

道 路 ・ 橋 梁

1. 序 論
2. 斜面の崩壊を検討する意義
3. 斜面の崩壊を予測するための手法
4. 今後の斜面の崩壊予測手法に対する提言
5. 橋の落橋を予測するための手法
6. 結 び

国 井 隆 弘*

要 約

道路と橋梁の地震災害想定技法に関するこれまでの研究、および各方面から出されてきた報告書について、その流れおよび背景にある考え方を取りまとめている。この中から都市に関連する同技法の成果をふまえて、今後の望まれる方向性について言及している。橋梁に関しては最近神奈川県から出された報告書が十分に評価できる事、および道路に関しては、これまであまり検討されていない道路に沿った斜面の崩落土石が交通の機能維持上問題がある事、を提言している。この後者については、常時微動観測による方法がこれまでの方法に加え得る事をやや具体的な事例をあげて説明している。

1. 序論

橋は道路の1部であるが土木構造物の中では特に重要な構造物の1つと考えられている。橋は古くから橋梁という名称が付けられているが、工学の分野では最近、梁を取り去り、橋梁工学から橋工学に変更しようとする動きがある。本報告ではこの動きにのり「橋」の言葉を用いる。

橋の力学を工学的に理解できる技術者は他の土木構造物をほとんど取り扱えると言われてきている。すなわち橋は土木工学における構造学の理論の集体系であり、各種の土木構造物の構造安全性を検討する上で規範として評価し得る構造物であると考えられる。実際に地震の時に橋が被害を受け、たとえば落橋した場合、意外と遠回りしないと目的地にいたらない事がよくある。この「意外

と」が重要であり、地震時における火災を含めた避難あるいは救急救援活動等が十分に行なわれるためには必ず落橋は避けたい事項である(国井, 1989 a)。

橋の地震被害は最悪の場合橋が落下する落橋であるがその以前に落橋寸前および主げた(主構)あるいは部材の1部破損、そして軽微な場合、橋のアプローチ部道路の亀裂沈下等がこれまでの調査から確認されている。これらの経験が準法律的な「耐震設計法=道路橋耐震設計示方書」に導入されており(日本道路協会, 1980)、現在

- ① 震度法
- ② 修正震度法
- ③ 動的解析法(応答スペクトル法および時刻歴応答解析法)

が確立されている。最近さらに修正が考案されて

*東京都立大学都市研究センター・工学部

おり本稿が印刷される時期には修正案が日本道路協会から出版されている予定である。海外の地震国においては①のみあるいは1部②を導入している程度であり、この意味ではわが国は十分に耐震問題を配慮していると言える。サンフランシスコでの地震(1989年10月)におけるフリーウェイ等の被害は、その原因の1つが設計震度の値が日本における値の1/3~1/4程度しか設定していなかった事によるものと想定される(土木学会耐震工学委員会, 1989)。

以上述べた如く橋に関しては防災上十分な配慮が行なわれている現状である。特に落橋の問題では落橋防止装置が10数年前から開発されており、都市部においては各種の防止装置がたとえば首都高速道路等に設置されている。また環状線などの主要幹線道路においても同様である。さらに橋の安全性を検討するための手法が確立されている(東京都防災会議, 1978)。この手法は東京都内の橋のみならず、関東の首都圏の各自治体が管理する橋にも適用されており、この手法によって安全性が認められない橋は避難道路に関連するものから順次架け替えが実施されている。したがって現状においては橋の落橋問題は一応解決されていると考えられる。

道路にかかわる他の跨道橋(陸橋)としては歩道橋が考えられる。歩道橋を大別すると鋼橋とコンクリート橋からなるが、荷重として人間だけを対象としているため通常は軽構造となり地震に対しては本来安全な施設であると考えられる。しかしながら歩道橋が落橋した場合、その影響は道路の機能低下をもたらす非常に大きな問題となる。コンクリート歩道橋は一般に数は少ないが、その景観から好まれている。ところが軽構造ではなくまた簡易な構造システムである事から地震に対してはかなりの危険性を持っていると言える。

地震時における道路の機能を考えた場合、橋と共に路面への落下物あるいは走行および駐車自動車等が想定される。この問題は重要であるが橋に比較すればあまり具体的な検討および対策が進んでいない様である。今後の大きな課題の1つである。

古来、特別な場合を除き都市は平低地に形成されてきている。都市部の道路はこのため必ずしも良い地盤上に建設されてはいない。特に最近の急激な地域開発のため丘陵部および埋立地に建設される道路の割合が増加している。地震被害の経験から盛土地盤等の人工的地盤のもとに造られた道路の脆弱性がよく引き合いに出される。この場合よく締め固められていない地盤上の路盤の亀裂あるいは不等沈下などが目立つ。いわゆる液状化あるいは地滑り的な原因による路面の波打ち現象である。これらが軟弱な地盤上では十分に予測されるが、工学的な立場から考えると避け得ないものと判断される。すなわち軟弱な地盤上の道路はもとも地震には弱いものでありこれを十分な耐震性を持つ様に考案するのは可能ではあるが経済的に得策ではないと考える。むしろ地震後の復旧が大事であり、道路は比較的復旧し易い構造であると判断される。土木工学では類似した考えで建設される施設が少なくない。たとえば重要でない港湾の施設、浸水による人的な影響が少ないと考えられる河川堤防あるいは小規模なダム等である。したがって都市部の道路においては前述した避難および救急救援活動という道路の機能を地震時に損なう場合が重要であろう。

以上の観点から本論文では道路に沿う斜面の崩壊を主要な論点としたい。都市に被害をもたらした最近の地震である1978年の宮城県沖地震においては斜面の崩壊が道路のみならず、道路の下に埋設されているガス・水道管に甚大な被害を引き起こした。なお、橋の被害の想定技法についてもその手法を言及する。

2. 斜面の崩壊を検討する意義

ここで取り扱う斜面とは、都市部に見られる人工的ながけ・擁壁である。したがって山岳部にある大規模な斜面ではなく、せいぜい高さが10m程度以下のものを対象とする。

前述した様に、丘陵地に都市化が進みいわゆる高台に宅地が急激に造成されている。大河川および中小河川が形成した緩斜面は切り盛りが行なわ

れて階段状の平地に整地される。住宅と共に道路が建設され、道路に沿った斜面が人工的に造られる。しかしこの様な斜面は必ずしも最近造成された地域に集中しているわけではない。平地地と思われる都市部にもかなり多く存在する。東京区部には、崩壊の危険性を持つと思われる高さが3 m以上でかつ30度以上の傾斜の斜面に限定しても2万2千件余もある（東京都防災会議，1973）。さらにこれらは住宅に隣接した斜面に限られている。たとえば学校の運動場が道路と斜面を界してあれば、この斜面はこの数字に含まれないわけでありほとんどの宅地が道路に面している事を考えれば、道路に沿った斜面は同程度以上の件数であると予想される。なお前述した斜面1件は大概1住宅に対応しており斜面の長さは平均すれば10m程度である。したがって区部でも2～3 kmの延長に及ぶ斜面が道路に面している事になる。

1923年の関東大地震では、現在の区部の面積がそれ以下に相当する当時の東京市内および郡部で約520件の斜面の崩壊が報告されている（震災予防調査会，1925）。これらは当時の全斜面件数の約5%であると予想されている（東京都防災会議，1973）。したがって区部においても同程度の割合で斜面が崩壊すると仮定すれば、その件数は千余件、延長10km以上となる。

斜面の崩壊は斜面上の道路では道路の機能損失そのものを引き起こす。また斜面下の道路においては崩壊土石が路面上に拡がり、これらが何らかの形で除去されない期間、自動車等の交通に支障をきたす。特に斜面の8割以上を占める擁壁は大半が石積みである事から、この崩壊により擁壁の石の除去が必要となる。擁壁の石は各種からなるが約5割は大谷石と間知石で築造されている実態（東京都防災会議，1973）を考えると、1つの重さが百kg以上もの石塊の除去となり、人力による短期間の作業で可能なものではない。実際に1978年の伊豆大島近海地震では約2千3百件の道路に沿った斜面の被害があり、道路上への崩落がほぼ半数であったが（国井他，1980）この土石の除去作業がなかなか進まないため国道で数日、主要地方道で約1箇月もの間自動車の通行が不可能と

なった道路が生じた。この様に、道路の機能維持を検討する場合、斜面崩壊が重要な課題の1つである。

3. 斜面の崩壊を予測するための手法

これまで具体的に対象地域を定め、斜面の崩壊予測を実際に行なった例として以下の事例が知られている。

- ①『地震時の崖・擁壁の崩壊予測に関する調査』東京都防災会議，田治米・他，1973
- ②『松戸市都市防災（地震）に関する調査報告書』松戸市，川名・他，1976
- ③『地震時の崖・擁壁の崩壊予測に関する調査（三多摩地区）』東京都防災会議，田治米・他，1977
- ④『市川市総合防災基礎調査報告書』市川市，川名・他，1978
- ⑤『東京区部における地震被害の想定に関する報告書』東京都防災会議，和達・他，1978
- ⑥『神奈川県地震被害想定調査報告書（危険要因）』神奈川県，松村・他，1986
- ⑦『建築物に関する特別区内のがけ及び擁壁実態調査報告書』東京都首都整備局，中野・他，1971

これらの調査および報告書の作成には、都市研究センターの望月専任研究員を中心に、松田兼任研究員および筆者が関与している。①が手法の検討を始めた最初の成果であるが、その前に⑦が実施されている。すなわち⑦によって実態調査結果が得られ、その資料をもとに崩壊予測のための手法が検討された。その基本的な考え方は、斜面に調査員が直接に対面して崩壊の危険度にかかわる調査項目を調べる事から始まる。この作業は過剰とも思われる労力を要している。次に斜面をがけと擁壁に分類し危険度要因ごとの重み点数法を用いた統計処理を行なっている。またがけにおいては土質力学に基づく円弧滑りの検討を加え、危険度ポテンシャルとして評価している。同時に振動台を用いたがけの模型実験を実施して崩落土の拡がりを調べて崩落土の影響範囲を明かにして

いる。これらにより道路の崩壊予測手法の骨組みがほぼ確立された。

②はこの手法をそのまま適用している。③においては①にいくつかの修正を加えている。その基本的な内容の1つは統計処理手段に数量化理論を導入し、1類および2類について雨の時の崩壊の

情報が検討された。④は②と同様に③の成果を他の地域に適用したものである。

⑤は「東京都震災予防条例第17条」に基づく地域危険度の区部の最初の測定である。ここでも考え方は③を踏襲しているが、建築物に及ぼす影響を総合的な見地から検討している。⑥は1978年に

凡例

崩壊モードⅠ
(表層の風化層が崩壊しやすい区域)

崩壊モードⅡ
(火山噴出物が崩壊しやすい区域)

崩壊モードⅢ
(半固結堆積岩や火山灰層が崩壊しやすい区域)

崩壊モードⅣ
(台地縁辺の段丘堆積物や関東ローム層が崩壊しやすい区域)

崩壊モードⅤ
(地すべりがおこりやすい区域)

低地
(崩壊なし)

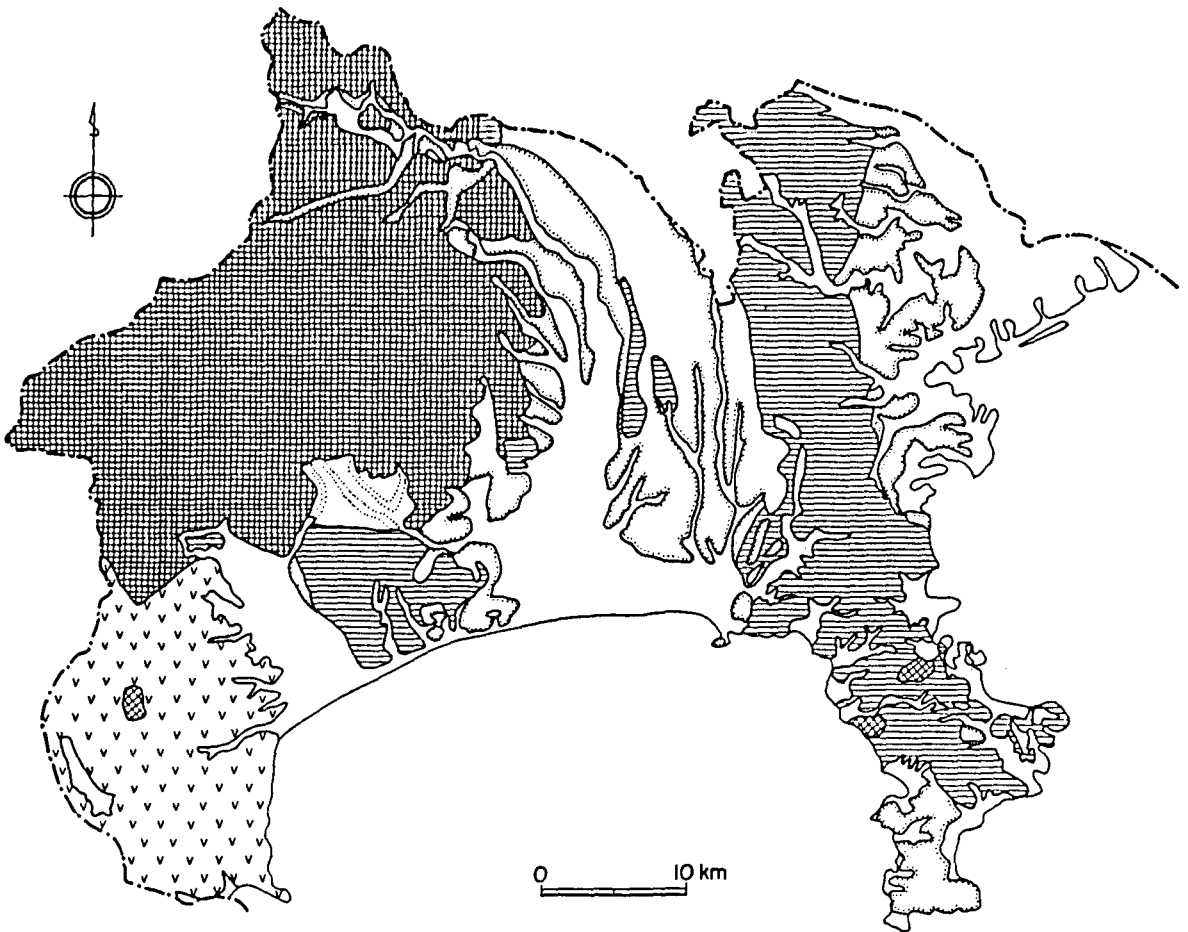
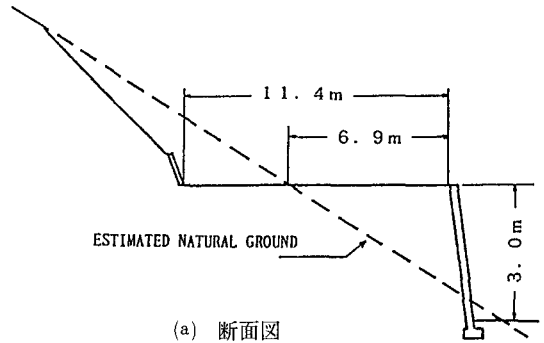


図1 神奈川県内の崩壊モード分布 (⑥による)

表1 斜面の崩壊モードの分類 (⑥による)

崩壊モード	地 形	地 質	崩壊の種類	1923年関東大地震の事例
I	起伏の大きな山地斜面	緑色凝灰岩 石英閃緑岩など	表層崩壊 落石	丹沢山地 (津久井町, 清川村, 秦野市など) の山腹の崩壊。
II	火山斜面及び開析谷斜面	箱根火山噴出物など	表層崩壊 落石 岩屑流	箱根 (早川上流, 須雲川上流) での表層崩壊, 落石。根府川の山津波。
III	標高30~50mの丘陵斜面	新第三紀層の堆積岩類	表層崩壊 崖くずれ	三浦半島 (横須賀市, 逗子市, 葉山町), 大磯丘陵での表層崩壊, 崖くずれ。
IV	標高 20 ~ 150m 台地・段丘縁斜面	関東ローム層 段丘堆積物	表層崩壊 崖くずれ	横浜市, 三浦市での表層崩壊, 崖くずれ。
V	丘陵地や火山斜面	新第三紀層 温泉変質した火山岩	地すべり	特になし。

制定された「大規模地震対策特別措置法」の指定を受けて神奈川県が実施したものである。神奈川県のはほぼ全域を対象とするため、実態調査の内容は前述の都区部等に比較してやや粗いものの崩壊危険度の予測手法にさらに修正補足が加えられた。数量化2類を用いる点で③と同じであるが、5種類からなる崩壊モードの設定が主たる補足点である。その具体的な形態および神奈川県の例を表1と図1に示す。



4. 今後の斜面の崩壊予測手法に対する提言

前節3. で崩壊予測手法に関するこれまでの背景を述べた。今後においても、たとえば⑥の様な最新の手法が用いられる事に大きな問題はないが、ここにこれまでとは全く異なる手法を提言したい (国井, 1989 b)。それは常時微動を採用する手段である。常時微動の本質にかかわる問題点は多く残されている。しかしながらこれまでの手法が全て調査資料に基づいた数値統計解析であり「実際の斜面の動き」を取り扱ってはいない。このあたりでそろそろ地震観測を含めた斜面の実挙動の把握が議論されてもよいと思われる。つまり常に結果を求められ続け、これまでの机上の検討に偏りがちであった状態から、現場におけるハー

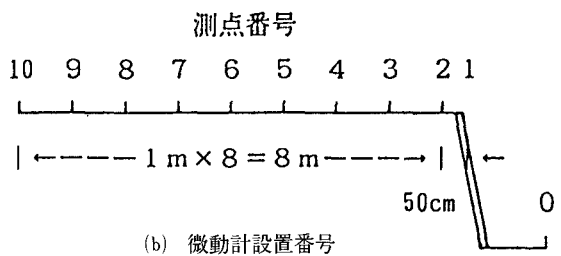


図2 調査盛土地盤の断面図および微動計設置位置

ドな検討に対して腰を落ち着けて取り組む研究が必要と思われる。

本節では筆者および共同研究者がこれまで行ってきた常時微動に関する研究のうち、斜面の常時微動についての成果の概要を述べ、この方法が本特集のデーマに十分採用され得る事を説明したい。図2は今回測定対象とした擁壁である。東

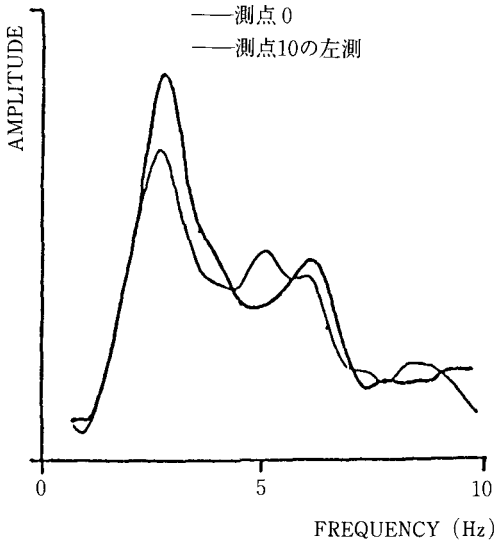


図3 上下地山のスペクトルの比較

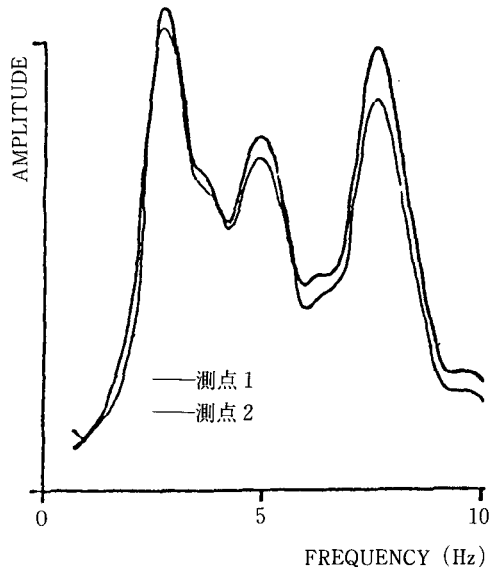


図4 擁壁天端と隣接盛土地盤のスペクトルの比較

京都内のどこにでもある平均的な斜面の1つであろう。図3と図4はそれぞれ上下地山、および擁壁天端と隣接盛土地盤での常時微動の確認である。共に取り扱えるに十分な情報を示していると言える。そこで斜面の盛土部分を構造物と見なし、構造物において通常よく行なわれる解析を進める。これらの測定および実験の流れは特別な技術を持つ者だけが可能であるわけではなく、ごく普通のと例えば都の土木職の方々がルーチンワークとしてプログラムに沿って行なえる事であることを強調し

たい。

図5には常時微動波形の一例を、図6、図7にそれぞれこの波形から求められたスペクトルおよびその比すなわち応答倍率を示す。図7から、1部が盛土からなるこの斜面が1自由度系として取り扱える事が判断できる。斜面の規模が大きくなれば、自由度が増し多自由度系で取り扱う必要があるが、そのための困難性は生じない。常時微動の観測は、前述した様に誰でもが実行できる事に特徴を持つが、同時に観測および解析システムと

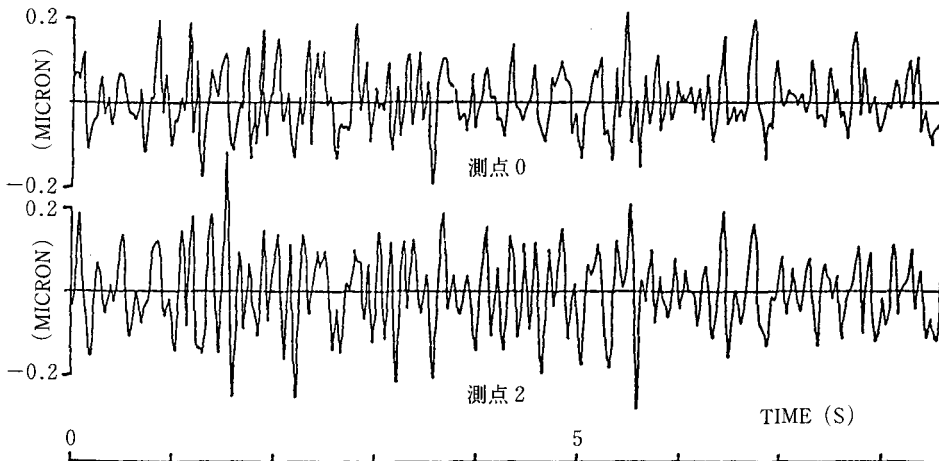


図5 地山と盛土地盤の常時微動波形

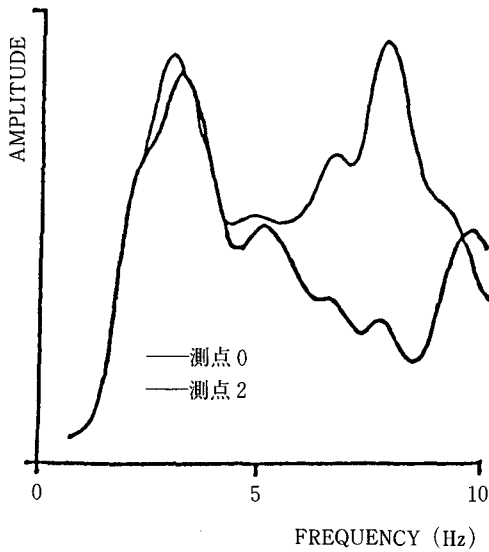


図6 地山と盛土地盤のスペクトル

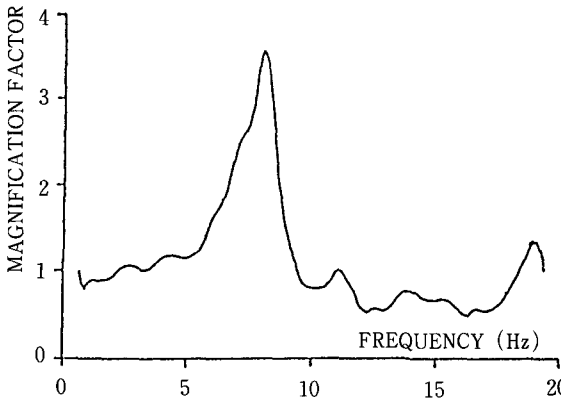


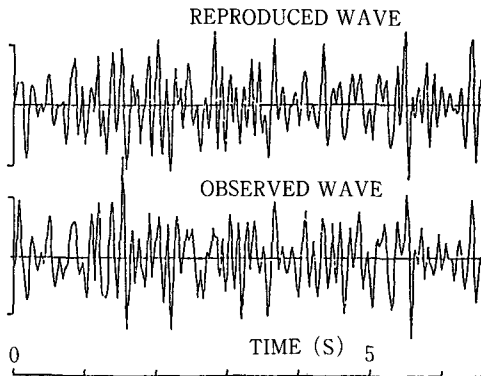
図7 スペクトル比(応答倍率)

して一式用意しておけばかなりの短時間で実行可能な事にも利点を持つ。たとえば本観測は試行錯誤のためほぼ1日を要したが、本実験には準備から後かたづけまで30分あれば十分である。したがってワゴン車1台および2, 3人の調査員で、前述した実態調査と同程度の労力で2万件の斜面の常時微動観測が実施できる観測隊1チームができ上がる。図8は1自由度系モデルによって観測された常時微動波形の再現を試みた結果である。かなり良い再現性を示していると考えられる。また1例として地震波入力による応答解析を同図で試みているが、かなり多くの情報が応答結果から得られると思われる。

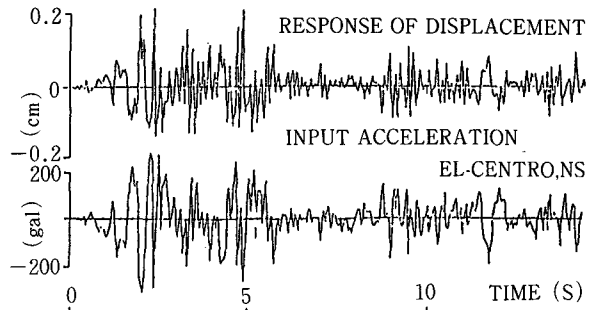
本論文では常時微動を用いた手法を提言した。地盤での常時微動が持つ色々な問題点が十分解決されていない事も確かである(国井, 1982)。しかし建築あるいは土木構造物での有用性はこれまで古くから確かめられている。斜面は丁度この両者の中間的なものであると言える。また斜面の常時微動観測はこれまであまり検討されていない様である。今後さらにいくつかの条件の異なる斜面について観測解析を進めていきたい。

5. 橋の落橋を予測するための手法

序論ですでに述べたが、落橋に焦点を絞った予測手法はほぼ確立されており、この手法に基づいて危険性の高いと判定された橋は架け替えが進められている。この様にすみやかに防災対策が行なわれるのは、橋は鉄道および特別なものを除きそ



(a) 再現波と観測波の比較



(b) 地震波入力による応答

図8 1自由度系による応答解析

の所有者が国あるいは自治体、公団公社であるためと思われる。

都市に被害をもたらした1978年の宮城県沖地震では1橋が落橋して、建設中の東北新幹線を含め百余橋が被害をうけている。落橋した橋は、老朽化のため架け替えが予定されていたものである。被害はこの様に老朽化した橋で、地盤条件の悪い所に位置した橋に多くみられたが、特に支承部およびその周辺、橋脚橋台の一部破損の被害が多かった。このため数橋で点検修復が必要となり、数日の交通止めがあったものの都市交通の機能が低下する程の影響は見られなかった。

一方1983年の日本海中部地震では、宮城県沖地震よりは橋の被害は少なかったが、やはり地盤条件の悪い橋における橋台裏の道路の盛土の沈下に

よる被害のため数橋が1時交通止めをひき起こした。

最近のこの2つの地震被害および前述の落橋に対する防災の現状を考えると、橋は被害をうけた後にその機能を出来るだけ早く回復する事が重要であると思われる。このためには平常時における維持管理体制が十分に機能されている事、および地震の後のすみやかな点検、修復体勢が準備されている事が必要である。特に後者においては橋台裏の道路の盛土の沈下に注目すべきである。

橋の落橋に対して最初に「耐震性判定基準」を考案したのは久保を中心とした検討グループの研究である。その成果が修復実施の方法として

- ①『東京区部における地震被害の想定に関する報告書』東京都防災会議，和達・他，1978

表2 数量化I理論による解析結果

j	項 目 名 称	範 疇		重み係数 W_{jk}	レ ン ジ
		k	名 称		
1	地 盤	1	2 種	1	1.86
		2	3 種	1.36	
		3	4 種	1.60	
2	液 状 化	1	無	1	2.01
		2	有	2.01	
3	桁 構 造	1	ア ー チ	1	3.00
		2	単純・ゲルバー	3.00	
4	支 承	1	普 通	1	1.15
		2	M・M	1.15	
5	橋台・橋脚の高さ	1	≤ 5 m	1	1.72
		2	5 ~ 10 m	1.72	
		3	≥ 10 m	1.68	
6	径 間 数	1	= 1	1	1.75
		2	≥ 2	1.75	
7	天 端 幅	1	≤ 1.4 m	1	1.25
		2	> 1.4 m	0.80	
8	震 度 階	1	V	1	2.64
		2	VI	2.41	
		3	VII	2.64	
9	基 礎 工	1	パイルベント	0.15	1.36
		2	杭	0.11	
		3	二柱ケーソン	0.11	

表3 上部構造の落下に重点をおいた橋梁の耐震性判定基準

項 目	範 疇	重み係数	備 考	
地 盤	1 種	0.5	地盤種別は「道路橋耐震設計指針」 4.3.(2)の区分による	
	2 種	1.0		
	3 種	1.5		
	4 種	1.8		
液 状 化	無	1.0	「道路橋耐震設計指針」3.7による。	
	おそれあり	1.5		
	有	2.0		
桁 構 造	アーチ・ラーメン	1.0		
	連 続 桁	2.0		
	単純・ゲルバー	3.0		
支 承	落下防止あり	0.6	ゲルバーに添接があれば落下防止。 MMは同一橋脚上の2つの可動支承 の意味。	
	普 通	1.0		
	M ・ M	1.15		
橋台・橋脚の高さ	≤ 5 m	1.0	高さは橋台・橋脚の地表面高の最大 値	
	5 ~ 10 m	補間値		
	≥ 10 m	1.7		
径 間 数	= 1	1.0	連続桁は1連が1径間。ゲルバーは吊 りスパン、アンカーアームスパンの和。	
	≥ 2	1.75		
天 端 幅	広い ($A/S \geq 1$)	0.8	A=実距離、S=「道耐震」5.2.2. の値	
	狭い ($A/S < 1$)	1.2		
	ゲルバー のかけ違い	D ≥ 1	0.8	A=実距離、D=A/60(地盤1~ 3種)、D=A/70(地盤4種)
		D < 1	1.2	
震 度 階	5	1.0		
	5.5	1.7		
	6	2.4		
	6.5	3.0		
	7	3.5		
基 礎 工	パイルベント以外	1.0	摩擦杭など明らかに弱体なものは 1.4とする。	
	パイルベント	1.4		
橋台・橋脚の材料	レンガ・無筋コンクリート	1.4		
	上 記 以 外	1.0		

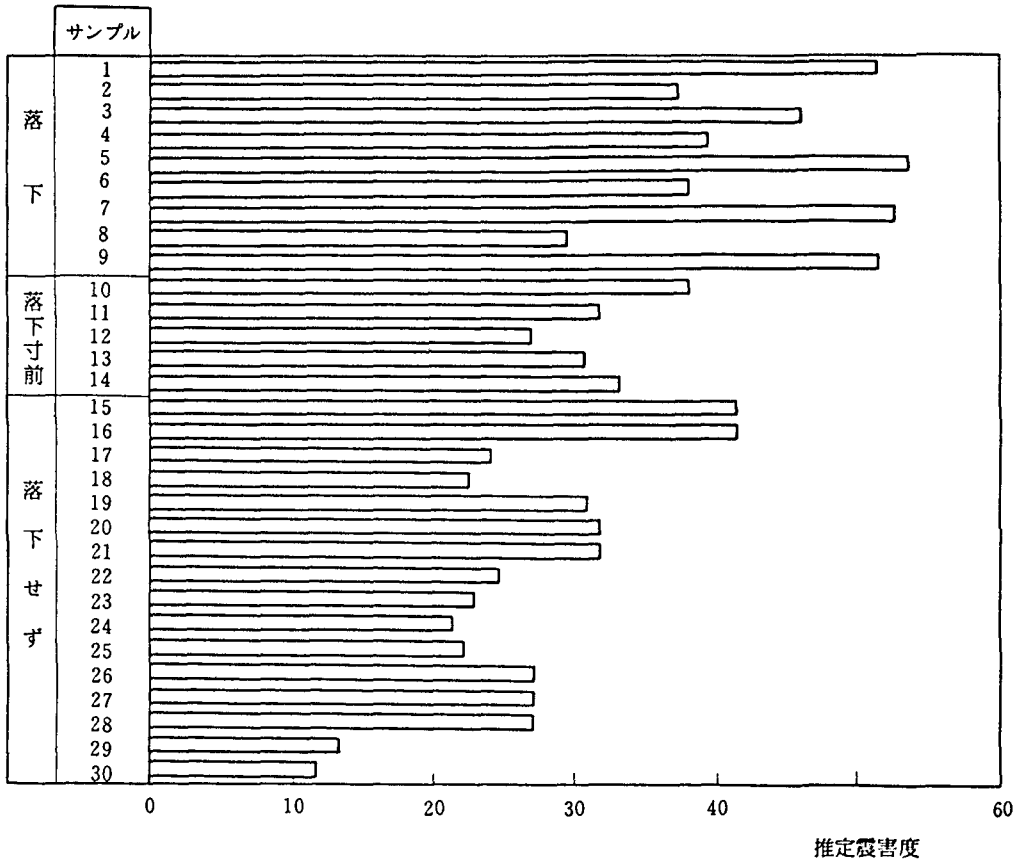


図9 判定基準による過去の震害橋の推定震害度

に示された。この検討グループは関東を中心に約10名であり筆者も参加している。表2の解析の結果、表3に判定基準、図9に解析に用いた資料の解析結果を示す。ほぼ同時期に関西でも同様な検討グループにより

②『地震時における京都市域橋梁の被害想定』京都市防災会議、1972

③『大阪市域橋梁耐震性調査報告書』大阪市防災会議、1973

が出されている。両者の内容の比較にはここでは言及しない。実は①が印刷物となる3年前程に検討グループは判定基準を取りまとめていた。そのきっかけとなったのは

④『地震に関する地域危険度測定調査報告書』東京都、1973

であり、ここで筆者が橋の耐震性診断に重み点数

法を導入している。関東では①が適用されている事は前述したが、最近神奈川県が次の報告書をまとめている。

⑤『神奈川県地震被害想定調査報告書(道路・橋梁等)』神奈川県、久保・他、1986

ここでは①とほぼ同じ考えに基づくもので、1979年の建設省都市局による「耐震点検調査書作成要領」を基本に、日本道路協会(1979)が考案した耐震性評価法を「1次評価」として用いている。表4に必要な場合に作成される調査票を示す。さらに、「2次評価」として耐震性の低いと判定された橋の中から数橋を選び出し、川崎市土木局防災対策室(1984)が提案したデルファイ法を適用している所に特徴がある。デルファイ法は面と向かい合った討議を避け、一連の工夫されたアンケートにより専門家の意見を集約していく方法で

表 4 橋梁耐震調査表

橋 名	橋梁番号	調査年月	昭和	年	月	日					
路線名	路線種別	第1次	第2次	補助	リンク番号						
橋 長	m	幅 員	m	54年点検の有無	あり、なし						
点 検 項 目											
橋	A 上 部	1 適用示方書	2.0	大正15年細則	昭和14年道示	1.5	昭和39年道示	1.0	昭和45年道示		
		2 上部構造形式	3.0	ゲルバー桁2径 間以上の単純支持	1.5	1径間単純支持 (15m以上) 2連以上の連続桁	1.0	上路・中路アーチ ラーメン・1連の 連続桁, 斜張橋, 吊橋			
		3 平面線形	1.2	斜橋・曲線橋	1.0	直 橋					
		4 上部構造材料	1.2	RC・PC	1.0	銅					
		5 縦断勾配	1.2	6%以上	1.0	6%未満					
		6 落橋防止構造	2.0	なし	1.0	1種類以上					
	PA=1×2×3×4×5×6		PA=								
	梁 の 変 形	B 下 部 工 の 変 形	7 下部構造型式	2.0	パイルベント	1.0	その他				
			8 橋脚高さ	2.0	10m以上	1.5	5m以上10m未満	1.0	5m未満		
			9 地盤	2.5	4種	2.0	3種	1.5	2種	1.0	1種
			10 流動化の恐れ	2.0	あり	1.0	なし				
			11 極軟弱地盤	2.0	4種地盤のうち極軟弱な地盤	1.0	その他				
			12 支持地盤	1.2	不均一	1.0	均一				
13 洗掘			1.5	あり	1.0	なし					
PB=7×8×9×10×11×12×13		PB=									
点 検 の 変 状	C 下 部 工 の 強 度 ・ 変 状	14 固定支承及び支承周辺の変状	5.0	重大な欠陥あり	2.0	軽微なもの	1.0	なし			
		15 軀体の異常	5.0	重大な欠陥あり	2.0	軽微なもの	1.0	なし			
		16 下部構造材料	2.0	大正15年細則, 昭和14年道示による無筋コンクリート(重力式橋台を除く)	1.0	PC・RC・鋼, 昭和31年道示以後の道示による無筋コンクリート・無筋重力式橋台					
		17 基礎工法	2.0	木杭・レンガ積ケソン・石積ケソン・箱枠工法・不明	1.5	既製PC杭 ベデスタル杭 2脚ケソン	1.0	昭和46年指針以降製造のもの・場所打杭・PC杭・掘杭・直接基礎・一般ケソン			
		18 下部構造形式	1.5	PCラーメン	1.0	その他					
		19 基礎の異常	2.0	あり	1.0	なし					
		20 流動化の恐れ	2.0	あり	1.0	なし					
21 極軟弱地盤	2.0	4種地盤のうち極軟弱な地盤	1.0	その他							
PC=14×15×16×17×18×19×20×21		PC=									
評 価 点		X=PA×PB= <input type="text"/>		Y=PC= <input type="text"/>							
備 考											

ある。この方法は

- 1) 参加者が心理的に牽制しあって自由な討議が行なわれにくい。
- 2) いったん述べた意見を、人前では変更しにくい。
- 3) 有力者の意見については反論しにくい。

という委員会などで行なわれる集団討論方式の欠点を改良するために提案された方法である。この様な方法が必要とされるほどに橋の耐震性の判断には微妙な意見の差異がみられる。以上述べてきたこれまでの背景から今後はこの神奈川県での方法が有力であろう。

6. 結び

道路と橋梁のこれまでの地震災害想定技法に関する流れを紹介して、都市にかかわる技法として考えられる判断を記した。以下にそのまとめを簡単に列記する。

- 1) 道路構造の耐震性の土木工学における考え方を示し、交通機能の維持が大事であることから、道路に沿った斜面の崩落土石の問題にまだ検討の余地が残されている事を明かにした。
- 2) 都市部の斜面に関する地震災害想定技法に関するこれまでの研究の流れを説明した。
- 3) 都市部の斜面に関する地震災害想定技法の1つとして常時微動観測による方法を提案し、その可能性について検討例をしめた。
- 4) 橋梁の地震災害想定技法に関するこれまでの研究の流れを説明して、今後の方向性についての意見を述べた。

引用文献

- 川崎市土木局防災対策室
1984 「橋梁の耐震性評価手法調査」。
- 国井隆弘・荏本孝久
1980 「1978年伊豆大島近海地震における道路斜面の被害に関する二・三の検討」『総合都市研究』第11号。
- 国井隆弘
1982 「常時微動が示す二・三の情報に関する研究」『総合都市研究』第17号。
- 国井隆弘
1989 a 「橋脚の地震時挙動に関する二・三の考察」『自然災害学会学術講演会』。
- 国井隆弘
1989 b 「常時微動から推定される傾斜地盤土地盤の振動特性」『土木学会地震工学研究発表会』。
- 震災予防調査会
1925 「震災予防調査会報告」第100号, (丙)上。
- 東京都防災会議
1973 「地震時の崖・擁壁の崩壊予測に関する調査」。
- 東京都防災会議
1978 「東京区部における地震被害の想定に関する報告書」第3編 第3章「橋梁の被害」。
- 土木学会耐震工学委員会
1989 「ロマ・プリータ地震報告書」。
- 日本道路協会
1979 「道路の震災対策に関する調査報告書(Ⅱ)―道路構築物の被害予測に関する研究―」。
- 日本道路協会
1980 「道路橋示方書 V耐震設計編」。

Key Words (キー・ワード)

Road (道路), Bridge (橋梁), Slope (斜面), Criterion of Judgement (判断基準), Estimation of Collapse (崩壊予測)

ROADS AND BRIDGES

Takahiro Kunii*

*Center for Urban studies, Tokyo Metropolitan University

Comprehensive Urban Studies, No. 38, 1989, pp.51-63

This paper treats the technical estimation of earthquake damage to roads and bridges. The significance of such life line system damage and its effects on the evaluation after the disaster are discussed.

1. Earthquake resistant characteristics of roads

In urban regions, the loss of faculty is the main problem, since e.g. slope collapse alongside roads severely affects evacuation.

When slopes down from the roads collapse, the entire faculty is practically lost. If slopes up from the road collapse, falling stones and soil will also close the road to traffic needed for various postdisaster activities, such as fire-fighting, urgent rescue operations, or the delivery of goods.

Close to 300km of Tokyo's roads run along slopes over 3 m high, with an angle of over 30 degrees. Out of these, about 10km are prone to collapse. In 1973, an investigation by the Tokyo Disaster Prevention Conference revealed that over twenty-two thousand dwelling houses could be affected by slope collapses. Most of the slopes have a natural subsurface covered with stone masonry.

While several methods of slope collapse estimation are valid, a method based on micro-tremors, used in the study of aseismicity of fill-up pground, is proposed for examining a great variety of slopes. This method, which makes collapse estimation easy, is validated by analysis of response calculation (with one degree freedom)

2. Earthquake resistant characteristics of bridges

The method described in the Kanagawa prefecture report introducing the Delphi opinionnaire is seen as one of the most reliable regarding earthquake resistance criteria.

The 1978 Tokyo Disaster Prevention Conference reported on a method for estimating the collapse of bridges based on quantification analysis. From nine bridges that collapsed under strong earthquake vibration, five bridges that nearly collapsed and many other bridges in Japan that resisted collapse, the following criteria for collapse were obtained:

- a) Ground condition
- b) liquefaction
- c) structural system of main girder
- d) support
- e) height of pier and abutment
- f) number of spans
- g) crown width
- h) intensity scale
- i) foundation structure.

The Kanagawa prefecture report mentioned above partially covers these criteria.