

土木研究所資料

平成5年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書



平成6年7月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

平成5年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

土木研究所

企画部 地下開発研究官 川島一彦
(前耐震研究室長)

地震防災部耐震研究室 主任研究員 運上茂樹
研究員 杉田秀樹
研究員 中島 燈
研究員 星隈順一
向 秀毅
長屋和宏
佐藤貴志

要 旨

平成5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

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)	
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) 都市建造物の耐震計算法の開発	13
(2) 軟弱地盤における建造物の耐震設計技術の開発	19
4. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査	25
(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	27
(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	31
(道路事業調査費、一般調査費)	
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	33
(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	35
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
9. 道路トンネルの耐震性に関する試験調査	37
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
10. 長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査	39
(道路事業調査費、特定調査)	
11. 大規模橋梁の耐震設計法に関する調査試験	41
(受託工事費)	
12. 橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響に関する研究	47
(受託工事費)	
13. 新技術を用いた橋梁の耐震補強技術の開発に関する研究	53
(科学技術振興調整費、重点基礎研究)	
14. 偏心曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の耐震補強法に関する研究	59
(科学技術振興調整費、個別重要国際共同研究)	

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 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
研究員 中島 燈
佐藤 貴志

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「被害型」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、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インスト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^{2) 3)}。平成4年度は、前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⁴⁾。今年度は、昨年度開発した震災波及構造モデルを基に、機能損傷間の波及速度を考慮できる震災波及構造モデルと、震災の波及確率を考慮できる震災波及構造モデルを構築した。

2. 機能損傷間の波及速度を考慮できる震災波及構造モデルの構築

1) 解析対象とする大都市域における震災波及構造モデル

大都市を構成する基盤施設を表-1に示す19施設に分類した上で、それぞれの基盤施設ごとの震災波及構造モデルと、基盤施設間の震災波及構造モデルの合計20種類をFSM法により構築した。これらの震災波及構造モデルは、機能損傷が波及する様子を段階的に表現でき、機能損傷間での波及の関連度合が0（関係がない）～1（関係がある）の連続数として評価されている。

これらの震災波及構造モデルを基に、機能損傷間の波及速度を考慮できる震災波及構造モデルを構築した。

2) 機能損傷間の波及速度の分類

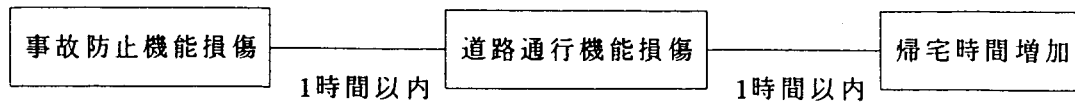
震災波及構造モデルに機能損傷間の波及速度を考慮することは、都市機能の震災波及の様相を時系列的に評価し、震災波及の動的イメージが表現できることになる。また、「都市型」震災対策の重点を時間的観点からどこにおくことが重要であるかが把握できる。

まず、機能損傷間の波及速度を以下の4段階に分類し評価することとした。これらの分類は、建設省総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」による震災復旧の時期区分に準じたものである。

- ① 1時間以内（応急復旧ができない短期的な時間）
- ② 1時間～1日（応急復旧が可能な時間）
- ③ 1日～1週間（復旧対策が可能な時間）
- ④ 1週間以上（本格的な復旧対策が可能な時間）

次に、震災波及構造モデルにおける各機能損傷間の波及速度がこれらのどの分類に該当するか、既往の震災事例に関わる文献調査に基づいて判定した。ここで、対象とした既往震災事例とは、1923年関東地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1987年千葉県東方沖地震、1993年釧路沖地震、1993年北海道南西沖地震によるものである。震災事例により判定できない部分は、都市施設の機能損傷についての知識を有している防災関係者4名のヒヤリングにより判定した。

震災事例から機能損傷間の波及速度を分類した一例を以下に示す。



文献：1978年宮城県沖地震災害調査報告

「午後5時14分に発生した宮城県沖地震では、宮城県内で道路等の破損、信号機の停止により通行止め、通行規制が行われた。地震発生が夕方のラッシュ時であり交通混雑がより激しい状況に陥り、通常よりも交通渋滞が長時間継続した。」

3) 波及速度を考慮した震災波及構造モデルの構築

波及速度を考慮した震災波及構造モデルでは、機能損傷間の波及速度の他に、地震発生からそれぞれの機能損傷が生じるまでの時間も同時に表現した。この発生時間は以下の方針により定めた。

- ①震災波及構造モデルにおける最下層の機能損傷は、地震発生直後に生じるものとする。
- ②下層から上層へ機能損傷が縦列に並んでいる場合、上層にある機能損傷の発生時間は、その下の中で最も波及速度の遅い時間とする。
- ③複数の機能損傷が同じ機能損傷に波及している場合は、その中で最も波及速度の早い時間を機能損傷の発生時間とする。

以上により、20種類の波及速度を考慮した震災波及構造モデルが構築された。このうち、一例として道路施設の震災波及構造モデルを図-1に示す。

これによれば、主要な波及ルートは事故防止機能損傷と延焼遮断機能損傷を波及源とするものであることがわかる。

事故防止機能に損傷が発生すると、瞬時に道路の通行不能や制約が発生し、車両通行が困難な状況となる。これは人の移動に制約を与えるとともに、消防車両や緊急車両の通行にも悪影響を及ぼし、震災の拡大を大きく助長することになる。

延焼遮断機能に損傷が発生すると、数時間後から消防活動や行政情報伝達機能に影響が現れる。

以上のことから、初期活動が重要となる消防活動は、延焼遮断機能の損傷からよりも道路の通行不能・制約からの方が波及伝達が早いため、延焼遮断機能の損傷を防止するよりも通行不能・制約を防止するための耐震対策に重点をおくことが重要であることが明らかとなった。具体的には、道路構造物及び道路通行に影響を与える可能性のある道路占用施設・沿道施設の耐震対策が挙げられる。

構築された20種類の波及速度を考慮した震災波及構造モデル全体から以下の点が指摘される。

- ①ライフライン施設は最も波及の広がりが高く、その施設自体の機能低下が直ちに現れるとともに、その影響が直ちに他施設の機能損傷に影響を及ぼす。したがって、これらライフライン施設は復旧対策よりも耐震化対策に重点をおくことが重要である。
- ②交通運輸関係の施設は、その施設自体の機能損傷が直ちにサービスの供給を低下させるが、その影響が顕著に他施設の機能損傷に現れるのは数時間から数日かかる。したがって、これらの施設では耐震化対策が重要であると同時に、地震発生後の迅速な復旧活動により他施設への波及を防ぐことができるため、早期復旧に重点をおいた体制を確立することが重要である。

3. 機能損傷間の波及確率を考慮できる震災波及構造モデルの構築

1) 波及確率を考慮した震災波及構造モデルの構築

震災波及構造モデルに波及確率を考慮することは、施設被害がもたらす都市機能損傷の発生確率を評価するとともに、震災波及の広がりを面的なイメージで把握できることになる。また、施設被害による都市機能の低下確率を解析することにより、どのような施設の物的被害を防止することが震災対策上有効となるかが明らかにできる。

構築する震災波及構造モデルは、波及速度と同様に2. 1)で構築された20種類の震災波及構造モデルを対象とし、各モデル上で共通する機能損傷を連結して、ひとつの全体的な震災波及構造モデルとして表現した。ここで、震災波及構造モデルの波及源としては、全施設の物的被害を対象と

するとモデルが煩雑となるため、本研究では道路及び河川施設に焦点をおき、これらの物的被害を波及源とすることにした。波及源となる道路及び河川施設の物的被害は以下に示す11種類である。

- ①道路施設：路面陥没、斜面崩壊、橋梁損傷、トンネル閉鎖、信号機損傷、歩道橋損傷、歩道損傷
- ②河川施設：堤体損傷、水門損傷、樋門・樋管損傷、取水・排水口損傷

各機能損傷間の波及確率は、FSM法による震災波及構造モデルにおける機能損傷間の関連度合いを準用することとした。

以上により構築された波及確率を考慮した震災波及構造モデルのうち、一例として道路施設の震災波及構造モデルを図-1に示す。

2) 震災波及構造モデルによる都市機能低下の影響解析

都市機能の低下確率は、震災波及構造モデル中の解析対象とする物的被害の発生確率を1（絶対に起こる）とし、それ以外の物的被害の発生確率を全て0（絶対に起こらない）とした場合に、各都市機能の損傷確率から導いた。各機能損傷間の波及過程での発生確率は、以下の方針により定めた。

- ①震災波及構造モデルにおいて下層から上層に機能損傷が縦列に波及している場合は、その発生確率をかけ合わせることにする。
- ②震災波及構造モデルにおいて下層から上層に複数の機能損傷が同じ機能損傷に波及している場合は、どれかひとつの機能損傷が発生すれば上層に波及すると考え、各機能損傷から波及しない確率を導き、それらを掛け合わせたものを1から引くことにする。

以上により、道路及び河川施設の物的被害が発生した場合の都市機能の低下確率を都市機能の分類別に整理すると表-2通りになる。

これによれば、全体的な傾向として、道路施設の被害は河川施設に比べて都市機能の低下に影響を与える確率が高いことがわかる。これは、河川施設に被害が発生しても、冠水等の事態に波及するようなことはあまり起こらないと考えられているためである。

道路施設の被害のうち、路面陥没、斜面崩壊、及び橋梁・トンネル・歩道橋の損傷は、都市機能の低下に影響を及ぼす確率が高い。中でも路面陥没は最も影響を及ぼす確率が高い。これは、路面陥没が通行制約を引き起こすと同時に、路面下の埋設物にも被害を与え、ライフライン施設機能を低下させる確率が高いためである。したがって、道路施設の耐震化対策にあたっては、道路構造物は基より、道路敷地内に占用するライフライン施設の耐震化対策も十分に行うことが、「都市型」震災による都市機能の低下を軽減させる効果があることが明らかとなった。

道路施設の被害は、都市が有する機能のうち物資機能、行動機能といった生活機能や、医療機能、教育機能といった公共機能に影響を及ぼしやすく、逆に公共機能の中の報道機能は、道路及び河川施設の被害からは影響を受けにくいことが明らかとなった。

4. まとめ

本年度の検討により、大都市域における「都市型」震災の波及プロセスを、波及速度という観点から見た震災波及構造モデルと、発生確率という観点から見た震災波及構造モデルとして表現した。本研究により明らかとなった点は以下の通りである。

1) 波及速度を考慮した震災波及構造モデル

- ①「都市型」震災の波及は、ライフライン施設の被害から最も早く瞬時に現れる。その後、数時間以内に交通施設の被害からの影響が現れ、一日経つと商業施設、金融施設等からの影響が現れてくる。このため、ライフライン施設では耐震化対策、交通施設では耐震化対策と早期の復旧対策が重要になる。
- ②道路施設の被害である路面陥没や橋梁損傷、歩道橋の落下は、鉄道の停止や信号機の停止よりも早く車両通行に影響を及ぼし、震災の拡大を助長することになる。このため、道路施設の震災対策としては復旧対策よりも耐震化対策を推進することが重要になる。

2) 波及確率を考慮した震災波及構造モデル

- ①最も都市機能の低下に影響を及ぼす確率が高い被害は、道路施設の路面陥没である。これは都市機能のうち行動機能や物資機能を低下させ、復旧対策活動を担う行政機能に対しても影響を及ぼす。

このため、これを防止するための耐震化対策が極めて重要である。また、道路施設の被害が道路占用施設等に損傷を与え、それが都市機能全体へと大きく波及するため、道路占用施設等に対する耐震化対策も同時に重要になる。

②河川施設については、波及確率は低いものの都市全体へ波及する可能性がある。これは、冠水による影響であるため、堤体等の強化が重要になる。

5. 今後の研究課題

今後は、道路施設及び河川施設の物的被害が都市機能に及ぼす間接的影響を産業連関表等により定量化できる手法、及び震災波及を考慮した具体的な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, 佐藤貴志:震災波及確率モデルによる道路震災対策の重要性評価, 第49回土木学会年次学術講演会, 平成6年9月
- 2)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:都市型震災の波及構造モデルに基づく公共土木施設の震災対策の重要性, 土技資, Vol. 36, No. 4, 平成6年4月
- 3)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:大都市圏における震災波及構造に関する研究～(その1) 震災波及構造モデルの解析～, 土研資料, 第3199号, 平成5年7月
- 4)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:大都市圏における震災波及構造に関する研究～(その2) FSM法による都市機能損傷の動的相互作用の解析～, 土研資料, 第3206号, 平成5年7月

表－1 都市を構成する基盤施設の分類

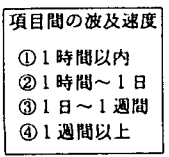
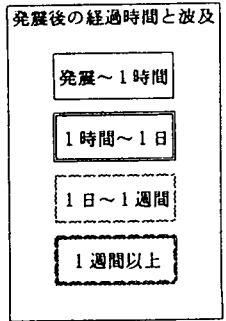
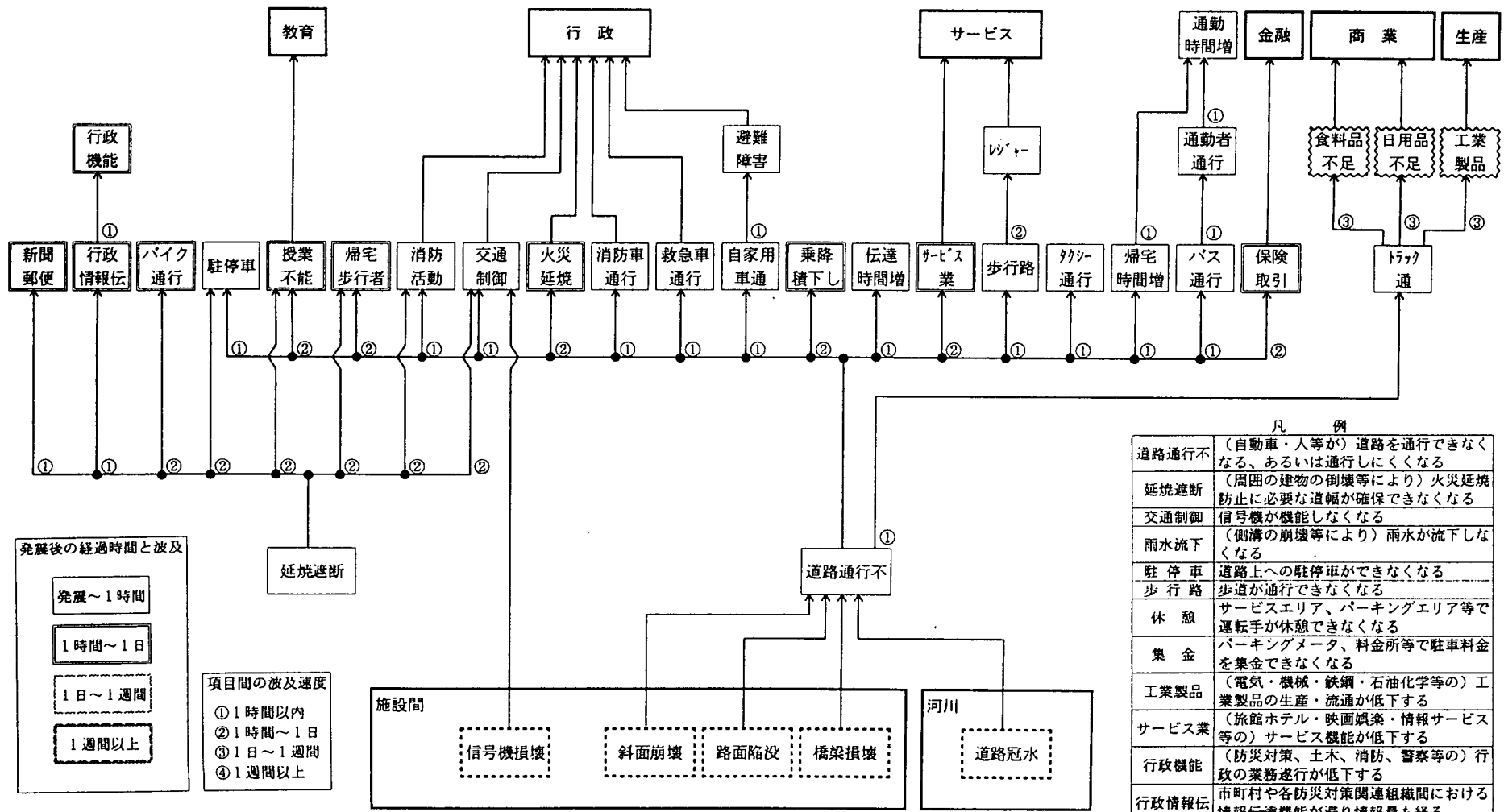
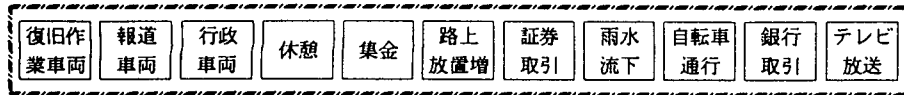
大 分 類	小 分 類
交通運輸施設	道路施設、河川施設、鉄道施設、港湾施設、空港施設
供給処理施設	電気施設、ガス施設、上水道施設、下水道施設、通信施設
卸売・金融施設	商業関連施設、金融関連施設
サービス・公共施設	サービス施設、報道施設、医療施設、教育施設、行政施設
その他の施設	生産関連施設、住宅施設

表－2 道路及び河川施設の物的被害による都市機能の低下確率

都市機能の分類		生産機能				社会機能				公共機能			
		住居	物資	行動	情報	生産	商業	金融	サービス	医療	教育	行政	報道
道路被害	路面陥没	○	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	◎	◎	○	×
	斜面崩壊	○	◎	◎	○	◎	○	△	◎	◎	◎	○	×
	橋梁、トンネル、歩道橋	△	◎	◎	○	◎	○	△	○	◎	◎	○	×
	信号機損傷	△	△	×	×	△	△	△	△	△	△	△	×
	歩道損傷	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×
河川被害	堤体損傷	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×
	水門損傷	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×
	樋門・樋管、取水・排水	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×

表中の記号は波及確率を以下のように4段階に分類したものである。

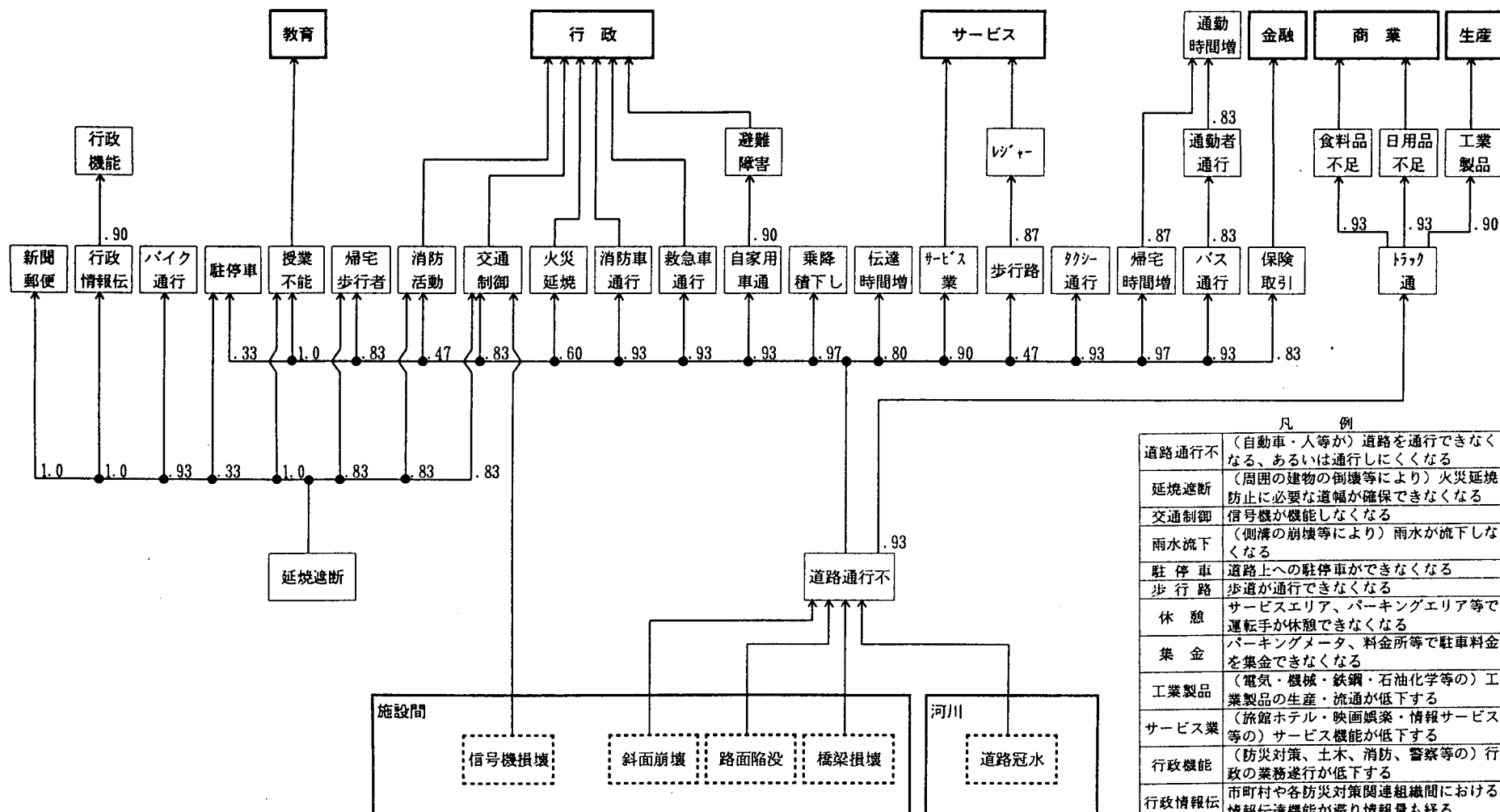
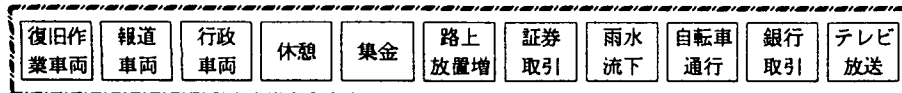
◎：1～0.67、○：0.66～0.34、△：0.33～0.01、×：0



凡 例

道路通行不	(自動車・人等が) 道路を通行できなくなる、あるいは通行しにくくなる
延焼遮断	(周囲の建物の倒壊等により) 火災延焼防止に必要な道幅が確保できなくなる
交通制御	信号機が機能しなくなる
雨水流下	(側溝の崩壊等により) 雨水が流下しなくなる
駐 停 車	道路上への駐車ができなくなる
歩 行 路	歩道が通行できなくなる
休 憩	サービスエリア、パーキングエリア等で運転手が休憩できなくなる
集 金	パーキングメータ、料金所等で駐車料金を集金できなくなる
工業製品	(電気・機械・鉄鋼・石油化学等の) 工業製品の生産・流通が低下する
サービス業	(旅館ホテル・映画娯楽・情報サービス等の) サービス機能が低下する
行政機能	(防災対策、土木、消防、警察等の) 行政の業務遂行が低下する
行政情報伝	市町村や各防災対策関連組織間における情報伝達機能が滞り情報量も減る
伝達時間増	行政組織側から住民への情報伝達に時間がかかる

図-1 波及速度を考慮した道路施設の波及構造モデル



凡 例	
道路通行不	(自動車・人等が)道路を通行できなくなる、あるいは通行しにくくなる
延焼遮断	(周囲の建物の倒壊等により)火災延焼防止に必要な道幅が確保できなくなる
交通制御	信号機が機能しなくなる
雨水流下	(側溝の崩壊等により)雨水が流下しなくなる
駐 停 車	道路上への駐車ができなくなる
歩 行 路	歩道が通行できなくなる
休 憩	サービスエリア、パーキングエリア等で運転手が休憩できなくなる
集 金	パーキングメータ、料金所等で駐車料金を集金できなくなる
工業製品	(電気・機械・鉄鋼・石油化学等の)工業製品の生産・流通が低下する
サービス業	(旅館ホテル・映画娯楽・情報サービス等の)サービス機能が低下する
行政機能	(防災対策、土木、消防、警察等の)行政の業務遂行が低下する
行政情報伝	市町村や各防災対策関連組織間における情報伝達機能が滞り情報量も経る
伝達時間増	行政組織側から住民への情報伝達に時間がかかる

図-2 波及確率を考慮した道路施設の波及構造モデル

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)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
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に示す通りである。

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5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用模型の開発

バリアブルダンパーの実用化に向けて、ダンパー形状、オイルリザーブタンク、配管等の一体化を図った実用模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行い、その制御性を確認した。

(2) ER流体を用いたバリアブルダンパーの開発

印加電圧によりその粘性特性を変化させることが可能なER流体を用いたバリアブルダンパーの小型模型を開発・製作し、模型単体を用いた動的載荷実験により印可電圧～減衰力等の基本特性を検討した。

3. 研究成果

3.1 バリアブルダンパーの実用模型の開発

(1) バリアブルダンパーの実用模型の概要

写真-1及び図-1は、バリアブルダンパーの実用模型を示したものである。基本的機構及び性能は、4年度に開発した実大模型と同じであるが、ダンパー形状、オイルリザーブタンク、配管等に関して実用性を考慮した改良を行った。

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1,111mm、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、平成4年度に開発した実大模型では、バリアブルダンパーのコントローラとしてパーソナルコンピュータを用いていたが、実用モデルではサーボバルブ用のアンプとコントロールボードを組み込んだ制御ボックスのみとした。なお、制御ボックスは、1つの制御方法に固定すれば小さなチップ1つに小さくすることができるが、本模型ではいくつかの制御方法に適用できる構造とした。

(2) バリアブルダンパーの実用模型の制御性

バリアブルダンパーの実用模型の制御性を確認するために、模型単体を用いた動的載荷実験によりその基本特性を検討した。

図-2は、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。実験では、一定電圧をサーボバルブに入力して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。図-2は、このようにして計測したサーボアンプへの

表-1 平成5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。 ② 2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. バリアブルスティッフネスの開発 ・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ィッ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. バリアブルスティッフネスの開発 ・バリアブルスティッ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）。
平 成 5 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用模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行った。 2. ER流体を用いたバリアブルダンパーの開発 ・印加電圧によりその粘性特性を変化させることが可能なER流体を用いたバリアブルダンパーの小型模型を開発・製作し、単体の載荷実験により基本特性を検討した。	1. バリアブルダンパーの制御法の開発 ・土研方式を含む各種の制御方法の地震応答制御効果、制御性について解析的に比較検討した（UCI）。 2. スライディング・アイソレーション・システムの開発 ① 滑りタイプの免震装置に関して、土木研究所において模型橋を用いた振動台実験を行った（NCEEER）。 ② 振動台実験結果のシミュレーション解析を行い解析方法を検証した（NCEEER）。
	・UJNR耐風耐震構造専門部会、作業部会G及びJの主催により開催した第3回橋梁の免震設計に関する日米ワークショップで研究成果の交換を行った（米国バークレイ、平成6年1月）。	

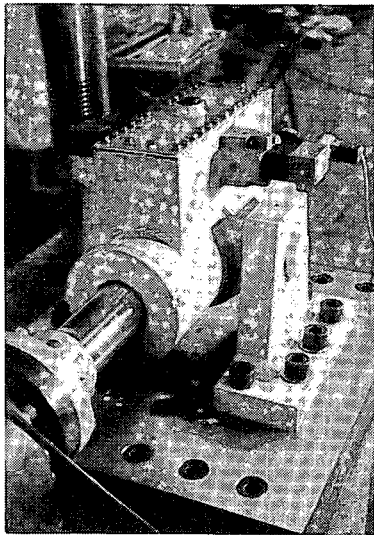


写真-1 バリアブルダンパーの実用模型

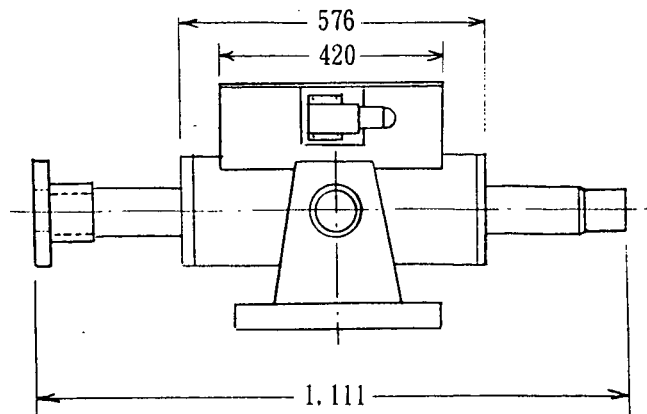


図-1 バリアブルダンパーの実用模型

入力電圧、ダンパーの抵抗力、ダンパーのストローク量から求めたものである。これによれば、入力電圧と抵抗力の関係は、平成4年度に開発した実大模型と同様に入力電圧が約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ようになる。

$$F = \begin{cases} 0.87V^3 + 1.5 & (0 \leq V < 1.8) \\ 7.97V - 7.78 & (V \geq 1.8) \end{cases} \quad (1)$$

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。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の実用模型はほぼ制御値通りに抵抗力を与えることができる。

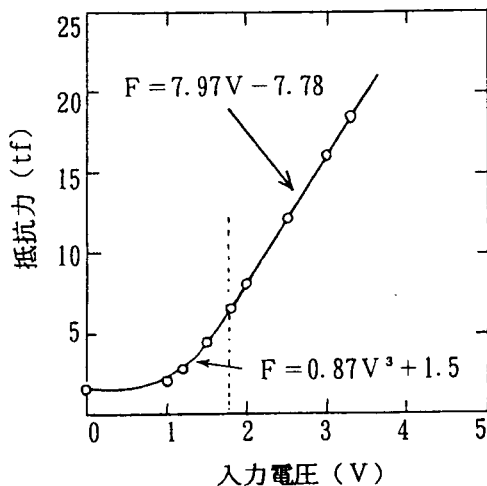


図-2 入力電圧と抵抗力の関係

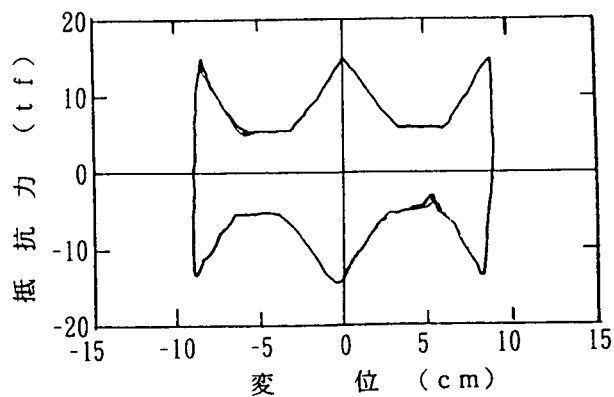


図-3 バリアブルダンパー実用模型の制御性

3.2 ER流体を用いたバリアブルダンパーの開発

(1) ER流体の概要

ER流体は、印加電圧に応じてその粘性を変化させることが可能な流体である。ER流体の考え方は古くからあったが、近年信頼性及び実用性に優れたER流体が開発されるようになってきたことから、主に機械工学の分野で実用化されつつある。ER流体は、印加電圧に対する応答性が優れていること、また、バルブ等の複雑な機構が不要であり、構造を単純化できる等の利点を有するため、構造物の振動制御への適用が期待されている。ここでは、土木研究所で開発試作したER流体を用いたバ

リアブルダンパー（ERVD）について報告するとともに、ダンパー単体の載荷実験によりその動的特性を検討した。

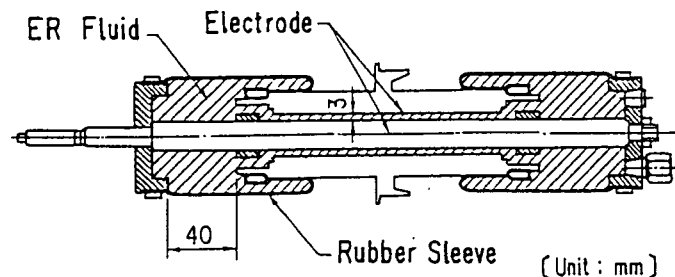
（２）ERVDによる発生減衰力

図－４に示すようなシリンダータイプのERVDを考えてみる。ERVDにより発生される減衰力 F は、次式に示すようにオリフィスを通過する粘性体の減衰力（粘性減衰力） F_v 及びER効果による減衰力 F_e の和として表すことができる。

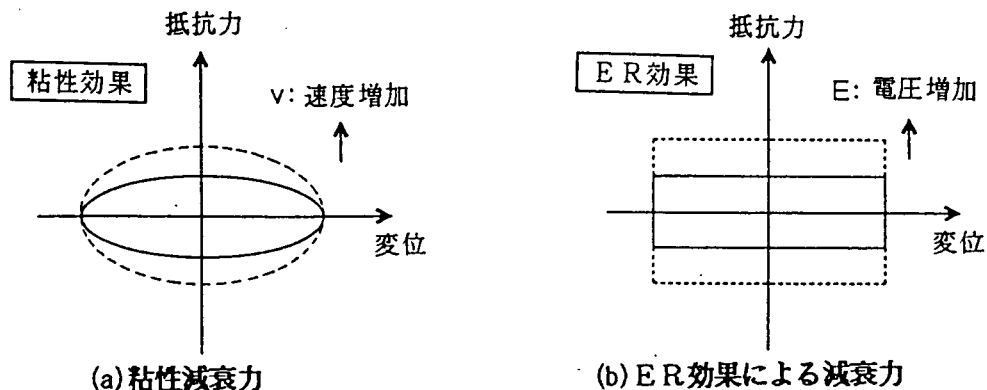
$$F = F_v + F_e \quad (2)$$

$$F_v = \frac{12 \cdot L \cdot A^2 \cdot \eta}{B \cdot H^3} v, \quad F_e = \frac{3 \cdot L \cdot A}{H} \tau_r(E) \quad (3)$$

ここで、 A ：ピストンの受圧面積、 v ：ピストンの速度、 L 、 B 、 H ：電極の長さ、幅、距離、 η ：ER流体の粘度、 $\tau_r(E)$ ：ER効果により発生するせん断応力度、 E ：印加電圧強度、である。 $\tau_r(E)$ が印加電圧に応じて変化させることが可能なせん断力である。粘性減衰力とER効果による減衰力の履歴曲線は、図－５のように表わすことができる。粘性減衰力は、ピストン速度に依存する減衰力であり、これはオリフィス幅を変化させて制御する。一方、ER効果による減衰力は、載荷速度及び載荷変位に依存せず、印加電圧強度 E のみで制御することができる。



図－４ シリンダータイプのERVD

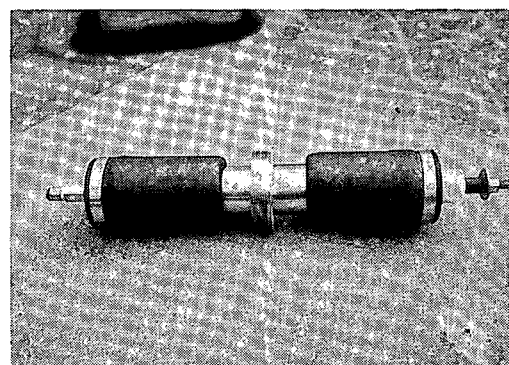


図－５ ERVDによる減衰力

（３）ERVDの小型模型の開発

１）小型模型の概要

ERVDの実用性を検討するために、写真－２に示すような小型モデルを開発試作した。ER効果による減衰力は最大で20kgf程度、ピストンの最大ストロークは±40mmとなるように設計した。ダンパーの全長は521mm、オリフィス（電極）の長さ及び間隔は、それぞれ、134mm及び3mmとした。ピストンの受圧面積は2,089mm²である。ER流体を封入する際のシール材としては、ゴムスリーブを用いた。ER流体としては、シリコンオイルに炭素質粉末を混合したコロイド状液体（糊ブリヂストン製）とした。なお、本ER流体の初期粘度は、



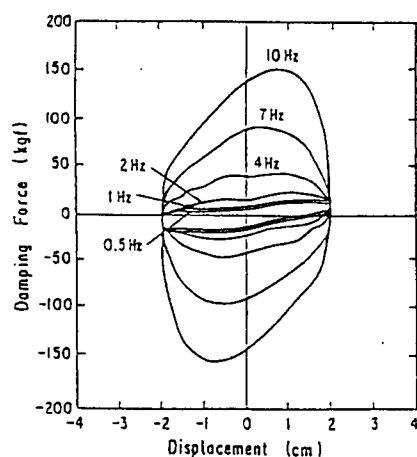
写真－２ 開発試作したERVD

1.3×10^{-8} (kgf·s/mm²)、2 kV/mm時の τ は 68.0×10^{-8} (kgf/mm²)である。電極間に印加する電圧は、DC 0～6 kVとした。

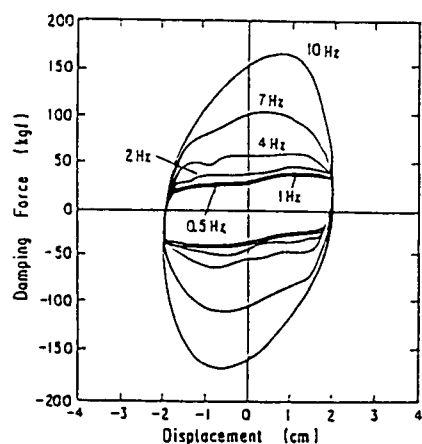
2) ERVDの動的特性

開発試作したERVDの小型模型の動的载荷実験を行い、その動的特性（振動数依存性、変位依存性及び印加電圧依存性等）を検討した。ここでは、実験結果の一例を示す。図-6 (a)は、負荷電圧を0、すなわち、ER効果を0とした場合の減衰力と変位の履歴曲線を示したものである。载荷変位は振幅±20mmの正弦波とし、加振振動数を0.5～10Hzに変化させた。これによれば、载荷速度が低い時にはほぼ矩形の摩擦型の履歴を示しており、ピストンの摩擦は約10kgfである。载荷速度が速くなるに伴い減衰力は大きくなり、粘性減衰型の履歴を示すようになる。ただし、理想的には楕円形の履歴曲線にならないといけないが、実験ではピークの発生位置が遅れている。この原因は、ER流体の圧縮性、あるいは、ER流体のシール材として用いたゴムスリーブの変形性が関与していると考えられる。図-6 (b)は、印加電圧を最大の6 kVとした場合の履歴曲線を示したものである。図-9 (a)と比較してみると、载荷速度が遅い場合の履歴曲線はほぼ矩形となり、ER効果により減衰力が大きくなっていることがわかる。ただし、载荷速度が速くなると、粘性減衰力が卓越するようになり、履歴曲線は楕円形に近づく。

図-7は、ERVDの減衰力の印加電圧依存性を示したものである。これによれば、载荷振動数が0.5Hzの場合には印加電圧により減衰力は10kgf～30kgfの範囲で変化させることが可能であるが、载荷速度が速くなると、前述のように粘性減衰力が卓越するようになるため、印加電圧による減衰力の可変範囲は狭くなる。



(a) 印加電圧：0 V



(b) 印加電圧：6 kV

図-6 減衰力～変位の履歴曲線
(载荷変位：±20mm)

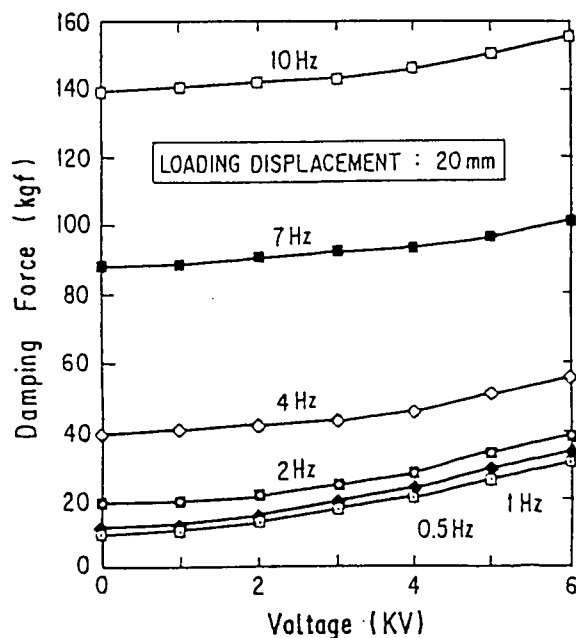


図-7 減衰力の印加電圧依存性
(载荷変位：±20mm)

4. まとめ

(1) バリアブルダンパーの実用模型の開発

バリアブルダンパーの実用化に向けて、ダンパー形状、オイルリザーブタンク、配管、及び制御装置部の簡素化を図った実用模型を開発した。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。

(2) E R流体を用いたバリアブルダンパーの開発

- ① 開発したE R V Dの載荷実験によれば、載荷速度が低い時にはE R効果により履歴曲線の形状はほぼ矩形状となるが、載荷速度が速くなると粘性減衰力が卓越する楕円形の履歴曲線となり、ほぼ設計通りの特性を有している。
- ② 開発したE R V Dは、載荷速度が速くなると、粘性減衰力が卓越するようになり印加電圧による減衰力の可変範囲は狭くなる。一般に構造物の振動制御では減衰力を大きな範囲で変化させ得ることが必要とされるため、今後、実用的なE R V Dの構造を検討する必要がある。

5. 今後の研究課題

(1) バリアブルダンパーの実用化

実橋を対象としたバリアブルダンパーの設計を行い、バリアブルダンパーの実用化を図る。

(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について、模型橋の振動台実験により振動制御効果を確認し、実用化を図る。

(3) E R流体を用いたバリアブルダンパーの開発

一般に構造物の振動制御では減衰力を大きな範囲で変化させ得ることが必要とされるため、今後、可変オリフィス機構を設ける等の大容量のE R V Dの構造を検討し、実用性を明らかにする。

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日米共同研究、U J N R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、U J N R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、U J N R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、U J N R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
- 10) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：バリアブルダンパーの開発、構造工学論文集、Vol. 40、1994年3月
- 11) 川島一彦、運上茂樹：橋の地震応答制御に用いるバリアブルダンパーの開発、土木学会誌Vol. 78、平成5年12月
- 12) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：バリアブルスティッフネスによる橋の地震応答制御法、第3回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1994年1月
- 13) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：新しい橋梁の地震応答制御法の開発、U J N R第26回合同部会、1994年5月

3. 大都市地域における地震防災技術の開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

(1) 都市構造物の耐震計算法の開発

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
研 究 員 星隈 順一
向 秀毅
長屋 和宏

1. まえがき

大都市地域を中心とした道路の整備については、用地費の高騰、代替地の取得困難等により、道路と建物が一体となった構造や道路橋と地下構造物が一体となった構造、あるいは異種の構造物が非常に近接している構造物等、これまでにはなかった新しい構造物の建設計画が増えてきている。このような一体構造物や近接構造物に対しては、耐震設計等の技術上の基本的な考え方が明確にされていないため、現在では、個々の構造物に対する設計法をそれぞれに適用して設計されている。しかしながら、設計法が異なるために生じる問題や近接の影響の評価手法等、耐震設計として新たに検討すべき重要な課題があり、合理的な一体構造物や近接構造物に対する耐震設計法の開発が必要とされている。

昨年度は、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、基準の違いを検討した。本年度は、本研究の2年めにあたり、一体及び近接構造物の建設事例及びその耐震設計法を調査し、耐震設計上の課題を整理するとともに、重点的に検討を要する課題を抽出した。さらに近接構造物の1つの重要な課題である耐震設計上の近接影響範囲について解析的に検討した。

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、建設が増加すると考えられる一体構造物及び近接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. 研究方法

3.1 一体及び近接構造物の事例調査及び耐震設計上の課題

一体及び近接構造物の耐震設計上の課題を明らかにするために、異種構造物が一体して建設される構造物及び異種もしくは同種構造物が非常に近接して建設される構造物を対象として、建設事例もしくは今後の建設計画に関してアンケート調査を行った。

3.2 耐震設計上の近接影響範囲の検討

異種もしくは同種の構造物が近接して建設される場合に、どの程度近接すると互いに影響を及ぼし合うかといった耐震設計上の近接影響範囲について、構造物基礎及び地中構造物を対象として解析的に検討した。

4. 研究成果

4.1 一体及び近接構造物の事例調査及び耐震設計上の課題

(1) アンケート調査

道路橋、建築物、地下構造物等の異種構造物が一体として建設される構造物、異種もしくは同種構造物が非常に近接して建設される構造物を対象として、建設省地方建設局、主要都道府県、政令指定市、公団、ライフライン施設管理者に依頼してアンケート調査を行った。アンケートでは、一体または近接構造物の種類、概要図、一体または近接の影響の設計上の配慮、一体化または近接に伴って特に工夫した点、施工上の問題点を調査した。

(2) 一体構造物の現況調査結果

異種の構造物が一体として建設された、もしくは、建設されるとして回答があったのは32件であった。これらを構造型態の観点から、①異種の地上構造物が一体となった構造物、②地上構造物と地下構造物が一体となった構造物、③異種の地下構造物が一体となった構造物、の3種類に分類してまとめると表1に示

す通りとなる。地上部で一体となった構造事例としては、高架道路橋とビルの一体構造のみであり、その件数は4件である。また、地上構造物と地下構造物の一体構造の事例は23例と最も多く、特に道路橋が地下道路トンネルや共同溝等と一体的に整備される場合が多い。一体化の影響を耐震設計上考慮したのは、回答を得た事例のうちの約1/3であった。異種構造物の一体化の影響については、接合部における力の伝達方法等の設計方法、相互作用の影響を低減するための重量軽減方法等について検討された事例がある。

表-1 一体構造物

分 類	構 造	件数	分 類	構 造	件数
地上構造物が一体	高架道路橋とビル	4	地上構造物と地下構造物が一体	鉄道橋と地下道路トンネル	2
地上構造物と地下構造物が一体	道路橋と地下道路トンネル	2	地上構造物と地下構造物が一体	建物と地下駐車場	1
	道路橋と共同溝と地下鉄	4		建物と地下河川（調整池）	2
	道路橋と共同溝	1	地下構造物が一体	擁壁と共同溝	1
	道路橋と地下鉄	5		地下道路トンネルと共同溝	1
	道路橋と地下駐車場	1		地下駐車場と共同溝	1
	道路橋と地下埋設管	1		地下駐車場と地下鉄	1
	道路橋と河川構造物（樋門・堰）	3		地下鉄とライフライン施設	1

（3）超近接構造物の現況調査結果

異種または同種の構造物が非常に近接して建設された、もしくは、建設されるとして回答があった件数は50件であった。これらを構造形態の観点から、①道路橋基礎と非常に近接している構造物、②建物の基礎と非常に近接した構造物、③異種の地下構造物が非常に近接した構造物、の3種類に分類してまとめると表-2の通りとなる。これより、道路橋基礎と非常に近接している構造物としては、共同溝、地下鉄、上下水道やライフライン施設が中心であり、その近接の程度も、杭径の1倍（1D）以下の事例も多い。近接構造物に対する耐震上の検討については、回答を得た事例のうち半数で行われている。特に、近接部の地盤評価、施工方法等に関して検討されている。また、適用した基準としては、近接基礎設計施工要領(案)や公団等で作成された独自の設計基準が用いられている。

表-2 近接構造物

構 造 1	構 造 2	件数	構 造 1	構 造 2	件数
道路橋基礎	共同溝	5	建物の基礎	共同溝	1
	地下鉄	13		地下道路トンネル	1
	上下水道ライフライン施設	9		地下駐車場	3
	建築物	2		立体地上駐車場	1
	道路橋	1		モノレール架構	1
	地下河川	1	地下道路トンネル	地下河川、下水道	3
	山岳トンネル	1		地下鉄	1
	地下トンネル	1	共同溝	下水道	1
				地下歩道	2
			地下鉄	地下駐車場	2
				ライフライン施設	5

（4）一体及び近接構造物に対して耐震設計上検討が必要とされる事項

上記の調査結果に基づいて構造物の一体化、または、近接化に伴って耐震設計上新たに課題となる項目を検討した。この中で特に一体及び近接構造物の耐震設計に関して重点的に検討を進める必要がある項目は以下の通りである。

1）一体構造物の耐震設計法

一体構造物の中では、橋梁基礎と道路トンネルや共同溝等の地下構造物が一体化される事例が多い。この

際には、地下構造物の上床版部と橋梁の基礎が一体化される事例が多い。地下構造物の上床版を支持する柱上に橋脚またはフーチングを設ける場合には問題は少ないと考えられるが、上床版上に橋脚またはフーチングを直接設けなければならぬ事例も多く見られる。このため、橋脚と地下構造物上床版との接合方法、特に地下構造物の上床版の合理的な設計方法が必要とされる。建築基準法及び道路橋示方書には、弾性計算に基づく版の設計方法が示されている。しかしながら、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、大正12年の関東地震クラスの大規模地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法が規定されている。このため、このような大規模地震時に対する柱～版接合部の耐震設計法を開発し、橋梁及び地下構造物の両者に悪影響を及ぼさないための版の必要最小厚の設定法を検討することが必要とされる。

2) 超近接構造物の耐震設計法

種類、寸法、規模が異なる構造物が近接する場合には、構造物がどの程度近接して建設されると耐震上影響を及ぼし合うのか明らかになっていない。また、地震時の相互作用により構造物に作用する地震力を増幅させる場合もあり得るが、その割増方法については明らかになっていない。このため、近接構造物について耐震設計上最も大きな課題と考えられる近接影響範囲の設定方法、及び近接の影響がある場合の地震力の算定方法を開発することが必要とされる。

3) 地下構造物の免震設計法の開発

地下構造物では、地震の影響の低減を期待できる構造として、免震材を用いる構造がある。地下構造物の部材間または周辺地盤の間に柔らかい免震材を設けることにより、地震時に地盤が変形しても、地下構造物の変形を吸収するとともに、地下構造物に作用する地震時土圧や地震時周面せん断力を低減しようというものである。橋梁基礎と地下構造物の一体もしくは近接構造物のように、地震の影響が局所的に大きくなるような構造物では、こうした免震材を用いることが効果的であることが明らかであり、地下免震工法及びその設計法の開発が必要である。

4. 2 耐震設計上の近接影響範囲の検討

(1) 解析方法

種類、寸法、規模が異なる構造物が近接する場合に、構造物がどの程度近接して建設されると耐震上影響を及ぼし合うのかとう近接影響範囲を検討するために、基礎構造物を対象とし、2次元有限要素法解析により、構造物の種類、地盤の深さ、構造物間の距離をパラメータとした地震応答解析を行った。

図-1は、解析で考慮した近接構造物のモデルを示したものである。構造物A及びBは、基礎構造物をモデル化したものであり、基礎構造物AとBは、幅は同じであるが、根入れ深さが構造物Bは構造物Aの半分である。構造物Cは、地中構造物をモデル化したものであり、大きさは構造物Bと同一とした。根入れ位置は、構造物Cの底面が構造物Aの底面と同じ深さになるようにした。構造物の幅はいずれも 10 m ($=2B_0$ 、 B_0 : 基準幅)とし、根入れ深さは、構造物Aでは $2B_0$ 、構造物Bは B_0 である。

地盤及び構造物は、線形2次元有限要素によりモデル化した。基礎底面は、地盤の厚さが有限の場合には剛基盤とし、半無限地盤の場合には、底面に半無限地盤を表す粘性境界を設けた。また、左右端には伝達境界を設けた。地盤としては N 値 $=1$ 程度、 $V_s=100\text{ m/s}$ 程度の軟弱地盤を想定し、表層地盤厚としては、基準幅 B_0 の3、4倍及び半無限地盤とした。構造物としては、コンクリート構造とし、近接する場合の構造物の中心間距離は、 $2.2B_0$ 、 $3B_0$ 、 $4B_0$ 、 $8B_0$ の4ケースを考慮した。なお、ここで、構造物の中心間距離で近接距離を表しているが、構造物に挟まれた地盤の幅で表わすと、 $0.2B_0$ 、 $1B_0$ 、 $2B_0$ 、 $4B_0$ 、すなわち、本解析では $B_0=5\text{ m}$ であるので、 1 m 、 5 m 、 10 m 、 20 m となる。

解析ではどのような地震動が生じるかは事前に判らないため、主に構造物と地盤の伝達関数を用いてその影響を検討した。ただし、実際の地震時にどの程度の影響が生じるかを見るために地震応答解析を行った。地震応答解析では、入力地震動として道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示されるⅢ種地盤用の標準入力波形を用いた。本波形は、昭和58年日本海中部地震により津軽大橋周辺地盤上で観測された波形を道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される標準加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整したものである。

(2) 解析結果

図-2は、解析結果の一例として構造物(AとB)が近接した場合について近接距離 X の影響を示したものである。ここでは、近接距離 X が $2.2B_0$ 、 $3B_0$ に変化させた場合の自由地盤表面に対する構造物上面中心点の水平加速度の伝達関数を比較している。各図には、それぞれ構造物単体の場合と比較して示している。これによれば、構造物(AとB)が近接する場合の大きい構造物Aについては、近接距離 X が3程度になる

とほぼ単体の場合と一致し、より小さい構造物Bが近接する場合には、より大きい構造物Aに対する影響は小さくなることわかる。一方、構造物AにBが近接する場合のBについては、近接距離Xが8程度で伝達関数は単体の場合とほぼ一致し、小さい構造物に対しては大きい構造物が影響を及ぼすことがわかる。

以上から構造物の伝達関数に着目した場合の近接距離の影響範囲はおおよそ表-3のようにまとめられる。したがって、構造物の伝達関数から見た場合には、大きい構造物に対しては近接構造物の中心間距離が4B。(20m)程度、小さい構造物に対しては8B。(40m)程度離れば、構造物単体とほとんど同じ応答特性を有するということができる。

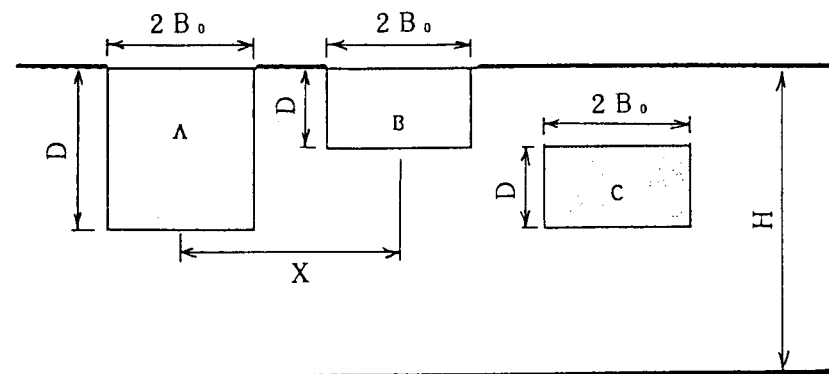
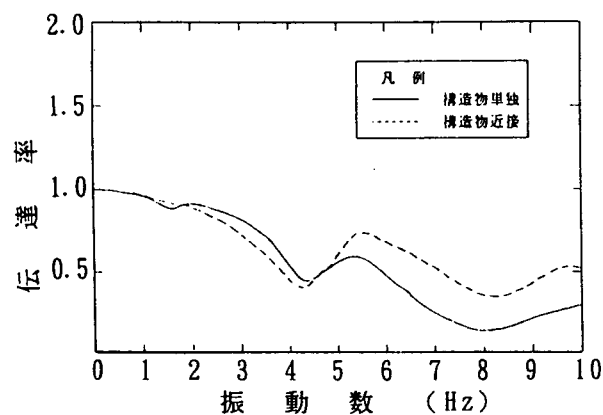
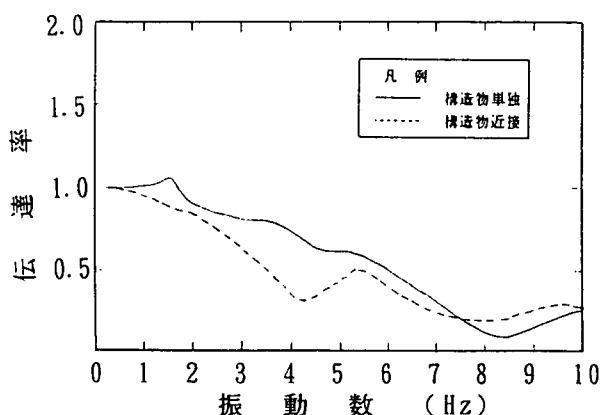


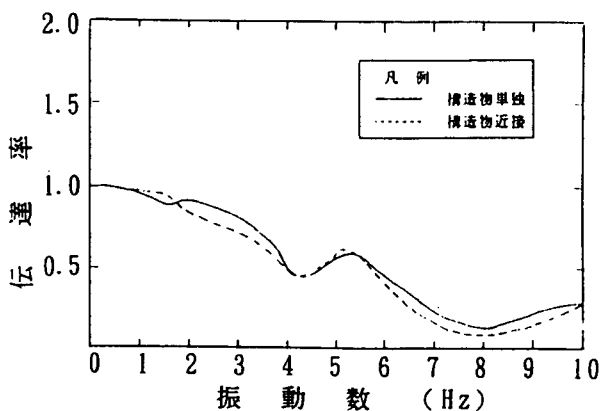
図-1 近接構造物の解析モデル



(a) 近接距離 $X = 2.2B_0$ 。

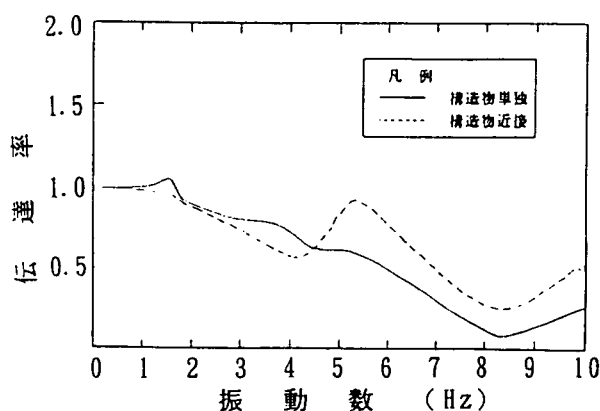


(a) 近接距離 $X = 2.2B_0$ 。



(b) 近接距離 $X = 3B_0$ 。

(1) 構造物A



(b) 近接距離 $X = 3B_0$ 。

(2) 構造物B

図-2 構造物AとBが近接した場合の構造物の伝達関数(表層地盤厚 $H = 3B_0$)

表-3 伝達関数から求めた近接影響範囲

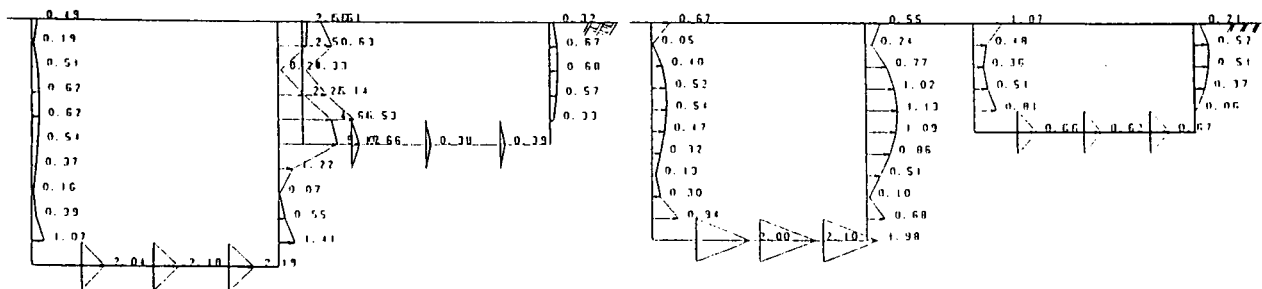
近接構造物	着目構造物	近接影響範囲
(A, A)	A	$4B_0$
(A, B)	A	$3B_0$
	B	$(4 \sim 8)B_0$
(A, C)	A	$4B_0$
	C	$(4 \sim 8)B_0$

(3) 地震応答解析結果

ここには示さないが、近接の影響を動的解析による最大加速度で見てみた場合、単独構造物の場合に比較してその差は最大で約7%程度であり、一般に近接距離が大きくなるほどその影響は小さくなり、近接距離Xが8になるとその差は1%程度である。今回用いた入力地震動では近接の影響が10%以下の結果となったが、ある振動数成分が卓越した地震動が作用した場合には、伝達関数に示される分の差は生じることに注意しなければならない。

次に、地盤反力に及ぼす近接の影響を見てみる。図-3は、構造物(AとB)が近接した場合の地盤反力を示したものである。これによれば、近接距離 $X=2.2B_0$ の場合には、特に、構造物間に挟まれる地盤の反力が大きくなる。 $X=3B_0$ になると、構造物A周辺の地盤反力度は構造物A単独の場合とほぼ同じになるが、構造物Bについて構造物Aに近接する側は構造物B単独の場合に比較して約4倍に大きくなる。近接距離Xが大きくなるほどその影響は小さくなり、 $X=8B_0$ では、それぞれが単体の場合とほぼ同じとなる。したがって、大きい構造物に対しては近接の影響は比較的小さいが、小さい構造物に対しては大きい構造物の影響が顕著に表れることを示している。

最大地盤反力という観点からみて、構造物単独の場合との差が20%程度以内に入るという条件を付けた場合の近接影響範囲は、いずれも $8B_0$ となる。



(a) 近接距離 $X=2.2B_0$

(b) 近接距離 $X=3B_0$

図-3 構造物(AとB)が近接した場合の最大地盤反力度

5. まとめ及び今後の課題

5.1 一体及び近接構造物の事例調査及び耐震設計上の課題

本年度は、一体及び近接構造物の建設事例の調査を行うとともに、今後検討が必要とされる耐震設計上の課題を抽出した。本年度の検討結果をもとめると以下の通りである。

- アンケート調査では、32件の一体構造物、50件の近接構造物が抽出された。一体構造物の中では、特に地上構造物と地下構造物の一体構造の事例が23例と最も多く、特に道路橋が地下道路トンネルや共同溝等と一体的に整備される場合が多い。近接構造物に関しては道路橋基礎と共同溝等の地下構造物が近接する場合が多い。
- 上記の調査結果に基づいて構造物の一体化、または、近接化に伴って耐震設計上新たに課題となる項目を整理すると以下の通りとなる。

① 一体構造物の耐震設計法

一体構造物の中では、橋梁基礎と道路トンネルや共同溝等の地下構造物の一体化の事例が多く、この際には、地下構造物の上床版部と橋梁の基礎が一体化される事例が多い。このため、橋脚と地下構造物上床版との接合方法、特に地下構造物の上床版の必要最小厚に関する合理的な設計方法の開発が必要とされる。

② 超近接構造物の耐震設計法

種類、寸法、規模が異なる構造物が近接する場合には、構造物がどの程度近接して建設されると耐震上影響を及ぼし合うのかという近接影響範囲の設定方法、及び近接の影響がある場合の地震力の算定方法の開発が必要とされる。

③ 地下構造物の免震設計法

地下構造物では、地震の影響の低減を期待できる構造として、免震材を用いる構造がある。橋梁基礎と地下構造物の一体もしくは近接構造物のように、地震の影響が局所的に大きくなるような構造物では、こうした免震材を用いることが効果的であることが明らかであり、地下免震工法の開発が必要とされる。

5.2 耐震設計上の近接影響範囲の検討

異種もしくは同種の構造物が近接して建設される場合に、どの程度近接すると互いに影響を及ぼし合うかといった耐震設計上の近接影響範囲について構造物基礎及び地中構造物を対象として解析的に検討した。本件等結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 大きさの異なる2つの構造物が近接する場合、小さい構造物が大きい構造物の振動に及ぼす影響は小さいが、小さい構造物に対しては大きい構造物が影響を大きく及ぼす。本解析で検討した結果によれば、構造物の伝達関数に着目した場合の近接距離の影響範囲はおおよそ表-3のようにまとめられ、大きい構造物に対しては近接構造物の中心間距離が4B。(20m)程度、小さい構造物に対しては8B。(40m)程度離れば、構造物単体とほとんど同じ応答特性を有するということができる。
- 2) 道路橋示方書V耐震設計編に示されるⅢ種地盤用標準波形を入力した場合の構造物上面中心位置の最大水平加速度に着目すると、構造物単独に比較して近接の影響は10%以下の範囲に収まり、その影響は小さかった。本解析で用いた入力地震動ではこの程度の違いであったが、ある振動数成分が卓越した地震動が作用した場合には、伝達関数に示される分の差は生じることに注意しなければならない。
- 3) 最大水平地盤反力に着目すると、構造物間に挟まれる範囲が大きく影響を受ける。最大地盤反力という観点からみて、構造物単独の場合との差が20%程度以内に入るという条件を付けた場合の近接影響範囲は $X=8B$ 。となる。

5.3 今後の検討課題

- (1) 一体構造物の耐震設計法
 - ① 柱～版接合部の動的耐力、変形性能
 - ② 地下構造物上床スラブの最小板厚の設定方法
- (2) 近接構造物の耐震設計法
 - ① 耐震設計上近接の影響を考慮しなければならない近接影響範囲の設定法の作成
 - ② 構造物が近接する場合に必要とされる地震力の補正法
- (3) 地下構造物の免震設計法の開発
 - ① 免震層を考慮した地盤ばね定数の算定手法
 - ② 地下免震構造物の耐震解析法
 - ③ 合理的な免震層の設置手法

【研究成果】

- 1) 川島一彦、星隈順一、長屋和宏：一体及び近接構造物の現況と耐震設計上の検討項目に関する資料調査、土木研究所資料第3219号、平成5年10月
- 2) 川島一彦、運上茂樹、向秀毅：建築基準法と道路橋示方書の耐震設計の比較検討、土木技術資料、Vol. 36、No. 4、平成6年4月

3. 大都市地域における地震防災技術の開発 (建設技術研究開発経費〈総プロ〉) (2) 軟弱地盤における構造物の耐震設計技術の開発

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

現行の道路橋の耐震設計は、橋脚と基礎構造物でそれぞれ個別に行われており、橋全体系として設計を見るという目がほとんどない。このため、大都市地域に多く見られるようなコンクリート断面を絞った変形しやすい橋脚では、関東地震級の大規模地震が起こった場合には、橋脚躯体と基礎構造物の変形性能やエネルギー吸収能のアンバランスにより、その接合部が弱点になるものと考えられる。

一方、橋脚と基礎構造物のうちどちらがより耐震強度・変形性能を確保すべきかという議論も十分に行われていない。これは、我国では従来、中規模地震の地震力に対して、部材に生じる応力を許容値に収めるという思想の震度法による設計が適用されてきたため、単に荷重の組み合わせや許容応力度の割り増しの範囲でしか、部材間の設計バランスを考慮できなかったためである。

こうした中、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のみであるが、地震時保有水平耐力の照査法が取り入れられた。これにより、地震時保有水平耐力やじん性に基づいた部材ごとの耐震設計への道が拓かれ、現在では、一本柱形式の鋼性橋脚や張り出しがある鉄筋コンクリート橋脚等の部材に対しても、地震時保有水平耐力の評価法の研究が進捗している。

本研究は、こうした一連の橋梁構成部材の地震時保有水平耐力に関する研究の一環として、基礎構造物、特に軟弱地盤地帯の大都市地域で多く適用される杭基礎を対象として、その地震時保有水平耐力照査法を開発することを目的とするものであり、最終的には、橋脚－基礎系のじん性を考慮した耐震設計法の確立を目指すものである。

2. 研究方法

5年度は、軟弱地盤中の場所打ち杭を想定した模型供試体による正負交番載荷実験を行い、杭体の耐力及び変形性能について明らかにする。そして、杭体の耐震性能を非線形解析により検討する。

3. 研究結果

3. 1 実験の概要

(1) 実験供試体

供試体の断面諸元を表-1及び図-1に示す。これは、表層から深さ約35mにわたってN値が2の軟

表-1 供試体の諸元

断面 (cm)	主鉄筋		帯鉄筋		コンクリート
	材質	主鉄筋比	材質	帯鉄筋比	強度
φ80	SD295 D22	1.23 %	SD295 D13	0.20 %	334 (kgf/cm ²)

弱な地盤条件を想定して標準設計された杭断面（杭径1.5mの場所打ち杭）を、長さの相似率で約1/2として再現した模型である。コンクリート強度、主鉄筋及び帯鉄筋の配筋条件、杭とフーチングの結合法等に関しては、道路橋示方書IV下部構造編及び杭基礎設計便覧に準拠した。なお、フーチングには実験で作用させる程度の荷重で損傷が生じないよう、十分な配筋を施した。

杭頭部から載荷点までの距離は2.0mであり、せん断支間比は2.5と設定した。これは、杭の場合には、地盤の横方向反力係数が小さいところに用いられることが多く、応力的にはせん断支間比が2以上に相当する場合がほとんどであること、また、軟弱地盤条件下での杭の試設計結果からも、地震時に杭頭部に生じる生じる曲げモーメントとせん断力の組み合わせは、せん断支間比に換算すると2.5～3.0程度であったことから決定したものである

(2)載荷条件

実験では、写真-1に示すように、供試体を反力壁に固定し、動的加振機を供試体頭部に取り付けて、水平荷重を加えた。杭には、常時上部構造と橋脚躯体による死荷重が作用しているが、本実験では、まず杭体の基本的な動的挙動を確認することに重点を置き、軸力は載荷していない。

載荷履歴は以下の通りである。杭頭部における引張側最外縁の軸方向鉄筋のひずみを計測し、これが降伏するまでは、正負交番で静的に変形を増大させた。軸方向鉄筋の降伏後は、降伏時に載荷点に生じる変位を降伏変位 δ_v とし、 $n\delta_v$ ($n=1, 2, 3, \dots$) の振幅変位で、同一変位振幅での繰返し回数を10回として、変位制御により正負交番載荷した。ここで、載荷速度振幅は1cm/secである。

3. 2 実験結果

(1)破壊性状

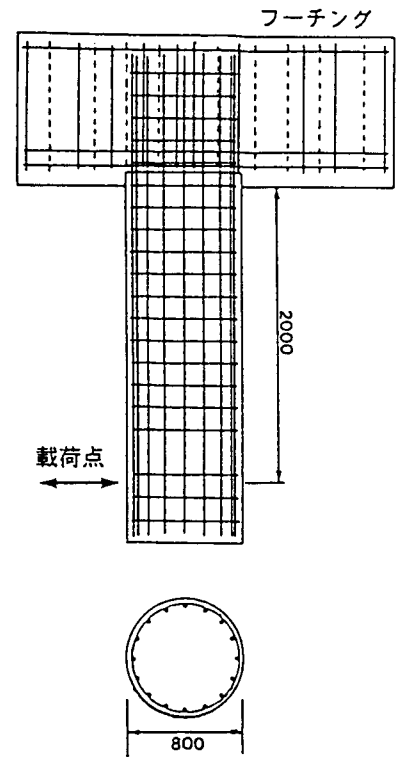


図-1 場所打ち杭
模型供試体

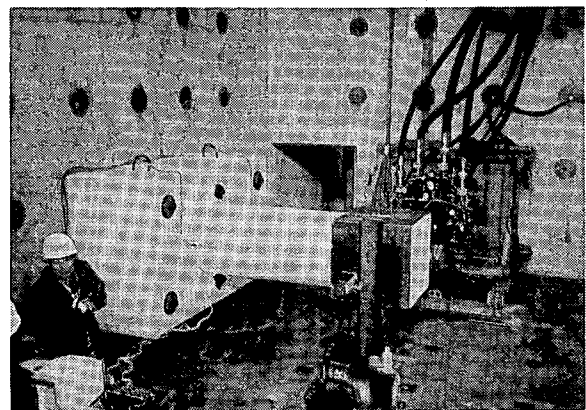


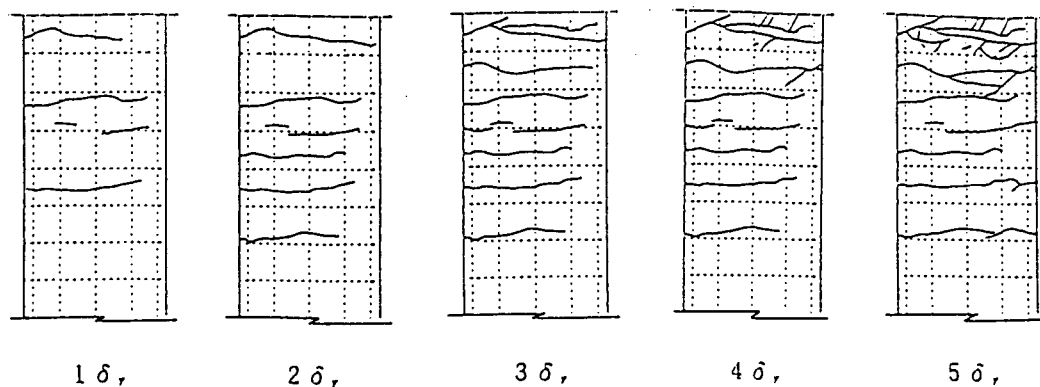
写真-1 載荷状況

図-2は、杭体の破壊状況を示したものである。破壊の進展状況は、以下の通りである。

- ・ $1\delta_v$: 水平方向のわずかなクラック
- ・ $2\delta_v$: 水平方向のわずかなクラック
- ・ $3\delta_v$: 杭頭部付近での水平方向クラックの進展
- ・ $4\delta_v$: 杭頭部付近での水平方向クラックの進展
- ・ $5\delta_v$: 被りコンクリートの剥離開始
- ・ $6\delta_v$: 被りコンクリートの剥離進展（杭頭部から15cmの範囲）
- ・ $7\delta_v$: 被りコンクリートの剥離進展（杭頭部から20～30cmの範囲）
- ・ $8\delta_v$: 被りコンクリートの剥離進展（杭頭部から30～45cmの範囲）
- ・ $9\delta_v$: 主鉄筋の軽微な座屈
- ・ $10\delta_v$: 主鉄筋の破断（2本）

破壊モードとしては、曲げ破壊であり、既往の地震で建築物の杭に生じたようなせん断的な破壊形態は確認されなかった。これは、現行の杭基礎設計便覧の中では、杭頭部でせん断破壊が生じないように、コンクリート側断面積に対して0.2%以上の帯鉄筋を配筋することが規定されており、このことが杭のせん断破壊を防止していると言える。

杭頭部



杭頭部

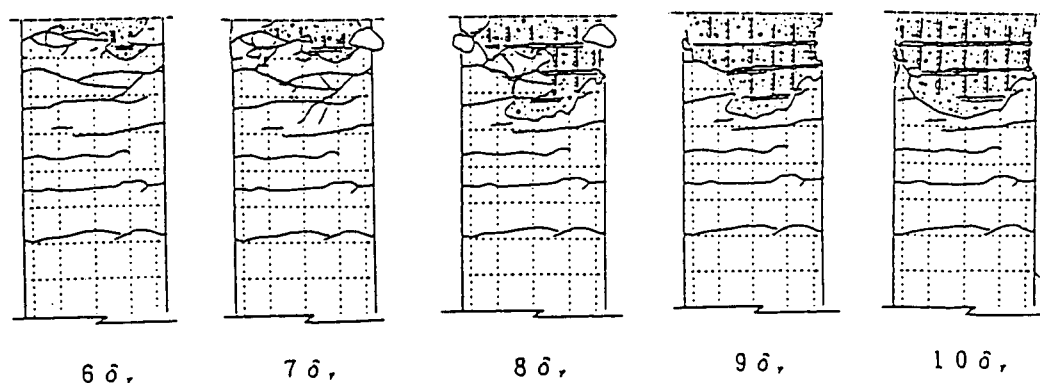
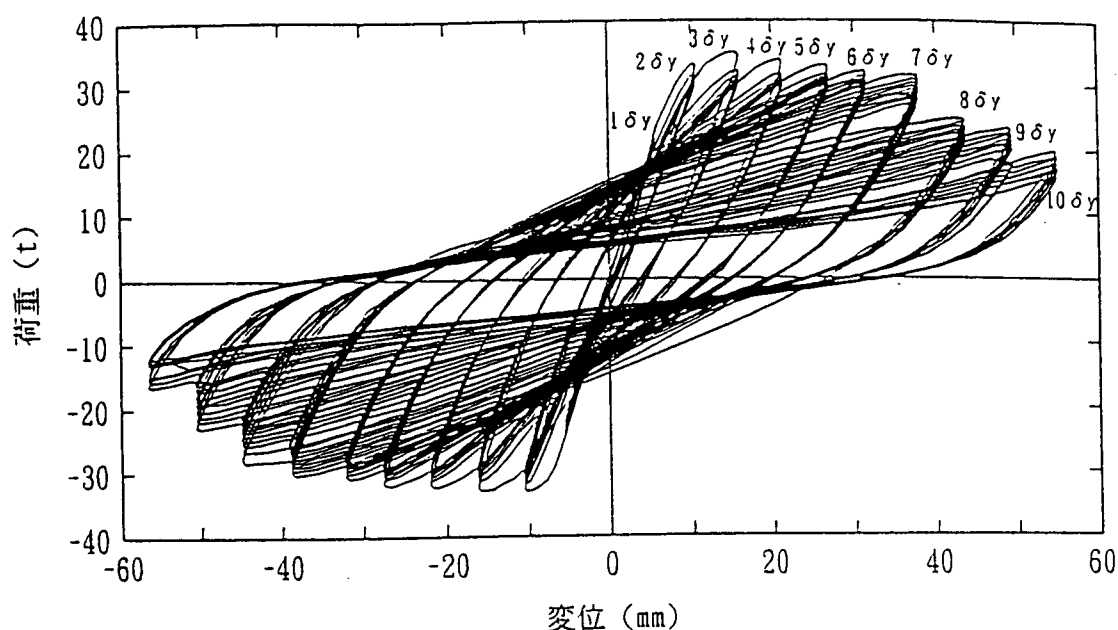


図-2 杭頭部の破壊性状

(2) 荷重－変位の履歴曲線

図－3は、供試体に加えた水平力と載荷点で生じた水平変位の関係を履歴曲線として示したものである。耐力は、 $1\delta_y$ 以降も上昇し、 $3\delta_y$ の変形が生じた時点で最大値となっている。その後、変形が $7\delta_y$ までは、最大耐力と概ね等しい程度の水平耐力を維持し、 $8\delta_y$ 以降水平耐力が低下し始め、 $10\delta_y$ で降伏耐力を下回った。このように、主鉄筋比が1.2%程度でかつ十分な帯鉄筋が配筋されていることにより、降伏変位の7倍の変形を受けても、最大耐力に近い水平耐力が発揮できたものと考えられる。



図－3 荷重－変位の履歴曲線

(3) 変形性能の解析

鉄筋コンクリート部材の変形解析手法としては、様々な手法があるが、コンクリートの非線形性と鉄筋の完全弾塑性を考慮したM- ϕ 法による手法が代表的である。本手法は、既に鉄筋コンクリート橋脚の変形解析法として道路橋示方書にも取り入れられ、かなりの実績を有しており、また、将来橋脚－基礎系のじん性評価を行う場合にも、杭の変形解析が鉄筋コンクリート橋脚と同様の手法である方が設計上簡便であることから、ここではM- ϕ 法によるじん性能評価を行うものとする。なお、解析に用いるコンクリートの応力－ひずみ曲線は、図－4に示すように、道路橋示方書に規定されているモデルと土木研究所が提案しているモデル¹⁾²⁾の2種類とした。これは、帯鉄筋による拘束効果を取り入れた鉄筋コンクリート部材の耐震設計法に関する一連の研究成果の適用性について検討するためである。

図－5は、実験により得られた載荷履歴の包絡線と本解析により得られる荷重－変位の関係を、また、表－2は、供試体の耐震性能を示したものである。ここで、終局変位 δ_u は、杭に作用させた荷重Pと作用点における変位 δ の関係において、荷重が最大値をとった後に降伏耐力にまで低下した時の変位と定義したものである。

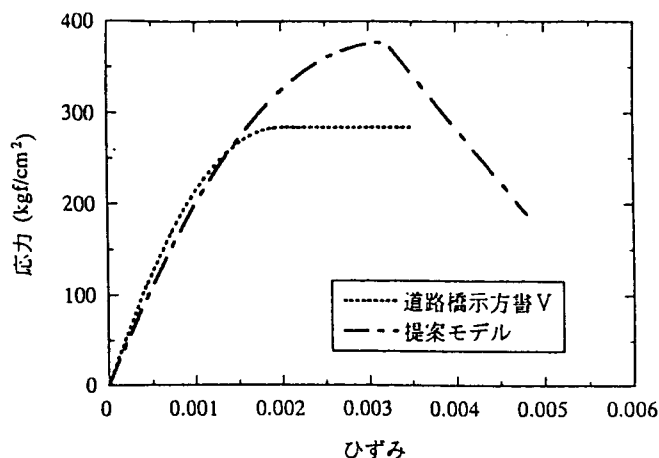


図-4 解析に用いた応力-ひずみ曲線

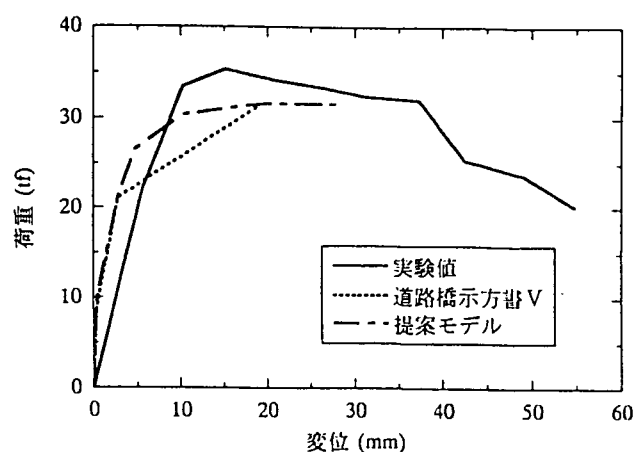


図-5 履歴包絡線と解析結果

実験結果より、杭のじん性率は9.46であり、曲げ破壊が先行する一般的な鉄筋コンクリート橋脚のじん性率が4~5程度であることと比較すれば、かなり大きいと言える。また、解析結果と比較すると、主鉄筋のフーチングからの抜けだしの影響のため、初期剛性の評価で相違があるが、全体的な荷重-変位関係の特性は、道路橋示方書モデルよりも土木研究所モデルを適用

した方が実験結果に近い。また、終局変位に着目すると、道路橋示方書モデルで18.7mm、土木研究所モデルで27.68mmである。図-5 及び供試体の破壊状況から判断すると、18.7mmの変形は、増加してきた水平耐力がちょうど最大値に達した時に相当しており、大規模地震に対する耐震設計として、この段階を終局状態と定義するのは不合理である。一方、27.68mmの変形では、最大水平耐力とほぼ等しい耐力を維持しており、かつ顕著な耐力低下が生じる前の段階と言える。したがって、杭体のじん性を考慮した耐震設計では、コンクリートの応力-ひずみモデルとして、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を見込み、かつ主鉄筋の座屈等の大きな損傷に至る前で終局ひずみを定義した土木研究所モデルの適用が合理的と考えられる。なお、最大耐力については、両モデルとも同等な値となった。これは、コンクリートが最大強度を示す前に主鉄筋が降伏したために、耐力という観点からは、拘束効果が発揮されなかったためである。

表-2 耐震性能の比較

		実験結果	解 析 結 果	
			道示モデル	土研モデル
耐 力	降伏耐力 P_y (tf)	21.8	21.0	20.7
	最大耐力 P_u (tf)	35.4	31.1	31.6
	P_u / P_y	1.62	1.48	1.53
変形性能	降伏変位 δ_y (mm)	5.51	2.77	2.63
	終局変位 δ_u (mm)	52.08	18.7	27.68
	じん性率 δ_u / δ_y	9.46	6.75	10.52

4. まとめ

今年度は、軟弱地盤中に建設される場所打ち杭を想定した模型供試体による正負交番載荷実験を行い、杭頭部の耐力及び変形性能について明らかにするとともに、じん性能の評価手法の検討を行った。本検討の結論は、以下の通りである。

- 1) 今回の実験は、地震時に杭頭部に生じる断面力を再現できるように、せん断支間比を2.5と設定したが、破壊形態は曲げ破壊であった。これは、杭頭部には、コンクリート側断面積比で0.2%以上の帯鉄筋が配筋されているためであり、現行の設計基準に準拠すれば、最終的な破壊形態は曲げ破壊となる。
- 2) 主鉄筋比が1.23%で、軸力を負荷しないという条件下では、杭体のじん性率は9.46であった。これは、曲げ破壊が先行するように設計される標準的な鉄筋コンクリート橋脚と比較して大きく、変形性能に関しては、橋脚躯体と杭体との間でかなりの差があることが考えられる。
- 3) 杭体のじん性能の評価法としては、従来鉄筋コンクリート橋脚の変形解析に適用しているM- ϕ 法が簡便である。そして、じん性率という観点から、本M- ϕ 法に適用するコンクリートの応力-ひずみ曲線として、終局ひずみを0.0035とする道路橋示方書のモデルより、拘束効果や損傷度を考慮して定義されている土木研究所モデルの方が、今回の実験結果との対応はよかった。

5. 次年度以降の課題

杭の地震時保有水平耐力に関して、次年度以降検討を進めていくべき重要な項目を列举すると、以下の通りである。

- 1) 杭には、常時上部構造と橋脚躯体による死荷重が作用するとともに、地震時には橋脚のロッキングに伴い、大きな軸力が発生することもある。そこで、40~50kgf/cm²程度の軸方向応力を作用させた場合の杭体の耐力・変形性能及びじん性能の評価手法について検討する。
- 2) 橋脚と杭体それぞれが保有しているじん性率のバランスが、橋脚-基礎系全体としての耐震性に及ぼす影響について検討する。そして、橋梁構成部材としての重要性や部材間のバランスを考慮した許容じん性率の設定法を開発する。

【参考文献】

- 1) 川島一彦、星隈順一、長屋和宏：帯鉄筋による拘束を取り入れたコンクリートの応力-ひずみ関係式の提案、土木技術資料, Vol. 36, No. 3, 1994
- 2) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集（査読中）

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年の浦河沖地震による静内橋の被害や、平成5年に発生した釧路沖地震や北海道南西沖地震による道路橋の被害の特徴は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部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。この種の被害は、段落し鉄筋の定着長不足が原因であり、昭和55年の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、本調査は、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震補強設計法の開発に重点を置くものである。

2. 調査方法

2. 1 鋼板巻立てによる鉄筋コンクリート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や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や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。5年度は、矩形及び壁式の断面を有するコンクリート柱の耐力や変形性能に及ぼす横拘束の影響を明らかにするために、横拘束材として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、拘束効果の定量化及び設計用の応力-ひずみ関係式の提案を行った。

2. 2 主鉄筋段落し部の被害解析

釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部に被害が生じた鉄筋コンクリート橋脚を対象として、土木研究所が提案した耐震判定法に基づいて被害の解析を行った。

3. 調査結果

3. 1 鋼板巻立てによる鉄筋コンクリート橋脚躯体の補強設計法の検討

実験に用いた供試体は、図-1及び表-1に示すコンクリート柱9体であり、帯鉄筋比や断面形状等の拘束条件が、コンクリートの圧縮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。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載荷方法で行った。

図-2は、応力-ひずみ関係に及ぼす帯鉄筋比の影響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、4年度に検討した円形拘束の場合と同様に、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 E_{ds} の各特性値に反映されることがわかる。

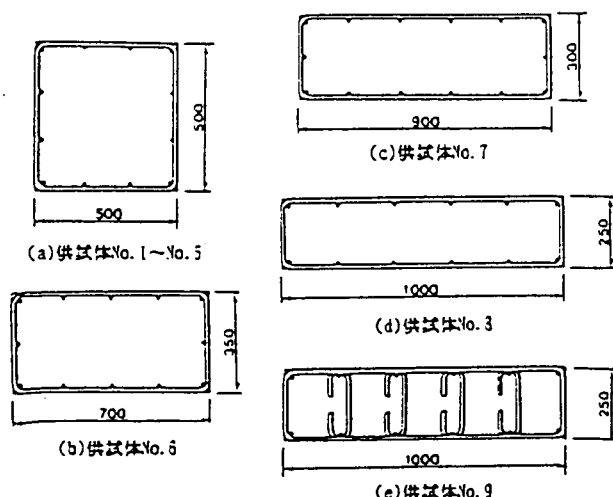


図-1 断面諸元

表-1 実験供試体

	断面形状 (cm)	軸方向鉄筋 (主鉄筋比)	帯鉄筋		
			径	間隔	帯鉄筋比
No. 1	50×50	12-D16 (0.95%)	ブレンコンクリート		0%
2			D13	6.0	1.73%
3			D16	7.5	2.19%
4			D13	4.0	2.60%
5			D16	4.0	4.10%
6	35×70	12-D16 (0.97%)	D13	6.5	1.72%
7	30×90	14-D16 (1.03%)		6.7	1.74%
8	25×100	12-D16 (0.95%)		7.5	1.77%
9					中間帯

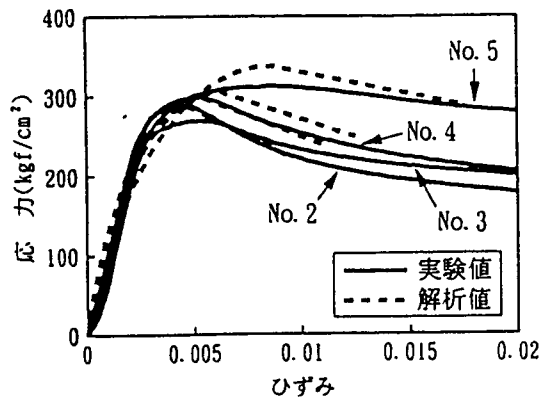


図-2 帯鉄筋比の影響と解析結果との比較

実験結果を基に、矩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、表-2に示すモデルを提案する。各特性値の評価式は、3年度に実施した小型模型による載荷実験の結果も含めて分析し、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推定される応力-ひずみ関係を図-2中に示した。これより、本提案モデルは実験結果をよく推定できることが確認できる。

図-3は、帯鉄筋比をおよそ1.75%で一定として断面形状を正方形から幅広長方形へと変化させた場合の影響を示したものである。これより、等価な帯鉄筋比を有していても、断面が正方形から幅広長方形になるにつれて変形性能が劣ってくることがわかる。そして、縦横比が1/4のNo.8では、変形特性はプレーンコンクリートとほぼ同様となり、拘束効果はもはや期待できないと言える。一方、縦横比が1/4で中間帯を配したNo.9では、変形性能が著しく改善されている。したがって、特に壁式断面の橋脚に対する鋼板巻立て耐震補強では、十分な拘束効果が得られるよう鋼板とコンクリートの定着を適切に確保することが重要と言える。

以上の検討結果を基に、拘束効果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コンクリートの拘束度の評価や帯鉄筋として換算される補強鋼板の設計が可能になるものと考えられる。

3. 2 主鉄筋段落し部の被害解析

図-4は、解析結果を損傷形態判別係数Sと段落し部での曲げ降伏に対する安全率 F_y^T の関係としてまとめたものである。土木研究所がこれまでに提案した耐震判定基準に従えば、段落し部で損傷した鉄筋コンクリート橋脚は、松之恵橋を除いて全て著しい損傷が生じる可能性があり、耐震補強対策が必要と判定された。さらに、昭和55年以降に設計された無被害の鉄筋コンクリート橋脚に対しても幾つか解析を行ったが、いずれも耐震補強が必要とは判定されなかった。実被害と本解析結果から判断して、土木研究所が提案した耐震判定法により、主鉄筋の段落し部で耐震性に劣る鉄筋コンクリート橋脚を精度よく抽出できるものと考えられる。

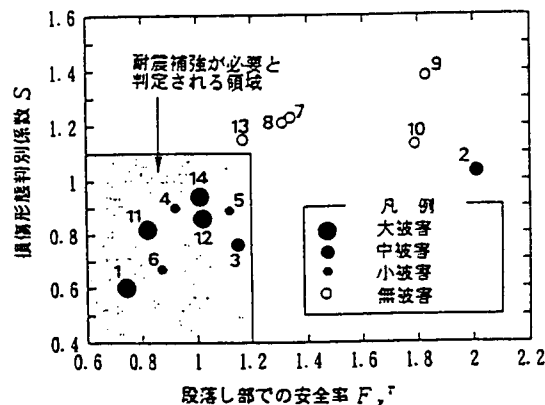


図-4 段落し部の被害解析結果

4. まとめ

鋼板巻立て工法による主鉄筋段落し部の耐震補強設計法を開発するために、本年度は、矩形及び壁式の断面を有する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。また、釧路沖地震及び北海道南西沖地震により段落し部で損傷した鉄筋コンクリート橋脚を対象として被害解析を行い、土木研究所が提案した耐震判定法が適切であることを明らかにした。

表-2 矩形拘束コンクリートの応力-ひずみモデルの提案

応力-ひずみモデル	応力上昇域	$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c,c}} \right)^{n-1} \right\}$
	ただし、 $n = \frac{E_c \epsilon_{c,c}}{E_c \epsilon_{c,c} - f_{c,c}}$	
特性値	最大圧縮応力 $f_{c,c} = f_{c,u} + 0.73 \rho_s f_{s,u}$	
	最大圧縮応力時ひずみ $\epsilon_{c,c} = 0.002 + 0.0135 \frac{\rho_s f_{s,u}}{f_{c,u}}$	
値	下降勾配 $E_{c,d} = \frac{11.2}{\rho_s f_{s,u} / f_{c,u}^2}$	
	E_c : 初期弾性係数, ρ_s : 帯鉄筋比 $f_{s,u}$: 帯鉄筋の降伏強度, $f_{c,u}$: プレーンコンクリート強度	

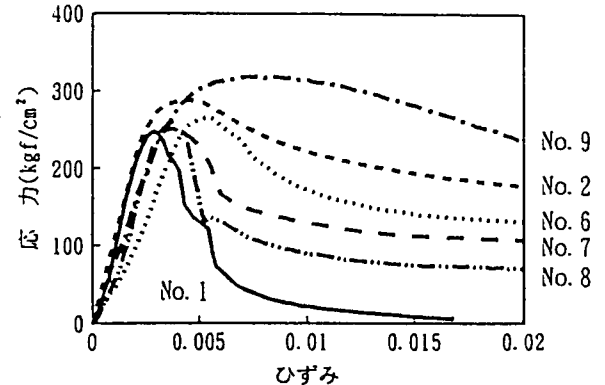


図-3 断面形状の影響

- 解析対象とした橋梁
- 1 依田橋 P1
 - 2 松之恵橋 P3
 - 3 初音橋 P4
 - 4 新多和橋 P2
 - 5 五十石橋 P1
 - 6 阿寒川橋 P1
 - 7 鋼橋 P4
 - 8 鋼橋 P5
 - 9 高台橋 P2
 - 10 鶴見橋 P5
 - 11 釜江橋 P3
 - 12 新知内橋 P3(旧)
 - 13 新知内橋 P2(新)
 - 14 元谷橋 P1

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
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。昨年度までに本調査で開発した道路網の震災復旧過程解析手法を開発し、効率的な復旧戦略の策定手法を検討してきた。

2. 調査内容

平成5年度は、本調査の最終年度にあたり、昨年度までに検討してき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、国道等の主要道路網の震災対策上の道路整備の重要度を検討した。さらに、委員会形式による学識経験者らからのアンケート調査により、将来必要とされる大都市域における道路施設の震災対策手法に関して検討した。

3. 調査方法

3.2 千葉県を対象とした復旧過程の解析

(1) 震災復旧過程解析システムの概要

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。

(2) 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。想定被害箇所としては、震災が広域的、かつ、多発した場合を想定し、橋梁被害50箇所、平地盛土被害50箇所の合計100箇所を設定した。施設の被災程度は、表-1に示すとおりである。被害箇所は、地盤が軟弱な地域に仮想的に配置した。また、震災が多発することによる影響を調査するために、4年度に解析を行った結果（被災箇所が橋梁被害30箇所、平地盛土被害30箇所）と比較した。

解析ケースは次の3ケースとした。

- ①ケース1：基本ケース（被害箇所合計60箇所、復旧資機材は全ての施設の復旧に必要な量以上ある場合）
- ②ケース2：被害箇所を100箇所の場合（図-1、復旧資機材は、全ての施設の復旧に必要な量以上ある場合）
- ③ケース3：ケース2において、国道の耐震化を図り国道の被害が無い場合（ただし、被害箇所は合計100箇所）

3.2 将来の大都市域における道路施設の震災対策

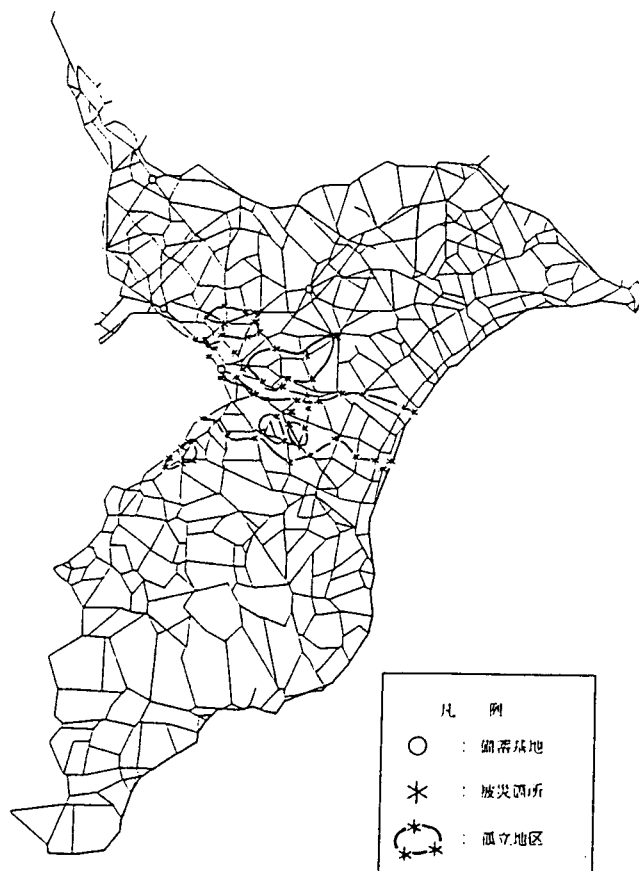
大都市部の道路は、交通機能のみならず、電気・情報・ガス・水道等のライフライン施設の収容

表ー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	2	10
	全壊	3	
中被害	すべり崩壊	10	30
	全体沈下	3	
	背面盛土沈下	2	
小被害	すべり崩壊	10	60
	全体沈下	10	
	背面盛土沈下	10	
合 計	—	50	100

(b) 橋梁被害

被害部位	耐 荷 力	走行性	箇所数	割 合 (%)
	ラ ン ク	ランク		
上部構造	被害特大	走 行 不 能	5	1 0
橋 脚	大被害		1 0	6 0
伸縮装置			1 0	
支 承 部			1 0	
	中被害		1 5	3 0
合 計			5 0	1 0 0



図ー1 道路ネット及び仮想地震被害

や都市型災害に対する防災空間、震災時における避難路・避難空間・救援物資復旧用機材の緊急輸送路として、都市基盤を支える多様な機能を有している。このような背景のもとで、大都市域における道路施設に対して今後考えていくべき震災対策について、現在のみならず将来の都市構造、社会構造、生活形態等の変化とそれに伴う災害の進化等を視野に入れた検討が必要とされる。このため、関連分野の学識経験者で構成する委員会形式によるアンケート調査から将来の震災対策に関して検討した。

4. 解析結果

4. 1 千葉県を対象とした復旧過程の解析

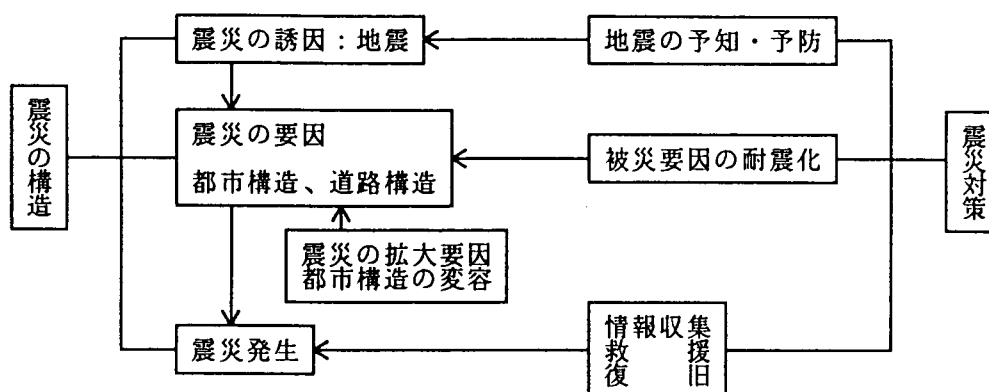
表ー2は、上記3ケースの復旧に要する日数を比較したものである。ケース1とケース2を比較すると、ケース2の方が被害箇所は40箇所多いが、復旧完了日数では2日しか変わらない。これは、被害箇所が100箇所になっても、必要量の備蓄資機材があれば、機材を復旧に対して有効に使用できたためである。ケース3とケース2を比較すると、復旧完了日数、孤立地区解消日数ともにケース2の方が3日短くなっている。また、ケース3とケース1を比較すると、ケース3の方が被害箇所が40箇所も多いにもかかわらず、復旧完了日数および孤立解消日数は逆に1日短くなっている。これは、千葉県を縦断している国道に被害がないため、震災により千葉県の道路網を南北に分断することによる復旧の遅れがなくなるためである。このため、復旧戦略上は、孤立をなくすために国道等の重要幹線道路の耐震化が重要であるかがわかる。

4. 2 将来の大都市域における道路施設の震災対策

学識経験者らのアンケート調査結果に基づき、震災対策の構造を図ー2のように構造化するとともに、各項目に関する震災対策をまとめると表ー3のようになる。

表－2 復旧解消日数に及ぼす被災箇所数の影響及び国道の耐震化の効果

復旧解消日数	ケース1	ケース2	ケース3
復旧完了日数	11日	13日	10日
孤立地区解消日数	8日	10日	7日
各施設の復旧完了延べ日数	294箇所日	620箇所日	450箇所日
国道の被害解消	10日	13日	10日
国道被害の復旧完了延べ日数	89箇所日	218箇所日	164箇所日



図－2 震災の構造と震災対策の分類

表－3 大都市部における震災対策

	震災対策	具体的方策
震災の誘因	地震の予知・予防	①道路のハザードマップの構築・道路状況のデータベース化
		②リアルタイム地震対策 P波検知による即時地震情報システム
震災の要因	都市内道路の被災要因 ①道路本体 ②埋設物（ライフライン） ③路上工作物 ④道路利用者	①道路構造物の耐震化（主に土構造物に対する耐震化対策の必要性）
		②ライフライン施設の耐震化（被災箇所の特定手法）
		③電柱・信号、沿道建築物等の耐震化
	被災要因の変容 ・都市構造、社会生活構造の変化 ・家屋、燃料、交通手段、情報伝達手段、道路構造	④危険物の落下、ブロック塀・自動販売機の倒壊、沿道・路上放置者の火災対策 近年には、大都市に大規模地震が起こった例はなく、都市構造・社会構造の変容を考慮した震災対策が必要
震災	震災直後の発生交通とその規制方法	震災時の発生交通に関する調査事例はなく、今後救援・復旧・情報収集等の発生トリップに関する調査が必要
	被災情報の早期把握	他機関との相互協力 通行車両への情報発信

4.3 まとめ

5年度の検討結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 千葉県を対象とした復旧過程の解析

- ① 震災時の被害箇所数は、復旧完了日数に及ぼす影響は小さい。
- ② 広域的な震災が発生した場合には、資機材の輸送手段の確保が重要であり、このためには、国道等の主要幹線を耐震化することが復旧完了日数の短縮に大きな効果がある。

(2) 将来の大都市域における道路施設の震災対策

- ① 被災要因である都市構造、市民の生活等は過去の震災に比較し大幅に変化してきている。今後、更に変化していく都市構造・社会構造を考慮した震災対策が必要とされる。
- ② 現在の社会生活においては、ライフラインへの依存度は非常に大きい。このため、ライフラインに対する防災対策、復旧方法の開発が必要不可欠である。

5. 本調査による5カ年間の成果

本調査では、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の開発を目的とし、平成元年度から平成5年度に至る5カ年間に実施した研究項目を表-4に示す。これらの研究から以下の成果が得られた。

1) 震災復旧過程解析手法の開発

本解析手法の内容は、前述の通りであり、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、今後、具体的な道路ネットワークを対象とした備蓄基地の配備方法、復旧戦略の策定方法に活用することができる。

2) 震災復旧上の基本方策

千葉県の国道、県道を対象とした復旧シミュレーション解析によれば、震災復旧を行う場合には、孤立地区の解消を優先させながら復旧するのがよく、孤立地区の解消及び復旧時間の短縮につながる。また、国道等の主要幹線道路の耐震化を図ることにより、復旧時間を大幅に短縮することができる。

表-4 研究項目一覧表

実施年度	研究項目
平成元年度	①道路施設の耐震性向上水準に関して耐震設計の専門家117名のアンケート調査により、各種施設が確保すべき耐震性、重要度に関して調査した。 ②復旧資機材量、復旧日数に関する道路網の復旧過程予測プログラム「RPTN」を開発した。
平成2年度	・解析プログラム「RPTN」により簡単な道路ネットワークを用いて復旧時間を最小にするための復旧順序及び備蓄資機材の配備方法を検討した。
平成3年度	・千葉県の国道及び県道を対象とした復旧シミュレーション解析により、孤立地区を生じさせないための評価基準を検討した。
平成4年度	・千葉県の国道及び県道を対象とした復旧シミュレーション解析により、復旧優先箇所、資機材の活用方法等の効率的な復旧方法を検討した。
平成5年度	①復旧時間に及ぼす被害箇所数の影響、国道の耐震化を図った場合の復旧時間の短縮に及ぼす効果をシミュレーション解析により検討した。 ②学識経験者らのアンケート調査により、将来の震災対策方策を検討した。

[研究成果]

- 1) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史：震災後の道路網の復旧過程を予測する、土木技術資料、Vol. 32、No. 11、平成2年2月
- 2) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史、飯田寛之：震災・復旧情報の表示・分析システムの構成、土木研究所資料、第2899号、平成2年8月
- 3) 川島一彦、杉田秀樹、加納尚史：震災対策が道路網の耐震性に及ぼす影響の研究、(その1)道路網の復旧過程解析システムの開発)、土木研究所資料、第3039号、平成3年11月
- 4) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：道路網の震災復旧過程のシミュレーション解析、第20回日本道路会議、一般論文集、平成5年10月

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、一般調査費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
研究員 中島 燈
佐藤 貴志

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装置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、曲線部や縦断勾配、地盤条件の変化等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装置を用いて、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

超多径間連続橋が曲線を有する場合には、一般的にその曲線がきつくなるにしたがって、免震装置に生じる水平力は橋軸方向の他に橋軸直角方向にも大きく作用する。このため、このような場合には橋軸直角方向に作用する水平力を考慮して、免震装置を曲線橋として設計する必要がある。本年度は、超多径間連続橋において同時に2方向変位を受ける免震装置の設計法について検討した。解析の対象とした橋は、図-1に示す橋長1.56km、曲線半径300mを有する24径間連続S字橋である。免震装置は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)とした。

この橋をモデルとして、免震装置の等価剛性を100~10000 t/mまで変化させて、橋の応答値から超多径間連続橋に用いる最適な等価剛性を導いた。さらに、橋のモデルを直線橋とした場合との比較を行い、その違いを明らかにするとともに、応答スペクトル法による地震時応答解析の照査を行った。

4. 調査結果

免震装置の最適な等価剛性を設定するためには、橋に対する免震設計の目標を定める必要がある。ここでは、免震設計の目標を以下のように定めた。

- ① 橋脚断面は常時の温度変化ではなく、地震荷重(震度法レベル)により決定する。
- ② 橋の1次固有周期を地震時保有水平耐力度法レベルで2.0秒以下とする。
- ③ 橋の桁端部変位を常時の温度変化によるものと地震荷重(震度法レベル)とによるものを同程度にする。

まず、①の条件を検討するために、免震装置の等価剛性を変化させた場合の各橋脚に生じる断面力を算出した。図-2には、これらのうち常時の温度変化による橋脚天端のせん断力と橋脚基部の曲げ応力度が最も大きい橋脚の値を示した。これらからわかるとおり、橋脚断面は等価剛性を変化させても温度荷重では決まらず、常に地震荷重で決定される。

次に、②及び③の条件を検討するために、図-3、図-4に示すのとおり、端部橋脚における固有周期及び支承の相対変位を算出した。これらによると、2つの条件を満たす等価剛性は、およそ1000~3000 t/mであることがわかった。

以上の結果を橋のモデルを直線橋とした場合と比較した。直線橋とした場合には、②及び③の条件からは曲線橋とほぼ同様の結果が得られた。しかし、①の条件からは、図-5に示すように端部橋脚において等価剛性が高い場合には、常時の温度変化による断面力の方が大きくなることがわかった。この違いは、温度変化による水平力が直線橋の場合には橋軸方向に集中するが、曲線橋の場合には2方向に分散されるためである。以上の条件から直線橋とした場合の免震装置の等価剛性は、曲線橋の場合より低くなることがわかる。

免震装置を曲線橋として設計した場合には、直線橋として設計した場合に比べて、特に免震装置や下部構造の設計結果と地震時応答解析の結果とがよく一致することがわかった。このため、きつい曲線を有する超多径間連続橋では常時の温度変化による水平力が分散されるため、免震装置の設計においても曲線橋としての特性を考慮することが重要であることが明らかとなった。

5. まとめ

本調査では、曲線を有する超多径間連続橋において同時に2方向変位を受けることを考慮した免震

装置の設計法について検討した。この結果、曲率半径が300mと小さい場合には、免震装置を簡易的に直線橋として設計するのではなく、曲線橋としての特性を考慮して設計することにより、免震装置の特性を十分に生かす設計が可能であることが明らかとなった。今後は、超多径間連続橋における免震装置の疲労特性等について検討を進める必要がある。

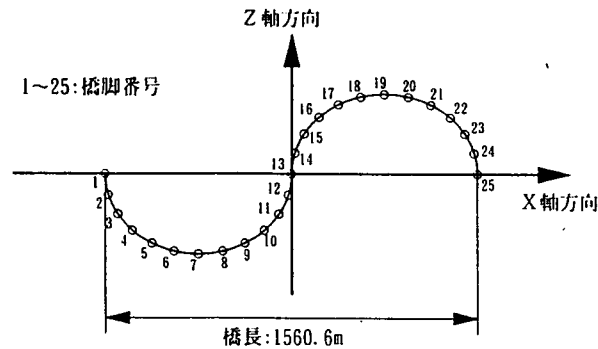


図 - 1 解析対象の超多径間連続曲線橋の平面図

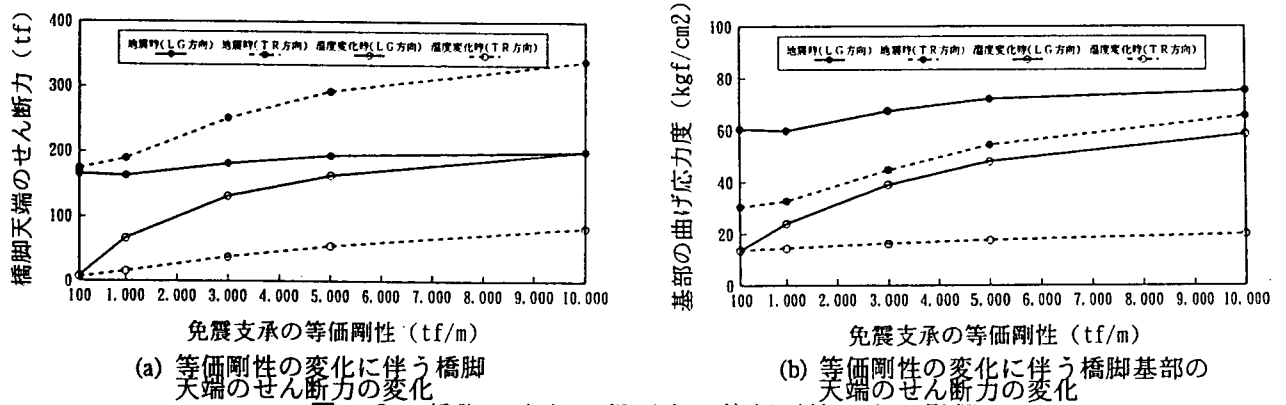


図 - 2 橋脚に生じる断面力の等価剛性による影響

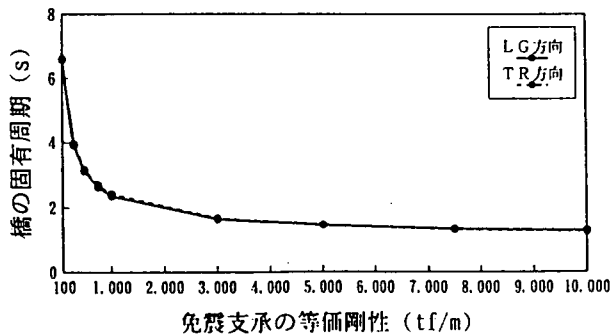


図 - 3 端部橋脚における固有周期の等価剛性による影響

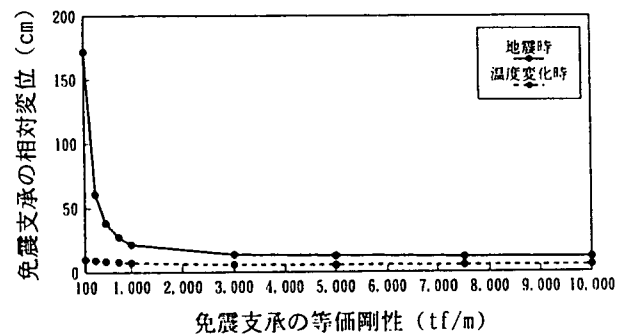
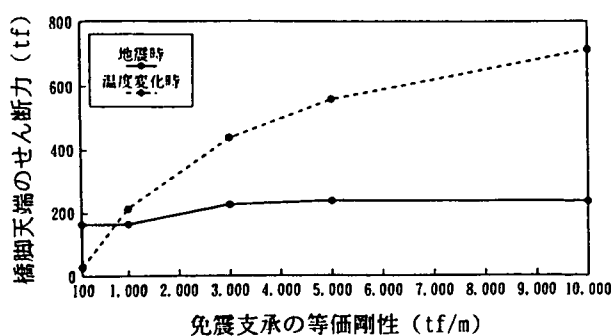
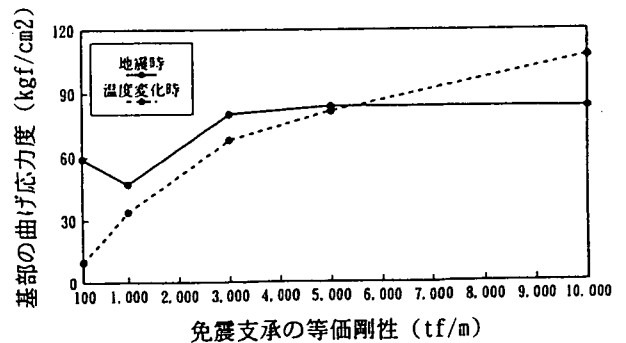


図 - 4 端部橋脚における支承の相対変位の等価剛性による影響



(a) 等価剛性の変化に伴う橋脚天端のせん断力の変化(直線橋)



(b) 等価剛性の変化に伴う橋脚基部のコンクリートの曲げ応力度の変化(直線橋)

図 - 5 直線橋とした場合の橋脚に生じる断面力の等価剛性による影響

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
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。

この中でも都市部の高架橋では、用地条件等の制約条件から逆L字形のRC橋脚が採用されている例が多い。このような橋脚には常時偏心曲げが作用しており、大地震時に橋脚が非線形域に入ると偏心曲げが作用している方向にのみ損傷が進展し、大きな残留変位が生じることがこれまでに実施した模型橋脚の振動台実験から明らかになっており、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

4年度までに実施した模型橋脚の振動台実験及び動的載荷実験から、偏心曲げを受けるRC橋脚では、地震後の残留変位に対する耐震設計上の配慮が重要な課題であることが明らかとなってきた。このため、5年度は、常時偏心曲げを受けるRC橋脚の残留変位の推定法を開発することを目的として偏心曲げを受けるRC橋脚の非線形地震応答解析プログラムを開発するとともに、RC橋脚の地震応答に及ぼす偏心曲げの大きさの影響を検討した。

3. 調査結果

(1) 解析手法

常時偏心曲げを受けるRC橋脚を図-1に示すような1自由度系にモデル化する。この系の運動方程式は次式のように表すことができる。

$$M(\ddot{X} + \ddot{Z}) + C\dot{X} + F^s = Mg(X + e)/h \quad (1)$$

ここで、 $M (= W/g)$: 質量、 W : 重量、 C : 減衰係数、 F^s : 非線形特性を有する橋脚の復元力(図-2)、 X : 変位、 Z : 地動変位、 e : 上部構造重量の初期偏心量、 h : 質点の高さ、 g : 重力加速度、である。式(1)の右辺は、上部構造重量の偏心により生じる曲げモーメントである。橋脚の復元力特性としては、本解析では正負方向で非対称性を考慮可能なトリリニア型でモデル化した。式(1)は、非線形運動方程式であるので積分に際してはニューマーク法により解く。

(2) 解析対象橋及び解析ケース

解析対象としたのは、中程度の偏心曲げを受ける橋脚とし、図-3に示す橋脚高さ10.2m、桁高1.5mの実橋脚とした。橋脚断面は、2.4m×1.9mを有する矩形断面であり、主鉄筋としては、常時の偏心曲げにより圧縮側となる面ではD32×23本(1段)、引張側となる面ではD32×55本(2.4段)、側方筋としてはD32×14本(1段)がそれぞれ配筋されている。常時の偏心曲げの作用により断面内の配筋が異なるため、橋脚の荷重～変位の関係は、図-4に示す通り非対称となる。

橋脚の非線形応答に及ぼす偏心曲げの大きさの影響を検討するために、偏心曲げの大きさを解析対象橋脚の1/3(ケース1)、2/3(ケース2)、及び3/3(ケース3：原橋脚)に変化させた3ケースについて解析を行った。なお、本来は偏心曲げの大きさが変化すると配筋も変わることになるが、ここでは骨格曲線として図-4に示したものを共通して用いた。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レベルの応答スペクトル(Ⅱ種地盤)に適合するように周波数領域で振幅調整した波形を用いた。最大加速度は443cm/s²である。

(3) 解析結果

図-5は、3ケースについての橋脚天端の水平変位の時刻歴を示したものである。これによれば、偏心曲げが1/3の場合には、橋脚は偏心曲げによる初期変位を原点として振動していることがわかる。なお、橋脚は降伏を越えて非線形域に入っておらず、残留変位は生じない。次に、偏心曲げが2/3になると、橋脚は時刻約13秒において偏心曲げが作用している方向に大きく非線形域に入り、新たに移行した原点を中心として振動していることがわかる。地震後の残留変位量は約3cmである。さらに、偏心曲げが3/3(原橋脚)に大きくすると、振動特性は偏心曲げが2/3の場合とほぼ同様であるが、最終的な残留変位は約7cmに大きくなる。

表-1は、上記3ケースの最大応答値をまとめたものである。最大応答変位は、偏心曲げが作用してい

る方向で発生し、その値は偏心曲げが1/3の場合に比較すると、偏心曲げが2/3の場合には1.16に、偏心曲げが3/3の場合には1.57倍に大きくなる。

4. まとめ及び今後の検討

本解析手法により、偏心曲げが作用しているRC橋脚が非線形域に入ると、偏心曲げの作用する方向にのみ変形が進展し、残留変位が生じることが解析できた。残留変位の大きさは、偏心曲げの大きさに大きく依存し、偏心曲げが大きくなるほど大きくなる。本解析では、偏心曲げが1/3の場合には残留変位はほとんど生じないが、2/3の場合には3cm、3/3の場合には7cmとなる。

今後、残留変位の推定手法及び地震時保有水平耐力の照査法を検討する。

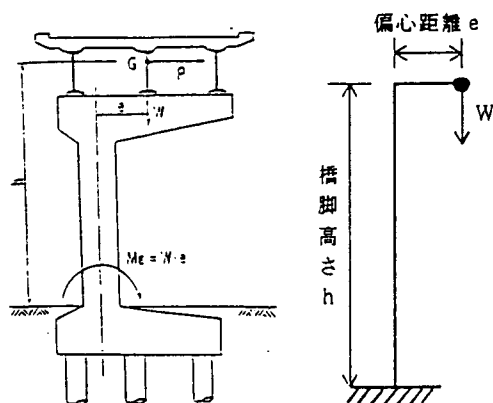


図-1 偏心曲げを受けるRC橋脚のモデル化

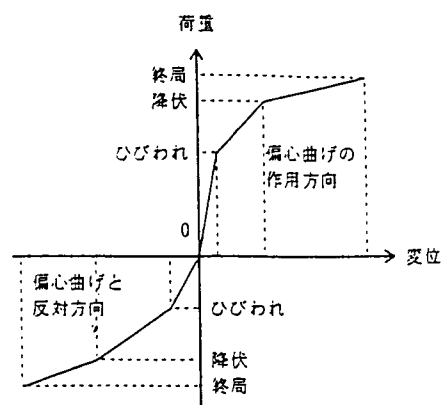


図-2 非対称骨格曲線

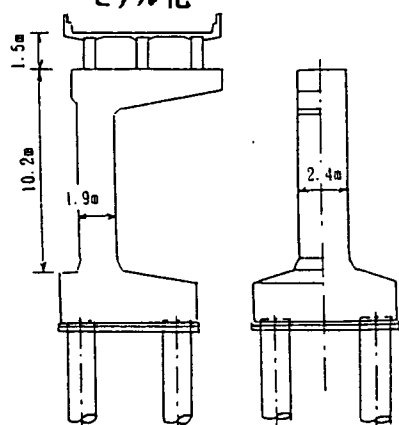


図-3 解析対象橋脚

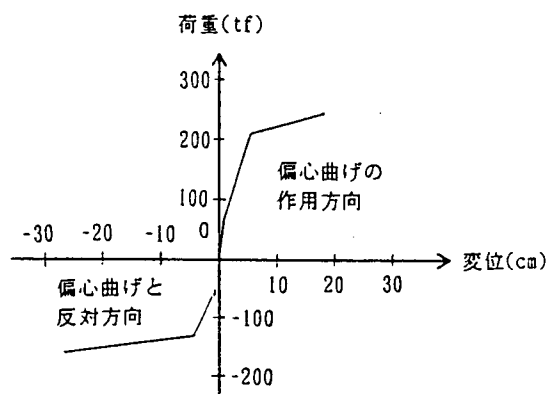


図-4 解析対象橋の骨格曲線

表-1 解析結果(最大応答値)

解析ケース			加速度 (m/s^2)	変位 (cm)
1	偏心の 曲げき さ	1/3	5.64	7.04
2		2/3	5.04	8.20
3		3/3	4.77	11.07

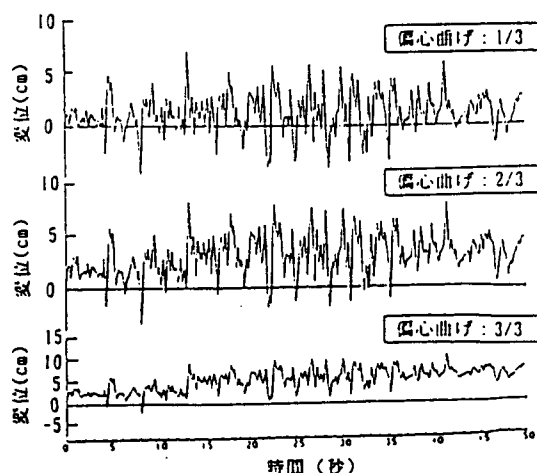


図-5 時刻歴応答波形

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
研究員 中島 燈
佐藤 貴志

1. まえがき

都市や沿岸部における橋脚は、用地等の設計条件の制約から橋脚の断面を絞り、桁下高を高くする傾向にある。鋼製橋脚はこのような条件に適しており、近年その採用が増加している。しかし、鋼製橋脚は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

鋼製橋脚が有する最大耐力やじん性は、断面形状、縦方向補剛材の剛比等の影響を受けやすいことが、昨年度までの検討により明らかとなっている。本年度は、新たな構造条件として補剛板及び縦方向補剛材の幅厚比の変化が鋼製橋脚の耐力及び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。さらに、鋼製橋脚が有する最大耐力点について、現在までに実施された動的載荷実験のデータを基に検討した。載荷実験の模型供試体は、昨年度までの検討に用いた標準供試体をベースとして、補剛板及び縦方向補剛材の幅厚比を道路橋示方書に示されている鋼板の極限応力度が降伏点と同程度($\sigma_{cr}/\sigma_y=1.0$)に達するまで低下させた供試体を用いた。ここに、この供試体と標準供試体の主要諸元を表-1に示す。

3. 調査結果

載荷実験から求められた荷重～変位の骨格曲線を図-1に示す。また、供試体の耐力及び変形性能を表-2に示す。これらから、以下の点が指摘される。

a) 補剛板及び縦方向補剛材の幅厚比を60%程度低下させた場合には、最大耐力は約50%増加する。これは、降伏耐力が約45%増加することからもわかる通り、幅厚比を低下させることにより補剛板及び縦方向補剛材の厚さが厚くなるため、供試体全体の剛性が増すためである。さらに、じん性率は2倍程度増加する。これは、標準供試体の最大耐力が降伏変位の約2倍で発生するのに対して、幅厚比を低下させた場合にはその発生が降伏変位の約4倍まで長びくためである。このことにより、幅厚比を低下させることは、最大耐力を増加させるとともに、鋼製橋脚のじん性を向上させるために必要とされる最大耐力の発生を遅らせる効果がある。

b) 荷重～変位の骨格曲線における最大耐力以降の3次勾配は、幅厚比を低下させた供試体の方が若干緩やかであるが、ほぼ同程度の勾配である。これは、両供試体が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が縦方向補剛材を節とする局部座屈を示し、その後補剛板の溶接部が破断するといった同じ破壊形状を示すためである。このことにより、他の構造条件が変化しても縦方向補剛材の剛比が同じであれば橋脚の破壊形状は同じモードを示し、最大耐力以降の耐力も同じ勾配で低下する。

次に、現在までに実施された動的載荷実験のデータを整理するとともに、鋼製橋脚における最大耐力とその時点の橋脚頭部での変位について検討した結果を示す。図-2は、実験により得られた最大耐力と橋脚基部の断面における降伏状態が縦方向補剛材の先端まで達する段階の荷重の計算値を示したものである。また、図-3は、各供試体の最大耐力時における橋脚基部のひずみが降伏ひずみに対してどの程度であるのかを示したものである。これらから、実験により得られる荷重～変位の骨格曲線における最大耐力点を以下のように推定することができる。

1) 橋脚が有する最大耐力は、橋脚基部の断面が縦方向補剛材の先端まで降伏した状態の耐力の約1.3倍となる。

2) 中詰めコンクリートを有する供試体を除くと、最大耐力時に生じる橋脚頭部での変位(δ_{max})は、橋脚基部のフランジ面のひずみを降伏ひずみの約7倍の状態にした変位に相当する。また、今年度の供試体は、約36倍となったが、降伏点以降の歪硬化を考慮して解析を行うと橋脚基部のフランジ面のひずみを降伏ひずみの約10倍の状態にした変位となる。

4. まとめ及び今後の課題

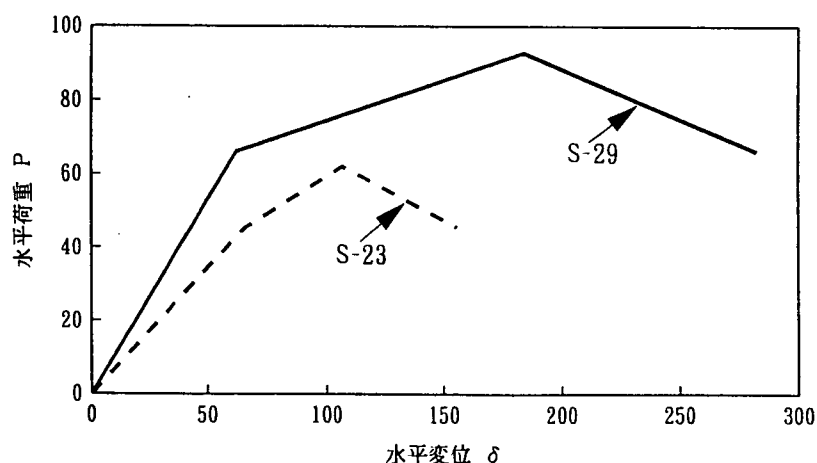
鋼製橋脚において補剛板及び縦方向補剛材の幅厚比を低下させることは、最大耐力の発生を遅らせる効果がある橋脚のじん性を向上させるために有効であることが明らかにされた。また、今までに実施された実験データの解析により、鋼製橋脚が有する最大耐力が計算により推定できることが明らかにされた。今後は、荷重～変位の骨格曲線における最大耐力以降の3次勾配の推定方法等について検討するとともに、大地震に対する耐震性の判定手法にを確立する必要がある。

表－1 供試体の主要諸元

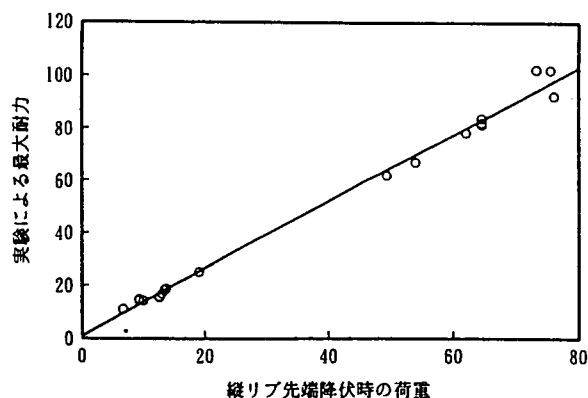
供 試 体		S-23	S-29
断面 $b \times (b + 2t)$	(mm)	800 × 816	800 × 822
補剛板の板厚 t	(mm)	8	11
縦方向補剛材断面	(mm)	6 × 64	11 × 75
横方向補剛材	板 厚 (mm)	4.5	11
	間 隔 (mm)	350	350
縦方向補剛材剛比と必要剛比との比		4.09	4.14
フランジの幅厚比		0.60	0.42
縦方向補剛材の幅厚比		0.79	0.48

表－2 供試体の耐力及び変形性能

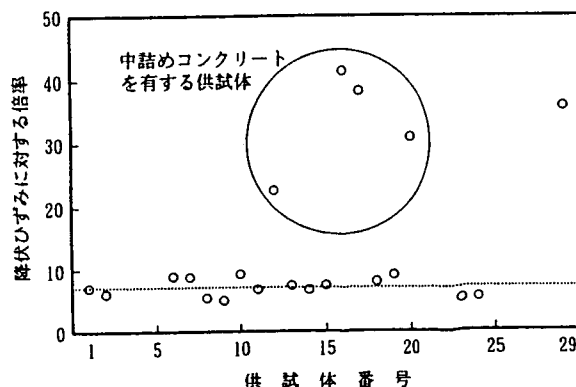
供 試 体	S-23	S-29
降伏荷重 P_y	(tf) 45.6	66.1
最大耐力 P_{max}	(tf) 62.0	92.8
降伏変位 δ_y	(mm) 66.0	62.3
最大耐力時変位 δ_{max}	106.6	183.9
終局変位 δ_u	(mm) 155.3	294.4
じん性率	2.35	4.73



図－1 実験により得られた荷重～変位の骨格曲線



図－2 縦方向補剛材の先端が降伏する時点の荷重と最大耐力との関係



図－3 最大耐力時にフランジ基部に生じるひずみの降伏ひずみに対する倍率

9. 道路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 星隈 順一

長屋 和宏

1. まえがき

将来の海峡横断計画の中には、橋梁案と並んでトンネル案も検討されている。これまで、道路用の地中構造物の耐震性の検討は、沈埋トンネルやシールドトンネル（東京湾横断道路）を対象に行われてきたが、東京湾口や伊勢湾口のように巨大地震の断層の真上やすぐ縁に位置するトンネルでは、従来よりもさらに厳しい地震条件に耐え得るような耐震技術が求められている。そこで、本研究では、地震力の低減が期待される免震トンネルの技術開発に重点をおき、新たな観点から道路トンネルの耐震性の向上を目指すものである。

2. 研究目的

本研究は、耐震設計条件の厳しい地点に建設されるシールドトンネルの耐震性を向上させる技術として免震工法を取り上げ、その免震設計法を開発することを目的とする。

3. 研究方法

本年度は、本研究の初年度に当たり、まず免震トンネルに適用可能な工法及び免震材について、施工性、機能性、経済性等の観点からフィジビリティスタディを行った。そして、地盤剛性の急変点を有する箇所にも免震トンネルを適用した場合に得られる地震力の低減効果を、応答変位法により解析した。

4. 研究結果

4.1 免震工法の検討

シールドトンネルの免震工法を施工性等の観点から調査した結果、シールド掘削技術等いくつかの免震に固有な技術開発を行えば、以下に示すような工法が適用可能であることが明らかになった。

- ①免震区間で余堀厚を従来よりも大きく確保し、シールド施工と同時に免震材を裏込め注入していく方法（図-1）
- ②RCセグメントとスチールセグメントのセグメント厚の差を活用して免震層を確保する方法（図-2）
- ③袋注入式セグメントを用い、シールド推進後、注入袋に免震材を注入する方法（図-3）
- ④セグメントに予め免震材を取り付けておく方法（図-4）

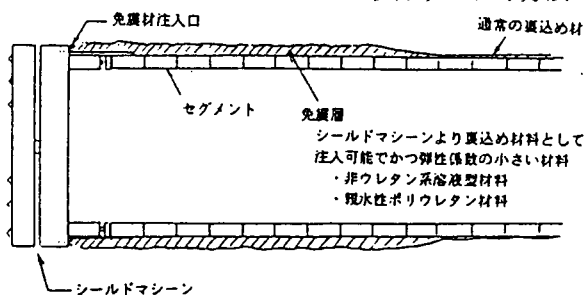


図-1 余堀を活用した免震工法

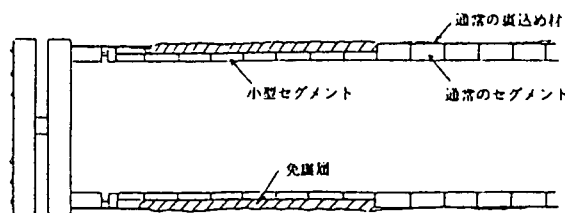


図-2 セグメントの段差を活用した免震工法

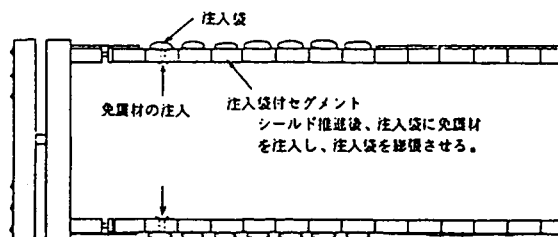


図-3 注入袋付きセグメントによる免震工法

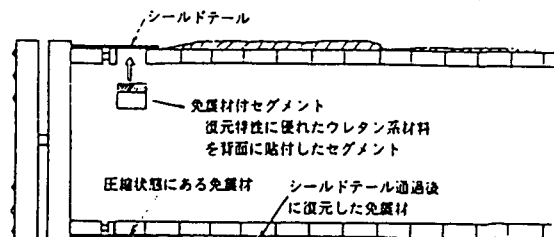


図-4 免震材付きセグメントによる免震工法

4.2 免震材の検討

本免震工法では、免震材の施工は、シールドトンネル掘削と同時にされる。したがって、免震材としては、弾性係数が小さいことと同時に、シールドトンネルの裏込め材料として圧送可能な材料であることが求められる。こうした観点も含めて、免震材として適用可能な材料を調査した結果、従来管路等の止水材として用いられている材料が抽出された。そこで、現在止水材として利用されている幾つかの材料を取り上げ、その経済性や耐久性等の特性について評価した結果が表-1である。これより総合的に判断すると、非ウレタン系溶液型の止水材が、最も免震材としてふさわしい材料であることがわかる。

表-1 適用可能な免震材

種別	瞬結無機材	非ウレタン系溶液型止水材	親水性ポリウレタン止水材	ウレタン樹脂(衝撃吸収材)
タイプ	2液	2液	1液	2液
用途	地盤強度増強止水	小口径下水管補修	シールド坑内止水 小口径下水管補修	スポーツ用具や精密機器の防振
強度(kgf/cm ²)	0.3	0.5	1.5	0.09~4.8
経済性	◎	○	△	×
経年体積変化	×	○	○	○
長期耐久性	○	○	△	○
総合評価	△	◎	△	△

4.3 免震トンネルの耐震解析

解析対象としたシールドトンネル

ルは、直径が5.1m(セグメント厚22.5cm、二次覆工厚20cm)であり、地盤条件は図-5に示す通りである。解析対象区間には、耐震設計上注意が必要な地盤剛性の急変点がある。耐震解析には応答変位法を適用し、免震層と地盤のばね定数比を1.0(非免震)、0.1、0.01、0.001とパラメトリックに変化させて解析を行った。なお、免震層は、地盤条件の変化点をはさむ100mの区間に設定した。

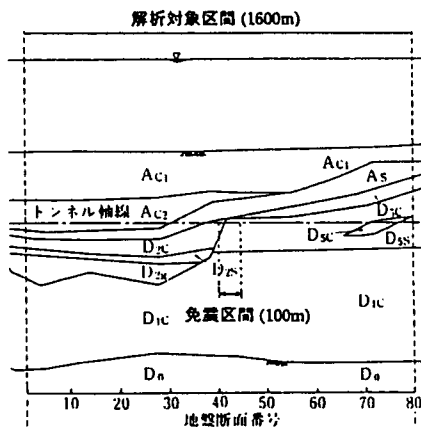


図-5 解析対象とした地盤条件

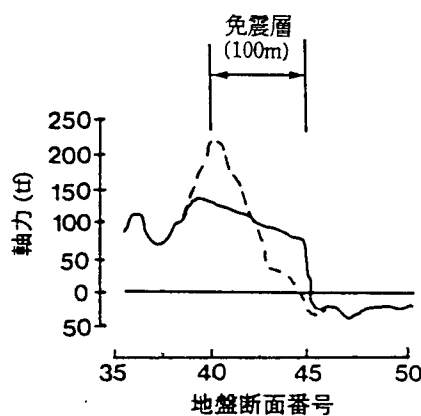


図-6 発生軸力分布

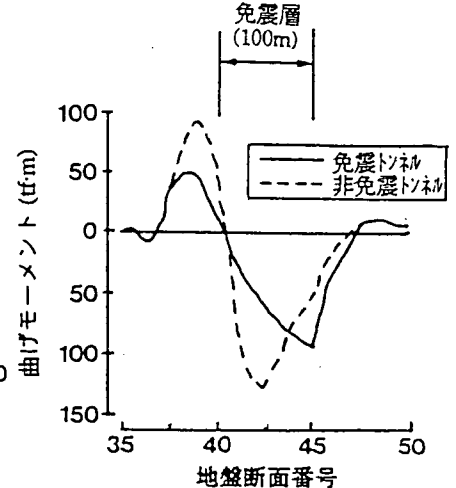


図-7 発生曲げモーメント分布

図-6及び7は、ばね定数比が0.01とした時にトンネル本体に生じる軸力及び曲げモーメントの分布を示したものである。免震層を設定することにより、地盤剛性の急変点で局所的に生じる断面力を効果的に低減できることがわかる。図-8は、ばね定数比と最大断面力の低減効率の関係を示したものである。これより、本解析条件下では、免震トンネルを採用することにより、地盤条件の急変点に生じる断面力が、軸力で約60%、曲げモーメントで約75%低減できることがわかる。ただし、ばね定数比が0.001の場合の曲げモーメントの低減効率は、ばね定数比が0.01の場合よりも悪くなっている。これは、ばね定数比をあまりに小さく設定すると、最大断面力の発生位置が地盤条件の急変点から免震層と洪積層の境界点へと移行するためであり、免震効果を最大限に発揮させるためには、ばね定数比(免震層厚)を適切に設定することが重要と言える。

5. まとめ

シールドトンネルの免震工法に適用可能な施工法及び免震材について調査を行い、免震に固有な技術開発を行えば、免震トンネルの建設が十分実現可能であることを明らかにした。また、免震トンネルの耐震性を応答変位法によりケーススタディ的に検討した結果、免震層を適切に設定すれば、地震時に生じる断面力を効果的に低減できることを確認した。

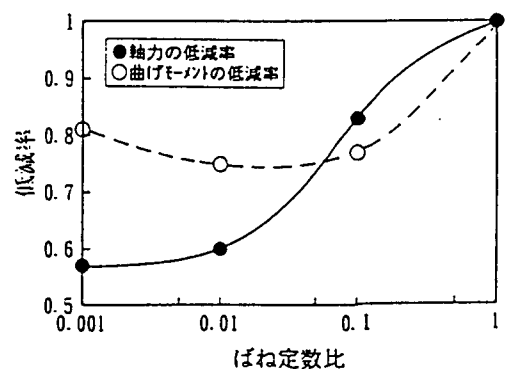


図-8 地震力の低減率

10. 長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、特定調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

海峡横断構想の中には、将来の関東地震や遠州灘沖地震というプレートバウンダリーに発生する巨大な地震断層の真上、もしくは、縁に、中央支間長が2,000mを超えるような長大橋梁を建設することが必要とされる場合もある。このため、従来の本州四国連絡橋の技術とは異なり、大規模かつ近距離地震を考慮した超長大橋梁の耐震設計法の開発が必要とされている。さらに、海峡横断橋梁では、水深100mを超えるような大水深下に大規模な基礎の建設が必要とされる場合もあり、従来のような剛体基礎の延長線上にはない新しい基礎形式の採用を検討することが必要とされている。

2. 調査目的

本調査では、大規模かつ近距離地震を考慮した長大橋梁の合理的な耐震設計法の開発を図ることを目的とする。

3. 調査内容

5年度は、本調査の初年度であり、以下の項目に関して検討した。

1) 新形式基礎の実績調査と橋梁への適用性

石油掘削の海洋プラットフォーム等の諸外国で使われている新形式基礎の使用実績を調査するとともに、橋梁への適用性を検討した。また、これらの耐震設計法を調査した。

2) 長大橋梁の耐震設計上の課題

大規模地震を考慮しなければならないことにより、従来とは異なって新たに問題となる耐震上の課題を検討した。

4. 調査結果

(1) 新形式基礎の実績調査

実績調査では、ジャケット型プラットフォーム21例（水深150m以上）、コンクリート製プラットフォーム17例（水深100m以上）を収集した。これまで設置されたジャケット型の最大水深は411m（メキシコ湾、シェル石油）、コンクリート製プラットフォームでは251m（北海、シェル石油）である。

図-1は、海洋プラットフォームの構造型式の分類を示したものである。大きく固定式と移動式に分類されるが、海峡横断部の橋梁基礎は海流等の環境条件の厳しい場所に設置されるのが一般的であるため、橋梁基礎としては固定式の方がより現実的と考えられる。

このうち、ジャケット型は、従来の剛体基礎構造よりも大幅に基礎を軽量化できるというメリットを有する。しかしながら、橋梁基礎のように大きな上部構造重量を支えるためには、従来の石油掘削用のプラットフォーム構造よりもそのジャケットサイズを大きくする必要がある。また、柔構造となるため、外力を受けた際の変形量に対する配慮が必要とされる。

重力型は、外力に対して自重で抵抗するという考え方は、現状の設置ケーソン型の橋梁基礎と同様であるが、基礎の安定に対して有利な形状にするとともに、自重の軽量化を図った合理的な形状とする検討が必要とされる。

また、ガイドタワー型及びテンションレグ型については、水平方向に柔な構造であるため、地震力等に対しては有利な構造となるが、潮力等の外力に対しては変形が大きくなりすぎ、従来の斜張橋や吊橋の基礎としては有利

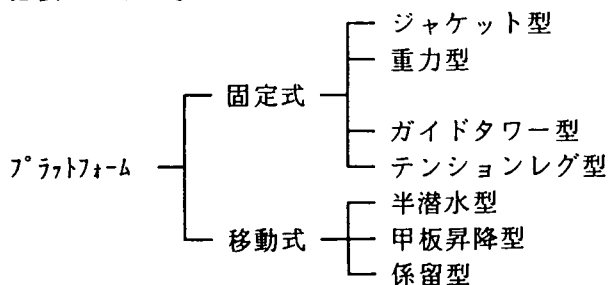


図-1 海洋プラットフォームの構造分類

とはならないが、浮橋や水中トンネルのアンカーとしての適用が有望と考えられる。

(2) 耐震設計法

表-1は、固定式プラットフォームを設計する際に準拠する基準のうち、海外の代表的な2つの基準の耐震設計法について示したものである。耐震設計法の考え方は、従来の橋梁基礎に対するものと大きく違わないが、これまで施工された海洋プラットフォームの大部分は、地震海域に設置されていないため、波浪条件が設計上支配的な荷重となっている。

5. 今後の課題

今後の検討課題をまとめると、以下の通りである。

(1) 下部構造の耐震設計法

① 近距離・大規模地震を考慮した基礎の動的安定照査法

近距離・大規模地震が発生した場合には、橋梁基礎に生じる応答加速度は従来よりも大幅に大きくなることが予想される。このため、基礎の滑動や支持力等の安定については、従来の静的な方法では精度よく照査することは難しく、基礎の振動特性を考慮した動的な安定照査法を検討する必要がある。

② 新形式基礎の耐震設計法

経済性を追求しつつ、大水深にも適用可能な基礎構造としてタワー方式等の基礎が考えられる。このため、このような基礎の動的安定照査法及び大地震に耐えられる構造を検討する必要がある。

(2) 上部構造の耐震設計法

① 上部構造の高減衰化

従来、長大橋梁の上部構造は長周期構造物であるため、設計上の支配的な外力としては地震力よりも風力となる。しかしながら、長大吊橋の耐震設計上重要なパラメータである減衰定数は、従来の長大吊橋で行われた実験結果によれば、一般に動的解析で用いられる0.02よりも大幅に小さい場合が多い。このため、上部構造についても設計上地震力が支配的となる場合も生じるため、上部構造部分の高減衰化を図るための方法を検討する必要がある。

② 新形式吊橋（多径間吊橋）の耐震設計法

架橋地点によっては、従来の3径間吊橋ではなく、4径間吊橋等の新形式吊橋の方が合理的となる場合もある。多径間吊橋では、中間主塔の剛性が従来よりも大きくしないと地震時の桁の変位が大きくなる振動特性を有する。このため、このような新形式吊橋の耐震設計法を検討する必要がある。

表-1 海洋プラットフォームの主要な耐震設計法

基 準	適用範囲	考慮する荷重	地震に対する取り扱い	耐震計算法等
1. DnV (英国)	固定式海洋構造物 (有人構造物対象)	永久荷重、活荷重、変形荷重 (温度、クリープ、不等沈下 等)、環境荷重(風、波、潮 流、温度、地震等)、事故荷 重	・極限状態の照査における再現 期間は100年 ・その他は適当なリスク解析に より適宜決定	a)応答スペクトル法による地震応答解析 ・地盤振動の3方向成分を考慮 ・水平主軸方向:100%、主軸直角方向:最低67% 鉛直方向:最低50%を考慮 b)時刻歴解析法による地震応答解析 ・代表的な地盤挙動の時刻歴を考慮 ・非弾性領域の応答解析に適用 ・固有周期の長い大水深のジャケットに適用
2. API (米国)	固定式海洋プラット フォーム (海洋資源掘削、開 発、貯蔵)	死荷重、活荷重、環境荷重(再 現期間100年の波、風、潮 流、地震、雪、氷荷重等)、 施工時荷重、移設荷重、動的 荷重、事故荷重	・強度レベル 耐用年数から判断して妥当な 地震に対して損傷しない ・ダクティリティレベル 耐用年数内で発生することが 希(例えば、再現期間200年) で多少の損傷が生じても決定的 な破壊は生じない	a)応答スペクトル法 ・6段階に分類された地震のリスクマップと3種類 の地盤に対応したスペクトルを設定し、エリア毎 の応答値を設定 ・地盤振動の3方向成分を考慮し、水平2方向は得 られた加速度をそのまま適用し、鉛直方向は1.2 を考慮 b)時刻歴解析法 ・非弾性挙動に対する解析
3. ACI (米国)	海洋環境下の固定式 RC/PC構造物 (核橋、防波堤、船 舶は除く)	死荷重、変形荷重(温度、不 等沈下、クリープ等)、活荷 重、環境荷重(再現期間100 年の波、風、潮流、地震、氷 荷重等)、事故荷重	・設計レベル 耐用年数から判断して妥当な 地震に対して損傷しない ・ダクティリティレベル 耐用年数内で発生することが 希(例えば、再現期間200年) で多少の損傷が生じても決定的 な破壊は生じない	解析方法は動的解析とし、地盤と構造物の相互作用解 析の中で、境界要素法の直接法と間接法が示されてい る。
5. FIP	海洋環境下のRC/ PC構造物 (固定式、移動式、 浮体構造物は含むが、 棧橋、防波堤、船 舶は含まない)	死荷重、上載荷重、環境荷重 (波、潮流、風、氷、地震) 変形荷重(温度、クリープ等)	・使用環境状態 再現期間:1カ月 ・極限環境状態 再現期間:50~100年 ・極めて希な巨大地震 多少の降伏や損傷は発生して もよいが、破壊してはいけない	解析は、応答スペクトル法及び時刻歴法による。

11. 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
向 秀毅

1. まえがき

長大吊橋の上部構造系の耐震設計では、吊桁系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、これを十分に検討しておくことが必要とされる。

本調査は、以上のような観点から、耐震設計上重要な長大吊橋上部構造の減衰特性について検討することを目的として平成4年度から検討を開始したものである。平成5年度までの検討内容は、表-1に示す通りであり、平成4年度以前は剛体基礎の転倒振動特性に関して実験的及び解析的に検討し、従来の偏心率に基づく転倒照査法ではなく回転角に基づく転倒照査法を提案した。また、平成4年度には国内で振動実験が行われた10橋の吊橋の実験結果を整理し、振動実験から見た長大吊橋の振動特性及び減衰特性を検討した。

2. 調査目的

本調査は、長大吊橋の上部構造の減衰定数の推定法及び減衰性能の向上方法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

平成5年度は、昨年度までの検討をさらに発展させて、長大吊橋の上部構造の減衰特性に関して以下の事項を検討した。

(1) 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

既往の長大吊橋の振動実験から得られた減衰定数に最近の実験データを含めて再整理するとともに、大鳴門橋、大島大橋、南備讃瀬戸大橋の3橋を対象に減衰定数の振幅依存性を検討した。

(2) 長大吊橋の地震応答に及ぼす減衰定数の影響

長大吊橋は長周期構造物であるため、上部構造系の設計では一般に地震荷重よりも風荷重が支配的であるが、入力地震動強度が大きく、かつ、上部構造系の減衰定数が著しく小さい場合には部材によっては耐震設計で断面が決まる場合も生じ得る。このため、長大吊橋の地震応答が減衰定数によってどのように変化するかを地震応答解析により検討するとともに、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。

4. 調査結果

4.1 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

(1) 解析対象吊橋

長大吊橋の上部構造の減衰特性を検討するために、既往の長大吊橋の振動実験結果に最近の実験データを含めて再整理した。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長大吊橋11橋である。平成4年度には、このうちの10橋を対象に解析を行ったが、本年度はこれに平成5年に首都高速道路で完成したレインボーブリッジの振動実験結果を加えて再度整理を行った。この中で最も中央支間長が長いのが南備讃瀬戸大橋(本州四国連絡橋)の1,100m、最も短いのは大峰橋(京都府)の120mである。また、大鳴門橋及び南備讃瀬戸大橋は道路鉄道併用橋、レインボーブリッジはダブルデッキの道路橋、その他はシングルデッキの道路橋である。

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あり、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-1は、11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

表-1 現在までの検討経緯と今年度の検討の位置づけ

年 度	検 討 事 項	検 討 成 果
平成 3年度 以 前	剛体基礎転倒照査法の検討	剛地盤上の剛体基礎、弾性地盤上の剛体基礎の転倒振動解析法を開発し、岩盤上に設置される大規模な基礎が容易に転倒することはありませんこと等を明らかにした。
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	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の浮き上がり変位及び回転角が生じるかを解析し、剛体基礎の転倒に対する照査条件を検討した。この結果、荷重の偏心率ではなく回転角を基本とした基礎構造物の転倒照査法を作成するとともに、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の固定橋脚基礎を対象に解析を行い、地震時に許容される回転角を暫定的に提案した 2)既往の長大吊橋で行われた振動実験結果を整理し、振動実験から見た長大吊橋の減衰特性を検討した。この結果、振動実験から得られた減衰定数は0.0014～0.0184の範囲にあるが、ほとんどは0.01以下であり一般に耐震設計で用いられる減衰定数よりも小さいことが明らかになった。吊橋の減衰定数には、大きな振幅依存性があるため、減衰定数の振幅依存性の検討が必要とされる。
平成 5年度	長大吊橋上部構造の減衰特性の検討	(検討目的) 1)既往の長大吊橋の振動実験から得られた減衰定数を再整理するとともに、大鳴門橋、大島大橋、南備讃瀬戸大橋の3橋を対象に減衰定数の振幅依存性を検討した。 2)一般に長大吊橋は長周期構造物であるため地震荷重よりも風荷重が支配的となるが、入力地震動強度が大きく、減衰が小さい場合には風荷重よりも地震荷重が設計上支配的となる場合も生じる可能性がある。このため、長大橋梁の地震応答に及ぼす減衰定数の影響を地震応答解析により検討した。

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非常に高い相関があり、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。

$$\begin{aligned} f_{1^{BV}} &= 30.1 \cdot L^{-0.772} \quad (r=0.978) \\ f_{1^T} &= 246 \cdot L^{-0.970} \quad (r=0.978) \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 $f_{1^{BV}}$ ：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0.0014～0.0446の範囲であるが、ほとんどは0.01以下である。ただし、南備讃瀬戸大橋及び大鳴門橋では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。また、レインボーブリッジでは、ねじり振動に関しては0.006～0.0175程度の減衰定数であるが、曲げ振動に関しては0.0175～0.0446と他の吊橋に比較して大きな減衰定数となっている。レインボーブリッジだけがこのように大きな減衰定数が得られた原因はよくわからないが、鉄道併用橋である大鳴門大橋や南備讃瀬戸大橋の減衰定数も相対的に大きいことから、ダブルデッキ構造を有するレインボーブリッジの減衰定数も相対的に大きくなったものと考えられる。

図-2は、以上11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。

$$h = 0.02/T$$

(2)

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かなり大きい。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(2)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。

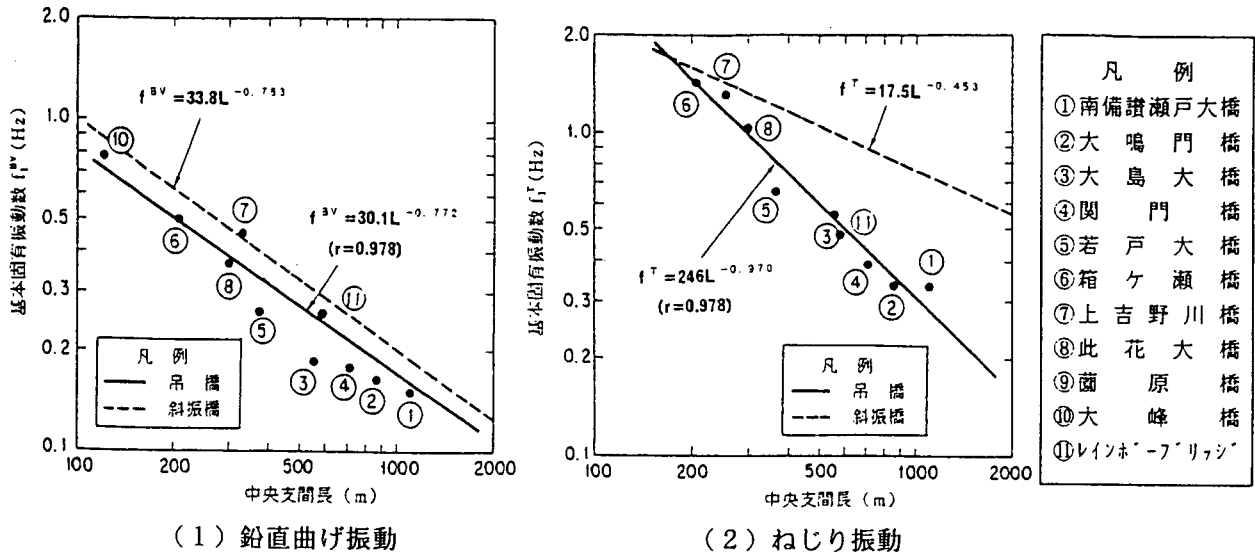


図-1 基本固有振動数と中央支間長の関係

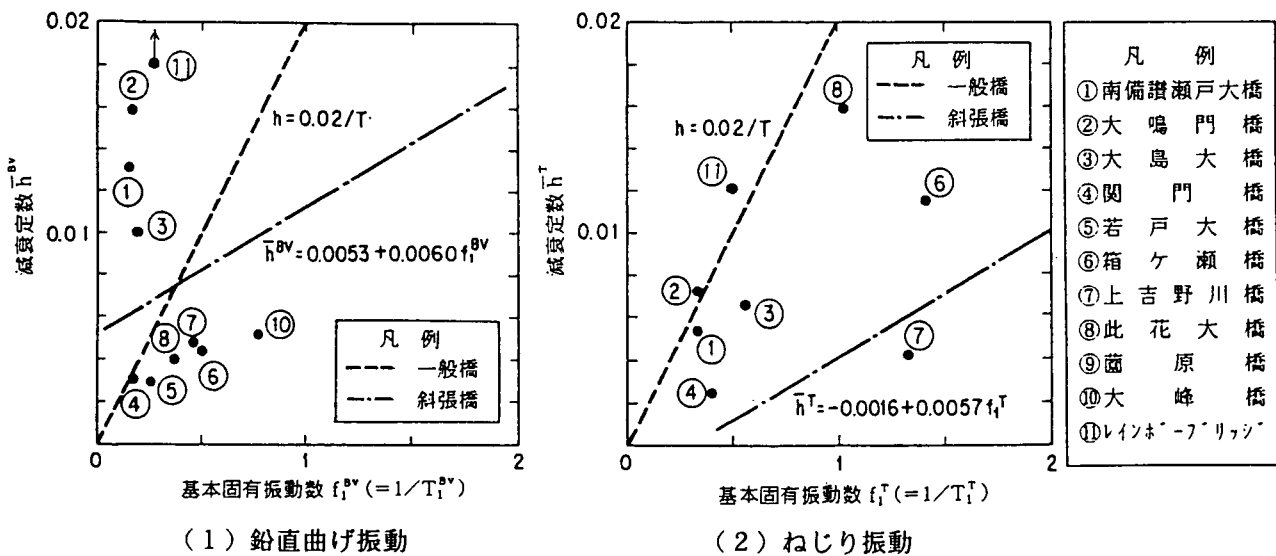


図-2 固有周期と平均減衰定数の関係

(3) 減衰定数の振幅依存性

振動実験では加振振動振幅が小さいため得られた減衰定数も小さく、大地震時等の大振幅時には設計で仮定している程度の大きな減衰定数が得られるであろうと推定されている。しかしながら、このような減衰定数の振幅依存性については実橋で大振幅の振動実験を行うことが困難なこともあり、まだ十分には明らかにされていないのが実状である。このため、大鳴門橋、大島大橋、南備讃瀬戸大橋の3橋で得られた実験データをもとに減衰定数の振幅依存性の特徴を検討した。

まず、各振動モード毎に自由振動実験から次式により減衰定数を求めた。

$$\delta = \frac{1}{n} \log \frac{x_k}{x_{k+2n}} = 2\pi \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \quad (3)$$

ここで、 δ : 対数減衰率、 n : 波数、 h : 減衰定数、 x_k : k 番目の振幅のピーク値、である。一般に

は隣り合う振幅のピーク値 ($n = 1$) から減衰定数を求めるが、実験から得られた波形には多少の乱れが生じているため、 n の値は波形の乱れに応じて 1 ～ 10 程度に変化させた。このようにして、曲げ対称、曲げ逆対称、ねじれ対称、及びねじれ逆対称の各振動モード毎に求めた減衰定数とこれを算出した振幅の関係をプロットした。表-2 は、このようにして整理した 3 橋の減衰定数の振動振幅依存性をまとめたものである。これによれば、3 橋の中で減衰定数の振幅依存性が明確に見られたのは、いずれも鉛直曲げ振動の逆対称モードであり、振幅が大きくなるに従って減衰定数も大きくなる。南備讃瀬戸大橋ではねじり振動の対称モードにもわずかながら振幅依存性が見られた。鉛直曲げの逆対称モードにおける振幅の大きさは他の振動モードよりも必ずしも大きいわけではなく、補剛桁に生じたと考えられるひずみは他の振動モードとは大きく異ならないと推定される。したがって、鉛直曲げの逆対称モードに減衰定数の振幅依存性が見られる原因は、支承部における摩擦やケーブルの振動減衰が影響するものと考えられ、今後詳細に検討する必要がある。

表-2 減衰定数の振幅依存性

振動モード		大鳴門橋		大島大橋		南備讃瀬戸大橋	
		振 幅 依 存 性 の 有 無	最大振幅 (cm) 支間長比	振 幅 依 存 性 の 有 無	最大振幅 (cm) 支間長比	振 幅 依 存 性 の 有 無	最大振幅 (cm) 支間長比
鉛 直 曲 げ	対称 1 次	無	7.0 1/12,343	無	36.7 1/1,526	無	16.4 1/6,707
	逆対称 1 次	有	5.7 1/15,158	有	16.2 1/3,457	有	3.7 1/29,730
ね じ れ	対称 1 次	無	17.6 1/4,909	無	18.0 1/3,111	有	6.9 1/15,942
	逆対称 1 次	無	10.4 1/8,308	無	7.0 1/8,000	無	6.1 1/18,033

注 1) 振幅依存性の有無は、振幅が増加することにより明らかに減衰定数が増加する傾向を有するものとした。

2) 支間長比 = δ (加振点の振動振幅(m)) / L (支間長(m)) とし、桁に生じる相対的なひずみの大きさを示す。

4. 2 長大吊橋の地震応答に及ぼす減衰定数の影響

(1) 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、補剛桁断面等の構造条件は明石海峡大橋と同一であるが、4 径間吊橋であることから側径間の支間長を狭め、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とし、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としては、0、1、2 % の 3 種類を仮定した。一般に耐震設計では 2 % 程度の減衰定数が用いられることが多いが、長大吊橋になるほど柔構造になること、及び前述の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、耐風設計において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。

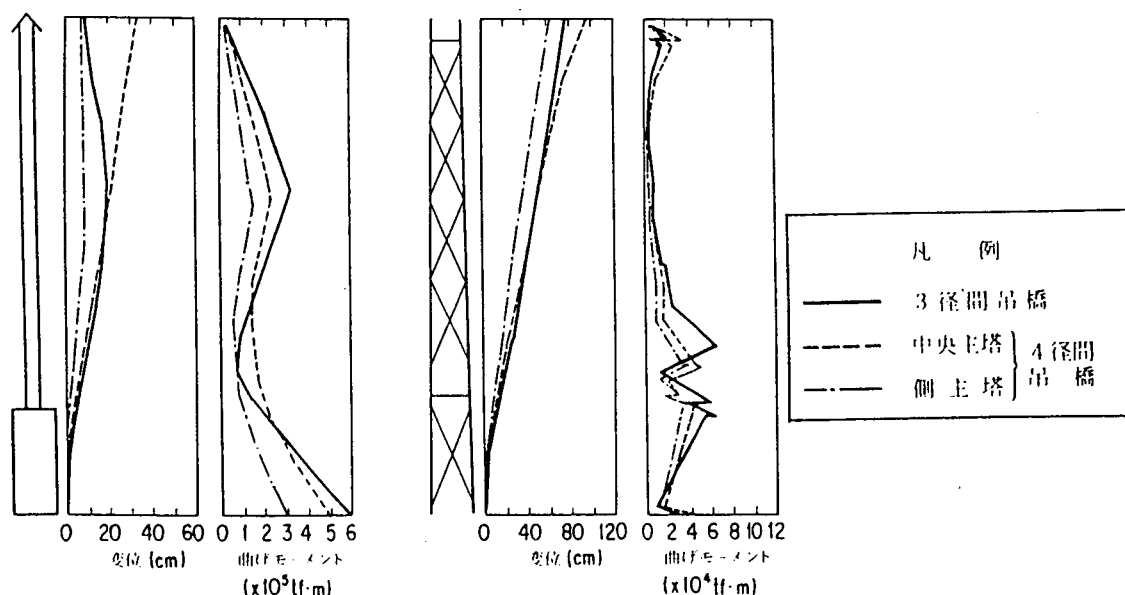
(2) 長大吊橋の地震時振動特性

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-3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。



(1) 橋軸方向

(2) 橋軸直角方向

図-3 3径間吊橋と4径間吊橋の主塔の地震時最大応答値

(4) 耐震設計と耐風設計による最大応答値の比較

表-3は、橋軸方向載荷時の耐震設計と耐風設計による最大応答値を比較したものである。3径間吊橋の場合を見てみると、減衰定数が1%の場合の地震時の主塔の変位及び断面力は、ともに風速が40m/sの場合とほぼ同じになる。明石海峡大橋の設計基準風速は46m/sであり、この場合には風荷重の方が断面力に対して卓越する。しかしながら、減衰定数が1%よりも小さい場合には風荷重と地震荷重による断面力等はほぼ同程度になる。

一方、4径間吊橋の場合には、減衰定数が1%の場合には中間主塔の曲げモーメントは、地震時の方が風速40m/sの場合よりも大きくなるが、風速を50m/sに大きくすれば耐風設計の方が大きくなる。し

たがって、減衰定数として1%を設定した場合は、ほぼ設計基準風速46m/sを作用させた場合に相当する。ただし、ケーブル軸力を見てみると、減衰定数が1%の場合は風速50m/sとして求められる軸力よりも40%大きくなり、ケーブルは耐震設計で決まることとなる。

表-3 最大応答値の比較(橋軸直角方向)

橋梁形式	応答値		塔頂水平変位(cm)	塔基部		主桁曲げモーメント(tf・m)	ケーブル軸力(tf)
				曲げモーメント(tf・m)	せん断力(tf)		
3径間吊橋	風荷重	風速40m/s	86	30,658	4,361	204,120	953
		風速50m/s	134	47,899	6,814	314,222	1,489
	地震荷重	減衰定数0%	103	38,572	6,064	236,493	1,638
		減衰定数1%	81	30,372	4,775	186,215	1,290
		減衰定数2%	69	25,816	4,059	158,283	1,097
4径間吊橋	風荷重	風速40m/s	98	38,936	4,812	188,177	1,114
		風速50m/s	153	65,403	7,998	293,884	1,740
	地震荷重	減衰定数0%	121	59,441	7,896	229,183	2,786
		減衰定数1%	95	46,804	6,217	180,459	2,194
		減衰定数2%	81	39,783	5,284	153,390	1,865

注) 4径間吊橋の場合には、主塔の変位及び断面力は中間主塔に関して示している。

5. まとめ

平成5年度は、長大吊橋の上部構造の減衰定数の実験データを整理するとともに、減衰定数の振幅依存性を検討した。また、長大吊橋の地震応答に及ぼす減衰定数の影響を地震応答解析により検討した。本検討結果をまとめると以下ようになる。

(1) 長大吊橋上部構造の減衰特性の検討

- 1) 実験から求められた減衰定数は、0.0014~0.0446の範囲であるが、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。なお、南備讃瀬戸大橋、大鳴門橋及びレインボーブリッジでは、他の吊橋に比較して大きな減衰定数が得られている。これは、鉄道併用構造もしくはダブルデッキ構造であることが減衰定数を大きくする原因と考えられる。
- 2) 大鳴門橋、大島大橋、南備讃瀬戸大橋の振動実験結果を見てみると、いずれも鉛直曲げの逆対称モードにおいて減衰定数の振幅依存性が明確に見られた。この原因は、支承部の摩擦、ケーブルの振動減衰等が考えられるが、今後詳細に検討する必要がある。

(2) 地震応答に及ぼす減衰定数の影響

- 1) 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、風速が50m/sの場合には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。
- 2) 以上のように長大吊橋上部構造の減衰定数が1%以下と小さい場合には、耐震設計で吊橋上部構造の断面が決定される場合もある。このため、耐震設計で必要とされる減衰性能を確実に確保するために、減衰材料を用いたパッシブ制震技術、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。

12. 橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響に関する研究 (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
向 秀毅

1. まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いに関して次のように解説されている。「耐震設計においては活荷重は考慮する必要はない。これに対して比較的長時間交通車両が滞留する橋では、活荷重を地震の影響と同時に考慮すべきであるとする見解もあったが、考慮すべき活荷重の大きさ、安全率などを規定するには今後の調査研究に待つところが多く、従来の慣行に従った」。しかしながら、特に、首都高速道路を始めとする首都圏の道路橋では、慢性的な渋滞の発生により、常時活荷重が橋梁に載荷されるような場合も少なくなく、このような状態で地震が発生した場合の橋梁の安全性に関して検討することが必要とされている。

本研究は、以上のような背景のもとで、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにし、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法を明らかにすることを目的として、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で受託した研究である。

2. 研究目的

本研究は、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにし、今後、道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法を明らかにすることを目的とする。

3. 研究内容

橋梁の耐震設計において活荷重の影響を考慮する必要があるのか、また、必要があるとすればどのような路線（渋滞頻発区間等）、考慮する活荷重の大きさ及びその載荷方法、載荷活荷重の力学モデルの設定法等を明らかにする必要がある。活荷重は、時間的、空間的に変動するものであり、本来は確率的にその大きさ及び量を定める必要があるが、現状では確定的に定めることは難しいのが実状である。このため、本研究では、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法を明らかにするために、表-1に示すように、①活荷重の滞留状況、②活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響、③橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性、について検討することとした。平成5年度は、このうち、①、②について以下の検討を行った。

(1) 活荷重の滞留状況

資料調査を中心として、地震時に考慮すべき活荷重の大きさ、及び車両の積載方法（車両間隔、大型車両の配置等）に関して検討した。

(2) 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響

関東地震クラスの大地震時において活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討するために、大型車両をローリング振動を有する1自由度系にモデル化し、これを渋滞時に相当する量を積載した場合の橋梁の非線形地震応答解析を行った。

4. 研究結果

4.1 活荷重の滞留状況に関する調査

(1) 活荷重モデル

阪神高速道路公団では、活荷重の影響に関する検討を行っており、いくつかの車両モデルの提案を行っている^{31)~33)}。図-1は、大型車両の中で一般貨物用として多く使用されている大型3軸トラックのローリング振動モデルを示したものである。タイヤのばね定数はサスペンションのバネ定数に比べて数倍大きいため、これを無視したサスペンションのみによる1自由度振動モデルである。また、図-2は、実車両の振動実験をもとに構築された5自由度系車両モデルを示したものである。

(2) 低速走行時の車間距離

図-3は、阪神高速道路大阪守口線における車間距離の頻度分布を示したものである。車間距離の頻度分布は、対数正規分布によく適合し、これをもとに車間距離のモデル化したのが、表-2である。渋滞の種類は2つに大別され、1つは通常渋滞で朝夕の通勤時に発生する渋滞であり、発生場所や渋滞状況が比較的一定している。この渋滞では、乗用車を中心とする小型車の混入率が高い。もう1つは、突発渋滞であり、交通事故や道路工事等によって生じる。表-3は、通常渋滞と突発渋滞の

表-1 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響に関する研究の進め方

研究項目	平成5年度	平成6年度
1. 活荷重の滞留状況に関する検討	①活荷重の滞留状況に関する調査 ②渋滞時の車両間隔、大型車の連行状況に関する調査 ③地震時に考慮すべき活荷重に関する検討	
2. 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討	・関東地震クラスの大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討(簡易車両モデルを用いた場合)	・大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討(高精度車両モデルを用いた場合・各種構造条件の影響)
3. 橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性に関する検討		①活荷重の影響の有無及びその程度の検討 ②考慮すべき活荷重の大きさ及び載荷方法の検討 ③安全率の設定法の検討

モデル化を示したものである。図-4及び表-4は、低速走行時の車両の車両間距離を調査した結果を示したものである。図-5は、国道1号線品川区北馬込2丁目交差点におけるデータであり、表-4は首都高速9号線上り塩浜付近におけるビデオ観測データから求められたものである。これらによれば、0～5kmと低速走行時の平均車両間距離は2～3m程度となる。

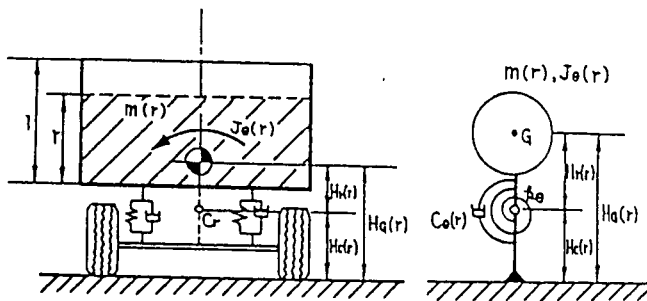


図-1 車両の1自由度モデル²⁾

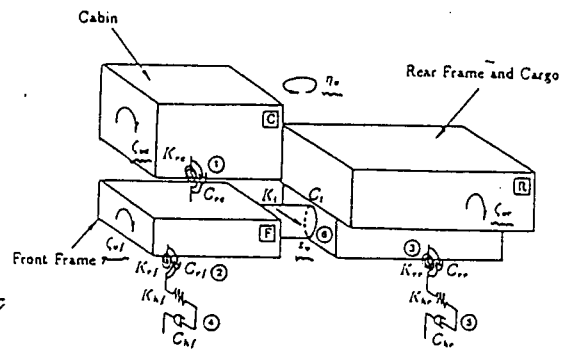


図-2 5自由度系車両モデル²⁾

表-2 車両間距離のモデル化⁶⁾

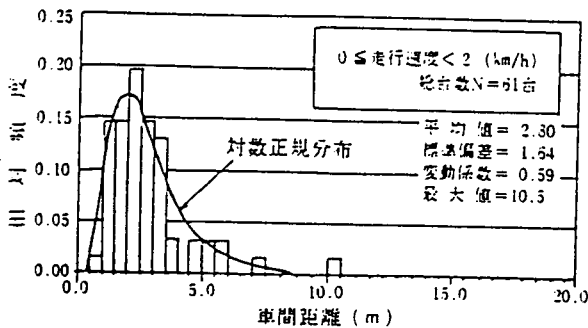


図-3 車両間距離の頻度分布(大阪守口線)⁶⁾

		単位(m)					
		分布形	大阪堺線		大阪守口線		2地点の総計
			μ	σ	μ	σ	
走行速度 V (km/h)	$0 \leq V < 2$	LOG	2.51	1.30	2.36	1.59	2.71 1.49
	$2 \leq V < 4$	LOG	3.32	1.62	3.97	2.11	3.66 1.92
	$4 \leq V < 6$	LOG	3.67	1.99	4.68	2.36	4.44 2.32
	$6 \leq V < 10$	LOG	5.17	2.42	6.07	3.01	5.80 2.69
	$10 \leq V < 30$	LOG	6.73	3.43	8.38	3.99	8.05 3.93

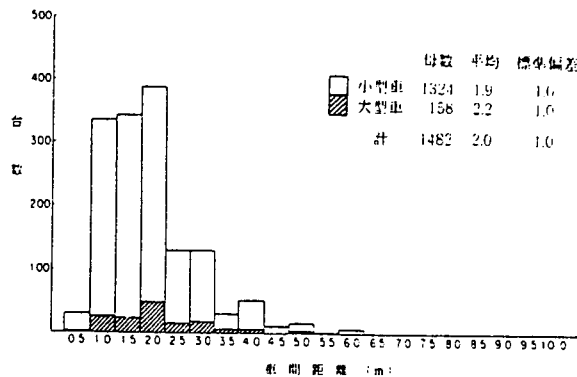
(注) LOG: 対数正規分布 μ : 分布の平均値 σ : 分布の標準偏差

表-3 渋滞のモデル化⁶⁾

	渋滞発生頻度		1回の渋滞長さ (km)	平均走行速度 (km/h)	車間距離 (m)		大型車混入率 ^{*)} (%)
	回/月	回/年			μ	σ	
通常渋滞	30, 50, 70	—	50.0 ^{*)}	10~30	8.05	3.93	20.0
突発渋滞	—	50	1.0	0~2	2.71	1.49	60.0

* 1) 全供用延長131.4kmについて

* 2) 大型車類とトレーラー類

注) μ : 車間距離の平均値 σ : 車間距離の標準偏差図-4 信号停止時における車間距離分布⁷⁾表-4 低速走行時の車間距離⁷⁾

走行速度 (km/h)	母数	平均値 (m)	標準偏差 (m)
0~5	705	2.8	1.7
5~10	2665	4.3	1.9
10~15	2171	5.4	1.8
15~20	2368	6.2	1.8
0~20	7909	4.9	2.1

調査地点：首都高速9号線上り塩浜付近
首都公団のビデオ観測データによる。

4.2 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響

(1) 解析方法

本解析では、橋脚の非線形特性を考慮するために、橋脚をモデル化する梁要素の回転成分には剛性低下型の武藤型トリリニアモデルを用いた。活荷重を載荷した橋梁は3次元骨組構造にモデル化するものとし、これが地震動を受ける場合の運動方程式は増分系で表わすと次式のようにになる。

$$\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{x}} + \underline{C} \cdot \underline{\Delta \dot{x}} + \underline{K}(t) \cdot \underline{\Delta x} = -\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{z}_B} \quad (1)$$

ここで、 $\underline{M}$: 質量マトリックス、 $\underline{C}$: 減衰マトリックス、 $\underline{K}(t)$: 剛性マトリックス (T : 時刻)、 $\underline{\Delta x}$: 応答変位増分ベクトル、 $\underline{\Delta \ddot{z}_B}$: 入力地震動変位ベクトル、である。式(1)の解法として、ニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$) を適用した。解析では以上の方法に基づく土木研究所耐震研究室所有の電算プログラム「NONBRIDGE」を用いた。

(2) 検討橋梁モデル及び解析条件

1) 橋梁モデル

検討対象橋梁としては、首都高速道路公団の標準図集を参考に、図-5に示すような一般的な単純形式の都市内高架橋とした。解析では1径間分のみを取り出してモデル化することとした。問題を単純化するために、地盤条件はII種とし、下部構造は矩形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚、基礎は完全固定条件とした。モデル橋のパラメータとしては、支間長 (20m、40m、60m)、橋脚高さ及び橋脚剛性 (固有周期0.5秒、0.75秒、1.0秒) を変化させた。橋軸方向に対しては車両が橋梁の地震応答に及ぼす影響が一般に小さいことが明らかになっているため、解析方向は橋軸直角方向とした。

図-6は、下部構造の骨組モデルを示したものである。下部構造の断面寸法としては、固有周期に応じて設計計算を行い、橋脚の断面寸法及び配筋を設定した。橋脚基部のモーメント~曲率 ($M \sim \phi$) 関係は図-7に示す通りである。なお、隣接する径間の影響に関しては、橋脚上の質点に隣接半径間分の重量及び回転慣性モーメントを付加することによって考慮した。

2) 活荷重のモデル化

橋梁の地震応答に及ぼす影響が大きいのは大型車であることから、大型車のみの力学モデルを考慮した。中型車及び小型車に関しては、その重量が大型車に比較して小さく、橋梁の振動に及ぼす影響が小さいため付加重量として考慮した。活荷重のモデル諸元は、表-5に示すように設定した。大型

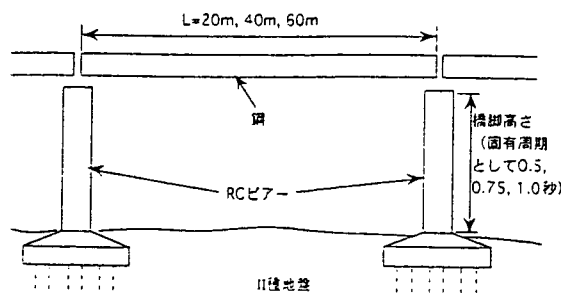


図-5 解析対象橋梁モデルとそのパラメータ

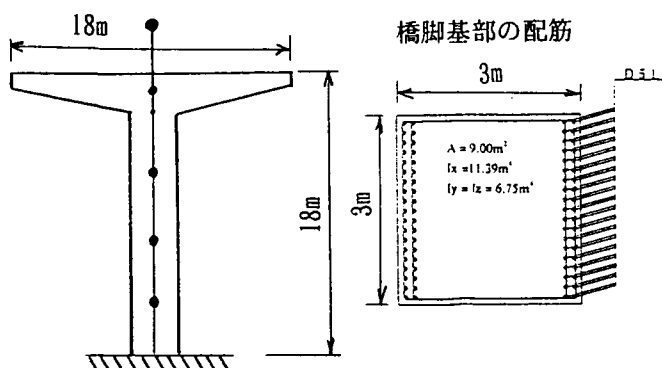


図-6 下部構造の寸法及び断面
(支間長40m、固有周期0.75秒)

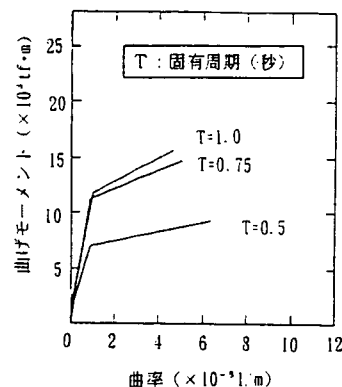


図-7 橋脚基部のM~φ関係
(支間長40mの場合)

車の車両長さは1台当たり7m、重量は20tfとした。渋滞時の車頭間隔は完全渋滞時(速度0km/h)を考慮して2mとした。大型車両の連行台数については、最大載荷状態を考慮するものとして3台を想定した。また、上り・下り両方向で大型車が渋滞することはほとんどないと考えられるため、4車線のうち片側2車線に載荷し、小型車は大型車以外のところに満載した。小型車の車両間隔は同様に2mとした。このようにすると、支間長が短いほど上部構造重量に対する比は大きくなり、支間長が20mの場合には大型車及び小型車を合計すると21.7%になる。

車両の力学モデルとしては、図-1に示した1自由度モデルを用いた。車両のローリングの固有周期は、車両の種類、積載重量等によって異なるが、ここでは実車両の振動実験から得られた結果をもとに0.75秒とした。なお、大型車の載荷位置は、中央部、桁端部等種々考えられるが、重量が桁端部に集中した場合が橋脚に対してはより厳しい条件となることから、桁端部に載荷することとした。

表-5 活荷重のモデル化

	車両	条件
大型車	車両長さ	7m/台
	渋滞時車頭間隔	2m
	渋滞時の車両連行台数	3台
	大型車1台の重量	20tf
	回転慣性モーメント	13.43tf・m・s²
	固有周期	0.75秒
小型車	車両長さ	4.5m/台
	渋滞時車頭間隔	2m
	渋滞時車両台数	大型車以外は全て小型車
	小型車1台の重量	1.5tf

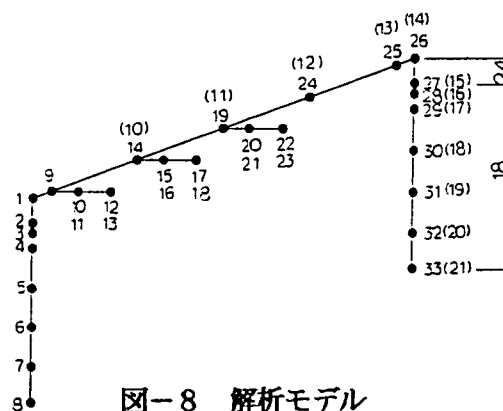


図-8 解析モデル
(支間長40m、固有周期0.75秒)

3) 解析モデル及び解析ケース

図-8は、上記に示した橋梁モデル及び活荷重モデルを用いて最終的に解析に用いた骨組モデルを示したものである。大型車については、その位置特性を表すために、剛部材を介して車線の重心位置に積載するものとし、小型車は付加重量として考慮し、重量及び回転慣性モーメントは全て橋桁の質

点に集中させた。解析パラメータとしては、橋梁モデル（支間長及び固有周期）及び橋脚の剛性（線形、非線形）、及び活荷重の載荷の有無とし、合計36ケースの解析を行った。

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レベルの応答スペクトルに適合する波形（Ⅱ種地盤）とした。

（3）解析結果

活荷重が耐震設計上重要となる橋脚基部の曲げモーメントに及ぼす影響を示したのが図-9である。ここでは、活荷重を考慮しない場合の最大応答値に対する比として示している。これによれば、最大曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は支間長、固有周期によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きい。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合にはその差は5%程度に小さくなる。

図-10は、曲率塑性率（降伏曲率に対する最大曲率の比）に及ぼす活荷重の影響を示したものである。これによれば、活荷重がない場合の曲率塑性率は、非線形解析を行った場合には約2程度となっており、終局に対する比は、0.2~0.5の範囲となっている。活荷重を考慮することにより、考慮しない場合に比較していずれのケースでも塑性率は大きくなる。支間長が20mの場合には、曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど大きくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒及び0.75秒の場合には10%程度大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は25%に大きくなる。一方、支間長が20m及び40mの場合には、曲率塑性率は固有周期が長くなるほど小さくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒の場合には、曲率塑性率は20%大きいが固有周期が1.0秒の場合にはその差は5%程度に小さくなる。

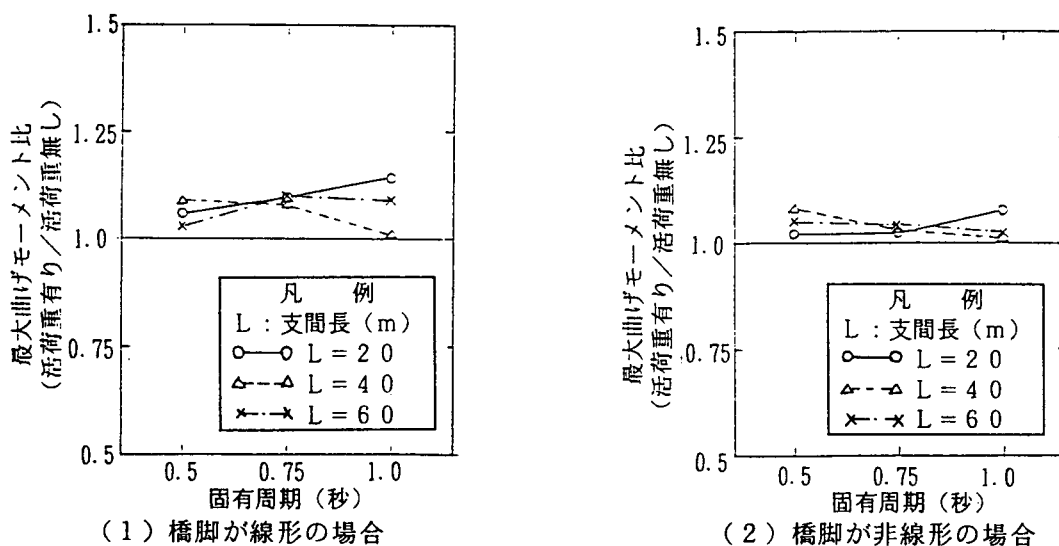


図-9 橋脚基部の最大曲げモーメント

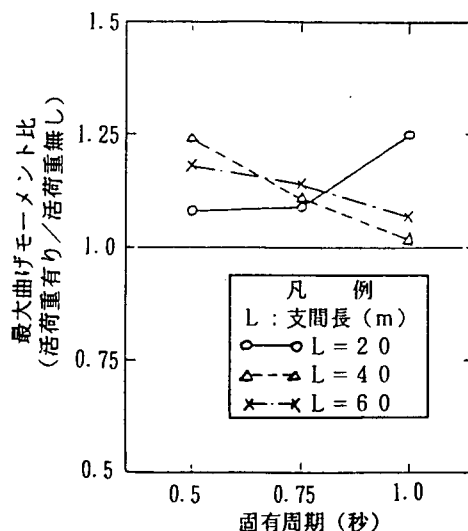


図-10 曲率塑性率

5. 結論及び今後の検討課題

5. 1 結論

本年度は、活荷重の大きさ及び橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の資料・研究に関して調査するとともに、活荷重が橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を非線形地震応答解析により検討した。本年度の検討結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 橋脚基部の最大曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は支間長によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きい。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合には5%程度に小さくなる。
- 2) 活荷重がない場合の曲率塑性率は約2程度と小さく、終局曲率に対する比は0.2~0.5の範囲である。活荷重を考慮することによりいずれのケースでも塑性率は大きくなる。支間長が20mの場合には、曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど大きくなる傾向を有する。固有周期が0.5秒及び0.75秒の場合には活荷重を考慮することにより10%程度大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は25%に大きくなる。一方、支間長が20m及び40mの場合には、曲率塑性率は固有周期が長くなるほど小さくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒の場合には、活荷重を考慮することにより曲率塑性率は20%大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は5%程度に小さくなる。
- 3) 耐震設計上重要な橋脚基部の曲げモーメントで見てみると、活荷重を考慮することにより、橋脚を線形とした場合には最大で14%、また、橋脚に非線形特性を考慮した場合には最大で8%大きくなる。今回考慮した活荷重は最も厳しい条件と考えられるものであるが、その影響は10%程度と小さい。また、橋脚の非線形性を考慮することにより活荷重の影響は一般に小さくなる。また、本解析で検討対象とした橋脚モデルの曲率塑性率は2程度と小さく、活荷重を考慮した場合でもまだ余剰耐力を有している。

4. 2 今後の検討

本年度の検討を踏まえると、今後、以下の検討が必要とされる。

1) 活荷重の載荷方法

本年度は、活荷重として最も厳しい状況を考慮して大型車3台が連行することと仮定した。しかしながら、今回考慮した載荷方法は必ずしも橋梁の地震応答に対して最大限であるとはいえない。このため、橋梁の地震応答に最も厳しい状態となる載荷方法を検討する必要がある。

2) 車両のモデル化

本年度は車両モデルとして簡易な1自由度モデルを用いた。このため、より精度よく車両の振動特性を表現できる車両モデルを用いる必要がある。

3) 橋脚のモデル化

今回検討した橋梁モデルでは、非線形域に対して曲率塑性率で2程度であった。このため、橋脚のより現実的なモデル化を図るとともに、より大きく塑性域に入った場合の活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討する必要がある。

4) 安全率に関する検討

活荷重の満載した時に地震が発生するということは非常に希なケースと考えられる。このため、活荷重と地震の同時生起確率等を考慮した安全率の観点から検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成2年2月
- 2) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究、平成3年3月
- 3) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究(その2)、平成4年3月
- 4) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究(その3)、平成5年3月
- 5) 阪神高速道路公団：阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究、平成4年3月
- 6) 阪神高速道路公団、(財)阪神高速道路管理技術センター：設計荷重(HDL)委員会報告書、阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究、昭和61年12月
- 7) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第2539号、昭和63年1月
- 8) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討Ⅱ、土木研究所資料第2700号、昭和63年1月

13. 新技術を用いた橋梁の耐震補強技術の開発に関する研究 (科学技術振興調整費、重点基礎研究)

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

近年の橋梁の地震被害形態の中で、特に重要な点は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部で曲げからせん断に至る破壊が生じていることである。これは、段落しされた主鉄筋が十分な定着長を確保していないために、この段落し部でまず曲げによるコンクリートの引張クラックが生じ、それに伴う断面のせん断耐力の低下により、脆性的なせん断破壊に移行して生じたものである。したがって、被害の原因は段落し鉄筋の定着長不足であり、昭和 55 年の道路橋示方書改訂においては、段落し部でのコンクリートの許容せん断応力度が従前よりも引き下げられるとともに、段落し鉄筋の定着長が延長された。したがって、昭和 55 年以降の基準に準拠して設計された鉄筋コンクリート橋脚では、主鉄筋段落し部で損傷が生じることはないが、これよりも前に設計された橋梁については、適切な耐震点検を行い、耐震性が低いと判定された鉄筋コンクリート橋脚については、その程度に応じた耐震補強対策を講じていくことが急務とされている。

こうした背景から、土木研究所ではこれまでに、主鉄筋段落し部に対する耐震判定法の提案を行うとともに、その耐震補強法として実用性の高い鋼板巻立て工法を取り上げ、補強効果について実験的な検討を実施してきている。その結果、コンクリート躯体に巻き立てられた鋼板は、橋脚にある程度の変形が生じると、コンクリートとの付着が失われてくるため、補強設計としては、主鉄筋が支持する軸力を分担するのではなく、橋脚の変形を横拘束する、いわば帯鉄筋として考慮することが提案されている。したがって、鋼板による拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の解析手法の開発が必要とされている。

2. 研究目的

5 年度は、鋼板による補強効果を帯鉄筋による拘束効果と等価なものと換算して評価する手法に着目し、じん性を取り入れた補強解析法の妥当性について解析的に明らかにする。最終的には、主鉄筋段落し部に対する耐震補強設計法を確立していくことを目的とする。

3. 研究方法

鋼板による耐震補強効果を解析的に明らかにするため、図-1 に示すフローに従った鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形解析を行った。本解析では、鋼板はコンクリートの圧縮変形を拘束す

る部材と仮定し、その効果は定量的にコンクリートの応力-ひずみ特性の中で反映させた。ここで、拘束効果の評価は、土木研究所で提案されている手法¹⁾に準拠し、鋼板は帯鉄筋の一部として計算した。なお、橋脚の保有水平耐力を精度よく解析するために、断面の曲げモーメント-曲率関係はひずみ漸増方式により算定した。

解析モデルは、図-2に示すような直径が1.8m、躯体高さが7.8mの円形断面橋脚とした。ここで、基部における主鉄筋比は1.1%であり、途中で主鉄筋が半分に段落しされている。なお、解析パラメータは、段落し位置、補強鋼板厚、巻立て範囲の3つとし、これらの影響を定量的に評価できるように、解析ケースを表-1のように設定した。

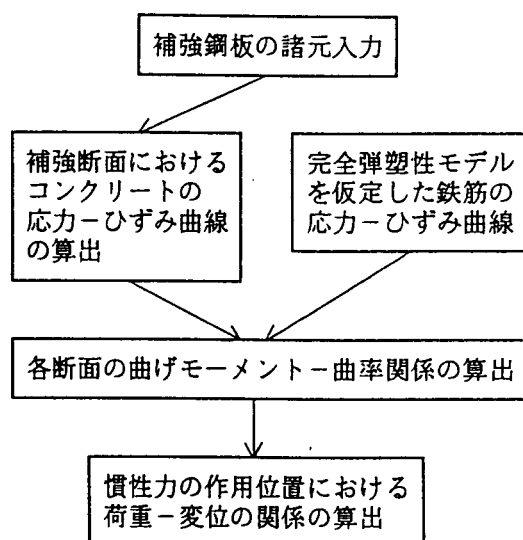


図-1 解析フロー

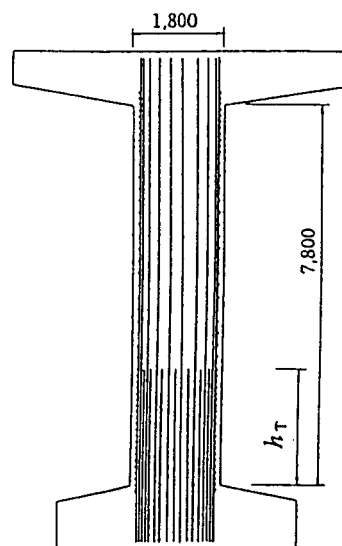


図-2 解析対象とした橋脚

4. 解析結果

4.1 段落し位置の影響

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす段落し位置の影響を解析的に明らかにするために、段落し位置を橋脚基部から2.4～4.4mの範囲で変化させた場合の耐震性を比較した。ここで、段落し部の耐震性を定量的に評価するために、次式で定義される損傷形態判別係数 S_{max} を新たに導入する。

$$S_{max} = \frac{M_T}{M_B} \cdot \frac{h_B}{h_B - h_T} \quad (1)$$

表-1 解析ケース

解析パラメータ	解析条件
段落し位置 (m)	2.4, 2.8, 3.2, 3.4 3.6, 3.8, 4.4
鋼板厚 (mm)	無補強, 3.0, 4.5, 6.0
補強範囲 (cm)	20, 40 (段落し位置から)

ここで、 M_T, M_B : 段落し部及び基部の最大曲げ耐力

h_T, h_B : 基部から段落し部及び慣性力の作用位置までの距離

式(1)により算定される損傷形態判別係数 S_{max} が 1.0 未満の場合には、段落し部の保有水平耐力が基部よりも小さく、地震時の橋脚の損傷は段落し部で先行することを意味する。

図-3は、 h_T と S_{max} の関係を示したものである。本解析条件では、計算上主鉄筋を半分に段落してもよい断面は、基部から約 3.5m の位置であり、段落し位置がこれよりも低いと損傷は段落し部で先行する。図-4は、段落し位置を基部から 2.4, 3.6, 4.4m とし解析した場合の橋脚の荷重-変位曲線を比較して示したものである。これより、段落し位置を基部から 2.4m とした場合 ($S_{max} = 0.84$) には、基部で破壊する場合よりも最大水平耐力が小さいことがわかる。この傾向は、これまでに土木研究所で実施してきた模型供試体による実験結果²⁾とも一致する。

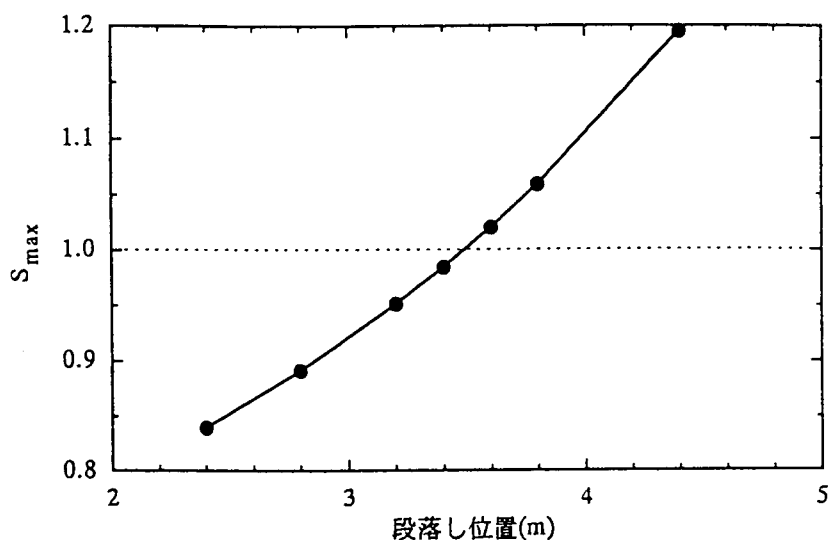


図-3 段落し位置と S_{max} の関係

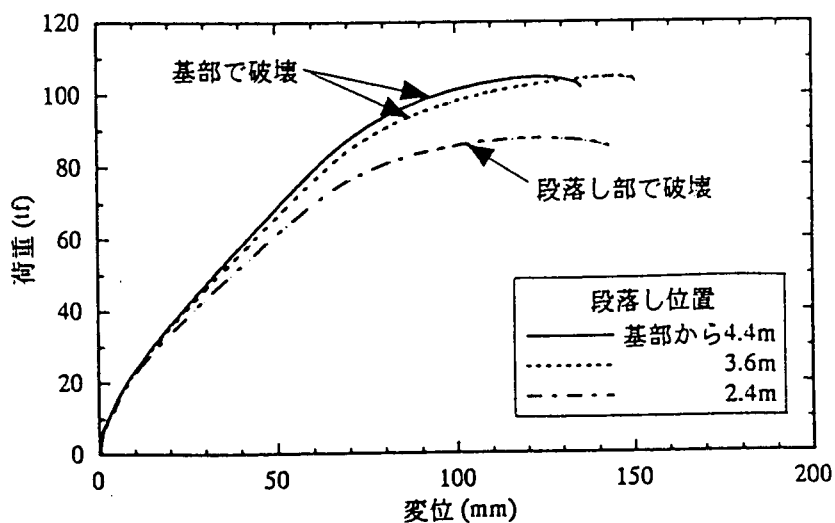


図-4 荷重-変位曲線

4.2 鋼板厚の影響

本解析では、鋼板を帯鉄筋として考えるため、鋼板厚を増せばそれだけコンクリートの拘束効果が大きく評価される。図-5は、巻立て鋼板の厚さを3.0, 4.5, 6.0mmと変化させた場合のコンクリートの応力-ひずみ関係を、土木研究所で提案されているモデルに従って推定したものである。直径が1.8m

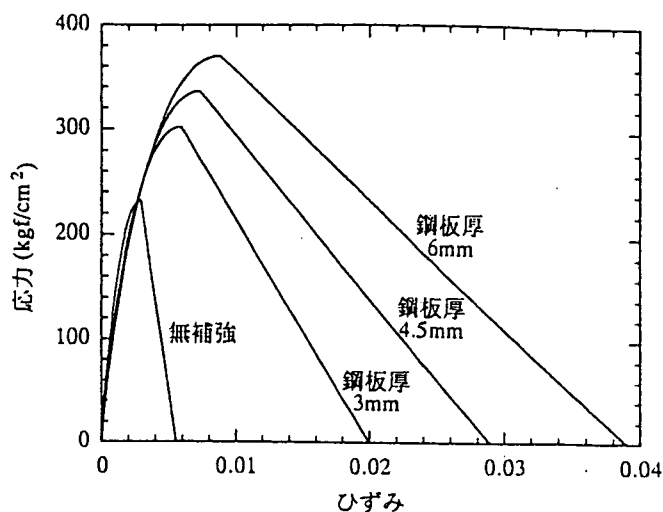


図-5 解析に適用した応力-ひずみ曲線

の円形橋脚に対して、6.0mmの鋼板で

補強すれば、最大圧縮強度で約60%の増加が期待できることがわかる。そこで、図-5に示すそれぞれの鋼板厚に対する応力-ひずみ関係を適用し、補強効果が橋脚の耐震性能に及ぼす影響を解析した。図-6は、段落し位置を基部から2.4, 3.2, 3.4mとした場合の鋼板厚と S_{max} の関係を示したものである。これより、鋼板を厚くするにつれて S_{max} が大きく評価されることがわかる。しかしながら、定量的には鋼板厚さの増加に対する S_{max} の増分は小さく、段落し位置を基部から2.4mとした場合のように、解析の上では、 S_{max} を1.0以上にすることができない場合もある。これは、鋼板の拘束効果でコンクリートの最大圧縮応力を増大させても、引張側の主鉄筋量は不変であり、断面の曲げ耐力としては顕著に増加しないためである。

図-7は、段落し位置を基部から3.2mとした時に、段落し部を鋼板(6mm)で補強した場合と無補強の場合の最大耐力に達するまでの荷重-変位関係を比較して示したものである。これより、本解析では鋼板を帯鉄筋として考えたため、鋼板による補強が橋脚の最大耐力に及ぼす効果は顕著ではないが、最大耐力に達するまでの変形性能は著しく改善されて評価されることがわかる。

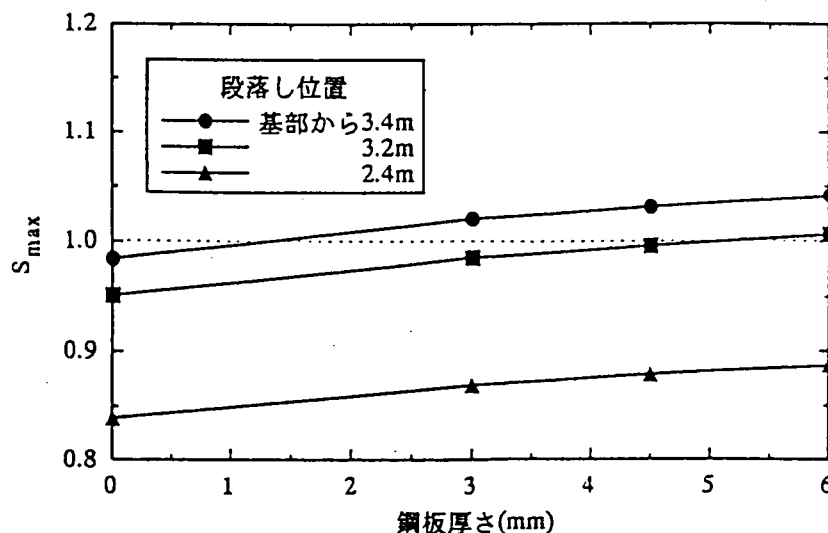


図-6 鋼板厚と S_{max} の関係

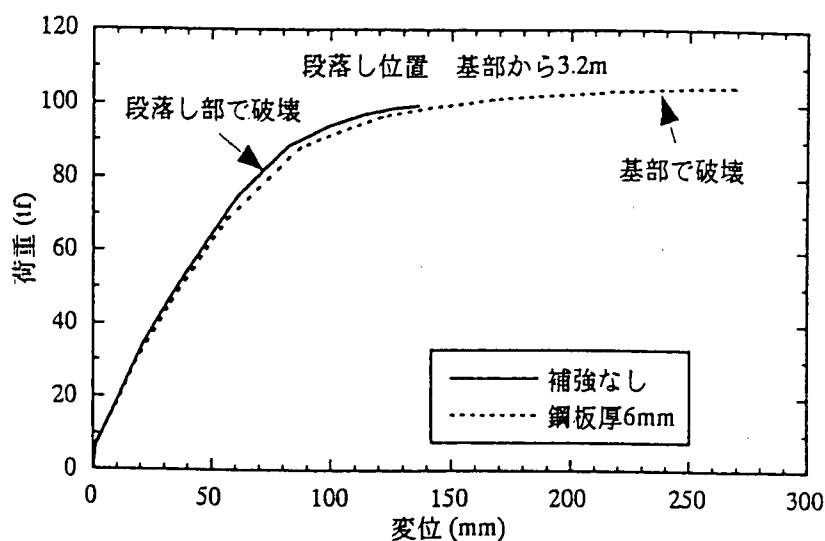


図-7 荷重-変位曲線

4.3 補強範囲の解析

図-8は、段落し位置を基部から3.2mとした場合に解析される S_{max} の橋脚高さ方向の分布を示したものである。これより、段落し位置から上方に約30cmの範囲で S_{max} の値が1.0未満で評価されており、この範囲で耐震補強が必要であることがわかる。ただし、本解析で算出される補強範囲では、計算上の補強効果が確実に発揮されなければならないので、実際には算出される補強範囲の上下方にある程度の余裕長を確保しなければならない。

図-9は、6.0mmの鋼板を巻立てた場合に得られる補強効果を、段落し位置から上方に20cm及び40cmの範囲に付与した時の S_{max} 分布を示したものである。これより、補強範囲を20cmとした場合には、段落し位置では S_{max} が1.0以上となるが、段落し位置から20cm上方の断面では1.0未満であり、損傷はこの断面で先行することを示している。一方、補強範囲を40cmとすると全断面で S_{max} が1.0以上であり、損傷は段落し部周辺から基部に移行することになる。

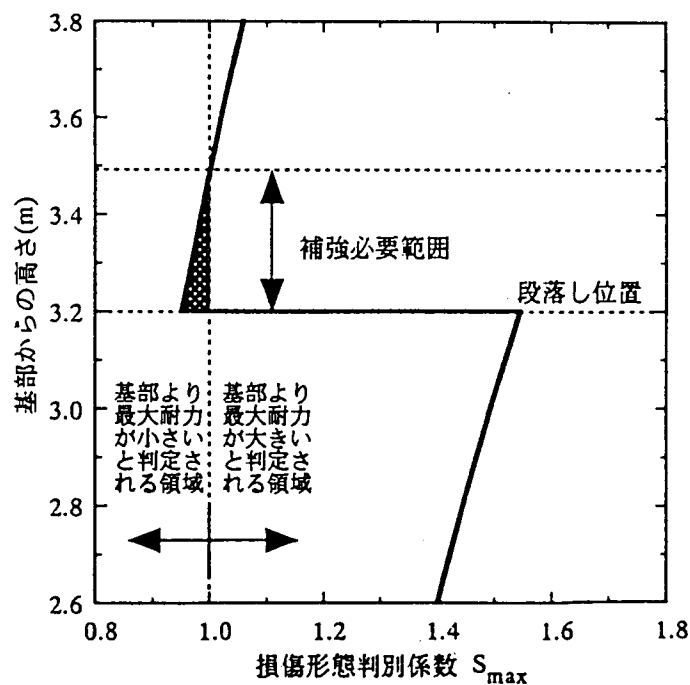


図-8 S_{max} の高さ方向の分布

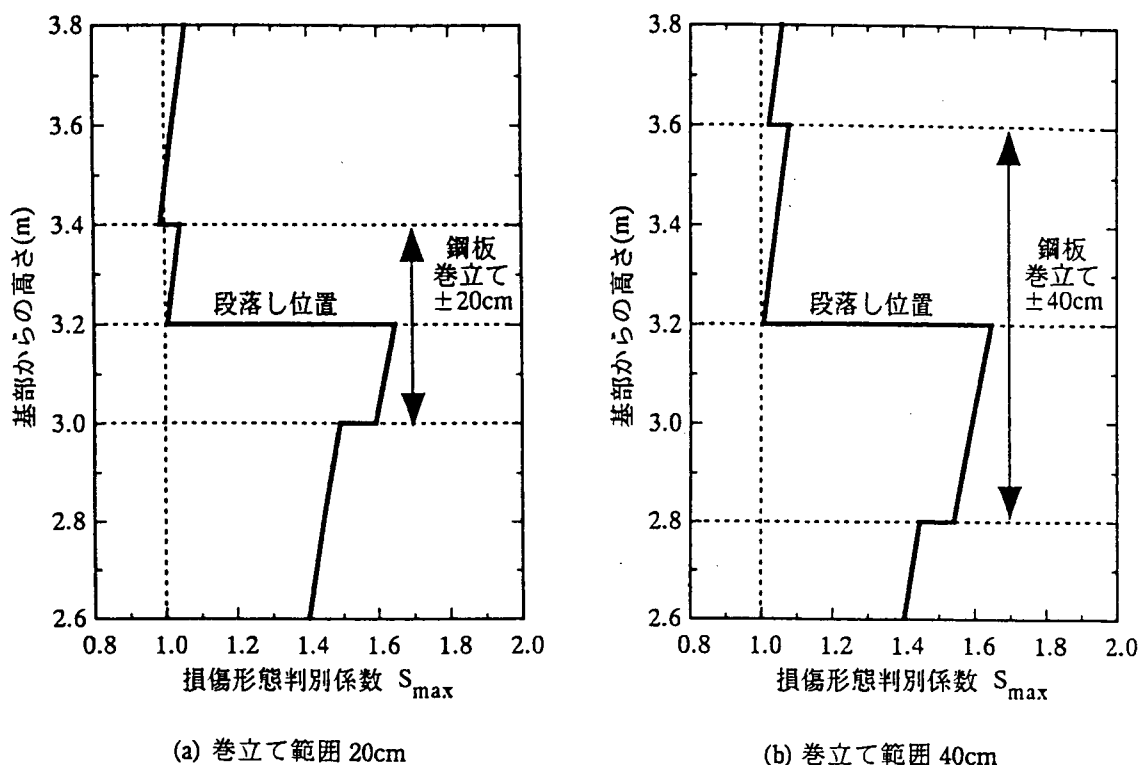


図-9 S_{max} の高さ方向の分布

5. まとめ

鋼板巻立て工法による耐震補強効果を解析的に明らかにするため、コンクリートの拘束効果を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形解析を行った。そして、段落し部での補強効果を定量的に評価するために、新たに損傷形態判別係数 S_{max} を導入した。その結果、本解析手法により主鉄筋の段落し位置の影響や補強範囲の評価は可能であることが明らかになった。しかしながら、本解析では、鋼板をコンクリートの圧縮変形を拘束する部材と仮定したため、鋼板で補強しても曲げ耐力としては有意に向上せず、損傷が基部に移行しないケースも生じる。したがって、今後、補強材としての鋼板の力学的性能及びそのモデル化手法についてさらに検討する必要がある。

【参考文献】

- 1) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集（査読中）
- 2) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告第189号、平成5年9月

14. 偏心曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の耐震補強法に関する研究 (科学技術振興調整費、個別重要国際共同研究)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

近年、厳しい用地条件等の環境条件から都市部の高架橋等では複雑な構造形式を有する構造物が建設されてきている。中でも逆L字型の形状を有する鉄筋コンクリート（以下RCと呼ぶ）橋脚を始めとして、常時偏心曲げモーメントを受けるRC部材に関しては耐震安定上の問題のあることが明らかになっている。

米国においては、1989年のロマプリエータ地震による橋梁の大被害を契機として道路橋に対する震災対策が進められつつある。この中で常時偏心曲げモーメントを受ける鉄RC部材は、大地震時には、偏心曲げモーメントの作用する方向にのみ損傷が集中するため、地震時の安定性に大きな問題があり、早急に対策の必要のあることが明らかにされている。一方、我が国でも、平成2年2月の道路橋示方書V耐震設計編の改訂に伴い、RC橋脚の大地震に対する耐震設計法が導入されたが、偏心曲げモーメントを受ける場合には、大地震時に大きな残留変位が一方向に生じ、残留変位に対する照査方法の開発が急務とされている。

2. 研究目的

以上のような背景のもとで、本研究は日米双方で共通した課題となっている偏心曲げモーメントを受けるRC部材の耐震補強法の開発を目的とするものである。

3. 研究内容

(1) 偏心曲げモーメントを受けるRC部材の地震時振動特性

偏心曲げモーメントを受けるRC部材の動的耐力・変形性能を振動台実験により検討する。

(2) 偏心曲げモーメントを受けるRC部材の残留変位量の推定法

常時偏心曲げを受けるRC部材が大きな地震力を受けた場合に生じる残留変位量の解析手法を開発する。

4. 研究結果

4.1 偏心曲げモーメントを受けるRC部材の地震時振動特性

(1) 実験供試体

RC橋脚に作用する偏心曲げの大きさの程度を表すために曲げモーメント比 r_M を次式のように定義した。

$$r_M = \frac{M_E}{M_E + M_0} \quad (1)$$

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。式(1)による曲げモーメント比 r_M は、一般に $r_M=0.4\sim0.9$ 程度であり、0.55程度が多い。

図-1は、振動台実験に用いた供試体を示したものである。供試体の諸元は、中程度の偏心曲

げを受ける橋脚を対象とし、曲げモーメント比が $r_M=0.55$ 、橋脚高さが10.2m、桁高さが1.5mの実橋脚を基本にして定めた。実橋脚と実験供試体の寸法比は、1/4.6とした。振動台実験に用いた供試体の曲げモーメント比は $r_M=0.55$ 、載荷高さは2.55m、断面は52cm×42cm（橋軸方向幅52cm）の矩形である。主鉄筋としては、偏心曲げにより圧縮側となる面にはD16×5本、引張側となる面にはD22×6本、側方筋としてはD16×3本を配筋した。帯鉄筋としては、D10を17.3cmピッチで配筋した。なお、本供試体は、設計水平震度0.27で設計していることになる。

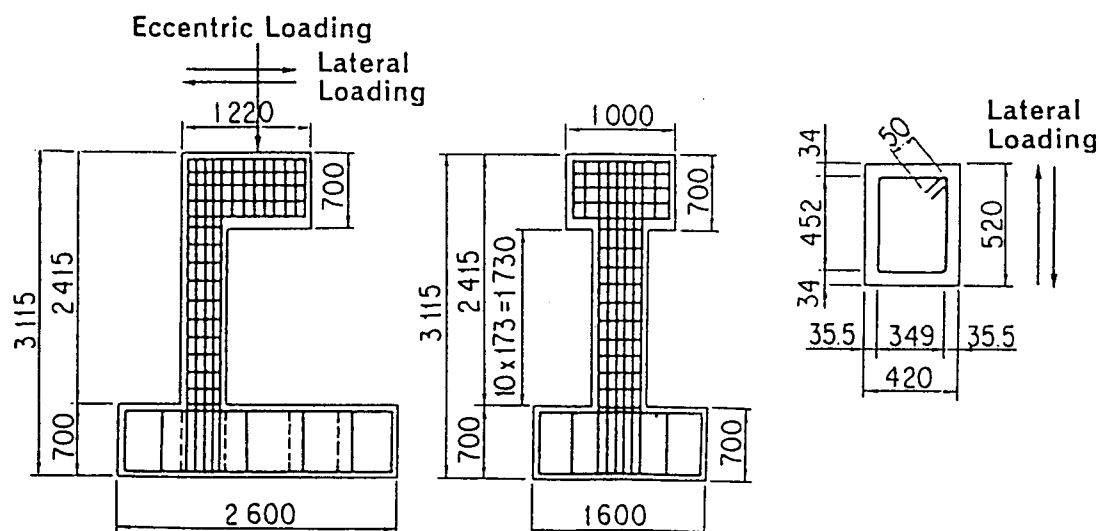


図-1 振動台実験に用いた模型橋脚

(2) 実験方法

実験では、写真-1に示すように振動台上に供試体を固定し、振動台をまたいで両端にローラー支承を有する鋼製の橋脚を設置し、これに支間7.6mの単純桁2連（総重量40.1tf）を載せた。加振方向は、偏心曲げが作用する方向と同じ橋軸直角方向とした。模型橋脚上の2連の桁の支承中心位置は、橋脚の中心軸から距離50.5cmだけ偏心した位置である。

加振方法としては、地震波加振を行うものとし、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堤防周辺地盤上で観測された記録（以下、八郎潟記録と呼ぶ）の水平、鉛直両成分の時間軸を1/2、最大水平加速度を0.35gに調整した波形を用いた。入力地震波の時間軸を1/2にしたのは、橋脚に必要な振動を生じさせるために橋脚の固有周期にあわせるためである。なお、地震波入力による加振の前に、固有周期特性を調べるために最大加速度20galの正弦波入力による加振を行った。加振後には、橋脚の基部に引張りびわれが生じた。

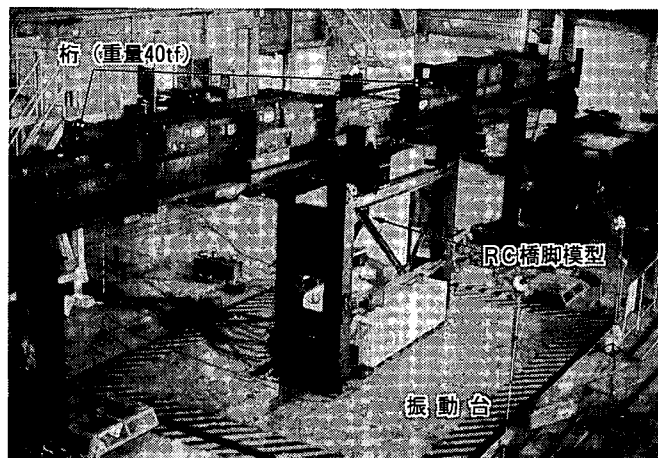


写真-1 逆L字形橋脚の振動台実験

写真-1 逆L字形橋脚の振動台実験

(3) 実験結果

図-2は、八郎瀉記録を作用させた場合に桁に生じた加速度と変位を示したものである。なお、観測した振動台の最大加速度は812galであるが、これは一度だけのスパイクであり、橋脚を加振する有効な入力強度としては、0.35g程度と考えることができる。これによれば、基部では偏心曲げにより圧縮側となる面でコンクリートの圧壊が生じ、この方向に16cm程度の大きな残留変位を生じている。ただし、これは桁の両端の鋼製橋脚に設けた移動制限装置が働いたためで、これがないければさらに大きな変位が生じた可能性がある。残留変位は、加振後12秒あたりで入力加速度が最大値をとる時から急激に生じ始め、主要動が一度終る17秒あたりでは、ほぼ16cm程度の値に達している。それ以後の加振によっては、残留変位の大きな増加は生じない。図-3は、加振後に生じた損傷状況を示したものである。偏心曲げにより圧縮側となるC面においてかぶりコンクリートの剥離及び圧壊が生じた。偏心曲げにより引張側となるA面では、引張ひびわれのみが生じた。

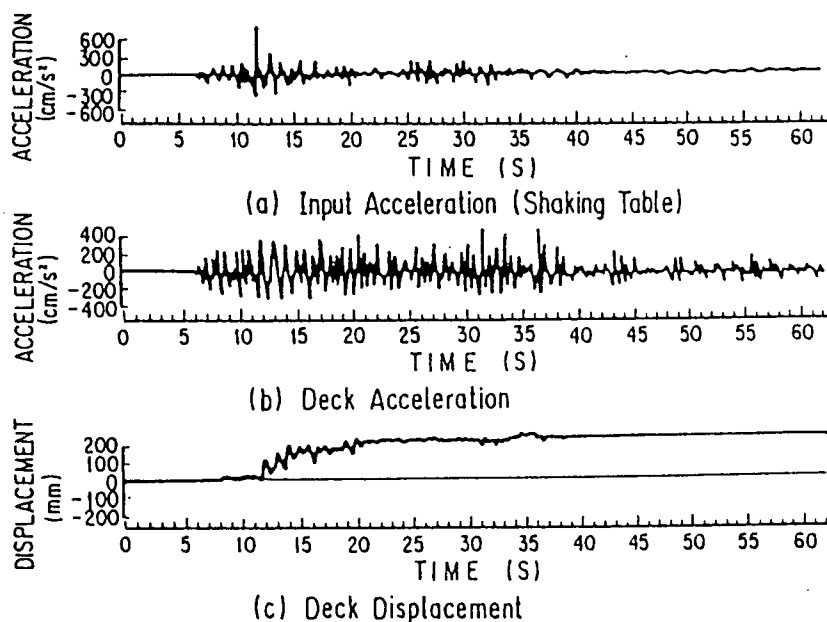


図-2 桁の応答加速度及び応答変位

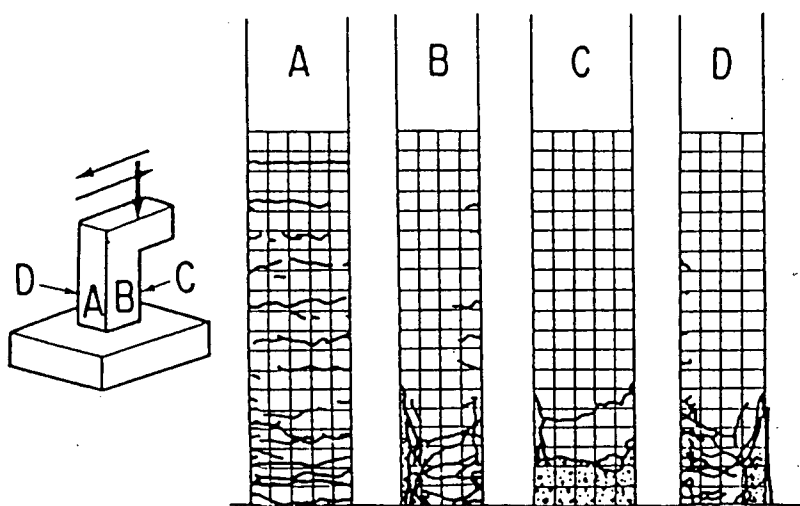


図-3 振動台実験で橋脚に生じた損傷

図-4は、振動台加振実験から得られた履歴曲線を示したものである。ここで、荷重は桁の慣性力とし、加速度と桁重量の積から求めた。これによれば、地震動入力が小さいところでは正負両方向に振動するが、入力加速度が最大値をとる時から急激に変形が大きくなり、偏心曲げが作用する方向にのみ変形が進展していることがわかる。ひとたび、非線形に入った後は、偏心曲げの作用方向と反対方向にはほとんど変位していない。

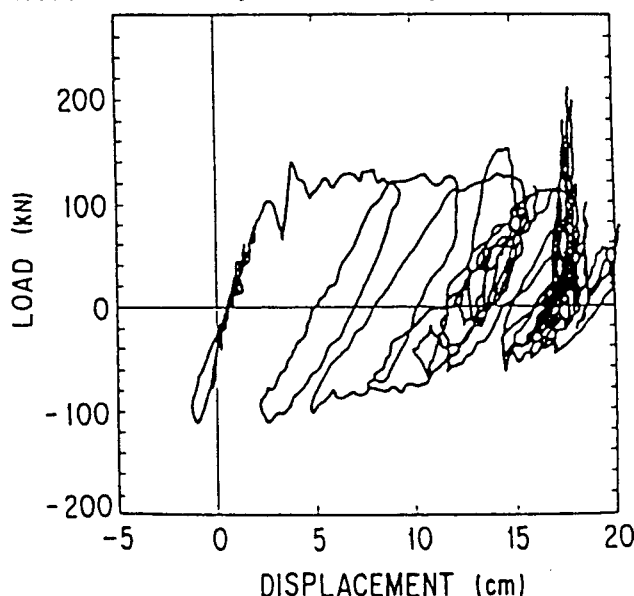


図-4 振動台実験から得られた荷重～変位の履歴曲線

4.2 偏心曲げモーメントを受けるRC部材の残留変位量の推定法

(1) 残留変位の推定手法

常時偏心曲げを受けるRC橋脚を図-5に示すような1自由度系にモデル化する。この系の運動方程式は次式のように表すことができる。

$$M(\ddot{X} + \ddot{Z}) + C\dot{X} + F^s = Mg(X + e)/h \quad (2)$$

ここで、 $M (=W/g)$: 質量、 W : 重量、 C : 減衰係数、 F^s : 非線形特性を有する橋脚の復元力(図-6)、 X : 変位、 Z : 地動変位、 e : 上部構造重量の初期偏心量、 h : 質点の高さ、 g : 重力加速度、である。式(2)の右辺は、上部構造重量の偏心により生じる曲げモーメントである。橋脚の復元力特性としては、本解析では正負方向で非対称性を考慮可能なトリリニア型でモデル化した。式(2)は、非線形運動方程式であるので積分に際してはニューマーク法により解く。

(2) 解析対象橋及び解析ケース

解析対象としたのは、前述の実験で基本とした中程度の偏心曲げを受ける橋脚とし、図-7に示す橋脚高さ10.2m、桁高1.5mの実橋脚とした。橋脚断面は、2.4m×1.9mを有する矩形断面であり、主鉄筋としては、常時の偏心曲げにより圧縮側となる面ではD32×23本(1段)、引張側となる面ではD32×55本(2.4段)、側方筋としてはD32×14本(1段)がそれぞれ配筋されている。常時の偏心曲げの作用により断面内の配筋が異なるため、橋脚の荷重～変位の関係は、図-8に示す通り非対称となる。

橋脚の非線形応答に及ぼす偏心曲げの大きさの影響を検討するために、偏心曲げの大きさを解

析対象橋脚の1/3（ケース1）、2/3（ケース2）、及び3/3（ケース3：原橋脚）に変化させた3ケースについて解析を行った。なお、本来は偏心曲げの大きさが変化すると配筋も変わることになるが、ここでは骨格曲線として図-8に示したものを共通して用いた。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レベルの応答スペクトル（Ⅱ種地盤）に適合するように周波数領域で振幅調整した波形を用いた。最大加速度は 443cm/s^2 である。

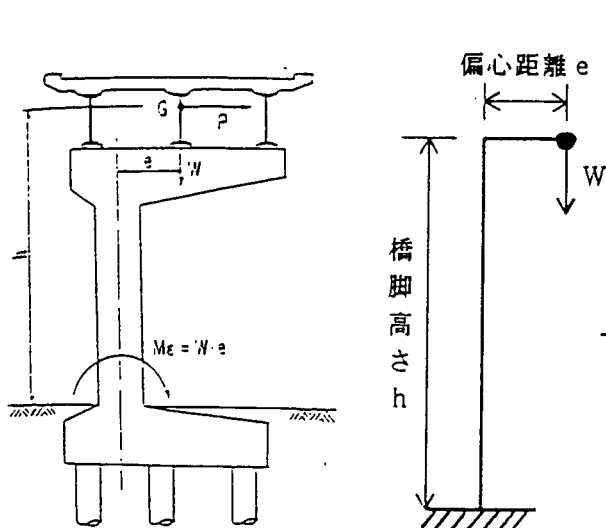


図-5 偏心曲げを受けるRC橋脚のモデル化

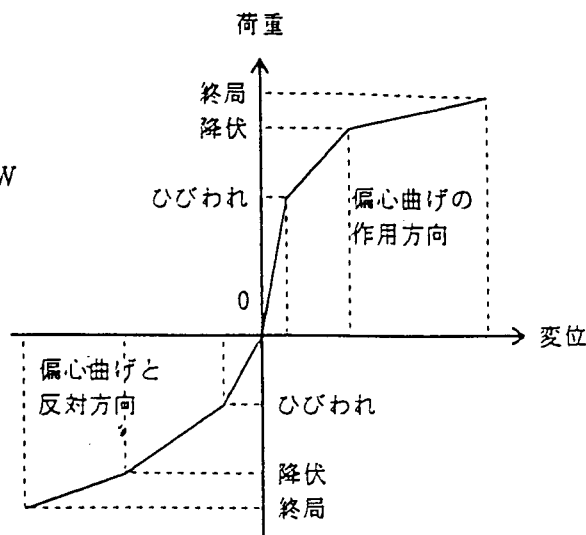


図-6 非対称骨格曲線

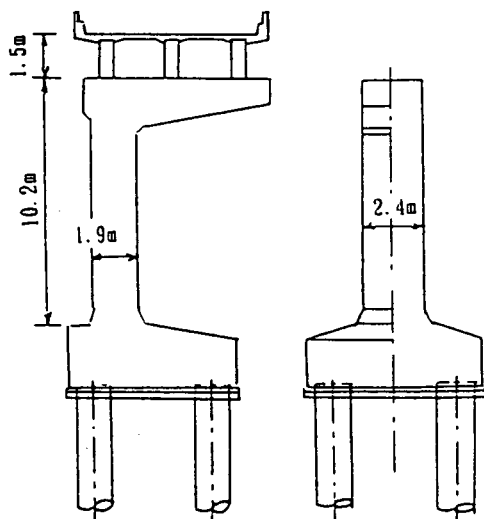


図-7 解析対象橋脚

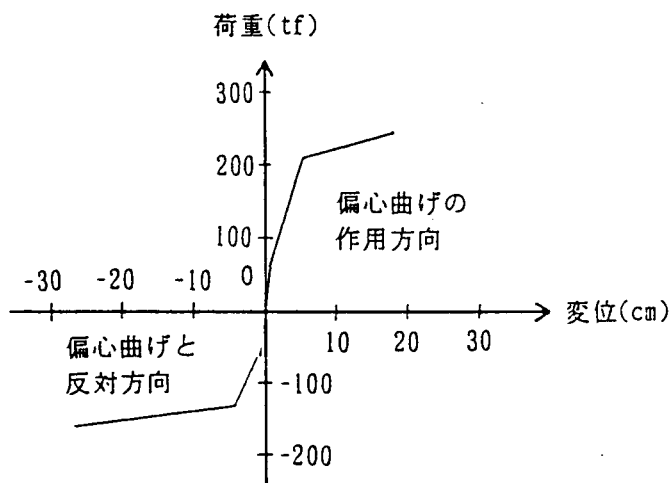


図-8 解析対象橋の骨格曲線

(3) 解析結果

図-9は、3ケースについての橋脚天端の水平変位の時刻歴を示したものである。これによれば、偏心曲げが1/3の場合には、橋脚は偏心曲げによる初期変位を原点として振動していることがわかる。なお、橋脚は降伏を越えて非線形域に入っておらず、残留変位は生じない。次に、偏心

曲げが2/3になると、橋脚は時刻約13秒において偏心曲げが作用している方向に大きく非線形域に入り、新たに移行した原点を中心として振動していることがわかる。地震後の残留変位量は約3 cmである。さらに、偏心曲げが3/3（原橋脚）に大きくすると、振動特性は偏心曲げが2/3の場合とほぼ同様であるが、最終的な残留変位は約7 cmに大きくなる。

表一1は、上記3ケースの最大応答値をまとめたものである。最大応答変位は、偏心曲げが作用している方向で発生し、その値は偏心曲げが1/3の場合に比較すると、偏心曲げが2/3の場合には1.16に、偏心曲げが3/3の場合には1.57倍に大きくなる。

表一1 解析結果（最大応答値）

解析ケース			加速度 (m/s^2)	変位 (cm)
1	偏 心 の 曲 大 げ き さ	1/3	5.64	7.04
2		2/3	5.04	8.20
3		3/3	4.77	11.07

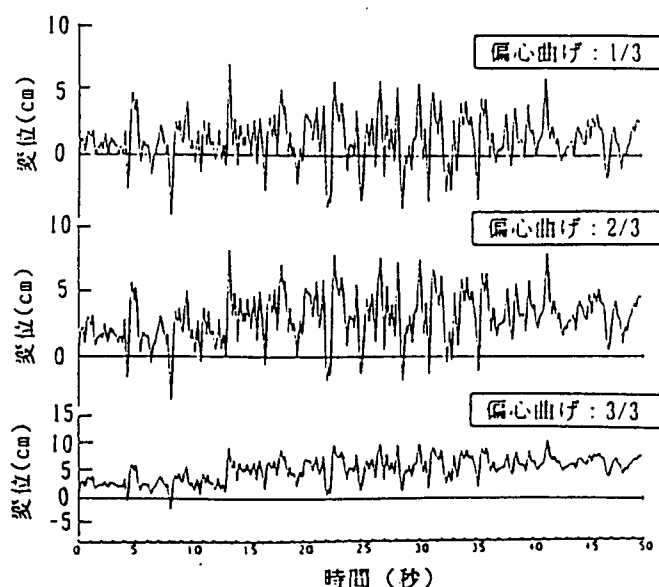


図-5 時刻歴応答波形

5. まとめ

本検討結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 橋脚模型の振動台実験によれば、偏心曲げが作用している場合には、偏心曲げにより圧縮側となる面のコンクリートの圧壊により最終状態となる。この際には、偏心曲げが作用する方向にのみ損傷が進展し、大きな残留変位が生じる。
- 2) 偏心曲げが作用している橋脚の非線形地震応答解析手法を開発した。解析では、偏心曲げ、 $P \sim \delta$ 効果、荷重～変位の非対称骨格特性を考慮することができる。解析結果によれば、残留変位の大きさは、偏心曲げの大きさに大きく依存し、偏心曲げが大きくなるほど大きくなる。本解析では、偏心曲げが1/3の場合には残留変位はほとんど生じないが、2/3の場合には3 cm、3/3の場合には7 cmとなる。

平成 5 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 3288 号
平成 6 年 7 月 (1994)

川島一彦, 運上茂樹, 杉田秀樹,
中島 燈, 星隈順一, 向 秀毅,
長屋和宏, 佐藤貴志

要 旨

平成 5 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

五〇円切
手をはり
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. 001

No. 001

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 3288 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印