

土木研究所資料

平成2年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

平成4年2月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

[Copyright © (1992) 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2年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

耐震研究室	室長	川島	一彦
	研究員	長谷川	金二
	〃	運上	茂樹
	〃	杉田	秀樹
	〃	長島	博之
	技官	加納	尚史
	〃	清水	英之
	〃	飯田	寛之

要 旨

平成2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、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と地震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震災害、間接損害施設、ハイブリッドコントロール、地下施設、災害防除、不安感、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、ゴム支承、シールドトンネル、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

目 次

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究……………	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……………	9
（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. 地下施設の耐震設計法に関する研究……………	17
（建設技術研究開発経費〈総プロ〉）	
4. 災害防除システムに関する研究……………	23
（建設技術研究開発経費〈総プロ〉）	
5. 震災復旧計画作成支援システムの開発……………	29
（建設技術研究開発経費〈総プロ〉）	
6. 道路橋の免震構造システムの開発……………	37
（官民連帯共同研究経費）	
7. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査……………	49
（道路事業調査費，一般調査）	
8. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査……………	51
（道路事業調査費，一般調査）	
9. ゴム支承を用いた多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査……………	53
（道路事業調査費，一般調査）	
10. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査……………	55
（道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査）	
11. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査……………	57
（道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査）	
12. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震性に関する試験調査……………	59
（道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査）	
13. 剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験……………	61
（受託工事費）	

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究

(土木関係研究経費、一般研究)

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 杉田 秀樹

加納 尚史

1. まえがき

地震防災投資を合理的に行うとともに、その効果を計量化するためには、各種施設が被災した場合の影響の大きさ（間接的影響も含めて）を正確に把握しておくことが重要である。一般に公共土木施設の地震被害では、当該施設が受けた被害よりも、これを使用できないために生じる間接損害の方がはるかに大きい場合が多いが、間接損害の推定方法に関する既往の研究はほとんどないのが実情である。このため、地震災害による間接損害の推定方法の開発が必要とされている。

昨年度は、震災により幹線道路が被害を受けたとすると、どの程度の影響を我が国全体に及ぼすかを、地域間産業連関表を用いて評価する手法を開発し、東名高速道路を例にとり試算を行った。本年度は、本研究の最終年度にあたるが、南関東地震が発生した際に予想される産業施設の延焼及び倒壊が、日本全体の生産活動に与える影響を地域間産業連関表を用いて算定した。

2. 研究目的

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

3. 地域間の経済相互作用を考慮した南関東地震による間接損害の推定

3. 1 概要

本検討は、南関東地方の生産施設が地震により被災した場合に、我が国の経済活動に及ぼす影響を地域間産業連関分析を応用した経済モデルを用いて定量的に評価しようとするものである。

3. 2 解析の流れ

本手法の解析の流れを示すと図1のようになる。解析は大きく分けて以下に示す3つの部分から構成される。

① 生産施設の倒壊、延焼による直接生産減の算定

南関東地方（東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県）の産業別の事業所面積で産業別の生産高を割り、単位事業所面積当りの生産高を求める。次に、区市町村ごとの地震による建物倒壊率・延焼率データと区市町村ごとの事業所面積との積により、地震被害により使用不能となる事業所面積を算定する。これと、前述した単位事業所面積当りの生産高の積により、産業別の倒壊、延焼による生産減額を算定する。

② 地域間の需要の減少による生産減少額の算定

①で算出した直接生産減少額が総生産額に占める割合を生産性低下率として求め、これを中間需要の低下率a及び最終需要の低下率bとして地域間非競争移入型産業連関表に投入し、各地域における生産減少額を算定する。

地域間産業連関表の構造は図2に示す通りであり、地域間非競争移入型モデルの算出バランス式は次式で表される。

$$A X + F(D) + F(E) - M = X \quad (1)$$

ここで、A：地域間投入係数行列、X：地域別生産額の列ベクトル、F(D)：地域別域内最終需要の

全国計の列ベクトル、 $F(E)$ ：地域別輸出額の列ベクトル、 M ：地域別輸入額の列ベクトル、である。生産額 X は、次式により求めることができる。

$$X = (I - A)^{-1} \cdot (F(D) + F(E) - M) \quad (2)$$

また、地域別輸入額 M が当該輸入地域の地域内需要に比例するものとして輸入係数 M を定義すれば、輸入額 M は次式で表される。

$$M = M(A^*X + F(D)^*) \quad (3)$$

ここで、 A^* ：地域内投入係数の対角マトリクス、 $F(D)^*$ ：地域内最終需要の対角マトリクス、である。したがって、生産額 X は次式により求められる。

$$X = [I - (A - MA^*)]^{-1} \cdot [F(D) - MF(D)^* + F(E)] \quad (4)$$

式(4)の A 及び $F(D)$ に前述した生産性低下率 a 及び b をそれぞれ掛けることにより、産業別の生産減少額を算定することができる。

③ 消費効果を考慮した地域別生産減少額（総生産減少額）の算定

②で算定した生産減少額には付加価値額（営業利益、給料等）も含まれており、付加価値の減少分は、震災による生産施設の被害がなければ、消費支出、固定資本形成となって、新たな生産を誘発していたものである。この付加価値の減少額が支出を通じて形成する最終需要ベクトル $F(D)$ を作成し、式(4)を再び適用して生産減少額を算定する。これを収束するまでくり返し、総生産減少額を算定する。

3. 3 解析対象及び解析条件

想定した地震は関東近海を震源とするマグニチュード8程度の地震であり、南関東地域の東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県に被害が発生するものとして、この1都3県における建物の東海・延焼の度合を推定した。

事業所の床面積については各都県から発表されている統計年鑑によることとした。また、各都県の産業部門別総生産額についても、各都県から発表されている都・県民経済計算年報によった。ここで、事業所床面積は各都県とも総数のみ発表されているため、産業別の事業所床面積が未知数となっている。そのため、ここでは東京都の総事業所床面積を全就業者数で除した従業員1人当りの床面積14.4m²/人を基本として、これと産業別の就業者数との積により産業別の事業所床面積を推定した。

地域間産業連関表としては、昭和60年度版が現在のところ最新版であるためこれを用いることとした。したがって、以下に示す金額は全て昭和60年度価格で統一してある。地域間産業連関表の地域区分及び産業分類を図3及び表1にそれぞれ示す。

3. 4 解析結果

1) 直接生産減少額の算定

表1に示した12分類の各産業における事業所倒壊・延焼面積を図4に示す。倒壊面積に比較して延焼面積は約6倍に相当する。産業別にみると、南関東地域の産業構造を反映して倒壊・延焼とも商業・運輸が最も多く、ついでサービス業の順となっている。

次に、地震により倒壊・延焼した施設が1年間使用できない場合に減少する生産額（以下、直接生産減少額と呼ぶ）を、上述の事業所倒壊・延焼面積と単位事業所面積当りの年間生産額（付加価値ベース）との積により求めると図5のようになる。なお、倒壊・延焼を重ねて受ける事業所面積を把握できなかったため、ここでは両者の単純な合計となっている。これによると、南関東地域で直接生産減少額は付加価値ベースで28兆5000億円にも達しており、これは南関東地域の昭和60年度の付加価値ベースの生産額109兆8000億円の26%に相当する。産業別にみると倒壊・延焼面積の大きかった商業・運輸およびサービス業とともに単位事業所面積当りの生産額の高い金融・保険・不動産の生産減少額が大きく、これら3業種で生産減少額全体の約6割を占めている。

2) 他地域への波及を見込んだ生産減少額の算定

図5に示した産業別の直接生産額が、地震の影響が無い昭和60年度の実生産額に占める割合を生産性低下率と定義し、これを求めると表2のようになる。この生産性低下率を中間需要部門の生産性低下率aおよび最終需要部門の生産性低下率bとして、3.2②および③に示した地域間産業連関表を用いた解析により、生産減少額を算定した。図6に地域別・産業別の生産減少額を示す。なお、ここに示す額は生産額ベースの値である。生産減少額は我が国全体で116兆5600億円と算定された。これに昭和60年度の我が国の付加価値率0.492を乗ずることにより、付加価値ベースの生産減少額は57兆3000億円と算定される。これは南関東地域の直接生産減少額の約2倍に相当する。また、昭和60年度の我が国の国民総生産（GNP、名目値）321兆2900億円の約18%にも達し、南関東地震が我が国の経済活動に及ぼす影響が極めて大きいことが指摘される。

産業別にみた場合、南関東地域で直接生産減少額の大きかった商業・運輸、金融・保険・不動産業、およびサービス業の生産減少額が大きい。これら第3次産業の生産減少により、金属、機械、その他の製造業といった第2次産業の生産額の減少が誘発されていることがわかる。ここには示さないが、この傾向は関東を含めた全地域でみられ、特に関東以外の地域では第2次産業の生産減少額が第3次産業の生産減少額を上回る結果となった。

4. 本年度のまとめ

本年度は、南関東地震が発生した際に予想される産業施設の延焼及び倒壊が、日本全体の生産活動に与える影響を地域間産業連関表を用いて算定した。その結果、倒壊・延焼した生産施設が1年間使用できないものとする、我が国全体の生産減少額は付加価値ベースで57兆3000億円と算定された。これはGNPの約18%に達する額であり、南関東地震が我が国に及ぼす経済的影響が甚大であることがわかった。

5. 本研究の成果

地震災害における間接損害の推定手法に関する研究として、昭和61年度から平成2年度にわたる5ヶ年間に実施した研究項目を表3に示す。本研究で得られた研究成果は、以下のとおりである。

1) 地域内の経済活動に及ぼす震災の影響を、生産基盤破損、輸送基盤破損、及び製品・半製品・原材料破損の3者に分けてそれぞれの生産低下を産業連関分析に基づき算定する、間接損害の汎用電算プログラム“LOSS”を開発した。

2) 上述の電算プログラム“LOSS”を用い、公共土木施設のうち、道路施設及びライフライン施設の被災が県内の経済活動に及ぼす影響を、昭和53年宮城県沖地震及び昭和58年日本海中部地震についてそれぞれ検討した。この結果、例えば、日本海中部地震では道路施設の生産性低下率を5%と見込むと昭和58年度価格で1998億円（秋田県の県内総生産額の8.5%に相当）もの間接損害が生じることがわかった。

3) 日本海中部地震による秋田県の生産性低下額と宮城県沖地震による宮城県の生産性低下額とを比較した結果、宮城県沖地震における各産業部門別の生産性低下率は、電気・ガス・水道業を除いて、すべて2～4%程度であるのに対して、日本海中部地震における秋田県の水産業部門は非常に大きな生産性低下があり、これが秋田県の方が生産性低下の度合いが大きくなった原因であることがわかった。

4) 震災により幹線道路が被害を受けたとすると、どの程度の影響を我が国全体に及ぼすかを、経済的な側面にのみ着目し、地域間産業連関表を用いて評価する方法を開発し、東名高速道路の静岡IC～焼津IC間が3日間通行止めとなった場合を例にとり試算を行った。この結果、通行規制による物資輸送の減少が生み出す我が国全体の生産減少額は、付加価値ベースで1080億円となり、これは国民総生産の0.045%に相当する。

5) 南関東地震が発生した際に予想される産業施設の延焼及び倒壊が、日本全体の生産活動に与

える影響を地域間産業連関表を用いて算定した。その結果、倒壊・延焼した生産施設が1年間使用できないものとする、我が国全体の生産減少額は付加価値ベースで57兆3000億円と算定された。これはG N Pの約18%に相当するものである。

6. 研究結果の公表

本研究に関連して公表した主要な研究報告・論文を示すと以下のようになる。

- 1) 「地震による間接的な経済被害に関する研究」、土木研究所報告、印刷中
- 2) 「地震災害が地域経済へ与える影響－昭和58年日本海中部地震の場合－」、土木技術資料、Vol. 1. 29-3、昭和62年3月
- 3) 「昭和58年日本海中部地震による間接損害の推定（和文、英文）」、U J N R、第19回合同部会、建設省土木研究所、昭和62年5月
- 4) 「昭和53年宮城県沖地震による間接損害の推定」、土木学会第44回年次学術講演会、平成元年10月
- 5) 「地震災害が地域経済へ与える影響－昭和53年宮城県沖地震の場合－」、土木技術資料、Vol. 31-12、平成元年12月
- 6) 「Evaluation of Indirect Economic Effects caused by the 1983 Nihonkai-chubu, Japan, Earthquake」、Earthquake Spectra、The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute、平成2年11月
- 7) 「地震が地域経済に与える影響」、第8回日本地震工学シンポジウム、平成2年12月

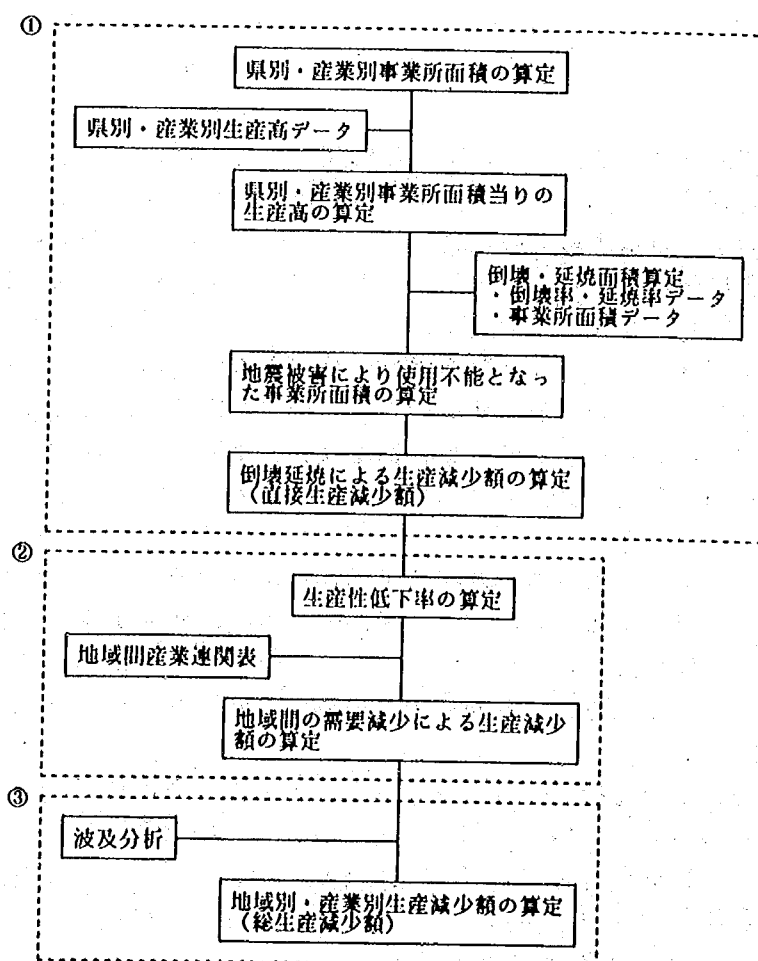


図1 本手法の解析の流れ

→ 需要部門

供給部門 ↓

10

10

10	地域 1	A	F(D)	F(E)	M	A	F(D)	—	—
		V	—	—	—	V	—	—	—
10	地域 2	A	F(D)	—	—	A	F(D)	F(E)	M
		V	—	—	—	V	—	—	—

10

10

	A	F(D)	—	—	A	F(D)	F(E)	M	CT
	V	—	—	—	V	—	—	—	
	A	F(D)	—	—	A	F(D)	F(E)	M	CT
	V	—	—	—	V	—	—	—	

10

地域 9

10

全国計

10	地域 9	A	F(D)	—	—	A	F(D)	—	—
		V	—	—	—	V	—	—	—
10	全国計	A	F(D)	F(E)	M	A	F(D)	F(E)	M
		V	—	—	—	V	—	—	—
		CT				CT			

	A	F(D)	—	—	A	F(D)	F(E)	M	CT
	V	—	—	—	V	—	—	—	
	A	F(D)	—	—	A	F(D)	F(E)	M	CT
	V	—	—	—	V	—	—	—	
	CT				CT				TOTAL CT

凡 例

A : 地域間投入係数行列, F(D) : 地域別域内最終需要のベクトル, F(E) : 地域別輸出額のベクトル,
M : 地域別輸入額のベクトル, V : 地域別域内付加価値額, CT : 地域間総生産額

図 2 地域間産業連関表の構造

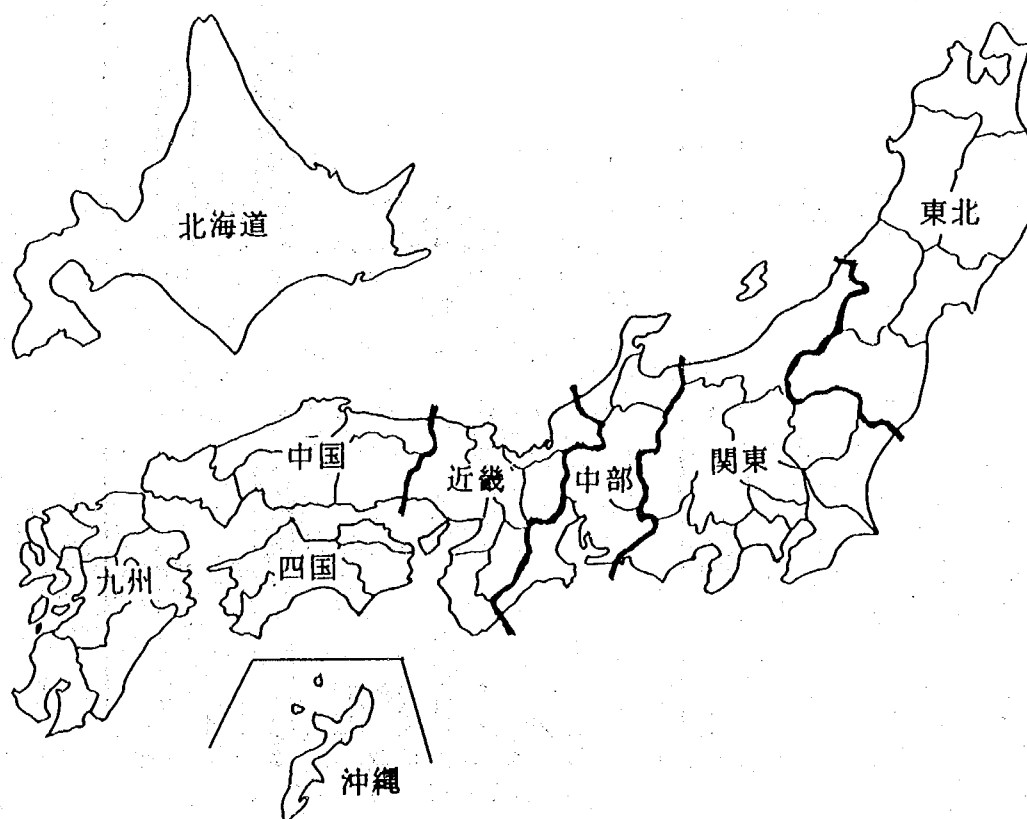
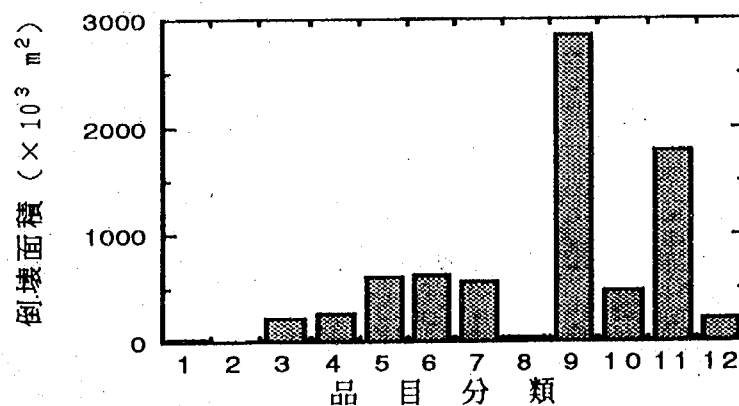


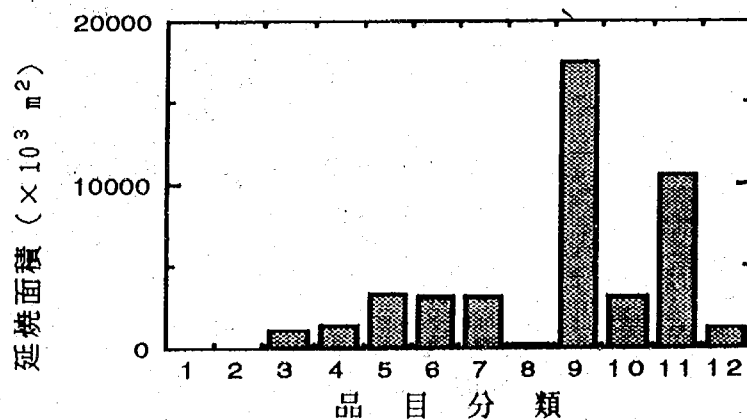
図 3 地域間産業連関表の地域区分

表1 地域間産業連関表における産業分類

地域間産業連関表 品目分類(12分類)	内訳(45部門分類)
1. 農林水産業	農業、林業、漁業
2. 鉱業	鉱業
3. 食料品・たばこ	食料品・たばこ
4. 金属	鉄鋼製品、非鉄金属製品、金属製品
5. 機械	一般機械、事務・サービス用機械、民生用電 気機器、電子機械、その他の電気機械、自動 車、その他の輸送機械、精密機械
6. その他の製造業	繊維、木材・木製品、家具・装飾品、パルプ ・紙・加工品、新聞・印刷・製本、化学工業 製品、石油・石炭製品、プラスチック製品、 ゴム製品、皮革・同製品、窯業・土石製品、 その他の製造業
7. 建設	建設、土木
8. 公益事業	電力、ガス・熱供給業、水道・廃棄物処理
9. 商業・運輸	商業、運輸
10. 金融・保険・ 不動産	金融・保険、不動産
11. サービス	通信・放送、公務、教育・研究、医療・保険 ・社会保障、その他の公共サービス、対事業 社所サービス、対個人サービス
12. 分類不明	分類不明



(a) 倒壊面積



(b) 延焼面積

図4 産業別の事業所倒壊・延焼面積

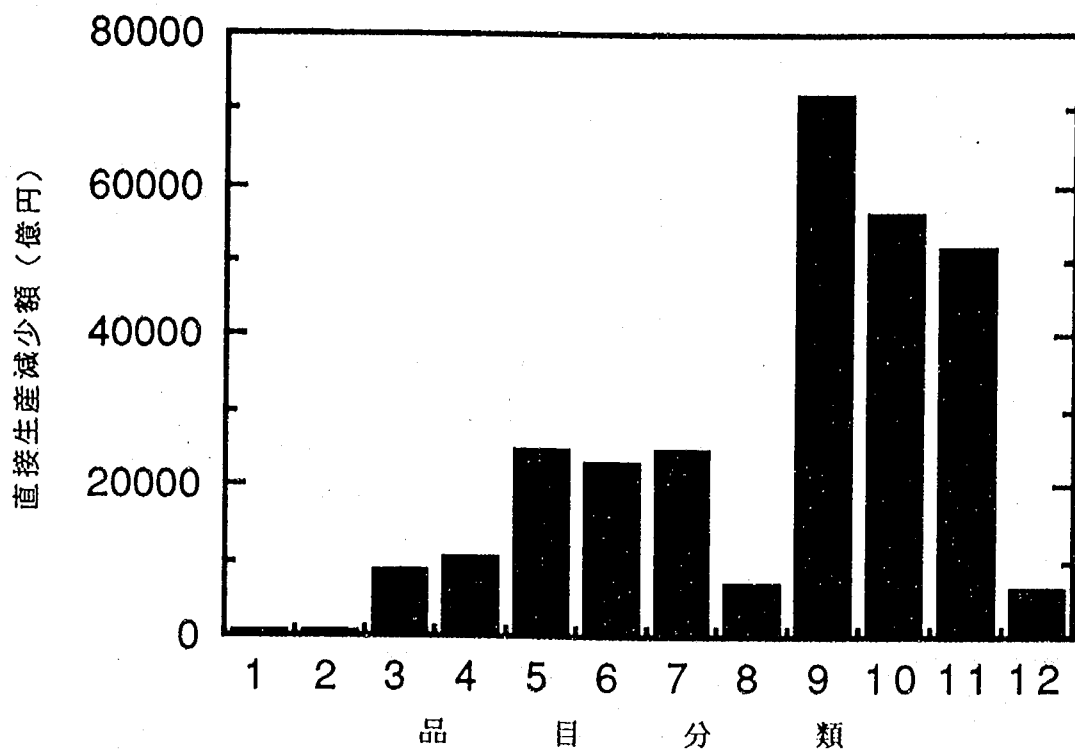
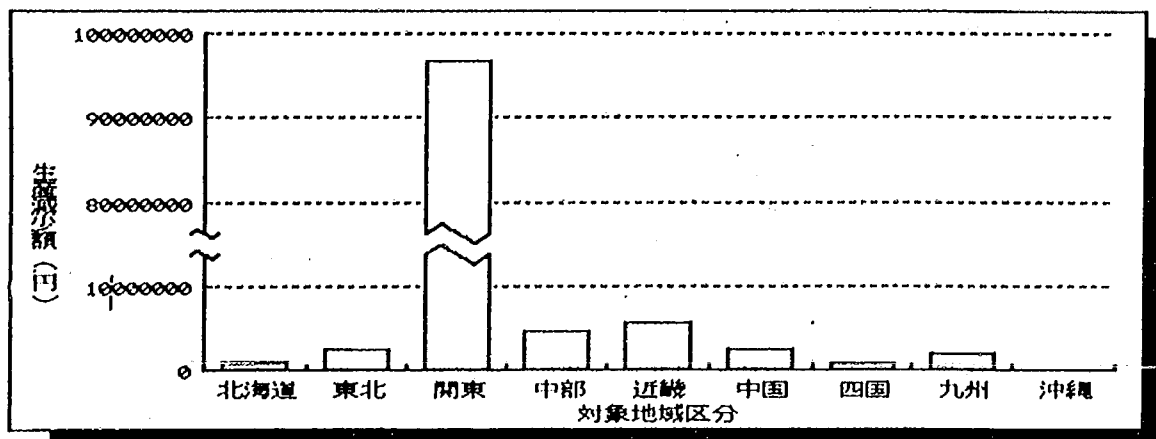


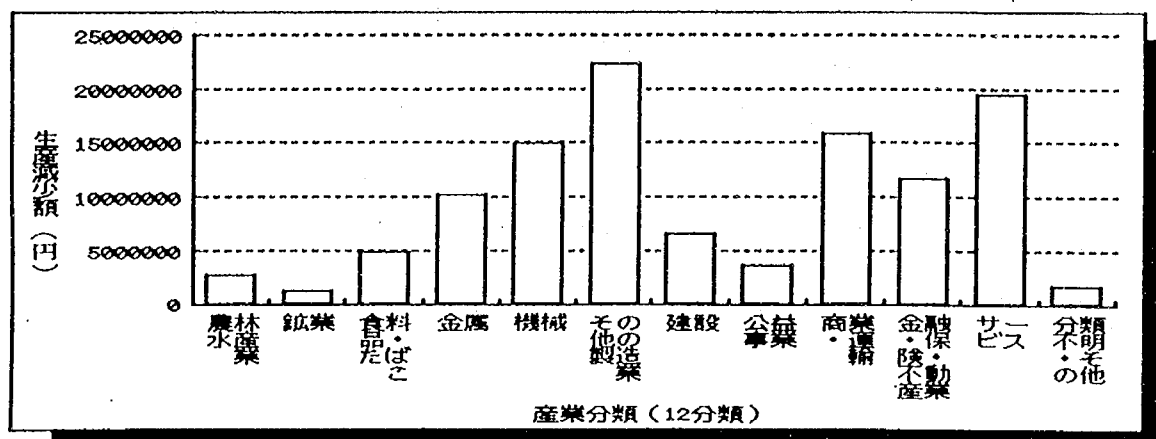
図5 産業別の直接生産減少額

表2 生産性低下率

産 業 部 門	①昭和60年 度生産額 (億円)	②直接生産 減少額 (億円)	生産性 低下率 ②/①
1. 農林水産業	6,529	801	0.123
2. 鉱業	1,363	308	0.226
3. 食料品・たばこ	37,322	8,560	0.229
4. 金属	44,770	10,209	0.228
5. 機械	108,238	24,795	0.229
6. その他の製造業	100,500	22,972	0.229
7. 建設	94,464	24,663	0.261
8. 公益事業	29,934	6,686	0.223
9. 商業・運輸	251,757	71,753	0.285
10. 金融・保険・不動産	203,960	56,275	0.276
11. サービス	181,075	51,656	0.285
12. 分類不明	37,754	6,345	0.168
合 計	1,097,665	285,024	0.260



(a) 地域別生産減少額 (b = a)



(b) 産業別生産減少額 (b = a)

図6 地域別・産業別の生産減少額

表3 本研究の年度別検討内容

年 度	検 討 内 容
昭和61年度	・ 日本海中部地震に伴う秋田県内の経済活動の実態調査 ・ 産業連関分析手法を用いた間接損害推定プログラム"LOSS"の開発
昭和62年度	・ 宮城県地震に伴う宮城県内の経済活動の実態調査 ・ "LOSS"を用いた宮城県沖地震及び日本海中部地震に対する間接損害の推定
昭和63年度	・ 各種条件下での秋田県（日本海中部地震）及び宮城県（宮城県沖地震）の間接損害の推定
平成元年度	・ 地域間産業連関分析手法を用いた地域間の相互作用を考慮した間接損害の推定手法の検討 ・ 上記手法を用いた道路が被災した場合の間接損害の波及の検討
平成2年度	・ 地域感産業連関分析手法を用いた南関東地震による被害が我が国の生産活動に及ぼす影響の検討

取付けることとし、駆動マスの重量は共に180tfとした場合と、共に90tfとした場合、さらに、片一方が120tfもう一方が60tfと異なる値を用いた場合の、合計3通りについて解析した。なお、駆動マスを支持するためのばね係数は、これによって支持される駆動マスの固有振動数が対象橋の1次の固有振動数の1/4になるように定めた。また、橋梁自体の減衰定数は5%とした。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Ⅱ種地盤用の標準地震入力波を用いた。

AMDの制御方法は、最適フィードバック制御法によるものとし、この方法によれば制御力は構造物及びAMDの変位及び速度に比例した力として与えられる。比例係数は制御ゲインと呼ばれ、これはRicattiの代数方程式を解くことにより求められる最適なゲインを用いた。

2) 制御点の影響

どこにAMDを取り付けるのが効果的かを検討するために、桁の各位置に、順次、180tfの重量を有するAMDを取り付けて、応答を解析した。図-2は、桁の最大応答変位及び最大応答加速度を示したものである。桁の中央付近にAMDを取り付けた場合に最も制震効果が大きく、非制御の場合に比較して最大応答変位では約1/4に、最大応答加速度では約半分に低減される。一方、橋台近くにAMDを取り付けた場合には制震効果は小さい。例えば、A₂橋台位置にAMDを取り付けた場合には、桁の中央点では、非制御に比べて約15%程度応答変位は小さくなるが、逆にAMDを取り付けた橋台位置では、非制御の13倍もの応答変位が生じる。連続橋の橋軸直角方向の振動を制御するためには、卓越する振動モードが最も大きくなる位置に取り付けるのがよい。

3) 多点制御の影響

多点制御の影響を検討するため、P₁橋脚位置とP₂橋脚位置の2箇所にAMDを取り付けた場合の制震効果を解析した。図-3は、

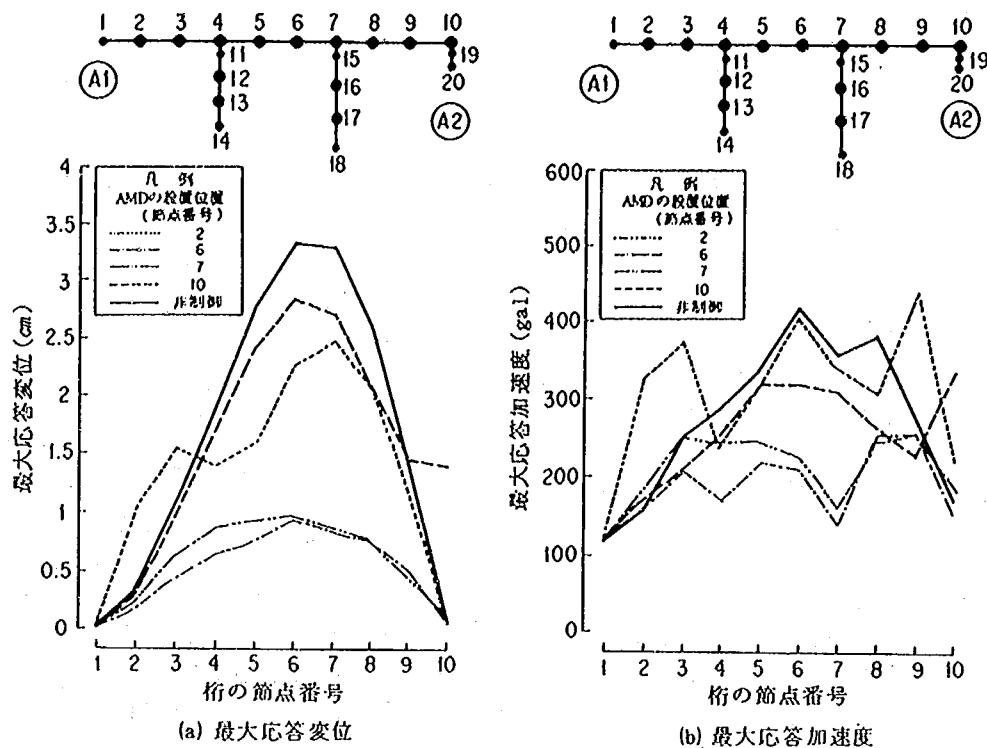


図-2 制御点を変化させた場合の桁の最大応答値

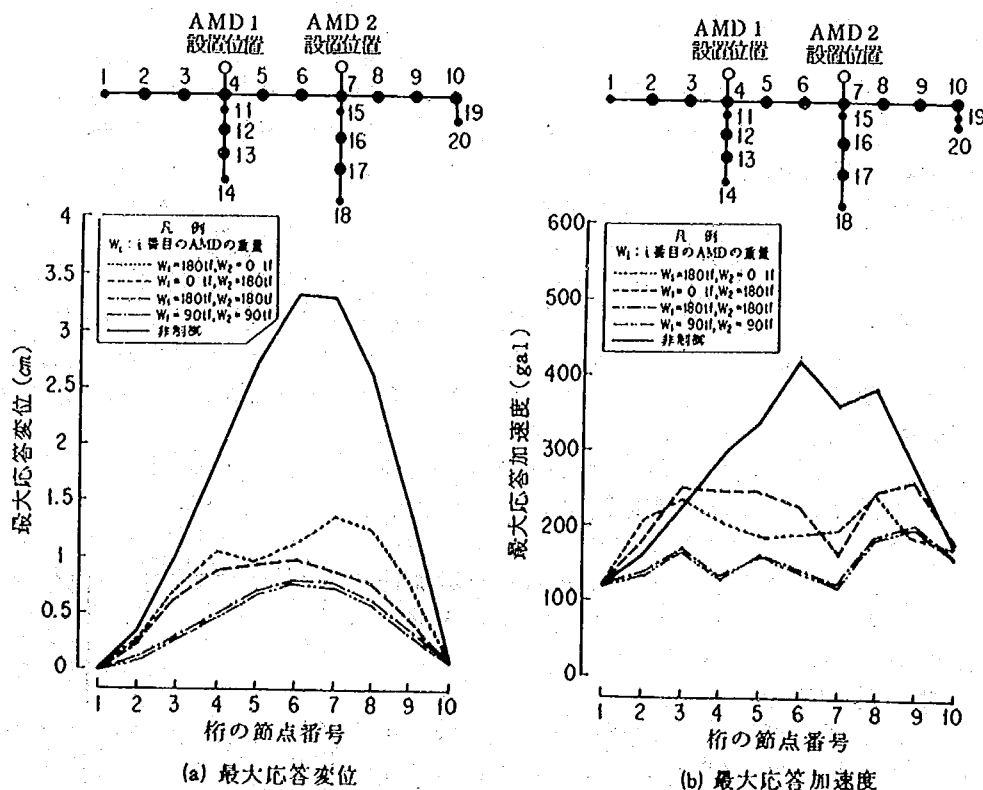


図-3 2点制御の場合の最大応答値

2箇所にAMDを設置した場合の桁の最大応答変位及び最大応答加速度を示したものである。なお、比較のために1点で制御した場合についても示している。2点にAMDを取り付けると1点だけで制御する場合に比較して桁の最大応答変位、最大応答加速度はともに大きく低下する。また、2点で制御する場合にAMDの駆動マスの重量が90tfの場合と180tfの場合とでは、最大応答変位及び最大応答加速度はともにほぼ同じとなる。AMDのマスが90tfでも180tfでも制御力はほぼ同じであり、これを得るためのストロークが、マスが90tfの場合には180tfの場合の約2倍となるためである。すなわち、AMDの質量はそのストロークには大きく影響を及ぼすが、制震効果には影響を及ぼさない。これは、2つのAMDのマスの合計値は180tfであるが、その割合を2:1にした場合についても同様の結果が得られる。

3.3 バリアブルダンパーの開発

1) バリアブルダンパーの概要

バリアブルダンパーは、基本的には粘性ダンパーであるが、図-4に示すように粘性減衰力を構造物（橋梁）の応答に応じて変化させようというものである。たとえば、橋桁の振動が振幅が小さいうちは、粘性係数を大きくし、事実上車両の制動荷重などに対しては固定支承と同じ機能をもたせる（速度の遅い温度変化に対しては可動）。地震が発生し、桁の振動がある程度大きくなった場合には、エネルギー吸収を最適にするとともに、下部構造へ伝達する地震力を適切に調整できるように減衰係数を下げる。さらに、桁の振動が大きくなり過ぎた場合には、これ以上の桁の振動を抑えるために、徐々に粘性係数を大きくしてストッパーの役目をもたせる。したがって、バリアブルダンパーとは、従来の粘性ダンパーストッパー、免震支承、緩衝機能付きストッパーの3つの装置の長所を合わせ持ったものといえる。粘性係数を変化させるためには、ダンパーのオリフィスの大きさを変化させるだけで済み、コントロールに要するエネルギーは一般の制震設計に比較して大幅に小さくすることができる。

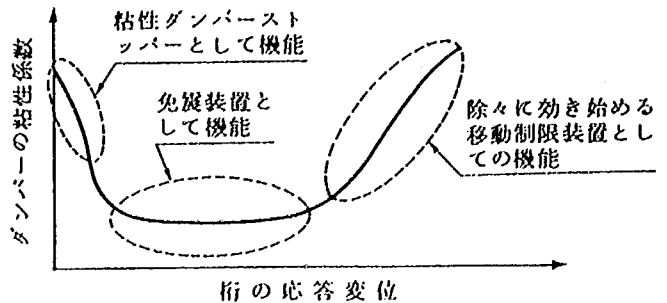


図-4 バリアブルダンパーの概念

2) バリアブルダンパーを有する多自由度構造系の地震応答解析法

線形多自由度系の橋梁モデルにバリアブルダンパーを取り付けた場合の運動方程式は次式のように表される。

$$\underline{M} \ddot{\underline{x}} + (\underline{C} + \underline{C}_D) \dot{\underline{x}} + \underline{K} \underline{x} = -\underline{M} \ddot{\underline{x}}_0 \quad (1)$$

ここで、 $\underline{M}$ 、 $\underline{C}$ 、 $\underline{K}$ は、それぞれ構造系の質量、減衰、及び剛性マトリックスを示す。 $\underline{x}$ 及び $\underline{x}_0$ は、変位ベクトル、及び地動変位を示す。 $\underline{C}_D$ はバリアブルダンパーの減衰マトリックスで、バリアブルダンパーを設置した自由度間の相対変位及び相対速度の関数として与える。 $\underline{C}_D$ は時刻によって変化するため、式(1)の積分に際しては直接積分法により、ニューマーク法を用いる。ニューマーク法では、速度及び変位を次のように仮定する。

$$\dot{\underline{x}}_i = \dot{\underline{x}}_{i-1} + (1 - \alpha) \Delta t \cdot \ddot{\underline{x}}_{i-1} + \alpha \cdot \Delta t \cdot \ddot{\underline{x}}_i \quad (2)$$

$$\underline{x}_i = \underline{x}_{i-1} + \Delta t \cdot \dot{\underline{x}}_{i-1} + (1/2 - \beta) (\Delta t)^2 \ddot{\underline{x}}_{i-1} + \beta (\Delta t)^2 \ddot{\underline{x}}_i \quad (3)$$

ここで、 α 、 β はニューマーク法のパラメータで一定加速度法の場合には $\alpha = 1/2$ 、 $\beta = 1/4$ とする。ステップ1及び1-1における運動方程式(1)が2式と、式(2)及び(3)と併せて4式が得られ、初期変位と初期速度（ステップ1=0）を与えることにより順次各ステップの変位、速度、加速度を求めることができる。計算の各ステップにおいて式(1)のバリアブルダンパーの粘性係数 $\underline{C}_D$ は前述のように変位及び速度の関数として与える。

上述の解析手法によりバリアブルダンパーを有する多自由度構造物の地震応答解析を行うことが可能な解析プログラム“VDAM”を開発した。

3) 解析条件

バリアブルダンパーの制御効果を解析的に検討するために、図-5に示す橋長30mの単純桁橋の橋軸方向振動を対象として地震応答解析を行った。モデル橋は、弾性支承を有す

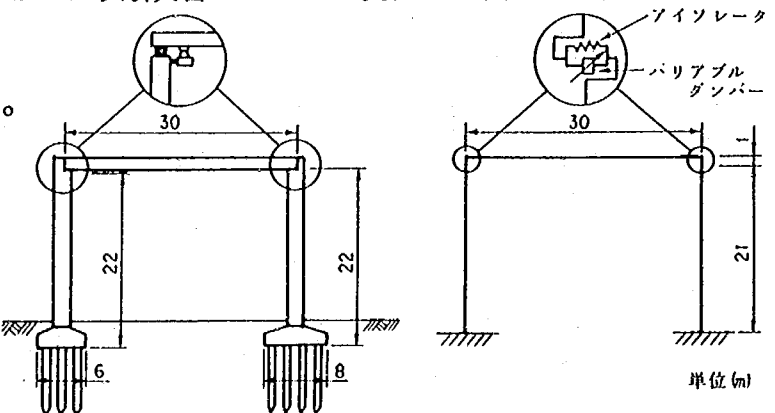
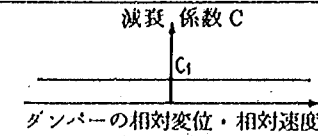
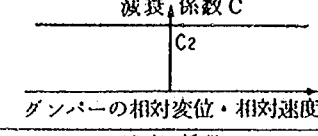
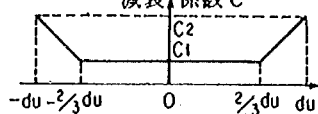
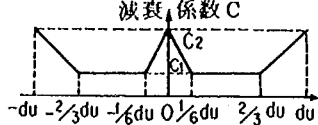
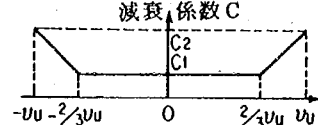
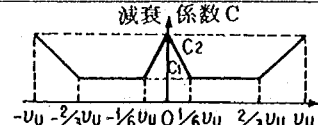
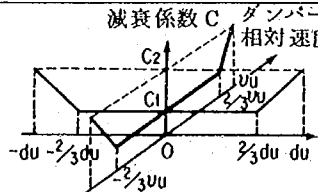


図-5 解析対象とした橋梁

るものとし、上部桁と下部構造天端間にバリアブルダンパーが設置されるものとした。弾性支承のばね係数は、1次固有周期が1秒となるように設定した。

解析ケースは、表-2に示す8ケースである。ここで、ケース1はバリアブルダンパーがない場合、ケース2及び3はバリアブルダンパーの減衰係数を一定値とした場合で、ここでは、減衰定数が5%及び100%となるように減衰係数を定めた。ケース4及び5は、減衰係数がダンパーの相対変位に応じて表-2に示すように変化する。最大変位 d_m はケース2で求めた最大値(19.4cm)とした。ケース6及び7は、減衰係数がダンパーの相対速度により表-2に示すように変化する。最大速度 v_m はケース2の最大値(113cm/s)とした。ケース8は、ケース4と6を併せたもので、ダンパーの変位と速度により減衰定数が変化させる。

表-2 解析ケース

解 析 ケ ー ス		バリアブルダンパーの減衰係数の設定法
1	バリアブルダンパーを 設置しない場合	
2	減衰係数一定 ($h_1 = 0.05$)	 $C_1 = 2h_1 \omega W / G / 2$ $C_1 = 7.74 (tf \cdot s / m)$ ($h_1 = 0.05$)
3	減衰係数一定 ($h_2 = 1.0$)	 $C_2 = 2h_2 \omega W / G / 2$ $C_2 = 154.75 (tf \cdot s / m)$ ($h_2 = 1.0$)
4	変位依存型 (D-1)	 $du = 19.41 (cm)$ ダンパーの 相 対 変 位
5	変位依存型 (D-2)	 $du = 19.41 (cm)$ ダンパーの 相 対 変 位
6	速度依存型 (V-1)	 $vu = 113.1 (cm/s)$ ダンパーの 相 対 速 度
7	速度依存型 (V-2)	 $vu = 113.1 (cm/s)$ ダンパーの 相 対 速 度
8	変位、速度依存型 (DV-1)	 $du = 19.41 (cm)$ $vu = 113.1 (cm/s)$ ダンパーの 相 対 変 位

入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に示されるⅢ種地盤用の地震時保有水平耐力レベルの適合波形とした。なお、上記のいずれのケースにおいても構造物固有の減衰定数として、2%のモード減衰定数を考慮した。

4) バリアブルダンパーの地震応答制御効果

表-3は、上記8ケースの最大応答値を比較したものである。ここでは、桁の変位、速度、加速度、及び、ダンパーの制御力、相対変位、相対速度の最大応答値を示している。図-6は、ケース1(バリアブルダンパー無し)、5(変位依存型D-2)、7(速度依存型V-2)におけるけたの変位及びダンパー制御力の時刻歴波形を比較したものである。これらによれば以下の点が指摘される。

1) 変位に応じてバリアブルダンパーの粘性係数を変える場合には、変位=0で大きめの粘性係数を与えること(ケース5)が有効である。ケース5のダンパーの制御力は、 $58.2 \times 2 tf$ であり、これは上部構造重量(241.5tf)の48.2%に相当する。これだけの制御力を与えて、バリアブルダンパーがない場合に比較して、桁の応答加速度は $566g$ $1/1300gal = 43.5\%$ 、相対

表-3 桁及びバリアブルダンパーの最大応答値の比較

ケース	ダンパ条件	桁の最大応答値			バリアブルダンパーの最大応答値		
		変 位	速 度	加 速 度	ダンパ力	相対変化	相対速度
		(cm)	(kine)	(gal)	(tf)	(cm)	(kine)
1	無 し	33.04	189.0	1300	—	—	—
2	一定($h_1 = 0.05$)	25.63	148.7	1012	8.8	19.41	113.1
3	一定($h_2 = 1.00$)	7.97	45.1	481	47.1	5.73	30.4
4	変 位 依 存 型 (D-1)	23.33	140.7	1043	39.2	17.32	142.2
5	変 位 依 存 型 (D-2)	13.25	84.8	566	58.8	10.18	123.6
6	速 度 依 存 型 (V-1)	21.10	131.3	1117	140.3	16.05	169.4
7	速 度 依 存 型 (V-2)	20.35	126.7	1029	109.8	15.44	147.4
8	変位速度依存型 (DV-1)	20.96	122.7	1136	129.3	15.72	168.1

変位は $13.25\text{cm}/33.04\text{cm}=40.1\%$ に減少できた。

2) バリアブルダンパーの粘性係数を速度によって変える(ケース6及び7)よりも、変位によって変えた方(ケース4及び5)が、同程度の桁の応答を制御するのに要するダンパーの制御力が小さい。これは、前者では速度の大きい所で粘性係数を大きくする結果、図-6(2)に示すようにパルスの数回の大きな制御力が必要とされるためである。後者では、制御力が時間的に分散され、特定の時間で特別に大きな制御力を必要としない。

3) 応答波形からみると、衝撃的な応答をすることなく、緩衝機能付きのストッパーとしても、バリアブルダンパーが機能している。

3.4 バリアブルダンパーのパイロットモデルの開発

写真-1~3は、パイロットモデルとして試作したバリアブルダンパーを示したものである。ダンパー力(粘性抵抗)は $20\text{kgf}\sim 200\text{kgf}$ 、最大相対変位は $\pm 5\text{cm}$ 、重量が約 40kgf である。バリアブルダンパーは、ダンパー本体部と制御システム部からなる。ダンパー本体部は通常の粘性ダンパーユニット、サーボバルブからなり、制御システム部は、変位計、加速度計等のセンサーとコントローラから構成される。ダンパーの減衰特性は、構造物の変位と速度を計測し、制御システムにより、サーボバルブによりオリフィスの幅を変化させることにより変化する。

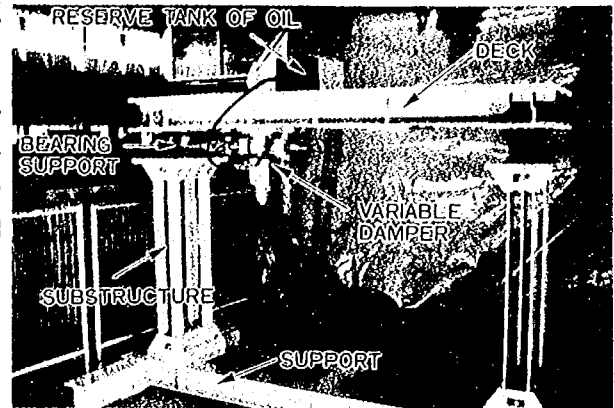


写真-1 バリアブルダンパーの設置状況

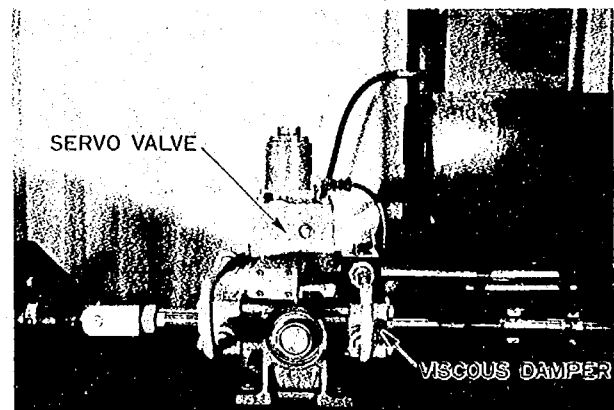


写真-2 バリアブルダンパーの本体部

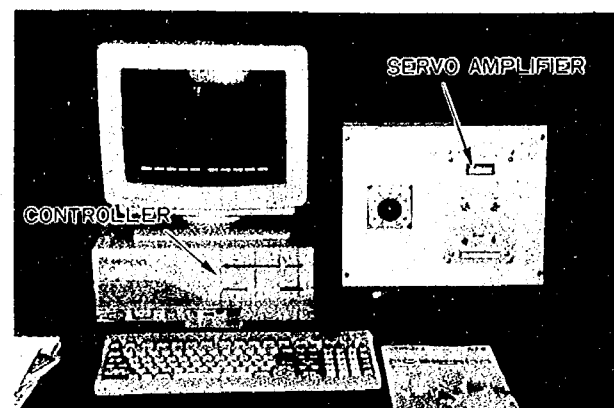


写真-3 バリアブルダンパーの制御システム部

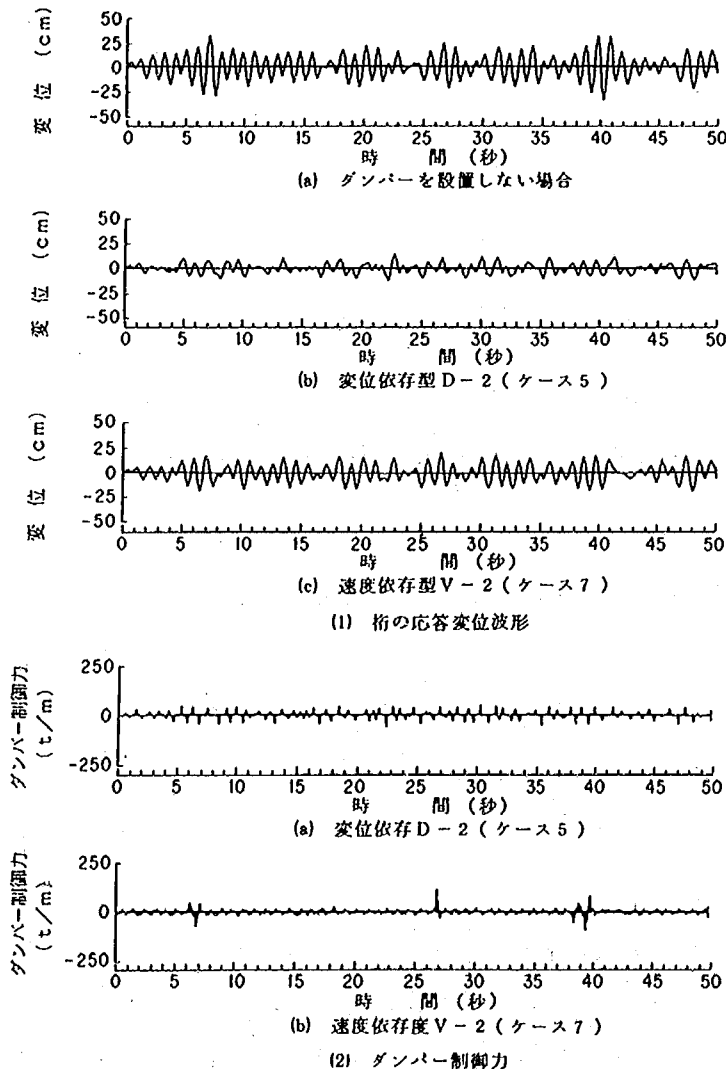


図-6 桁の応答変位及びダンパー制御力

図-7は、バリアブルダンパーの制御電圧と減衰特性の関係を示したものである。バリアブルダンパーの減衰定数は、制御電圧10Vで最も小さく（サーボバルブを全開にした状態）なり、0Vで最も大きく（サーボバルブを最も狭く閉じた状態）なる。ダンパーの特性及び制御に関する実験は、今後さらに検討を行う必要があるが、2年度に行った特性実験結果によれば、ダンパーの粘性抵抗 F_c は、ダンパーピストンの相対速度 V のほぼ1.45乗に比例し、次式のように表すことができる。

$$F_c = C(Vol.) \cdot v^n + F_0 \quad (4)$$

ここで $C(Vol.)$ 及び n は、ダンパーの減衰係数（ V : 制御電圧）及びピストンのべき乗数を示し、実験データを最小二乗回帰すれば、表-4のように求められる。 F_0 は、ダンパーピストンの摺動摩擦力を示す。入力電圧 V と減衰係数 $C(Vol.)$ の関係は最小二乗回帰すれば、次式のようになる。

$$C(Vol.) = 3.32 V^{-0.733} \quad (5)$$

4. まとめ

2年度の検討により明かとなったのは、以下の事項である。

1) アクティブコントロールによる橋梁の地震応答制御

① 連続橋の橋軸直角方向の振動を1台のAMDで制御するためには、卓越する振動モードが最も大きくなる位置に取り付けるのがよい。

② 2台のAMDを用いて制御する場合には、1台のAMDを用いて制御する場合よりも桁の応答変位及び応答加速度はより小さく制震できる。複数のAMDを分割して桁に設置することはどのようなモード形に対しても制御が行なえるようになり、今後、さらにその特性を検討していく必要がある。

2) バリアブルダンパーの開発

① 変位に応じてバリアブルダンパーの粘性係数を変える場合には、変位=0で大きめの粘性係数を与えることが有効である。

② バリアブルダンパーの粘性係数を速度によって変えるよりも、変位によって変えた方が、同程度の桁の応答を制御するのに要するダン

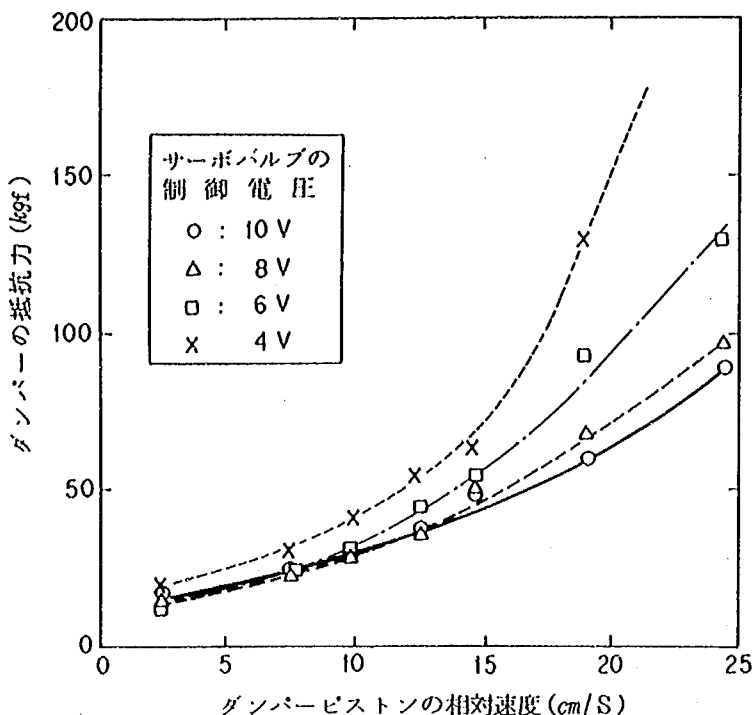


図-7 ダンパーの特性実験によるサーボバルブの電圧と粘性抵抗

表-4 バリアブルダンパーの特性

入力電圧 (vol)	減衰係数 $C(vol)$	べき乗数 n	相関係数 r	摩擦力 F_0
4	1.341	1.44	0.994	14.36
5	0.876	1.45	0.994	13.81
6	0.885	1.41	0.986	13.54
7	0.815	1.42	0.981	13.34
8	0.750	1.44	0.969	12.41
9	0.636	1.52	0.970	12.12
10	0.639	1.38	0.969	13.34
平均	—	1.44	—	13.27

注1) $F_c = C(vol) v^n + F_0$, F_c : 粘性抵抗 (kgf), $C(vol)$: 減衰 (kgf·sec/m), n : べき乗数、 F_0 : 摩擦 (kgf)

2) 入力電圧 0～3V (粘性抵抗大) については試験機の性能から本実験では行っていない。(今後検討要)

3) 上記実験結果は 2 Hz 正弦波載荷実験より求めた。

パーの制御力が小さい。

③ 応答波形からみると、衝撃的な応答をすることなく、緩衝機能付きのストッパーとしても、バリアブルダンパーが機能している。

④ バリアブルダンパーのパイロットモデルを開発した。制御電圧と粘性抵抗力の関係は、今後さらに検討を加える必要があるが、2年度の実験結果によれば式(4)のように与えられる。

⑤ バリアブルダンパーがかなり実用に近い位置に存在することが明かとなった。

5. 今後の研究課題

1) パッシブ構造要素に関する研究

2年度に試作したバリアブルダンパーの特性を検討するための模型橋振動実験を行う。さらに、構造物の応答を最もよく低減することが可能な最適バリアブルダンパーの特性を地震応答解析により解析的に検討するとともに、この条件を満足する最適バリアブルダンパーを試作する。

2) アクティブ構造要素に関する研究

フィードバック制御法を用いた各種制御方式を多自由度構造物に対して地震応答解析により検討するとともに、フィードフォワード制御の実用性を1自由度モデルにより検討する。

3) 最適ハイブリットコントロールに関する研究

応答低減効果がよく、外部エネルギーの小さいハイブリットコントロール方法を地震応答解析により検討する。

4) 第1回橋梁の免震・制震設計に関する日米ワークショップの開催

本年9月4日(水)～5日(木)に米国国立地震工学研究センター(M. Shinozuka所長、ニューヨーク州バッファロー)において、UJNR耐風・耐震構造専門部会 作業部会G(パッシブ・アクティブコントロールに関する作業部会)の主催により、第1回橋梁の免震・制震設計に関する日米ワークショップを開催する予定である。本ワークショップは、ハイブリットコントロールによる耐震性向上技術の日米共同研究に基づき、米国側の研究グループとハイブリットコントロール等制震技術について今後の研究の方向及び我が国でも建設が進みつつある道路橋の免震設計の現状と問題点について技術情報の交換を行うことを目的としている。

3. 地下施設の耐震設計法に関する研究 (建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

小口径管路、共同溝、沈埋トンネル等、小～中規模の地下構造物の耐震設計技術については、これまでに各種の検討がなされている。本研究は、大規模地下道路、大規模地下河川等の全く新しい構造で、かつ、大規模（大断面）な地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とするものである。

大規模地下構造物を地震時の振動特性に基づいて分類すると、①深さ方向に比べて水平方向に偏平で長大な地下構造物、②水平方向に長大な線状の大断面地下構造物、③水平方向に比べて深さ方向に長大な地下構造物、④多くの隔壁や接続物が組み合わされた地下構造物、の4つの構造パターンに分類される。本年度は、このうち③水平方向に比べて深さ方向に長大な地下構造物（以下、大規模鉛直地下構造物と呼ぶ）の耐震性の検討を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化に伴い、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

1) 大規模鉛直地下構造物の耐震設計上のポイントの検討

大規模構造物になると、類型化したパターンの構造形式に対して、普遍化した耐震性の検討は行いくい。このため、東京下町に大規模鉛直地下構造物が建設される場合を想定し、静的な耐震計算を行うことにより、どのような箇所での程度耐震性が問題となるかを検討した。大規模鉛直地下構造物としては、地表面下7.5m（東京礫層～江戸川層）位置に設けられた道路用シールドトンネル（2車線、外径12.4m、2本併設）の換気用の立坑（外径5.3m、高さ10.0m）を想定した。

2) 地震時動土圧の推定法の検討

大規模鉛直地下構造物の合理的な耐震設計法を開発するためには、地震波の入射に伴い構造物に作用する地震時動土圧の増分を正しく評価することが重要である。従来、地中構造物に作用する地震時土圧を評価する方法としては、古典的な土圧論に基づく計算法と、地盤の変形を考慮した応答変位法による計算法（静的解析法、動的解析法）の2種類が用いられている。既存の技術基準においても、表1に示すように、両者のいずれかを採用しているものが多い。このため、上記1)に示した大規模鉛直地下構造物に対する地震時動土圧の増分を、古典的動土圧論及び応答変位法（動的解析法）により算定し、両者の与える動土圧の基本的な特性の違いを検討した。

3) 応答変位法による地震時断面力に及ぼす構造物の周面せん断力の影響

従来、一般に応答変位法（静的解析法）による耐震計算では、まず地震時に地盤に生じる変形を算定して、構造物の側面に垂直な水平方向の地盤変位を構造物～地盤間バネを解して構造物に作用させることにより断面力を算定する。しかし、大規模鉛直地下構造物のような構造断面の大きい構

造物では、水平方向の地盤変位に加えて、地盤の変形により構造物の周面に作用するせん断力（以下、周面せん断力と呼ぶ）の影響が大きい。このため、上記1）に示した大規模鉛直地下構造物を対象として、応答変位法の外力を地盤変形のみとした場合と周面せん断力を考慮した場合を解析し、大規模鉛直地下構造物の地震時断面力に及ぼす周面せん断力の影響を検討した。

4. 研究結果

1) 大規模鉛直地下構造物の耐震設計上のポイント

大規模鉛直地下構造物（換気用立坑）の断面図、及び、周辺の地盤条件を示すと、それぞれ、図1及び表2の通りである。ここに、立坑の構造の決定に際しては、表3に示す一般の立坑、洞道、及び、道路橋基礎等の設計に用いられる基準・指針等を準用した。なお、立坑の外径は、換気のために必要な径ではなく、高さとのプロポーションから任意に定めた。

地震時動土圧の増分は、古典的動土圧論に基づいて評価した。ただし、地震時土圧の算定には地盤内加速度が必要とされるが、これは、別途、共同溝設計指針に規定される地震力を入力とした動的解析により算定した値を用いることとした。

立坑に作用する常時の側圧、及び、地震時動土圧の増分を比較して示すと図2の通りである。また、地震の影響が大きい地盤条件の変化部（七号地層～東京礫層、－5.5m地点）、中間梁位置（－6.0m地点）、及び、底版位置（－7.8m地点）において、構造物側壁に対する応力度の照査を行った結果を示すと表4の通りである。

以上の検討により、大規模鉛直地下構造物の耐震設計上のポイントとして、以下の点が明らかにされた。

①大深度になって地盤条件が良好になれば、当然、地震時動土圧の増分に対する常時の水圧及び土圧の比率が増加する。このため、常時の側圧に対して抵抗できる構造系であれば、ある特定箇所特に耐震性が問題となる（耐震性の観点から設計断面が決まる）箇所は少ない。ただし、構造物の側圧に含まれる地震時動土圧の増分の割合は20～50%程度あることから、地震時動土圧の増分を正しく評価することは重要である。

②七号地層～東京礫層間のように地盤剛性が大きく変化している箇所では、立坑には図3に示すような変形（動的解析による）が生じる。ただし、このような箇所においても、構造物の設計断面が耐震により決まることは一般にない。

③底版位置のように構造条件が大きく変化している箇所では、もともと常時の側圧に対する応力度が大きく、耐震設計上厳しい条件となる場合がある。

2) 地震時動土圧の推定法の検討

古典的動土圧論及び応答変位法（動的解析法）により算定される地震時動土圧の増分を比較して示すと図4の通りである。ここに、地震時動土圧の算定に必要とされる地盤内加速度の大きさ、及び、周辺地盤の変形量は、両手法間で考慮する地震力の大きさが等しくなるように、ともに共同溝設計指針に規定される地震力に基づいて定めることとした。

以上の検討により、両手法により算定される地震時動土圧の基本的な特性の違いとして、以下の点が明らかにされた。

①応答変位法（動的解析法）により算定される地震時動土圧の増分は、古典的動土圧論による動土圧の増分とは大きく異なる分布形状を示す。

②すなわち、古典的動土圧論では、基本的に深くなるにつれて動土圧が増加するのに対して、応答変位法では、地盤が軟弱な地表～地表面下2.0m程度、及び、七号地層～東京礫層間のように地盤剛性が変化する箇所では動土圧が大きくなる。

③反対に、東京礫層～江戸川層の下部（－70m以深）のような大深度においては、応答変位法は古典的動土圧論に比較して極めて小さな動土圧しか与えない。

④それ自体が地震時に変形する地盤の中に設けられた地中構造物に作用する地震時動土圧の大きさに関する検討は、測定自体が難しいことから、従来あまり実施されていない。古典的動土圧論と応答変位法のいずれの解析法が正しいかについては、今後、実験結果との比較を行うことにより検討していく必要がある。

3) 応答変位法による地震時断面力の算出に及ぼす構造物の周面せん断力の影響

応答変位法の外力として、構造物の周面せん断力を考慮した場合としない場合について、それぞれ立坑の側壁に生じる地震時断面力を比較して示すと図5の通りである。ここに、外力としての周面せん断力は、共同溝設計指針に規定される地震力を入力とした一次元重複反射理論によって算出した。なお、図5には比較のために、動的解析により算定される地震時断面力をあわせて示している。

以上の検討により、大規模鉛直地下構造物の地震時断面力に及ぼす周面せん断力の影響として、以下の点が指摘される。

①応答変位法の外力を周辺地盤の変形のみとした場合に対して、これに周面せん断力を考慮した場合には、地震時断面力の増分もしくは減少の割合は、軸力で最大約50%、せん断力で最大約30%、曲げモーメントで最大約20%である。

②大規模鉛直地下構造物の主働側では下向きに、また、受働側では上向きに、周面せん断力は作用する。したがって、主働側では軸圧縮力が、また、受働側では軸引張力が、それぞれ助長されることになる。

5. まとめ

大規模鉛直地下構造物の耐震性を検討することを目的として、東京下町の軟弱地盤中に建設される立坑を想定し、古典的動土圧論及び応答変位法による地震応答解析を行った。この結果、大規模鉛直地下構造物の耐震設計上のポイント、古典的動土圧論と応答変位法による地震時動土圧の差異、及び、応答変位法による地震時断面力に及ぼす構造物の周面に作用するせん断力の影響に関して各種の有効な知見が得られた。

大規模地下構造物の合理的な耐震設計技術を開発することを目的として、今後、以下の項目について検討を行う必要がある。

①応答変位法による大規模線状地下構造物の耐震計算法の開発

曲がり部・分岐部を有する場合、及び、地盤条件の変化部における応答変位法による耐震計算法の開発を行う。

②複雑な地下構造物（多くの隔壁や接続物が組み合わされた地下構造物）の耐震性の検討

a)耐震解析モデル及び耐震計算法の開発

b)耐震設計上のポイント、及び、取り得る対策の検討

【参考文献】

1) 建設省土木研究所、他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書、第29号、平成元年8月

2) 建設省土木研究所、（財）先端建設技術センター、他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、（平成元年度報告書）平成2年3月、（平成2年度報告書）平成3年3月

基 準 等	地震の影響の評価方法
道路標示方書・同解説	古典的動土圧論
地下貯油施設技術指針(案)	古典的動土圧論または応答変位法
地中送電用深部立坑、洞道の調査、設計、施工、計測指針	古典的動土圧論
水道施設耐震工法・同解説	古典的動土圧論または応答変位法

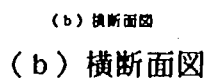
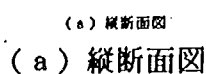
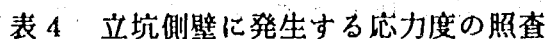
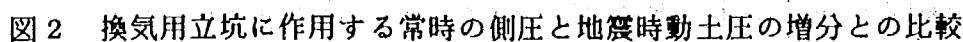


表2 周辺の地盤条件

— 20 —

技 術 基 準 等	側圧（常時）			地震時	慣性力	地盤の 地震時 変形	許容応力度		応力度
	土圧	水圧	偏土圧	土圧			常時	地震時刻増し	照査式
道路標示方書・図解説 下部構造図 （日本道路協会、平成２年２月）				○			○	○	○
（ “ ” 、 “ ” ） 耐震設計編				○	○				
地中送電用深部立坑、洞道の設計指針 （日本トンネル技術協会、昭和５７年３月）	○	○	○		○			○	
共同溝設計指針 （日本道路協会、昭和６１年３月）						○			
地中連続壁基礎設計施工指針 （日本道路協会、平成２年１０月）							○		
電力施設地下建造物の設計と施工 （電力土木技術協会）			○						



注) 許容応力度 常時 : $\sigma_{a1}=100\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_{a2}=1800\text{kgf/cm}^2$, $\tau_{a1}=4.5\text{kgf/cm}^2$, $\tau_{a2}=19.0\text{kgf/cm}^2$
地震時 : $\sigma_{a1}=150\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_{a2}=2700\text{kgf/cm}^2$, $\tau_{a1}=6.7\text{kgf/cm}^2$, $\tau_{a2}=28.5\text{kgf/cm}^2$
—— : 鉄筋に引張力が作用しない

- 21 -

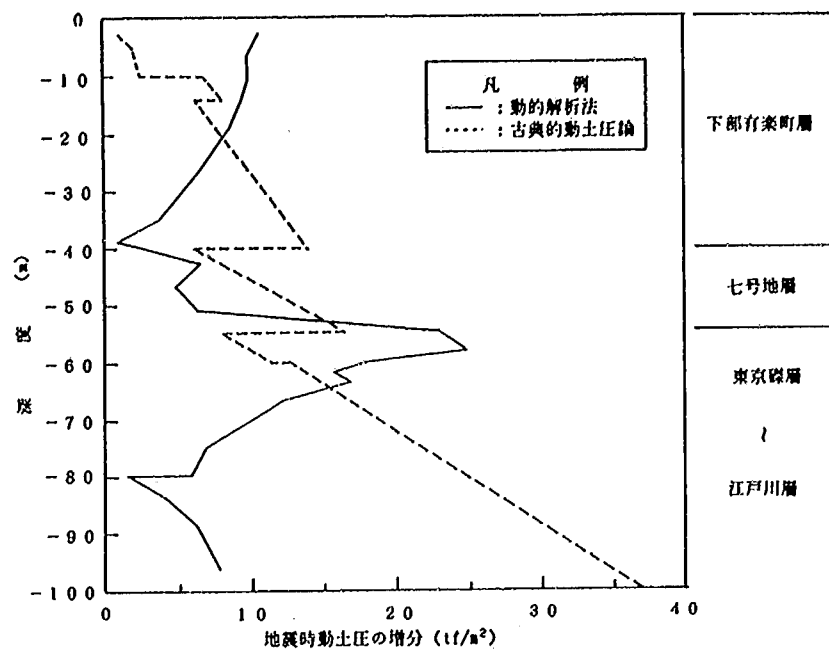
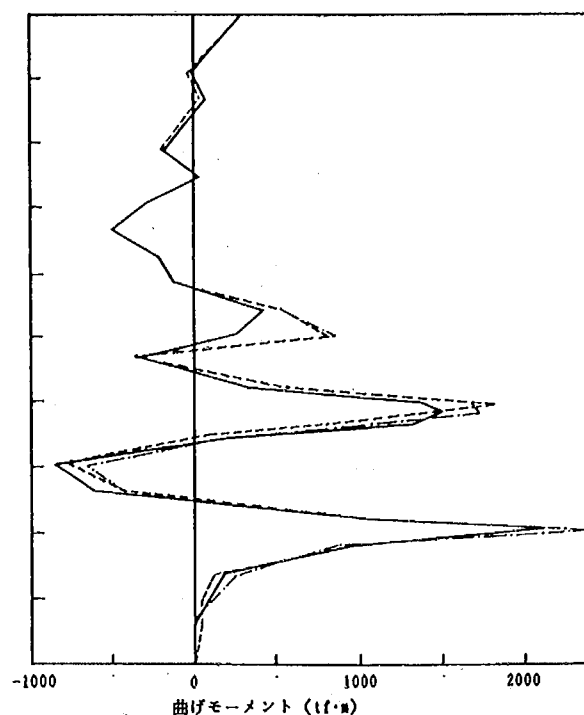
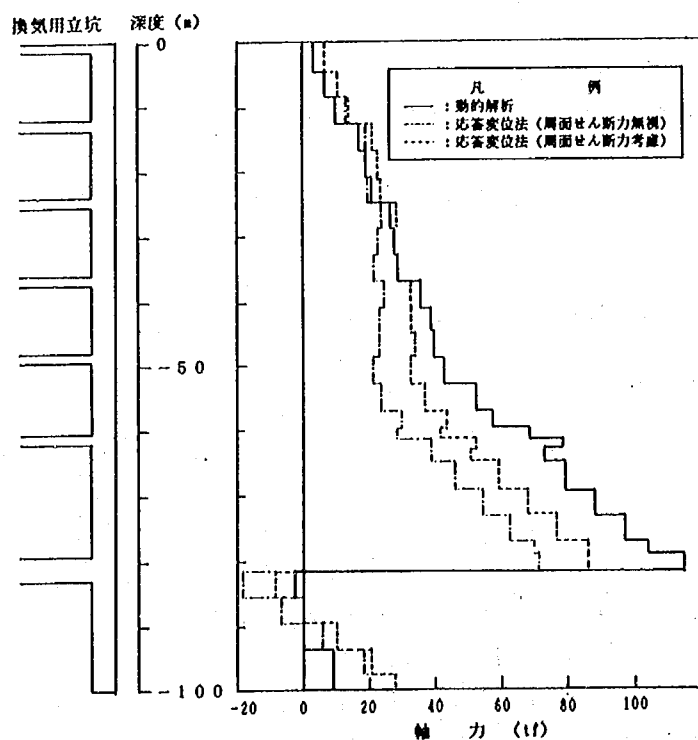


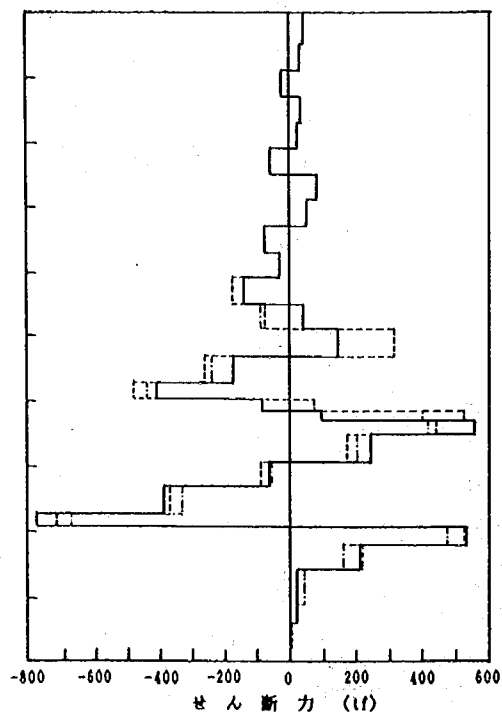
図4 古典的動土圧論及び動的解析法による地震時動土圧の増分の比較



(c) 曲げモーメント



(a) 軸力



(b) せん断力

図5 応答変位法による地震時断面力に及ぼす周面せん断力の影響
(主働側の側壁における断面力の分布)

4. 災害防除システムに関する研究

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

地下構造物は、地上構造物と異なり密閉空間であるという特徴を有している。このため、地下構造物の利用者は地震災害に対する潜在的な不安感を抱きやすく、地震時にはパニック等の二次災害が懸念されている。本年度は、昨年度検討した大規模地下道路の地震時不安感の低減対策のアイデアを不安感項目に転義させるとともに絞り込み、それらの不安感項目の相互関連性をアンケートにより数値化し、大規模地下道路利用者の地震時不安感の構造化を行い、構造のモデル及び最下層にある地震時不安感を明らかにした。また、構造モデルの最下層要因を解消する上で有効と考えられる対策の検討を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化にともない、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の地震災害防除技術を開発することを目的とする。

3. 地震時不安感に関する要因の抽出

昨年度実施した「大規模地下道路の地震防災対策」をテーマとしたブレインストーミングから得られた、図1に示す9件の上位機能に対して、不安感を構成する要因を基に地震時不安感に関して表1に示すような8つの主要因を抽出した。この主要因に対して7～17の従属要因をそれぞれ抽出した。一例として、「③地震時対応要因」に対する従属要因を表2に示す。なお、従属要因の構造化に際しては、上記の①～⑧の主要因間は互いに独立であるものと仮定した。

4. 不安要因の相互関連の数値化

各主要因ごとに、それぞれの従属要因間での二項関係をアンケート方式により求めた。アンケート調査では、要因の構造化に際してフジイ性を取り入れるため、0.0から1.0の間の数値により二項関係の重みを回答してもらうこととした。ここで、0.0と回答があった場合には二項関係に因果関係が全く存在しないことを意味し、1.0と回答した場合には完全な因果関係が存在することを意味するものである。アンケートの質問形式は、各要因間に対する因果関係を問うもので、「要因S_iが原因となって、要因S_j(結果)を導くか?」とした。

アンケート対象者は男性20名、女性15名の計35名である。男性では、16名が土木技術者、3名が土木工学科の学生、1名が事務職である。年齢構成は、10代が1名、20代が13名、30代が5名、40代が1名である。また、女性では、1名が土木技術者、1名が土木工学科の学生、1名が学生、6名が事務職、6名が主婦である。年齢構成は、10代が1名、20代が11名、30代が1名、40代が2名である。なお、アンケートの集計は、男性のみ及び女性のみに対して、それぞれサンプル平均により不安要因の構造化解析を行うこととした。

5. 地震時不安感の構造モデル

構造モデルの作成にあたっては、ISM法(Interpretative Structural Modeling)及び相互関連性にあいまいさを考慮できるFSM法(Fuzzy Structural Modeling)を用いることとした。閾値はISM法では $p=0.6$ とし、FSM法では、二項間関係が成り立つように適宜設定した。なお、フジイ構造パラメータ λ は -0.3 とした。以下ではFSM法による構造化の結果を示す。

(1) 潜在的な不安要因

図2および図3は、それぞれ男性、女性に対してFSM法により求めた構造モデルである。

男性による構造モデルでは、「閉鎖空間である」という原因から「方向感覚がない」状態となり、このため「ルートがわかりにくい」状態となる。このことが「避難がしにくい」という不安を生み、

結果的に「悪いイメージ」および「危険なイメージ」を導くこととなる。

女性による構造モデルでは、構造モデルに属さない要素（独立要素）が多く、非常に簡単な構造モデルの同定となった。最下層レベル（図中、二重線で囲まれた要因）の要因としては「避難しにくい」が選ばれている。これが中間層レベルの要因である「救助が困難」の直接的原因となっており、避難行動に対する不安を反映した構造モデルとなっている。

（２） 被害要因

図４に男性に対する構造モデルの同定結果を示す。ここでは、最上層レベルに「被害が拡大しやすい」と「被害を知らされる」が抽出された。このうち前者に対する直接的原因は「パニックの発生」となっており、「パニックの発生」の原因として最も連結度の強い要因は「煙の発生」である。なお、女性の構造モデルも、基本的には男性の構造モデルと大きく変化がなかったが、最下層レベルに「交通事故の発生」が抽出されており、「火災の発生」に対する原因として重要視している点に興味深い。

（３） 地震時対応要因

図５に男性に対する構造モデルの同定結果を示す。これによると、最下層レベルにある要因として「防災教育・訓練を受けていない」および「災害に遭った経験が無い」が選ばれている。この傾向は、女性の場合も同様であった。このことから、最下層レベルの要因である「防災教育・訓練を受けていない」および「災害にあった経験がない」に対する対策を適切に講じることが、地下道路利用者の地震時対応に対する関心を高めるとともに、緊急時の対応をスムーズに行えるようにするために極めて重要であると考えられる。

（４） 走行要因

図６に男性に対する構造モデルの同定結果を示す。これによると、下位のレベルと上位のレベルとが複雑に関係しており、全体に７つのレベルから構成されている。最上層レベルは、「自分のペースで走れない」であり、直接的原因として、「路線がわかりにくい」、「車線の整備が不十分」、「交通管理が不十分」、「路上障害物が発生」、「歩行者の混在」となっている。最下層レベルとしては、「分合流が多い」、「勾配が不適切」、「交通教育が不十分」、「歩行者が混在」があり、これも地下道路本体の構造面からくる不安と、地下道路利用者に対する不安要因とに大きく区分することができる。一方、「常時・非常時の交通規則が不明確」といった要因については、男性、女性とも独立要因として構造モデルのなかには組み込まれなかった。また、最下層レベルの要因のうち、「交通教育が不十分」が原因となって「運転者のモラルが悪い」という結果を導く関係の連結度は０．８と比較的高くなっており、交通教育の徹底が、地下道路構造面からの対策の実施とともに、地下道路を快適に走行するために有効であるといえる。なお、女性の場合も基本的に男性に対する結果と同様であった。

（５） 環境要因

図７および図８に、それぞれ男性、女性に対する構造モデルの同定結果を示す。

男性の場合、最上層レベルは「利用者が少ない」である。その直接的原因としては、男性、全体に共通して「地上環境との相違」および「利用機会が少ない」があり、ともに地上環境に地下空間を近づける（まねる）ことが基本と考えられる。

一方、女性の場合には、最上層レベルに、「地上環境との相違」、「生活施設の整備が不十分」が位置しており、男性の場合には最上層レベルにあった「利用者が少ない」が「生活施設の整備が不十分」の直接的原因となっている。アンケートでは生活施設として、公園、デパート、遊歩道を例として示していたが、女性の場合にはこれらの施設を重視する傾向が表れたものと思われる。

（６） 避難要因

図９に女性に対する構造モデルの同定結果を示す。なお、男性の場合もほぼ同様の構造モデルが同定された。これによれば、中間層レベルに位置する要因は、「避難に時間がかかる」、「人が殺到する」の２要因のみであり、これと「パニックが発生する」という最上層レベルの要因および独立要因を除いた全てが最下層レベルに位置している。このことから、避難を円滑に進めるためには、避難施設、避難誘導、避難情報等全般にわたった総合的な対策の立案・実行が求められる。

（７） 被災・避難情報要因

図１０に男性に対する構造モデルの同定結果を示す。これによると、最上層レベルに「地震情報が不十分」、「地上の被災情報が不十分」、「避難誘導情報が不十分」、「情報の信頼性が低い」

といった要因が位置しており、これに「地下道路内の被災情報が不十分」、「情報の氾濫」、「情報伝達が遅い」、「情報内容がわかりにくい」といった要因が相互に関連して最上層レベルの直接的原因となっている。最下層レベルには「情報収集体制が不十分」が位置しており、これによって、情報の管理体制の不備、伝達体制の不備へとつながるものと同定されている。

一方、女性の場合には、最上層レベルに「地震情報が不十分」、「地下道路内の被災情報が不十分」、「情報の信頼性が低い」、「情報の氾濫」といった要因が位置し、その直接的要因のすべてが最下層レベルに位置する単純な構造モデルとなった。

(8) 交通事故要因

男性では「トンネルが揺れる」ことが原因（最下層レベル）で「ハンドルをとられる」こととなり、「車が蛇行する」ため、焦って急ブレーキをかけるような同定結果となった。一方、女性では「車両からの落下物」があるために「急ブレーキをかける」こととなり、「ハンドルをとられる」ため「車が蛇行する」ことにより焦ってしまうものと同定され、このことから、男性と女性とで「車が蛇行する」ことに対する考え方の相違がうかがえる。

6. 地震防災方策の検討

表3に、上述した各主要因における最下層レベルの従属要因を示す。これらの不安要因を解消するために必要とされる防災対策を、既存の道路トンネルにおける防災対策の実施例を参考にして検討した。道路トンネルにおける防災対策の実施例、および、一例として主要因「被害要因」を解消するために必要とされる防災対策のアイデアを示すと、それぞれ表4および表5のとおりである。

本検討により、以下の点が明らかにされた。

a) 防災対策の実施例のうち、消火設備の設置は従属要因「火災が発生」に対する対策として、避難誘導設備の設置は従属要因「交通事故が発生」に対する対策として、また、非常用電源装置の設置は従属要因「停電が発生」に対する対策として、主要因「被害要因」を解消する上で有効である。特に、避難誘導設備の設置及び非常用電源の設置は、最下層要因に対する対策であることから、地下道路の防災対策として優先的に実行すべきであると考えられる。

b) 「停電が発生」や「交通事故が発生」等のように内部施設を設置することで対応できる最下層要因に比べて、「トンネルの材料が弱い」や「トンネルの構造が弱い」といったトンネル自体に係わる最下層要因については、防災対策の実施例がほとんどない。したがって、地下道路の防災対策を検討する上では、トンネル自体に係わる最下層要因を解消することのできる防災対策の検討に重点を置く必要がある。

7. まとめ

不特定多数の車両及び人間が利用する大規模な地下道路を想定し、利用者の地震に対する不安感がどのような要因・因果関係により助長・転換していくかを定性的に明らかにすることを目的として、不安感の構造モデルの同定を行った。本年度の検討をまとめると次のようになる。

1) 「地下道路利用者の地震時不安感を解消するための対策」をテーマとしたブレインストーミングにより得られたアイデアから、地震時不安感要因として「潜在的な不安要因」、「被害要因」、「地震時対応要因」、「走行要因」、「環境要因」、「避難要因」、「被災・避難情報要因」、「事故要因」の8つの主要因が抽出された。

2) 各主要因における最下層レベルの従属要因は表3に示すとおりであり、これらの要因に対して対策を講じることが不安感を軽減する上で有効である。

3) 男性と女性それぞれに対して構造モデルの同定を行ったところ、女性の場合には男性の場合に比較して各主要因ともその要因間の相互関連度が高く、要因間によってはそれらの因果関係が不明確な場合もある。

4) 最下層要因に対する対策のうち、トンネル本体の材料・構造への防災対策の実施例がほとんどない。従って、トンネル自体に係わる最下層要因を解消できる防災対策の検討に重点を置く必要がある。

8. 今後検討が必要な項目

地下道路の地震防災対策として具体的な対策を選定するためには、技術的な観点、地上施設との

整合性の観点に加えて、これを実施することにより不安感をどの程度解消できるかをあらかじめ評価しておく必要がある。このため、次年度においては、F T A (Fault Tree Analysis) 及び E T A (Event Tree Analysis) 法を用いることにより、地震防災対策を行うことによる効果の定量的な把握モデルの検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所、他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書、第29号、平成元年8月
- 2) 建設省土木研究所、(財)先端建設技術センター、他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する研究—平成元年度共同研究報告書、平成2年3月
- 3) 建設省土木研究所、(財)先端建設技術センター、他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する研究—平成2年度共同研究報告書、共同研究報告書、作成中

表1 不安感を構成する主要因

地震時不安要因	概 要
①潜在的な不安要因	大規模地下道路を利用することに対して、常時から持っている漠然とした不安要因(狭い・暗い・不快である、安全とは思えない)
②被害要因	構造物本体、内部施設及び車両等の被災要因及び身の危険に関する不安要因(構造物が壊れる、車が弱い)
③地震時対応要因	緊急時の対応方策・行動に関する不安要因(逃げ場がない、情報が入らない)
④走行要因	地下道路内の走行に関する不安要因(狭い・暗い・不快である、事故が起こりやすい)
⑤環境要因	地下道路内の環境の整備方策等に関する不安要因(狭い・暗い・不快である、通常から利用しにくい)
⑥避難要因	地下道路内での緊急時の避難行動に関する不安要因(逃げ場がない)
⑦被災・避難情報要因	被災情報及び避難情報の確度・伝達体制等に関する不安要因(情報が入らない)
⑧交通事故要因	地震時の交通事故発生に関する不安要因(事故が起こりやすい)

地震防災対策の基本方針

不安感をもたらす主要因

地下道路利用者の不安感を解消するためにはどうしたらよいか?

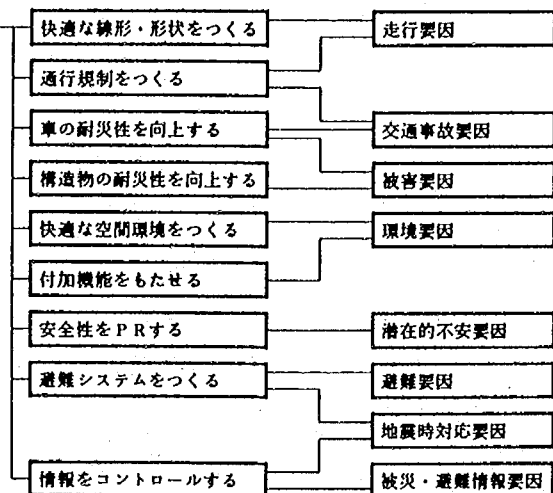


図1 不安感をもたらす主要因の抽出

表2 地震時対応要因に対する従属要因

番号	従属要因
1	防災教育を受けていない(教育、見学)
2	防災訓練を受けていない(非常機器の取扱い、避難訓練)
3	災害に対する意識が薄い
4	防災機器の設置場所を知らない
5	防災機器の使い方を知らない
6	災害時の指示情報が不十分である
7	災害に遭った経験が無い(地上施設、地下施設とも)
8	災害事例を知らない
9	地形・現在位置がわからない

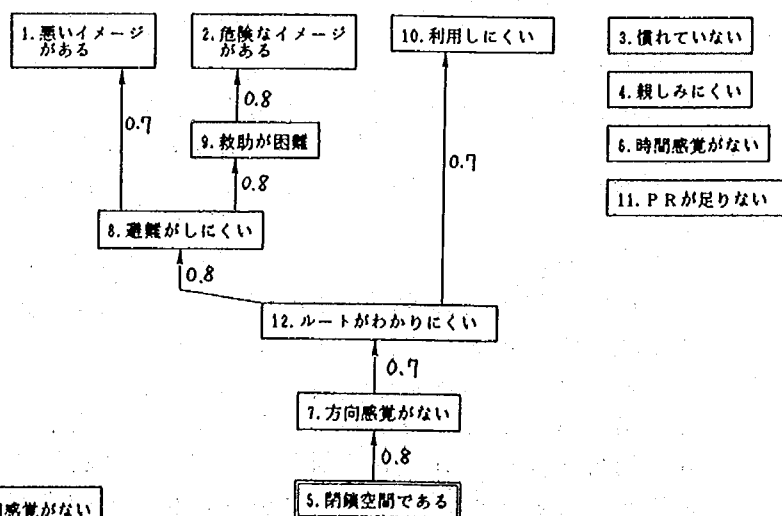


図2 「潜在的な不安要因」に対する不安感の構成モデル(男性)

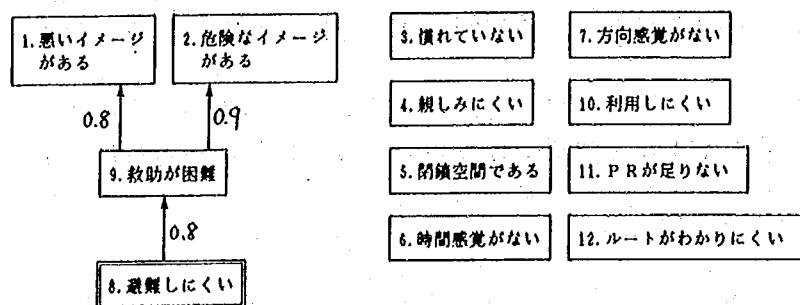


図3 「潜在的な不安要因」に対する不安感の構成モデル(女性)

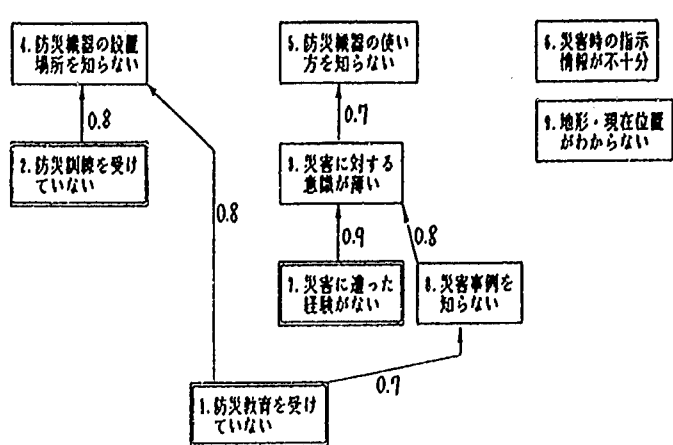


図5 「地震時対応要因」に対する不安感の構成モデル（男性）

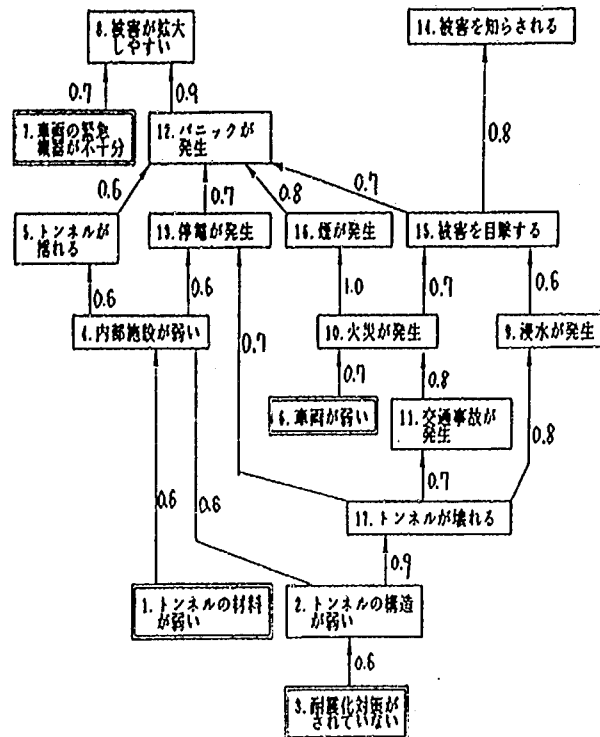


図4 「被害要因」に対する不安感の構成モデル（男性）

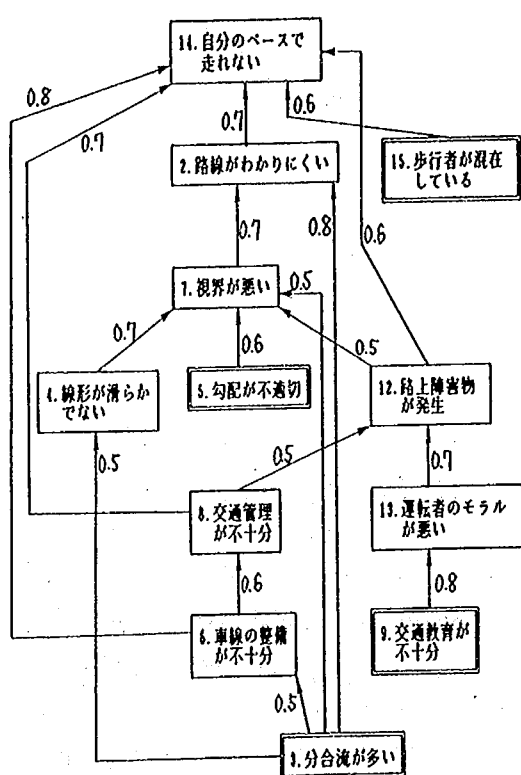


図6 「走行要因」に対する不安感の構成モデル（男性）

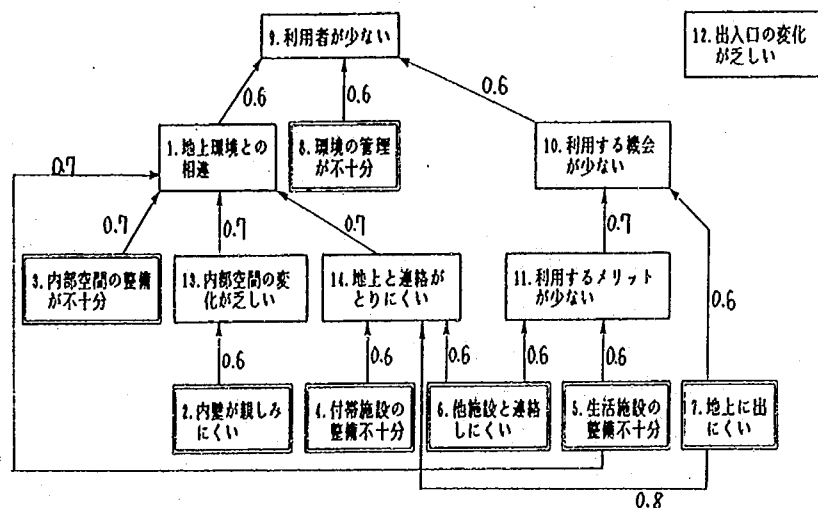


図7 「環境要因」に対する不安感の構成モデル（男性）

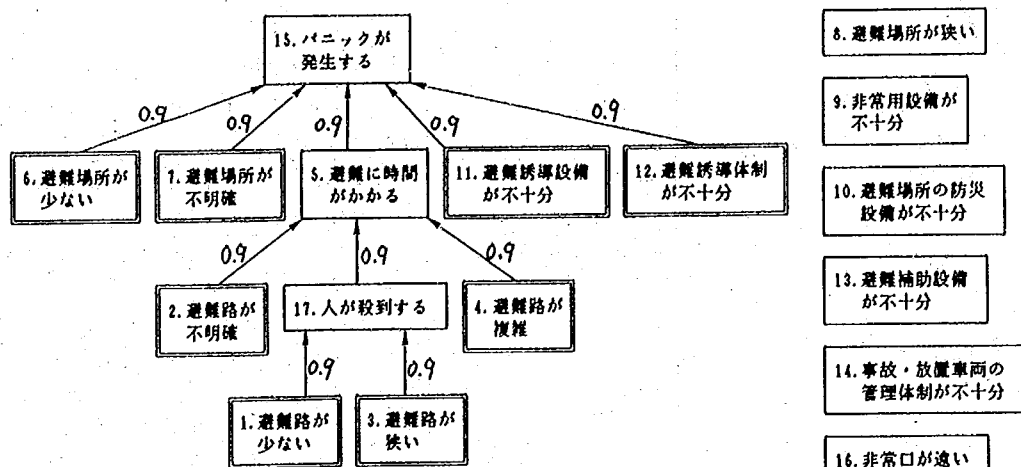


図9 「避難要因」に対する不安感の構成モデル（女性）

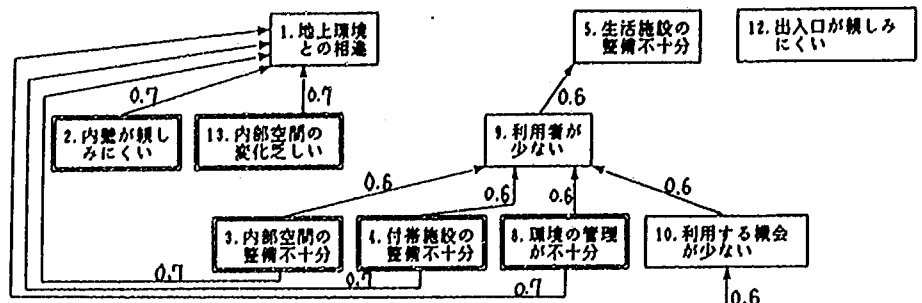


図8 「環境要因」に対する不安感の構成モデル（女性）

表3 不安感の主要因に対する最下層要因

地震時不安要因	構造モデル中で最下層レベルにある従属要因
①潜在的な不安要因	慣れていない、PRが足りない、閉鎖空間である
②被害要因	トンネルの材料が弱い、耐震化対策がなされていない、内部施設が弱い、車両が弱い、車両の緊急機器が不十分
③地震時対応要因	防災教育を受けていない、防災訓練を受けていない、災害に遭った経験がない
④走行要因	分合流が多い、線形が滑らかでない、勾配が不適切、交通安全教育が不十分、歩行者が混在している
⑤環境要因	内壁が頼しみにくい、内部空間の整備が不十分、生活施設の整備が不十分、付帯施設の整備が不十分、環境管理が不十分、他施設と連絡しにくい
⑥避難要因	避難路が少ない、避難路が不明確、避難路が狭い、避難路が複雑、避難場所が少ない、避難場所が不明確、避難場所が狭い、避難誘導設備が不十分、避難誘導係が不十分、避難補助設備が不十分、避難場所の防災設備が不十分、非常口が遠い
⑦被災・避難情報要因	情報管理体制が不十分、情報収集体制が不十分
⑧交通事故要因	車両からの落下物がある、トンネルが崩れる

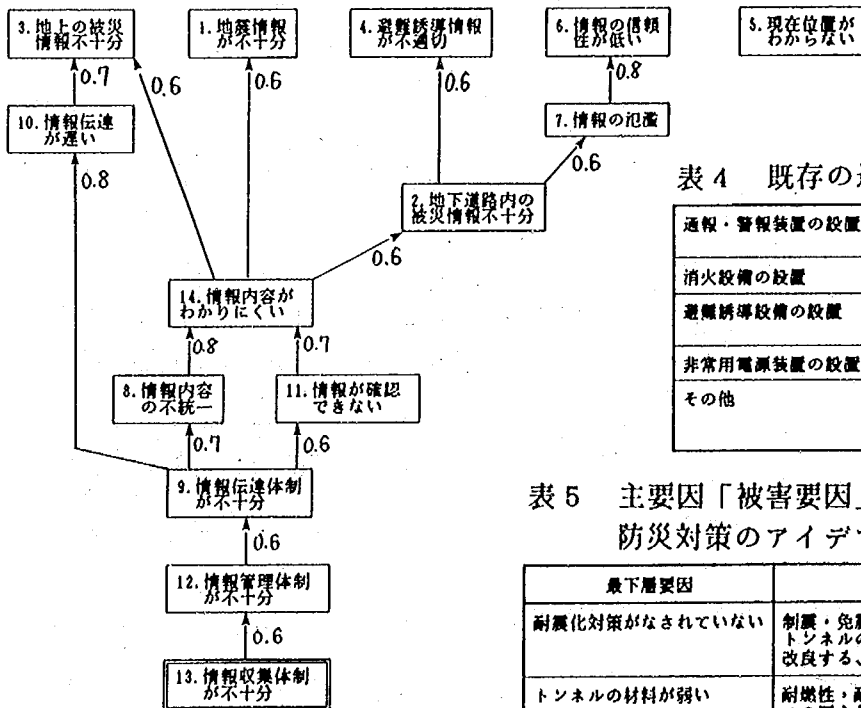


図10 「被災・避難情報要因」に対する不安感の構成モデル（男性）

表4 既存の道路トンネルにおける防災対策の実施例

通報・警報装置の設置	非常電話、押しボタン式通報設備、火災検知器、非常警報装置（トンネル入口表示板、トンネル内情報板、信号機）
消火設備の設置	消火器、消火栓、泡消火栓
避難誘導設備の設置	誘導表示板（非常口表示灯、非常口案内表示板）、排煙設備、避難通路、非常口
非常用電源装置の設置	自家発電設備、無停電電源設備、停電時照明設備
その他	給水栓、水噴霧設備、無線通信補助設備、ラジオ割り込み設備、拡声放送設備、交通監視装置、非常駐車帯、緊急車出入口

表5 主要因「被害要因」の構造モデルの最下層要因に対する防災対策のアイデア

最下層要因	防災対策のアイデア
耐震化対策がなされていない	制震・免震システムを設ける、地震の振動をトンネルに伝えない、トンネルの振動を車に伝えない、可動性継手を設ける、周辺地盤を改良する、液状化対策を行う
トンネルの材料が弱い	耐燃性・耐火性・耐水性・耐食性に優れた材料を使う、メンテナンスの要らない材料を使う、交換が容易な材料を使う
トンネルの構造が弱い	フレキシブルな構造にする、他の構造物との接続部をフレキシブルにする、内壁の落下を防ぐ、複雑な構造としない、取り付け道路の耐震性を向上させる
内部施設が弱い	内部施設の耐燃性・耐火性・耐食性・耐水性を向上させる、電気配線を強くする、内部施設の落下を防止する、ガードレールを設置する、非常時代替施設を整備する
車両の緊急機器が不十分	非常用機器（酸素ボンベ、脱出装置、自動消火装置、ウィンチ、吸気防止装置）を搭載する、情報機器（デジタルマップ、電話、発信機、深度計）を搭載する
車両が弱い	構造を改善する（車内空間の強化、ブレーキの強化、耐熱性の強化、簡単に牽引できるようにする）、材料を改善する（不燃性・衝撃吸収性に優れた材料の使用、ボディの軽量化、窓ガラスの強化）、燃料の改善（電気、磁石、水素他）
停電が発生する	バックアップ電源の整備、配線システムの強化（免震装置）、配線システムの多重化・ブロック化
交通事故が発生する	車両の耐震性を向上させる、車両の流れをコントロールする、運転者の教育を義務づける、車速を制限する、運転者の規則をつくる（年齢規制、緊急車両の設置義務、有事の乗り捨て義務等）

5. 震災復旧計画作成支援システムの開発

(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

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

2. 研究目的

本研究は、震災情報を速やかに収集するとともに、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が震災復旧対策を実施する際の基本情報を提供することが可能な支援システムの開発を目的として実施するものである。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた「災害情報システムの開発委員会(梅村魁委員長)」、及び、この委員会のもとに設けられた「復旧計画作成支援システムの開発委員会(久保慶三郎委員長)」、さらに、その下に設けられた「震災復旧計画作成支援システムの開発分科会(栗林栄一分科会長)」で研究計画、研究成果の検討を行いつつ、以下の項目について検討した。

3. 1 建設省を対象とした震災情報システムの試検討

震災復旧計画の策定を円滑に行うために建設省内で整備すべき震災情報の取扱いに係わる体制(以下、震災情報システムと呼ぶ)を検討し、本省・地建・事務所間で情報伝達を行うための情報通信システム、各部署において情報の分析・管理を支援する情報分析システム、処理された情報を視覚的・聴覚的に表現するAVシステム等のシステム設計を行った。

3. 2 情報収集システムの検討

ヘリコプターにより上空から震災情報を収集する場合には、調査を迅速に進めるという観点からできるだけ高速で飛行するのが望ましいが、飛行速度があまり速すぎると画面上で画像が流れてしまい、ビデオ画像から正しく被災状況を判読することが困難になる場合があることがわかっている。このため、画像の流れのメカニズムを検討し、流れを生じさせないための飛行速度・飛行高度・ビデオカメラの焦点距離の関係を明らかにするとともに、模擬的な地震被害を用いた撮影実験により、この関係を検証した。

3. 3 情報分析システムの検討

(1) ビデオ映像からの被害状況の概略把握精度の検討

ヘリコプターにより上空から収集されたビデオ映像により、どの程度の精度で被災状況を把握できるかを検討するために、昭和53年2月伊豆大島近海地震の際に報道用に撮影されたビデオ映像から被災状況を判読し、地上調査による実測等から得られた状況との比較・検討を行った。

(2) 斜め写真及びビデオ映像からのPSEP法(簡易測量法)の開発

緊急措置及び応急復旧の方針を立案する上で、まず必要とされるのは施設被害の概略の形状や寸法緒言を示す縦横断面図面である。このため、施設被害の概略(例えば、斜面崩壊であれば、崩壊幅、崩壊長さ、崩壊土量等)を斜め写真及びビデオ映像からできるだけ迅速に把握することを主眼として、従来の写真測量の作業工程を大幅に省略したPSEP(Photographic Surveying Eliminating Positioning)法を開発した。

4. 研究結果

4. 1 建設省を対象とした震災情報システムの検討

(1) 震災情報の取扱いに係わる既往の問題点

昭和62年12月千葉県東方沖地震の際に関東地建内の21工事事務所を対象に行ったアンケート調査結果等によれば、震災情報の取扱いに係わる既往の問題点として、1)情報の収集に時間がかかる、2)情報の精度が十分でない、3)情報伝達経路がまちまち、4)画像情報(特に動画画像)が入らない、等が指摘されている。

(2) 震災情報システムを検討する上での仮定条件

震災情報システムの検討に際しては、次の仮定条件を設けることとした。

- 1)震災情報システムは、本省、地建、及び、事務所において整備・運営される。
- 2)各部署は、災害対策室、災害対策調査室、及び、災害情報分析室から構成される。
- 3)システムの整備に要するスペース及びコストには制約を設けない。

(3) 震災情報システムの構成

震災情報システムは、以下の4つのシステムから構成される(図1参照)。

1) 情報収集システム

ヘリコプター等による上空システム及び地上調査班による地上システムから成り、被災地域の動画画像・静止画像・文字情報を収集する。

2) 情報通信システム

各部署間で、①ヘリコプター等で収集する動画画像、②地上調査班が収集する動画画像・静止画像、③情報分析システムで管理する文字・図形情報、④地震・気象等のテレメータ情報、⑤電話・FAX情報、のやりとりを可能にする(図2参照)。

3) 情報分析システム

各部署で取り扱う情報を一元管理する。ホストコンピュータに接続した端末装置を用いて各種情報の入出力及び分析を行う(図3参照)。

4) AVシステム

各種情報を、震災復旧に使いやすい形で、視覚的・聴覚的に表現する。

(4) 震災情報システムの機器構成

必要十分な機能を確保しようとする場合に必要とされる機器構成を示すと表1のようになる。また、各部署のイメージを示すと図4の通りである。

(5) 震災情報システムの整備費用

本省、関東地建、及び、関東地建内37事務所の全てにシステムを整備する場合を想定して、概略の費用を試算すると表2のようになる。

4. 2 情報収集システムの検討

(1) 画像の流れが生じ始める限界速度

画像の流れは、VTRの1画面が操作される速度をビデオカメラの撮像管上における撮影対象物の移動速度が上回った場合に生じる。このため、画像の流れが生じるか生じないかの限界の速度(流れ発生速度 V_L)は次式で評価できる。

$$V_L = 2.5 \times a \cdot H / f \quad (1)$$

ここに、 a : 撮像管の幅(通常のビデオカメラでは6.6mm)、 f : ビデオカメラの焦点距離(mm)、 H : ヘリコプターの飛行高度(m)、である

同心円のパネル及びRC橋脚の模擬地震被害のパネルを試験車の側面に固定した上で、試験車の速度を様々に変化させてビデオカメラで撮影した画像を示すと写真1の通りである。パネルの移動速度が式(1)の流れ発生速度 V_L を上回った場合には流れが生じ、反対に V_L を下回った場合には流れが生じていないことがわかる。

(2) 撮影対象物の大きさに応じて必要とされるビデオカメラの焦点距離

ビデオ画像上で撮影対象物を識別するためには、最小6本分の走査線の幅が必要とされる。実橋で用いられる主鉄筋の幅が30~40mmであることを考慮すれば、主鉄筋を識別するために必要とされるビデオカメラの焦点距離 f は次式を満足するように定める必要がある。

$$H / f < 0.8 \quad (2)$$

また、コンクリートの剝離については、一群として生じる剝離の大きさから、これを識別するために必要な焦点距離は次式を満足するように定める必要がある。

$$H / f < 2.5 \quad (3)$$

(3) 橋脚の損傷を識別するための限界速度

(1) に示した撮影実験の結果を、RC橋脚の被害の識別程度の観点からまとめた図5によれば、撮影対象物の移動速度が式(1)の流れ発生速度 V_L を上回って画像に流れが生じても、流れの大きさが調査対象とする被害の大きさに比較して小さければ、被害状況を把握することが可能であることがわかる。橋脚の主鉄筋及びコンクリートの剝落が識別できるかどうかに着目すると、限界速度 V_{max} はそれぞれ以下ようになる。

$$V_{max} = \begin{array}{ll} V_L & \text{(主鉄筋の損傷)} \\ V_L + 20 & \text{(コンクリートの剝落)} \end{array}$$

4. 3 情報分析システムの検討

(1) ビデオ映像からの被害状況の概略把握精度の検討

当時の主要地方道修善寺～下田線の梨本地区の斜面崩壊について、ヘリコプターから撮影されたビデオ画像、ビデオ画像から作成したスケッチ図、及び、ビデオ画像からの判読結果と実測値との精度の比較を示すと、それぞれ、写真2、図6、及び、表3の通りである。ここに、ビデオ映像からの被災状況の把握には、調査者の専門、予め被災状況を知っているかどうか、等が大きく影響する。今回の検討では沿道斜面の被害が多いため、調査者は地質の専門家とし、経験年数を“長い”(調査者A、“中程度”(調査者B)、及び、“短い”(調査者C)とした。

本検討により、ビデオ映像からの被災状況の把握精度について、以下の点が明らかにされた。

1) 報道用に撮影されたビデオ映像からでも、注意深く観察することにより、数十～数百m程度のスケールの被災であればかなりの被災状況を把握することができる。数十m以下もしくは数百m以上のスケールの被災状況を把握するためには、これに合わせたヘリコプターの飛行及びビデオ撮影が必要とされる。

2) ビデオ映像から判読できる被災状況の精度は、ビデオ映像中に人工工作物(道路、ガードレール、自動車、重機、人間、空き缶等)がある場合ほど高い。これは、人工工作物と比較することにより、被災状況の定量的な把握が行いやすいためである。

3) 一例として、斜面崩壊を調査する場合には、以下の方法で撮影するのがよいと考えられる。

- ① 周辺の地理的条件も含めて、崩壊地点の全体的な位置関係を撮影する。
- ② 崩壊地の全景、さらに、崩壊地の中の特定箇所に撮影対象を移す。
- ③ 崩壊地の正面だけでなく、崩壊地の上方及び側方にクラック等がないかを撮影する。

(2) 斜め写真及びビデオ映像からのPSEP法(簡易測量法)の開発

1) PSEP法の基本方針

従来の写真測量では、表4に示すように、特に写真処理や評定点測量に時間を要していることから、PSEP法の開発に際しては、以下の基本方針を設けた。

- ① 評定点の設置や評定点測量等、現地での作業を必要とする工程は省略する。
- ② 測量に用いるステレオペアは、発災直後にヘリコプターより収集される斜め写真及びビデオ映像から選定する。

2) PSEP法の特徴

PSEP法による作業の流れを図7に示す。

- ① 画像中に設定する評定点の数を、従来の6点以上から3点に簡略化する。
- ② 評定点測量は、地形図、構造物設計図書、道路構造令等を参照して、机上で行う。

PSEP法による測量の一例として、長野県大滝村松越地区における斜面崩壊を撮影した斜め写真からの図化結果を示すと図8及び表5の通りである。また、PSEP法に要した時間を示すと表6の通りである。

3) PSEP法の留意点

- ① 斜め写真からは、比較的精度のよい図面が得られる。
- ② ビデオ映像を用いる場合には、以下の点に留意する必要がある。
 - ・ 撮像管の画素が粗く評定点を同定しにくいいため、解像度の高いハイビジョンビデオ、高感度ビデオ等の利用が望ましい。
 - ・ 収斂撮影による映像はステレオペアの重なりが大きすぎるため、連続平衡撮影によるのがよい。
 - ・ ビデオカメラ及びハードコピー機の内部定位に対する補正を予め計測しておくのがよい。

5. まとめ

本年度の研究成果をもとに、以下の事項について検討を行う必要がある。

- 1) ヘリコプターの飛行方法、ビデオ撮影方法、ビデオ映像からの被災状況把握方法の適用性の検討、及び、必要な修正の実施
- 2) 関係他機関との情報伝達方法（情報伝達項目、伝達フォーマット）の検討
- 3) 緊急輸送路確保や孤立地区解消等の制約条件に応じた復旧パターン、及び、復旧優先箇所の選定方法の検討

【参考文献】

- 1) 川島、杉田、加納：ヘリコプターから撮影したビデオ映像による地震被害状況の把握、土木技術資料、Vol.33、No.1、平成3年1月
- 2) 川島、杉田、加納、飯田：震災情報の収集に対する熱赤外線ビデオの適用性、土木技術資料、Vol.33、No.1、平成3年1月
- 3) 川島、杉田、加納、飯田：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289号、平成2年8月

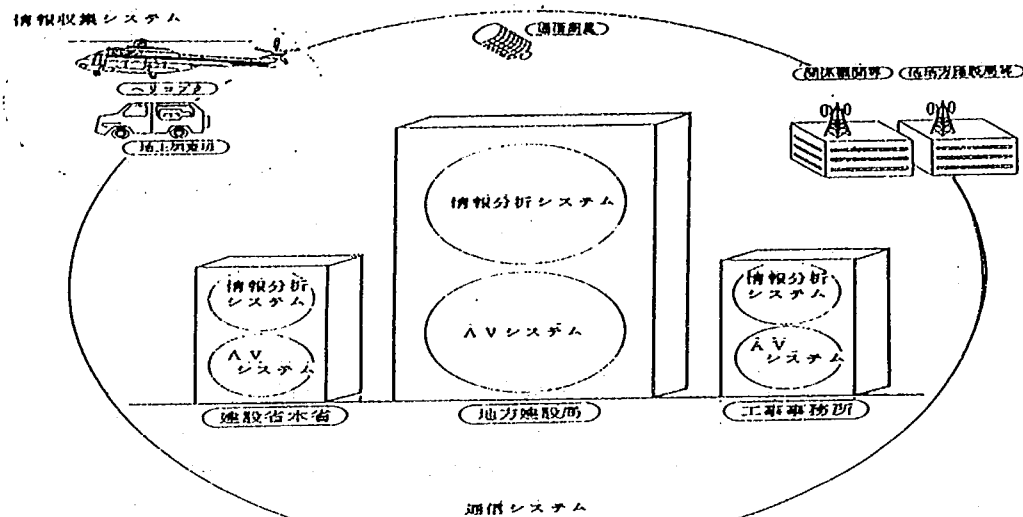


図1 震災情報システムの全体構成

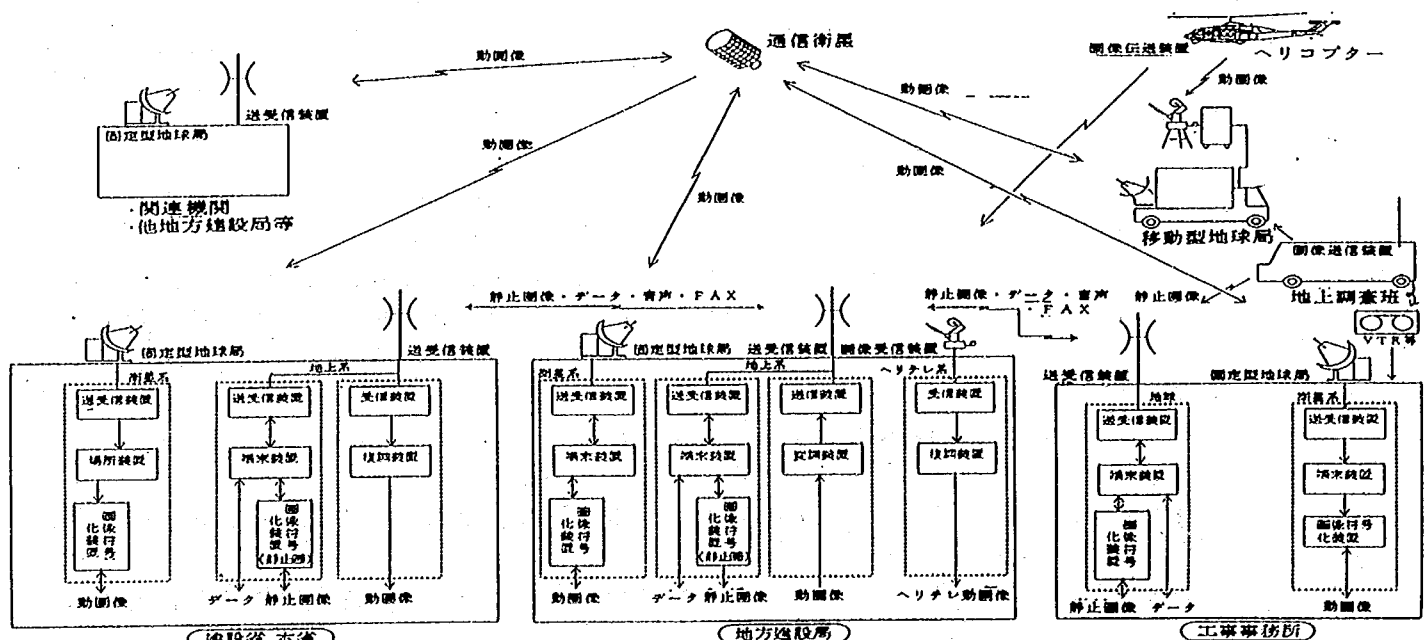


図2 情報通信システムのシステム構成

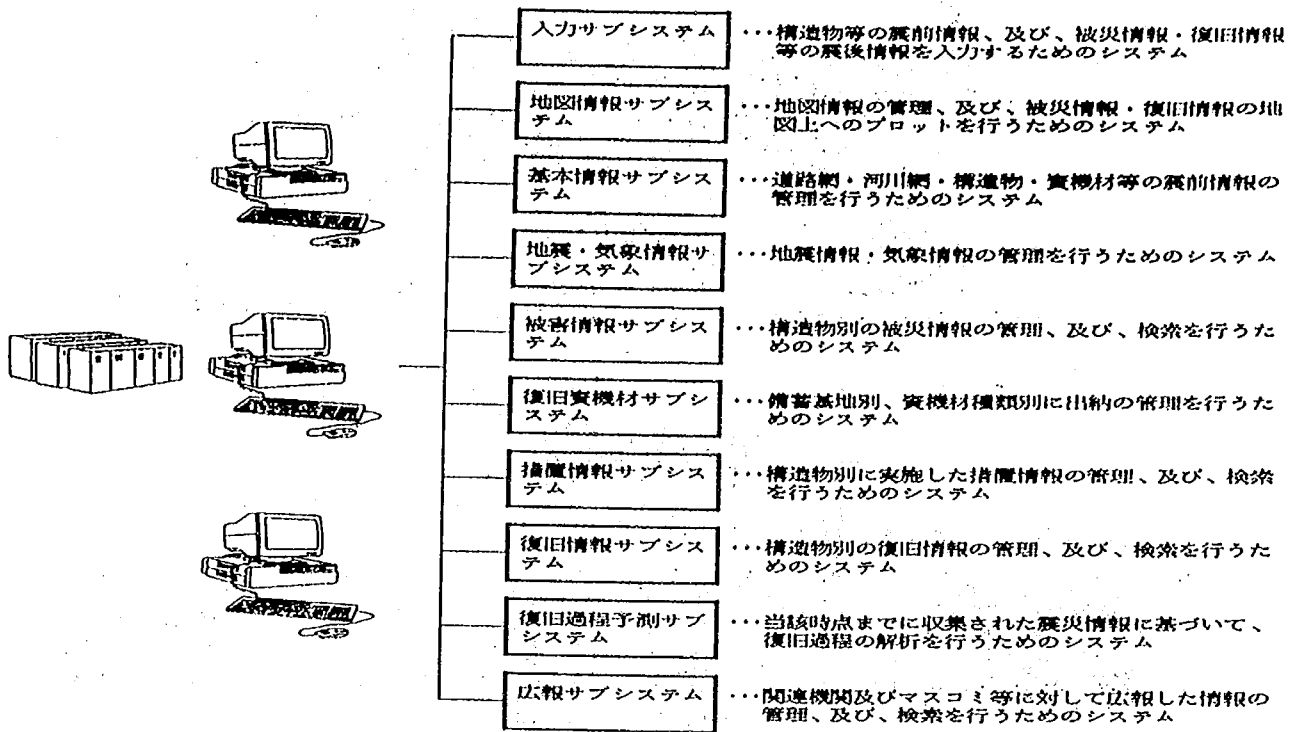


図3 情報分析システムのシステム構成

表1 震災情報システムに必要とされる機器構成

機器名称 / 部署	本省			地 建			事 務 所	
	災害対策室	災害対策調査室	災害情報分析室	災害対策室	災害対策調査室	災害情報分析室	災害対策室	災害対策調査室+災害情報分析室
ホストコンピュータ						1		
地図情報用インジケータWS	1	1	4	1	1	2.5	1	1.5
文字情報用マルチWS	1	1	4	1	1	2.5	1	1.5
大型スクリーン		4			4			
中型スクリーン	2			2			2	
モニター架			1			1		1
テレメータ表示盤		1		1	1		1	
書画カメラ	1	1		1	1		1	
電子黒板	1	1		1	1		1	
A/Vスイッチャ	1	1	1	1	1	1	1	1
TV会議ユニット	1			1			1	
衛星・地上系端局装置			1			1		1

表2 震災情報システムの整備費用

部 署	概略費用 (×インジケータWS1台あたりの費用)	
	ケース2	ケース6
本省	災害対策室 4	4
	災害対策調査室 8	
	災害情報分析室 1.8	1.9
	小 計 3.0	2.3
地 建	災害対策室 5	5
	災害対策調査室 9	5
	災害情報分析室 7.5	5.6
	小 計 8.9	6.6
事務所	災害対策室 5	
	災害情報分析室 3.1	1.4
	小 計 3.6	
(本省)+(地建)+(3事務所)		14.51
		6.07

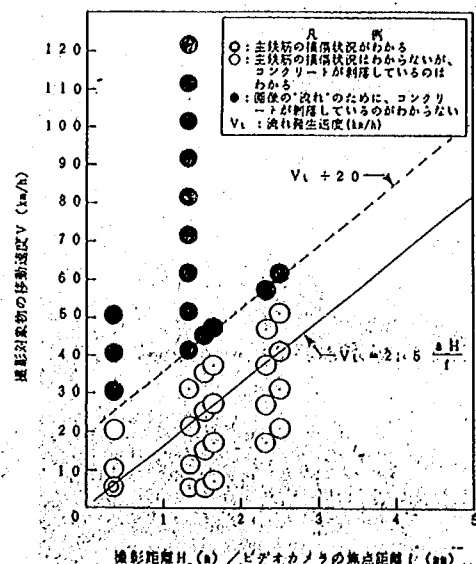
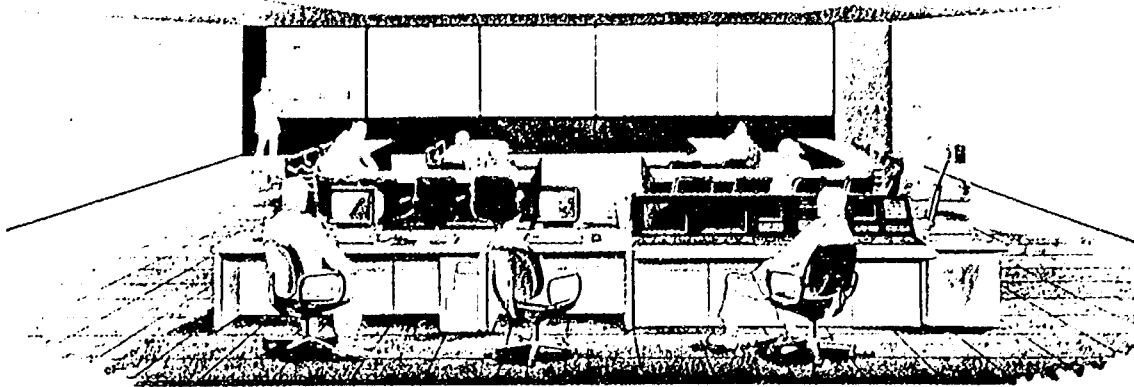
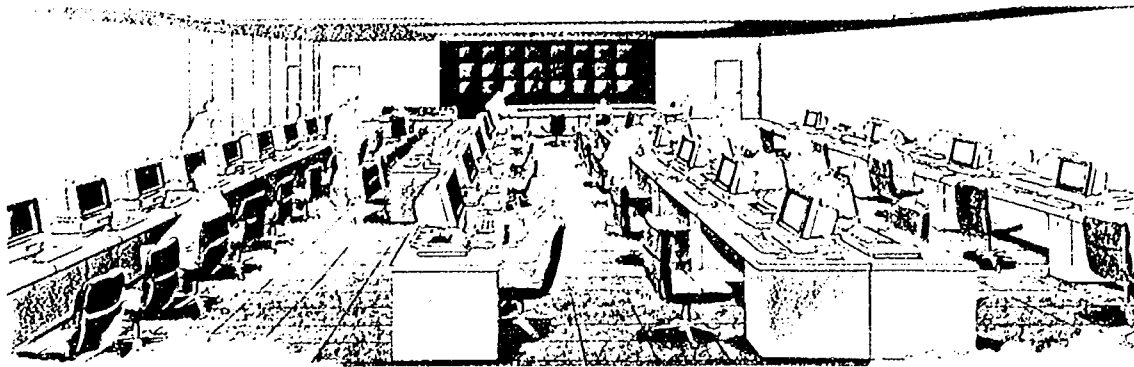


図6 損傷の識別程度と撮影対象物の移動速度、撮影距離及びカメラの焦点距離の関係

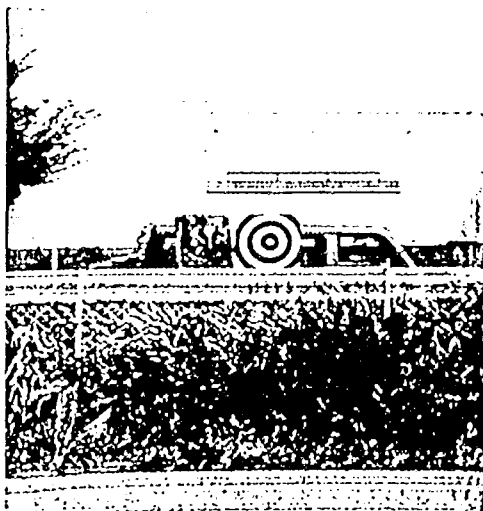


(a) 災害対策調査室(地建)

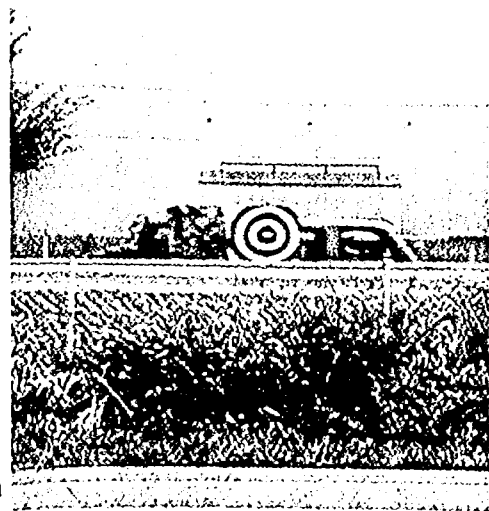


(b) 災害情報分析室(地建)

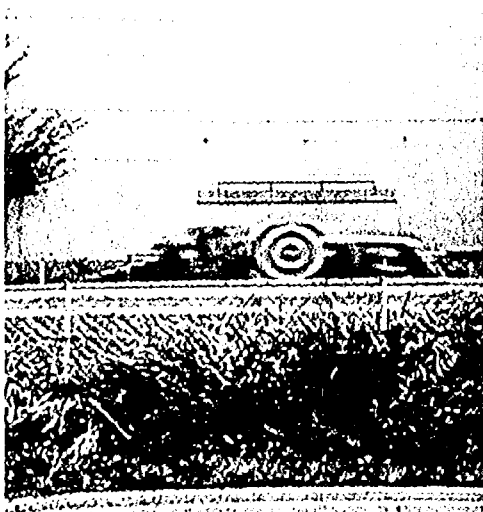
図4 客室における作業のイメージ



(a) (左) 5km/h



(b) (右) 20km/h



(c) (左) 40km/h

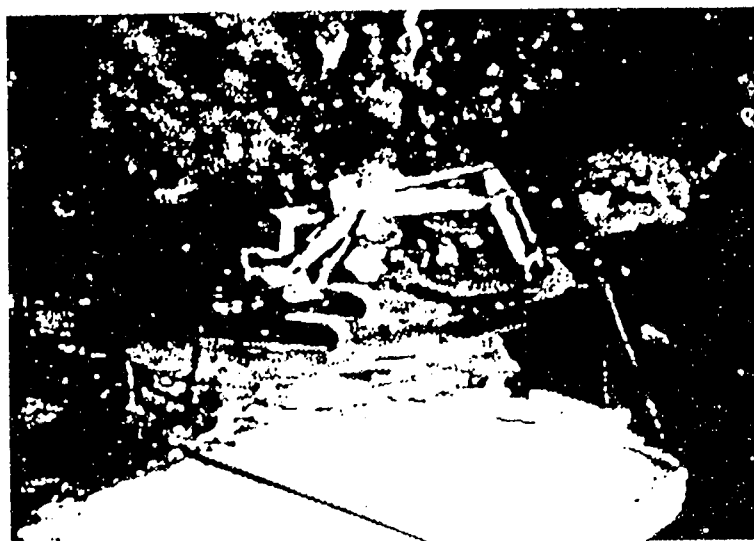


(d) (右) 70km/h

写真1 撮影距離50m, カメラの焦点距離40mmの時のVTR画像 (式(1)による流れ発生速度 $V_t=20\text{km/h}$)



(a) 被災地の全景



(b) 復旧作業中のバックホウと周辺の被災状況

写真2 梨本地区（主要地方道修善寺～下田線）の被災状況

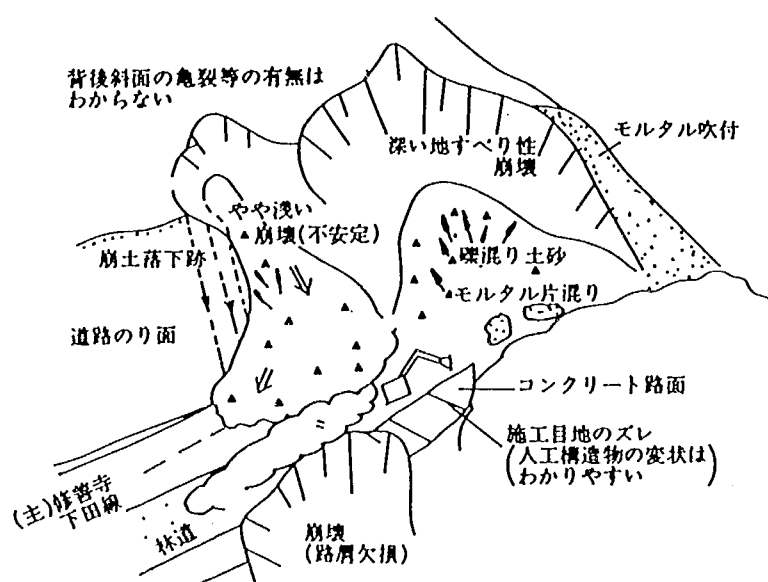


図6 調査者Aがビデオ映像から判読した被災状況のスケッチ

表3 被災状況の判読の程度

(梨本地区、主要地方道修善寺～下田線)

調査対象	調査者A	調査者B	調査者A	地震後に調査された値
崩壊面の平均的な幅(m)	70 (重機(10m)×7)	60～80	10～30	100m
崩壊面における平均的な崩壊深さ(m)	10 (崩壊幅×1/7～1/10)	5～10	*	5m
崩壊面の面積(m ²)	*	320～480	*	
崩壊土量(m ³)	20,000 (30m×70m×10m)	20,000	*	26,500
道路の被災延長(m)	100 (崩壊幅+α)	80	*	125

注) 1. 調査者A, B, Cは、それぞれ経験年数が17, 10, 5年の地質専門家。

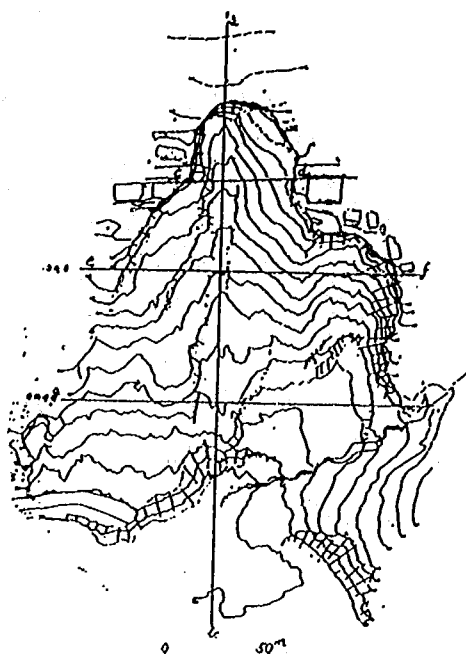
2. *は、ビデオ画像から判定ができなかったことを示す。

3. () 内は、調査者Aの判断材料を示す。

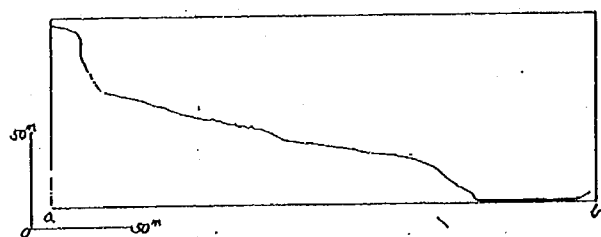
表 4 従来の写真測量に要する時間（ステレオペアを5組撮影し、この中の1組について図化を行う場合）

工 程	所要時間	備 考
①評定点の設置	約1時間	ステレオペア5組×6点分
②ステレオペアの撮影	約6時間	ステレオペア6組分
③写真処理 フィルム精送 現像	約4時間 約2時間 約2時間	東京部内
④評定点測量	約3日	ステレオペア5組×6点分
⑤空中三角測量	約6時間	ステレオペア5組×6点分
⑥被写体の図化 主要施設の描写 等高線の記入 土量等の計測	約8時間 約1時間 約6時間 約1時間	
合 計 ¹⁾	約3日15時間	

注1) 表中*及び**の工程は並行作業で行なう。

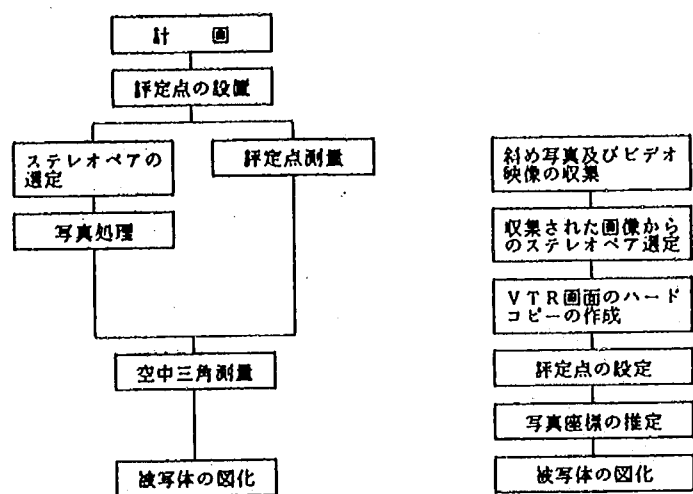


(a) 平面図



(b) 縦断面図

図 8 PSEP法による斜面崩壊を対象とした図化結果



(a) 従来の写真測量工程

(b) PSEP法の工程

図 7 測量作業の流れ

表 5 既往の精密写真測量結果との比較

区 間	計測値	実寸法	誤差	誤差/実寸法
距離 a b	186	186	0	—
距離 e f	123	128	-5	0.039
距離 g h	153	156	-3	0.019
比高 a b	84	88	-4	0.045

表 6 PSEP法に要する時間

工 程	所要時間	備 考
①ステレオペアの選定	約10分	VTR再生モニター
②VTR画面のハードコピー作成	約10分	5枚
③標定点の設定	約30分	
④写真座標の推定 標定点・カメラデータ入力 写真設置・標定観測 座標値の算出	約90分 約20分 約10分 約1時間	解析図化機による作業
⑤被写体の図化 図面作成 土量等の計測	約2時間 約90分 約30分	解析図化機による作業
所要時間合計	約4時間20分	

6. 道路橋の免震構造システムの開発

(官民連帯共同研究経費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦

主任研究員 長谷川金二

研 究 員 長島 博之

1. まえがき

近年、「耐震設計」に代わり、主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。道路橋に対してもニュージーランド、米国等の諸外国では、免震効果を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり、既存橋の耐震補強に使用されている。また、我国においても橋に対する免震設計の利用が開始されようとしているが、我国では、ニュージーランド、米国に比較して一回り大きな地震が生じ得ること、また、建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから免震設計により地震力を低減するというよりも耐震性の向上を図ることに重点が置かれている。

しかしながら、橋に対しても適切に振動特性を反映した免震設計を行えば、耐震性の向上と同時に経済性にも優れた設計とすることができる。そこで、本課題では橋梁に対する免震効果を積極的に取り入れた設計手法及び免震支承の開発を官と民が共同して行い、地震力の低減を目指した道路橋の免震設計の開発をしようとするものである。

2. 研究目的

本研究は、橋梁用の免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発を図るとともに、道路橋に対する免震設計法を開発し、さらに、これを道路橋に具体的に適用するための技術開発を行うことを目的とする。

3. 研究方法

本共同研究では、次の4つの研究課題を設定し、研究を行った。

1) 橋梁用免震装置の開発に関する研究

2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

3) 免震設計法の開発に関する研究

4) 免震設計の適用に関する研究

4. 研究結果

4. 1. 橋梁用免震装置の開発に関する研究

現在までに、建物用として数多くの免震装置が開発されている。しかしながら、道路橋用免震装置は建物用に比べて、設置スペースが限られており、コンパクトでなければならないこと、さらに建物用に比べて環境条件が厳しいところに設置されるので耐久性が重要であることなど、道路橋固有の解決されなければならない項目がある。本研究では、道路橋に適用できる免震装置の構造及び性能を検討している。

本年度までに、6形式、10種類の免震装置が研究、開発されている。その内訳は、次の通りである。

- ①高減衰ゴム支承……………4種類
- ②摩擦（すべり）型ダンパー……………2種類
- ③鋼製ダンパー……………1種類
- ④ローラー型免震支承……………1種類
- ⑤リンク支承……………1種類
- ⑥粘性ダンパー……………1種類

リンク支承を除く9種類の免震装置については、性能・特性を確認するため、共通の載荷装置を用いて、共通の条件下で、一斉共通載荷実験を行った。実験では、写真-1に示す軸力載荷装置によりけたの死荷重に相当する一定軸力を加え、動的載荷装置により水平荷重を繰り返し加えた。なお、免震装置の中には温度変化の影響を受けるものもある。このため、写真-2に示す室温20度一定の恒温室の中で実験を行った。

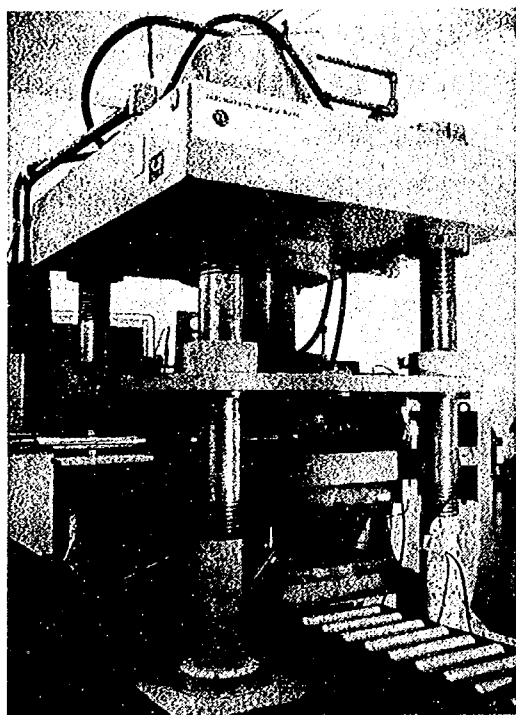


写真-1 軸力載荷装置

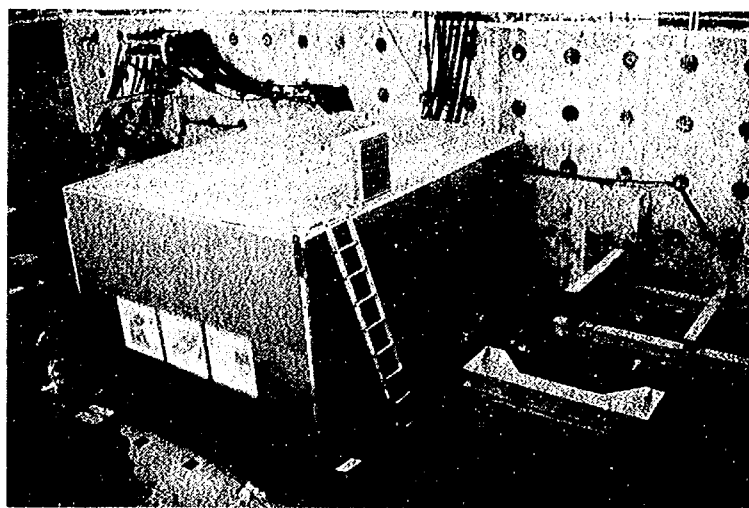
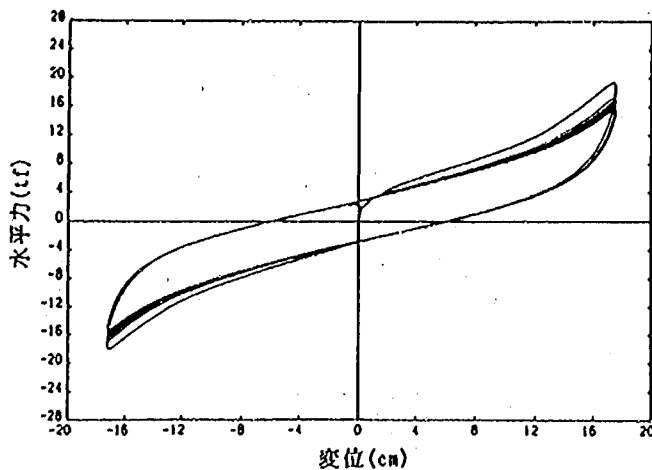


写真-2 恒温室

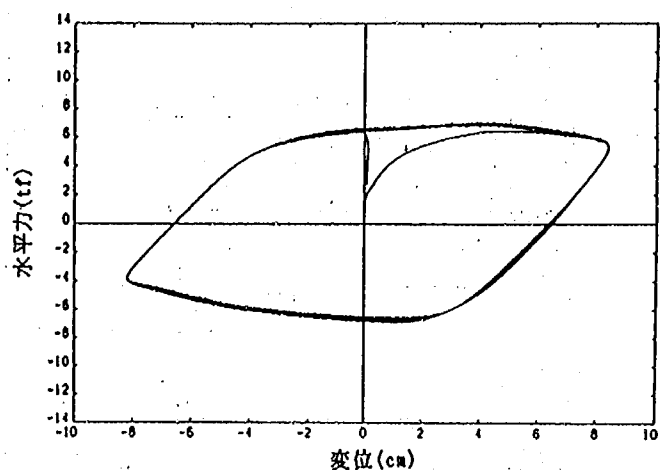
図-1は、一例として高減衰ゴム支承及び摩擦（すべり）型ダンパーの水平荷重～水平変位の関係を示したものである。実験の結果、いずれの免震装置も道路橋用免震装置として有効な減衰特性を有していること、及び荷重～変位関係は滑らかな形状であり、力学的特性は安定していることなどが明らかとなった。

また、今後、開発される多数の免震装置が、道路橋用免震装置として所定の性能を有しているか、どうかを確認するための実証試験方法の開発も同時に行った。実証試験項目としては、鉛直剛性の確認などの支承としての本来的な機能を確認するための項目と、繰り返し載荷に対する安定性、振動数・速度変化に対する安定性、軸力の変化に対する安定性、載荷方向に対する安定性、温度変化に対する安定性などの水平復元力特性を確認するための項目がある。本年度は、それぞれの試験項目について、試験条件及び結果の評価方法を提案した。今後は供試体、試験装置、試験実施方法などの標準化

を図っていく予定である。



(a)高減衰ゴム支承の場合



(b)摩擦(すべり)型ダンパーの場合

図-1 免震装置の水平荷重～水平変位の関係

4.2 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

免震橋用の伸縮装置として、ノックオフ構造及び橋軸直角方向にも移動可能なフィンガージョイントの開発を行った。また、免震橋用落橋防止装置としては、下部構造から立ち上げた鋼棒と、内側に高減衰ゴムを装着して上部構造に埋め込んだ鋼製の枠とを組み合わせた構造について開発を行った。

ノックオフ構造とは、図-2に示すようにけたの端部に床版の張り出しを設け、地震時にけたが橋台方向に大きく変位したときに張り出し部を橋台のノックオフ部に衝突させるものである。ノックオフ部は、橋台本体と一体となっていないため、衝突により橋台裏込め方向に押し込められ、衝突による衝撃力が緩和される。ノックオフ部の滑動状況及び滑動抵抗、裏込め土の破壊状況を確認するために、図-3に示すようにノックオフ部を裏込め土方向に押し込む載荷実験を行った。写真-3及び4は、それぞれ、ノックオフ装置の供試体及び載荷実験後の状況を示したものである。図-4はノックオフに加えられた水平荷重とその水平変位との関係を示したものである。実験の結果、ノックオフ構造は橋けたの衝突力を緩和すると同時に橋けたの過剰変位を抑制できることが明らかになった。

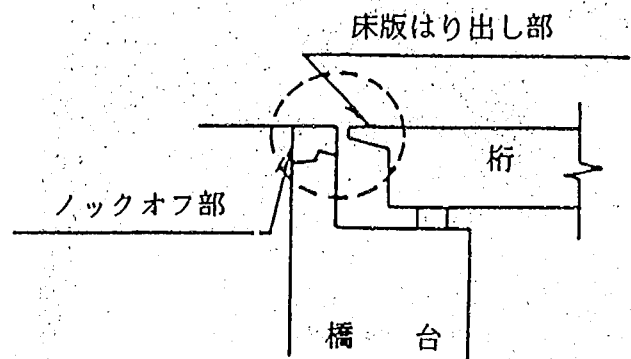


図-2 ノックオフ構造の概要

4.3 免震設計法の開発に関する研究

4.3.1 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

1) バイリニア型バネを用いた非線形動的解析に関する検討

免震橋は、アイソレーターによる長周期化及びエネルギー吸収装置による減衰特性の向上を基本として設計されるため、動的解析に際してアイソレーターの剛性及びエネルギー吸収装置の減衰性能を適切に評価しモデル化することが重要である。ここでは、免震橋模型を用いた振動台加振実験とその

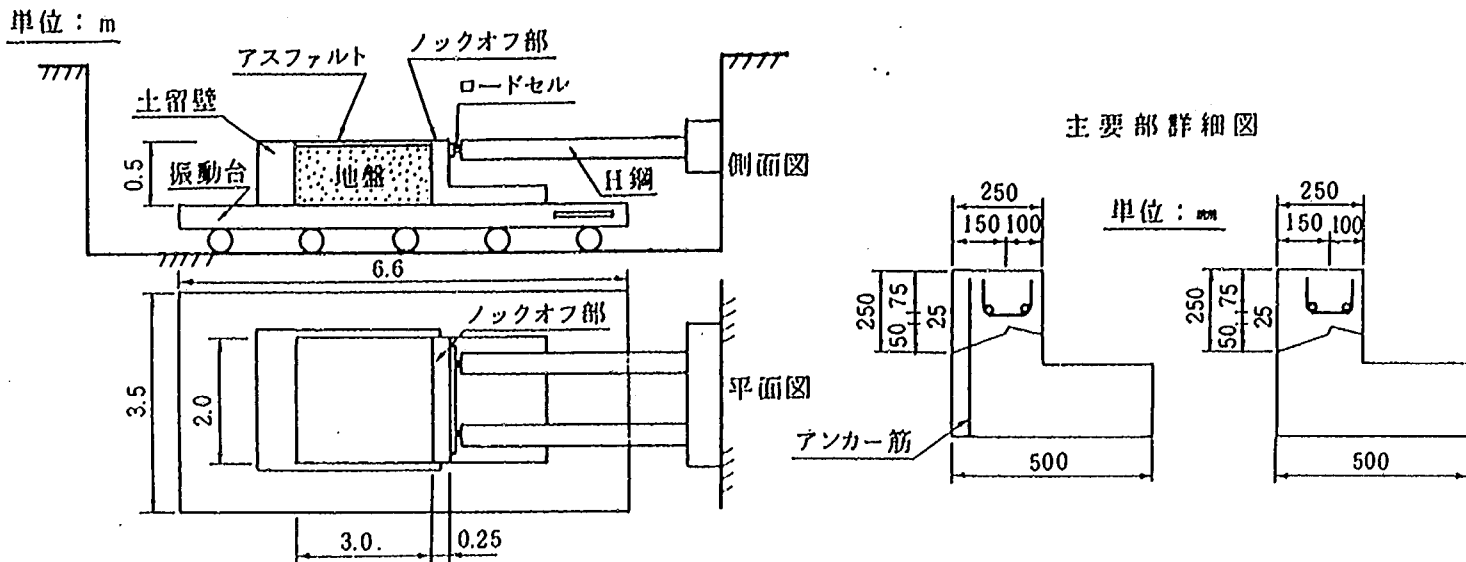


図-3 ノックオフ装置の載荷実験

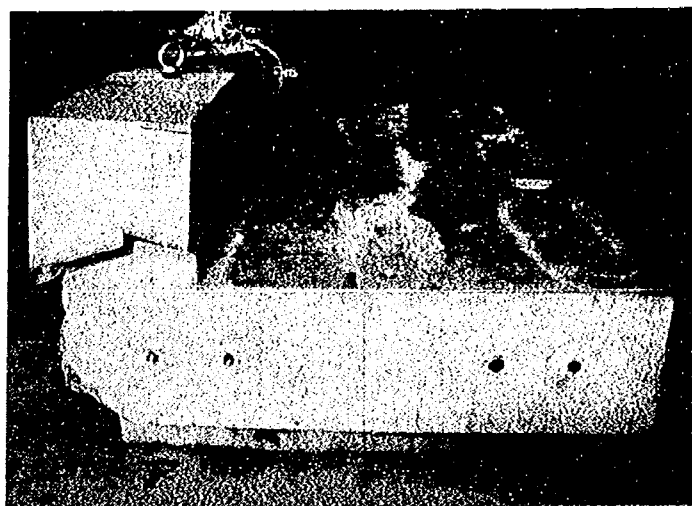


写真-3 実験に用いた供試体

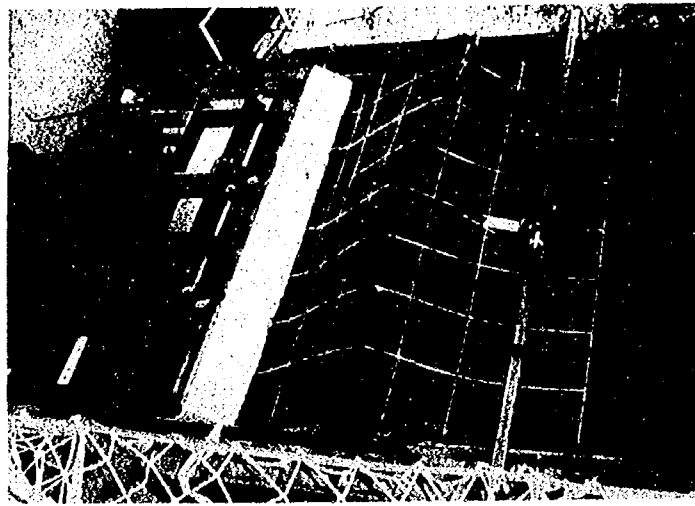


写真-4 載荷実験後の状況

非線形動的解析との比較を行い、アイソレーター及びエネルギー吸収装置の荷重～変位関係をバイリニア型バネとしてモデル化することにより、免震橋の地震応答をどの程度正確に求めることができるかについて検討を行った。

解析対象とした免震橋模型は、昨年度と同じものである。実験に用いた免震装置は、鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、LRBと呼ぶ）及び高減衰積層ゴム支承（以下、HDRと呼ぶ）の2種類である。振動台実験では正弦波による共振振動実験と実地震波による地震波振動実験が行われた。地震波振動実験における入力地震動は、1978年宮

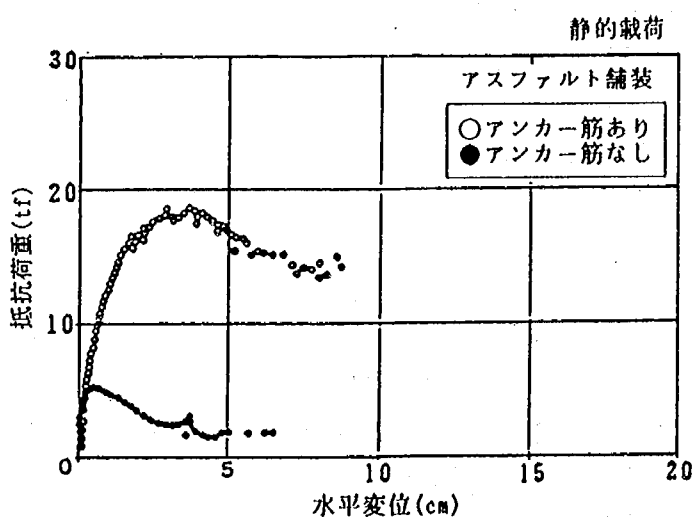


図-4 ノックオフ構造に加えられた水平荷重～水平変位の関係

城県沖地震において開北橋近傍地盤上で記録されたもの(開北橋記録)、及び1983年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録されたもの(八郎潟記録)である。

免震装置の荷重～変位関係は一般に紡錘形をしており、バイリニア型バネとしてモデル化することができる。バイリニア型バネを定義するために必要な一次勾配、二次勾配及び降伏荷重(履歴ループにおいて変位が零の時の荷重)は、共振振動実験から得られた免震装置の荷重～変位関係から求めることとした。免震装置の履歴ループの形状はせん断変形の大きさに依存するので、バイリニア型バネの一次勾配 k_1 、二次勾配 k_2 及び降伏荷重 Q は、せん断変形の関数として求められなければならない。共振振動実験から得られた免震装置1個当たりの降伏荷重 Q (tf)、第二勾配 k_1 (kgf/cm)及び第一勾配 k_2 (kgf/cm)は、実験ごとに多少の差はあるが、おおむね次式により表わされる。

$$Q = \begin{cases} 53.6 + 120u_0 - 16.9u_0^2 + 0.664u_0^3 & (0.05\text{cm} \leq u_0 \leq 5.3\text{cm}) \quad \text{LRBの場合} \\ 49.5 + 139u_0 - 15.8u_0^2 & (0.1\text{cm} \leq u_0 \leq 3.6\text{cm}) \quad \text{HDRの場合} \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$k_2 = \begin{cases} 110 + 268u_0^{-1} & (0.05\text{cm} \leq u_0 \leq 5.3\text{cm}) \quad \text{LRBの場合} \\ 323 + 253u_0^{-1} - 11.2u_0^{-2} & (0.1\text{cm} \leq u_0 \leq 3.6\text{cm}) \quad \text{HDRの場合} \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$k_1 = \begin{cases} 695 + 508u_0^{-1} & (0.05\text{cm} \leq u_0 \leq 5.3\text{cm}) \quad \text{LRBの場合} \\ 926 + 618u_0^{-1} - 34.1u_0^{-2} & (0.1\text{cm} \leq u_0 \leq 3.6\text{cm}) \quad \text{HDRの場合} \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化する際の各パラメータがせん断変形 u_0 の関数として求められたが、バイリニア型バネをバネ要素として取り入れることのできる一般の非線形動的解析プログラムでは、せん断変形に応じてバネのパラメータを変化させることはできない。したがって、 u_0 をバイリニア型バネの第一勾配、第二勾配及び降伏荷重を一義的に定めるための基準となる免震装置のせん断変形と考えて、これを免震装置の最大せん断変形から次式により与えるものとする。

$$u_0 = c_{NL} \cdot u_{max} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 c_{NL} は非線形動的解析における等価係数、 u_{max} は地震時に免震装置に生じる最大変形である。

実際の非線形動的解析では、地震時に免震装置に生じる最大変形をあらかじめ仮定し、その仮定値と解析の結果として得られる最大変形とが一致するまで繰り返し計算を行わなければならない。しかし、本年度の解析の目的は、免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化した場合の非線形動的解析の精度を検証することであるから、実験で得られた最大せん断変位を正解とし、 c_{NL} をどのように選べばよいかを検討した。

図-5は、開北橋B記録を作用させた場合の橋の応答加速度及び免震装置の相対変位に対する実験値と解析値の比較(LRBの場合)を示したものである。ここで、式(4)の等価係数としては、地盤の等価線形化動的解析によく用いられる0.7とした場合と、免震装置のピーク応答をそのまま用いた1.0とした場合の2通りに変化させた。また、免震装置以外の減衰はレイリー減衰により考慮した。レイリー減衰の定数は、橋脚の減衰定数を2%、免震装置及び上部構造の減衰定数を0%、免震装置の剛性を一次勾配としてひずみエネルギー比例減衰から算出される一次及び二次のモード減衰とレイリー減衰が一致するように定められた。ここで、橋脚の減衰定数2%は、免震装置を用いない模型橋の振動台実験から求められたものである。

いずれの記録の場合にも、入力地震動の主要動近くでは、解析値は実験値の特徴をよく再現しており、等価係数 $c_{NL}=0.7$ と $c_{NL}=1.0$ の間には大きな違いはない。また、主要動が終了した後の応答の

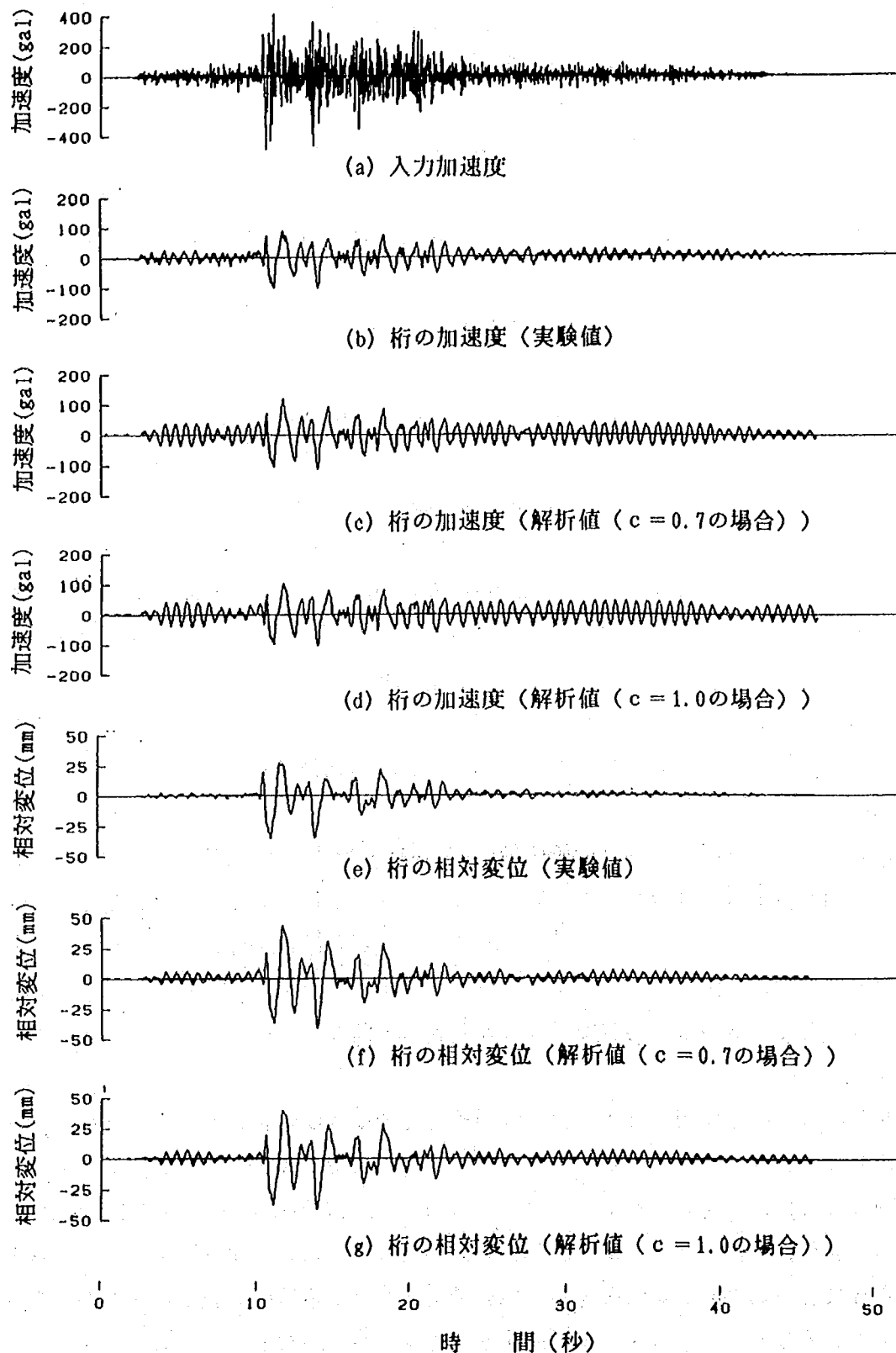


図 - 5 橋の応答加速度及び免震支承の相対変位に対する実験値と解析値の比較 (開北橋 B 記録、LRB の場合)

減衰状況については、解析値が実験値ほど早くは減衰していないことがわかる。これは、主要動終了後の免震装置の小変形状態でのモデル化が、不十分であるためと考えられる。

表-1は、最大応答値に着目して解析値と実験値を比較したものである。これによるとけたの最大加速度及び最大相対変位を実験値に対する比としてみると、大部分の実験ケースでは、 $c_{NL}=1.0$ の場合には大部分のケースで0.9~1.1以内に収まっている。これに対して $c_{NL}=0.7$ の場合には、 $c_{NL}=1.0$ の場合に比較して比の値が大きくなっており、特にLRBを用いて八郎潟記録を入力したときには、けたの最大加速度に対して1.3~1.5、けたの最大相対変位に対して1.4~1.5と大きくなっている。また、平均値で見ても $c_{NL}=1.0$ の方が、解析値と実験値がよく一致しているといえる。したがって、今回の解析結果からは、非線形動的を行なう際の等価係数 c_{NL} は1.0とすることを提案した。

表-1 非線形動的解析により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大加速度 (gal)	実験値		解析値			
				けたの最大加 速度 (gal)	けたの最大相 対変位 (mm)	CNL=0.7の場合		CNL=1.0の場合	
						けたの最大加 速度 (gal)	けたの最大相 対変位 (mm)	けたの最大加 速度 (gal)	けたの最大相 対変位 (mm)
LRB を用いた場合	開北橋 記録	A	273.2	72.5	21.0	92.2(1.27)	25.3(1.20)	83.6(1.15)	25.7(1.22)
		B	481.3	101.0	35.8	118.3(1.17)	43.4(1.21)	102.7(1.02)	40.4(1.13)
	八郎潟 記録	A	85.1	81.7	26.1	123.7(1.51)	40.3(1.54)	97.3(1.19)	34.1(1.31)
		B	115.6	110.2	41.6	148.4(1.35)	60.7(1.46)	123.0(1.12)	53.8(1.29)
HDR を用いた場合	開北橋 記録	A	276.4	124.6	18.6	128.6(1.03)	22.1(1.19)	116.5(0.93)	20.7(1.11)
		B	484.7	181.9	33.1	172.3(0.95)	34.4(1.04)	156.9(0.86)	31.7(0.96)
	八郎潟 記録	A	83.1	102.7	14.0	95.0(0.93)	15.6(1.11)	93.6(0.91)	15.4(1.10)
		B	111.5	170.4	30.4	189.9(1.11)	39.3(1.29)	185.3(1.09)	39.8(1.31)
()内の平均						1.17	1.26	1.03	1.18

()内は実験値との比を示したものである。

2) 非線形動的解析による変位制限装置の衝撃力に関する検討

アイソレーターによる長周期化に伴い、けたの過大な変位が生じる。これを防ぐためには変位制限装置（移動制限装置及び落橋防止装置）の設置が必要であり、その設計に際しては衝突による衝撃力の適切な評価が行なわれなければならない。ここでは、模型振動実験と非線形動的解析との比較により、変位制限装置をどのようにモデル化すれば衝突による衝撃力を解析的に正確に求めることができるかを検討した。

解析対象とした免震橋模型の上部構造は前節で用いたものと同じであるが、変位制限装置の衝突による衝撃力が橋脚の変位により緩和されることを避けるため、橋脚は剛性が高く、ほぼ剛体と考えられるものを用いた。また、本解析で対象とした免震装置はLRBであるが、免震装置の寸法及び剛性は前節のLRBとは異なる。実験では、けたと橋脚との間に過大な相対変位が生じるのを防止するため、変位制限装置（ストッパー）を両橋脚及びけた下に設けた。なお、過度な衝撃力を緩和するため、ストッパーの衝突面にはゴムクッションを取り付けた。解析対象とした実験ケースは、開北橋記録を

入力して遊間を5 cm（衝突しない）、3 cm、2 cmと変化させたものである。

図-6 は、免震装置と変位制限装置に加わる合計の荷重、つまり橋脚に作用する全荷重を上部構造の加速度にその質量を乗じることにより求め、これとけたの相対変位との関係について実験結果と解析結果を比較したものである。履歴ループ全体の形状としては、実験と解析はよく合っている。ただし、実験ではストッパー衝突後に荷重がひずみ硬化的に急激に増加しているが、解析ではストッパーの圧縮剛性を一定としているため、実験ほど急激な荷重増加は見られない。表-2 は、最大応答値に着目して解析値と実験値を比較したものである。衝突を起こしている間隔3 cm及び2 cmの場合について、けたの最大加速度及び最大応答変位を実験値に対する比としてみると、比の値はけたの最大加速度に対して0.92~0.95、最大相対変位に対して1.13~1.16であり、解析値と実験値はよく一致している。

したがって、変位制限装置は、衝突後、線形バネとして作用するようモデル化することを提案した。

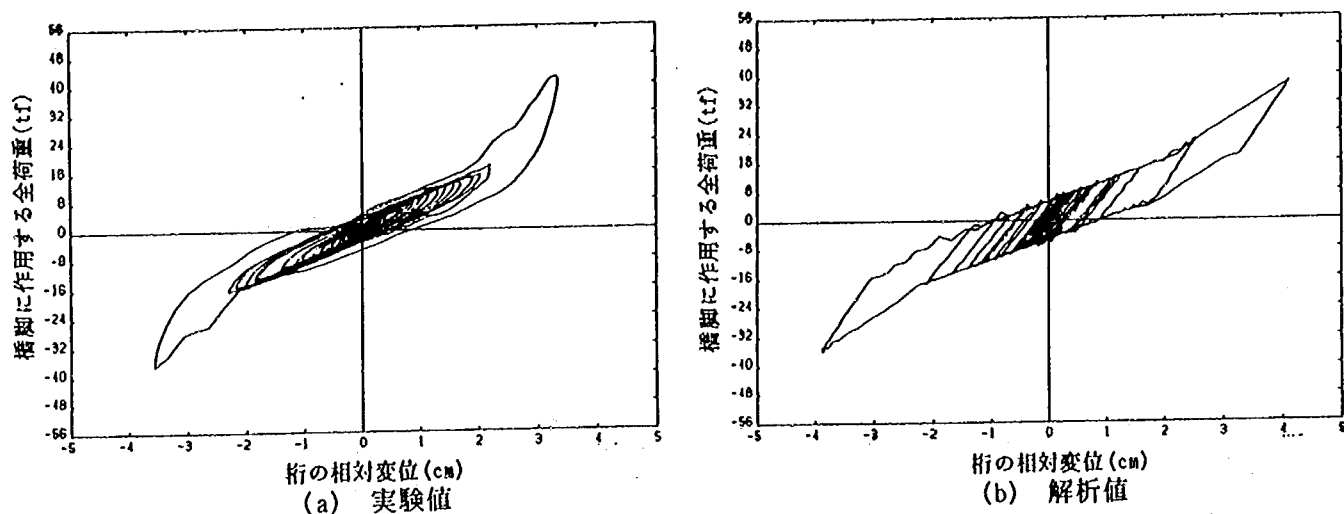


図-6 橋脚に作用する全荷重～桁の相対変位関係の実験値と解析値の比較
(ストッパー間隔を2 cmとした場合)

表-2 非線形動的解析により求めた模型橋脚の最大応答値と実験値の比較

ストッパー間隔	振動台入力最大 加速度 (gal)	実験値		解析値	
		けたの最大加 速度 (gal)	けたの最大相 対変位 (mm)	けたの最大加速 度 (gal)	けたの最大相対 変位 (mm)
5 cm (衝突なし)	751.6	785.8	43.1	744.7(0.95)	44.5(1.03)
3 cm	768.6	937.4	39.1	891.9(0.95)	44.0(1.13)
2 cm	787.2	1023.1	35.7	936.8(0.92)	41.4(1.16)

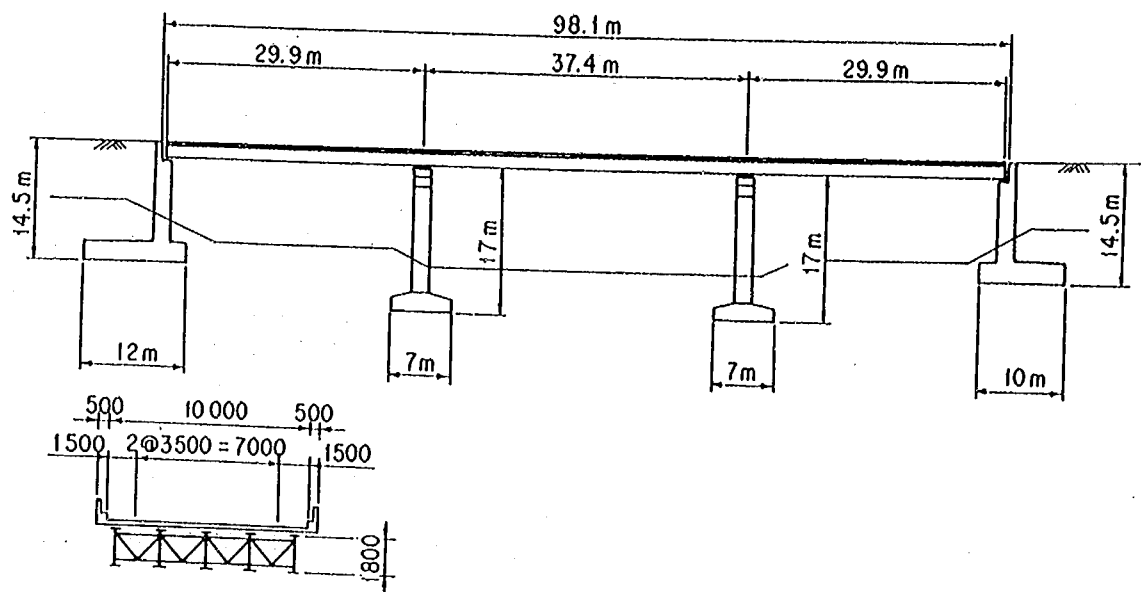
()内は実験値との比を示したものである。

3) 非線形動的解析による変位制限装置の拘束効果に関する検討

けたの過大な変位を防ぐための変位制限装置を設置することにより、変位制限装置の衝突が起こり、免震効果に影響を及ぼす。ここでは、変位制限装置の拘束が、どの程度免震効果に影響を与えるかを非線形動的解析により検討した。

解析対象とした免震橋は、図-7 に示す橋長98.1 m幅員10 mの3 径間連続鋼板桁橋である。解析方向

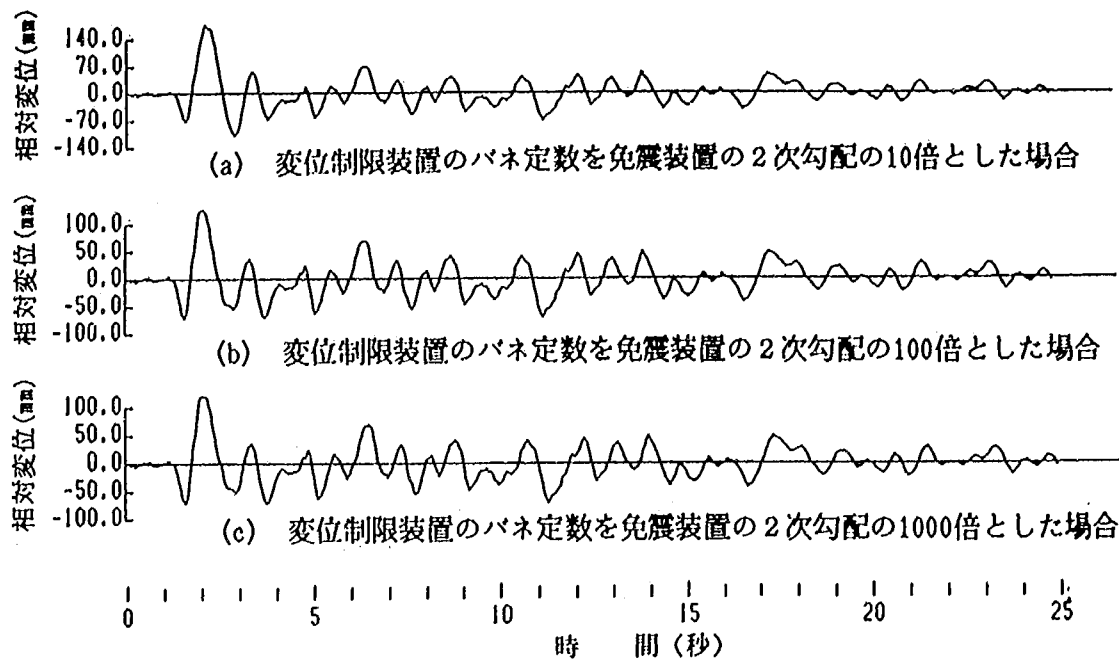
は橋軸方向である。入力地震動は、開北橋記録を道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に合うように振幅調整したものである。解析では、免震装置をバイリニア型バネとしてモデル化した。また、免震装置の履歴減衰以外の減衰については、前節までと同様の方法でレーリー減衰として考慮した。



図－7 解析対象とした橋梁

変位制限装置は、前節の結果をもとに衝突後、変位制限装置の剛性に対応する線形バネとして働くようにモデル化した。解析ケースは、変位制限装置のバネ定数を免震装置の2次勾配の10、100、1,000倍と変化させた3ケースである。解析対象橋では橋台部の相対変位が橋脚部に比べて大きく、けた端における落橋を防止するということから、橋台部のみに変位制限装置を設置することとした。また、変位制限装置の遊間は、変位制限装置がない場合には橋台部における最大相対変位が170mm程度となり、この過大な変位を抑えるということから、120mmと決めた。

図－8は、A1橋台における上下部構造間の相対変位を比較して示したものである。変位制限装置の剛性を高くするに従って、相対変位が抑えられていることがわかる。特に、剛性を最も高くしたケースでは、相対変位が、変位制限装置の遊間量である120mmのところではっきりとカットされている様子が見える。また、いずれのケースにおいても、相対変位が120mmよりも小さく、変位制限装置が働いていないところの振動では、それぞれの波形に大きな差は見られず、変位制限装置の衝突は免震橋のその後の地震応答に影響は及ぼさないことがわかる。表－3は、上部構造から下部構造に作用する慣性力、及び上下部構造間の相対変位について最大値をまとめて示したものである。橋台では変位制限装置を設置しているため、変位制限装置の剛性を高くするに従って慣性力が大きくなるが、相対変位は抑えられるようになる。上下部構造間の相対変位から変位制限装置の遊間量120mmを差し引いた値を過大な相対変位とすれば、変位制限装置がない場合には52mm～55mm程度の過大な相対変位が生じているが、免震装置の2次勾配の10倍程度の剛性を有する変位制限装置を設置することにより、慣性力は変位制限装置がない場合の約2倍になるが、過大な相対変位は約半分程度に抑えられることがわかる。これに対して、変位制限装置を設置していない橋脚では、変位制限装置の剛性を高くするに従って、慣性力、相対変位とも小さくなっている。



図－8 A1橋台における上下部構造間の相対変位の比較

今後は、この結果をもとに移動制限装置や落橋防止構造による拘束が免震効果に及ぼす影響を具体的な数値として評価する方法を開発する必要がある。

4. 3. 2 免震設計の基本方針に関する研究

昨年度の耐震設計及び免震設計に関する国内外の示方書、指針、研究論文の調査結果を基に、以下の検討を行った。

- ①現状における免震設計の基本的な考え方に関する検討
- ②免震設計に用いる地震入力の設定
- ③地震レベルと構造部材の限界状態の見直し
- ④免震設計の基本フローの作成（図－9 参照）

4. 3. 3 動的解析法の開発に関する研究

免震橋の動的解析法の提案とその適用範囲の明確化を目標として、レベル2の入力地震動に対する免震橋の挙動を以下の項目に着目して研究を進めた。

- ①多径間連続免震橋における各橋脚への位相差入力の影響
- ②免震橋の一橋脚に着目した地盤及び橋脚の非線形性の影響
- ③免震橋の一橋脚に着目した地盤と橋脚基礎の相互作用の影響
- ④曲線免震橋の3次元挙動の影響

4. 3. 4 免震装置の設計法に関する研究

免震装置の設計法の整理と免震装置のモデルの設定を目標として、以下の項目について研究を進めた。

- ①免震装置の設計法の整理及び設計例の作成

- ②動的解析法、簡易計算法における免震装置のモデル化の検討
- ③免震装置の動的復元力特性値の設定方法の検討

4. 3. 5 簡易計算法の開発に関する研究

簡易計算法の提案と適用範囲の明確化を目標として、以下の項目について研究を進めた。

- ①骨組構造モデルの簡素化に関する検討
- ②高次振動モードの影響の把握と応答スペクトル法の適用性の検討
- ③橋脚初期寸法設定法の提案と設定例の作成

4. 3. 6 免震設計を用いた場合の落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究

落橋防止構造及び伸縮装置の形式及び設計法の提案を目標として、以下の項目について研究を進めた。

- ①震害事例及び損傷事例に基づく設計の基本方針の検討
- ②免震橋に利用できる落橋防止構造及び伸縮装置の作動原理の検討
- ③落橋防止装置が作動した際の橋の地震応答の解析
- ④設計方法の提案、及び設計事例の作成

4. 4 免震設計の適用に関する研究

4. 4. 1 P C 橋に対する免震設計に関する研究

非免震橋と免震橋の基本モデルを設定し、地震力に対する応答特性を調査した。さらに、この基本モデルについて応答スペクトル解析を行い、免震化による耐震性の向上の程度を調査した。また、免震支承の特性、橋脚剛性、基礎剛性を変化させて、応答スペクトル法による動的解析を行い、これらのパラメーターが免震橋の応答に及ぼす影響を検討した。

4. 4. 2 鋼橋に対する免震設計に関する研究

非免震橋と免震橋の基本モデルを設定し、免震設計による耐震性の向上の程度を検討した。また、免震支承の特性、橋脚剛性、基礎剛性、線形あるいは非線形モデル、曲線けたにおける質点重心の偏

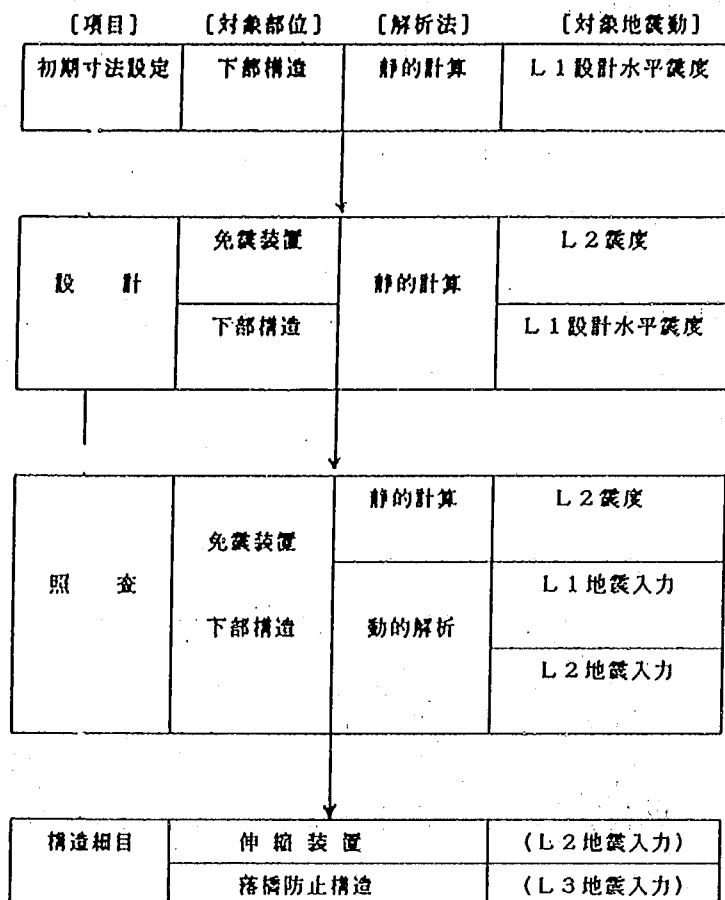


図-9 免震設計の基本フロー

心量、橋脚形式を変えて動的解析を行い、それらのパラメーターの影響を検討した。さらに、上部構造質量ならびに橋脚高さで固有周期の関係を調査した。

4. 4. 3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

P C橋と鋼橋について、図-10に示すような1 kmの超多径間連続橋を設定し、動的解析を含む試設計を行い、免震支承及び伸縮装置の適用性を検討した。その結果、免震設計により1 km級の超多径間連続橋の設計が可能であることが明らかとなった。さらに、位相差入力考慮した時刻歴応答解析を行い、超多径間連続橋の応答特性を調査した。また、超多径間連続橋に免震設計を適用する上での留意事項も検討した。

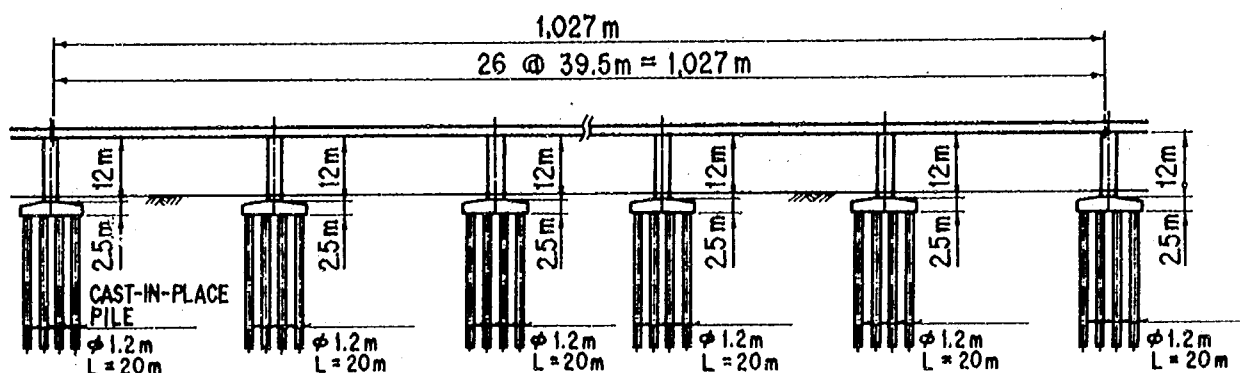


図-10 P Cモデル橋の一般図

4. 4. 4 耐震補強に対する免震設計に関する研究

道路橋の耐震設計規定の変遷を調査し、免震設計による耐震補強法について検討した。この結果をもとに、耐震補強及び上部構造の変更に対する免震装置の適用条件、設計のフローチャートを検討した。さらに、RC橋脚の主鉄筋段落し、RC橋脚基部の保有水平耐力の不足、基礎の支持力の不足、既存上部構造への歩道添加を対象として、試算による免震設計の適用性の検討を行った。また、支承の取り替え方法など施工性についても検討した。

また、騒音、維持管理上の理由から伸縮継手を減らすため、既存の多径間単純けた橋における上部構造の連続化が図られようとしている。本研究では、この既存単純けた連続化を対象とした免震設計の適用についても検討を行い、その実現が可能であることも明らかにした。

5. 今後の課題

来年度は、本研究の最終年度に当り、本研究の成果として「道路橋の免震設計マニュアル(案)」を作成する。

7. 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
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

我国の道路施設の耐震性向上に関する諸対策は、大正12年の関東地震を契機として始められた。今日まで、耐震設計法、震災復旧法等の技術開発がなされた結果、旧来の地震に多く見られた被害は減少しつつあるが、都市化等時代の変化によって新しい被害形態も生まれる傾向にある。本調査は、個々の道路施設及び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、耐震化対策の目標水準、耐震化対策事業の費用便益効果を検討することを目的として行うものであり、本年度は、都市域における道路施設の耐震化対策が道路網としての震災復旧に及ぼす影響を解析することのできる道路網の耐震性評価プログラム「RPTN」を開発した。

2. 道路網の耐震性評価プログラムの機能

2. 1 耐震性の評価方法

本プログラムは、震災を受けた道路網の被災状況を初期条件として、復旧過程を時系列にシミュレートすることにより、道路網の震災復旧に必要とされる時間及び資機材量を算定するものである。これを用いることにより、道路網の耐震性に係わる以下の事項を解析することができる。

- ①道路施設や幹線の耐震化対策が道路網の耐震性（復旧時間、必要資機材量）に及ぼす影響
- ②復旧用備蓄資機材の適切な配備方法
- ③復旧戦略（最適な資機材の投入方法、復旧手順等）

2. 2 復旧過程の解析方法

本プログラムのシステム構成は図1に示す通りであり、端末操作者が逐一復旧の指示を行うマニュアルシミュレーション、及び、内部計算により自動的に最適な復旧過程を算定する自動シミュレーションが可能である。シミュレーションの基本的な考え方は次の通りである。

- ①復旧開始からの時間を追って、復旧の対象とする施設を指示する。復旧を行うためには、施設の存在する地点に資機材を投入できること、すなわち、備蓄基地から到達可能であることが必要である。
- ②復旧に要する時間及び資機材量は、被害の程度に応じて予め与えた原単位を用いて算定する。機材及び人員は、輸送が可能な範囲内で、繰り返して用いることができる。
- ③1箇所の復旧を行っている間に、資機材に余裕があれば、他の複数地点の復旧に取り組むことができる。したがって、どの施設（路線）から復旧に取り組むかの判断が重要となる。
- ④輸送路が確保されていれば、1箇所の復旧を行うのに複数の備蓄基地から資機材を投入することができる。したがって、どの備蓄基地からどのような配分で資機材を投入するか判断が重要となる。

3. 復旧方針に応じた復旧過程のシミュレーション

千葉県内の国道及び県道から構成される道路網について、10個の橋梁及び13個の平地盛土が被災している状況を想定し（図2参照）、自動シミュレーションによる復旧過程の解析を行った。解析ケースは、復旧方針の違いが復旧過程に及ぼす影響、及び、備蓄資機材の最適な配備方法を明らかにするため、表1に示す3ケースとした。また、備蓄基地としては、千葉国道工事事務所、各出張所、及び、緊急時提携契約業者の6箇所を想定した。

解析結果の一例として、道路網の復旧に要する時間、施設被害により生じた孤立地区が解消するまでの時間、及び、施設の復旧過程をケース間で比較して示すと表2及び図3の通りである。また、資機材の制約を設けなかった解析（ケース3）の結果から算定される備蓄資機材の最適な配備方法を示すと表3の通りである。

4. 今後の検討課題

次年度以降、以下の項目に係わる検討を行う必要がある。

- ①道路施設（幹線道路）の耐震化対策が、道路網の耐震性の向上に及ぼす影響
- ②大規模広域型の震災が都市域に生じた場合の復旧戦略
- ③先進諸国（特に米国）における道路震災対策の調査

【参考文献】

建設省土木研究所：震災対策が道路網の耐震性に及ぼす影響の研究、土木研究所資料、作成中

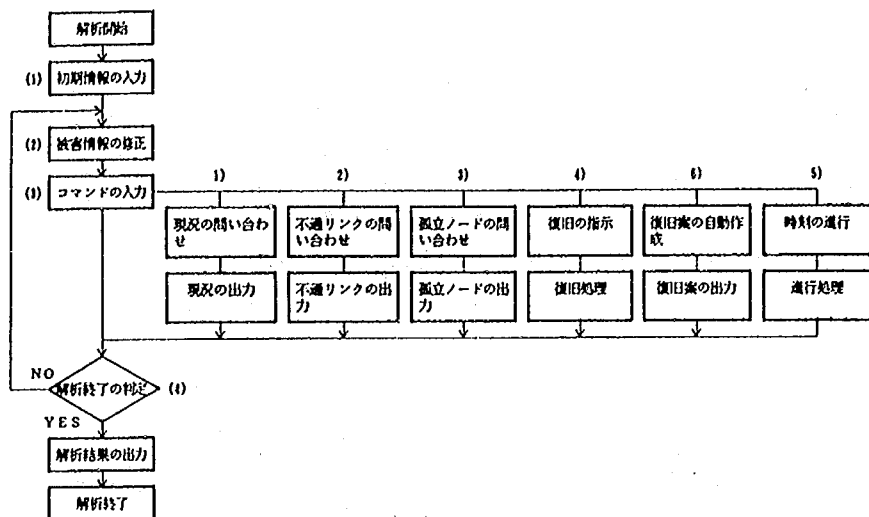


図1 復旧過程予測サブシステムのシステム構成

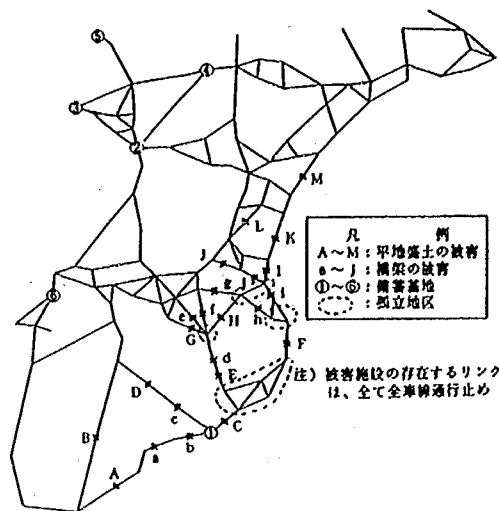


図2 解析の対象とした千葉県内の道路網

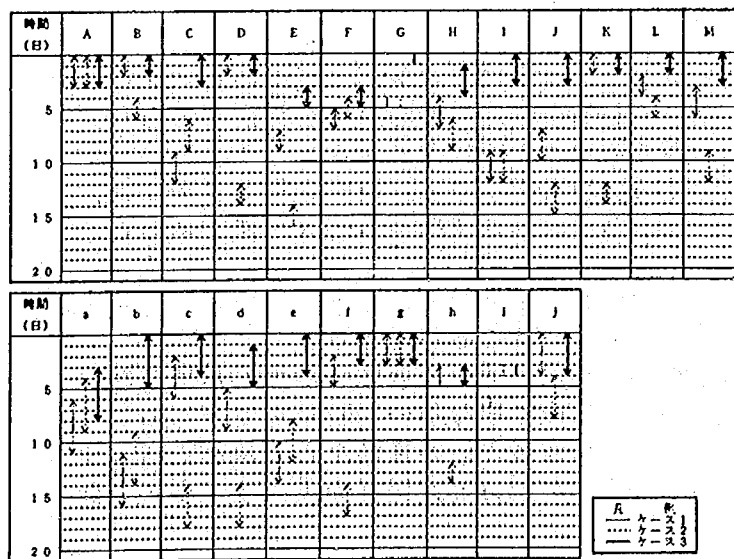


図3 各施設の復旧過程

表1 解析ケース

ケース番号	復旧方針	資機材の制約
1	道路網全体の復旧時間を最小にする	あり
2	孤立地区の解消を最優先にする	あり
3	道路網全体の復旧時間を最小にする	なし

表2 道路網の復旧に要する時間及び孤立地区が解消するまでの時間

ケース番号	道路網の復旧に要する時間	孤立地区が解消するまでの時間
1	16日	11日
2	18日	9日
3	8日	6日

表3 備蓄資機材の最適配備方法
(ケース3の解析結果による)

備蓄ノード	①	②	③	④	⑤	⑥	合計
資材							
日鋼A (t)	56	105	56	60	10	70	360
日鋼B (t)	150	180	10	0	80	0	420
日鋼C (t)	100	180	10	0	80	0	370
鋼矢板 (t)	100	130	100	30	10	90	460
土砂 (t)	1300	2000	900	700	200	1400	6600
パッキン合材 (t)	240	400	180	80	90	190	1180
ビニールシート (t)	70	65	50	10	8	50	263
支保工 (t)	100	150	0	0	150	0	400
鋼板 (t)	320	360	10	0	40	20	730
鋼管杭 (t)	100	100	0	0	0	0	200
機材							
アール・イー・イー (台)	25	37	15	14	8	20	119
パッキン・イー・イー (台)	16	19	7	10	2	16	69
パッキン・イー・イー (台)	260	365	100	80	125	160	1195
杭打ち機 (台)	17	28	13	14	4	12	88
パッキン (台)	31	40	20	13	13	13	126
パッキン (台)	23	45	15	13	14	24	134
パッキン (台)	15	15	3	0	10	0	43
人員 (人)	290	310	190	130	140	140	1200

8. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査

(道路事業調査費, 一般調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 運上 茂樹
飯田 寛之
清水 英之

1. まえがき

既存の道路施設の中には、耐震設計法が十分確立されていない頃に築造されたものを含めて、現在のレベルから見ると耐震性が十分ではない構造物が少なくない。このため、既存の道路施設の耐震性を的確に判定できる手法を開発することが必要とされている。道路施設の中でも道路橋は、震災時の避難路、緊急輸送路として重要な機能を有しており、被災した場合の影響が非常に大きい。このため、多数の橋の中から耐震性に影響のある橋梁の抽出方法の開発が必要とされている。

本調査では、このような背景のもとに昭和61年度からスタートしたもので平成2年度が最終年度にあたる。本調査では、1978年宮城県沖地震及び1982年浦河沖地震でRC橋脚の中間部に著しい損傷を受けた主鉄筋段落し部の耐震性判定法の開発に重点をおいて検討を進めてきた。主鉄筋段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚模型13体の載荷実験を行い、主鉄筋段落し部の耐震性判定法を開発した。

2. 主鉄筋段落しを有するRC橋脚の耐震性判定法

主鉄筋段落し部の耐震性を判定するために、図-1に示すような耐震性判定法を開発した。これは、せん断支間比 h/d が2よりも大きいRC橋脚を対象として、損傷形態判別係数 S 、降伏曲げモーメントに対する安全率 F^T 、せん断応力度 τ_m により判定するものである。

損傷形態判別係数 S は、橋脚基部と段落し部のいずれで先に損傷が生じるかを表すものであり、次式で定義する。

$$S = F^T / F^B \quad (1)$$

F^T 、 F^B は、それぞれ、主鉄筋段落し位置及び基部における降伏曲げモーメントに対する安全率を表し、これらは次式により定義される。

$$F^T = M_y^T / M^T, \quad F^B = M_y^B / M^B \quad (2)$$

ここで、 M_y 、 M^T は、段落し位置(添字T)及び基部(添字B)における断面の降伏曲げモーメント及び慣性力による作用モーメントを表す。

段落し部で損傷が生じる可能性があるかと判定された橋脚に対しては、式(2)の降伏曲げモーメントに対する安全性とともに、せん断力に対する検討を行う。

3. 実験結果に基づく判定基準の設定

上述の損傷形態判別係数 S 、安全率 F^T 及びせん断応力度 τ_m によって、13体の実験供試体を解析した。図-2は損傷形態判別係数 S と破壊モードの関係を示したものである。ここには、段落し部に損傷を受けた静内橋・新江合橋の解析結果も示している。実験供試体の解析結果によれば、主鉄筋の段落し位置における損傷の可能性は表-1のように判定することができる。ただし、新江合橋P3橋脚の場合には $S=1.08$ となり、表-1に示した実験結果より得られた結果よりもさらに大きい S でも段落し部に損傷を生じている。新江合橋P3橋脚の段落し部における損傷は、かぶりコンクリートが多少剝離し、主鉄筋が露出した程度のものであったが、段落し部に損傷が生じた場合にはこれ以後の損傷が速く進展する可能性があるため、耐震対策上は無視できない損傷である。このような点を考慮し、表-1に示す実験結果を少し修正して、 $S < 1.1$ の場合に基部よりも段落し部に先行して損傷が生じる可能性があるかと判定することを提案する。

図-3は、降伏モーメントに対する安全率 F^T と段落し部における損傷度との関係を示したものである。ここで、段落し部における損傷度は、5δδ載荷の段階の損傷程度とした。これより、段落し部において主鉄筋の著しい座屈及び破断が生じ、落橋に至るような著しい損傷の生じる可能性のある橋脚を抽出するためには、段落し部の降伏曲げモーメントに対する安全率は、 $F^T < 1.2$ とする。

図-4には、せん断応力度を算出した結果を示したものである。これによれば、断面を大きく絞ったり、あるいは、中空断面を有する橋脚を除けば、一般にはせん断応力度で補強が必要と判定される

場合はない。

4. まとめ

本調査では、合計13体のRC模型橋脚の動的載荷実験と同時に橋脚の実被害例に基づき、既存RC橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性評価手法の開発した。この判定法によれば、RC橋脚主鉄筋段落し部において大きな損傷を受ける可能性のある橋脚を精度よく抽出することができる。なお、本方法は平成3年に実施予定の道路施設の震災点検に取り入れられることになっている。

5. 今後の課題

今後は、耐震性に劣る道路施設の耐震補強法に関して、耐震補強法の選定法及び具体的な設計法を開発していく必要がある。

研究成果

- 1) 橋梁の耐震性判定法に関する研究, 土研資料第2423号, 昭和62年1月
- 2) 既設道路橋の耐震性判定法, 土研資料第2783号, 平成元年2月
- 3) 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, 土研資料第2921号
- 4) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震前対策編・震災復旧編)
- 5) 川島, 運上: 道路施設の耐震性判定法, 土木学会論文集, 第416号, 平成2年4月

表-1 損傷形態判別係数による損傷位置の判定

損傷形態判別係数 S	損 傷 位 置
$S \leq 0.9$	段落して損傷
$0.9 < S \leq 1.0$	段落し部にも損傷が生じるが最終的に基部で曲げ破壊
$S > 1.0$	基部で曲げ破壊

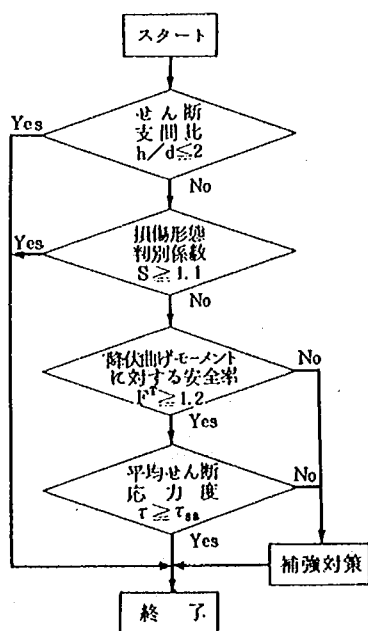


図-1 主鉄筋段落しを有するRC橋脚の耐震性判定フロー

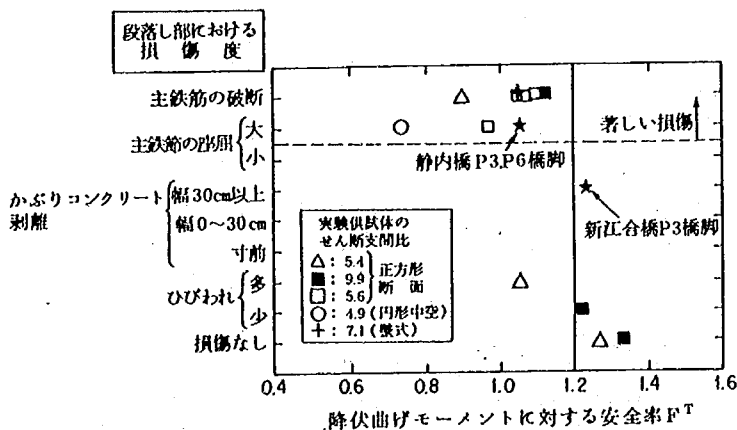


図-3 模型供試体の降伏曲げモーメントに対する安全率 F^T と5 σ 載荷時の段落し部の損傷度の関係

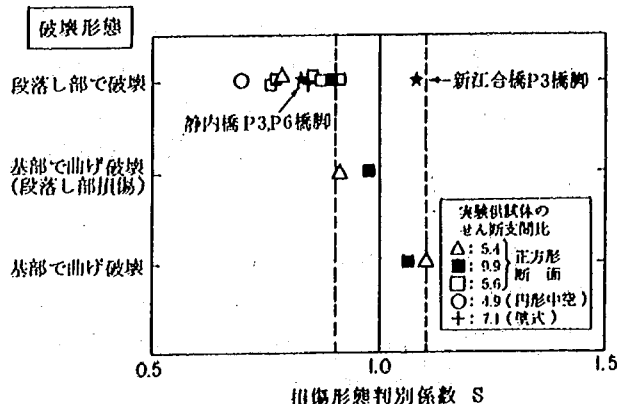


図-2 模型実験から求めた損傷形態判別係数 S と破壊形態の関係

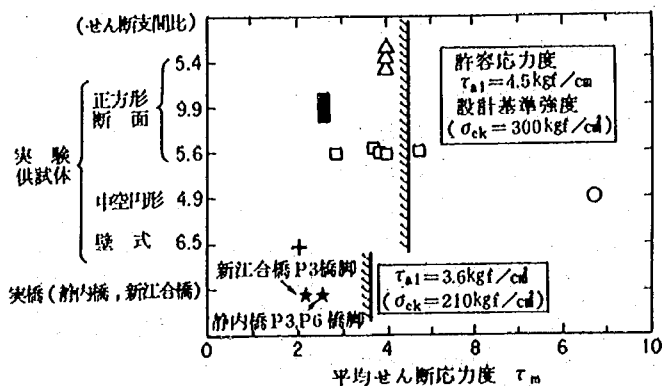


図-4 模型供試体の平均せん断応力度

9. ゴム支承を用いた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
主任研究員 長谷川金二
研 究 員 長島 博之

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、エキスパンションをなるべく少なくするため、道路橋の多径間連続化が図られつつある。多径間連続化は、橋全体としての不静定次数を高め大地震を受けた場合の構造系全体としての崩壊の可能性を小さくするという観点から、大きく耐震性の向上につながる。多径間連続化を図ると、温度による桁の伸縮量が大きくなったり、固定橋脚に作用する地震力が大きくなるため、ゴム支承を用いて弾性固定方式を採用し、地震時慣性力を分散しようという試みが多数行われている。本課題は、このような流れをさらに押し進め、ゴム支承を用いて1 km級の超多径間連続橋を設計しようとした場合の耐震設計上の問題点を整理・検討し、有効な耐震設計法を整備しようというものである。

2 調査方法

本年度は、斜橋にゴム支承を用いた場合の耐震設計法を平成2年2月に改訂された道路橋示方書に示されている方法(静的フレーム法)に基づき検討した。検討対象としたのは、図-1に示し3径間連続橋である。P1とP4を可動支承とし、P2とP3を固定支承としたケース、及びすべての支点を橋軸、橋軸直角方向ともにゴム支承による弾性固定方式としたケースの2ケースについて、静的フレーム法および動的解析法(応答スペクトル法)により、固有周期および上部構造から下部構造に作用する慣性力を求めて比較した。斜角は90度(直橋)から30度まで10度ずつ変化させた。なお、静的フレーム法に用いる設計水平震度、及び動的解析に用いる加速度応答スペクトルは、道路橋示方書V耐震設計編の規定によった。

3 調査結果

表-1は、正解(動的解析)に対する静的フレーム法による固有周期の比を示したものである。支承条件によらず、静的フレーム法により精度良く、固有周期が求められることがわかる。

図-2は、P2橋脚に着目して、上部構造から下部構造に作用する慣性力を動的解析によって求めた結果である。固定・可動支承で支持した場合には、斜角により慣性力の値が大きく変化するのに対して、ゴム支承で支持した場合には、斜角の影響を受けないことがわかる。これは、ゴム支承を用いた場合には、橋軸及び橋軸直角方向ともに自由に上下部構造間の相対変位が生じる結果、斜角の影響を受けないためである。このような点からは、水平2方向を弾性固定とすることは、耐震上問題が少ないと言えよう。

表-2は、P2橋脚に作用する上部構造の慣性力に着目して、正解(動的解析)と静的フレーム法による結果の比を示したものである。固定・可動支承で支持した場合には、静的フレーム法は良い精度を与えるが、ゴム支承で支持した場合には30%程度動的解析よりも小さい値が求められている。これ

は、各部材ごとに与えた減衰定数から各次モードの減衰定数を計算する際の計算技巧に問題があるためであり、現在さらに検討を進めている。

4 免震橋の詳細設計に対する技術指導

「免震橋梁の実施での適用性の検討」として取り上げられた一般国道7号長木川橋（東北地建）、一般国道340号丸木橋（岩手県）、一般国道294号烏山1号橋（栃木県）、一般国道362号宮川橋（静岡県）の詳細設計を、橋梁計画官、基礎・橋梁・振動の各研究室と共同で技術指導した。特に、本年2月に完成した宮川橋については、免震性能を確認するための振動実験を静岡県及び構造研究室と共同研究で実施した。

5 今後の課題

ゴム支承で支持した場合のモード減衰定数の与え方に対して、さらに検討をすすめると同時にゴム支承を用いた超多径間化について耐震設計法を検討していく必要がある。

表-1 動的解析と静的フレーム法による固有周期の比較

慣性力の作用方向	支承条件	90	80	70	60	50	40	30
土圧の水平成分の作用方向	固定・可動	0.98	0.98	0.98	0.98	0.99	0.98	1.01
	ゴム支承	1.01	0.99	1.01	1.00	1.01	1.02	1.04
土圧の水平成分の作用方向に直角方向	固定・可動	0.98	0.98	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94
	ゴム支承	0.98	0.98	0.97	0.97	0.96	0.95	0.93

表-2 動的解析と静的フレーム法による慣性力の比較

慣性力の作用方向	支承条件	90	80	70	60	50	40	30
土圧の水平成分の作用方向	固定・可動	1.06	1.08	1.10	1.10	1.05	1.08	1.07
	ゴム支承	0.65	0.65	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
土圧の水平成分の作用方向に直角方向	固定・可動	1.04	1.04	1.03	1.11	1.03	1.04	0.85
	ゴム支承	0.72	0.72	0.72	0.71	0.70	0.68	0.66

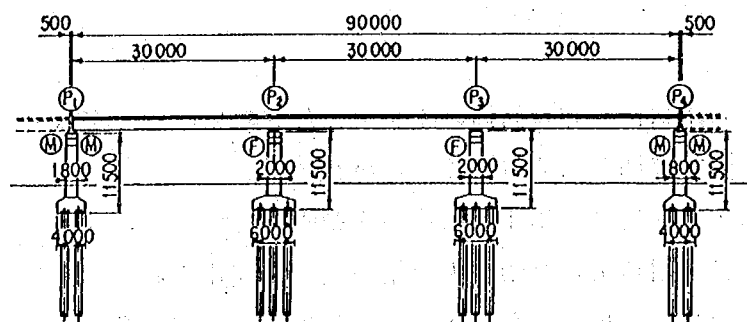
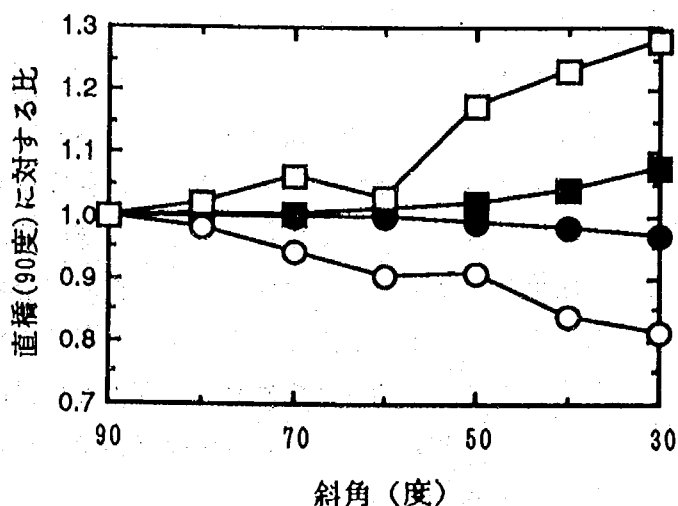


図-1 解析対象とした道路橋



- ゴム支承 (土圧作用方向)
- " (土圧作用直角方向)
- 固定支承 (土圧作用方向)
- " (土圧作用直角方向)

図-2 慣性力に対する斜角の影響

10. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
主任研究員 長谷川金二
研究員 長島 博之

1. はじめに

耐震設計では、0.2～0.3の設計水平震度に対して橋の各部が弾性域にあるように設計するが、大規模地震の際に橋脚に作用する地震力は、これよりもはるかに大きく、設計水平震度にして1.0にも達する。このため、橋脚は大地震時には非線形域に入るが橋脚に十分ねばりが有れば、多少の損傷は生じても大被害を免れることができる。

このような点を明らかにするために、昭和61年度から5ヶ年計画で本課題の下で鉄筋コンクリート橋脚の動的載荷実験を行い、正確な実験データの蓄積を図るとともに、強度ばかりでなくねばりを考慮した動的耐震設計法の開発を図ってきた。その成果の一部は、平成2年2月に通達された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5. 地震時保有水平耐力の照査」の規定として反映させた。これは、大正12年の関東地震級の大地震が起こったとしても、最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める程度の損傷にとどめるために必要なねばりを確保するための設計法を示したものである。この規定により、0.2～0.3の設計水平震度により設計されたRC橋脚に、これを上回る地震力が生じてもぜい性の破壊は生じないことを耐震計算により明らかにすることができるようになった。ただし、「地震時保有水平耐力の照査」は一本柱橋脚のみを対象としたもので、不静定な橋脚については、照査の対象とはしていない。

このような点を踏まえ平成元年度からは、RC橋脚に対する統一的な照査体系をつくるために不静定な橋脚（ラーメン橋脚）に対する検討を始めた。

本年度は、本課題における最終年度に当たるため、本年度行ったハンチ構造の有無がRCラーメン橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす影響に関する検討を含め、前年度までの研究成果を示し最終報告とする。

2. 本研究による5ヶ年間の成果

RC橋脚のねばりを考慮した動的耐震設計法を開発するために、昭和61年度から平成2年度に至る5ヶ年間に実施した研究項目を表-1に示す。これらの研究から、以下の成果が得られた。

- 1) 実地震時のRC橋脚に生じる被害は、曲げ破壊が先行するタイプ及びせん断破壊が先行するタイプによらず、模型橋脚を用いた振動台実験によってよく再現できることが明らかになった。また、振動台を用いてRC橋脚を下から加振しても、動的加振機を用いて橋脚頭部を強制載荷しても、動的耐力及び損傷状況には、ほとんど差は生じない。このことから、RC橋脚の地震時特性は強制載荷実験によって十分に再現できることが明らかになった。
- 2) RC橋脚の非線形域における動的耐力及び変形性能は、簡単な計算により精度良く再現できることが明らかになった。この結果を平成2年2月に通達された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編「5. 地震時保有水平耐力の照査」の規定として取り入れた。これにより、コンクリート断面をしぼった橋脚の耐震性の向上を図ることができるようになった。

表-1 研究項目一覧表

	実施年度	研 究 項 目
一本柱橋脚に対する検討	昭和61年度	・ 曲げ破壊が先行するRC橋脚模型の振動台実験から、その動的耐力および変形性能を検討した。 ・ 振動台の地震波加振実験とその時の応答変位を橋脚天端に強制的に載荷させる載荷実験を比較することにより、実験方法の違いはRC橋脚の動的特性に、影響を与えないことを確認した。
	昭和62年度	・ せん断破壊が先行するRC橋脚模型の振動台実験から、その動的耐力および変形性能を検討した。
	昭和63年度	・ RC橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす高軸力の影響を検討した。
ラーメン橋脚に対する検討	平成元年度	・ RCラーメン橋脚の動的耐力、変形性能および同一変位振幅における載荷くり返し回数の影響を検討した。
	平成2年度	・ ハンチ構造の有無がRCラーメン橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす影響について検討した。

3) RCラーメン橋脚の動的耐力に関しては、まだ、検討の途中までしかいっていないが、現在までの検討で、以下の点が明らかになった。

- ① 損傷は柱と梁及び柱とフーチングの接合部に集中し、梁及び柱の中心部にはほとんど生じない。
- ② 降伏耐力以後最大耐力までの荷重の増加を、軸方向鉄筋比が等しい一本柱形式のRC橋脚と比較すると、ラーメン橋脚の方が5割程度大きい。これは、ラーメン橋脚では1箇所以降伏しても、次に新たに降伏すべき箇所が降伏するまで抵抗性能があり、全体系として抵抗できるためである。このようなラーメン橋脚の特性は1本橋形式よりも耐震設計上有利であり、そのメカニズムの解明をさらに検討していく必要がある。
- ③ ハンチ構造の有無は、ラーメン橋脚の最大耐力、降伏変位、終局変位及び等価粘性減衰定数には影響ない。ただし、降伏耐力は、柱部材の部材端における剛性が大きいだけハンチ構造が有る橋脚の方が大きくなる。すなわち、ハンチ部に用心鉄筋程度の配筋しか施していない場合には、降伏耐力は多少上昇するが、その他の特性は大きく変わらない。

3. まとめ

一本柱のRC橋脚に対しては、じん性率に基づく動的耐震設計法を開発し「地震時保有水平耐力の照査」として道路橋示方書V耐震設計編に反映させた。また、不静定なRC橋脚に対しては、動的耐力および変形性能の検討を開始した。

ただし一本柱形式でも都市内高架橋で数多く採用されている片側のみに張り出しがあり、常時においても大きな偏心曲げモーメントを受けている片持ち形式のRC橋脚では、ある程度以上の地震力を受けると中立軸のまわりを振動せず、張り出しの有る方ばかり損傷が累積する可能性があり、今後、早急に耐震性の検討が必要である。

また、不静定なRC橋脚の動的耐力については今後さらに正確な実験データを蓄積し、将来の地震時保有水平耐力の照査法の拡充に備えていくことが必要である。

11. 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 運上茂樹
飯田寛之
清水英之

1. まえがき

近年、鋼製橋脚は都市部や沿岸部の自動車道、海峡横断部の大規模橋梁において採用されている事例が増えているが、用地条件や地盤条件などの設計条件が厳しい場合に採用される事例が多いため、その耐震性の確保はきわめて重要な課題となっている。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、地震時のじん性率の確保が大地震を受けた場合の橋脚の耐震安定上重要なことが規定されているが、鋼製橋脚については、従来、じん性に対する検討が行われていない。このため、大地震を受けた場合の鋼製橋脚のじん性に関する検討を進め、鋼製橋脚の合理的な設計法を開発する必要がある。

2. 調査目的

大地震を受けた場合の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する。

3. 調査内容

平成2年度は、本調査の初年度にあたり、以下の項目について検討を行った。

1) 鋼製橋脚の設計法の開発項目の検討

鋼製橋脚の設計法に関する資料調査を行うとともに、既往の鋼製橋脚模型の載荷実験データを収集整理し、鋼製橋脚の非線形領域の特性、座屈特性について検討した。

2) じん性率に及ぼす縦方向補剛材の影響の検討

鋼製橋脚のじん性に及ぼす縦方向補剛材の剛性の影響を模型載荷実験により検討した。

4. 調査結果

1) 鋼製橋脚の設計法の開発項目の検討

既往の実験データ及び耐震研究室においてこれまで実施してきた実験結果によれば、鋼製橋脚の破壊モードは、図-1に示すように座屈モードを表す剛比(γ_1/γ_1')及び強度を表す剛比($\gamma_1/\gamma_{1,req}$)の値により3つの範囲(①:面全体の座屈、②:補剛材を節とした局部座屈、③:補剛材を節とした局部座屈が生じるが、剛性が大きい場合補剛材が破断する可能性が大)に分類されることがわかった。ここで、 γ_1 は縦方向補剛材の剛比、 γ_1' 座屈モードが面全体あるいは補剛材を節とした局部座屈となる限界の剛比、 $\gamma_{1,req}$ は道路橋示方書に示される必要剛比を示す。このため、これらの3つの領域を判定するとともに、各破壊モードに応じた上記②~④の開発が必要とされる。

2) じん性率に及ぼす縦方向補剛材の影響の検討

縦方向補剛材の影響を検討するため、写真-1に示すような80×80cm(板厚8mm、SM50材)の正方形断面を有する載荷高さ6mの鋼製橋脚模型2体(R-1及びR-2)を製作した。2体の違いは縦方向補剛材の剛性であり、供試体R-1及びR-2の剛比は、それぞれ、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定される必要剛比の5.97倍及び4.09倍である。これは、既往の実験データでは剛比が比較的小さい範囲のものが多く、剛比が大きい場合の実験データを補うためにこのように設定したものである。水平補剛材は35cm間隔とした。これらの供試体は、図-1に示した③領域に存在する。供試体には、軸力載荷装置により上部構造重量に相当する軸力(102tf)を作用させた状態で動的加振機により水平力を作用させた。

1 δ_y載荷ではいずれの供試体にも基部周辺の補剛材に降伏が生じたことを示す水平の線が現れた。
2 δ_y載荷では基部と第1段めの水平補剛材の間で補剛材を節とする局部座屈が生じた。ただし、座屈による凹凸の最大値は、補剛材の剛性がより大きい供試体R-1では6cm程度であったが、供試体R-2では3cm程度と小さい。これは、補剛材の剛性が大きい供試体R-1では局部座屈が局所的に生じたのに対し、供試体R-2では高さ方向に比較的広い範囲で局部座屈が生じたためである。3 δ_y載荷では、局部座屈が進行するとともに基部の隅角部において補剛材の溶接部に剝離が生じた。剝離幅

は、供試体 R-1 では約150cm、供試体 R-2 では約250cmであった。また、いずれの供試体についても載荷方向に平行な面では補剛板の隅角部の座屈した部分で水平の亀裂が長さ約10cmにわたって生じた。

図-2 は、供試体 R-1 及び R-2 の荷重～変位の履歴曲線を示したものである。これによれば、1 δ_y 載荷ではほぼ弾性挙動を示し、2 δ_y 載荷で最大耐力をとる。3 δ_y 載荷では、座屈の進行、溶接部の剝離及び亀裂が進行し、繰返しによる耐力の低下が激しい。10回めのサイクルではほとんど水平抵抗を有していない。供試体 R-1 と R-2 の降伏荷重及び最大耐力を比較してみると、降伏荷重が52tf及び45tf、最大耐力は70tf及び62tfと、剛性がより大きい供試体 R-1 の方がともに15%程度大きい。供試体 R-1 及び R-2 のじん性率は、それぞれ、3 及び2.5 となり、剛性のより大きい供試体 R-1 の方が20%程度大きい。

以上の結果によれば、縦方向補剛材の剛性が1.46倍に大きくなると、局部座屈の生じる高さ方向の範囲が狭くなり、これに伴う補剛板の変形は大きくなる。ただし、最大耐力では1.13倍、じん性率で1.2倍に大きくなる。

5. 今後の課題

上記4. 1) に示した開発項目を検討するために、今後実験データを増やすとともに以下の項目について検討する必要がある。

- 1) 鋼製橋脚のじん性率に及ぼす面板の板厚、補剛材の2次的補剛等の影響の検討
- 2) 鋼製橋脚のじん性率の算定法及び必要じん性率の検討
- 3) 鋼製橋脚の保有水平耐力の検討

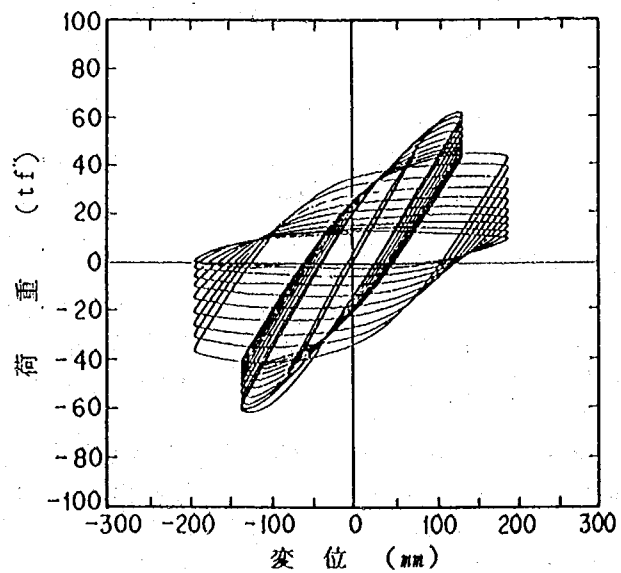
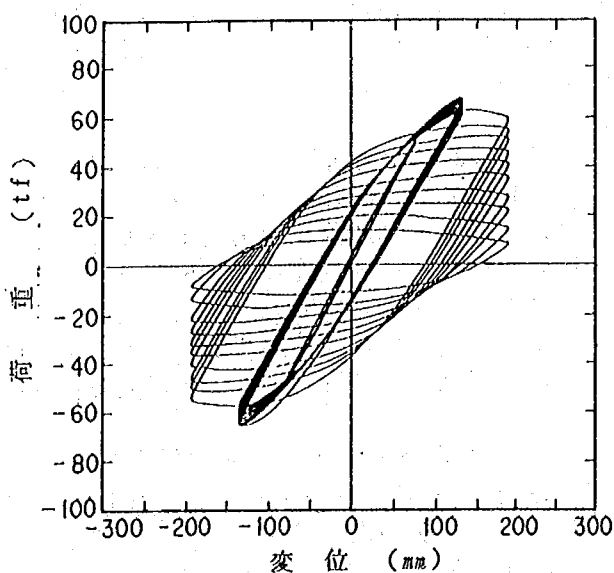
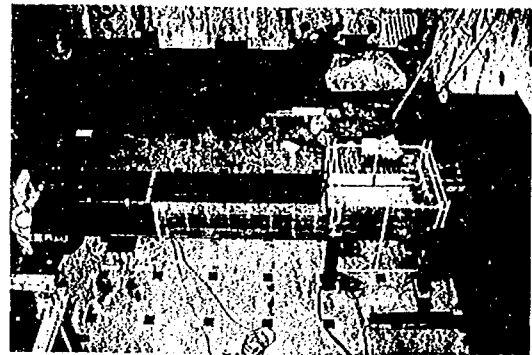
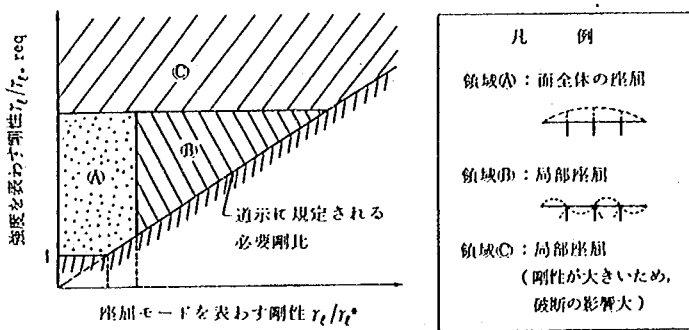


図-2 荷重～変位の履歴曲線

12. 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
加納 尚史

1. まえがき

大規模特殊事業関連の道路では、用地確保、騒音、振動等の制約から、大規模でかつ複雑な形状を有する都市トンネルが採用されつつある。本調査は、新しい構造形式を有する都市トンネルの耐震性を検討し、必要とされる耐震設計法の確立を目的として実施するものであり、本年度は、耐震設計で必要とされるシールドトンネルの二次覆工の長手方向の最小鉄筋量に関する検討を行った。

2. 調査方法

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は、元来、個々のリング継手が変形することにより長手方向に大きな伸び性能を有する構造物である。しかし、止水等の目的からセグメントの内側に二次覆工が設置されると、伸び性能が大きく制約されることになる。特に、二次覆工が無筋であったり、わずかな長手方向鉄筋しか配筋されていない場合には、トンネルが長手方向の地震力を受けて1箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じると、長手方向力の増加に伴うトンネルの変形は当該リング接合面に集中することになる。最終的には、当該リング接合面のみでリング継手や二次覆工鉄筋が破断して最終的な破壊に至るが、このような破壊形態では、二次覆工を設けない場合に比べて、伸び性能が大きく低下することになる。

シールドトンネルがこのような形態で破壊するのを防ぐためには、二次覆工の損傷を複数のリング接合面に分散させることが重要であり、このためには、二次覆工にある程度以上の長手方向鉄筋（最小鉄筋）を配筋しておく必要がある。最小鉄筋量は、一次覆工と二次覆工との間の付着の程度により変化するため、現在までに、両者の付着がジベル筋等により確保されている場合と、防水シート等により両者が分離されている場合について検討を行ってきた。

1) 一次覆工と二次覆工との付着が確保されている場合（図1参照）

リング接合面JT2において二次覆工に生じた損傷が、他のリング接合面（JT1）でも生じるためには、次の関係が成立する必要がある。

$$(\text{P}_{\text{Ar}}, \text{P}_{\text{Br}})_{\min} + \text{A}_{\text{Lsmin}} \times \sigma_{\text{Lsr}} = \text{A}_{\text{L}} \times \sigma_{\text{L}}$$

したがって、二次覆工の長手方向最小鉄筋量 A_{Lsmin} として、次式が提案される。

$$(\text{P}_{\text{Ar}}, \text{P}_{\text{Br}})_{\min} + \text{A}_{\text{Lsmin}} \times \sigma_{\text{Lsr}} = \text{A}_{\text{L}} \times \sigma_{\text{L}} \quad (1)$$

ここに、 P_{Ar} はリング継手のアンカー鉄筋の破断耐力、 P_{Br} はリング継ボルトの破断耐力、 σ_{Lsr} は二次覆工鉄筋の破断強度、 A_{L} は二次覆工コンクリートの断面積、 σ_{L} は二次覆工コンクリートの引張強度、である。

2) 一次覆工と二次覆工が分離されている場合（図2参照）

一次覆工と二次覆工は全く独立に挙動するため、単純に二次覆工だけの力の釣合いから、最小鉄筋量 A_{Lsmin} として次式が提案される。

$$\text{A}_{\text{Lsmin}} \times \sigma_{\text{Lsr}} = \text{A}_{\text{L}} \times \sigma_{\text{L}} \quad (2)$$

一次覆工と二次覆工との付着が確保されている場合については、昨年度、模型載荷実験を通じて式(1)の妥当性を確認している。本年度は、式(2)に示す最小鉄筋量を実証的に検討するため、トンネル覆工の一部を切り出した模型供試体（図3参照）を用いて正負交番軸力載荷実験を行った。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ケースとした。

3. 調査結果

ケース1～3の各々について、供試体の最終的な破壊状況を示すと図4の通りである。これによれば、式(2)による最小鉄筋量を上回る鉄筋量を配筋したケース1及び2では二次覆工の損傷が分散して生じたのに対して、最小鉄筋量を下回る鉄筋量しか配筋しなかったケース3では二次覆工の損傷が1箇所に集中して生じ、他の箇所には何等損傷が生じなかった。したがって、一次覆工と二次覆工が分離されている場合の二次覆工の長手方向最小鉄筋量は、式(2)により適切に評価できると考えられる。

4. 今後の課題

シールドトンネルの耐震設計法を開発するために、次年度以降、一次覆工と二次覆工の付着度

合がトンネル長手方向の変形特性に及ぼす影響について検討する必要がある。

【参考文献】

建設省土木研究所：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その1）、土木研究所資料第2262号、昭和60年10月、（その2）、第2277号、昭和60年12月、（その3）、第2381号、昭和61年4月、（その4）、第2496号、昭和62年2月、（その5）、第2649号、昭和63年7月、（その6）、第2786号、平成元年7月、（その7）、第2920号、平成2年11月、（その8）、第2815号、昭和63年2月

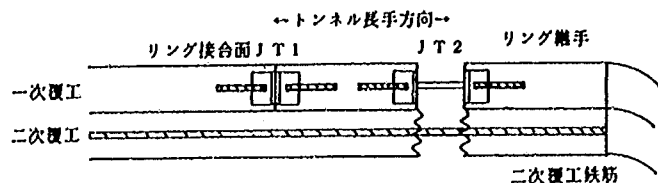


図1 1箇所のリング接合面で二次覆工に損傷が生じた状況（覆工間の付着が確保されている場合）

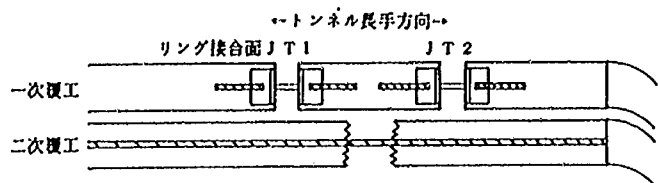
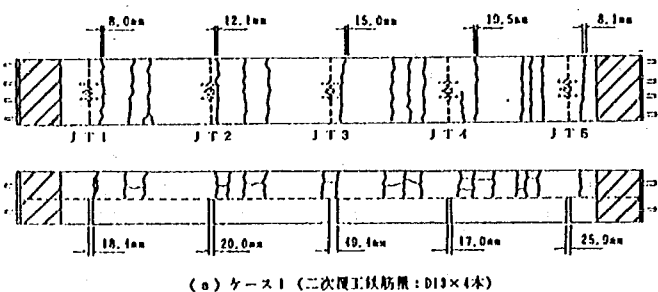
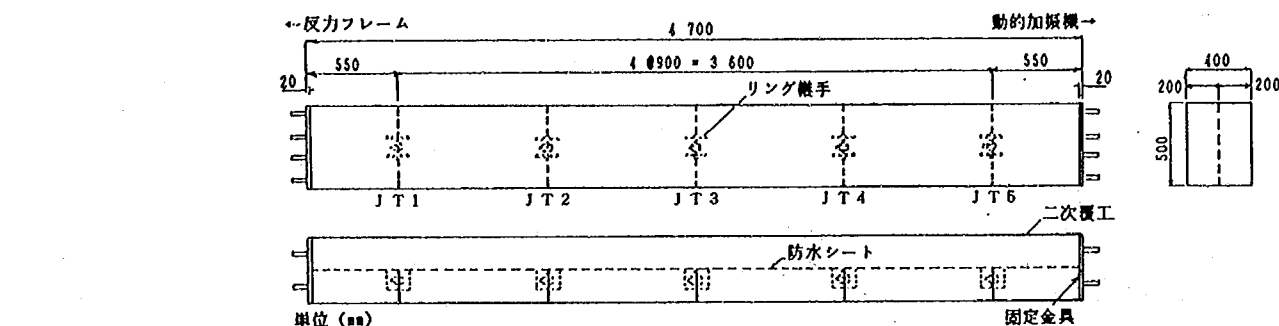
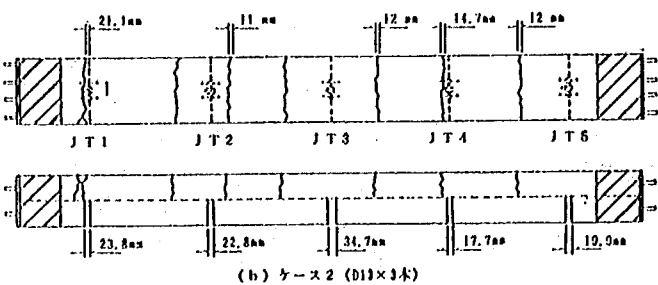


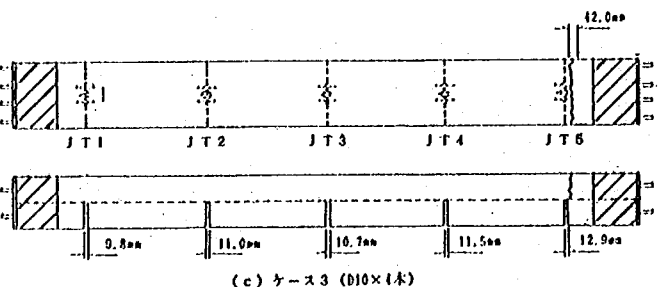
図2 二次覆工の1箇所で損傷が生じた状況（一次覆工と二次覆工が分離されている場合）



(a) ケース1（二次覆工鉄筋量：D13×4本）



(b) ケース2（D13×3本）



(c) ケース3（D10×4本）

図4 各供試体の最終的な破壊状況

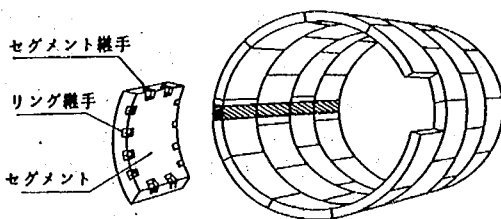


図3 実験供試体

表1 実験ケース及び覆工部材の耐力

(a) 公称強度

寸法 (cm)	一次覆工			二次覆工		
	171-鉄筋	771-鉄筋	771-鉄筋	171-鉄筋	171-鉄筋	171-鉄筋
断面積 (cm ²)	1000	2.53	3.03	1000	5.07	3.80
強度規格 (kgf/cm ²)	420	SD35	8.8	240	SD35	SD35
降伏強度 (kgf/cm ²)	—	3500	4400	—	3500	3500
降伏耐力 (tf)	—	8.86	19.39	—	17.74	19.30
破断強度 (kgf/cm ²)	28.0*	3000	4900	19.3*	5000	5000
破断耐力 (tf)	28.0	12.65	24.24	19.3	25.35	19.00
二次覆工鉄筋の破断耐力 × 100 (%)				131.3	98.4	73.8

(b) 実勢強度

降伏強度 (kgf/cm ²)	3430	6400	—	3430***	3430***	3660***
降伏耐力 (tf)	—	8.68	19.39	—	17.79	19.03
破断強度 (kgf/cm ²)	30.9**	5140	8000	18.2**	5140***	5420***
破断耐力 (tf)	30.9	13.00	24.24	18.2	26.06	19.53
二次覆工鉄筋の破断耐力 × 100 (%)				119.2	107.3	84.9

注) * : 1コンクリート標準示方書による計算値 (0.5 × (強度規格)^{2/3})

** : 鉄筋の引張試験による値の平均値

*** : テストピースの割裂試験による値の平均値

13. 剛体基礎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
研究員 運上茂樹
清水英之
飯田寛之

1. まえがき

岩盤上に設置される大規模な基礎構造の基本寸法等の決定に際しては、転倒等耐震上の検討が重要な課題となっている。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、これが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、基礎の幅と高さの比 (B/H) が同じであれば、仮に高さが10cmの小さな積木も、高さが50mもあるような大規模な剛体基礎も同一の地震力を受ければ転倒すると判定されることになる。これは、静的な力を作用させた場合には正しいが、基礎構造物が振動するという動的な観点から考えると、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。

2. 調査目的

本調査は、地震時の転倒条件が支配的となる大規模な剛体基礎の動的な安定照査法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

3. 1 剛体基礎の転倒滑動振動の解析手法の検証

平成元年度に実施した剛体基礎模型の振動台加振実験(昭和63年度実施)結果に対する数値シミュレーションを見直し、解析手法の妥当性をより詳細に検証する。

3. 2 不均一な地盤上の基礎の耐震性の検討

基礎の支持地盤が風化したり、基礎底面の一部に軟岩が混る等、不均一な地盤上に剛体基礎が置かれた場合の耐震性を検討する。

3. 3 実地震による実橋脚のロッキング振動解析

動的な転倒解析を採用するためには、どのような照査をするかを決めていかなければならない。この一環として、既往の地震により実際の基礎にはどの程度の回転角、浮き上がりが生じていたかを1978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橋脚を例として検討する。

4. 調査結果

4. 1 剛体基礎の転倒滑動振動の解析手法の検討

提案する解析手法の妥当性を検証するために、昭和63年度に実施した剛体基礎振動台加振実験結果の解析シミュレーションを行った。これについては、平成元年度にも実施している。この際には、正弦波加振した場合には、入力地震動強度と剛体基礎の浮き上がり量との関係は、比較的良く実験結果をシミュレートできるが、地震波で加振した場合の剛体基礎の振動については両者の一致度が低いという結果が得られた。平成2年度は、上述の地震波加振の解析結果の原因について、種々検討した結果、これは実基礎における支持地盤の変形の影響をモデル化するために、模型実験において剛体模型の下に敷いたゴムシートの弾性係数の評価に問題によることが明かとなった。

昨年度の解析では、ゴム自体の弾性係数の規格値 E_0 を用いて行ったが、これは、ゴムの上下面が自由にすべるとした状態での変形性能を表わす。実際の剛体基礎の振動実験においては、ゴムはコンクリート台座と剛体基礎にはさまれた状態となり、上下面の変形が拘束される結果、見かけの弾性係数はゴム自体の弾性係数とは異なる。このため、上下面を剛な板で拘束された状態での圧縮剛性からゴムの見かけの弾性係数を求めることとした。

表-1 現在までの検討経緯と2年度の検討の位置付け

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_lとの関係により以下のように分類される。 a) $T_l \geq T_c$ 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) $T_l < T_c$ 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DSRJⅡ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反力が、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	(検討目的) 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の数値シミュレーションを行い、地振波加振による剛体の応答を正確に再現できることを示す。 2) 基礎の支持地盤が風化したり、基礎底面地盤の一部に軟岩が混る等、不均一な地盤上に基礎が置かれた場合の耐震性を検討する。 3) 既往の地震により実際の基礎にはどの程度の回転度、浮き上がりが生じていたかを開北橋P₁橋脚を例として検討する。

ゴムの見かけの弾性係数の算定方法としては、各種の理論式、実験式が提案されているが、一般には、次式で与えられる場合が多い。

$$E_0 = (1 + \kappa S^2) E_\theta \quad (1)$$

ここで、 E_0 ：見かけの弾性係数、 E_θ ：ゴムの弾性係数（ $= 2(1 + \nu)G$ ）、 ν ：ポアソン比、 G ：ゴムのせん断弾性係数、 S ：1次形状係数（ $= A/F$ ）、 A ：受圧面積（ $= a \times b$ ）、 F ：自由表面積（ $= 2at + 2bt$ ）、及び、 κ ：1次形状係数の補正係数、である。1次形状係数の補正係数 κ についても各種の提案があるが、補正係数 κ は1～2程度となり、ゴムの見かけの弾性係数はゴム自体の弾性係数の約20～50倍となる。ここでは、弾性係数 E_θ としては、ゴムの規格から定まる公称値を用い、解析には見かけの弾性係数として E_θ の20倍の値を用いた。

図-1は、上記の条件で、高さ1.5m、幅0.5m、縦横比3：1を有する剛体基礎模型Cに、昭和53年宮城県沖地震の時に開北橋近傍地盤上で得られた強震記録の0.4倍の波形を入力した場合の剛体基礎重心点の回転角を解析値と比較したものである。ここでは、元年度の検討で用いたゴム自体の弾性係数 E_θ により算出したばね係数を用いた場合と2年度の見直しにより見かけの弾性係数 E_0 を用いて算出したばね係数を用いた場合を示している。

以上より、元年度の検討ともあわせると、提案する解析手法により、昭和63年度に実施した弾性床に支持された剛体基礎のロッキング振動実験結果を正確に解析できることがわかる。

4. 2 不均一な地盤上の基礎の耐震性の検討

(1) 解析条件

基礎底面地盤の不均一性が基礎のロッキング振動に及ぼす影響を検討するため、来島大橋4Aアンカレイジ（昭和63年3月時点の検討案、図-2）を対象にしてロッキング振動を解析した。

4Aアンカレイジの基礎底面位置をTP-27mと想定して、地盤をモデル化した。モデル化した地盤は図-3に示す通りである。地盤のせん断弾性係数は、基礎中央部で最も軟らかく、基礎の両端で硬くなる。基礎の左端はCH層で支持され、この地層が最も硬い。基礎側面地盤の抵抗は無視し、基礎は底面地盤のみに支持されるものとした。

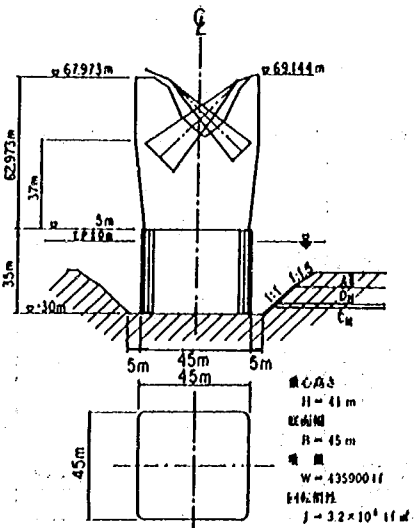
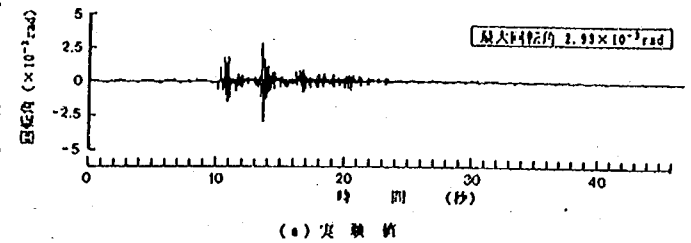
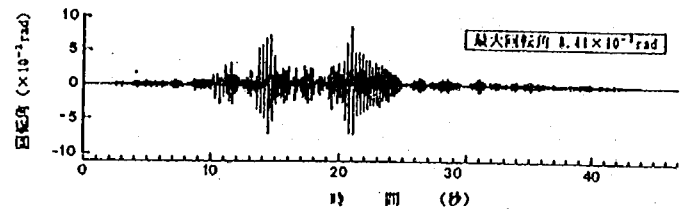


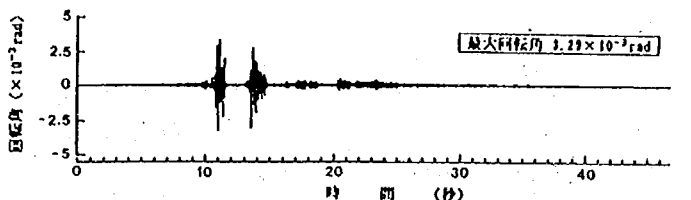
図-2 来島大橋4Aアンカレイジ一般図
(昭和63年時点)



(a) 実験値

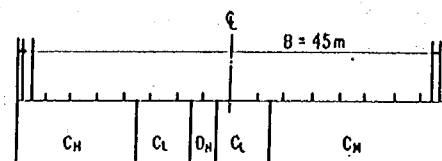


(b) ゴム自体の弾性係数 E_θ から算出したばね定数を用いた場合

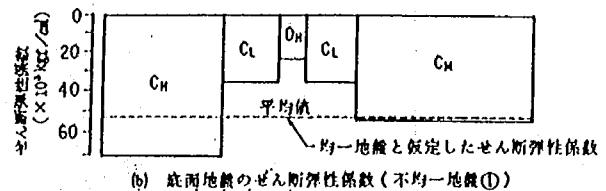


(c) ゴムの見かけの弾性係数 E_0 から算出したばね定数を用いた場合

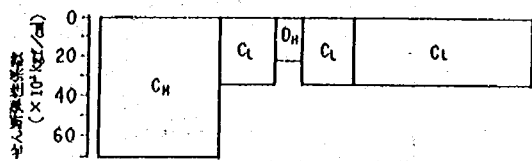
図-1 剛体基礎の重心点回りの回転応答の解析結果
(開北橋記録0.4倍の振幅を入力した場合)



(a) 基礎底面の地盤構成



(b) 底面地盤のせん断弾性係数（不均一地盤①）



(c) CH層をCL層と仮定した地盤のせん断弾性係数（不均一地盤②）

図-3 基礎底面地盤のモデル化

解析ケースは、基礎地盤の剛性の不均一性の影響及び基礎地盤の降伏による軟化の影響を検討することを目的に、次の6ケースとした。各ケースの特徴は以下の通りである。

- ① ケース1及び4：基礎底面下において地盤のせん断弾性係数が同一と仮定した場合。せん断弾性係数は、基礎底面下の値の平均値とした。
- ② ケース2及び5：TP-27mの地盤のせん断弾性係数を仮定した場合（以下、不均一地盤Ⅰと呼ぶ）
- ③ ケース3及び6：不均一地盤Ⅰよりも地盤の不均一性の度合を大きくするために、不均一地盤Ⅰの右端部のC_u層をC_l層に置き換えた場合（以下、不均一地盤Ⅱと呼ぶ）

なお、ケース1～3は基礎地盤を弾性と仮定した場合で、ケース4～6はケース1～3と同じ条件であるが基礎地盤を弾塑性と仮定した場合である。

解析では、基礎を支持する地盤ばねは離散化し、基礎底面を16分割して合計16本の離散ばねで支持するものと仮定した。地盤が降伏する場合（ケース4～6）は、完全弾塑性型バネでモデル化し、1本のばねが受け持つ降伏地盤反力は45,000tfとした。これを単位面積当りの地盤反力度に換算すると360tf/m²となる。入力地震動は、4Aアンカレイジ用の有効入力の水平成分であり、最大加速度は180galとした。

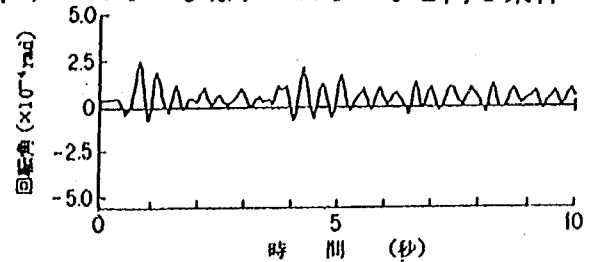
（2）基礎底面地盤の剛性の不均一性の影響

図-4及び図-5は、それぞれ、地盤を弾性とした場合の基礎重心点の回転変位の時刻歴波形、及び、基礎底面で基礎と地盤間に生じる浮き上がりの範囲の時刻歴を示したものである。これによれば、基礎底面の浮上りについては以下のような事項が指摘される。

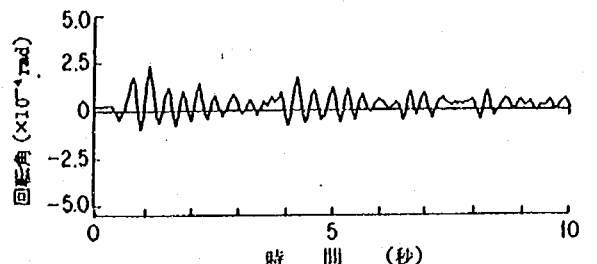
① 常時作用力による偏心モーメントにより、基礎に回転が生じている状態で地震力が作用した場合には基礎が地盤から浮上る領域は大きくなる。

② 基礎の端部において地盤の剛性が大きい場合には、ロッキング振動した際に、この点（つま先部）における沈み込みが抑制される結果、これとは反対側における浮き上がりが大きくなる場合もある。

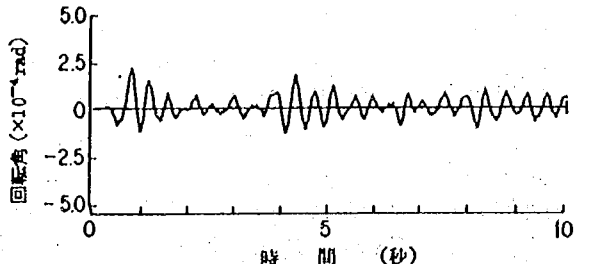
③ 基礎地盤の剛性が小さいほど剛体基礎重心における回転角や回転に伴う基礎端面の上下方向の変位は大きくなる。ただし、実務的には程度問題ではあるが、基礎地盤の剛性が小さいほど自重による基礎地盤の変形（圧縮）が大きくなるため、ロッキング振動した際の地盤からの浮き上がりは小さくなる。



(a) ケース1（均一地盤）

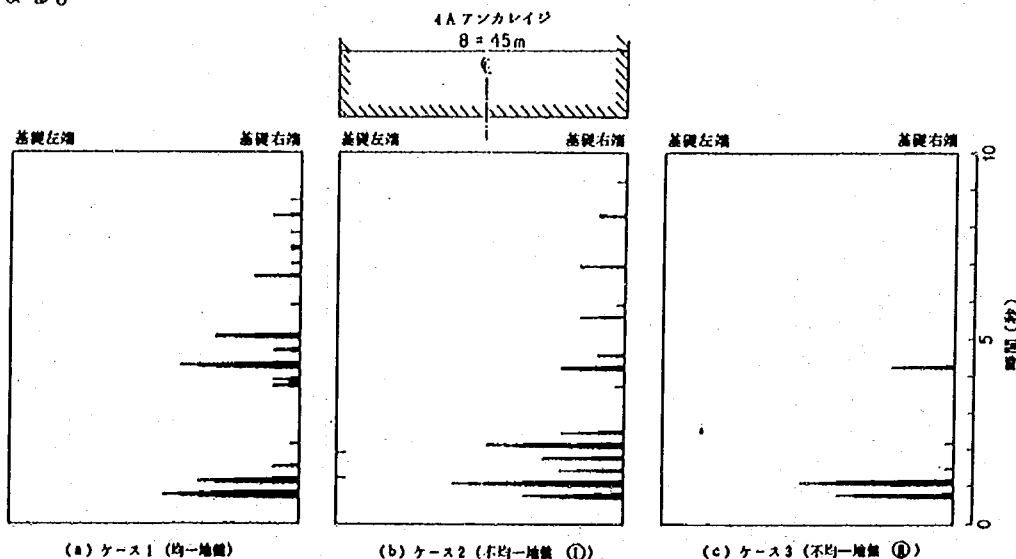


(b) ケース2（不均一地盤Ⅰ）



(c) ケース3（不均一地盤Ⅱ）

図-4 基礎重心点の回転変位の時刻歴波形（弾性地盤）



(a) ケース1（均一地盤）

(b) ケース2（不均一地盤Ⅰ）

(c) ケース3（不均一地盤Ⅱ）

図-5 基礎底面の剝離領域の時刻歴（弾性地盤）

(3) 基礎底面地盤の降伏の影響

図-6及び図-7は、地盤が降伏するとした場合の重心点の回転角の時刻歴波形、及び、基礎底面と地盤間で生じる浮き上がりの範囲の時刻歴を示したものである。これによれば、降伏が生じる場合の基礎地盤の剛性の不均一性が剛体基礎のロッキング振動に与える影響は以下のとおりである。

① 基礎地盤に降伏が生じる場合には、常時の偏心荷重によって生じる基礎の初期回転角とは別に、基礎の地震応答が最大となる時間に残留回転が生じる。その後、基礎はこのような傾いた状況を中心に回転するが、その回転角は地盤のばね定数によらず、ケース4～6間でほぼ同じである。

② 地盤が降伏すると、基礎の端部（つま先部）において沈み込みが大きくなる結果、基礎の回転角が増大し、基礎の反対側では浮き上がり量が大きくなると同時に浮き上がりが生じる範囲も大きくなる。

③ 基礎が降伏すると、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ため、地盤ばね定数の不均一性の影響は小さくなる。ただし、これは、本解析では地盤剛性によらず、地盤の降伏荷重は一定と仮定したためである。実際には、各岩級区分により降伏強度は異なるため、このような影響を取り入れて再度検討が必要である。

④ 基礎地盤の降伏が生じると、ここで分担していた鉛直力が、他の箇所で分担されるようになる結果、基礎の鉛直方向の沈み込みが生じる。耐震設計上は、このような基礎地盤の降伏の連鎖的な伝播の可能性を十分検討しておくなければならない。

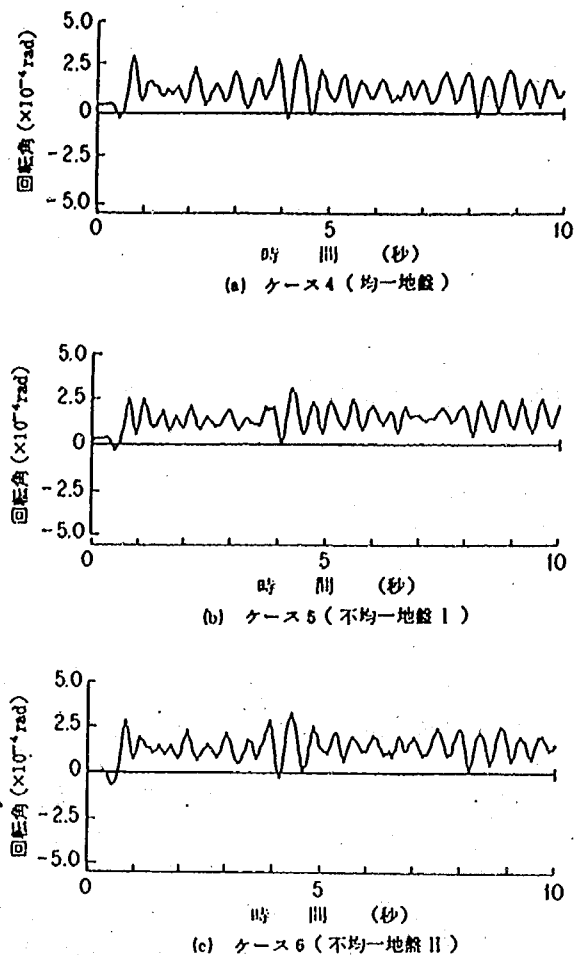


図-6 基礎重心点の回転変位の時刻歴波形（弾塑性地盤）

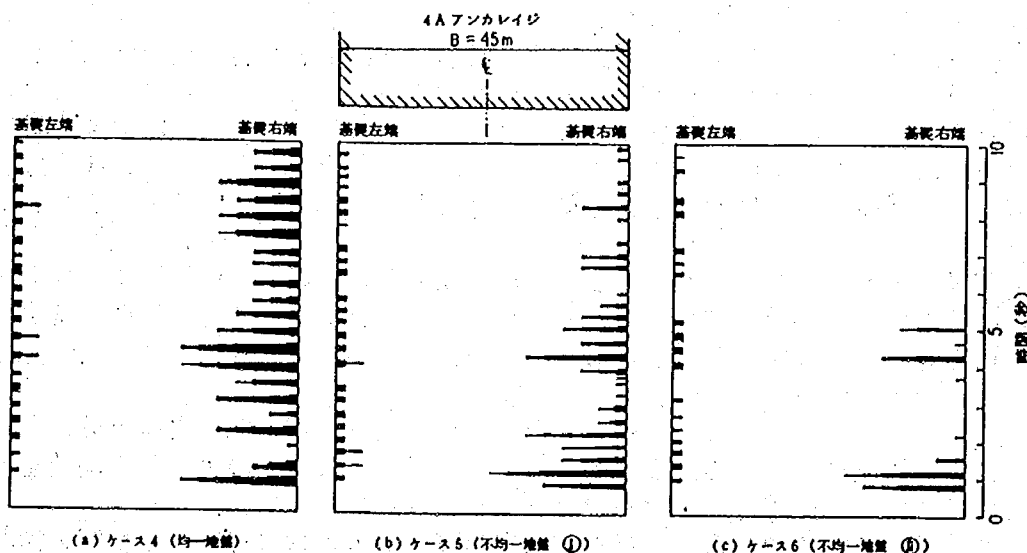


図-7 基礎底面地盤の剝離傾域の時刻歴（弾塑性地盤）

4. 3 実地震による実橋脚のロッキング振動解析

解析対象としたのは昭和53年宮城県沖地震において強震記録が得られた開北橋のP₁橋脚の橋軸方向である。開北橋は、宮城県石巻市に位置し、昭和44年に架設された橋長285mの5径間連続鋼箱桁橋である。橋軸方向に対してはP₁橋脚で1点固定され、他の橋脚及び橋台は可動となっている。P₁橋脚は直接基礎で支持されており、基礎底面は、せん断弾性波速度V_sが1,300m/sの風化岩に支持されている。フーチングの側面は、基礎底面から2.5mの高さまではV_s=650m/sの風化岩に支持されており、風化岩の上は橋脚軀体中間部まで沖積層が堆積している。

宮城県沖地震により、地盤上の最大加速度は橋軸方向には364gal、橋軸直角方向には414galの最大加速度が生じた。このように大きな振動が発生したにもかかわらず、P₁橋脚では支承部のコンクリートモルタルが剝離した程度であり、橋全体としても大きな損傷は生じなかった。

解析では、橋脚を剛体と仮定して、前述の提案する剛体基礎の解析手法を用いた。入力地震動は開北橋の近傍地盤上で観測された強震記録を用い、その橋軸方向成分（最大加速度364gal）を入力した。

ここには示さないが、P₁橋脚の解析結果によれば地震動の主要動が作用する時刻8秒から13秒にかけてロッキング振動が生じて基礎は地盤から浮き上がる。最大浮き上がり量は0.36cm程度となる。重心点の最大水平変位は0.32cm、回転角は 0.33×10^{-3} radとなり、基礎天端の最大変位は約0.35cmとなる。

以上の解析結果をまとめると、解析モデルにはまだ何点か改良を加えるべき点が残されているが、1978年宮城県沖地震程度の地震を受けた場合には、開北橋P₁橋脚には、基礎表面端部で0.36cm程度の浮き上がりが生じたと解析上推定される。

4. まとめ及び今後の課題

地震時の転倒条件が支配的となる来島大橋の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開発することを目的として、本年度は昨年度までの検討をさらに進めて、剛体基礎の転倒に及ぼす地盤ばねの剛性の不均一性及び地盤の降伏の影響について検討を行った。

本年度の検討結果をまとめると以下ようになる。

1) 剛体基礎の模型振動台加振実験結果との比較に基づく剛体基礎の動的解析手法の検証

昨年度の検討において、実験結果との一致度が不十分であった剛体基礎の地震波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再度検討した。この結果、解析結果は実験結果と非常によく一致した。これにより、昨年度との検討ともあわせ、本研究で開発した地盤の変形及び降伏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の不均一性及び降伏による軟化の影響の検討

a) 基礎の端部において地盤の剛性が大きい場合には、この点（つま先部）における沈み込みが抑制される結果、これとは反対側における浮き上がりが大きくなる場合もある。

b) 基礎底面地盤の剛性が小さくなると、剛体基礎の回転角や回転に伴う基礎端面の上下方向の変位は大きくするが、自重による基礎地盤の変形（圧縮）は大きくなるため、ロッキング振動に伴う浮き上がり量は小さくなる場合がある。

c) 基礎地盤に降伏が生じる場合には、常時の偏心荷重による基礎の初期回転角とは別に、基礎の地震応答が最大となる時間に残留回転が生じる。その後、基礎は、このような傾いた状況を中心に回転するが、その回転角は地盤のばね定数によらず、ケース4～6間でほぼ同じである。

d) 地盤が降伏すると、基礎の端部（つま先部）において沈み込みが大きくなる結果、基礎の回転角が増大し、基礎の反対側では浮き上がり量が大きくなる同時に浮き上がりが生じる範囲も大きくなる。

e) 基礎が降伏すると、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ため、地盤ばね定数の不均一性の影響は小さくなる。ただし、これは、本解析では地盤剛性によらず、地盤の降伏荷重は一定と仮定したためである。実際には、各岩級区分により降伏強度は異なるため、このような影響を取り入れて再度検討が必要である。

f) 基礎地盤の降伏が生じると、ここで分担していた鉛直力が、他の箇所でも分担されるようになる結果、基礎の鉛直方向の沈み込みが生じる。耐震設計上は、このような基礎地盤の降伏の連鎖的な伝播の可能性を十分検討しておかなければならない。

3) 過去にある程度の規模の地震を受けた実橋脚の転倒解析と被害程度との相関の検討

設計水平震度0.2で耐震設計された開北橋P₁橋脚は、昭和53年の宮城県沖地震により地盤面で364galという大きな地震動を受けたにもかかわらず、“被害”は生じなかった。このような橋脚を対象として、本研究で開発した剛体基礎の動的解析法により解析してみると、まだ、モデル化や基礎底面と岩盤との付着等に種々検討の余地があるが、一応、基礎底面の端部における浮き上がり量は0.36cm、これによる基礎天端の水平変位は0.35cm程度と推定された。開北橋は、地震直後はもちろん、その後今日に至るまで何の支障もなく供用されており、これから考えると上記程度の浮き上がりがP₁橋脚基礎に生じたことは耐震設計上許容範囲と考えることができる。今後、さらにモデル化を工夫すると同時に、同種の解析対象事例を増やし、本研究に基づく解析手法を採用した場合の動的転倒照査条件を固めていく必要がある。

平成2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3051号
平成4年2月(1992)
耐震研究室
川島一彦・長谷川金三・速土茂樹
杉田秀樹・長島博之・加納尚史・
清水英之・飯田寛之

要 旨

平成2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、試験および研究として行った地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と地盤設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究の成果の概要の報告である。

キーワード：地震災害、間接損害施設、ハイブリッドコントロール、地下施設、災害防除、不安感、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、ゴム支承、シールドトンネル、都市トンネル、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

郵便はがき

3 0 5 - □ □

41円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室

御中

No. 174

No. 171

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3051号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

印