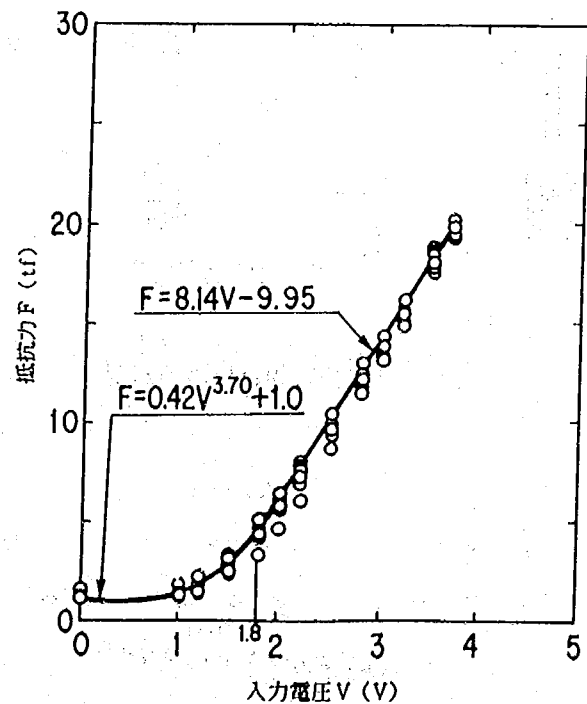
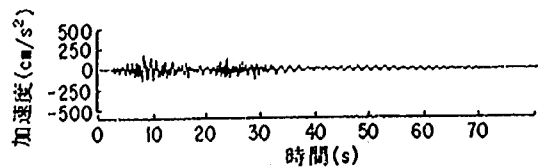
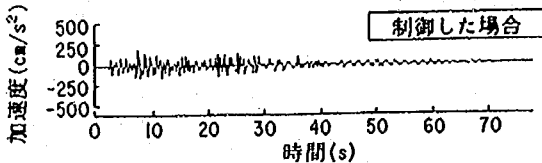
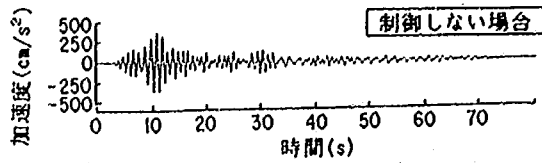


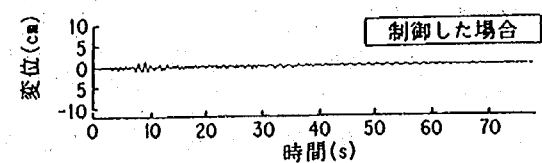
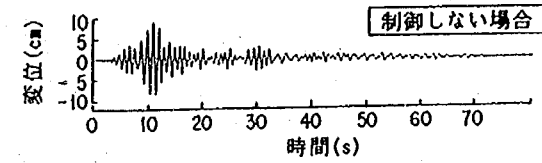
図-2 入力電圧～抵抗カの関係



(a) 振動台の加速度



(b) 橋桁の加速度



(c) 橋桁の変位

図-4 バリアブルダンパーによる地震応答制御効果

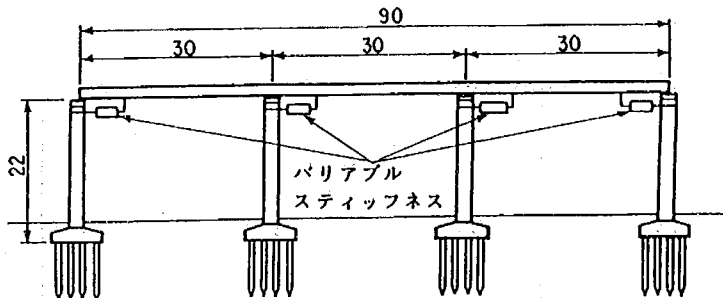
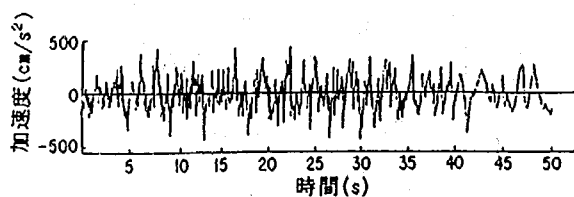
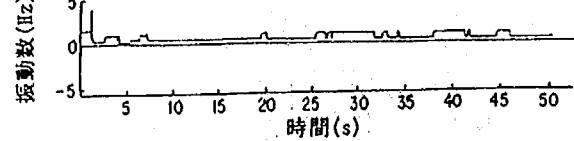


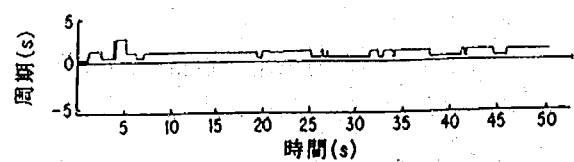
図-6 解析対象橋



(a) 入力加速度



(b) 入力地震動の卓越振動数



(c) $\alpha = 0.5$ の場合の橋の卓越周期

図-7 減衰係数と橋の卓越周期の関係

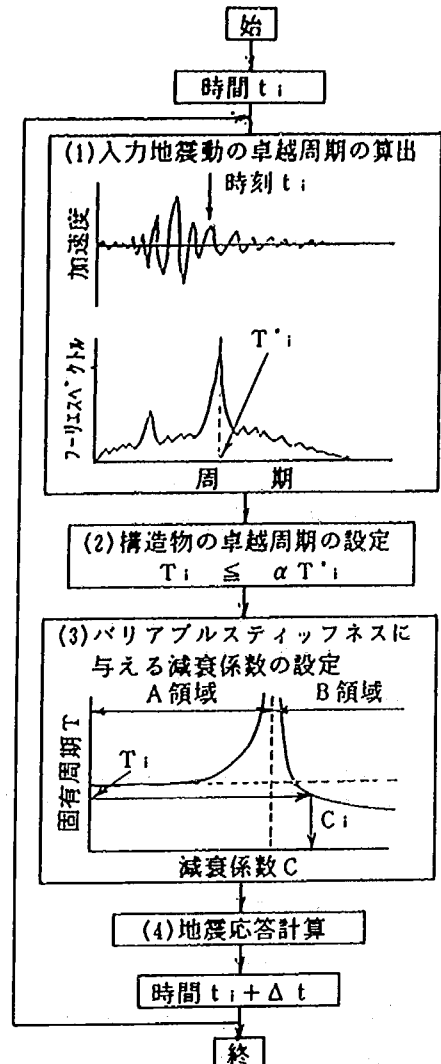


図-5 バリアブルスティッフネスの制御方法

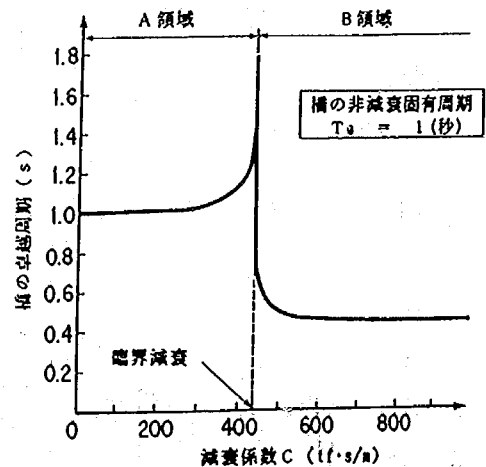


図-8 入力地震動と橋の卓越周期

表-1 最大応答値の比較

解析ケース	桁		橋脚基部の断面力		A' 部分の断面力	
	変位 (cm)	加速度 (cm/s²)	せん断力 (tf)	曲げモーメント (tf・m)	減衰力 (tf)	スロウ (cm)
ケース1 非制御の場合	33.1	1,301	166	3,288	-	-
ケース2 制御した場合 ($\alpha = 0.5$)	5.6	653	87	1,701	17.6	3.1
1-1.2 / 1-1.1	0.17	0.50	0.52	0.52	-	-

3. 大都市地域における地震防災技術の開発

(1)新形式の構造物の耐震計算法の開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室	室長	川島	一彦
	主任研究員	運上	茂樹
	研究員	杉田	秀樹
	研究員	星隈	順一
	研究員	中島	燈
		長屋	和宏

1. まえがき

大都市地域を中心として道路の混雑は激化の一途をたどる傾向を示しており、さらに市街地の道路整備については地価の高騰、代替地の取得難などにより、事業進捗が円滑に図られていないのが現状である。このため、都市地域における幹線道路の整備を促進する手法として、平成元年に道路法、都市計画法、都市再開発法、建築基準法の一部が改正され、道路と建築物との一体的整備を可能とする立体道路制度が創設された。このため、道路と建築物を一体的な構造とする道路一体建築物について、構造設計などの技術上の基本的な考え方を明確にする必要があるが、特に耐震設計は設計に支配的な影響を与えるため、早急に適切な耐震設計法を開発することが求められている。

本年度は、本研究の初年度にあたり、道路一体建築物を設計する際に、土木、建築の両者が依り所とする建築基準法及び道路橋示方書の耐震設計法の考え方を比較整理するとともに、両基準に基づき同じ道路橋を比較設計し、基準の違いが与える影響を検討した。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高度化に伴い、今後、建設が増加する道路一体建築物、地下構造物と地上構造物の一体構造物等の新形式の構造物に対する耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究成果

3.1 道路一体建築物の構造分類

道路一体建築物の構造形式としては、種々の構造があるが、道路と建築物の力学的構造関係と位置関係に応じて分類すると表-1のようになる¹⁾。

道路と建築物の力学的構造関係によって分類すると以下の2つに分けられる。

- ① 分離構造：道路と建築物との間に力の伝達がない構造形式
- ② 一体構造：道路と建築物との間に力の伝達がある構造形式

①分離構造については、道路及び建築物が立体的に交差するが、構造物がそれぞれ独立し、相互に関連しないため、それぞれ、道路橋示方書及び建築基準法に基づいて耐震設計を行えばよい。ただし、大地震時等で変形が大きくなった場合でも両構造物が常に独立した構造系を保てるようにしなければならない。一方、②一体構造は、立体道路制度において対象としている構造であり、また、道路と建築物の間で力学的に相互に影響を及ぼし合うため、両者を一体としてそれぞれの振動特性を考慮した耐震設計法が必要とされる。

道路と建築物との位置関係によって分類すると以下の3つに分けられる。

- ① 上部式：道路が建築物の屋上または上空を通過する形式
- ② 中層式：道路が建築物の中を通過する形式
- ③ 下部式：道路が建築物の下を通過する形式

①上部式の場合には、建築物が道路の下部及び基礎構造を兼ねることになる。一方、③下部式の場合には、逆に道路構造が建築物の基礎構造となるものであり、②中層式は①及び③の中間的なものである。①及び②の構造例としては、高架道路と建築物が一体となる構造、③の構造例としては、地下道路と建築物が交差する構造が挙げられる。このため、耐震設計を考える場合には、建築物と道路と

の位置関係に応じて考慮する荷重、また、道路と建築物の間で力を伝達する結合部分等に関する耐震設計法の開発が必要とされる。

3. 2 建築基準法と道路橋示方書の耐震設計法の比較

建築基準法と道路橋示方書は、それぞれ、対象とする構造物の地震時の振動特性や過去の地震被害事例を基本にこれまで耐震設計法として整備されてきている。道路一体建築物のように異なる構造物が一体となる構造については、どのように耐震設計するか明らかになっていない。このため、まず、両基準における耐震設計法の相違点を調査した。これらの主要な相違点を示すと以下の通りとなる。

(1) 設計水平震度

図-1に示すように道路橋示方書では、設計水平震度を橋梁の高さ方向に対して一定と仮定しているが、建築基準法では、地上部分の地震力を建築物の高さに応じて変化させる。これは、従来、道路橋は背が低く比較的剛で短周期構造物が多かったこと、また、一般に上部構造重量による慣性力が下部構造及び基礎の設計に際して支配的であること等から、上部構造位置における応答震度を橋梁全体の設計に用いてきたものである。一方、建築物の場合は、その全体構造が梁と柱を層状に重ね合わせた片持梁形状であることから高さが高いほどその応答が大きくなるという地震時の応答特性を考慮して設計震度を高さ方向に変化させている。

道路橋示方書では、設計水平震度を次式により与える。

$$k_h = c_2 \cdot c_g \cdot c_1 \cdot c_T \cdot k_{h0} \quad (1)$$

ここで、 k_h ：設計水平震度、 k_{h0} ：標準設計水平震度（＝0.2）、 c_2 ：地域別補正係数、 c_g ：地盤別補正係数、 c_1 ：重要度別補正係数、 c_T ：固有周期別補正係数である。

一方、建築物に対しては、地震層間せん断力係数により地震力が規定されており、これに基づき換算水平震度 K_i を算出すると次式のようになる。

$$K_i = Z \cdot R_t \cdot B_i \cdot C_0 \quad (2)$$

ここで、 Z ：地震地域係数、 R_t ：振動特性係数、 B_i ：水平震度の高さ方向の割増し係数、 C_0 ：標準層せん断力係数（＝0.2）である。 B_i は水平震度の高さ方向の割増し係数で次式で与えられる。

$$B_i = (A_i - A_{i+1}) W_i / (W_i + A_{i+1}) \quad (3)$$

ここで、 W_i 及び w_i は、それぞれ、 i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和及び i 階の固定荷重と積載荷重の和である。 A_i は地震層せん断力係数の分布係数で次式で与えられる。

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_{i+1}}) 2T / (1 + 3T) \quad (4)$$

ここで、 α_i 及び T は、それぞれ、 A_i を算出しようとする高さの部分が支える固定荷重と積載荷重との和を建築物の地上部分の固定荷重と積載荷重との和で除した数値、及び建築物の1次固有周期である。

図-2は、橋梁の上部構造位置における設計水平震度の割増し係数 B_i （式(3)）と重量比 α の関係をいくつかの固有周期について算出したものである。短周期の場合には、 α にあまりよらずに $B_i \approx 1.0$ であるが、長周期になると α によって B_i は0～2の間で大きく変化するようになる。道路橋の場合には、橋全体の重量に対して上部構造の重量が占める割合 α は、一般に40～60%程度である。したがって、この場合には上部構造に作用させる設計水平震度の割増し係数 B_i は1.0以下になる。

図-3は、地盤種別が第2種地盤の場合について、建築基準法に規定される振動特性係数 R_t を道路橋示方書に規定される固有周期別補正係数 c_T と比較して示したものである。これによれば、振動特性係数 R_t は、固有周期0.7秒以下の短周期側では、固有周期別補正係数 c_T の80%程度であるが、長周期側では50%程度と小さくなる。このため、道路橋示方書及び建築基準法による設計水平震度の違いによる影響は、短周期構造物の場合には2割程度であるが、長周期構造物に対しては設計水平震度が約半分に小さくなる。

したがって、建築基準法と道路橋示方書の設計水平震度に関する相違点は、設計水平震度を高さ方向に変化させること、及び固有周期別の補正係数が建築基準法では、道路橋示方書に比較して20%～50%程度小さくなることである。なお、道路橋示方書では、耐震設計上の地盤面より上の構造部分に対して水平震度を作用させるが、建築基準法では、地階部分に対しては0.05～0.10の水平震度を考慮するもののフーチングのような基礎構造物に対しては水平震度を作用させない。

(2) 許容応力度

道路橋示方書では、地震時の許容応力度の割増しとして1.5倍を考慮するが、建築基準法では、通常短期（地震時）の許容応力度の割増しとして長期（常時）の2倍を考慮する。

（３）基礎の設計

道路橋示方書では、基礎の設計に際して、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎等の構造形式に応じて、転倒、滑動、支持力及び変位の照査を行う。しかしながら、建築基準法では、基礎の設計では、支持力については照査するが、転倒、滑動に対する規定、及び水平変位量に対する制限等が具体的に規定されていない。また、建築基準法では、直接基礎で偏心荷重を受ける場合でも偏心距離に対する制限がない。また、滑動に対する検討も水平力が常時作用していなければ検討の必要はない。杭基礎の場合には、杭の水平変位に対しても定量的評価が明確でないために具体的な規定値はない。ただし、杭の水平変位が1cm以上になると急激に変位が増大するということは解説されている。

（４）地震時保有水平耐力の照査

道路橋示方書及び建築基準法ともに、大規模地震時の落橋もしくは崩壊に対する安全性を照査するために、地震時保有水平耐力の照査を行う。地震時保有水平耐力の照査に用いる標準設計水平震度はいずれの基準も1.0であり、これを部材の許容塑性率によって補正して地震時保有水平耐力の照査に用いる慣性力を算出する。道路橋示方書と建築基準法では、細かく見てみるとせん断耐力等の計算式が異なるが、基本的な考え方は同一といえる。ただし、両基準の相違点としては、道路橋示方書では、設計水平震度の上限値を地盤種別によって変化させること（Ⅰ種地盤：0.7、Ⅱ種地盤：0.85、Ⅲ種地盤：1.0、建築基準法：1.0）、地震時保有水平耐力を算出する際に、道路橋示方書では降伏時の剛性に応じた等価固有周期を用いるが、建築基準法では弾性時（震度法レベル）の固有周期及び地震層せん断力係数の分布係数を用いる点が挙げられる。

3. 3 建築基準法及び道路橋示方書に基づく道路橋の耐震設計比較

（１）設計比較の方針

上記のように、建築基準法と道路橋示方書には耐震設計上の相違点があるが、設計法の違いが完成時の構造物に対して具体的にどのように影響するかを明らかにするために両基準に基づく試設計を行った。試設計の対象は道路橋とし、橋脚及び橋脚基礎に着目して基準の違いが応力度等にどの程度影響するかを検討した。このため、橋脚の断面、配筋等の構造条件は同一と仮定して両基準に従って耐震計算を行った。なお、当然ながら建築基準法では道路橋の耐震計算に必要な多数の項目が規定されていないため、こうした項目については道路橋示方書に従うものとした。

（２）試設計の対象とした道路橋

試設計の対象とした橋梁は、表-2及び図-4に示す2橋（A橋及びB橋）である。ここで、A橋は、固有周期が0.5～0.7秒の一般的な例である。A橋は、支間長40m、橋長120mの3径間連続鋼板桁橋であり、A1橋台に固定支承を有する1点固定方式である。橋台は直接基礎を有するRC逆T型式、橋脚は杭基礎を有するRCT型単柱である。地盤種別は、橋台ではⅠ種、橋脚ではⅡ種とし、液状化の影響はないものと仮定した。

一方、B橋は、固有周期が1.5秒～2秒程度を有する比較的固有周期の長い例である。B橋は、橋長310mの3径間連続鋼トラス橋で、P1橋脚及びP2橋脚に固定支承が設けられている多点固定方式である。橋台は、直接基礎を有するRC逆T型式、橋脚は高さが50mで直接基礎を有するRC単柱（中空箱型断面）である。地盤種別は橋台、橋脚ともにⅠ種とし、A橋と同様に液状化の影響はないものと仮定した。

（３）試設計結果

A橋及びB橋の耐震計算結果について特徴的な事項を示すと以下のとおりとなる。

① 設計水平震度

図-5は、A橋のP1橋脚及びB橋のP1橋脚に作用させる水平震度の高さ方向の分布を道路橋示方書と建築基準法で比較して示したものである。A橋のP1橋脚の場合には、道路橋示方書では、橋軸、橋軸直角方向ともに0.25で高さ方向には一定である。一方、建築基準法では、橋軸方向の場合には、橋脚基部で0.08、橋脚天端位置で0.268、橋軸直角方向には橋脚基部で0.08、上部構造重心位置で0.247となり、前述のように高さが高いほど水平震度が大きくなる分布性状となる。ただし、上部構造部分に作用させる水平震度は建築基準法及び道路橋示方書ともにほぼ同程度となる。

B橋のP1橋脚についてもA橋と同様であり、道路橋示方書では、橋軸及び橋軸直角方向それぞれについて、0.11及び0.19となる。建築基準法によった場合には、橋軸方向については橋脚基部で0.005、橋脚天端で0.079、橋軸直角方向については橋脚基部で0.024、上部構造重心位置で0.192となる。

② 橋脚基部における断面力

橋脚の耐震設計上重要となる橋脚下端部の断面力について、道路橋示方書と建築基準法による違いを示したのが図-6である。ここでは、道路橋示方書により得られた断面力に対する建築基準法により得られた断面力の比を示している。これによれば、断面力比はA橋では橋脚下端部の曲げモーメントについては0.9~1.0、せん断力については0.8~0.9となり、建築基準法に従って設計した場合が小さくなる。この違いは、前述の設計法の比較で述べたように建築基準法では高さ方向に水平震度を変化させていることが影響したものである。

一方、B橋の場合には橋軸方向では断面力比は0.5~0.55と約半分になる。橋軸直角方向では0.65~0.8程度となる。この理由は、上記A橋の場合と同様に建築基準法では水平震度を高さ方向に変化させていること、また、B橋の橋脚では固有周期が橋軸方向が2.9秒、橋軸直角方向が1.2秒と比較的長周期となるため、建築基準法に規定される振動特性係数が道路橋示方書の固有周期別補正係数よりも小さくなることが影響したためである。橋軸直角方向に比較して橋軸方向の場合がより断面力比が小さくなるのは固有周期がより長いからである。

③ 基礎底面における断面力

図-7は、基礎下端における曲げモーメントとせん断力の比を示したものである。これによれば、A橋では曲げモーメント比は0.9程度、せん断力比が0.55程度となる。B橋では、曲げモーメント比が0.55程度、せん断力比が0.35程度となる。せん断力比が橋脚下端に比較して基礎下端部で小さくなるのは、建築基準法ではフーチング部分の慣性力を考慮していないためである。ただし、B橋は背の高い橋脚のため、フーチング部分の重量が上部構造及び橋脚全体の重量に比較して小さいためその影響の度合は小さくなっている。

4. まとめ及び今後の検討課題

本年度は、将来に向けて、新しい道路構造として建設が始められようとしている道路一体建築物の耐震設計のあり方について検討することを目的として、建築基準法及び道路橋示方書の耐震設計法の対比を行うとともに、これらに基づく試設計を行い、両基準の違いとその影響及び今後必要な調査項目を検討した。以上の検討結果をまとめると次のようになる。

(1) 建築基準法と道路橋示方書に従って、同一の橋梁を設計した場合には、道路橋示方書に従った場合がより厳しい照査条件となる。比較的短周期の橋梁については、建築基準法に従った場合に断面力等は10~20%程度小さくなるが、比較的長周期の橋梁の場合には20~50%程度小さくなる。この違いは、建築基準法と道路橋示方書における設計方法の違いによるものであり、特に、建築基準法では水平震度を高さ方向に変化させること長周期構造物の場合には振動特性係数がより小さくなること、及び基礎部分に対して慣性力を考慮しないためである。

(2) 道路と建築物、地下構造物と地上構造物の一体構造物等、構造物間で力学的に相互に影響を及ぼし合う新形式の構造物の耐震設計法を開発するために以下の検討が必要とされる。

- ① 地下構造物~地上構造物が一体化した構造物の地震応答特性
- ② 地下構造物と地上構造物に対する地震力の設定法(震度法と応答変位法の統合)
- ③ 振動特性の異なる構造物が超近接構造物の地震応答特性
- ④ 近接度合と地震応答への影響を考慮した地震力の補正係数の設定法

参考文献

- 1) (財)日本建築センター：空間複合利用建築物技術検討調査報告書、平成元年3月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成2年2月
- 3) (財)日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991年版
- 4) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針
- 5) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1986年版

表-1 道路一体建築物の分類

形式		道路位置形式		
		上部式	中層式	下部式
構造	分離構造			
	一体構造			

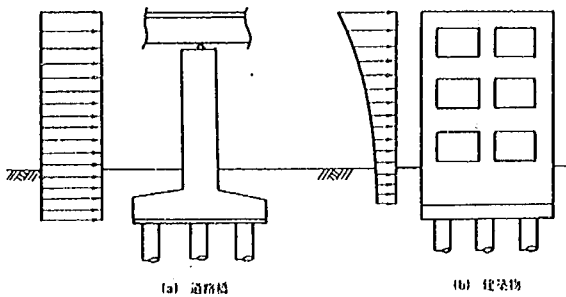


図-1 道路橋と建築物の設計震度の与え方

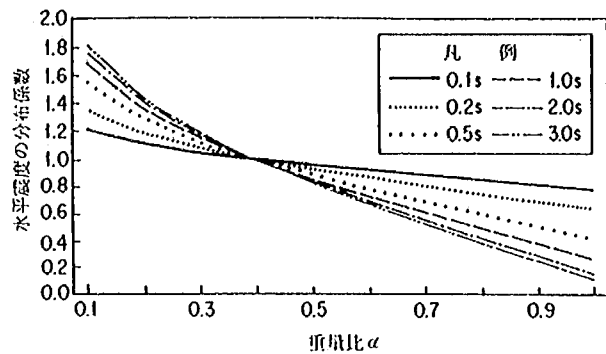


図-2 上部構造重量比と水平震度の割増し係数の関係

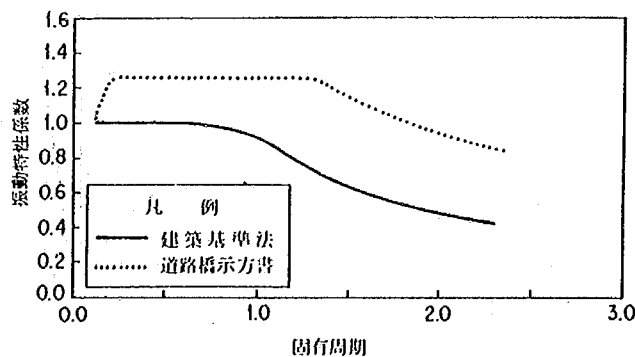


図-3 振動特性係数の比較(第2種地盤)

表-2 設計対象とした道路橋の条件

項目	A 橋	B 橋
地域区分	A 地域	
橋 格	1 等橋	
支 間	40m@3 径間=120m	95m+120m+95m=310m
幅 員	9.75m	19.4m
上部構造形式	3 径間連続鋼鈑桁橋	3 径間連続鋼トラス橋
下部構造形式	橋台: RC 逆 T 形式 橋脚: RC T 型単柱	橋台: RC 逆 T 形式 橋脚: RC 単柱(箱型断面)
基礎構造形式	橋台: 直接基礎 橋脚: 杭基礎(場所打ち杭)	橋台: 直接基礎 橋脚: 直接基礎
可動支承の摩擦係数	$f_s = 0.15$	-----

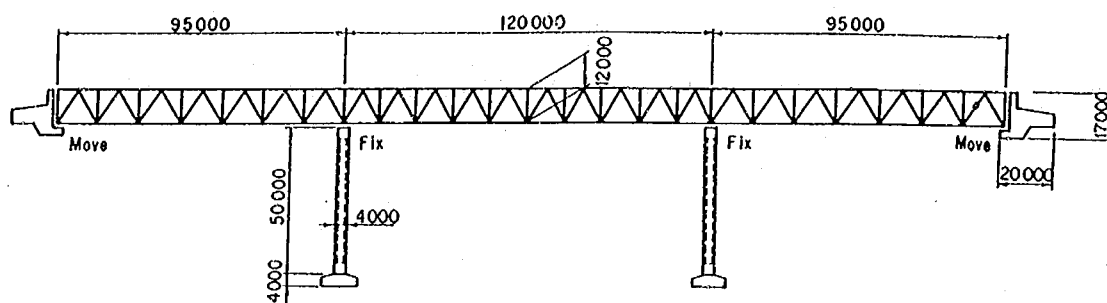
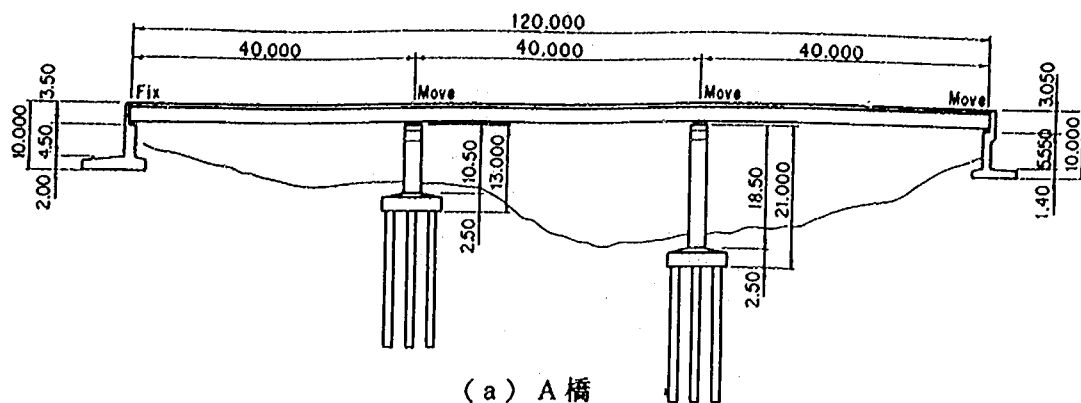


図-5 設計対象橋

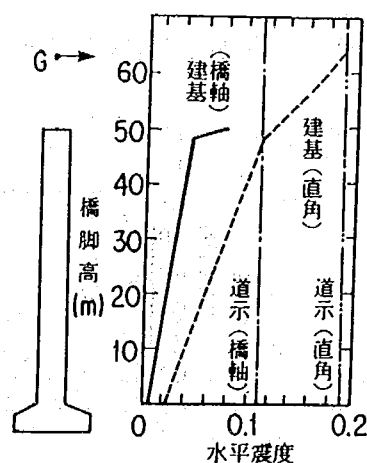
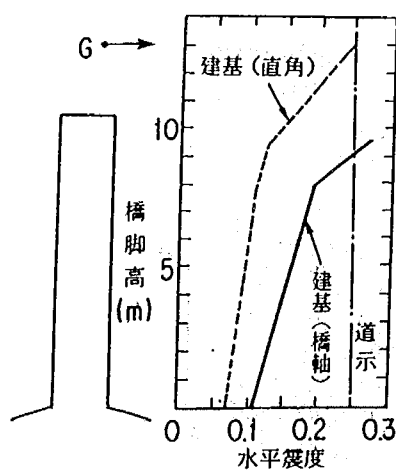
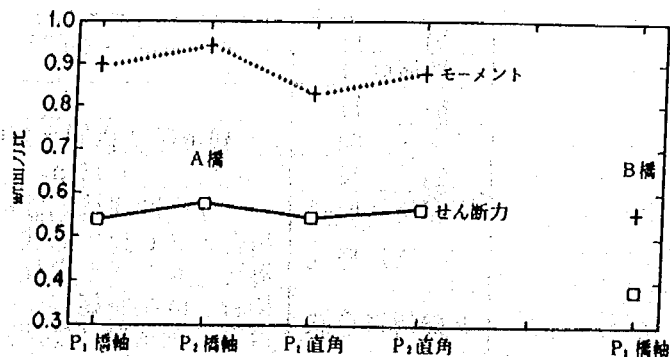
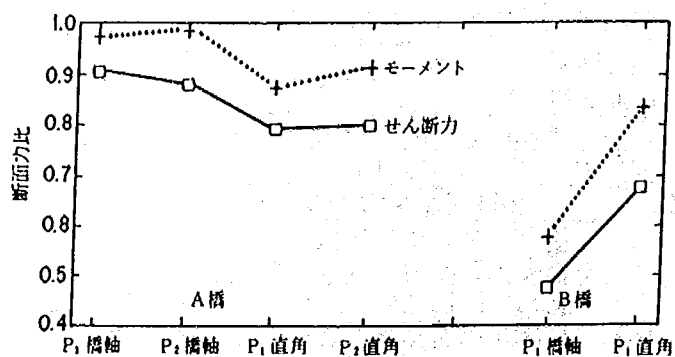


図-6 設計水平震度の高さ方向の分布



3. 大都市地域における地震防災技術の開発

(2) 直接基礎の動的安定照査法の開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室	室長	川島 一彦
	主任研究員	運上 茂樹
	研究員	杉田 秀樹
	研究員	星隈 順一
	研究員	中島 燈
		長屋 和宏

1. まえがき

首都圏では、直下型の南関東地震の発生が懸念されている。このクラスの地震が起こった場合には、現在の耐震設計レベルでは落橋等の致命的な被害は生じないかもしれないが、機能障害や機能低下をもたらす中～大規模被害は多数発生する可能性があると考えられている。従来の我国の耐震設計は、耐震性の不十分な構造物の耐震性を向上させるという、いわばボトムアップの姿勢で行われているが、首都圏等のような大都市圏では、従来あまり問題とならなかった程度の被害でも、交通機能に致命的な影響を長期間にわたって及ぼし、これが経済社会に様々な悪影響を生じることが懸念されている。したがって、地震時に大都市圏の機能低下を防止するためには、従来とは異なって、重要性に応じて橋等の公共土木施設の耐震性を抜本的に高くする等、新たな観点から耐震性の向上技術の開発が必要とされている。公共土木施設にはいろいろの種類があるが、大都市圏の主要交通網を形成する高架の橋等は、その重要性が高く、技術開発の波及も大きいことから、ここでは橋を主対象とし、橋の中でも最も弱点の基礎の耐震性を向上させ、直下型地震でもほとんど被害を生じない基礎構造物の耐震設計技術を開発することを目標とする。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、関東地震級の大地震を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法が取り入れられているが、直接基礎の安定照査に対しては、地震時保有水平耐力の照査法が確立されていない。このため、直接基礎の振動特性を考慮した動的な安定照査法の開発が必要とされている。

本年度は、直接基礎の基本的な振動特性について動的解析により検討した。

2. 研究目的

本研究は、大都市部に建設される基礎構造物が直下型地震でもほとんど被害が生じないための耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究成果

3. 1 現行の安定照査法と新しい安定照査法のポイント

現在、直接基礎の地震時の安定照査は、震度法により転倒、滑動、支持力の3条件を満足するように行う。具体的には、以下のとおりである。

(1) 転倒照査

自重と地震力の合力の作用線と基礎底面が交わる点が基礎底面幅をある安全率で割った範囲以内に入るという条件により照査が行われている。この方法によれば、基礎の高さと幅の比が同じであれば、基礎寸法によらず同じように転倒すると判定され不合理である。同じ形状でも寸法が大きければ転倒しにくく、そのような動的な概念を取り入れた転倒照査法の開発が必要である。

(2) 滑動照査

基礎底面における地盤のせん断反力が、底面地盤の許容せん断応力以内に入るという条件により照査が行われている。しかしながら、許容せん断応力は実際の値に対して極めて小さく設定されており、少し大きな地震を考えると容易に許容せん断力を越えてしまう。こうなると、現行設計法では、底面に突起を設ける等、特殊な形状を採らなければならない。このため、耐震設計には、南関東地震等の地震時に生じる現実的な地震力を考慮すると同時に、滑動が生じてもこれがある範囲内であれば、安定と判定するような動的安定照査法を開発しなければならない。

(3) 支持力照査

荷重の偏心傾斜及び基礎の沈下量を考慮した上で、作用力が地盤の許容鉛直支持力以内に入るとい

う条件により照査が行われている。支持力については地盤の局部的もしくは全体的破壊現象等の解明という難しい課題を含んでいるが、滑動の照査と同様に支持力についても基礎が振動するという動的な観点を取り入れた安定照査法の開発が必要とされる。

3.2 直接基礎の転倒・滑動解析手法

直接基礎の振動を解析した例はあまり多くないが、これを大きく単純化して、剛な地盤上に基礎が乗っているという条件の解析にはいろいろなものがある。これらによれば、剛な地盤上の基礎は、図-1に示すように、滑動、回転、滑動+回転、浮上り+滑動、浮上り+滑動+回転といろいろな形態の振動を生じる。

図-2に示すように、剛な地盤上に剛な直接基礎があり、これに常時の荷重が作用しているという条件で、地震動が作用した場合の直接基礎の振動を解析する。ここでは、基礎を最も簡単なモデルに置き直している。運動方程式は、次のように与えられる。

$$\begin{aligned} M\ddot{X} &= F_X^F + F_X^I \\ M\ddot{Y} &= -F_Y^G + F_Y^R + F_Y^I \\ J\ddot{\theta} &= d_X^R \cdot F_Y^R - d_Y^F \cdot F_X^F + d_X^I \cdot F_Y^I - d_Y^I \cdot F_X^I \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、

- M, J : 基礎の質量及び回転慣性
- X, Y, θ : 基礎の重心点の X, Y, θ 方向の絶対変位
- F_X^F : 基礎底面に作用する摩擦力
- F_Y^R : 基礎底面に作用する垂直反力
- F_X^I, F_Y^I : X, Y 方向の常時作用力
- F_Y^G : 基礎の自重
- d_X^R, d_Y^F : 基礎の重心点から垂直反力及び摩擦力の作用点までの距離
- d_X^I, d_Y^I : 基礎の重心点から常時作用力の作用点までの距離

ここで、基礎から基礎底面までに作用する垂直反力 F_Y^R と摩擦力 F_X^F は次のように与えられる。

$$F_Y^R = \begin{cases} 0 & \cdots \text{基礎が地盤と接触していない場合} \\ M\ddot{Y} + F_Y^G - F_Y^I & \cdots \text{基礎が地盤と接触している場合} \end{cases} \quad (2)$$

$$F_X^F = \begin{cases} M(\ddot{X}_r + \ddot{X}_E) - F_X^I & \cdots \text{滑りが生じていない場合} \\ M(\ddot{X}_r + \ddot{X}_s + \ddot{X}_E) - F_X^I & \cdots \text{滑りが生じた場合} \end{cases} \quad (3)$$

ただし、

$$-\mu F_Y^R \leq F_X^F \leq \mu F_Y^R \quad (4)$$

ここで、 $\ddot{X}_s$: 滑動による基礎の変位、 $\ddot{X}_r$: 回転振動による基礎の変位、 $\ddot{X}_E$: 地盤の変位、 μ は基礎と地盤の間の摩擦係数である。

式(2)、(3)の条件下で、表-1に示すように運動形態を判定して、式(1)を解けば、回転、滑動、回転+滑動、飛び上りを伴う基礎の振動を解析することができる。実際の解析では、基礎と地盤の間に生じる衝突やこれによるエネルギー損失の取扱い、一度、基礎が地盤と衝突した後の運動形態の判定、静摩擦と動摩擦の違い等、種々の項目について判定条件を与える。

3.3 直接基礎の基本的な振動特性の検討

(1) 解析モデル及び基本振動特性

解析対象としたのは表-2に示す2種類の基礎である。ともに、高さとの比(B/H)は5で相似形であるが、高さはモデル1が25cmであるのに対し、モデル2が400cmと16倍大きくなっている。

図-3は、地盤に正弦波状の入力地震動を作用させた場合に回転振動だけが生じるとした場合(滑動はしないとした場合)に、基礎を転倒させるに要する最小の加速度振幅と加振周期の関係を示したものである。ただし、加速度は基準加速度 $A_0 (= B/H \cdot G)$ により正規化している。図-3によれば、基礎が転倒する最小の加速度は、ある周期(以下これを転倒限界周期 T_c と呼ぶ)を境として、これより短周期側では加速度は大きくなり、これより長周期側では一定の加速度 A_0 になる。転倒限界周期は、モデル1では約0.2秒、モデル2では約0.95秒であり、形状が相似でも寸法の大きい方が長い。

(2) 転倒だけする場合の基礎の振動

まず、基本的な振動特性を知るために、滑動は生じなくて回転振動だけが生じる場合の解析を行った。このために、基礎と地盤の間の摩擦係数を計算上は十分大きいとした。

モデル1に、周期0.1秒、加速度振幅 $1.5A_0$ の正弦波状の地震動を作用させた場合の応答を示すと、図-4のようになる。この場合には、基準加速度よりも入力加速度が大きいので、基礎は回転振動するが、転倒には至らない。これは、加振周期が転倒限界周期よりも短い場合の振動形態である。

同一条件で、さらに入力加速度を $3.0A_0$ まで上げた場合の応答が図-5である。この場合には、加振開始後約7秒で基礎は転倒する。

次に、地震動強度は図-4と同じ $1.5A_0$ の条件で加振周期を転倒限界周期よりも長く1秒にした場合を示したのが図-6である。この場合には加振開始後1サイクルもたないうちに基礎は転倒する。したがって、加振周期、すなわち、入力地震動の周期特性の違いが重要であることがわかる。

図-7は、モデル2に対して図-4と同じ $1.5A_0$ の地震動強度で0.1秒の周期の正弦波を作用させた場合の基礎の応答である。図-4と同様に基準加速度よりも大きな地震動を作用させているので回転振動する。しかし、ここで重要な点は図-4よりも回転振動の大きさが小さい点で、最大回転角はモデル1では2.5度であるのに対して、モデル2では0.11度と $1/25$ に過ぎない。これは、形状が相似でも大きな基礎ほど振動しなくなることを示している。

(3) 回転と滑動の両者が生じる場合の基礎の振動

基礎と地盤との間の摩擦係数を実際にあり得る値に下げて基礎の滑動を解析した。

まず、摩擦係数 μ を基礎の寸法比 B/H ($=0.2$) と等しくした場合のモデル1の応答を図-8に示す。入力地震動は振幅が $3.0A_0$ 、周期が0.1秒の正弦波である。この場合には、基礎は滑動するだけで、回転振動はしない。

同じ条件で摩擦係数を0.3に上げた場合の応答が図-9である。この場合には、最初の15秒間は回転振動が卓越し、これに多少の滑動が混じった振動をする。その後は少し回転振動の混じった滑動主体の振動となっている。なお、ここには示さないが以上と同じ条件で摩擦係数を0.4とすると、滑動はせず、前述と同じように回転振動のみが生じる。

以上のように、滑動と回転振動が同時に起こる条件下では表-1に示した判定条件に示されるように、基礎の形状、摩擦係数に応じて、回転振動、滑動、回転振動+滑動の3つの振動形態が表れてくる。

4. まとめ及び今後の課題

大規模地震にもほとんど損傷を受けない直接基礎の動的な安定照査法の開発を目的として、本年度は、直接基礎の基本的な振動特性を動的解析によって検討した。本年度の検討結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 滑動が生じない条件下で、回転振動するためには、基礎重心には、基準加速度 A_0 以上の加速度が作用する必要がある。ただし、転倒を支配する重要な要素としては転倒限界周期 T_c があり、これによって以下のように振動形態は分類される。

- 1) $T_1 \geq T_c$
 - $A \leq A_0$ 回転振動しない
 - $A > A_0$ 回転振動し、転倒する
- 2) $T_1 < T_c$
 - $A \leq A_0$ 回転振動しない
 - $A_0 < A \leq A_c$ 回転振動するが、転倒しない
 - $A > A_c$ 回転振動し、転倒する

ここで、 A 、 A_c は、それぞれ、基礎重心の加速度及び転倒限界加速度である。

(2) 滑動と回転が同時に生じる場合には、剛体基礎は以下のように振動する。

- 1) $\mu < B/H$
 - $A \leq \mu G$ 滑動、回転振動ともにしない
 - $A > \mu G$ 滑動する、回転振動はしない
- 2) $\mu > B/H$
 - $A < A_s$ 回転振動する、滑動はしない
 - $A \geq A_s$ 回転振動し、やがて、滑動する

ここで、 A 、 A_s は、それぞれ、基礎重心の加速度及び滑動限界加速度である。

(3) 今後の課題

今後、以下の点について検討していく必要がある。

- 1) 滑動量を支配する要因の検討
- 2) 滑動量の簡易推定法の開発
- 3) 許容滑動量の推定法の開発
- 4) 滑動と回転の連成の解析

参考文献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論、土木学会誌、第10巻第5号、大正13年10月
- 2) 小林啓美：単体の転倒と震度、日本建築学会研究報告、No. 8、1950年9月
- 3) 望月利男、小林計代：単体の運動から地震加速度を推定するための研究、単体の動的挙動の解析、日本建築学会論文報告集第248号、昭和51年10月
- 4) 石山裕二：Motion of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitation s, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, 1982
- 5) 川島一彦、運上茂樹：地震に対する剛体基礎の回転振動の解析、土木技術資料32-10、1990年10月

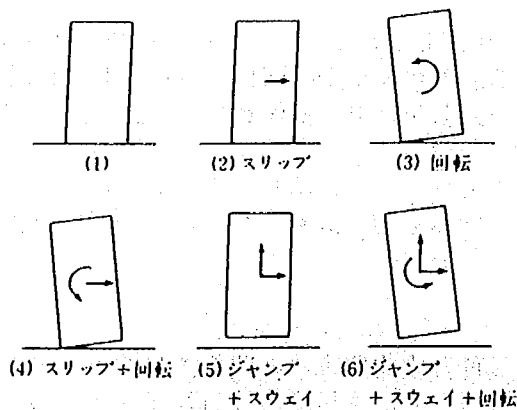


図-1 剛体な地盤上の剛な基礎の振動形態(石山による)

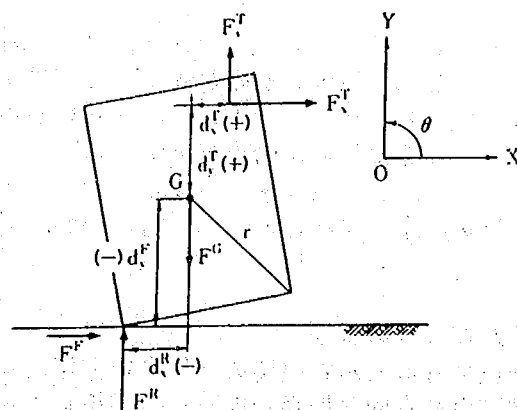


図-2 剛な地盤上の直接基礎の解析モデル

表-1 運動形態の判別

(a) スリップ及び回転の判別

	$F^I \leq F^F$	$F^I > F^F$
$M^I \leq M^R$	静止	スリップ
$M^I > M^R$	回転	スリップ+回転

注)

$$\begin{cases} \text{慣性力: } F^I = M(\ddot{x}_i + \ddot{X}_E) - F_X^T \\ \text{摩擦力: } F^F = \mu_s F_Y^R \\ \text{慣性モーメント: } M^I = MB(\ddot{y} + \ddot{Y}_E + G_i) - F_Y^T \cdot d_X^T \\ \text{復元モーメント: } M^R = MH(\ddot{x}_i + \ddot{X}_E) - F_X^T \cdot d_X^T \end{cases}$$

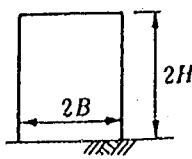
(b) ジャンプの判別

$F^I \leq F^W$	$F^I > F^W$
静止	ジャンプ

注)

$$\begin{cases} F^I = M(\ddot{y} + \ddot{Y}_E) - F_Y^T \\ F^W = MG \end{cases}$$

表-2 解析対象とする小型直接基礎

解析モデル	H/B	$B(\text{cm})$	$H(\text{cm})$	備考
1	5	2.5	12.5	
2	5	40	200	

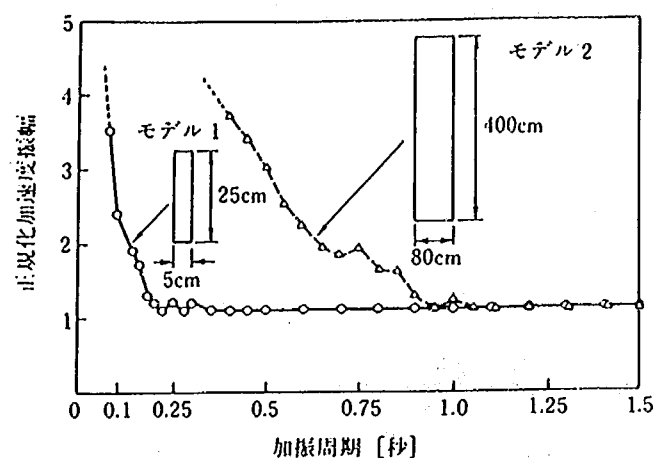


図-3 正弦波入力した場合の加振周期と転倒し始める最小の正規化加速度の関係

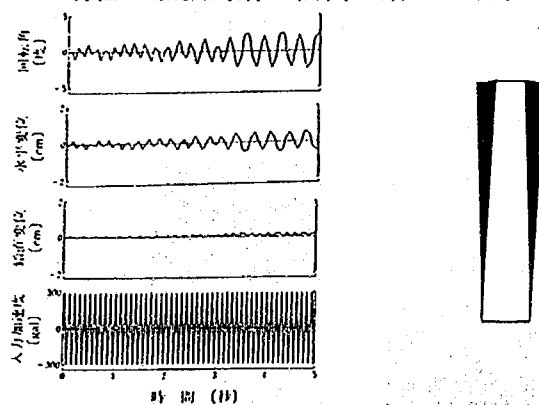


図-4 周期0.1秒、正規化加速度1.5の正弦波入力を作用させた場合のモデル1の応答

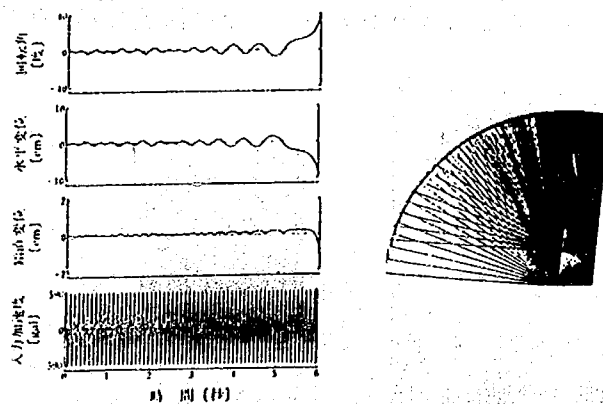


図-5 周期0.1秒、正規化加速度3.0の正弦波入力を作用させた場合のモデル1の応答

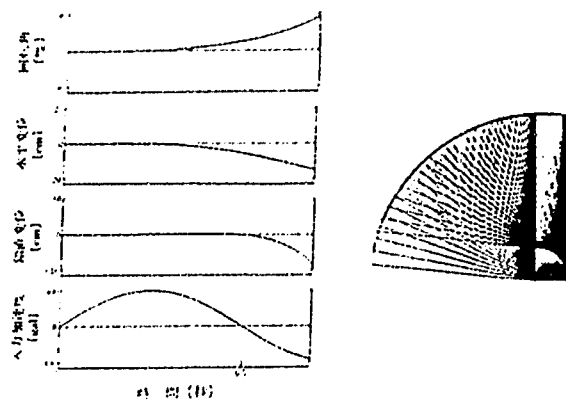


図-6 周期1.0秒、正規化加速度1.5の正弦波入力
を作用させた場合のモデル1の応答

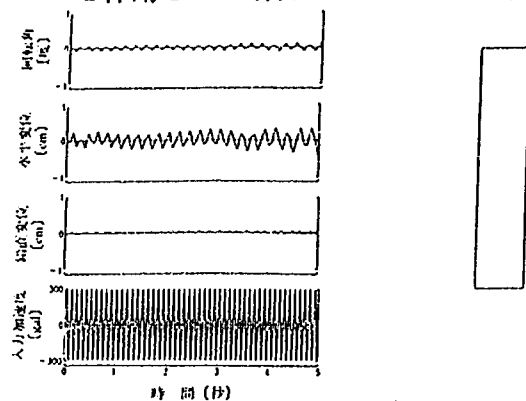


図-7 周期0.1秒、正規化加速度1.5の正弦波入力
を作用させた場合のモデル2の応答

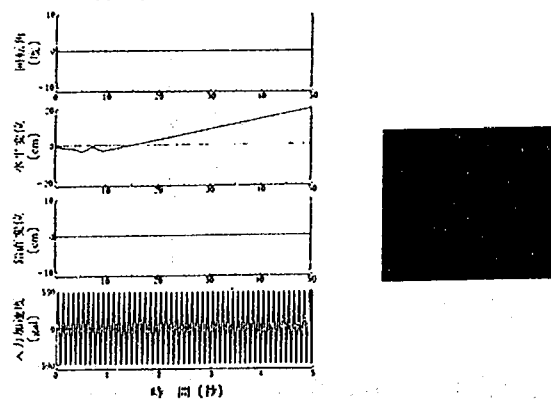


図-8 周期0.1秒、正規化加速度3.0の正弦波入力
を作用させた場合のモデル1（摩擦係数0.2）の応答

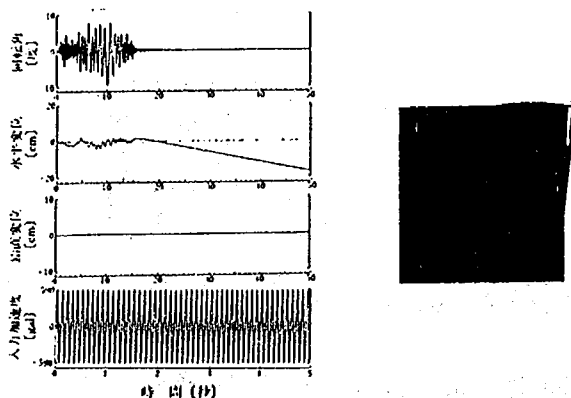


図-9 図-8と同じモデル、入力条件で摩擦係数
を0.3とした場合

3. 大都市地域における地震防災技術の開発

(3) 杭基礎の動的安定照査法の開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室	室長	川島	一彦
	主任研究員	運上	茂樹
	研究員	杉田	秀樹
	研究員	星隈	順一
	研究員	中島	燈
		長屋	和宏

1. まえがき

現在の橋梁の耐震設計レベルでは、南関東地震に代表されるような直下型の地震に対して、落橋等の致命的な被害は防止できると考えられるが、機能障害や機能低下をもたらす中～小規模な被害は多数発生するのではないかと懸念されている。従来の我国の耐震設計は、耐震性の不十分な構造物の耐震性を向上させるという、いわばボトムアップの姿勢で行われているが、首都圏等のような大都市圏では、従来あまり問題とならなかった程度の被害でも、交通機能に致命的な影響を長期間にわたって及ぼし、これが経済社会に様々な悪影響を生じさせることが懸念されている。したがって、地震時に大都市圏の機能低下を防止するためには、従来とは異なって、重要性に応じて橋等公共土木施設の耐震性を抜本的に高める等、新たな視点に基づく耐震性向上技術の開発が必要とされている。

公共土木施設にはいろいろな種類があるが、大都市圏の主要交通網を形成する高架の橋等は、その重要性が高く、技術開発波及も大きいことから、ここでは橋を主対象とする。特に、南関東地域等のウォーターフロント地区に代表されるような軟弱地盤中の杭基礎は、地震時に弱点となりやすい。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、関東地震級の大地震を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法が取り入れられているが、杭基礎の安定照査に関しては、地震時保有水平耐力の照査法が確立されていない。このため、杭基礎の動的耐力や変形特性を考慮した動的な安定照査法の開発が必要とされている。

本年度は、まず過去の地震による杭の被害状況を調査するとともに、軟弱地盤中の杭基礎の地震応答特性を動的解析により検討した。

2. 研究目的

本研究は、軟弱地盤中に建設される杭基礎構造物の耐震設計技術の向上を図ることを目的とする。

3. 研究成果

3. 1 杭基礎の被害事例



写真-1 羽黒橋の杭頭部の被災状況

地震による杭基礎の被害は、一般に発見が困難であるため、過去の地震により実際に被害が発見された例はそれほど多くはないが、以下の例がある。

(1) 日本海中部地震による羽黒橋杭頭部の被害

羽黒橋は、昭和47年に架設された橋長15.6m、幅員7.5mの一等橋であり、上部構造は、P C単純床版形式、下部構造はR C杭を用いたパイルベント橋台2基からなっている。日本海中部地震（マグニチュード7.7）により、写真-1に示すように基礎杭の杭頭部でコンクリートが剥離し、鉄筋が座屈した¹⁾。なお、この杭の損傷に伴い、橋軸直角方向に橋台が傾斜した。

(2) 宮城県沖地震による建築構造物の被害

1978年に発生した宮城県沖地震では、建築構造物に用いられていた既製コンクリート杭の耐震設計の問題点が指摘された²⁾。地震後には、表-1に示すように多数の掘削調査が行われた。被災した杭は、斜面崩壊をともなった1例を除いて全て水平層から構成される平坦地に施工されたものであり、液状化等の地盤破壊に誘発されたのではなく、純粹に地盤振動によって破壊したものである。また、被害形式も、完全に圧壊したものをはじめ、曲げやせん断を伴うもの等多様である。

最も大きな被害を受けた鉄骨鉄筋コンクリート造11階建集合住宅（表-1中の事例1）の杭の損傷状況の一例を図-1に示す。ひびわれのタイプとしては、曲げモーメントによる横ひびわれ、曲げせん断による斜めひびわれ、軸力変動の影響と考えられる縦ひびわれがある。プレストレス量により被害度が異なってくるが、これらの損傷の進展メカニズムは、次のように推測されている。

- ① 曲げによる横ひびわれが主として杭頭部に生じる。
- ② 曲げせん断による斜めひびわれ、軸力変動による縦ひびわれが生じる。
- ③ 鉄筋（P C鋼材）の破断が生じる。
- ④ 支持力を失い、最終的に圧壊する。

地震後の調査により、杭基礎の耐震設計上の問題点として、以下の事項が挙げられている。

- ① 基礎形式の適切な選定と地盤調査の実施
- ② じん性の高い杭材の設計と適切な施工法の選定
- ③ 複合荷重の考慮
- ④ 杭頭の固定度の考慮

この中でも、地震による上部構造のロッキングに伴う軸力変動と動的水平力を受ける条件下では、杭体の破壊に対して余裕のある設計が求められている点が着目される。大規模な地震に対する杭の耐震設計においては、杭頭部での杭体のじん性の確保が重要である。

3. 2 杭基礎の地震応答解析

(1) 解析対象とそのモデル化

地盤条件を図-2に示す。これは首都圏における実際の地盤である。地盤の特性値 T_0 は1.42(s)であり、地盤種別はⅢ種地盤である。現地盤面から7mの深さにある沖積砂層は液状化すると判定されるため、この範囲では道路橋示方書に従って、土質定数を1/3に低減した。上部構造ならびに下部構造は、大都市地域で多く建設されるような一般的な形式を選定することとし、表-2の通りとした。

このような設計条件のもとで、道路橋示方書に基づいて下部構造の設計を表-3のように行

った。杭本数は、場所打ち杭(φ1500)を用いる場合には18本、鋼管杭(φ1000)を用いる場合には36本となった。なお、杭本数は、いずれも杭頭部の水平変位によって決まっている。

解析モデルは、図-3に示すような地盤、杭、橋脚、上部構造系のモデルとし、入力地震動は、表層地盤における振動波形が、時刻歴応答解析に用いる標準波形L1(震度法レベル)ならびにL2(地震時保有水平耐力レベル)となるようにそれぞれの波形を修正したものをを用いた。

(2) 解析結果

図-4は、震度法レベルにおける杭及び橋脚に生じる水平方向加速度分布を示したものである。応答加速度は、場所打ち杭の方が大きく、同一設計条件でも杭種によって異なる。特に橋脚天端では鋼管杭の2倍程度の400gal(0.4g)の加速度が生じ、震度法による設計水平加速度よりも大きくなっている。したがって、軟弱地盤上の橋梁では、基礎構造物を含めた橋全体としての耐震性に対しても配慮が必要である。

図-5及び表-4は、震度法レベルにおける杭に生じる軸力及び曲げモーメント分布を示したものである。これより、杭位置によって生じる軸力が大きく異なり、ロッキングにともなう軸力変動の影響が大きいこと、また、杭頭部のみならず軟弱層の境界付近でも大きな曲げモーメントが発生することがわかる。

震度法レベル、地震時保有水平耐力レベルによる動的解析の結果に基づいて、軸力変動が最も大きくなるフーチング最縁部の杭に対して、安定計算及び断面の応力照査を行った結果をまとめて表-5及び表-6に示す。ここで、杭の安定計算は、動的解析により算出された杭頭部の軸力ならびに曲げモーメントを外力として静的に杭頭部に作用させ、弾性解析法により行ったものである。安定性の照査では、浮力を無視した場合と考慮する場合両方について行ったが、解析対象地盤が埋立地等の軟弱地盤であることから、ここでは浮力を考慮した結果を示している。震度法レベルの安定計算の結果から、現行の設計法で軟弱地盤条件下で杭を設計した場合、杭断面は杭頭部の許容水平変位置で支配的に設計されていることがわかる。この結果、杭頭部に生じる断面力は、許容値に対して著しく余裕があり、バランスの悪い設計となっている。その一方で、場所打ち杭では、地中部最大曲げモーメント位置において、断面力が許容値を超えている。これは、軟弱層の境界付近で大きな曲げモーメントが発生するにもかかわらず、現行の設計法ではこうした深い軟弱地盤に対する配慮がされずに、主鉄筋の段落しが行われるためである。また、鋼管杭の杭頭水平変位は、場所打ち杭の半分程度であり、同一の設計条件及び設計手法であっても、杭種によって地震応答特性は異なることがわかる。総じて、軟弱地盤に対する杭の耐震設計では、地盤の非線形性を考慮した設計法が経済的かつ合理的であり、また軟弱地盤の境界付近での杭体断面力の照査も必要と考えられる。地震時保有水平耐力レベルでは、解析モデルがすべて線形であることから、応答特性の定性的な傾向をみるまでの検討にとどまるが、地盤条件の変化部で許容値以上の最大断面力が発生するとともに、杭頭部でも許容値程度の断面力が生じている。

4. まとめ及び今後の課題

本研究は、非常に軟弱な地盤中に建設される杭基礎の耐震設計技術の開発を目的として、まず過去の地震による杭の被害状況を調査するとともに、首都圏の埋立造成地にみられる軟弱地盤中の杭を対象とした地震応答解析を行った。本年度の検討結果をまとめると以下のとおりで

ある。

- (1) 既往の杭基礎の地震被害事例を分析すると、杭頭部付近で被害が生じており、破壊形態には、曲げによる横ひび割れ、曲げせん断による斜めひび割れ、軸力変動による縦ひび割れがある。また、被害度は、杭の種類やプレストレス量によって大きく変化する。大規模地震に対する杭の耐震設計では、フーチングとの接合部付近における杭体のじん性の確保が重要である。
- (2) 現行の設計法で軟弱地盤中の杭を設計した場合、杭断面は杭頭部の許容水平変位量によって支配的に設計される。この結果、杭頭部に生じる断面力は許容値に対して著しく余裕があり、バランスの悪い設計となる。
- (3) 軟弱地盤中の杭の地震応答特性について、着目すべき知見を示すと次の通りである。
 - ・震度法レベルの入力地震波に対し、橋脚天端では震度法による設計値以上の加速度が生じることがある。
 - ・橋脚のロッキングにともなう軸力変動の影響が大きくなる。
 - ・地盤条件の急変する軟弱層の境界付近で杭頭部よりも大きな曲げモーメントが発生することがある。
- (4) 軟弱地盤に対する経済的かつ合理的な杭の耐震設計のポイントは、①地盤の非線形性を設計に反映させること、②軟弱層の境界付近での杭体断面力の照査が必要となること、である。
- (5) 次年度以降、動的繰り返し外力を受ける軟弱地盤中の杭の非線形変形特性を明らかにし、動的破壊を生じるまでの地盤非線形モデルを開発する必要がある。

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所、1983年日本海中部地震災害調査報告、土木研究所報告、第165号、昭和60年3月
- 2) 杉村義広、大岡弘：1978年宮城県沖地震による既製コンクリート杭の被害調査報告、建築研究資料No. 31、建設省建築研究所、昭和56年7月

表-1 宮城県沖地震における杭基礎の被害

事例	建物	階数	杭	杭長 (m)	杭径 (cm)	設計荷重 (t/本)	施工時 被害	破壊形式	上部構造の 被害	地形 条件	表層の土質
1	SRC	11	PHC	12	60	150	有	圧曲	軽被害傾斜	平坦	シルト、砂
2	壁式RC	5	PHC	16	40	60	有	圧曲	軽被害傾斜	平坦	シルト、砂
3	SRC	14	PHC	24	60	160	?	圧曲	軽被害傾斜	平坦	ビート、砂
4	壁式RC	4	PC	5	35	70	?	圧曲	軽被害傾斜	平坦	粘土、砂
5	RC	3	RC	5	25	20	?	圧曲	軽被害傾斜	平坦	ビート、粘土
6	RC	4	PC	10	30	30	?	曲げせん断	軽被害傾斜	斜面	ローム

表-2 設計条件

項 目	備 考
橋 格	1等橋
幅 員	20.7(m)
橋長、支間割	3@35=105(m)
上部構造形式 (支承条件)	3径間連続非合成板桁橋 (M-F-F-M)
下部構造形式	鉄筋コンクリート張出し式橋脚
基礎構造形式	場所打ち杭 $\phi 1500, L=48.0(m)$
	鋼管杭 SXX400, $\phi 1000$ $t=14, L=48.0(m)$

表-3 杭の設計結果

	場所打ち杭		鋼管杭	
杭 径	$\phi 1500$		$\phi 1000$	
杭長(m)	48.0		48.0	
杭本数	18本		36本	
杭断面	フーチング からの深さ(m)	鉄 筋 量	フーチング からの深さ(m)	鋼管厚(mm)
	0~0.1	杭頭埋込み	0~0.1	杭頭埋込み
	0.1~13.5	D32×28	0.1~8.5	t=14
	13.5~17	D32×14	8.5~48	t=9
	17~48	D25×11		

表-4 杭に生じる最大軸力(震度法レベル)

場所 打ち杭 (tf)	杭列 1 (最縁部)	杭列 2	杭列 3	杭列 4 (最縁部)		
	209.5	79.8	79.8	209.5		
鋼管杭 (tf)	杭列 1 (最縁部)	杭列 2	杭列 3	杭列 4	杭列 5	杭列 6 (最縁部)
	45.8	27.0	8.1	10.7	29.6	40.6

表-5 杭の安定計算結果

		道示による 設計	震度法 レベル	保有水平 耐力レベル	許容値
場所打ち杭	軸方向押し込み力(tf)	403.9	382.0	879.7	600.0
	軸方向引き抜き力(tf)	-75.9	-53.9	-551.7	-430.0
	水 平 変 位(cm)	1.49	1.44	4.77	1.5
鋼管杭	軸方向押し込み力(tf)	204.5	151.2	316.6	470.0
	軸方向引き抜き力(tf)	-38.6	14.7	-150.7	-195.0
	水 平 変 位(cm)	1.49	0.69	2.37	1.5

表-6 杭断面の応力照査結果

			場 所 打 ち 杭		鋼 管 杭	
			軸力最大	軸力最小	軸力最大	軸力最小
震 度 法 レ ベ ル	杭 頭 部	曲げモーメント(tf・m)	107.9	107.9	33.3	33.3
		軸 力(tf)	441.7	-66.4	158.3	32.6
		圧縮 (kgf/cm ²)	47.5(<120)	44.7(<120)	-57(<2100)	282(<2100)
		引張り(kgf/cm ²)	6.0(<3000)	1626.0(<3000)	-797(<2100)	-458(<2100)
	地中部最大曲げ	曲げモーメント(tf・m)	173.8	173.8	31.2	31.2
		軸 力(tf)	441.7	-66.4	158.3	32.6
		圧縮 (kgf/cm ²)	83.7(<120)	135.6(>120)	2(<2100)	465(<2100)
		引張り(kgf/cm ²)	549(<3000)	6945(>3000)	-1168(<2100)	-705(<2100)
保 有 水 平 耐 力 レ ベ ル	杭 頭 部	曲げモーメント(tf・m)	340.9	340.9	113.1	113.1
		軸 力(tf)	973.2	-598.0	283.0	-92.1
		圧縮 (kgf/cm ²)	137.2(>120)	123.9(>120)	492(<2100)	1503(<2100)
		引張り(kgf/cm ²)	508.0(<3000)	7237(>3000)	-2018(<2100)	-1007(<2100)
	地中部最大曲げ	曲げモーメント(tf・m)	545.2	545.2	97.2	97.2
		軸 力(tf)	973.2	-598.0	283.0	-92.1
		圧縮 (kgf/cm ²)	296.4(>120)	427.9(>120)	779(<2100)	2160(>2100)
		引張り(kgf/cm ²)	4209(>3000)	28690(>3000)	-2863(>2100)	-1482(<2100)

()内は許容値

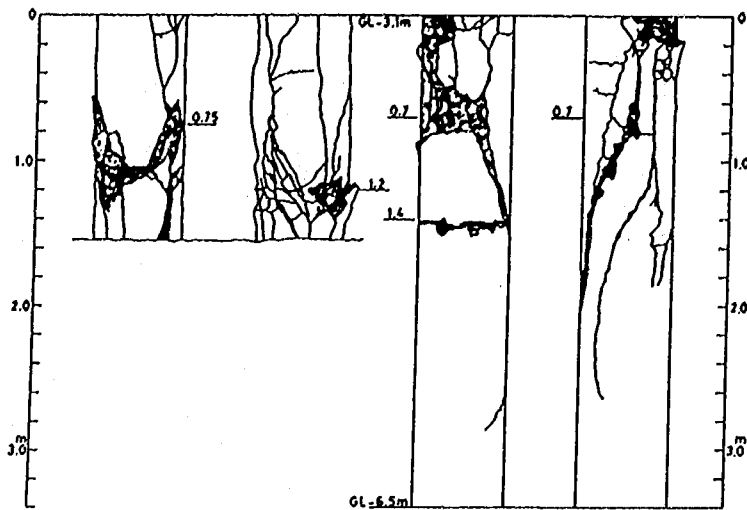


図-1 杭の破損状況の一例

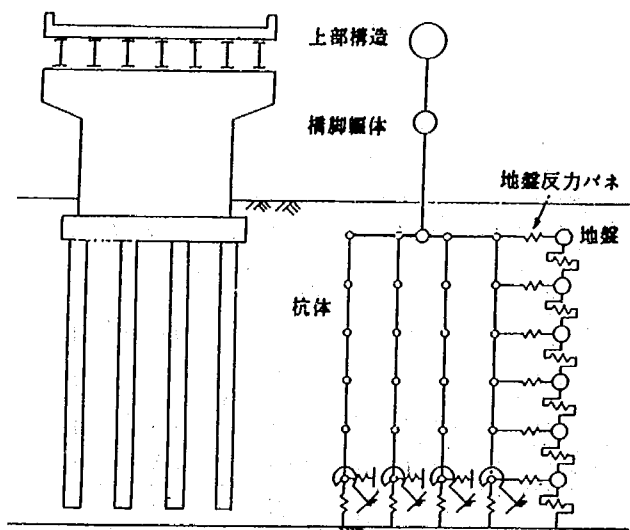


図-3 解析モデル

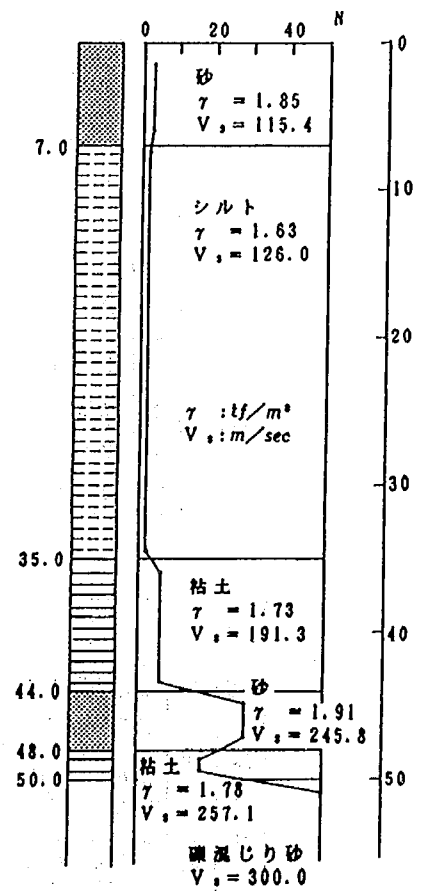


図-2 地盤条件

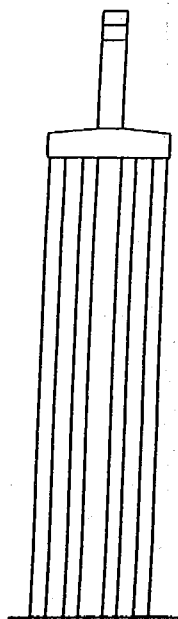
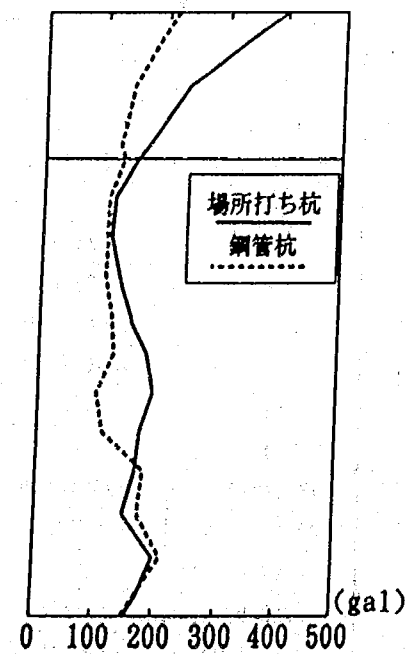


図-4



杭と橋脚に生じる
水平加速度分布
(震度法レベル)

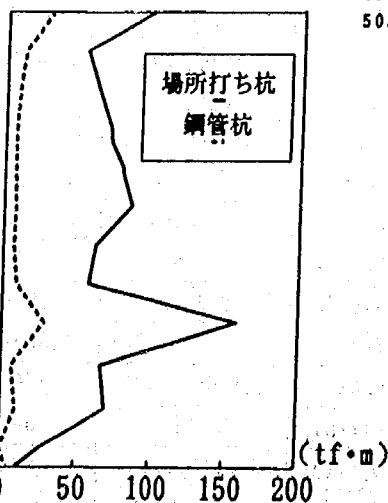


図-5 杭に生じる
曲げモーメント分布
(震度法レベル)

3. 大都市地域における地震防災技術の開発

(4) 重要性に応じた耐震確保水準の評価法の開発 (建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室	室長	川島 一彦
	主任研究員	運上 茂樹
	研究員	杉田 秀樹
	研究員	星隈 順一
	研究員	中島 燈
		長屋 和宏

1. まえがき

道路橋の耐震設計では、重要度に応じて設計地震力にわずか20%の違いを許している他は、土木構造物の中で構造物の重要度を考慮して耐震性レベルを変えているものはほとんどない。これは、従来、日本全体にわたり同じレベルの耐震性を確保するという考え方に基づいて耐震設計されてきたためである。しかし、全体としてはある程度の耐震性が確保されるようになってきた現在、大都市地域の重要構造物のように、地震が生じてもほとんど機能低下が起こらないようにもっと耐震性向上を図るべき施設があるという指摘が強い。このためには、構造物の重要性、ひとたび被災した場合の復旧に要する費用や時間に応じて、耐震性の確保水準を見直す必要がある。

また、現在、道路橋の設計は、上部構造、下部構造に分かれて別々に行われており、橋トータルで設計を見るという目がほとんどない。このため、支承部のように、上部工でも下部工でもない部材の設計がなおざりにされている。さらに、従来、上部構造には地震被害を受けた例は少ないが、大都市圏では、コンクリート断面をしばった橋脚が多用されている。こうした変形しやすい橋脚を採用した場合には、上部構造あるいは上部構造と下部構造の接合部が弱点となる橋が増えている。また、下部構造の中でも、基礎と橋脚のようにどちらがより耐震強度を持つべきかという議論も十分行われていない。これは、震度法という中規模程度の地震力に対して、許容応力度に入ればよいという約束ごとの中だけで、各部材単位ごとに耐震設計体系が作られているためである。南関東地震のように、直下型地震が起こった場合には、各部材は非線形域に入るため、個々の部材のじん性率を全体系の耐震設計にどのように反映させるのか、また、各部材の許容じん性率をどのように与えるかを通して、部材間の耐震性の順位をはっきりさせておかなければならない。

2. 研究目的

本研究は、大都市地域における土木構造物の重要性に応じた耐震確保水準の評価法を開発することを目的とする。

3. 研究成果

3.1 道路橋の地震被害の分類とその特徴

1964年新潟地震以後の地震被害を整理すると、図-1のようになる。構造部分ごとの被害の特徴を示すと、以下のようになる。

(1) 基礎

昭和30年代までは、基礎自体の強度不足で下部構造が転倒、傾斜するという被害が多かったが、基礎の設計手法の進歩に伴い、こうした被害は少なくなってきた。ただし、基礎に残留変位が生じたり、くい頭部に損傷を受けたりする被害は現在でも見られる。基礎に残留変位が生じるような被害は、周辺地盤の液状化やこれに伴う地盤の流動影響による場合が多い。飽和砂質地盤の液状化現象を大きくクローズアップしたのは、新潟地震による昭和大橋の落橋(写真-1)であった。周辺地盤の液状化及びこれに伴う大幅な地盤の流動の影響により支承位置で残留変位が1mを越える大変位が生じ、上部構造の落下を招いた。

(2) 下部構造

下部構造軀体部の被害形態としては、鉄筋コンクリート橋脚の基部、あるいは、中間部におけるコンクリートの剝離、主鉄筋の露出及びはらみ出し、ラーメン部材のひびわれ、主鉄筋の露出及び破断がある。このような被害形態は、特に1978年宮城県沖地震及び1982年浦河沖地震で多く見られた。

鉄筋コンクリート橋脚の基部に生じる損傷は、一般に帯鉄筋が適切に配筋されていればねばりのある破壊となることが知られているが、軀体中間部（主鉄筋段落し部、あるいは、主鉄筋の重ね継手部）において生じる損傷の場合には、ぜい性的なせん断破壊となりやすい。鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の被害がクローズアップされたのは、1982年浦河沖地震による静内橋の橋脚の被害（写真-2）であった。

また、近年、都市部の高架橋では、鋼製橋脚が用いられる。鋼製橋脚については、震害経験がなく、大地震時の挙動に関してはまだ十分には明らかにされていない。写真-3に示すような面板の座屈、あるいは、柱コーナー部の溶接部の破断、これに伴う下部構造の傾斜、残留変位に対する注意が必要とされている。

（3）上部構造及び支承部

支承部周辺の被害としては、写真-4～5に示すように上部構造、支承、及び下部構造天端に生じる被害がある。上部構造の被害としては、コンクリート橋では、支点上主げたのひびわれ・損壊、鋼橋では、支点上の部材の変形・破損がある。支承部の被害としては、支承本体、移動制限装置・浮き上がり防止装置等の付属物、また、下部構造との連結部では、沓座モルタル、アンカーボルト等の損傷、さらに軀体天端のコンクリートのひびわれ、損壊などの被害形態がある。

3. 2 地震被害と設計基準の変遷

我国の道路橋に対する技術基準としては、明治19年内務省訓令による「国県道の築造標準」が最初であるが、道路橋の設計において地震の影響を具体的に考慮するようになったのは、大正12年の関東地震による被害を契機として翌大正13年に内務省土木局が「橋台・橋脚等の耐震化の方法」として地震力に相当する水平力を設計の際に考慮するように通達したときに始まる。その後現在に至るまでの耐震基準の変遷は表-1に示す通りであり、順次道路橋の設計法が整備されてきた。

耐震設計において特に重要である下部構造の設計手法に関する指針類が整備されたのは、昭和39年の「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計編」に始まる。その後昭和41年に「調査及び設計一般編」、昭和43年に「橋台・橋脚の設計編」、「直接基礎の設計編」、「くい基礎の施工編」、昭和48年に「場所打ちぐいの設計施工編」、昭和51年に「くい基礎設計編改訂」、昭和52年に「ケーソン基礎の施工編」が次々に出され、昭和55年の道路橋示方書の設計でこれらの設計指針が「IV編下部構造編」として統一された。

道路橋の耐震設計法について具体的にまとめられたのは、昭和46年の「道路橋耐震設計指針」が最初である。これ以前には、設計震度が規定されているのみで、具体的な計算方法が基準化されていなかった。道路橋耐震設計指針では、地域・地盤条件に応じた統一的な設計震度の設定、高橋脚の振動応答を考慮した修正震度法の導入、地盤の液状化、支承部における地震力の伝達方法、落橋防止構造と現在の耐震設計手法の基礎となる規定が取入れられている。

道路橋耐震設計指針は、昭和55年の道路橋示方書の設計において「V編耐震設計編」としてまとめられた。平成2年の改訂では、連続橋に対する耐震計算法と並んで、地震時保有水平耐力の照査により関東地震クラスの大規模地震が生じた場合の鉄筋コンクリート橋脚の設計手法が導入された。ここでは、中規模程度の地震に対しては被害を受けないこと、また、関東地震クラスの大規模地震に際しては、落橋等の致命的な被害を受けないことという設計思想が初めて明記された。

このような設計基準の変遷に伴い、被害形態も変化してきている。すなわち、設計地震力を考慮していなかった時期に建設された道路橋では、関東地震、福井地震の被災例に見られるように、下部構造自体の強度不足、周辺地盤の変状あるいは支持力不足によって引き起こされた大きな横移動、傾斜、転倒を生じ、これが契機となって上部構造が落橋したり甚大な被害を受けたものが多いが、今日ではこれらの被害形態は減少した。これに対して、周辺地盤の変状、特に飽和砂質地盤の液状化に伴う下部構造の過大な移動、変形による被害形態は現在でも見られる。

なお、昭和大橋を単列のバイレバント橋脚として、平成2年の道路橋示方書に従って液状化の影響を考慮して設計すると、杭径を2.4mまで大きくしても設計地盤面における変位が規定値を満足できない。現在の耐震設計では、昭和大橋架橋地点においては、単列のバイレバント橋脚による設計が成立しない。

一方、宮城県沖地震、浦河沖地震では鉄筋コンクリート橋脚の破損と同時に支承及びその周辺の上下部構造の損傷が顕著に見られるようになってきた。これは、基礎構造の設計法が進歩した結果、関東地震、福井地震にみられた下部構造全体の移動、傾斜、転倒等による被害は生じなくなったかわりに橋脚、支承周辺部のうちねばりの少ない弱点部に被害が集中するようになったためと考えられる。

3. 3 部材間の許容損傷度の設定

以上のように、橋がどの部材に損傷を受けたかは、時代とともに変化してきている。このため、重要度に応じて耐震性確保水準を定めるためには、設計震度のように地震外力を適切に定めることも重要であるが、部材ごとの強度及びじん性を適切に与えることも重要である。

表-2は、米国及びニュージーランドにおける橋全体系という観点からみた部材の耐震性の評価の考え方をまとめたものである。米国においては、応答補正係数が用いられているが、これは弾性的に求めた地震力を応答補正係数で割った値が、地震時保有水平耐力以内にあるように設計するものである。一方、ニュージーランドでは、エネルギー吸収性能に応じて許容じん性率が定められている。両国の考え方は、必ずしも同じではないが、特徴としては以下の点が指摘できる。

- ①エネルギー吸収の大きい部材は、設計地震力を低減させる。
- ②全体系の崩壊に結びつく恐れのある部材では、設計地震力を大きくする。
- ③地震後に被害を発見しにくい部材では、設計地震力を大きくする。

これらは、我国においても従来間接的には考慮されてきたことではあるが、我国では震度法に基づく耐震設計が用いられてきたため、単に荷重の組合せ、許容応力度とその割増しの範囲でしかこうした部材ごとの重要性の違いを設計で考慮できなかった。しかし、平成2年の道路橋示方書には、一本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚に対してだけであるが、地震時保有水平耐力の照査法が取り入れられたため、我国でも、地震時保有水平耐力やじん性に基づく部材ごとの耐震性評価が可能となってきた。表-3は、我国における部材としての動的耐力及び変形性能に関する研究状況をまとめたものである。各所で、動的載荷実験を中心とする部材の破壊メカニズムに関する検討が行われつつあり、上部構造を除けば主要な部材に対する動的耐力、変形性能の評価が可能となりつつある。こうした地震時の変形性能及び地震時保有水平耐力に基づいて、部材ごとの耐震性を評価する際に、考慮する必要のある項目をまとめると、表-4の通りである。

4. まとめ及び今後の課題

大都市圏に建設される橋が、機能障害につながる被害を極力受けないようにするために必要とされる部材間の耐震性確保水準の設定法を開発するために、既往の地震被害の整理及び部材間のじん性率や外力の与え方を検討した。本年度の検討結果及び今後の検討課題をまとめると、以下の通りである。

(1) 我国の地震被害を、どの部材に生じた被害かによって整理すると、時代とともに変化してきている。これは、耐震設計法の拡充に伴い、順次部材の強度の向上が図られてきたためである。しかし、歴史的にみると、ある部材の補強が次の弱点部の被害へと移り変わってきており、このような循環は今後も続いて起こる可能性がある。このため、部材ごとに必要な耐震性確保レベルを橋全体系の耐震性という観点から十分検討する必要がある。

(2) 海外の耐震設計法をレビューすると、地震時保有水平耐力照査法に基づいて、応答補正係数で表す米国流の考え方と、許容じん性率で表すニュージーランド流の考え方がある。我国では、これらの国とはやや異なる耐震設計の体系が作られつつあり、我国の実情に見合った部材間の重要性の評価方法の開発が必要である。

(3) 部材間の重要性を議論する際に考慮すべき事項を、表-4のように整理した。

(4) 今後の検討課題

- 1) 部材間の耐震性確保水準の設定法
 - ①表-4に基づく部材ごとの許容じん性率の設定法
 - ②橋全体系のじん性の評価
- 2) 大地震時にもほとんど被害を受けない橋の耐震性向上技術の開発
 - ①橋の重要性の評価法
 - ②重要性に基づく許容じん性率の設定法

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）、土木研究所彙報第45号、昭和61年12月
- 2) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告、土木研究所報告第125号、昭和40年6月
- 3) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告、土木研究所報告第159号、昭和58年3月
- 4) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告書、土木研究所報告第165号、昭和60年3月

月

5) 川島一彦、西川和宏：宮城県沖地震による道路橋の支承被害、土木技術資料第23巻10号、昭和55年10月

6) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編、震災復旧編）、昭和63年2月

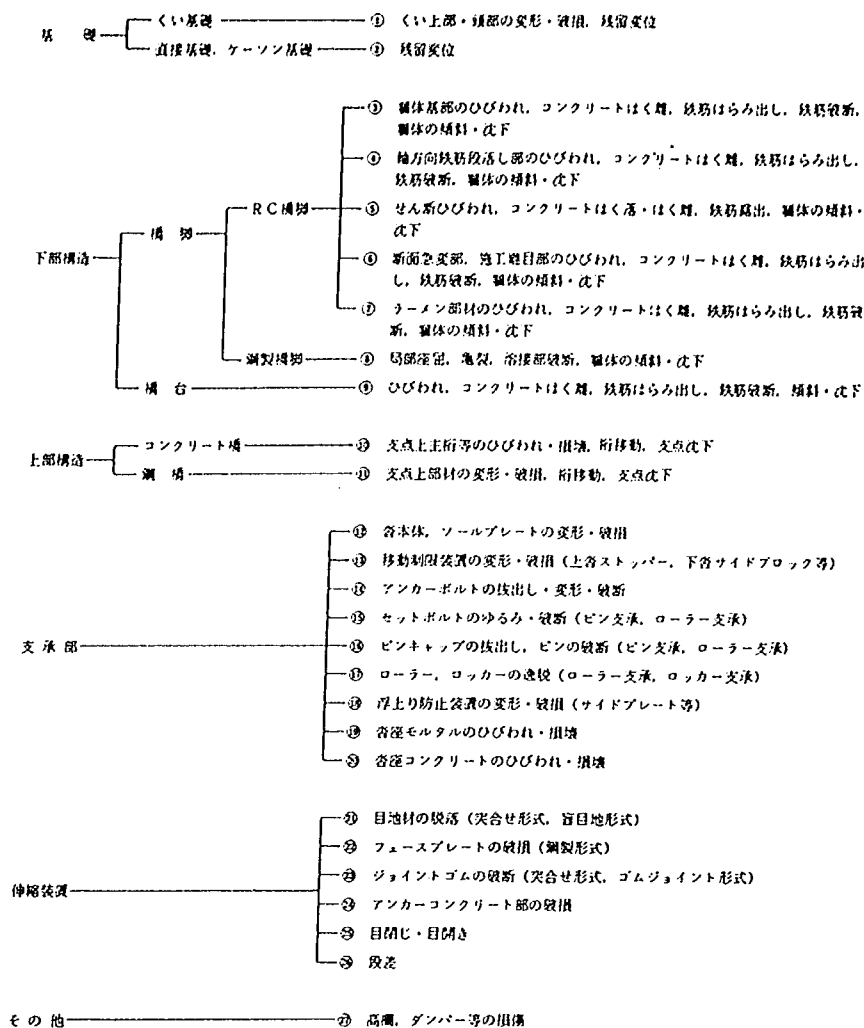


図-1 道路橋の地震被害の分類

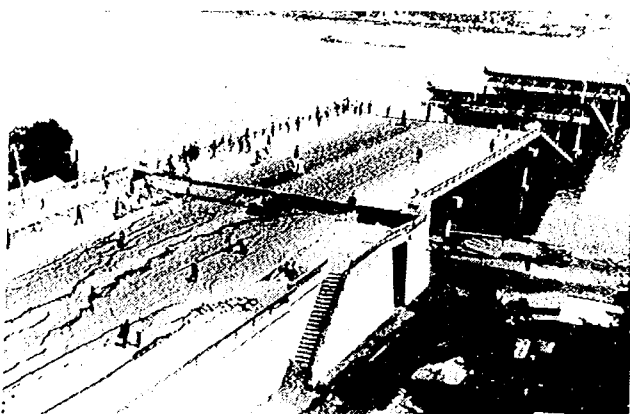
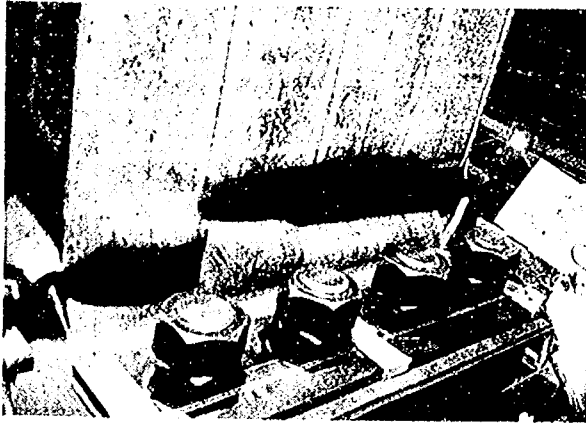
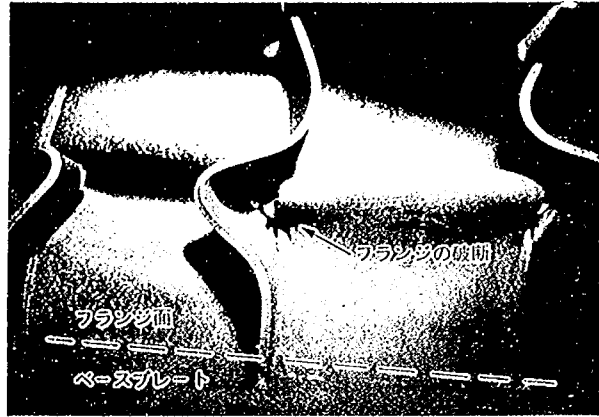


写真-1 昭和大橋の落橋（1964年新潟地震）

写真-2 静内橋P3橋脚の損傷（1982年浦河沖地震）



(a)腹板の座屈及び破断



(b)縦リブの座屈及び溶接部の破断

写真-3

鋼製橋脚の損傷



写真-4 関上大橋RC上部構造の損傷
(1978年宮城県沖地震)

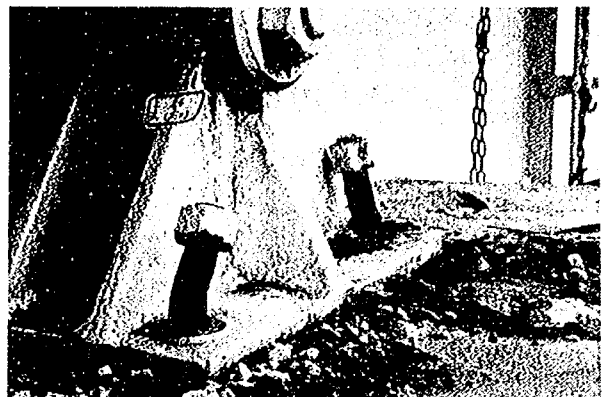


写真-5 錦桜橋支承部のアンカーボルト
の損傷(1978年宮城県沖地震)

表-1 道路橋の耐震性に関する諸規定の変遷

		大正15年 道路法	昭和14年 道路保安 法	昭和31年 道路法	昭和39年 道路法	昭和49年 道路法	昭和53年 道路法	昭和55年 道路法	昭和57年 道路法	昭和64年 道路法	昭和65年 道路法	平成2年 道路法
地震 荷重	設計水平震度	最接地震力 $k_1=0.2$ $k_2=0.1\sim0.35$							$k_2=0.1\sim0.3$			
	地震時土圧	物部・隅部式が使われて いたようである。					地震時土圧の 算定法の導入					
	地震時動水圧	水中にある高橋脚を除き、 軽橋脚に対する影響は小さい。					地震時動水圧の導入					
鉄筋 コンク リート 構体	基礎の曲げ	現行と同様の計算法で設計 されていたようである。					具体的な計算法の 導入					
	せん断	ラーメン、中空断面等断面の小さい構体 を除いて影響は少ない。					せん断力の照査に 関する規定					
フーチング	主鉄筋の中間 定着・主鉄筋 の脱落し										中間定着鉄筋の定着長の延長	
	地震時保有力										変形性能照査	
	ケーソン基礎	一般にコンクリート断面の大きい橋脚に 対する影響は少ない。									有効幅・せん断の検討の導入	
杭基礎	直接基礎	具体的な計算法の導入 (引張板として設計)									有効幅・せん断の検討の導入	
	ケーソン基礎	鉛直支持力の検討は 行われていたようである。									具体的な計算法の導入 新直支持・水平支持	
	直接基礎	安定計算・土留・前動は 行われていたようである。									具体的な計算法の導入 「支持力・安定計算法」	
ケーソン基礎	ケーソン基礎	昭和45年下部指針と同様の検討は 行われていたようである。									具体的な計算法の導入	
	地盤の液状化	土質特性・液状化の 評価方法の導入									土質特性・液状化の 評価方法の導入	
地盤の液状化	支承部	土質特性・液状化の 評価方法の導入									土質特性・液状化の 評価方法の導入	
	落橋防止構造	土質特性・液状化の 評価方法の導入									土質特性・液状化の 評価方法の導入	

表-2 米国及びニュージーランドにおける部材間の耐震重要性の補正係数

米 国			ニュージーランド	
部 材		許容じん性率	エネルギー吸収方式	許容じん性率
壁式橋脚		2	・塑性ヒンジが地表より上もしくは水面上に形成されるじん性構造 もしくは部分じん性構造	6
R C パイルベント	鉛直材のみの場合	2		
	斜材がある場合	2	・塑性ヒンジが容易に接近し得る個所(例えば、地表面下2 m以浅で、かつ水面上)に形成されるじん性構造もしくは部分じん性構造	4
単一柱式橋脚		3		
鋼、合成構造の パイルベント	鉛直材のみの場合	6	・塑性ヒンジが容易には接近できない個所(例えば、地表面下2 m以深、もしくは水面下、もしくはどこに生じるかははっきりしない場合)に形成されるじん性構造もしくは部分じん性構造	3
	斜材がある場合	3		
多柱式橋脚		6	・岩盤上の直接基礎	2
上部構造と橋台の接合部		0.8		
1 スパンの上部構造内の伸縮継手		0.8	・地震により大きな軸力の生じる斜杭を有する杭基礎	1
橋脚またはパイルベントとキャップ ビームまたは上部構造の結合部		1		
橋脚と基部の結合部		1	・設計地震に対して弾性挙動できる十分強固な構造	

表-3 非線形域における部材の動的強度及び変形性能(じん性)の研究状況

部材			実用段階	現 在 研 究 中		今後必要
				かなり進んでいる	もう少し時間が必要	
R C 橋脚	一本柱形式		○			
	ラーメン形式			○		
	張り出しがある一本柱形式 (偏心曲げがある場合)			○		
鋼製橋脚	一本柱形式			○		
	ラーメン形式				○	
	張り出しがある一本柱形式 (偏心曲げがある場合)				○	
上部桁	鋼プレートガーダー					○
	P C 桁					○
支承部	一般者				○	
	免震者		○			
落橋防止構造					○	
基 礎	直接基礎	滑動		○		
		転倒	○			
		支持力				○
	杭基礎				○	

表-4 部材ごとの動的強度及びじん性率を定める際に考慮すべき事項

部材の力学的特徴	エネルギー吸収性能	
	地震時保有水平耐力	
	最大耐力に達した後の地震時保有水平耐力の保持能力	
全体系に及ぼす影響	当該部材の破壊が全体系の崩壊に及ぼす影響	
	地震後の耐力及び残留変位に及ぼす影響	
被害発見の難易	容易に被害を発見できるか場所か?	
復旧の難易	復旧時間	
	復旧費用	

4. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 星隈 順一
長屋 和宏

1. まえがき

昭和57年3月の浦河沖地震による静内橋の被害や、平成5年1月の釧路沖地震による依田橋、松之恵橋、初音橋の被害は、主鉄筋の段落し部に発生したせん断破壊によるものである。これは、主鉄筋の定着不足が原因であり、昭和55年道路橋示方書よりも前の基準で設計された橋脚に対しては、必要に応じて適切な耐震補強を施すことが緊急の課題となっている。そこで、本調査では、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震補強法の開発を目的とするものである。

2. 調査方法

1) 鋼板巻立てによるRC橋脚躯体の補強設計法の検討

鋼板巻立て工法は、コンクリートの横方向変形を鋼板で拘束することにより、脆性的な破壊を防止し、コンクリートの耐力及び変形性能を向上させる補強法である。したがって、鋼板巻立てによる耐震補強では、鋼板による横拘束がコンクリートの耐力及び変形性能をどこまで向上させるかが、設計上重要なポイントとなる。そこで、コンクリートの耐力及び変形性能に及ぼす横拘束の影響を明らかにするために、まず横拘束材として一般的な帯鉄筋を用いた大型の模型コンクリート柱の圧縮載荷実験を行い、拘束効果の分析及び設計用の応力-ひずみ関係のモデル化の検討を行った。そして、拘束を考慮することにより得られる鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の向上効果を、地震時保有水平耐力の照査により検討した。

2) 釧路沖地震による道路施設の被害調査

平成5年1月15日、釧路沖を震源とするマグニチュード7.8の地震が発生し、道路施設にも大きな被害が生じた。被害状況の把握及び被害要因解明のための基礎資料収集を目的として、釧路地区、帯広地区を中心に現地調査を行った。

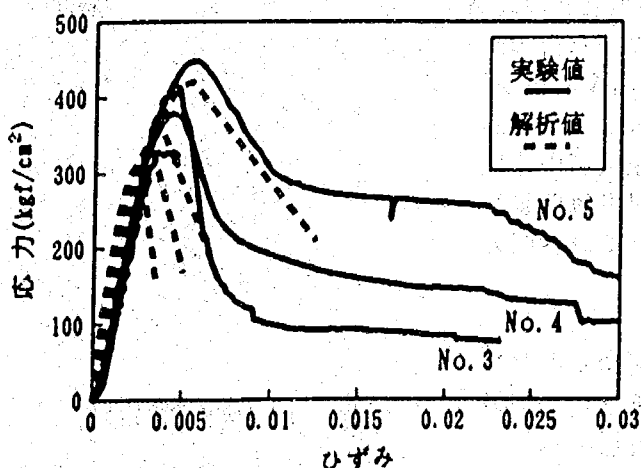
3. 調査結果

1) 鋼板巻立てによるRC橋脚躯体の補強設計法の検討

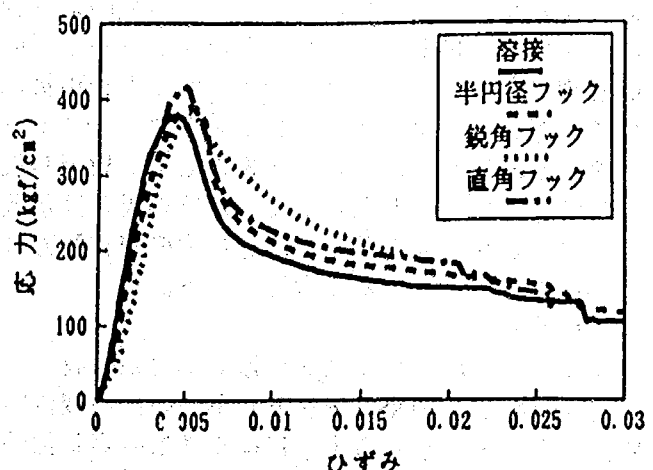
実験に用いた供試体は、表-1に示す直径50cm、高さ150cmの円柱供試体10体であり、帯鉄筋比や帯鉄筋の閉合条件等の拘束条件が、コンクリートの変形性能に及ぼす影響を定量的に評価できるように実験ケースを設定した。

表-1 供試体諸元

供試体	軸方向鉄筋	帯鉄筋			閉合条件
		径	間隔(cm)	体積比(%)	
No. 1	D16 × 10本	-	-	0	-
No. 2		D10	30	0.19	溶接
No. 3			15	0.38	
No. 4			10	0.57	
No. 5			5	1.14	
No. 6			10	0.57	半円径フック
No. 7					鋭角フック
No. 8					直角フック
No. 9		D13	30	0.34	溶接
No. 10		D16		0.53	



(a) 帯鉄筋比の影響



(b) 帯鉄筋の閉合条件の影響

図-1 応力-ひずみ曲線

実験は、30MN大型万能試験機を用い、変位制御による単調一軸圧縮荷重方法で行った。

図-1は、実験により得られた応力-ひずみ関係を示したものである。これより、拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線は、帯鉄筋比によって変化し、拘束効果は最大圧縮応力 f_{cc} 、最大圧縮応力時のひずみ ϵ_{cc} 、下降係数 $B_{d,s}$ の各特性値に反映されることがわかる。また、帯鉄筋の閉合条件が拘束効果に与える影響は小さく、設計上は区別して扱う必要はないと考えられる。

実験結果を基に、円形断面橋脚に対する耐震設計用のコンクリートの応力-ひずみ曲線として、道路橋示方書の規定を基本とした図-2に示すモデルを提案する。各特性値の評価式は、昨年度実施した拘束コンクリート柱載荷実験の結果も含めて回帰分析し、設計用として定式化したものである。本提案モデルを今回の実験条件に適用して定量化される応力-ひずみ関係を図-1中に示した。これより、本提案モデルは初期剛性の評価で実験結果と相違があるが、定性的な傾向は推定できている。

表-2は、コンクリートの応力-ひずみ曲線として、道路橋示方書に示されるモデルを適用した場合と本提案モデルを適用した場合それぞれで地震時保有水平耐力の照査を行い、その結果を比較して示したものである。対象とした橋脚は、支間長30mの3径間連続橋で、設計水平震度0.20で標準設計された円形橋脚(帯鉄筋体積比0.21%)である。これより、帯鉄筋による拘束効果を考慮すれば許容塑性率が増大し、地震時保有水平耐力に対する安全性が高くなることがわかる。したがって、こうした拘束を考慮した変形性能の評価手法を応用すれば、耐震性の劣る段落し部に必要な拘束量、すなわち補強鋼板の設計が可能になると考えられる。

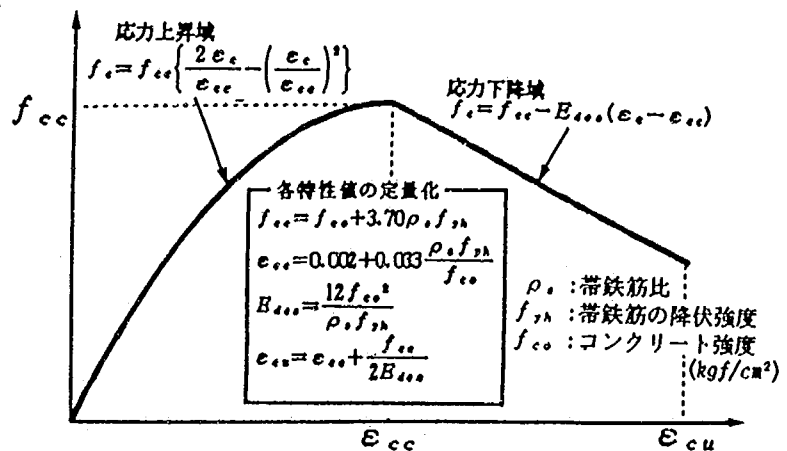


図-2 円形断面拘束コンクリートの応力-ひずみモデルの提案

表-2 地震時保有水平耐力の照査比較

応力ひずみ 曲線モデル	橋脚天端における荷重～変位の関係						等価固 有周期 $T_{eq}(\text{sec})$	許容塑 性率 μ	等価水 平震度 k_h	地震時保 有水平耐 力 $P_h(\text{tf})$	作用力 $k_h \cdot W(\text{tf})$	判定
	ひび割れ		降伏		終局							
	$P_c(\text{tf})$	$\delta_c(\text{cm})$	$P_y(\text{tf})$	$\delta_y(\text{cm})$	$P_u(\text{tf})$	$\delta_u(\text{cm})$						
道路橋示方書 モデル	163.7	0.30	301.2	1.77	412.9	10.82	0.52	4.41	0.250	375.7	302.1	1.24
提案モデル	170.8	0.31	302.8	1.76	419.1	14.44	0.52	5.80	0.215	380.3	259.8	1.46

2) 釧路沖地震による道路施設の被害調査

今回の釧路沖地震による道路橋の被害の特徴の中で最も重要な点は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置において、曲げ破壊からせん断破壊に至る損傷が生じたことである。このタイプの被害が生じた道路橋は3橋であり、いずれも昭和55年以前の道路橋示方書に準拠して設計されたコンクリート断面を絞った円形断面橋脚であった。特に被害の大きかった依田橋(3径間単純桁橋)では、写真-1に示すようにかぶりコンクリートが大きく剥離し、主鉄筋が座屈してはらみ出すとともに、段落し後の主鉄筋の半数が破断している。したがって、道路震災対策便覧(震災復旧編)の定義する大被害と判定され、橋脚の残存耐力はもはや降伏耐力を大きく下回っていると考えられる。

4. まとめ

鋼板巻立てによる主鉄筋段落し部の補強設計法を開発するために、本年度は、拘束コンクリート柱の圧縮載荷実験を行い、補強設計に取り入れられるように拘束効果の定量化手法を提案した。

そして、地震時保有水平耐力の照査を試算的に行い、拘束効果を考慮すれば、橋脚の変形性能が改善されることを確認した。また、釧路沖地震の被害調査を行った結果、断面を絞った円形断面橋脚の段落し部に被害が集中しており、十分な注意が必要であることを明らかにした。



写真-1 依田橋の被害

5. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
研究員 飯田 寛之
向 秀毅

1. まえがき

近年の都市化の進展、都市域への人口・機能の集中等、時代の変化によって、避難路、緊急輸送路及び防災空間としての道路の役割はさらに重要になってきている。震災時には、限りある復旧資機材を有効利用して適切に復旧の優先度を定めることが必要とされるが、大都市部の震災等、複雑、かつ、広域的な被害が発生した場合の復旧戦略の策定は困難を極めることが想定される。

本調査は、道路ネットワークとしての道路施設の耐震性を評価する尺度を開発し、効率的な復旧戦略の設定手法及び道路施設の耐震化対策の目標水準を開発することを目的とする。昨年度までに震災時の道路網の復旧過程の解析手法の開発を行ってきた。

2. 調査内容

平成4年度は、昨年度までに開発した道路網の震災復旧過程解析プログラム「RPTN」を用いて、千葉県を対象とした復旧過程の解析を行い、効率的な復旧戦略の策定手法を検討した。

震災復旧過程解析システムは、震災を受けた道路網の被災状況を入力条件として、道路網の復旧が終了するまでに要する日数及び資機材量を解析するものであり、道路の新設・改築や耐震対策が都市部の耐震性安全性の向上に及ぼす効果や備蓄基地の配置及び資機材の量の検討、復旧戦略の効果を復旧時間の観点から定量的に評価することができる。

3. 調査結果

3.1 千葉県を対象とした復旧過程の解析条件

千葉県の国道及び地方道の地図情報データを用いて道路ネットワークを構築した。解析では、図-1に示すように道路をリンクとノードの集合としてネットワークにモデル化する。モデル化したネットワークの中に被災箇所として橋梁被害30箇所、平地盛土被害30箇所の合計60箇所を仮想的に設定した。施設の被災程度は表-1に示す通りである。被害位置は、図-1に示すように千葉県南部全域が被災し、備蓄基地と分断され、孤立地区が生じる場合を想定して定めた。孤立の度合は、3層の孤立地区が1地区、2層の孤立地区が4地区とした。備蓄基地は千葉市、習志野市、我孫子市、成田市の4箇所とした。各種の被害の復旧に必要な資機材の原単位は被害パターンに応じて設定した。

解析ケースは次の4ケースとした。

- ①ケース1：備蓄資機材がすべての施設の復旧に必要な資機材量以上ある場合（基本ケース）
- ②ケース2：備蓄機材が復旧に必要な機材量の1/2しかない場合
- ③ケース3：国道の復旧を最優先させた場合。ただし、国道を優先して復旧するが同時に復旧可能な地方道についても順次復旧を行うものとする。
- ④ケース4：孤立地区の解消に必要な最小限の被災箇所のみ復旧を行い、その後に残りの被害箇所について復旧を行う場合。

3.2 解析結果

表-2は上記4ケースの復旧に要する日数を比較したものである。ケース1では、復旧完了日数が4ケースの中で最も短く総合的にみれば優れている。ケース2では、ケース1と比較した場合に復旧完了日数が4日間遅れる。備蓄機材は必要量の1/2しかないのに、復旧日数にそれほど大きな差がないのは、復旧に対して機材を無駄にならないように使用できたためである。ケース3は、復旧完了日数だけはケース1よりも1日長くなっているが、その他の項目についてはケース1よりも短くなっている。この理由は、ケース1がコンピュータに優先順序を任せているのに対し、ケース3の解析の場合は、ケース1の解析結果を基に有効に資機材が運用ができるように、復旧順序を指示データとして与えたためである。ケース4では、孤立地区の解消日数は7日と短く復旧完了日数も11日と少ない。これは、孤立地区解消までは他の被災箇所の復旧を行わないために資機材が有効に利用されていないが、その後は、すべての被災箇所の復旧に着手するので復旧が速くなることを示している。

5. まとめ及び今後の課題

平成4年度の検討結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 復旧完了日数の短縮を図るためには、孤立地区の解消を優先させながら他の被害箇所についても機材を有効に使用しながら復旧するのがよい。
- (2) 復旧機材量を必要量の半分にした場合でも、機材を有効に利用すれば復旧時間への影響を少なくできる。
- (3) 現在の解析では、備蓄資機材の輸送に要する時間を考慮していないため、今後この点を考慮するとともに、大都市部の広域、かつ、複雑な被害を対象とした復旧過程の解析を行い、復旧戦略及び道路の整備効果を検討する。

〔参考文献〕 震災対策が道路網の耐震性に及ぼす影響の研究、土研資料第3039号、平成3年11月

表-1 施設の被災程度の配分

(a) 平地盛土被害

被害ランク	被災パターン	箇所数	割合(%)
大被害	すべり崩壊 全壊	1 2	10
中被害	すべり崩壊 全体沈下 背面盛土沈下	6 2 1	30
小被害	すべり崩壊 全体沈下 背面盛土沈下	6 6 6	60
合計		30	100

(b) 橋梁被害

被害部位	耐 荷 力		走行性	箇所数
	ランク	割合	ランク	
上部構造	被害特大	10%	走行不能	3
橋 脚	大被害	60%		6
伸縮装置				6
支承部				6
	中被害	30%		9
合 計		100%		3 0

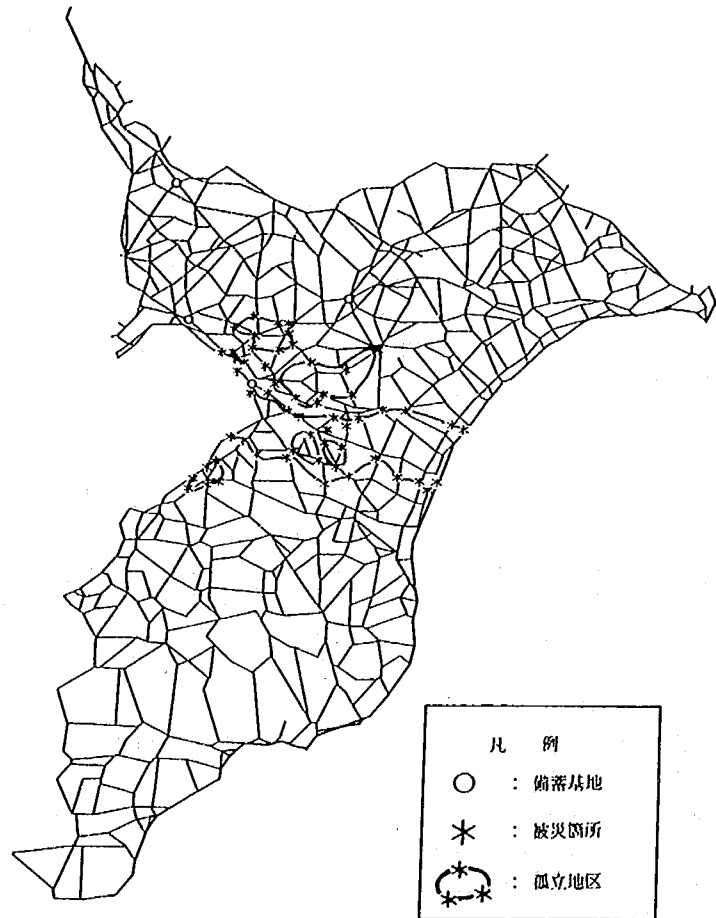


図-1 道路ネット及び仮想地震被害

表-2 復旧戦略の違いによる復旧解消日数の比較

復旧解消日数	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
復旧完了日数	11日	15日	12日	11日
孤立解消日数	8日	10日	7日	7日
各施設復旧完了延べ日数	294箇所日	360箇所日	288箇所日	478箇所日
国道の被害解消日数	10日	10日	9日	11日
国道被害復旧完了延べ日数	89箇所日	92箇所日	85箇所日	159箇所日

6. 超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費, 一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
研究員 中島 燈

1. まえがき

近年、振動・騒音等の環境面やメンテナンスの面から、道路橋の多径間連続化が求められており、橋長1km以上の超多径間連続橋も検討されつつある。超多径間連続化に際しては、温度変化による常時の断面力を低減させるために免震支承等の弾性固定方式の採用が有利であるが、このためには地震力の分散手法、曲線部や斜橋部を含む場合の慣性力の算出手法等、適切な耐震設計法の開発が必要とされている。

2. 調査目的

本調査は、温度変化による桁の伸縮を吸収し、地震時慣性力を各下部構造に分散させる上で有効な免震支承を用いて、耐震性のみならず走行性や騒音等の低減の面からも優れた超多径間連続橋の合理的な耐震設計法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

本年度は、曲線を有する超多径間連続橋がどの程度の橋長まで実現可能かについて、地震応答解析により検討した。解析対象橋は、図1に示す橋長1.56kmでS字型の曲線を有する24径間連続橋である。解析モデルの諸元は、以下に示す通りである。

- (1)橋長：1560.6m、線形：曲線半径300m
- (2)上部構造：支間長65m、24径間連続非合成箱桁橋
- (3)免震支承：鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)
- (4)下部構造：幅6m、高さ12mの矩形断面の張出し式橋脚
- (5)基礎構造：直接基礎(支持地盤はN値30の洪積砂質土でⅡ種地盤とした)

橋の固有周期は、震度法レベルでは1.32秒、地震時保有水平耐力度法レベルでは2.28秒とし、設計水平震度はそれぞれ0.22、0.47とした。地震応答解析は応答スペクトル法により、入力地震動としては道路橋の免震設計法マニュアル(案)に規定される加速度応答スペクトルを用いた。さらに、常時の温度変化による断面力との比較を行った。

4. 調査結果

以上の条件で設計した免震支承(鉛プラグ入り積層ゴム支承)が図2である。寸法は130cm×130cmでゴムの高さは40cm、鋼板を含めた全高さは61.6cmである。

図3及び図4は、それぞれ支承に生じる変位及び橋脚基部に生じる曲げモーメントを、温度変化時と地震時で比較したものである。橋梁の線形がP13を境に対称形であるため、P1～P13間を示している。なお、温度変化時とは、温度+50℃とした場合の値である。

まず、温度変化によってどの程度の曲げモーメントが生じるかであるが、図4(a)に示すように、橋軸方向には端橋脚(P1)で震度法レベルの地震力よりも大きくなるが、それ以外では温度変化は震度法レベル地震時よりも小さくなっている。これは、横方向の剛性が低い免震支承を採用しているためである。ただし、S字橋であるため図4(b)に示すように、橋軸直角方向にも大きな曲げモーメントが生じる。この場合には、P7～P10で温度変化の方が震度法レベルの地震時よりも大きくなるが、橋軸直角方向には断面に余裕があるため、問題とはならない。地震時保有水平耐力度法レベルは、関東大震災級の大地震が生じた場合の断面力を与えるもので、これに対しては橋脚は許容じん性率以内にあるように設計しなければならない。

一方、免震支承には図3のような変位が生じる。地震時保有水平耐力度法レベルでは60cm程度の変位が生じるが、これに対しては、ゴムが破断しないように免震支承を設計しなければならない。橋軸方向の変位を見ると、温度変化の方が震度法レベルよりもやや大きな支承変位を与える。S字橋であるため橋軸直角方向にも支承変位が生じることが重要である。特に、温度変化により橋端で約20cmの変位が生じるので、これに対する対策が今後要検討である。

5. まとめ

本調査では、地震応答解析によって橋長が1 kmを超える超多径間連続曲線橋の実現の可能性について検討した。この結果、曲線部を有する1.56kmの超多径間連続橋においてもは、免震支承を用いれば温度変化、耐震設計ともに実現可能な範囲に入り得ることが明らかとなった。詳細については、さらに検討が必要である。

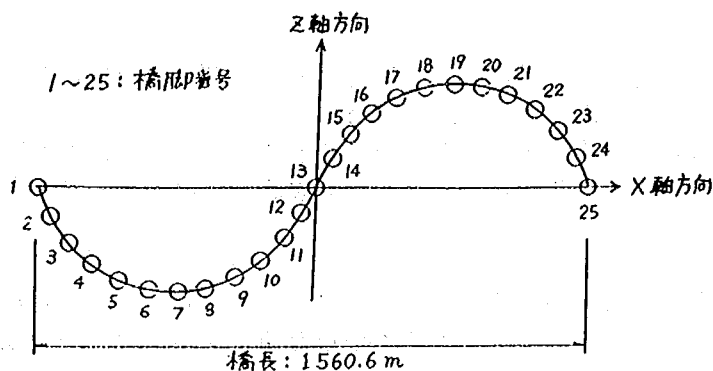


図1 解析対象の超多径間連続曲線橋の平面図

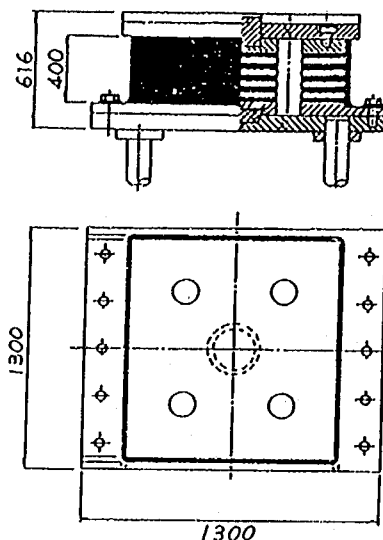
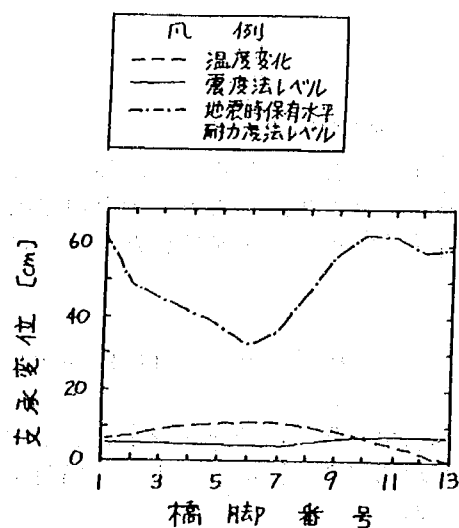
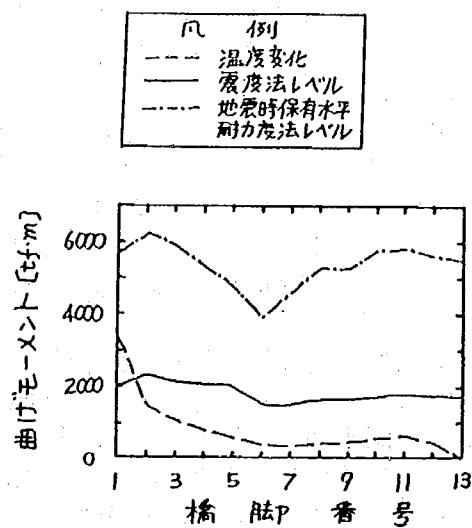


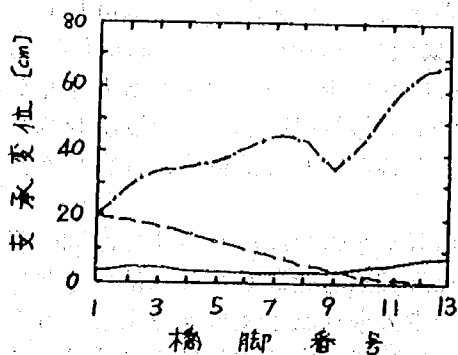
図2 免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）



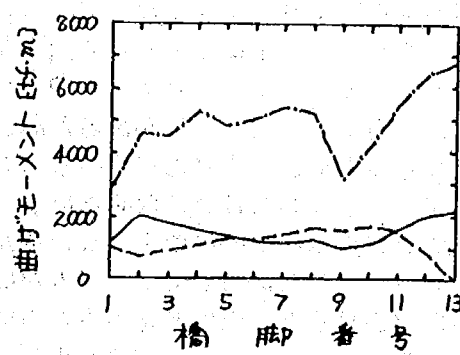
(a)橋軸方向の支承変位



(a)橋軸方向の曲げモーメント



(b)橋軸直角方向の支承変位



(b)橋軸直角方向の曲げモーメント

図3 温度変化及び地震応答解析による支承変位

図4 温度変化及び地震応答解析による橋脚基部の曲げモーメント

7. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
研 究 員 飯田 寛之
向 秀毅

1. はじめに

平成2年2月の道路橋示方書V耐震設計編には、「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」として、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震に対する耐震設計法が規定された。しかしながら、地震時保有水平耐力の照査の規定は、1本柱形式のRC橋脚を対象としたものであり、橋脚の中には、まだこの規定が適用できない各種の形式があり今後の調査検討が必要とされている。

この中でも、都市内高架橋によく採用される場合が多い張り出しが一方方向に長い逆L字形のRC橋脚では、桁及び橋脚張り出し部の自重に伴う大きな偏心曲げモーメントが常時作用しており、橋脚の振動が大きくなり、降伏点を越えて非線形振動をするようになると偏心曲げモーメントが作用している方向にばかり残留変位が累積していくことが心配される。このため、このような橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査法の適用性の検討が必要とされている。

2. 調査内容

平成3年度には、中程度（偏心曲げモーメントがひびわれモーメント程度）の偏心曲げを受ける逆L字型RC橋脚模型の振動台実験及び動的載荷実験を行い、地震時振動特性及び破壊特性を検討した。本年度は、偏心曲げが大きい（偏心曲げモーメントが降伏モーメントに近い）RC橋脚の破壊特性、動的耐力及び変形性能を模型橋脚の載荷実験によって検討した。

3. 調査結果

(1) 実験に用いた供試体

検討対象としたのは、橋脚高さ9.1m、桁高1.5mの逆L字型の実橋脚とし、図-1に示すように寸法比を1/4.1とした模型を2体（供試体P-69及びP-70）製作した。偏心曲げモーメントの大きさを表わすために次式による曲げモーメント比 r_H を定義した。

$$r_H = M_E / (M_E + M_0) \quad (1)$$

ここで、 M_E ：地震力により橋脚基部に生じる曲げモーメント、 M_0 ：橋脚が逆L字形のため、桁及び橋脚の自重により橋脚基部に生じる偏心曲げモーメント、である。なお、式(1)による曲げモーメント比は0.4とし、これは実設計上考えられるほぼ最大の偏心曲げモーメントが作用した場合に相当する。

実験では、写真-1に示すように模型橋脚の一端を反力壁に固定し、偏心曲げモーメントが働くように軸力を作用させた状態で動的アクチュエータにより水平地震力を加えた。水平力は、変位制御により偏心曲げによる変位点 δ_0 を原点として降伏変位 δ_y までの変位 δ （ $=\delta_y - \delta_0$ ）を基準にその整数倍で順次作用させた。実際の地震時には、偏心曲げモーメントが作用している方向にのみ変形が生じるため、2体の模型橋脚に対する載荷方法は、それぞれ、正負両側で順次増加させた場合（P-69）と偏心曲げが作用している方向の変位のみを順次増加させた場合（P-70）の2種類に変化させた。各載荷変位における繰返し回数は10回とした。

(2) 実験結果

図-2は、偏心曲げが大きい橋脚（P-69）の損傷の進展状況を示したものである。ここでは、載荷方向に直交する面の損傷状況を示している。これによれば、1～4 δ 載荷では、正側（偏心曲げモーメントが増加する方向）の載荷によりコンクリート表面に水平ひびわれが生じるだけで、負側（偏心曲げモーメントが減少する方向）の載荷ではほとんどひびわれが生じない。5 δ 、6 δ 載荷になると橋脚基部においてくさび型に斜めのひびわれが生じるとともに、偏心曲げにより圧縮側となる面のかぶりコンクリートの顕著なひびわれ、剝離が生じる。7 δ 載荷では、基部全体においてコンクリートの圧壊が生じ、圧縮側のコーナー部の鉄筋が2本破断した。8 δ 載荷ではさらに損傷が進展し、最終状態となった。平成3年度に実施した偏心曲げが中程度の場合の実験結果と比較してみると、コンクリートの剝離が生じるまでは損傷の進展は少ないが、かぶりコンクリートの剝離が生じ始めた後の損傷の進展は急激に大きくなる。

一方、偏心曲げモーメントが作用する方向にのみ順次載荷変位を増加させた場合（P-70）には、7 δ 載荷でかぶりコンクリートの剝離、10 δ 載荷で圧縮側の鉄筋が1本破断し、13 δ 載荷で最終状態となった。したがって、片側のみ載荷した場合には正負交番載荷に比較して損傷の進展が遅くなる。

図-3は、偏心曲げモーメントの大きさを荷重～変位の履歴曲線の包絡線により比較して示したものである。ここには、平成3年度に実施した実験結果を比較して示している。これによれば、偏心曲げモーメントが大きくなると、荷重が最大耐力をとってから安定して変位が増加する範囲が小さくなり、これに伴いじん性率が小さくなる。図-4は、荷重～変位の履歴曲線で載荷方法の影響を比較したものである。これによれば、偏心曲げが増加する方向に載荷した場合には、正負交番に比較して耐力の減少が遅くなり、じん性率は大きくなる。

4. まとめ及び今後の検討

偏心曲げが大きくなるほど、かぶりコンクリートが剝離した後の損傷の進展が早くなり、じん性率が低下する。また、偏心曲げが作用する方向にのみ載荷した場合には、正負交番で載荷した場合に比較して耐力の減少が遅くなるとともに、じん性率は大きくなり、載荷方法の影響を大きく受ける。今後、実験から求めた荷重～変位関係をもとに地震時保有水平耐力の照査法を検討する。

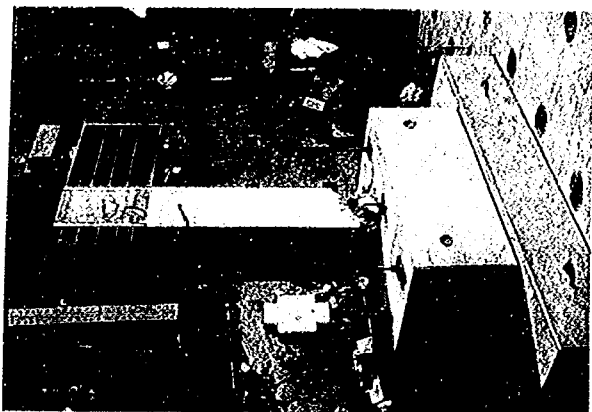


写真-1 逆L字形橋脚の模型載荷実験

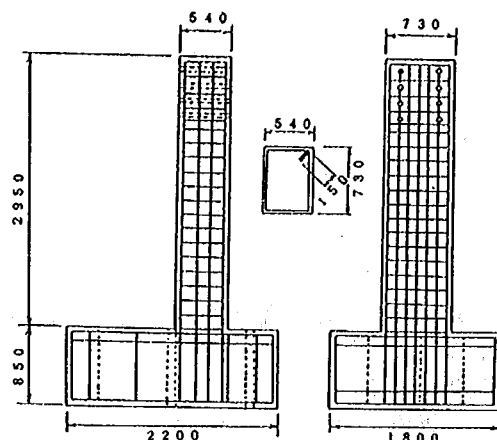


図-1 実験に用いた模型橋脚

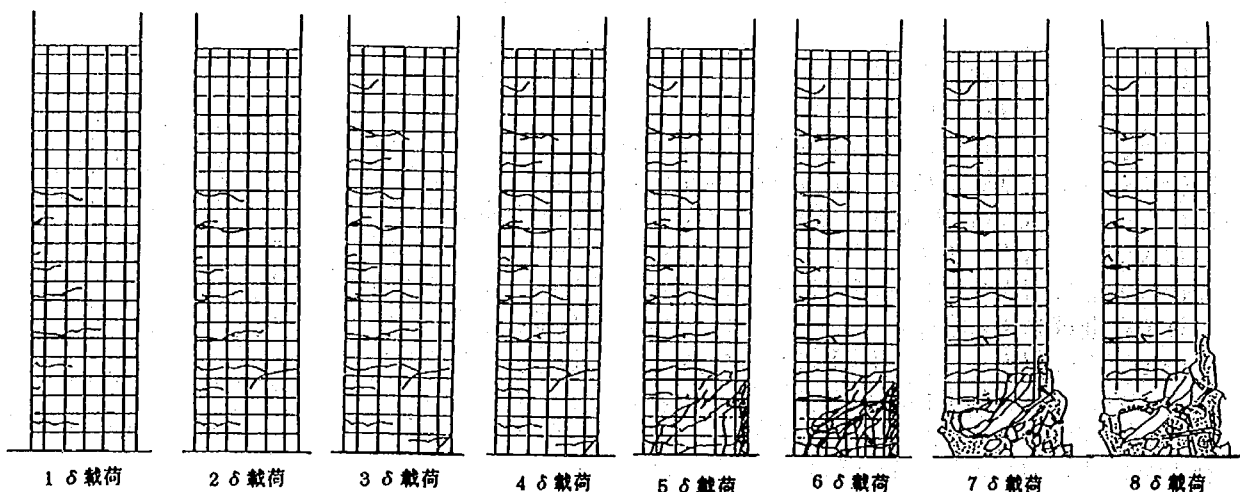


図-2 模型橋脚の損傷状況

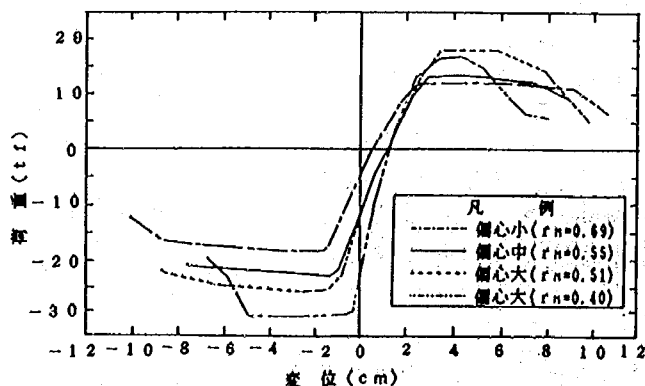


図-3 履歴曲線の包絡線
(偏心曲げモーメントの影響)

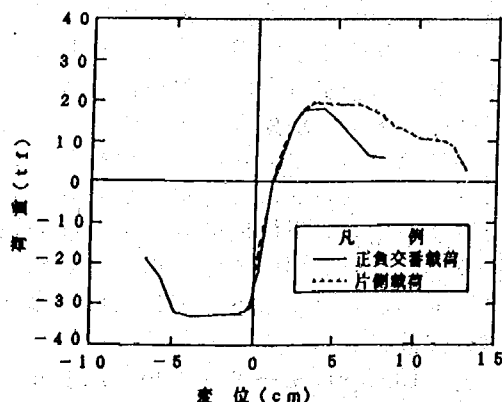


図-4 履歴曲線の包絡線
(載荷方法の影響)

8. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 杉田秀樹
" 中島 燈

1. まえがき

鋼製橋脚は用地及び地盤等の設計条件に制約がある場合に採用されることが多いが、座屈後の耐力が低いことが知られており、大規模地震を受けた場合の耐震性が懸念されている。本調査は、大地震に対して鋼製橋脚が保有すべきじん性を明らかにするとともに、鋼製橋脚の合理的な耐震設計法を開発することを目的として実施するものである。

2. 調査内容

鋼製橋脚のじん性は、断面形状、縦方向補剛材の剛比及び地震動の繰返し振動特性の影響を受けやすいことが、昨年度までの検討によりわかっている。本年度は、これら構造条件の変化が鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響を、動的載荷実験により定量的に検討した。模型供試体としては、昨年度までの検討に用いた標準供試体をベースとして、断面のラウンドコーナー化を図った供試体、縦方向補剛材の剛比を道路橋示方書で許容される限界まで低下させた供試体及び繰返し載荷回数を低下させた供試体の3体を用いた。

3. 調査結果

載荷実験から求めた載荷履歴曲線を示すと図1の通りである。また、各供試体のじん性率（終局変位 δ_u ／降伏変位 δ_y ）で定義される各供試体のじん性率を比較すると表1の通りである。

1) ラウンドコーナーが鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響

コーナーを直角にした場合とラウンドにした場合の最終的な破壊状況を写真1に示す。両供試体の比較により、断面形状のラウンドコーナー化が鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響に関して、以下の点が指摘される。

- a) 曲げモーメントが最大となる橋脚基部と第1段目の水平補剛材までの範囲で補剛板及び縦方向補剛材が座屈し、補剛板の溶接部が疲労破壊すると水平耐力は低下する。これは、コーナーを直角にした場合とかわらない。ただし、隅角部のラウンドコーナー化は、断面内の溶接箇所を4箇所から1箇所に減少できるため、溶接部の疲労破壊による水平耐力の低下を軽減する上で有効である。
- b) 補剛板の座屈は、コーナーを直角にした場合が補剛材を節とする局部座屈モードであるのに対して、全体座屈モードで生じた。これは、コーナーを直角にした場合に比べて隣接する補剛板どうしの拘束が小さく、補剛板が面全体として変形しやすいためである。全体座屈モードでは、部分座屈モードに比べて縦方向補剛材の変形量が大きいため、繰返し載荷に伴う水平耐力の低下度合が大きくなる。
- c) じん性率はコーナーをラウンドにした場合の方が約18%小さい。これは、溶接部の破断箇所が少ないことによる耐力低下の軽減効果を、全体座屈モードによる水平耐力の低減効果が上回ったためである。したがって、ラウンドコーナーを有する橋脚では、縦方向補剛材の剛性を高め、補剛板の全体座屈を防止することが耐震設計上重要である。

2) 繰返し載荷回数が鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響

1 δ_y あたりの繰返し載荷回数を10回にした場合と1回とした場合の比較により、繰返し載荷回数が鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響を検討した。これから、以下の点が指摘される。

- a) 繰返し載荷回数を10回とした場合には、溶接部の疲労亀裂が生じ始める2 δ_y 以後で、繰返しに伴う耐力の低下が著しい。これは、繰返し載荷に伴い徐々に疲労亀裂が進展するためである。
- b) 繰返し載荷回数を10回とした場合には、これを1回とした場合に比較してじん性率は約16%小さい。これは、同じ最大加速度を持つ地震動でも、最大加速度の繰返し回数が大きいほど、橋脚に損傷が生じやすいことを意味する。

3) 縦方向補剛材の剛比が鋼製橋脚のじん性に及ぼす影響

縦方向補剛材の剛比を道路橋示方書に規定される必要剛比とした場合と、必要剛比の4倍とした場合の比較により、以下の点が指摘される。

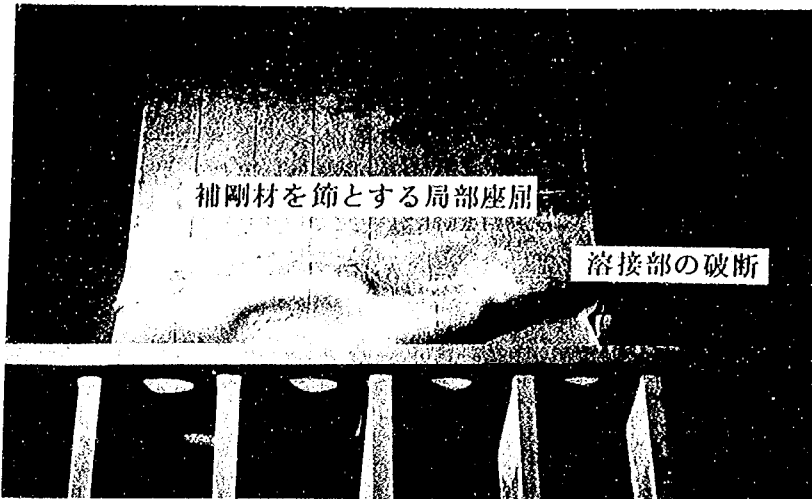
- a) 縦方向補剛材の剛比を必要剛比とした場合には、これを必要剛比の4倍とした場合に比較してじん性率は約19%小さい。これは、補剛材の必要剛比を4倍とした場合は補剛板が部分座屈するのに対し、縦方向補剛材の剛比を必要剛比とした場合の方は、補剛板が全体座屈モードで座屈し、これによって耐力の低下度合が大きくなり、併せて最大耐力が約15%小さいことによるものである。
- b) 補剛板の降伏が生じた後の荷重～変位の骨格曲線は、最大耐力を生じるまでの段階、及び、補剛板が座屈して耐力が低下する段階に区分できる。じん性を向上するためには、補剛板の全体座屈を防止して耐力の低下を軽減すると同時に、最大耐力の発生を遅らせ、最大耐力を生じるまでの段階

を長びかせる工夫が必要である。

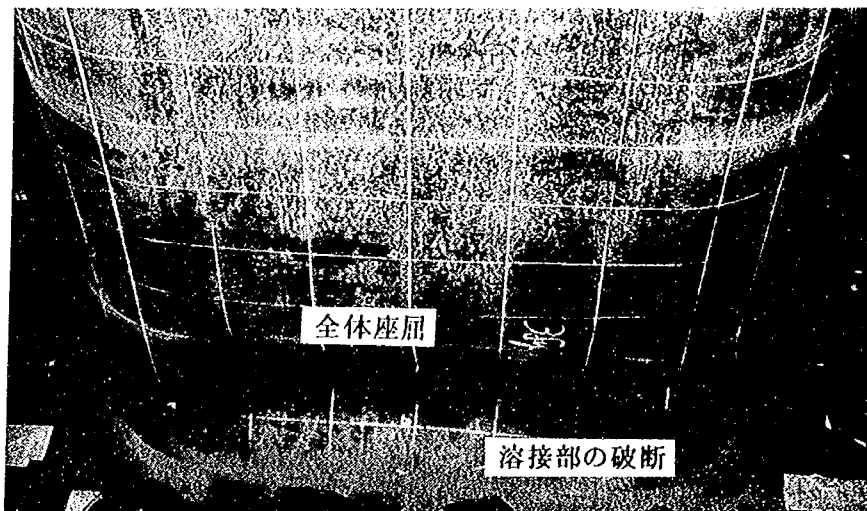
c) 最大耐力は、縦方向補剛材の座屈が生じる直前、すなわち、縦方向補剛材の全断面が塑性化した段階で生じる。最大耐力の発生を遅らせるためには、必要剛比を満足する範囲で、全断面の塑性化までに大きなエネルギーを吸収できる縦方向補剛材の断面形状を検討する必要がある。

4. まとめ及び今後の課題

鋼製橋脚のじん性に及ぼすラウンドコーナー、繰返し載荷回数及び縦方向補剛材の剛比の影響が明らかにされた。今後、最大耐力の発生を遅らせることによりじん性を向上できる縦方向補剛材の断面形状、及び、荷重～変位骨格曲線の推定方法等について検討する必要がある。



(a) コーナーを直角にした場合

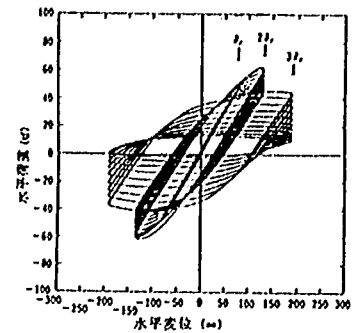


(b) コーナーをラウンドにした場合

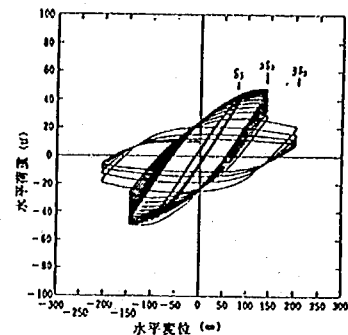
写真 1 供試体の破壊状況

表 1 供試体の耐力及び変形性能

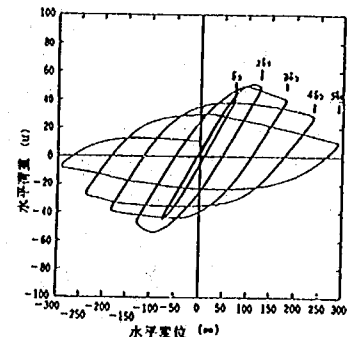
供試体	標準供試体	コーナーをラウンドにした場合	毎回の繰返し回数を1回にした場合	縦方向補剛材の剛比を必要剛比とした場合
降伏荷重 P_y	45.6	41.7	43.2	43.8
最大耐力 P_{max}	61.2	49.4	53.1	51.8
降伏変位 δ_y	66.0	84.0	73.7	75.1
終局変位 δ_u	155.3	162.0	206.0	143.0
じん性率	2.35	1.93	2.80	1.90



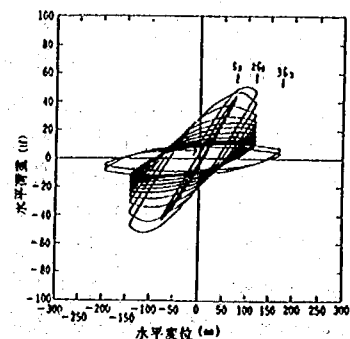
(a) 標準供試体 (コーナーは直角、繰返し回数は10回、縦方向補剛材の剛比は必要剛比の4倍)



(b) ラウンドコーナーとした場合



(c) 繰返し回数を1回とした場合



(d) 縦方向補剛材の剛比を必要剛比とした場合

図 1 載荷履歴曲線

9. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震性に関する試験調査 (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 杉田 秀樹
研究員 星隈 順一
長屋 和宏

1. まえがき

軟弱な沖積層の上に発展している我国の主要都市では、地上の厳しい土地利用の制約から、地下空間を利用した大規模な道路トンネルの建設が進められつつある。このような都市トンネルについては、これまでに大きな地震を経験した事例はなく、地震の影響に関する経験的な知見がほとんど得られていない状況にある。そこで本調査は、都市トンネルの合理的な耐震設計法を開発するものである。

2. 調査方法

1) 二次覆工の交番載荷実験

シールドトンネルの地震時保有水平耐力法による耐震性の照査では、二次覆工コンクリートにひびわれの発生を許容するため、非線形域での等価軸剛性を明らかにしておく必要がある。現在までの検討により、コンクリートと鉄筋の付着性能に着目した評価法を提案しているが、付着切れの範囲等不明確な点があった。そこで、二次覆工の軸剛性評価手法を改めて提案することを目的として、図-1のような二次覆工の一部を切り出した模型供試体を用いて、交番載荷実験を行った。実験ケースは、表-1に示すように二次覆工鉄筋量を変化させた3ケースであり、いずれも必要最小鉄筋量の規定を満たすものである。なお、供試体に対しては、リング継手位置で初期ひびわれが発生することを再現できるように配慮した。

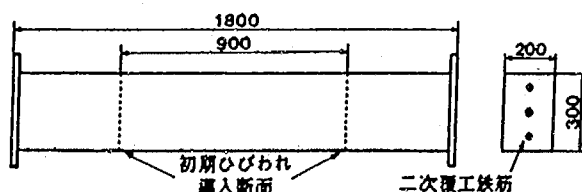


図-1 模型供試体

表-1 供試体諸元

供試体	コンクリート断面 (cm)	軸方向鉄筋 (SD345)	実勢強度による 降伏強度 引張強度
No. 1	20×30	D16×3本	1.39
No. 2		D19×3本	2.08
No. 3		D22×3本	2.80

2) シールドトンネルの耐震設計法のとりまとめ

本調査は今年度が最終年度に当たるため、RCシールドトンネルの耐震設計法について、これまでに得られた研究成果をとりまとめた。

3. 調査結果

1) 二次覆工の交番載荷実験

図-2及び図-3は、供試体の荷重-変位(測定長70cm)曲線及び損傷状況を示したものである。鉄筋量が増すにつれ、ひびわれが分散されるとともに、ひびわれ発生後の軸剛性は鉄筋のみの剛性に近づいてくることがわかる。これは、ひびわれの分散により、コンクリートと鉄筋の付着切れが供試体全長にわたって生じるためである。従って、ひびわれ発生後の設計用二次覆工剛性は、コンクリートと鉄筋の付着性能を考慮せずに、鉄筋のみの剛性で評価するのが合理的である。このためシールドトンネルの等価軸剛性 $(EA)_{eq}^T$ を次式で提案する。

・ひびわれ発生前

$$(EA)_{eq}^T = \frac{K_J}{K_S + K_J} E_S A_S + E_L A_L$$

・ひびわれ発生後

$$(EA)_{eq}^T = \frac{K_J}{K_S + K_J} E_S A_S + E_R A_R$$

ここに、 E_S, A_S はセグメントの弾性係数、断面積、 E_L, A_L は二次覆工コンクリートの弾性係数、断面積、 E_R, A_R は二次覆工鉄筋の弾性係数、断面積、 K_S, K_J はセグメント及びリング継手の軸剛性である。

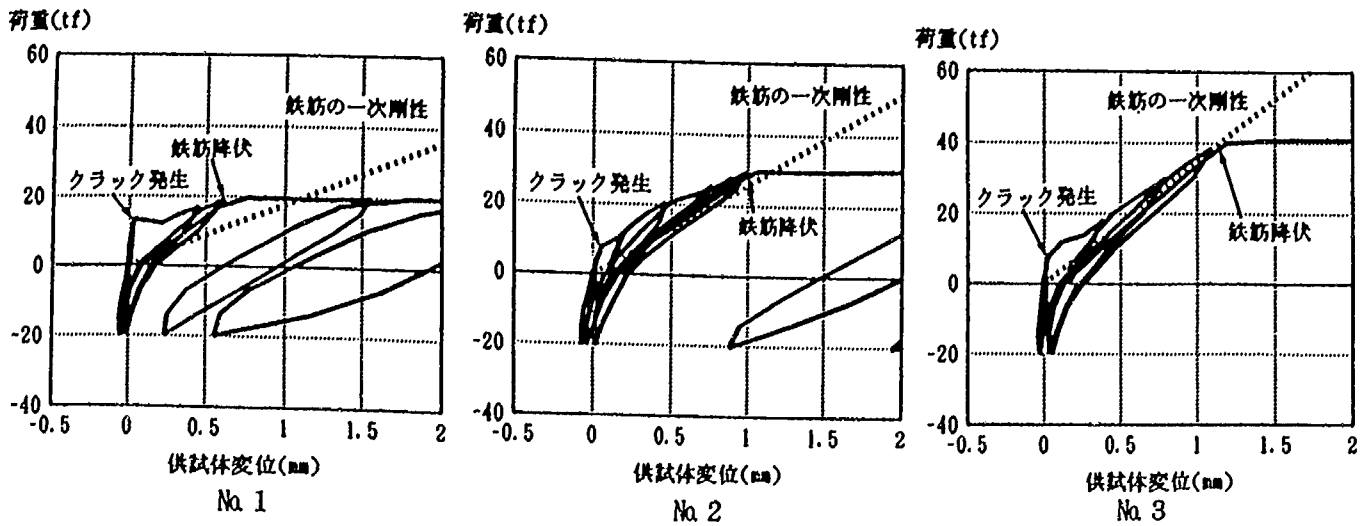


図-2 荷重-変位の関係

2) シールドトンネルの耐震設計法のとりまとめ

昭和63年度～平成4年度にわたり特殊な断面形状や継手を有しない鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法を検討してきた。本研究により開発した耐震設計法は、小～中口径の線状地中構造物の耐震設計に用いられる応答変位法を基本とし、覆工剛性の非線形性や複雑な破壊特性等、多数のセグメント及び継手から構成されるシールドトンネル覆工の力学特性を適切に考慮できるものである。本耐震設計法は、すでに東京湾横断道路シールドトンネルを始め、河川下を横断する約20件のシールドトンネルの耐震設計に用いられている。また、電話・ガス等ライフライン施設の耐震設計基準や地下駐車場の耐震設計指針等にも広く反映されている。

なお、近年、特殊な断面形や継手を持ち、分岐、併設、他施設との一体化等、複雑なシールドトンネルが数多く採用されるようになっている。こうしたシールドトンネルに対しては、今後さらに耐震設計法の開発が必要とされる。

4. 研究成果の公表

本研究に関連して公表した主要な研究報告及び論文を示すと、以下の通りである。

- 1) 鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究, 土木研究所所報, 第188号, 1992. 12
- 2) 二次覆工を有する鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究(その2), 土木研究所報告, (とりまとめ中)
- 3) シールドトンネルの耐震性に関する研究(その1)～(その9), 土木研究所資料, 第2261号, 第2277号, 第2381号, 第2496号, 第2649号, 第2786号, 第2920号, 第2815号, 第3007号
- 4) 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 土木研究所資料, 第3119号, 1992. 3
- 5) 応答変位法によるシールドトンネルの地震時断面力の算定法, 土木学会論文集, No. 410/I-12, 1989. 10
- 6) 正負交番軸方向荷重を受けるシールドトンネル模型の破壊特性, 土木学会論文集, No. 398/I-10, 1990. 10
- 7) 耐震設計に用いるシールドトンネル長手方向剛性及び耐力の評価法, 土技資, Vol. 31-9, 1989. 9

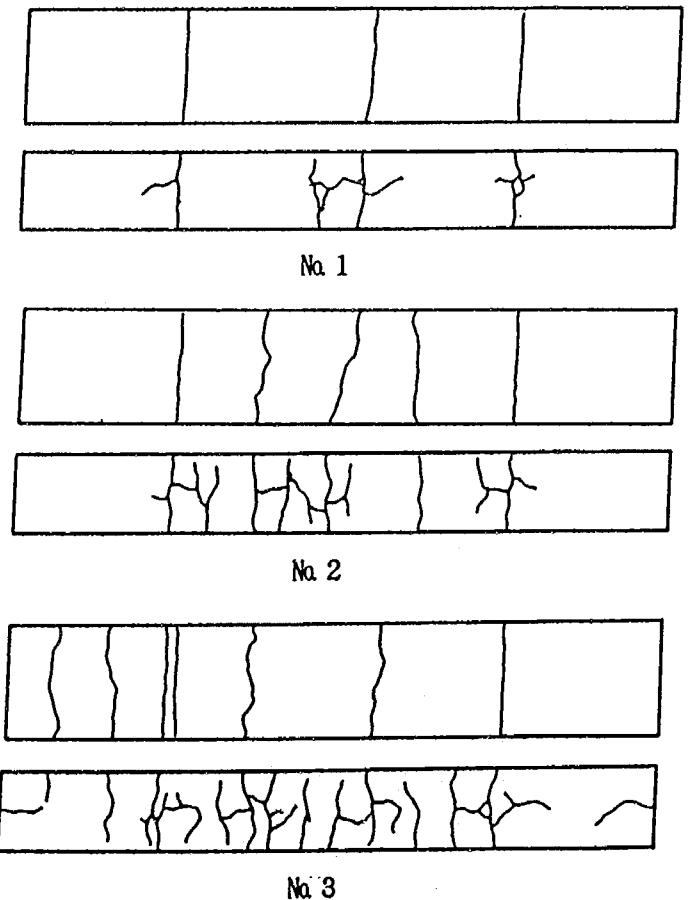


図-3 損傷状況

10. 長大橋梁の設計指針の作成に関する調査 (道路事業調査費、特定調査)

(1) 調査内容

海峡横断部の長大吊橋の中には、将来の関東地震や遠州灘沖地震等のプレートバウンダリーに発生する超巨大な地震断層の真上、もしくは、縁に位置するものもある。長大吊橋の上部構造系の設計には、一般に耐風設計が支配的であるが、入力地震動強度が大きく、かつ、中央支間が2,000m級の長大吊橋上部構造系の減衰定数は著しく小さいため、耐震設計で断面が決まる場合も生じ得る。このため、本調査では、長大吊橋の地震時振動特性(3径間吊橋及び4径間吊橋)を検討するとともに、断面力等の最大応答値について耐震設計と耐風設計による結果を比較検討した。

(2) 解析条件

解析対象橋は、3径間吊橋及び4径間吊橋の2橋とした。3径間吊橋は、明石海峡大橋と同一構造を有する2ヒンジ補剛トラスとし、支間割は960m+1990m+960mである。4径間吊橋は、補剛桁等の構造条件は明石海峡大橋と同一であるが、支間割は600m+2000m+2000m+600mとした。

地震応答解析は、応答スペクトル法によった。入力地震動としては、道路橋示方書V耐震設計編に規定される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いる加速度応答スペクトル(Ⅱ種地盤)を用いた。ただし、周期が10秒を越えるような長周期領域の地震動特性については、現状ではよく分かっていないが、ここでは、長周期領域についてもスペクトルをそのまま延長して用いた。解析に用いた吊橋上部構造系の減衰定数は1%とした。一般に耐震設計では2%程度の減衰定数が用いられるが、長大吊橋になるほど柔構造になること、及び既往の長大吊橋の振動実験結果によれば、これよりも小さい減衰定数が求められることが多いことからこのように設定した。

また、耐風設計による断面力等を求める際に用いる風荷重としては、設計基準風速を $V_0=40\text{m/s}$ 及び 50m/s (地表面から高さ15m)に設定した。これは、明石海峡大橋に対する設計基準風速 $V_0=46\text{m/s}$ を基本にして設定したものである。

7. 2 調査結果

(1) 長大吊橋の地震時振動特性

3径間吊橋の1次固有振動は中央径間の1次対称モードが卓越する振動形となり、固有周期は橋軸方向に対しては15.6秒、橋軸直角方向に対しては25.9秒となる。一方、4径間吊橋では、それぞれ、25.4秒及び25.0秒となり、橋軸方向に対しては4径間吊橋の1次固有周期が3径間吊橋の場合の約1.6倍に長くなる。これは、3径間吊橋の場合には、両主塔がアンカーにより固定されたケーブルによって橋軸方向の変形が拘束されるのに対し、4径間吊橋では中央主塔が独立しており、ケーブルによる中央主塔の橋軸方向の拘束が3径間吊橋に比較して弱くなるためである。

図-1は、主塔の水平変位及び曲げモーメント分布を3径間吊橋と4径間吊橋を比較して示したものである。橋軸方向の主塔の水平変位を見てみると、3径間吊橋の場合にはケーブルによって主塔頂部の変形が拘束される結果、主塔の中間部で最大水平変位をとるのに対し、4径間吊橋の中央主塔は主塔頂部で最大変位をとる。これは、前述のようにケーブルによる中央主塔の橋軸方向の変形の拘束が弱いためであり、4径間吊橋の中央主塔の最大水平変位は3径間吊橋に比較して1.7倍に大きくなる。

設計上支配的となる主塔基部の曲げモーメントを見てみると、3 径間吊橋の方が4 径間吊橋に比較して20%大きい。主塔基部の曲げモーメントが卓越する固有振動モードは、3 径間吊橋では2次（周期14.0秒）、4 径間吊橋では1次（周期25.4秒）であり、この周期に相当する加速度応答スペクトル値は、それぞれ、 97cm/s^2 、 54cm/s^2 となる。したがって、3 径間吊橋の卓越振動に対する地震動強度は、4 径間吊橋の場合の1.8倍に大きくなっているため、3 径間吊橋の主塔基部の曲げモーメントが4 径間吊橋の場合よりも大きくなったものである。しかし、このような長周期領域の地震動特性についてはよく分かっていないため、仮に入力地震動強度を同一とすれば、4 径間吊橋の主塔基部の曲げモーメントは3 径間吊橋の場合よりも逆に1.5倍に大きくなる。なお、ここには示していないが、補剛桁の最大鉛直変位は、4 径間吊橋の場合には3 径間吊橋の場合よりも1.4倍に大きくなり、4 径間吊橋の方がより柔な構造となる。また、ケーブル軸力は4 径間吊橋の方が3 径間吊橋の場合の約1.4倍に大きくなる。

橋軸直角方向については、主塔の水平変位は3 径間及び4 径間吊橋ともに主塔頂部で最大水平変位をとる。最大水平変位は、4 径間吊橋の中央主塔が最も大きい。主塔の曲げモーメントは、主塔基部よりも補剛桁位置において最も大きくなる。

（2）耐震設計と耐風設計による最大応答値の比較

耐震設計と耐風設計による最大応答値を比較してみると、3 径間吊橋の場合には、地震時の主塔の変位及び断面力は、ともに風速が40m/sの場合とほぼ同じとなる。一方、4 径間吊橋の場合には、中央主塔の曲げモーメントは、地震時の方が風速40m/sの場合よりも大きい。風速を50m/sに大きくすれば耐風設計により断面が決まる。ただし、4 径間吊橋のケーブル軸力については、地震時の方が風速50m/sの場合よりも40%大きい。

7. 3 今後の問題点

本検討結果を踏まえて、今後の課題をまとめると以下のとおりとなる。

- 1) 4 径間吊橋は、3 径間吊橋に比較して橋軸方向の剛性が低くなるため、固有周期が大幅に伸び、中央主塔の橋軸方向変位及び補剛桁の鉛直変位が大きくなる。
- 2) 耐風設計と耐震設計による主塔基部の曲げモーメントを比較すると、3 径間吊橋では地震時と風速40m/sの場合とはほぼ同じとなる。一方、4 径間吊橋では風速が40m/sの場合には耐震設計で断面が決まるが、風速を50m/sに大きくすれば耐風設計により断面が決まる。また、4 径間吊橋では、地震時のケーブル軸力が風速50m/sの場合よりも大きくなり、耐震設計で断面が決まることもあり得る。
- 3) 本解析では、減衰定数として1%を用いたが、実橋の減衰定数はこれよりもさらに小さい場合が考えられる。減衰定数が小さくなると、地震時の応答値が大きくなるため、耐震安全性を向上させるためには、減衰材料を用いたバッシブ制震技術、マスダンパー等のアクティブ制震技術、ハイブリッド制震技術を用いた吊橋上部構造の減衰性能の向上技術の開発が必要とされる。
- 4) 下部構造については、大地震に対する基礎の振動特性を考慮した転倒・滑動・支持力に対する動的安定照査法、プラットフォーム形式等の柔構造基礎を採用した大水深下基礎の基礎の耐震設計法を開発する必要がある。

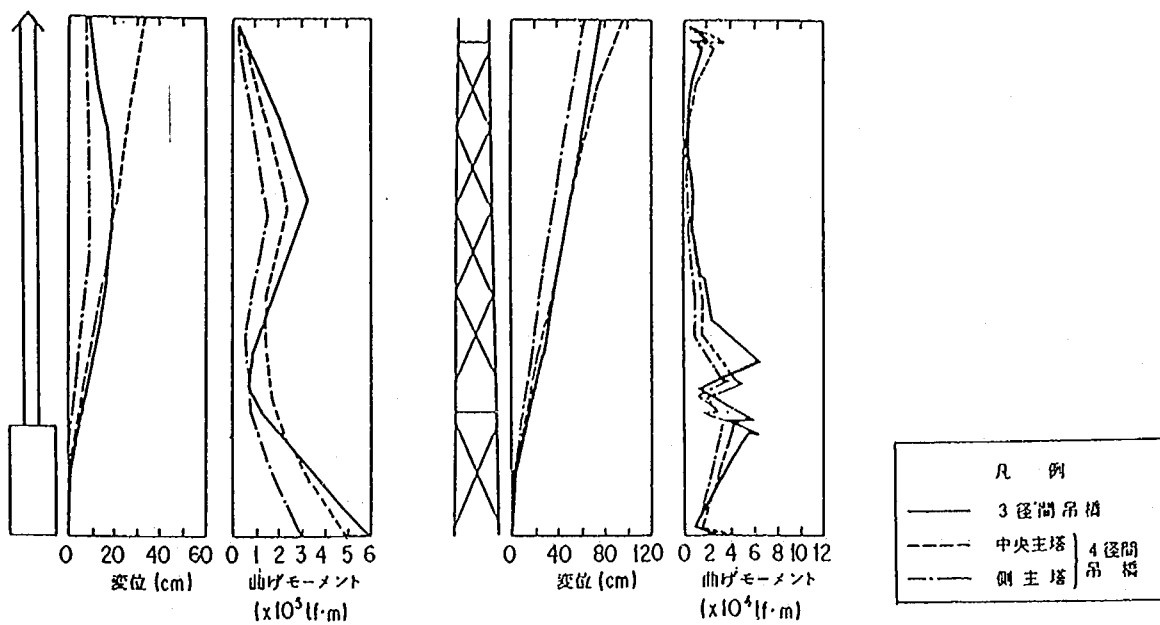


図-1 3 径間吊橋と 4 径間吊橋の主塔の地震時最大応答値

11. 道路占用物及び沿道施設の震災点検・震災対策に関する調査 (道路事業調査費、特定調査)

耐震研究室 川島 一彦
杉田 秀樹
中島 燈

1. まえがき

地震時に道路は、復旧用物資の緊急輸送路及び地域住民の避難路として、極めて重要な役割を担っている。既往の震災経験に基づき、各種道路施設の耐震設計法が研究開発された結果、我が国の道路は世界的にも高水準の耐震性を得るに至っている。しかしながら、表1に示すように、昭和53年宮城県沖地震等では、上下水道等の道路占用物や沿道建築物等の被害が道路交通に著しい影響を及ぼす事例が生じていることから、所管道路施設のみならず、道路占用物及び沿道施設を含めて道路全体の耐震性を適切に把握し、必要な震前対策を行なうことが早急に求められている。

本研究では、道路占用物及び沿道施設の耐震性の現状を調査して、道路管理者の立場から耐震点検が必要な施設を絞り込むとともに、これら施設に対する震災点検手法を開発した。

2. 震災点検が必要な道路占用物及び沿道施設の絞り込み

文献調査及びヒアリング調査に基づき¹⁾、道路占用物及び沿道施設ごとに、被害を生じる可能性の有無及び道路への影響の大小を判定すると、表2の通りである。判定は、①地震力に対して設計されているか、②液状化に対する配慮があるか、③定期的な点検体制があるか、④影響範囲が大きいのか、⑤影響時間が長いのか、⑥火災発生の可能性があるか、に基づいて行った。

地震時に道路に要求される役割、すなわち“信頼性の高い道路空間”及び“歩行者に優しい道路空間”を確保する観点から、震災点検が必要な道路占用物及び沿道施設を絞り込んだ。絞り込みに際しては、①道路管理者が点検できない施設は除外する、②歩道部及び車道部に影響を及ぼす施設で、かつ、震災復旧の第1段階(約1日)では撤去が困難な施設を抽出する、③倒壊・落下した場合に直ちに歩行者に危害を及ぼす施設を抽出する、を基本方針とした。本検討により、“信頼性の高い道路空間”確保のための点検対象として、電柱本体(電力・NTT)、跨道橋(鉄道・水道)、煙突、埋設物(上水道・ガス・電信電話)が抽出された。また、“歩行者に優しい道路空間”確保のための点検対象として、ブロック塀(石塀を含む)、自動販売機、野積み物件が抽出された。

3. 道路占用物及び沿道施設の震災点検手法の開発

震災点検の対象範囲及び着眼点を整理すると、表3の通りである。震災点検の対象範囲は、①“信頼性の高い道路空間”確保のための点検では、倒壊した場合に車道及び歩道に影響を及ぼす恐れがあるものとする、②“歩行者に優しい道路空間”確保のための点検では、DID地区内にあって、倒壊・落下した場合に歩道に影響を及ぼすものとする、を基本方針として定めた。また、震災点検手法は、①道路管理者の目視点検及び管理台帳等の机上点検を基本とする、②目視点検では、著しい傾斜・変状の有無、及び、施設ごとに規定される構造細目が満足されているか否かを調査する、③机上点検では、設計年次、準拠指針、及び、補修履歴の有無を調査する、を基本方針として定めた。

4. まとめ

開発した震災点検手法に基づき、平成5年2月、道路局道路防災対策室長より地方建設局、都道府県、市町村、地方道路公社に向けて「道路施設以外の関連施設の震災点検要領(案)」の通達がなされた。平成5年9月を目途に震災点検が実施されている。

【参考文献】

1)川島一彦、杉田秀樹、中島燈：道路占用物及び沿道施設の耐震性に関する現況調査、土木研究所資料、第3135号、平成4年7月

表1 道路沿道施設の地震被害が道路交通に影響を及ぼした事例(昭和53年宮城県沖地震)

地震名	施設種別	建築物	煙突	電柱	立木	危険物	地下埋設物	落下物	ブロック塀・門柱	合計
宮城県沖地震	件数	50,786 (63.4%)	27 (0.03%)	2,925 (3.7%)	22 (0.03%)	52 (0.06%)	4,345 (5.4%)	— (確認できず)	21,792 (27.2%)	(100%)
	交通に支障を生じた係数	13 (20%)	2 (3.0%)	0	1 (1.0%)	3 (4.0%)	3 (4.0%)	1 (1.0%)	10 (15.3%)	33 (100%)

表2 道路占川物及び沿道施設が道路に影響を及ぼす可能性

施設名		被害を生じる可能性			道路への影響		
		地震力に対する設計	液状化に対する配慮	定期点検体制	影響範囲 ¹⁾	影響時間 ²⁾	火災・発生の可能性
道路占有物件	電柱本体（電力）	○	×	○	○	○	○
	電柱本体（NTT）	○	×	○	○	○	—
	電柱（変圧器）	○	—	○	×	×	×
	電柱（端子盤）	○	—	○	×	×	—
	跨道橋（鉄道）	×	×	○	○	○	—
	跨道橋（水道）	×	×	○	○	○	—
	道路標識・表示板	○	×	○	○	×	—
	信号機	○	×	○	○	×	×
	街路灯・照明灯	○	×	×	○	×	×
	アンダーパス	×	×	×	○	○	—
	埋設物（上水道）	×	×	×	○	○	×
	埋設物（石油）	○	○	×	○	○	○
	埋設物（ガス）	×	×	×	○	○	○
道路沿道施設	埋設物（電信電話）	×	×	×	○	○	×
	埋設物（下水道）	×	×	×	○	○	×
	建築物（本体）	×	×	×	○	○	—
	建築物（吊り広告）	○	—	×	×	×	—
	建築物（窓ガラス）	×	—	×	○	×	—
	建築物（屋根瓦）	×	—	×	×	×	—
	煙突	×	×	×	○	○	—
	ブロック塀（石塀を含む）	×	×	×	×	○	—
	危険物貯蔵所（地上）	×	×	○	○	○	○
	危険物貯蔵所（地下）	×	×	○	○	○	○
	自動販売機	○	×	○	×	×	—
	のり面・斜面	×	×	×	○	○	—
	野積み物件	×	×	×	×	×	—

注1)○:歩道及び車道に影響を及ぼす
×:歩道のみに影響を及ぼす

2)○:震災復旧の第1段階(約1日)では撤去不可能
×:〃で撤去可能

表3 震災点検の対象範囲及び着眼点

施設名		点検対象範囲	点検の着眼点	
			目視点検	机上点検
信 道 類 空 の 間 確 保	電柱本体 (電力・NTT)	倒壊した場合に車道・歩道に影響を及ぼす恐れがあるもののうち、著しい傾斜・変状を生じているもの	・著しい変状の有無	_____
	跨道橋 (鉄道・水道)	車道・歩道の直上を通過するもの	・落橋防止構造の有無 ・クラック等著しい変状の有無	・管理者、設計年次
	煙突	倒壊した場合に車道・歩道に影響を及ぼす恐れがあるもの	・クラック等著しい変状の有無 ・鋼材支わくの有無	_____
	埋設物 (上水道、ガス、 電信電話)	液状化発生の可能性がある区間において、車道・歩道の直下に設置された以下の埋設物 上水道・電信電話：口径300mm以上の埋設管、及び、深さ10m以浅の洞道 ガス：本管及び支管	_____	・管理者及び設計年次 ・耐震補強を目的とした補修履歴の有無
歩 道 行 路 者 に 間 確 保	ブロック塀 (石塀を含む)	DID地区内で、高さが1.5m以上、かつ、倒壊した場合に歩道に影響を及ぼす恐れがあるもの	・高さが2.2m以上 ・クラック等著しい変状の有無	_____
	自動販売機	〃	・底面固定の有無	_____
	野積み物件	DID地区内で、倒壊・落下した場合に歩道に影響を及ぼす恐れがあるもの	・種別、位置、所有者	_____

12. 大規模橋梁の耐震設計法に関する調査試験 (受託工事費)

耐震研究室 室 長 川島一彦
主任研究員 運上茂樹
研 究 員 飯田寛之
向 秀毅

1. まえがき

現在、剛体基礎の耐震設計では、震度法により静的地震力を作用させた状態で基礎の転倒・滑動・支持力に対する照査を満足するように基礎寸法を定めている。このうち、基礎の転倒については、自重と地震力の合力の作用線と基礎底面が交わる点が基礎底面以内、もしくは、これをある安全率で割った値以内に入るという条件により照査が行われている。この方法によれば、基礎の幅 B と高さ H の比 (B/H) により転倒の照査条件が定められることになる。しかし、静的な力を作用させた場合 (力が無限時間同じように作用し続ける場合) にはそうであっても、基礎構造物の動的な振動という観点からは、両者は全く異なり、大型基礎が容易に転倒するということとはありえない。

本調査は、以上のような観点から、地震時の転倒条件が支配的となる大規模な剛体基礎の耐震設計に際し、近年の耐震工学に関する新しい調査研究成果を取り入れた耐震設計法及び安定照査法を導入することを目的として、昭和62年度からスタートしたものである。昭和62年度以降、現在までの検討経緯は表-1に示す通りである。

一方、長大吊橋の耐震設計では、上部構造の減衰定数に大きな不確定さが存在する。一般に耐震設計では0.02程度の減衰定数を用いることが多いが、実橋の振動実験ではこれよりも小さい減衰定数が得られる場合が多い。減衰定数は長大吊橋の上部構造系の地震時の応答及び下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであるため、これを十分検討しておくことが必要とされている。

2. 調査目的

本調査は、基礎構造物の地震時の転倒に対する安定照査法を開発するとともに、長大吊橋上部構造の減衰定数の推定法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

3.1 基礎構造物の転倒に対する照査条件の検討

平成3年度に開発した剛体基礎の転倒解析手法を用いて、従来の震度法に従って設計した基礎構造物が、大正12年関東大震災級の大規模地震を受けた場合にどの程度の振動が生じるかを検討した。この結果と昭和53年宮城県沖地震により強震記録が得られている開北橋P1橋脚の転倒振動の解析結果 (平成3年度検討) を合わせて基礎構造物の転倒に対する照査条件を検討した。

3.2 長大吊橋上部構造の減衰定数の検討

既往の長大吊橋で行われた振動実験結果を収集、整理し、振動実験から見た長大吊橋の減衰特性について検討した。

4. 調査結果

4.1 基礎構造物の転倒に対する照査条件の検討

(1) 震度法で耐震設計した基礎の振動特性

1) 解析対象基礎

解析対象としたのは、現行の道路橋示方書に従って試設計した基礎構造である。設計条件は、I種地盤及びII種地盤上に建設される直接基礎を有する一般的な橋梁構造を対象にした。上部構造は支間長40m、橋長121mの3径間連続非合成鈹桁橋とし、桁の両端は橋台で、中間橋脚に固定支承を有する1点固定方式の構造である。下部構造は、直接基礎を有する高さ10m及び15mの張り出し式、または壁式の鉄筋コンクリート構造とした。解析では、このように設計した基礎構造のうち固定橋脚基礎の橋軸方向を対象とした。図-1は、解析対象基礎 (高さ10mの場合) を示したものである。設計水平震度は、I種地盤上の基礎では0.2、II種地盤上の基礎では0.25となる。震度法による安定計算では、いずれの基礎も滑動、支持力の照査条件よりも転倒に対する照査条件が厳しくなっており、これによって基礎底面幅が決まっている。

入力地震動としては、大正12年関東大震災級の大規模地震を考慮することとし、道路橋示方書V耐

表-1 現在までの検討の経緯と今年度の検討の位置づけ

年度	検討事項	検討成果
昭和62年度	剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析手法の提案及び動的解析プログラムDSRJの開発	滑動が生じない条件下で、ロッキングするためには、剛体の重心には基準加速度A_0 ($A_0 = B/H \cdot G$, ここで、B: 基礎幅、H: 基礎高さ、G: 重力加速度)以上の加速度が作用する必要がある。ただし、転倒を支配する重要な要素は転倒限界周期T_cであり、入力加速度の周期T_iとの関係により以下のように分類される。 a) $T_i \geq T_c$の場合 $A \leq A_0$ ロッキングしない $A > A_0$ ロッキングし、転倒する b) $T_i < T_c$の場合 $A \leq A_0$ ロッキングしない $A < A_0 \leq A_c$ ロッキングはするが、転倒しない $A \geq A_c$ ロッキングし、転倒する 本州四国連絡橋の剛体基礎は上記b)の$A < A_0 \leq A_c$の条件に該当し、古典的な振動論で予測されるA_0を越えても、ほとんど問題にならない程度の微少なロッキングによる浮き上がりが生じる程度で、転倒することはない。したがって、このような条件を取り入れた新しい転倒照査法を開発し得る。
昭和63年度	剛体基礎の転倒加振振動実験	1) 剛体基礎が大きくなると、同一入力地震動を受けてもロッキングに伴う基礎の浮き上がり量は小さくなることを実験的に確認した。 2) 昭和62年度に開発した剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析プログラムDSRJを用いて実験結果をシミュレートし、上記1)については解析でよくシミュレートできる。 3) 実験上剛体基礎の浮き上がり(ロッキング)が生じ始める入力加速度は、基準加速度A_0よりも小さく、この傾向は剛体基礎が大きくなるほど著しい。これは、基礎底面地盤の影響を表すために敷いたゴムシートの弾性変形の影響によると考えられる。
平成元年度	ばね剛性の軟化を取り入れた弾性床上的剛体基礎の転倒・滑動解析手法の提案及び動的解析プログラムDSRJⅢの開発	1) 昭和63年度に実施した剛体模型の振動台実験に対する解析シミュレーションにより、剛体基礎底面地盤の弾性挙動を考慮すると、浮き上がり(ロッキング)が生じ始める入力加速度は小さくなるが、剛体基礎の回転周期に変化が生じ回転振動は大きくならないことを解析できる。また、基礎底面の変形を取り入れた解析により実験結果をよく再現できる。 2) 底面支持地盤が降伏し始める地盤応力が、底面支持地盤が降伏しないという条件の下で発生する最大地盤反力の$1/2$よりも大きければ、剛体基礎のロッキングに及ぼす底面支持地盤の降伏の影響は顕著ではなく、地盤ばね係数の軟化の影響はないと見てもよい。
平成2年度	不均一な地盤上の基礎の耐震性の検討及び剛体基礎の転倒に対する照査条件の検討	1) 昭和63年度に実施した剛体基礎模型の振動台加振実験結果をゴムシートの弾性係数を見直すことにより検討した。この結果、解析結果は実験結果とよく一致し、地盤の変形を考慮した剛体基礎の動的解析法の妥当性が検証された。 2) 来島大橋4A基礎を対象とした基礎底面地盤の剛性が均一ではないことの影響及び底面地盤が部分的に降伏することによる軟化の影響を検討した。この結果、地盤の不均一性が来島大橋4A基礎の振動性状に及ぼす影響は限定的であること、また地盤が部分的に降伏すると、基礎底面下における地盤剛性の変化の影響が相対的に小さくなることが明らかにされた。
平成3年度	上部構造系を考慮した剛体基礎の耐震性の検討及び剛体基礎の転倒に対する照査条件の検討	1) 剛体基礎～上部構造系の転倒解析手法を開発し、これを用いて来島大橋5P主塔基礎の橋軸方向を対象として、主塔部の存在が剛体基礎の回転振動に及ぼす影響を検討した。この結果、主塔部の重量が基礎の重量に比較して小さいこと、主塔部の固有周期が基礎の固有周期に比較して長いため、主塔部の存在が基礎の回転振動に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。 2) 昭和53年宮城県沖地震により地震記録が得られた開北橋P_1橋脚の回転振動を解析した。この結果、基礎底面端部では0.02cmの浮き上がりが、橋脚天端では1.0cmの水平変位が生じたと推定された。
平成4年度	剛体基礎の転倒に対する照査条件の検討及び長大吊橋上部構造の減衰特性の検討	(検討目的) 1) 震度法で設計した基礎構造物が関東大震災級の地震力に対してどの程度浮き上がり及び回転するかを解析し、剛体基礎の転倒に対する照査条件を検討した。 2) 既往の長大吊橋で行われた振動実験結果を収集、整理し、振動実験から見た長大吊橋の減衰特性を検討した。

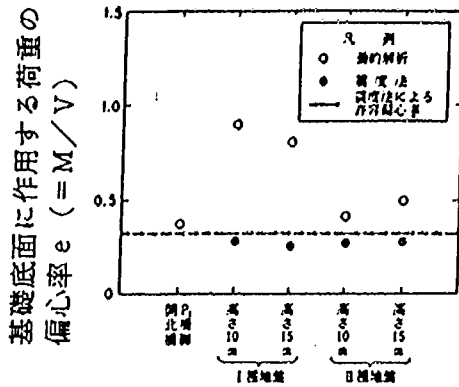


図-4 動的解析から求めた最大応答値を用いた場合の作用力の偏心率

表-2 震度法で耐震設計した基礎に地震時保有水平耐力レベルの地震入力した場合の偏心率と最大回転角の関係

偏 心 率	(I種地盤上の基礎) > (II種地盤上の基礎)
フーチング重心点の最大回転角	(I種地盤上の基礎) < (II種地盤上の基礎)
基礎の揺動性状	(I種地盤) (II種地盤)
振 動 周 期	(I種地盤上の基礎) < (II種地盤上の基礎)

はII種地盤上の基礎の場合の2倍程度に大きくなっている。

図-5は、偏心率と最大回転角応答の関係を示したものである。偏心率は、I種地盤上の基礎の方が大きい、最大回転角は逆にII種地盤上の基礎の方が大きくなっている。震度法で耐震設計した基礎が地震時保有水平耐力レベルの地震入力を受けた場合の底面作用力の偏心率と回転角応答の関係を整理してみると表-2のようになる。ここで重要なことは、本来、剛体基礎の耐震設計では、偏心率と回転角のいずれが重要かという点である。答えは明かに回転角であり、その理由は、偏心率が大きくても回転角が小さければ、剛体基礎の安定が保たれるためである。すなわち、従来の震度法による安定照査では、底面作用力の偏心率に対する照査だけが行われており、変形に対する照査は行われていない。したがって、基礎底面における作用力の偏心率でなく、基礎の回転変形を基本にした新たな転倒に対する照査体系が必要になる。

(2) 剛体基礎の転倒照査法の提案

以上の結果をもとに、地震時に基礎に生じる回転角を基本とした基礎の転倒照査フローを作成すると、図-6のようになる。すなわち、与えられた基礎条件、地盤条件をもとに基礎の力学モデルを作成し、最大応答回転角を求めこの値によって転倒に対する照査を行うものである。

基礎の最大回転角応答を基本にして地震時の基礎の安定を照査する際に、最も重要な点は図-6に示した許容回転角 θ_0 をどのように与えるかである。これについては、今回の解析結果を考慮して、ここでは、地震時保有水平耐力レベルの地震入力に対する基礎の許容回転角を次式のように与えることを暫定的に提案する。ここで、橋脚天端の許容変位量としては、とりあえず7.5cm程度とすることを提案する。この理由は、前述の開北橋P1橋脚及び震度法で耐震設計した基礎を許容するように定めたものである。

$$\theta_0 = \delta / h$$

(1)

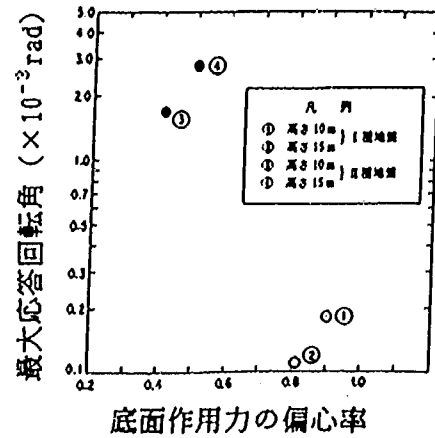


図-5 地震時保有水平耐力レベルの地震入力時の底面作用力の偏心率と最大応答回転角の関係

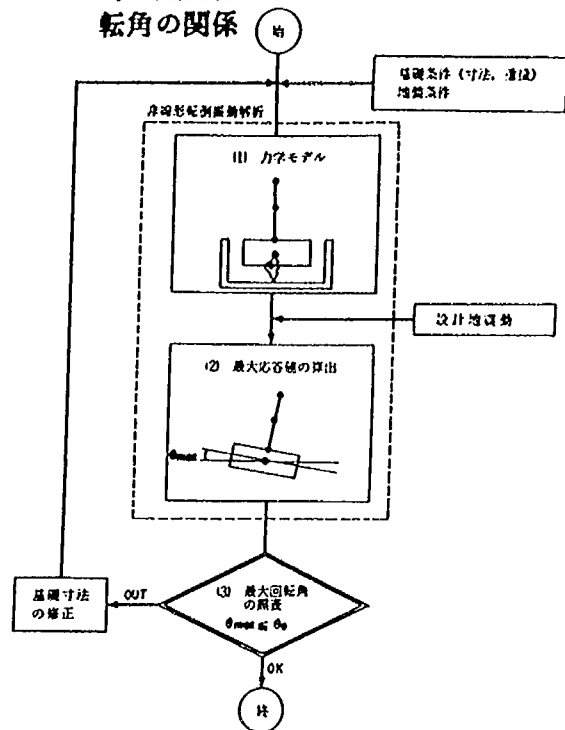


図-6 基礎の転倒照査フロー

ここで、 θ_0 : 許容回転角 (rad)、 δ : 基礎の回転による橋脚天端の許容変位量 (=0.075mとする)、 h : 基礎高さ (m)、である。

地震後現在まで何の支障もなく使用されてきている開北橋P1橋脚で生じた回転角応答を越えてどこまで回転角を許容するかについては、今後同種の解析事例を増やし、橋梁に対する影響を考慮した上で許容できる回転角を設定する必要がある。

4.2 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

(1) 解析対象吊橋

長大吊橋上部構造の減衰特性を検討するために、振動実験が行われている既往の吊橋の振動実験結果を収集し、その結果を整理した。解析対象とした吊橋は、国内で起振機による振動実験が行われた主要な吊橋10橋である。ここで最も中央支間長が長いのが、本州四国連絡橋における南備讃瀬戸大橋の1,100m、最も短いのは京都府の大峰橋の120mである。また、南備讃瀬戸大橋及び大鳴門橋は道路鉄道併用橋であり、その他は道路橋である。

耐震設計では橋軸方向及び橋軸直角方向の減衰定数が重要であるが、既往の吊橋の振動実験は、耐風安定性の検討のために行われたものがほとんどで、鉛直曲げ振動及びねじり振動を対象としたものである。

(2) 固有振動特性及び減衰特性

図-7は、10橋の吊橋の1次固有振動数と中央支間長の関係を図示したものである。ここには、既往の斜張橋の振動実験から得られた回帰式も示している。固有振動数は当然ながら支間長が長いほど小さくなる。固有振動数と中央支間長には良い相関があり、データ数は必ずしも十分ではないが、両者の関係を1次回帰すると次式ようになる。

$$\begin{aligned} f_1^{BV} &= 31.9 \cdot L^{-0.784} \quad (r=0.983) \\ f_1^T &= 240 \cdot L^{-0.965} \quad (r=0.978) \end{aligned} \quad (2)$$

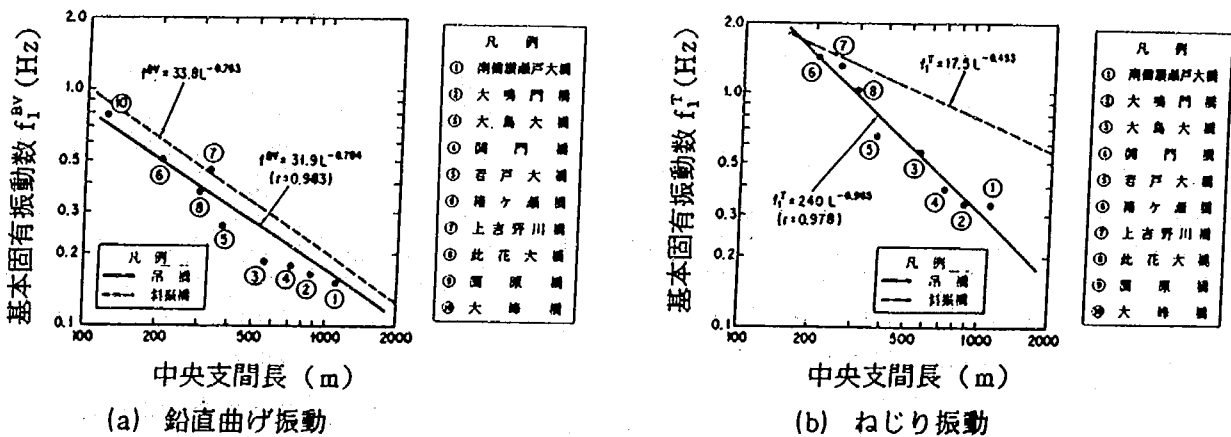


図-7 基本固有振動数と中央支間長の関係

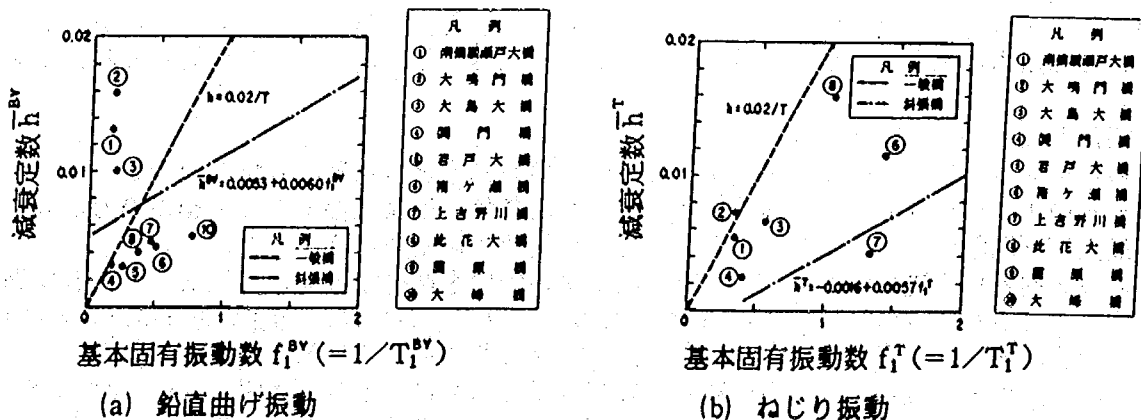


図-8 固有周期と平均減衰定数の関係

ここで、 f_1^{BU} ：鉛直曲げ振動の1次固有振動数(Hz)、 f_1^T ：ねじり振動の1次固有振動数(Hz)、 L ：中央支間長(m)、 r ：相関係数、である。

固有振動数と中央支間長の関係について斜張橋の場合と比較してみると、鉛直曲げ振動及びねじり振動ともに、同一の支間長に対して固有振動数は斜張橋の方が高い。これは、吊橋に比較して斜張橋の方がより大きい剛性を有しているためである。

一方、実験から求められた減衰定数は0.0014~0.0184の範囲にあるが、ほとんどは0.01以下である。ただし、南備讃瀬戸大橋、大鳴門橋及び大島大橋では0.015~0.02程度と他の吊橋に比較して大きめの減衰定数が得られている。

図-8は、以上10橋の基本固有周期と減衰定数の関係を示したものである。ここには、従来の一般橋で求められた次式による固有周期と減衰定数の関係も示している。

$$h = 0.02/T \quad (3)$$

鉛直曲げ振動では、明らかに上記3橋の減衰定数は他と比較して大きい。3橋を除けば、あとのデータにはかなりよい相関があるように見える。ねじり振動に対しては、ばらつきが大きく、一定の傾向は見られないように思われる。減衰定数は、式(3)による値よりも右下に位置する場合が多く、吊橋の減衰定数は、一般橋で得られた減衰定数よりも小さいことがわかる。

5. まとめ

本年度の検討結果をまとめると以下ようになる。

(1) 基礎構造物の転倒に対する照査条件の検討

1) 震度法で耐震設計した基礎が地震時保有水平耐力レベルの地震入力を受けた場合の基礎の振動特性は以下ようになる。

① 震度法の耐震設計では、偏心率がほぼ許容値(一定値)となるように基礎幅を定めたが、これを動的解析により実際に関東大震災級の地震を受けた時に生じる偏心率を求めると、I種地盤上の基礎の方がII種地盤上の基礎よりも大きい。これに対して、基礎に生じる回転角はII種地盤上の基礎の方が大きくなる。これは、I種地盤上の基礎の方がII種地盤上の基礎よりも固有周期の短い振動特性を有するため、加速度、すなわち、底面に作用するモーメントはI種地盤上の基礎の方が大きくなるが、回転角応答は逆に小さくなるためである。

② 従来の静的な震度法による安定照査は、底面作用力の偏心率のみで行われており、変形に対する照査は行われていない。地震時の基礎及び橋全体に及ぼす影響という観点から考えると、いかに偏心率が大きくても実際に基礎に生じる変形が重要である。したがって、偏心率でなく、基礎の回転変形を基本にした新たな転倒に対する照査体系が必要とされる。

③ ②のような照査を行えば、I種地盤上の基礎幅は、現行の震度法で耐震設計した値よりもさらに小さくすることが可能となる。これは、地盤条件のよいところにある橋梁はより大きい応答加速度が生じて被害を受けないという過去の被害経験に一致するものである。

2) 地震時に基礎に生じる回転角を基本とした基礎の転倒照査フロー(図-6)を作成した。与えられた基礎条件、地盤条件をもとに基礎の力学モデルを作成し、最大応答回転角を求め、この値によって転倒に対する照査を行うものである。

3) 基礎の最大回転角応答を基本にして基礎の安定照査に用いる許容回転角 θ_c として、式(1)を暫定的に提案した。これは、開北橋P1橋脚及び震度法で耐震設計した基礎の解析結果を考慮して、基礎の回転変形による橋脚天端の変位量を7.5cmを許容値として規定したものである。許容回転角については、今後同種の解析事例を増やし、橋梁に対する影響を考慮した上で設定する必要がある。

(2) 長大吊橋上部構造の減衰特性の検討

1) 固有振動数と中央支間長の間にはよい相関があり、両者の関係は式(2)で与えられる。この関係を斜張橋の場合と比較してみると、鉛直曲げ振動及びねじり振動ともに、同一の支間長に対する固有振動数は斜張橋の方が高く、吊橋に比較して斜張橋の方がより剛性が高いという橋梁の特性と一致している。

2) 実験から求められた減衰定数は、0.0014~0.0184の範囲にあるが、ほとんどは0.01以下であり、一般に動的解析で用いられる0.02程度の減衰定数よりも小さい。減衰定数と中央支間長及び基本固有振動数と減衰定数の間には、明瞭な相関関係は認められず、平均的にばらつく傾向を有している。今回は、分析を行わなかったが、吊橋の減衰定数には、大きな振幅依存性があり、今後、個々の橋梁について減衰定数と振幅の関係を検討し、吊橋の減衰定数の推定方法を検討する必要がある。

13. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究 (東京都水道局)

耐震研究室 室長 川島一彦
研究員 杉田秀樹
研究員 星隈順一
研究員 中島 燈
長屋和宏

1. まえがき

シールドトンネルの耐震設計の開発に関しては、これまでにシールドトンネル模型の動的載荷実験及び地震応答解析等を実施し、シールドトンネル覆工の破壊特性、覆工剛性の評価方法等についての検討を行っている。これまでの検討によれば、シールドトンネルの覆工剛性は二次覆工の損傷状況に応じて非線形に変化すること等、シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工の重要性が明らかされており、二次覆工の剛性を適切に評価するための手法の開発が必要とされている。また、近年では、トンネル内に設置する鋼管との間隙を全て二次覆工コンクリートで充填するなど、特殊な構造形式の二次覆工を有するシールドトンネルも計画されており、二次覆工の構造形式がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。現在、東京都水道局では、東京湾沿岸部の軟弱地盤中に、特殊な二次覆工構造を有するシールドトンネルの建設を予定している。本課題では、シールドトンネル二次覆工の設計方法について、土木研究所と東京都水道局とが共同して研究を行い、合理的な耐震設計を開発しようとするものである。

2. 目的

本研究は、シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工の影響を、トンネル模型供試体を用いた動的載荷実験により明らかにし、シールドトンネルの合理的な耐震設計法を確立することを目的とする。

3. 研究結果

3.1 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工剛性の影響に関する研究

(1) 研究方法

シールドトンネルの地震時保有水平耐力法による耐震性の照査では、二次覆工コンクリートにひびわれの発生を許容するため、非線形域での等価軸剛性を明らかにしておく必要がある。土木研究所におけるこれまでの研究により、二次覆工のひびわれ発生後の等価軸剛性については、コンクリートと鉄筋の付着性能に着目した評価法を提案しているが¹⁾、付着切れの範囲等不明確な点があった。そこで、二次覆工の軸剛性評価手法を改めて提案することを目的として、図-1に示すような二次覆工の一部を切り出した模型供試体を用いて、正負交番載荷実験を行った。実験の状況を写真-1に示す。実験ケースは、表-1に示すように二次覆工鉄筋量を変化させた3ケースであり、いずれも必要最小鉄筋量の規定¹⁾を満たすものとした。また、コンクリートと鉄筋の付着性能と軸剛性の関係を調べるために、二次覆工鉄筋には9cmピッチでひずみゲージを貼付した。今回の実験は、二次覆工のみの模型供試体によるものであり、セグメントが二次覆工剛性に及ぼす影響を取り入れるため、リング継手位置で初期ひびわれが発生することを再現できるように配慮した。

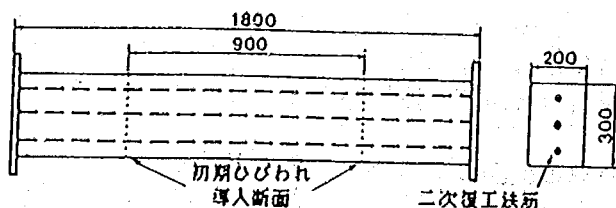


図-1 模型供試体

表-1 供試体諸元

供試体	コンクリート断面 (cm)	軸方向鉄筋 (SD345)	実勢強度による 降伏強度 引張強度
No. 1	20×30	D16×3本	1.39
No. 2		D19×3本	2.08
No. 3		D22×3本	2.80

(2)研究結果

各供試体の最終的な損傷状況を示すと図-2の通りである。いずれの供試体も、まずリング継手位置を想定した箇所にはびわれが発生した後、荷重の増加にともなって、その箇所にのみ損傷が集中することなく、他の箇所にもひびわれが分散されている。これは、コンクリートの引張強度以上の二次覆工鉄筋を配したためである。また、断面を貫通する大きなひびわれは、供試体No.1で3箇所、供試体No.2とNo.3で5箇所であり、二次覆工鉄筋量が増すにつれ、ひびわれの分散効果が大きくなることがわかる。

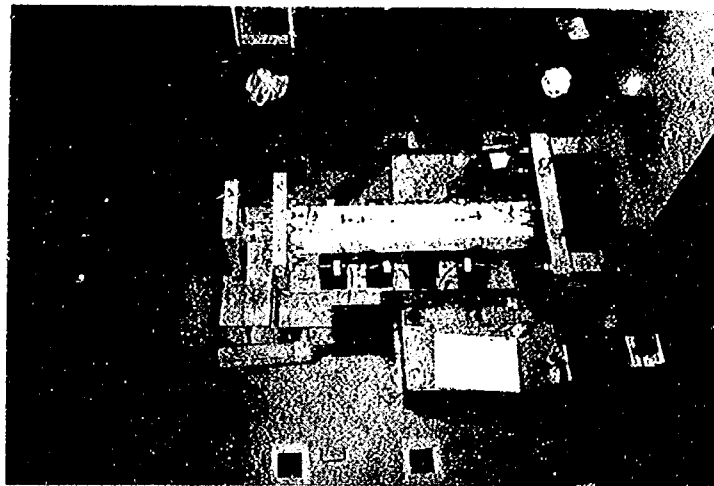
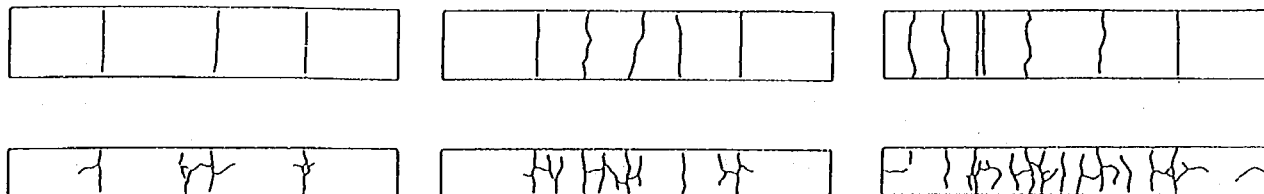


写真-1 載荷実験状況

図-3は、二次覆工鉄筋に生じたひずみの軸方向分布を示したものである。これより、二次覆工鉄筋に生じる変形は、供試体の損傷状況に依存していることがわかる。供試体No.1では、初期ひびわれが発生した段階では、自由長が約25cm程度であると読み取れるが、荷重が増加し、新たなひびわれが発生した後は、ひずみ分布は、ひびわれ箇所数と等しい3つのピークをもった形状となった。供試体No.1より鉄筋量を増したNo.2とNo.3では、ひびわれが分散されたため、二次覆工鉄筋のひずみは位置によらずほぼ一定の値になっている。これは、ひびわれ発生後の軸力は、コンクリートと鉄筋が分担して負担するのではなく、鉄筋のみで抵抗していることを示している。

図-4は、供試体中央部の荷重-変位（測定長70cm）曲線を示したものである。ひびわれの発生後、

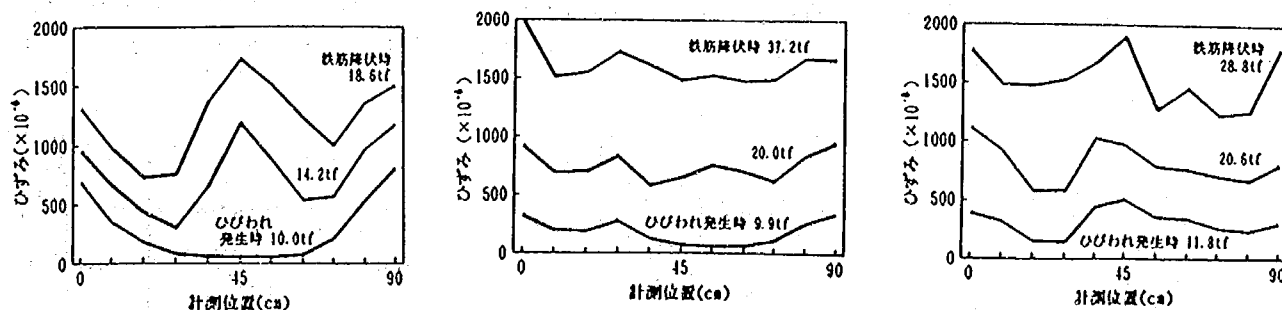


(a)No. 1

(b)No. 2

(c)No. 3

図-2 供試体の損傷状況



(a)No. 1

(b)No. 2

(c)No. 3

図-3 鉄筋の軸方向ひずみ分布

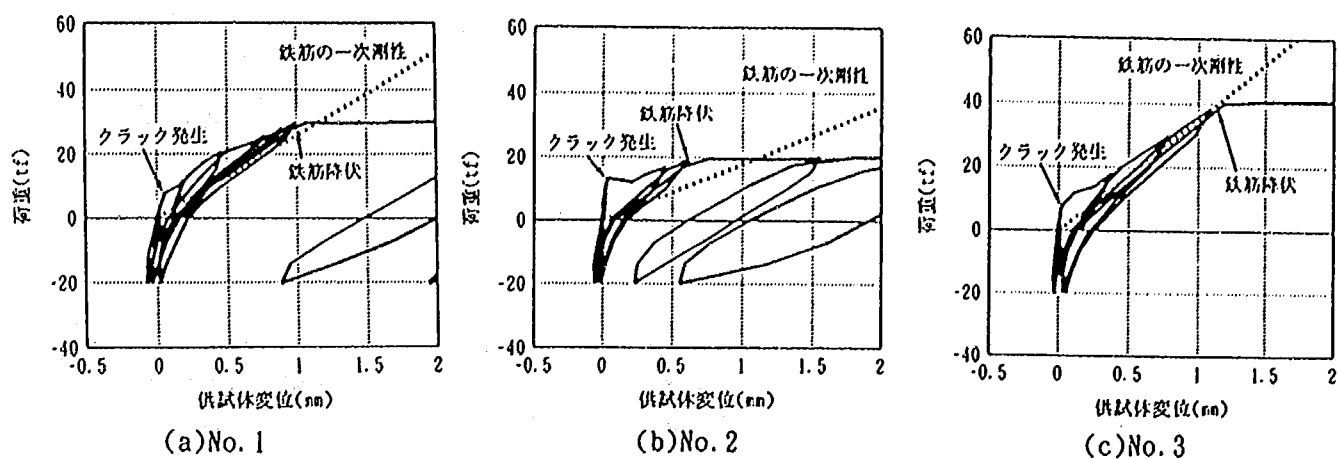


図-4 荷重-変位の関係

繰返し载荷に対する軸剛性は、荷重の増加とともに徐々に低下しており、ひびわれの分散された供試体No. 2とNo. 3では、鉄筋降伏段階には、鉄筋のみの剛性とほぼ等しくなっていることがわかる。これは、ひびわれ発生後の軸力が鉄筋のみに負担されていることを明らかにするものである。また、鉄筋降伏後は、耐力の増加はなく、大きな残留変位が生じることがわかる。

以上の実験結果をもとに、ひびわれ発生後の設計用の二次覆工剛性は、コンクリートと鉄筋の付着性能を考慮せずに、二次覆工鉄筋のみの剛性で評価するのが合理的と考えられる。したがって、シールドトンネルの等価軸剛性 $(EA)_{eq}^T$ を、一次覆工と二次覆工の並列ばねモデルを用いた次式で提案する。

・ひびわれ発生前

$$(EA)_{eq}^T = \frac{K_J}{K_S + K_J} E_S A_S + E_L A_L \quad (3.1)$$

・ひびわれ発生後

$$(EA)_{eq}^T = \frac{K_J}{K_S + K_J} E_S A_S + E_R A_R \quad (3.2)$$

ここで、 E_S, A_S : セグメントの弾性係数、断面積

E_L, A_L : 二次覆工コンクリートの弾性係数、断面積

E_R, A_R : 二次覆工鉄筋の弾性係数、断面積

K_S, K_J : セグメント及びリング継手の軸剛性

3. 2 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工の構造型式の影響に関する研究

(1) 研究方法

コンクリートを充填した水道管のように、断面構造が3重構造となるシールドトンネルの剛性や耐力については不明な点が多く、これらについて検討を進めることは、二次覆工を有するシールドトンネルの耐震設計法を開発する上で重要となる。そこで、図-5に示すようなダクトイル管を含む実物

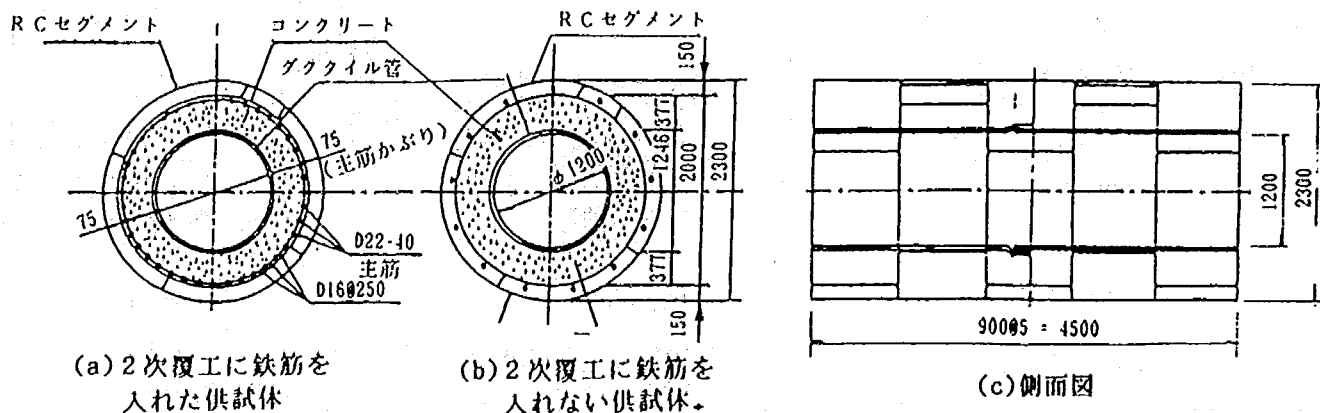


図-5 シールドトンネル供試体の構造

大のトンネル供試体を用いて、軸方向の曲げ破壊実験を行った。供試体は、ダクトイル管の継手部が供試体の中央に位置するように配置し、別途土木研究所が提案する二次覆工の長手方向最小鉄筋量を満たしたものと満たさないものの2体とした。実験では、写真-2に示すように、供試体の両端に設置した4台のジャッキを操作して、供試体に水平面内の曲げモーメントを作用させることにより行った。

(2)研究結果

図-6は、供試体に作用させた曲げモーメントと曲率の関係を示したものである。ここに、曲率は供試体の4箇所の接合面の開きから、式(3.3)により算出した。これによると、二次覆工に鉄筋を入れることは、供試体の曲げに対する耐力を2倍以上上げる効果があることがわかる。また、図-7は軸方向に設置したセグメント継手の目開き量を示したものである。これによると、鉄筋を入れた供試体は、荷重に対しほぼ均等に継手変位が表れているが、無筋供試体では変位にばらつきがあることがわかる。特に、継手SJ-3においては大きな変位が発生しており、供試体が継手SJ-3を境にしてくの字状に曲がっていることがわかる。これは、二次覆工に鉄筋を入れることによって、変形が1箇所に集中することを防ぎ、作用する力に対してトンネル全体が均等に抵抗していることを示している。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\delta_o - \delta_i}{D \cdot l} \quad (3.3)$$

ここで、 δ_o : 引張縁側のセグメントの伸び量
 δ_i : 圧縮縁側のセグメントの縮み量
 D : トンネルの外径
 l : トンネルの延長

図-8は、曲率に対するダクトイル管のひずみを示したものである。これによると、無筋供試体では、まずひずみ計DD-4、5、6の位置でダクトイル管と二次覆工の付着切れが発生しており、続いてDD-1、2の位置で発生している。一方、鉄筋の入った供試体では、ほぼ同じ曲率時に全てのひずみ計位置で付着切れが発生している。これは、無筋供試体では、DD-4と5の間に変形が集中したため、DD-4、5、6の位置での付着切れが先行したと考えられる。鉄筋を入れた供試体では、変形が均等に生じているため、付着切れも同時に発生している。

図-9は、供試体の曲率に対するダクトイル管継手の回転角を示したものである。これによると、ダクトイル管の回転角は、無筋供試体よりも鉄筋を入れた供試体の方が大きくなっている。これは、無筋供試体での圧縮側のダクトイル管が引張に転位しているため、回転角が小さく評価されていることと、無筋供試体の曲率に大きく利いているセグメント継手SJ-3の回転が、ダクトイル管継手部の回

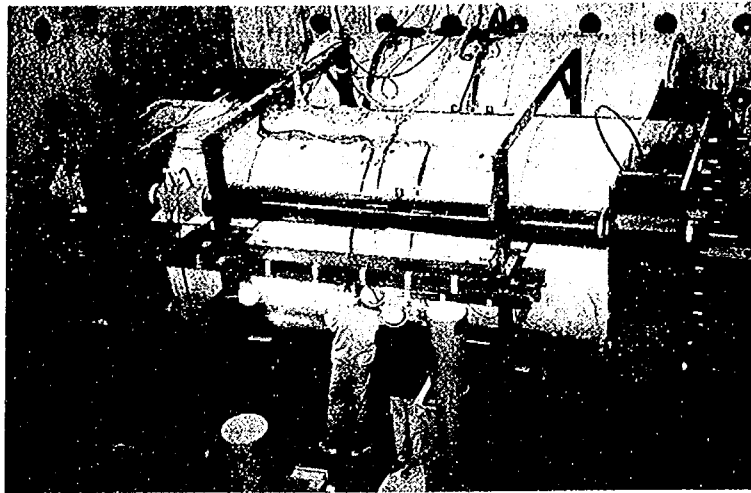


写真-2 曲げ載荷実験状況

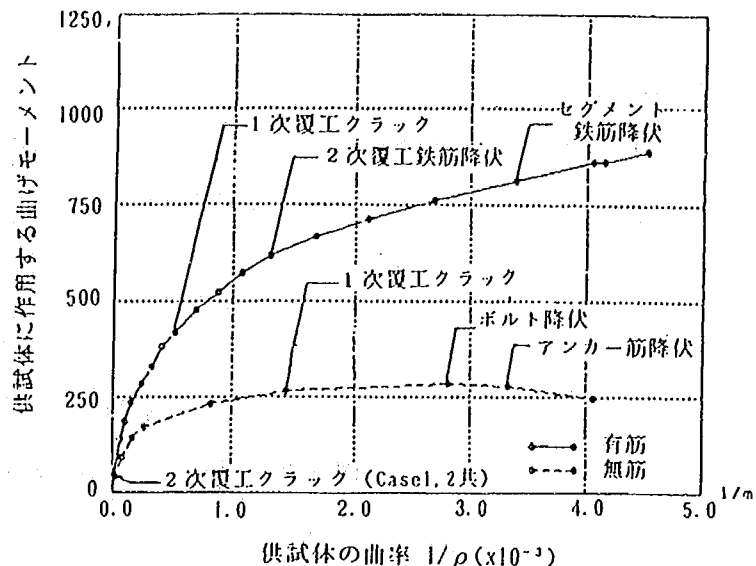


図-6 供試体に作用する荷重と曲率との関係

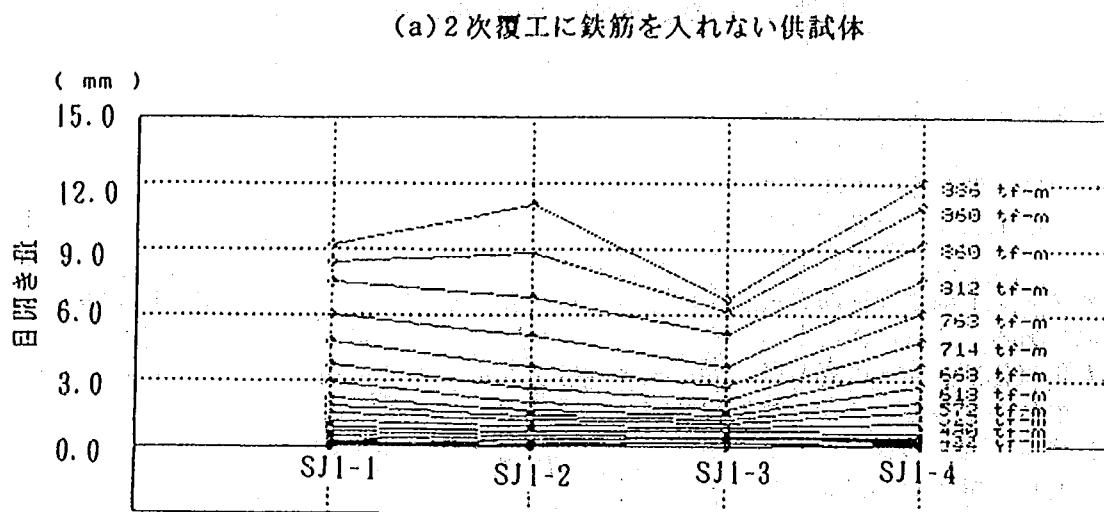
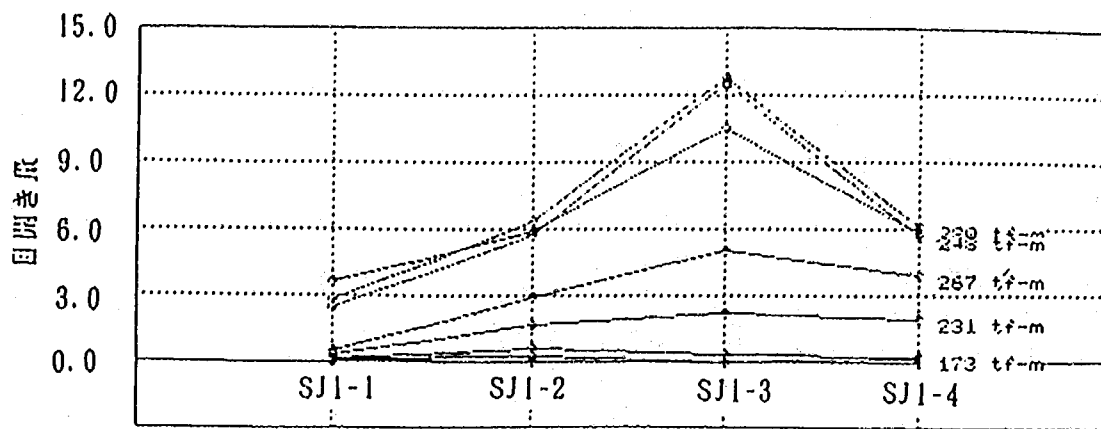
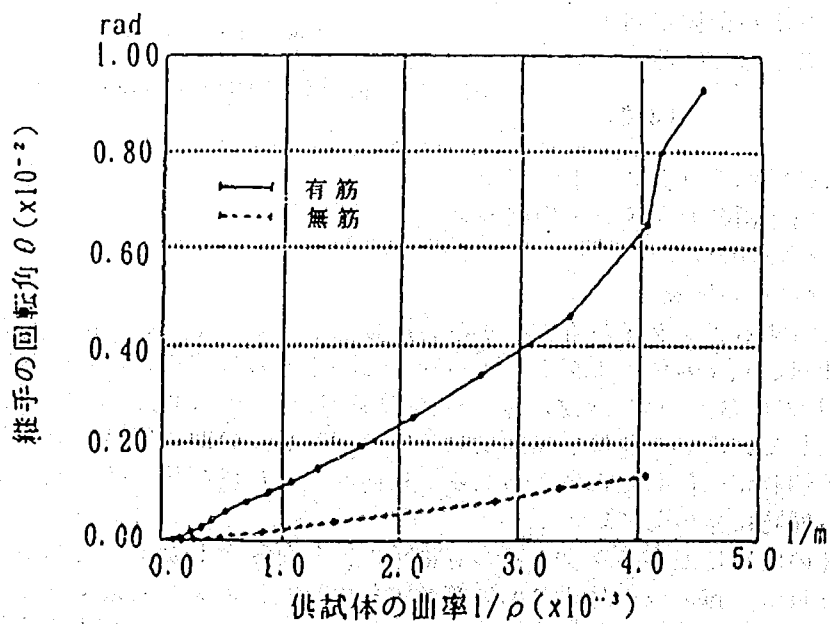


図-7 セグメント継手の目開き量



転角には影響しない位置にあるためと考えられる。ここで重要なのは、二次覆工に鉄筋を入れることは、ダクティル管に均等に変形を生じさせ、ダクティル管の継手は十分に可撓性を発揮できる点である。反対に、二次覆工を無筋とした場合には、変形が集中するリング接合面とダクティル管継手の位置が大きくなり、ダクティル管継手の持つ可撓性が発揮できない恐れがある。

4. まとめ

本研究により明らかとなった点を示すと以下の通りである。

4. 1 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工剛性の影響に関する研究

二次覆工を有するシールドトンネルの非線形域における等価軸剛性を明らかにするため、二次覆工の模型供試体による交番載荷実験を行った。その結果、コンクリートの引張強度以上の鉄筋を配置した場合、二次覆工コンクリートにひびわれが生じた後の二次覆工剛性は、二次覆工鉄筋の引張剛性で近似できることを明らかにし、一次覆工と二次覆工鉄筋の並列ばねモデルによる等価軸剛性の評価手法を提案した。

4. 2 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工の構造型式の影響に関する研究

内部にダクティル管を含み、セグメントとダクティル管とのすき間を二次覆工コンクリートで充填する構造のシールドトンネルの耐震性を明らかにするため、実物大のトンネル供試体による軸方向の曲げ載荷実験を行った。その結果、二次覆工に補強鉄筋を入れることは、変形がトンネルの一部に集中することを防ぎ、作用する荷重に対してトンネル全体が均等に抵抗することが明らかとなった。また、ダクティル管に対しても均等に変形を生じさせ、ダクティル管の可撓性を十分発揮させることができることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 川島、杉田、加納、大日方、志波：鉄筋コンクリート製シールドトンネルの耐震設計法に関する研究、土木研究所報告、第188号、1992. 12

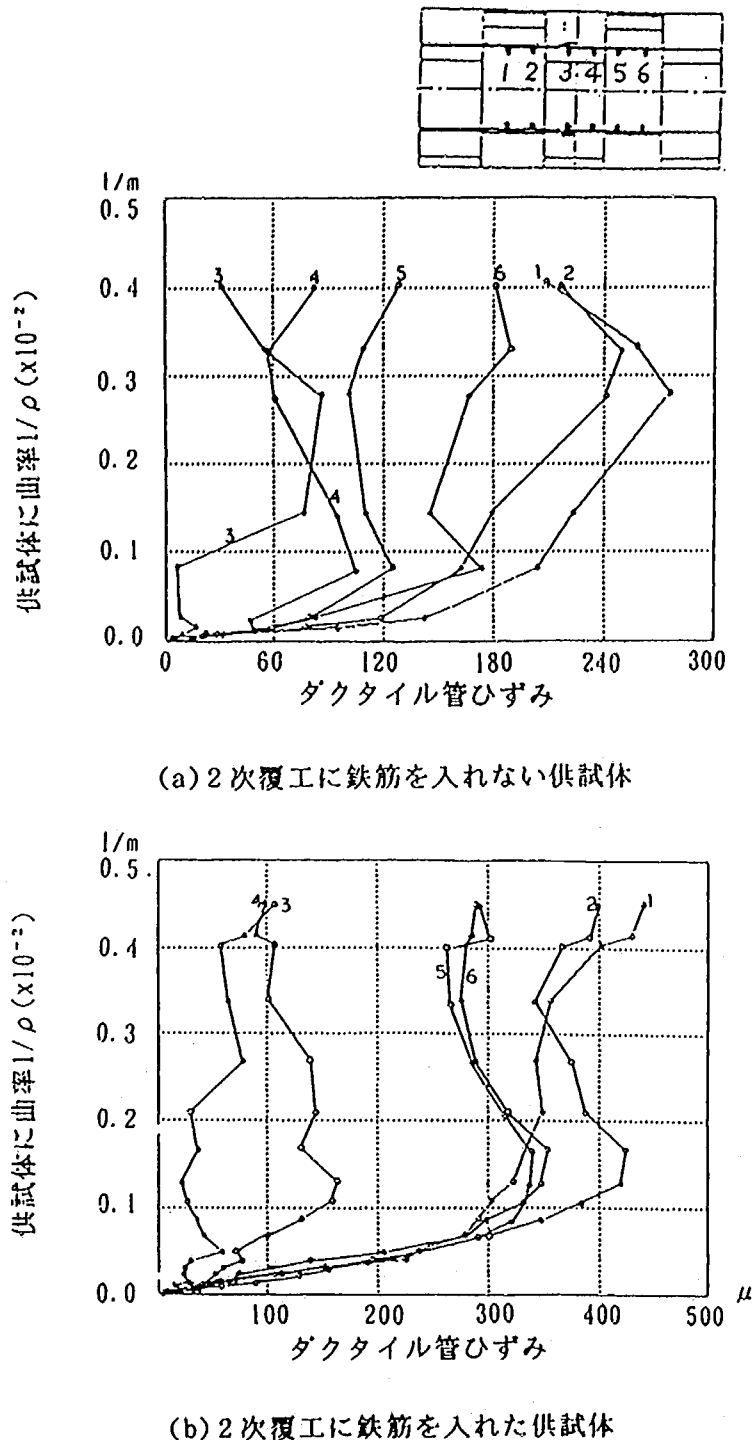


図-9 供試体の曲率に対するダクティル管の軸ひずみ

平成4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3216号
平成5年9月(1993)

川島一彦, 運上茂樹, 杉田秀樹,
星隈順一, 中島 燈, 飯田寛之,
向 秀毅, 長屋和宏

要 旨

平成4年度に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, 試験及び研究として行った各種土木構造物の耐震設計法, 構造部材の動的耐力, 長大橋梁の耐震設計法, ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究成果の概要の報告である。

キーワード: 地震災害, 耐震設計, 震災波及, ハイブリッドコントロール, 大都市, 耐震補強, 交通機能, 超多径間連続橋, RC橋脚, 鋼製橋脚, シールドトンネル, 長大橋梁, 道路占用物・沿道施設, 剛体基礎

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

建設省土木研究所
耐震研究室
行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 090

No. 090

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 3216 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印