

昭和51年度

土木研究所講演会

講演集



昭和52年 3 月11日

建設省土木研究所

目 次

1. 流域管理を含む治水対策	河川部長 土 屋 昭 彦	1
2. 斜面崩壊対策の現状	急傾斜地崩壊研究室長 安 江 朝 光	25
3. 建設工事環境対策の現状	機械研究室長 本 田 宜 史	41
4. 地震被害の分布と耐震化への対策	耐震研究室長 栗 林 栄 一	55

流域管理を含む治水対策

河川部長 土 屋 昭 彦

流域管理を含む治水対策

河川部長 土屋 昭彦

1 水害と河川改修

戦後30年を経過して著しい経済発展を遂げたわが国は、国民総生産も世界第2位を占め、人々の生活レベルの向上も目ざましく、終戦直後のことを考えてみると、まさに隔世の観を禁じ得ない。一方昨年(昭和47年)の9月に日本を襲った台風17号は、記録破りの豪雨をもたらし、長良川の破堤による3,500戸の浸水や高知市の大水害、小豆島に代表される地すべりや土砂崩壊など各地に大きな災害を発生させた。

古くからわが国を苦しめてきた水害は、現代もなおその暴威をたくましくしているように思える。

わが国は地形的にも気象的にも水害の多発する特性があり、昔から水を治めることが国を治める基本とされ、明治維新後の新政府によっても、いち早くオランダの河川技術者を招へいして治水工事を開始したことはよく知られている所である。

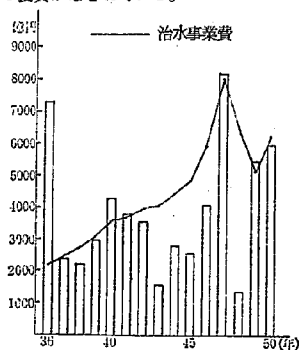
ところで、昭和20年の終戦後わが国の水害は激増し殆んど毎年、どこかの河川で氾らんが起り甚大な被害を生じてきた。その中でも特に被害の大きかったのは昭和28年の北九州を中心とする梅雨前線豪雨による大水害と昭和34年の伊勢湾台風災害である。この2つの水害だけで死傷者は7万7000人を数え被害額は当時の金額にして1兆7000億円に達している。

35年にはこのような災害を軽減するために、治水事業を緊急かつ計画的に実施するために治山治水緊急措置法が制定され、治水事業5箇年計画として35年以来51年までに4次にわたり治水施設の整備が行われてきている。しかしながら、水害の発生は依然として続いており図-1²⁾に示すように最近(昭和47年)はむしろ被害額の増大する傾向すらみせている。一方治水投資額は毎年かなりの勢いで伸びてきており過去10ヶ年の間には約4兆円(当該年度価格)の投資がなされている。

このように年被害額を上回る程の治水投資を続けながら何故水害が減らないのだろうか。考えられる理由は次のようなものである。

- 1) 流域の急速な開発による氾濫域内の人口、資産の増大、および流域の保水機能、遊水機能の低下により洪水流出が増大している。
- 2) 河川改修の進展に伴う流出機構の変化、すなわち連続築堤による遊水効果の減少、内水排除のためのポンプ場の増加等により下流部での洪水流出の増大、また治水施設の建設により水害危険資産額を増大させ、大洪水の時の被害を拡大させている。
- 3) 治水投資効率の低下

引堤や堤防の嵩上などに関連して橋梁のかけ換え、堰の改築など付帯施設やポンプ場など高額工事の増加によ



注) 1. 建設省「水害統計」による。

2. 50年は概算値である。

図-1 治水事業費と水害被害額の推移(50年価格)

って改修速度が低下している。

4) 治水事業の低滞

既成市街地における河道拡張の困難さ、橋梁や護岸に対する安全度の点から河床掘削にも限界を生じている。また用地取得難、補償問題などのためダム建設が次第にむずかしくなっている。

ここに掲げた問題の中でも、特にその影響の著しいのは、ここ数10年の間に日本の国土に加えられた開発量の大きなことであり、河川流域の変貌の大きさである。

図-2³⁾は、35年から45年の10年間で人口増加率を都市の性格別にみたものであるが、大都市周辺都市での増加率が極だてて大きいことが明瞭である。7大都市での人口増は頭うちの傾向を示している。

東京都の西部を流れる石神井川(流域面積約60km²)の流域で都市化の傾向を調査した結果についてこの問題をみてみよう。石神井川の流域には下流側から板橋区、練馬区、保谷市、田無市、小平市と行政単位があり、その人口の経年変化は図-3の如くである。練馬区、板橋区での30年代の伸びが著しいが、この伸びは40年頃にビ

ークに達し次第に周辺部に向かって増加する地域が移って行くことを示している。この地区での人口増加は、この17年間で2.16倍の伸びを示している。

これらの人口増が、河川周辺での水害被害とどのように係りあっているかをみるために、河川周辺の標高差+5mの区域内での増加棟数を航空測量図をもとに算出してみると図-4のような倍率となっ

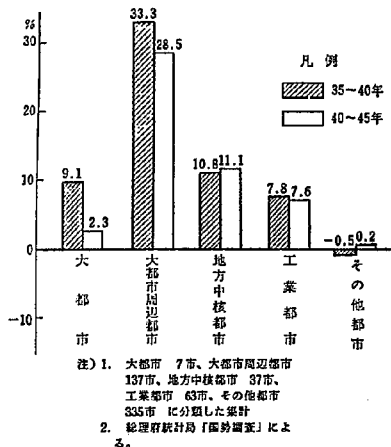


図-2 都市の性格別人口の増減率

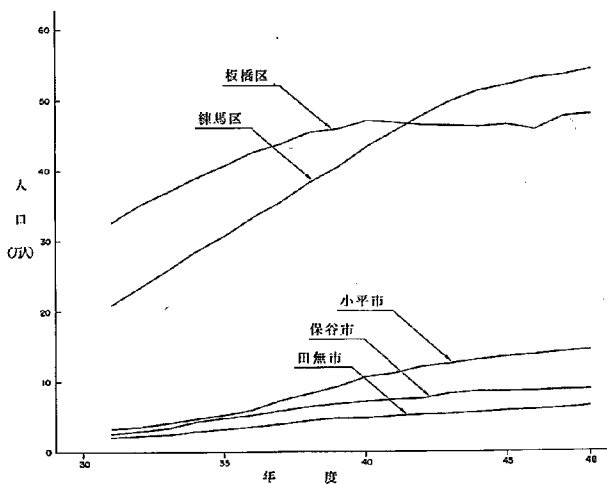


図-3 石神井川沿川都市の人口経年変化

ている。練馬区と小平市では河川周辺の増加率が、行政区域全体の倍率を上廻っており、河川周辺の水害危険地帯での宅地化が大きいことを示している。

もう一つの例として鶴見川流域における開発の進み方を示そう。図-5は昭和33年当時の市街地の状況で全流域の10%程度であるが、昭和50年には60%の地域が市街化されている。この流域の中では東京や横浜、川崎などの大都市や臨海工業地帯に近いこともあって大規模な宅地開発事業が計画・実施されており、その状況は図-7に示す如くで準備中のものも含めて、開発面積は6,700haに及び、流域面積235km²の約30%に達する膨大なものである。

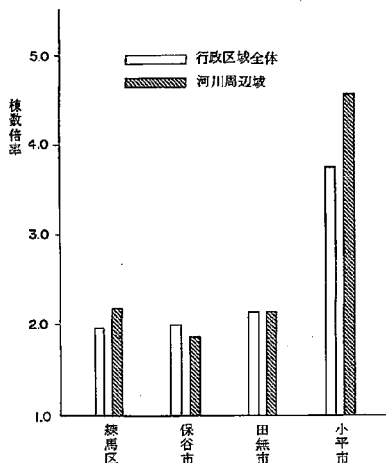
このような流域の土地利用の変化は、当然洪水の流出特性を変化させる。前に述べた石神井川の流域についての例⁴⁾を示そう。昭和30年、41年、50年の畑地と市街地との比率は表-1のように変化している。

流出モデルは、有効降雨モデル、等価粗度斜面モデル、Kinematic channelの河道モデルを組み合わせたもので、このうち畑地と市街地の違いは、有効降雨モデルと等価粗度の変化(N (畑)=0.5→ N (市)=0.1)に組み込まれる。昭和33年の狩野川台風の実測降雨記録を用いて流出を求めたのが図-8である。これを見ると流出総量およびピーク流量ともに増大することがわかる。洪水波形はシャープになり、ピーク流量は約70%も増加している。

鶴見川の下流部は川崎市の市街地や工場地帯の中を通過しており堤防の嵩上げの為に用地も取得困難な程で、流量増のための引堤や放水路の新設計画は極めて困難であり、仮りに実施したとしてもかなりの長年月を要することになる。

2. 総合的な治水対策

鶴見川の流域で起っている急激な開発、都市化の流れは、似たような条件の多くの流域でこれからも続くものと考えられる。このような流域での河川改修の方策として、河道の流下能力を増すことの



註) 河川周辺域は川岸高さから+5mの地域に存在する家屋をサンプル調査で求めた。

図-4 石神井川流域における昭和36年～昭和47年間の棟数変化

表-1 石神井川流域の土地利用の変化

年 度	畑 地	市 街 地
昭和30年	49.8 km ² (80.4 %)	12.1 km ² (19.6 %)
昭和41年	31.2 km ² (50.5 %)	30.7 km ² (49.5 %)
昭和50年	25.5 km ² (41.3 %)	36.4 km ² (58.7 %)

注) 宮田および東京都の資料より推定

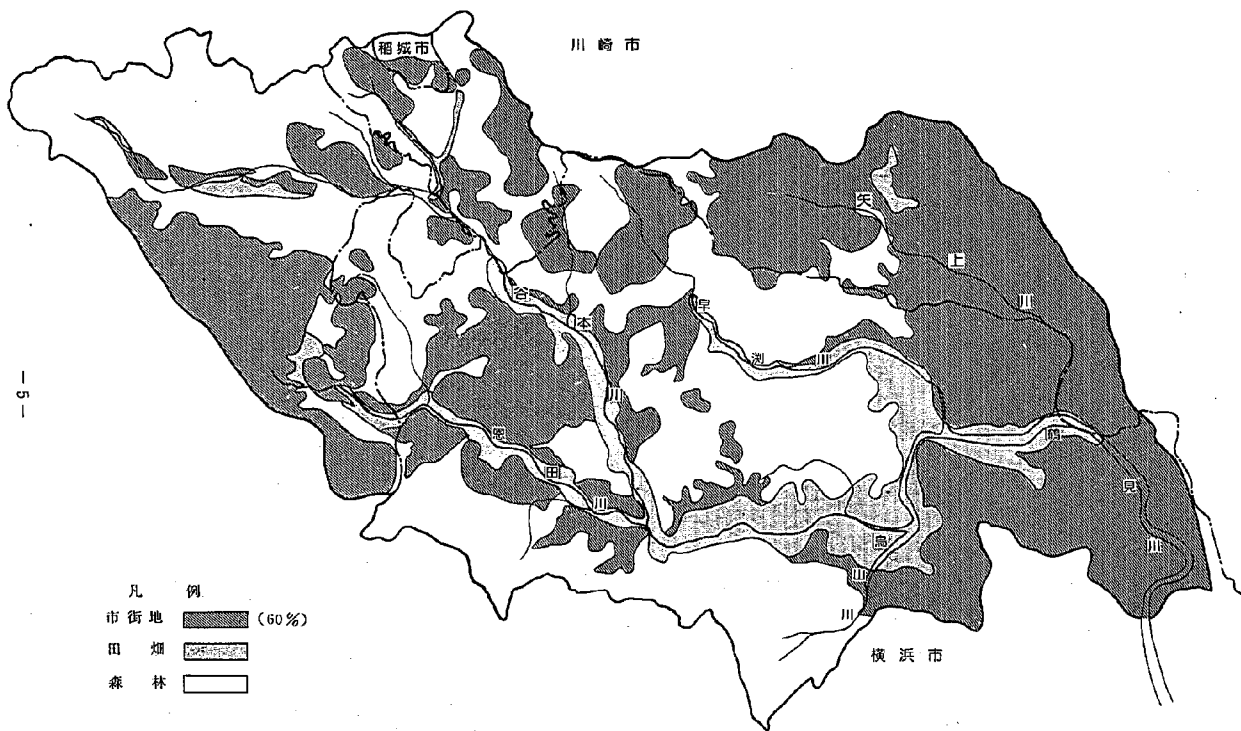


図-6 鶴見川流域土地利用図(昭和50年)

みを目的とした従来の方法ではとても対処しきれなくなってきたと言っても過言ではあるまい。それではこのような情勢に対しどのような方策が考えられるだろうか。その対策としては大別して次の3つの方法がある。

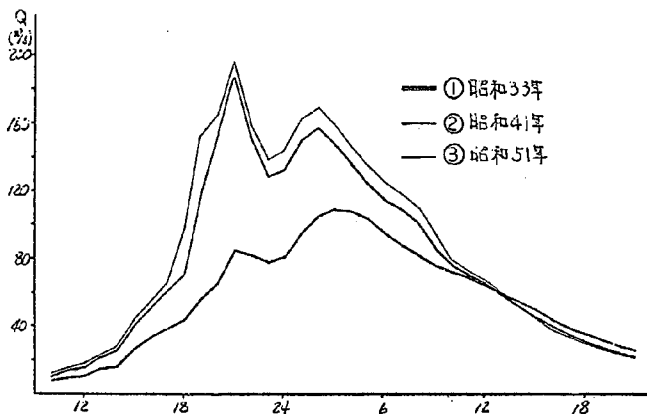


図-8 土地利用の変化による流出の変化

- 1) 流域よりの洪水流出を抑制する方策
- 2) 土地利用の規制
- 3) 氾濫域での防災体制の確立

最初の方策は、早く言えばできるだけ雨水を出さないが、ゆっくりと出してやることである。換言すれば流域内の貯留機能を増大させることである。具体的には、水源地での涵養林の育成、遊水池、防災調節池、各戸貯留施設、地下滲透を促進させるために駐車場や道路の改良などがあろう。

土地利用の規制では大規模宅地開発など流域開発の規模を治水対策と整合するように規制誘導したり、氾濫源として遊水機能を持っている低平地の開発を規制したり利用制限することにより流出増を抑える方策である。建築制限や建築物の構造に対する規制誘導もあり得る。土地利用の規制を自律的に行なわせる1つの方法として、それぞれの土地の洪水時の危険性を周知させる方法も有効と思われる。洪水危険区域の設定やその表示方法を考えねばならない。

以上のような方法によっても、氾濫源においては、完全な治水を期することはかなり困難であり、また計画として方策があってもそれが実現されるまでにはかなりの年数を要するから、その間の洪水災害をできるだけ少なくすることを考えねばならない。特に人命を守るためには洪水予警報システム・避難体制づくりなどの防災体制の確立が是非とも必要になってくる。

以上のような対応策を眺めてみると、その殆んどが氾濫源や流域の問題であることに気づく。つまり、いままでの治水技術が洪水を川の中に押し込め、その中だけで勝負をしていたのに対し、川の中に流出してくる前の段階でこれ进行处理することが要求されるわけであり、治水の立場から流域を管理することが必要である。すなわち、都市計画なり、地域計画の段階から治水上の要請をとり入れて立案をし実施に移していくことであり、法的な立場から言えば、現在の河川法を越えた所で如何にして河川管理者の主張を理解させるかという問題となろう。

次にここで述べた流域管理の具体的な手法について、その技術レベルを紹介しよう。

3. 雨水貯留技術

3.1 アメリカの実状⁵⁾

アメリカで実用化されている雨水貯留の方法には、大規模開発に伴う大きな貯水池や大都市での下水道施設の一部としての深い地下トンネルを利用した貯留システムの他に、現地貯留と呼ばれる小規模な貯留システムがある。どのような施設が実際に使われているかを知るのに米国の公共事業公社 (American Public Works Association) の実施した調査が興味深い。これは、アメリカとカナダの公共団体、衛生公社、都市排水および洪水防禦公社と建設コンサルタント等に対して1972年に行なわれたアンケート調査である。回答は230の公共機関、40のコンサルタントから返ってきた。230の公共機関のうち、99は貯留施設を持っていたが109は持っていない。回答された貯留施設の内訳は表-2に示すように1,410施設にのぼる。その他の680の施設は種々の空間を利用した池や水だめと推定される。これらの施設の所在には地域的な偏りがみられ、デンバー市、シカゴ市、メリーランド州モンゴメリ郡、ケンタッキー州ジェファーソン郡、ニューヨーク州サツォーク郡では点々約100箇所の施設、またニューヨーク州パッファロー市の200箇所のようにより6箇所で約700の施設を実施している。

表-2 貯留施設数

種 別	数
屋根上	100
駐車場	400
公園	200
校庭	30
その他	680
総 計	1,410

また、コンサルタントの雨水貯留施設の設計数では表-3のような分布を示しているが、この中でデンバー周辺のコンサルタントが238の設計を、シカゴのコンサルタントが207の設計を行っており、いずれも雨水貯留施設の利用を地域の行政機関から義務づけられたり行政指導されたりしていることと関連している。

表-3 貯留施設の設計数

種 別	数
屋根上	95
駐車場	184
公園・遊園地内の池	120
校庭の池	18
住宅地域の池	146
地下水槽	20
その他	18
総 計	601

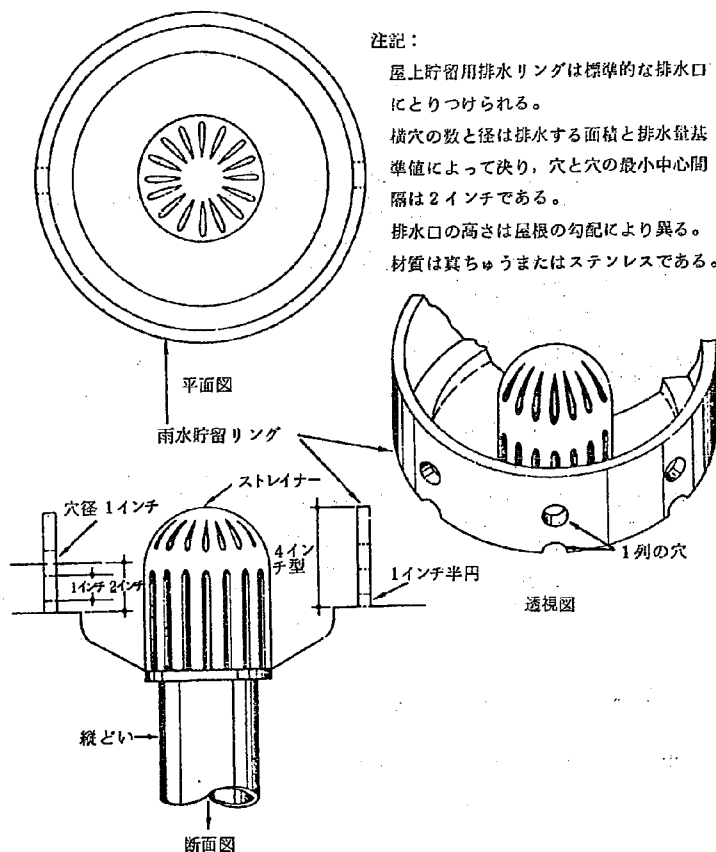
表-3に示された貯留施設のうち、わが国にとって目新しいものは、屋根上貯留と駐車場貯留であろう。屋根上貯留はフラットな構造の屋根が必要で雨水貯留のために、荷重、

耐水構造のため特別な設計が必要となる。貯留は排水樋の流入口に図-9に示すような貯留用排水リングを用いて排水量を制限することにより行なわれる。この種の構造にはいろいろと種類も多く市場性もあるようである。駐車場を一時貯留に用いる方法では、やはり排水口の口径をしばらく貯留させる方法と、舗装面に水路を設けて草地や砂利を敷きつめた滲透場所へ雨水を導く方法とがある。

3.2 日本の実状

防災調整池

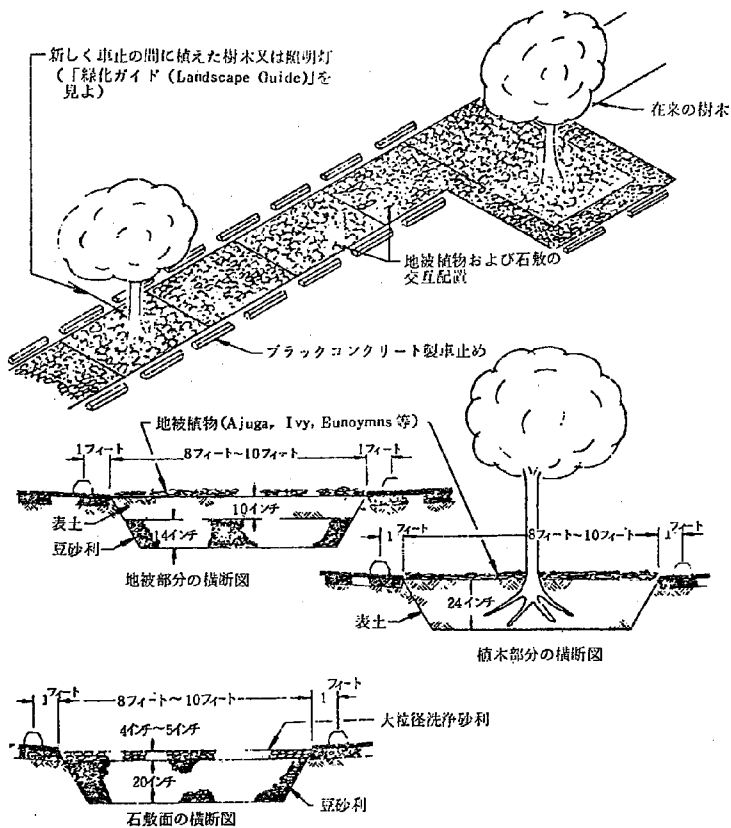
日本で現実使用されている方法は、流域開発に伴う流出増加を抑えるためにそれぞれの開発企業体の責任において防災調整池を設けるもので、主として大規模宅地開発事業、工場造成、農場開発、ゴルフ場造成などに関連して実施されている。



a 屋根上貯留用排水リング

資料提供：コロラド州デンバー
ライトマクロリング工業

図-9 平面屋根上雨水貯留用排水リング



b. 駐車場排水用中央帯の詳細図 (中央帯: median strip)
 資料: マイルス研究所建築基準

図-10 駐車場詳細図

昨年、土木研究所では防災調節池の実態を把握するために、各府県あてにアンケート調査を実施したのでその一端を紹介する。回答は43団体から寄せられ防災調節池の概数は1,880程度である。調節池の設置期間については表-4のようにになっているが、県によっては、事業目的によって暫定的としたり永久的としたりしている所もある。

表-4 防災調節池の設置期限の取り扱い

期 間	暫 定 的	半永久的	永 久 的	不 明
団体数	19	17	5	12

設置に対する規制措置としては条例によって義務づけている所が5県（群馬、千葉、岐阜、三重、岡山）、指導要領等による行政指導で行っている所が29都県である。造成のための技術基準については昭和49年に日本住宅公団の依頼で河川協会のまとめた基準⁸⁾を参考にして作られているものが多いが、計画降雨強度のとり方は、河川改修の程度や開発行為に対する考え方などによって異なっている。

現在の所、調節池造成の計画段階は比較的順調に運ばれているようだが、今後の問題として実際に機能するか否か、管理面でチェックが必要であり、また、他目的利用への工夫が望まれる。

透水性舗装の研究

東京都建設局では都市緑化の一環として、降雨を地中に戻すことを目的とした透水性舗装の試験施工を48年度から実施している⁹⁾。試験箇所は48年～50年において都内の26カ所の歩道で施工され現在追跡調査中である。実施している⁹⁾試験箇所は48年～50年において都内の26カ所の歩道で施工され現在追跡調査中である。

透水性舗装の利点は、i) 植生の改善、ii) 路面排水量の低減、iii) 洪水流出量の低減、iv) 下水処理施設の規模縮小、v) 路面排水施設の省略、vi) 地下水貯留の増加、など得る所が非常に多い。一方、懸念される問題点としては、i) 舗装の耐久性の低下、ii) 透水効果の持続性、iii) 凍上による破壊などがあり、今後の調査により改良すべき点も出てくると思われる。

透水性舗装設計の考え方としては、路盤に一時貯留させて、これを降雨終了後地下に浸透させるとして、路盤の空隙率を v 、路床からの平均浸透速度を q (mm/h)、平均降雨強度を Q (mm/h)、降雨継続時間を t (h)とすれば舗装厚 H (mm)は

$$H = \frac{(Q - q) \cdot t}{v}$$

で求められる。構造としては図-11に示すようなものが考えられ、路盤材料としてはク

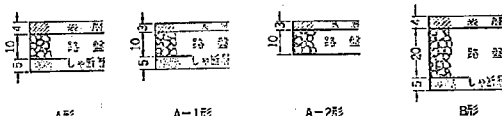


図-11 透水性歩道舗装構造図

ラッシュラン、粒度調整砕石、路床材料には砂層を用いている。降雨強度30 mm/hの雨が2時間継続するとして、このような材料では $H = 50$ mmとなる。

施工直後の簡単な現場透水試験では、7,100～31,000 mm/h、平均約10,000 mm/hと非常に透水性が高い。2年後にはこれが200 mm/h～500 mm/hと低下するが、降雨強度から考えて十分過ぎ

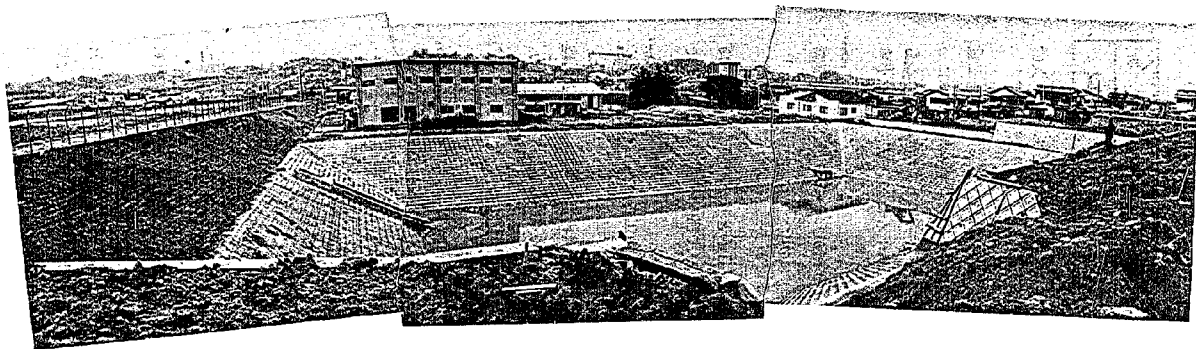


写真-1 岸和田市，住宅供給公社の防災調節池

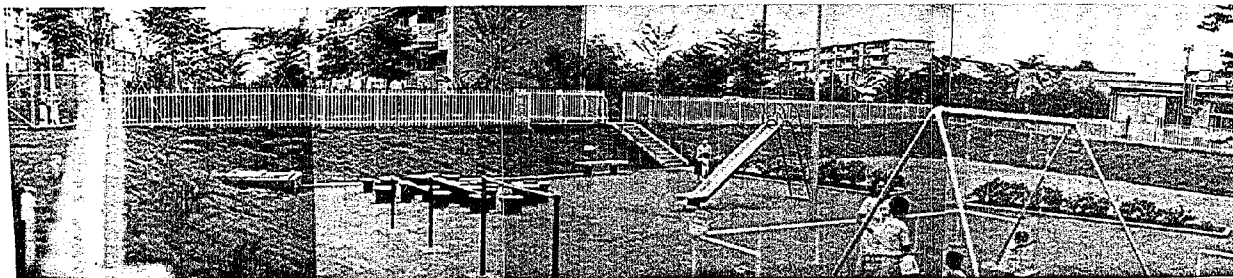


写真-2 新座市，住宅公園，遊園池と兼用の調節池

る程の性能と言えよう。

その他、材料的な問題としては、粒度調整碎石の場合は細粒分の減少、バインダの性状劣化、アスファルトのひび割れなどの現象がみられる。

その他の貯留手法

その他に考えられる貯留技術としては、庭や軒先に小さな貯水槽を設け、屋根からの排水を集める各戸貯留槽の方法、団地の空地を利用して排水口をしばらく一時貯留を行う隙間貯留などがある。また庭付きの家ならば、屋根からの樋を下水管に直結せず庭に放流させて、滲透と貯留を兼用させる方法も有効である。庭土の表層をシルト質土で覆えば、10～15mm/hの滲透能を得ることは容易である。しかし、これらの方法は施設の設置や管理の費用負担、実施を義務づける法体系の整備など解決すべき問題が多いので、こうした施設の有効性の検討や技術基準について調査を進めるとともに都市計画や建築の専門家に対する啓蒙が重要となる。

4. 遊水を考慮した治水方式

4.1 流域管理を前提とした水害軽減策

洪水が氾濫しても、その土地が未利用のままであれば何の水害被害も発生しない。しかし、一般に氾濫源は利用価値の高い土地であり氾濫をなくす方向で治水施設の整備が進められる。始めは、利用価値の高い下流部のみを護っていたものが、鶴見川の流域に見られるように、開発が流域全体に拡大してくれば、河川改修のみではもはやその対応が不可能に近い。

既に米国では、数年前から包括的な災害対応策として土地利用規制、耐水化、水害保険等を含む水害防禦手法の提唱がなされており、一部では土地利用規制が実地に移されている。ここでは、そのような水害被害軽減策として考えられる具体的なプログラムを紹介する。¹⁰⁾

(I) 将来の土地利用に対する被害の回避

A. 規制によらない方法

a. 洪水の危険を減少させるための河川改修工事

b. 開発のコントロール

- i) オープンスペースとしての使用に限定するため、洪水の可能性の高い土地を買収する。
- ii) 洪水の可能性の高い土地の洪水調節に用いるための使用権を獲得する。
- iii) オープンスペース的土地利用を奨励するための税制上の措置。
- iv) 開発をコントロールする為、橋、道路、学校など公共的な施設の設置について、洪水氾濫を考慮した政策をとること。
- v) 洪水警報システムの設置、緊急災害対策の実施。

B. 将来の開発を導くための規制

a. 河川区域に障害物を設けないための規制

- i) 用途地域制
- ii) 土地細分利用規制
- iii) 河川構造物、河川工作物等の規制

b. 地盤嵩上げや耐洪水設備を義務づける規制

- i) 用途地域別
- ii) 建築物条例および住宅条例
- c, その他の規制
 - i) 不動産取引において、洪水の危険のあることを公表することを地主や不動産業者に義務づけること。
 - ii) 環境衛生条例
 - iii) 貯留池や排水路予定地を公式の地図に表示すること。
- (II) 既存の土地利用に対する被害の減少
 - A, 規制によらない方法
 - a, 直接的な洪水防衛工事や土地管理
 - b, オープンスペースや想定被害額の少ない自然保護区、野生動物物区、自然研究地区、公園、レクリエーション用地、駐車場とするために、既存の土地利用権を買収したり、交換分合する。
 - c, 都市再開発
 - d, 洪水警報システム及び緊急洪水対策
 - e, 移 築
 - B, 既存の土地利用の修正を義務づける規制
 - a, 氾濫域の水位上昇を招かないように人為的な構築物を縮小させる規制
 - b, 用途地域条例など土地利用規制を用いて無防備な土地の利用を徐々にやめさせる規制
 - c, 住宅条例等により既存の寄宿舍、住宅、その他の用途に対する短期間又は即時の修正を義務づける規制

以上のように、流域管理を含めて洪水防衛を行うことができるならば、これまでに発生している洪水被害をかなりの程度に軽減できる筈である。しかし、日本のように、高密度に土地利用が図られた流域では、浸水を蒙らないような土地利用は不経済であり、また現実的でもない。とすれば、何十年に一度かは浸水を許す代りに、浸水によって被害を被らないような土地利用形態に修正することが必要になってくる。

既に、米国、オーストリア、西独などでは、こうした氾濫源管理に対して、行政の立場から関与し始めていることを付け加えておこう。¹¹⁾

4.2 多目的遊水池の計画

ここでは、静岡県静岡市と清水市を流れる2級河川巴川の例^{12) 13)}について述べる。巴川の流域面積は101 km²で流域内には静岡市の市街化区域を含む人口集中地帯があり、田畑の宅地化が急速に進みつつある。

昭和49年7月7日夕刻から台風8号に刺激された梅雨前線により、日雨量508mm、7時間平均の降雨強度63mm/hという記録的な豪雨となり、巴川は各所で氾濫し、浸水面積15.8 km²、浸水家屋2,600戸、死者4名という大被害を被った。この時の浸水状況を図-13, 14に示す。

この流域の浸水状況で非常に特徴的なことは、図-14からも分るように浅畑低地と呼ばれる低湿地(約500 ha)に相当な洪水が湛水したことで、この湛水により下流への流出量が大幅に低減され

たことである。流出モデルを作成して浅畑低地への流入量(①地点)と流出量(②地点)を求めてみると図-15の如くである。・印は上土巴橋における流量観測値である。この結果によればピーク流量470 m^3/s を110 m^3/s まで低減させており、その遊水機能は360 m^3/s にのぼる。

この災害を契機として、巴川改修計画は再検討を余ぎなくされ、現在まだその計画は固まっているが、このように大きな流量を処理する能力は下流部が清水市の人家密集地帯を流れていることもあり極めて困難な状況である。従って、49年7月(七夕)洪水規模を対象とした場合、麻機低地の遊水を考慮しなければ、計画立案は非常にむづかしい。氾濫シミュレーションの計算によると、洪水規模と最大湛水量との関係は図-16の如くなり、1/50 確率を考えても最大湛水量を350～450 万 m^3 考えねばならない。平均湛水位2.0 m として約200 ha を必要とし、麻機低地がほぼ全部湛水することとなる。

湛水を許して、しかもこの土地を有効に利用するには、現在の所多目的遊水池を活用するしか方法はない。現在、その具体的な土地利用計画をいろいろな角度から検討中であるが、参考までにその一例を紹介する。

土地利用形態	必要面積
流通業務地区	約 40 ha
住居地区	約 40 ha
治水緑地	約 40 ha
生産緑地	約 60 ha
公園	約 20 ha
計	200 ha



図-13 巴川七夕災害の浸水域

-  昭和30年の集落分布（国土地理院発行、土地利用現況図より複写）
-  昭和49年の集落分布＜尚東海道新幹線以南は昭和47年＞（昭和47年、49年の空中写真より図化）
-  今回豪雨による最高浸水域（推定）

※ 基図は昭和42年版

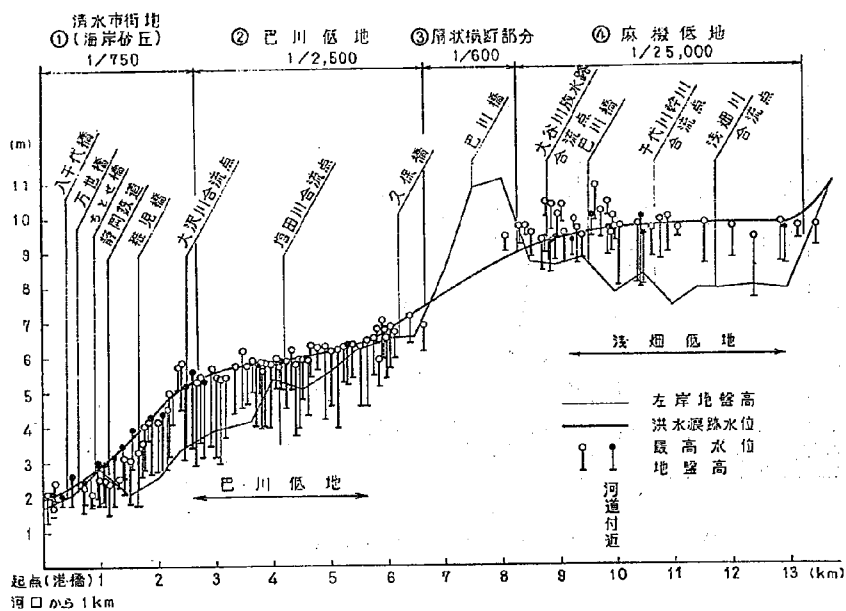


图-14 痕跡水位縦断面図

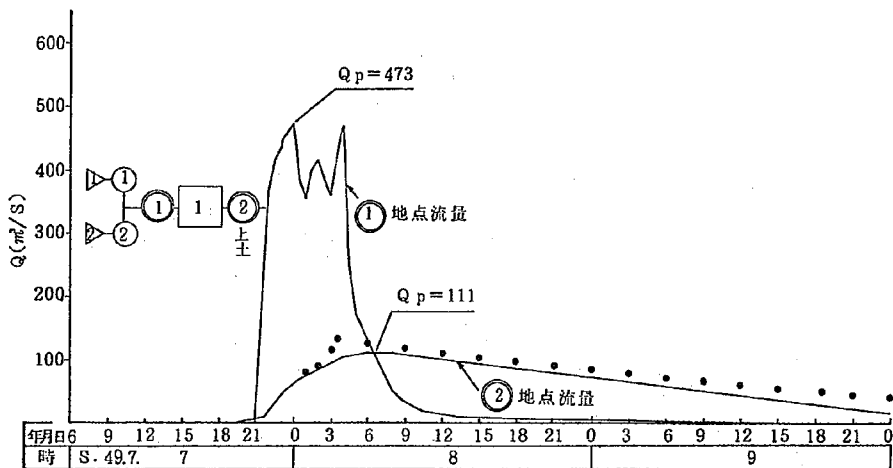


図-15 推算流量ハイドログラフ（損失雨量を考慮しない場合）

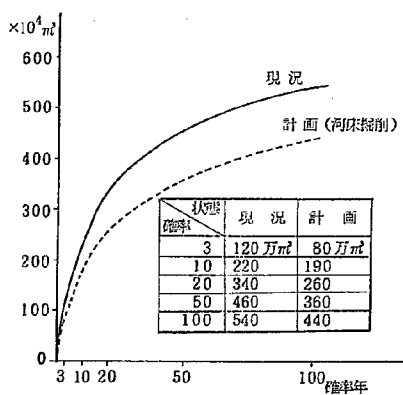
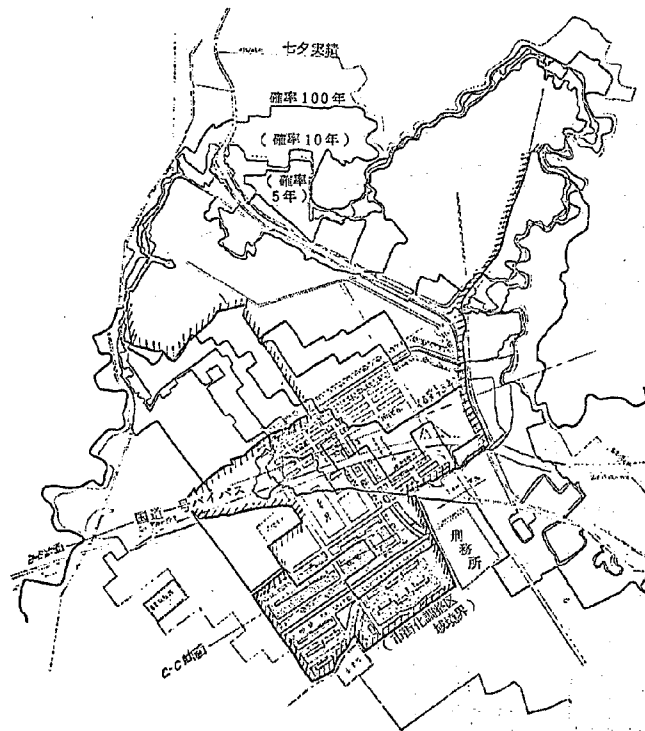


図-16 最大湛水量（土研の資料による）



1. 流通業務センター
 - ① 流通機能上幹線道路（アクセス）際に設置し周辺との環境遮断の効果を考慮した。
 - ② 施設規模（40 ha）
 - イ. トラックターミナル（集配基地含む）（20 ha）
 - ロ. 倉庫（8 ha）
 - ハ. 卸問屋（8 ha）
 - ニ. 関連施設（4 ha）
 - ③ 確率との関係
 - イ. トラックターミナル

・流通保管庫	ビロティ形式	確率 5年
・一時保管	ビロティ形式	確率 3年
 - ロ. 倉庫
 現地盤 | 確率 100年 |
 - ハ. 卸問屋
 ビロティ形式 | 確率 5年 |
 - ニ. 関連施設
 現地盤 | 確率 10年 |
 - ホ. 道路施設
 商業形式（H.W.L + 1.0 m） | |
2. 住居地区（40 ha）
 - ① 流通業務センターと土地利用の純化を図り市街化区域との一体化をある程度考慮した。
 - ② 施設規模（40 ha）
 - イ. 人口密度 200人/ha
 - ロ. 世帯当り建物面積 80 m²/世帯
 - ハ. 世帯当りの構成人員 4人/世帯
 - ニ. 人口規模 8,000 ~ 10,000 人
 - ホ. 低層住宅 15 棟
 - ③ 確率との関係
 - イ. 住宅
 現地盤 | 確率 100年 |
 - ロ. 関連施設
 現地盤 | " |
 - ハ. 公園緑地
 現地盤 | " |
 - ニ. 道路施設
 現地盤 | |
3. 生産緑地
 - ① 既存の生産緑地のうち比較的農業基盤が整備されていると思われる地区を考慮した。
 - ② 確率との関係 農業面社の50%以上
確率 10 ha以上
4. 治水緑地
 - ① 現地盤の最も低い所を選んだ。

図-17 湛水頻度の少ない位置に住居を配した場合

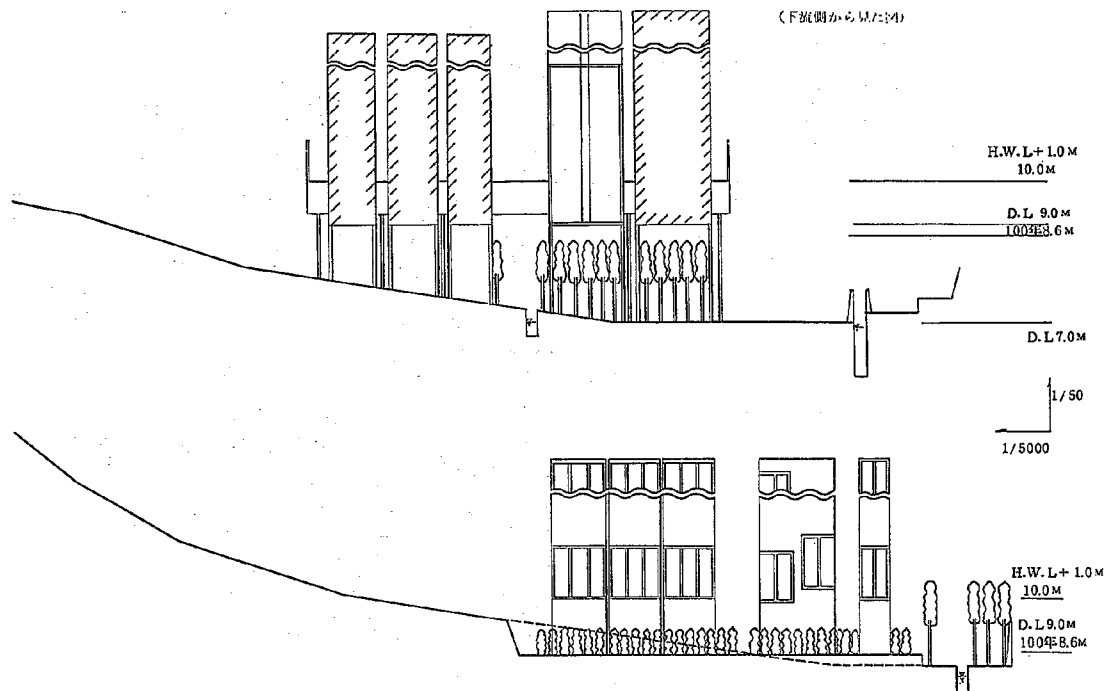


図-18 下流側から見た図

参 考 文 献

- 1) 高橋 裕：国土の変貌と水害，岩波新書，1971
- 2) 建設省：建設白書 昭和51年版
- 3) 建設省：建設白書 昭和46年版
- 4) 長谷川正：都市化による流出機構の変化，第15回土木研究所研究発表会資料 土研資料№1167
昭和51年
- 5) 土木研究所：アメリカにおける都市域での雨水貯留の実状，土研資料№1068，昭和51年
- 6) 山口高志：最近の都市域洪水防禦法調査の動向，土木技術資料 Vol 18, №7, 1976
- 7) 山口高志：アメリカの都市河川洪水処理2例，土木技術資料，Vol 13, №8, 1971
- 8) 日本住宅公団，日本河川協会：防災調節池技術基準(案) 昭和49年
- 9) 長谷川啓明，板倉治夫：透水性舗装の試験施工
- 10) 土木研究所：洪水氾濫源の利用規制(訳)
- 11) 三本木健治：水害と土地利用規制，自治研究51巻8号，昭和51，良書普及会
- 12) 土木研究所：静岡，清水地区49年7月豪雨災害調査報告，昭和50年，土研資料№965
- 13) 土木研究所：地域総合洪水防禦計画調査報告書，昭和52年，土研資料№1188
- 14) 防災計画研究会編：防災体制，山海堂，昭和50年

斜面崩壊対策の現状

急傾斜地崩壊研究室長 安江朝光

斜面崩壊対策の現状

急傾斜地崩壊研究室長 安江 朝光

1 ま え が き

毎年梅雨期や台風期にくり返されるがけ崩れ、道路や宅地造成に伴う切土のり面など斜面崩壊の問題は、国土保全あるいは開発において大きなウェイトを占めるにもかかわらず、降雨、地震などの誘因の多様さと、斜面を構成している地山の地形・地質・土質条件など要因の複雑さにより、その技術的水準は必ずしも満足のいくものではなく、従来の経験に頼る所が多い。

急傾斜地崩壊（がけ崩れ）を中心にして、これら斜面崩壊対策の現状について述べてみたい。

急傾斜地崩壊対策事業は、台風などの災害の復旧事業などにおいて、対策工事それ自体は、古くから実施されているが、従来どちらかといえば個人の責任の範囲で処理されがちであったものを国家的事業として取り上げるようになったのは、昭和44年に「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」が成立してからである。この法律では傾斜度が30度以上の土地を急傾斜地としている。

昭和47年11月河川局砂防部が実施した調査では、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で想定被害区域内に人家5戸以上く5戸未満であっても官公署、学校、病院、旅館等のある場合を含む）ある箇所（急傾斜地崩壊危険箇所）数は全国で、

60,756箇所であった。このうち、箇所数の多い県は神奈川、新潟、長野、三重、兵庫、広島、山口、愛媛、高知、熊本、大分、鹿児島である。

急傾斜地の崩壊による災害は、防災に対する全国的な努力にもかかわらず、異常気象の多発と山地丘陵の急速な開発によりむしろ増加の傾向を示し、社会的にも重要な課題になってきている（表-1）。

急傾斜地崩壊（がけ崩れ）

と地すべり相違については、人によって若干異なり必ずしも統一された見解はないが、一応表-2に示す区分が現時点では妥当と考え

表-1 急傾斜地の崩壊による被害発生状況

昭和	33	被害の状況					主な被害の原因	主な被災地
		発生件数	死者数	負傷者数	家屋全壊	家屋半壊		
		(2487)						
		93	142	426	448		埼玉県、埼玉県、埼玉県	
36		(882)	65	177	270		梅雨前線豪雨（7月）	神奈川県、静岡県、長野、兵庫
41		(578)	93	67	66		梅雨前線豪雨（7月）	横浜市周辺
42	359	(585)	73	317	319		西日本豪雨（7月） 羽越豪雨（8月）	長崎、佐賀、大分、兵庫、山形、福島、新潟
43	27	(195)	5	26	62		台風10号集中豪雨（8月） （台風21号及び22号） （5月10日～11日）	愛知、長野、宮崎、北海道
44	128	(162)	72	70	124		梅雨前線豪雨（6月） 集中豪雨（8月）等	大分、鹿児島
45	348	(105)	34	169	319		梅雨前線豪雨（7月） 台風9、10、11号等 （8月）	千葉、神奈川県、岐阜、三重、徳島
46	1,220	(316)	255	691	4,508		梅雨前線豪雨（7月） 台風19、23、25号等 （8、9月）	鳥取、鹿児島、大分、宮崎、三重
47	1,070	(592)	231	463	1,139		7月豪雨（7月） 集中豪雨及台風30号 （9月）	高知、熊本、岐阜、愛知、山形、山口、京都
48	56	17	16	34	101		梅雨前線豪雨（6月） 集中豪雨（9月）	岩手、高知、福岡、鹿児島、北海道
49	384	129	132	249	473		台風8号（7月） 台風18号（9月）	神奈川県、静岡県、三重、兵庫、石川、高知、大分
50	530	49	54	231	552		台風8号（8月） 台風6号（8月） 低気圧その他（9月～11月）	北海道、青森、愛媛、高知、北海道、香川、愛媛、徳島、岡山、静岡県、山形、大分

表-2

	地すべり	がけ崩れ
1) 地質	特定の地質または地質構造の所に多く発生する。	地質との関連は少ない。
2) 土質	主として粘性土をすべり面として滑動する。	砂質土(マナ、ヨナ、シラス等)の中でも多く起る。
3) 地形	5°~20°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地状の地形をもつ場合が多い。	20°以上の急傾斜地に多く発生する。
4) 活動状況	継続性、再発性	突発性
5) 移動速度	0.01mm/day~10mm/dayのものが多く、一般に速度は小さい。	10mm/day以上で速度はきわめて大きい。
6) 土塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い。	土塊はかく乱される。
7) 誘因	地下水による影響が大きい。	降雨特に降雨強度に影響される。
8) 規模	1~100haで規模が大きい。	規模が小さい。
9) 徴候	発生前にきれつの発生、陥没、隆起、地下水の変動等が生ずる。	徴候の発生が少なく、突発的に陥落してしまふ。

られる。これらの2つの現象はその典型的なものについては明らかな相違があるが、その中間的な性格のものも存在するわけで、極端ないい方をすれば、この現象の大部分はその両方の性格を具備しているといっても過言ではない。そこで地すべり

性崩壊や崩壊性地すべりという言葉が生まれてくるほどであり、このようなケースでは、地すべりで用いられている手法が準用される。急傾斜地、道路や宅地造成に伴う斜面の問題については、急傾斜地要綱、河川砂防技術基準、道路土工指針、宅地造成等規制法等により技術基準が定められているが、例えば道路土工指針において便石の標準のり面こう配が1:0.3~1:0.8とされているように、巾の広い基準であり、実務上の判断は現場の担当者にゆだねられている所が多い。

2. 急傾斜地崩壊対策の種類

がけ崩れによる災害を防止するためには、がけ崩れが発生しないようにすることと、発生しても人的、物的被害がないようにすることの2つの方法がある。

前者に対応するものとしては、

① 崩壊防止工事

急傾斜地法においては、土地の所有者等は、その良好な管理によって崩壊を起こさないように努めることになっており、またその崩壊によって被害を受けるおそれのある者はそれを防止するため必要な措置を講ずるよう努めるものと定めている。しかしながら防止工事の施工には多額の費用、高度の機械や技術を要することが多く、土地の所有者等に施工させることが経済的に困難であったり、社会的に不公平となる場合に都道府県が防止工事を実施するのである。国においては次の採択基準により予算の範囲内において、危険度、経済効果等を勘案の上重要なものから、その工事に要する費用の4/5以内を補助することとしている。

〔急傾斜地崩壊事業国庫補助採択基準〕

- (1) 急傾斜地の傾斜度30度をこえ、その高さが10m以上であること。
- (2) 急傾斜地の崩壊によりおおむね家屋10戸以上(緊急災害の場合は5戸以上)に対し倒壊等著しい被害を及ぼすおそれのあるとき。
- (3) 上記家屋は生業依存度が高く移転適地がなく、かつ工事費が至大で人家密集地であること。

本事業は既に昭和42年度より予算補助によって実施しており、その後毎年のがけ崩れ災害による犠牲者数の増大等社会的にもその要請がきわめて大きくなり、年々大規模な事業費の伸びを示してきたところである。

- ② 水の放流、のり切り、工作物の設置、土石採取など崩壊の原因となる有害な行為の制限
急傾斜地崩壊危険区域において、このような行為は都道府県知事の許可を要するものとしている。
後者に相当するものとして
- ① 警戒避難体制の整備
急傾斜地崩壊危険区域の指定があったとき、市町村防災会議は市町村地域防災計画において危険区域ごとに情報の収集及び伝達、災害の予報警報の発令及び伝達・避難・救助等警戒避難体制を定めることとしている。これは不幸にして崩壊が生じた場合でもその被災を最小限度に止め、人命の安全を図らんとするものである。
- ② がけ崩れにより被害を受けるおそれのある家屋等の移転
家屋移転については、建設省所管の「崖地近接危険住宅移転事業制度」によって、危険住宅の除去、移転地での建築費等の補助あるいは援助、公害住宅への入居、宅地の斡旋等を行なっている。また国土庁所管（施行当時は自治省所管）の「防災のための集団移転促進事業制度」によっても、災害激基地の生活再建と民生安定のため、被災地住民の集団移転により安全地域での地域集落再建を行なう施策も行なわれる。
- ③ がけ崩れ災害危険区域での必要な建築制限
建築基準法や急傾斜地法にもとづいて、危険地での被災対象を増さないようにする。

3. 自然斜面崩壊対策を進める上での技術的検討事項

自然斜面崩壊対策を行なう場合、基本的には、

- ① 一連の自然斜面のうちどの区域が崩壊のおそれがあるか
 - ② 一つの自然斜面のどの部分が崩壊のおそれがあるか
 - ③ 何時、どのような場合（降雨量、降雨強度、地震の強さ）崩壊のおそれが強いのか
 - ④ それらの危険度はどの程度か
- そしてまた、もし崩壊するとすれば
- ⑤ どんな形態で崩壊するか
 - ⑥ どんな状態で下方に移動し、どんな被害がでるか
- 崩壊防止工事を実施するとすれば
- ⑦ どんな調査を行なって、どんな対策工を採用すれば良いか
 - ⑧ 対策工にはどれだけの経費がかかるか
- これらの問題を整理して、それらが現在どのように取扱われているかについて述べる。

(1) 危険度判定

斜面の危険度を判定する方法には、従来の経験を整理した形の点数制と崩壊に関連する要因の組合せと重みづけを崩壊した斜面とそうでない斜面とが最も良く分離するように数量化解析と呼ばれる統計的手法により求めて、危険度を判別するものがある。

点数制による方法は、昭和47年7月の全国的な災害の後実施された急傾斜地の総点検において採用された。ここでは、崩壊に関連の深い要因を選定し、経験的にその関連性の高いほど点数を表一3に示すように与え、その点数の合計によって危険度をA、B、Cに分けた。調査対象となった

斜面は、傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地で、想定被害区域内に、人家1戸以上がある場合を対象にしたものであり、全国60,756の急傾斜地の内訳は表-4に示す。この点数制がどの程度妥当なものであったかは、その後集中豪雨などで、ある地域での崩壊した急傾斜地がどのようなものであったかという実態から分る。山口県下について追跡調査した結果を表-5に示す。これによるとランクAと判定された斜面の崩壊した割合は、B、Cに比べて高くなっている。

数値化解析による方法は、道路沿いの斜面について国土地理院が実施し、この結果、道路ルート沿いの危険斜面の分布を示す図が作成されている地域がある。数値化解析については、急傾斜地においても試験的に行なっているが、これについては後述する。

上述の2つの方法はいずれも斜面の総合評価より危険度を判定しようとするものであるが、自然斜面の崩壊には、例えば弱層が流れ盛になっていて、これが斜面の表面に出るように掘削すれば、他の条件には関係なく崩壊危険が大であるといった(図-1参照)要因(critical factor)に支配される傾向があり客観的な総合評価による危険度判定には限界がある。現場技術者の判断(Engineering Judgement)に類とる

がまだまだ多い。

(2) 計器による崩壊の予知

危険な斜面、のり面に計器を設置して崩壊を事前に

察知しようとする試みが最近各方面で行なわれるようになった。計器による斜面崩壊の予知は現在試験段階であるが、将来はある程度まで可能となると考えられる。計器の対象としては落石、地表変位(ヒズミ)・地中ヒズミ・地表傾斜・含水量・間げき水圧・音(振動)などである。計器とし

表-3
(a) 急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準

項	因	点 数		備 考
		自然斜面	人工斜面	
1. 高	10m以上	7	7	
	10m未満	3	3	
2. 傾 斜 度	45°以上	1	1	
	45°未満	0	0	
3. オーバーハング	有	3	3	
	無	0	0	
4. 表 土 の 厚 さ	0.5m以上	1	1	
	0.5m以下	0	0	
5. 湧 水 等	有	1	1	
	無	0	0	
6. 周 辺 の 崩 壊	有	3	3	
	無	0	0	
7. 急傾斜地崩壊防止 工事の技術的結算	満 足	0	0	
	不 満 足	3	3	
8. 構造物の異常	有	3	3	
	無	0	0	

(注) 人為的工事によって各要因による危険が消滅しているものについてはその要因をないものとし0点とする。

(b) 急傾斜地危険度採点区分

ラ ン ク	点 数		備 考
	自然斜面	人工斜面	
A	9点以上	15点以上	危険度 大
B	6点~8点	9点~14点	" 中
C	5点以下	8点以下	" 小

表-4 急傾斜地危険度別箇所表

危険度別	箇所区分		計
	自然がけ	人工がけ	
危険度 A	箇所 33413 (600 箇所)	箇所 1192	箇所 34605 (570 箇所)
	" B 19029 (341 箇所)	2329	22358 (351 箇所)
	" C 3127 (56 箇所)	1486	4613 (76 箇所)
完 成	179 (03 箇所)	1	180 (03 箇所)
	55748 (100 箇所)	5008	60756 (100 箇所)

表-5 危険度ランク別の崩壊発生率

	全 体 (箇所)	崩壊斜面(箇所)	非崩壊斜面(箇所)	崩壊発生率(%)	崩壊発生率の割合
A	143	65	78	45.45%	3.64
B	112	14	98	12.50%	1.00
C	29	8	21	27.59%	2.21
計	284	87	197		

ては現在種々のものが開発されている(表-6)。このほか地下発電所建設などに際して用いられている初期応力測定法も有力な計測方法になると考えられる。計器による崩壊の予知については参考文献⁽¹⁾にまとめたので参照されたい。

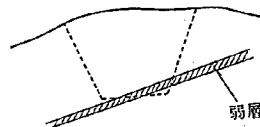


図-1

(3) 避難基準

斜面崩壊防止工事を危険箇所にて短期間に施工することは予算その他から実際上は不可

能であり、また、長大斜面などでは、工事は斜面末端部の安定が得られるという限られた効果しかないのが現実であるから、異常気象時には避難するということは、防災上大きなウェイトを占めている。この際、何時の時点で避難の準備をし、何時の時点で避難するかを決めなければならない。現在は降雨量をもとにする方法が採られており、地域における過去の記録、地質、地形的特性、避難地までの距離、住民の年齢構成・住民意識などの社会的特性を考慮

して地域ごとに基準となる降雨量を決めている。異常気象時における道路の通行規制区間及び道路通行規制基準についてもルートごとに個別に定めている。

かけ崩れについては、表-7に示すものが標準的な参考例である。第一警戒体制においては、住民等に対して避難準備を行なうよう広報するほか、必要に応じて警告、事前指図、避難の指示等を行なう。避難体制では、実施責任者、避難方法、避難場所、伝達方法について平常時はっきりさせておくことが特に重要である。

(4) 自然方法

自然斜面の調査は、一口で言うところの誘因となる降雨について、雨が地表に降ってからどの様に集まり、それがどんな経路で斜面を流れ下るか、地下水としては、どんな経路で斜面のどの部分で表面

表-6 計器の種類

計器の種類	計測の対象	計測の方法
(1) 落石の計測器	落石の有無 落石のヒン度 落石の衝撃力 落石による振動	落石受板、落石ネットなどで検知するか、あるいはビニール被覆管の断線により検知する。 検知板に当たった落石の回数、衝撃力を電氣的に計測する。 落石防護サックに振動計を設置し落石の衝撃を振動でとらえる。
(2) 地表変位計	地表の変位	伸縮計、変位ダイヤなどで地表の変位を計測する。
(3) 地中ヒズミ計	地中のヒズミ	パイプヒズミ計などで地中のヒズミを計測する。
(4) 傾斜計	地表の傾斜	気力(泡)管式傾斜計などで地表の傾斜を計測する。
(5) 含水量計	地山の含水量	含水量によって土の誘電率、電導度などが変化することを利用して計測する。
(6) 間接式水圧計	地山の間接式水圧	水圧を電気量に変える電気式のもの、マノメータで直接求める方法がある。
(7) 音または振動	地山内で発生する 微少なまたは振動	音、振動を電気量に変換、増幅して、強度、波形、周波数などを計測する。
(8) 雨量計	累積雨量 瞬間強度 突効雨量	雨量計と時間記録器との組合わせにより、累積雨量、雨量強度、突効雨量を計測する。

表-7 警戒体制をとる場合の基準雨量例

	前日までの連続雨量が100mm以上あった場合	前日までの連続雨量が40mm～100mmあった場合	前日までの降雨がない場合
第1警戒体制	当日の日雨量が50mmをこえたとき	当日の日雨量が80mmをこえたとき	当日の日雨量が100mmをこえたとき
第2警戒体制	当日の日雨量が50mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が80mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき	当日の日雨量が100mmをこえ、時雨量30mm程度の強雨が降り始めたとき

ただし、降雪、融雪時ならびに地震、地すべり等発生時は別途考慮するものとする。

に湧出かということと、素因としての地形・地質・土質の特性を調べることに主眼がおかれる。調査は現地踏査時の観察を中心に、従来から地質、土質調査で用いられている方法が利用されている。これらの調査結果と従来の経験をもとに担当者となるための確かな工学的判断 (Engineering Judgement) を下すという流れで進められる。

急傾斜地の調査の体系を表-8に示す。調査は、計画段階の概査と設計段階の精査に分かれるが、現地踏査などでは同じような作業が両方の段階で行なわれており、必ずしも両者は内容的に区別し難いことが多い。

現地踏査は最も重要であり、概査では、

地形：地すべり地形、谷地形、河岸段丘などの地形区分など

地質：地層（岩種）分布、地

質構造（断層、破碎帯など）、湧水箇所、過去の崩壊など

に主眼がおかれ、対象とする斜面がどのような変遷をへて現在ある形になったかについて地質学的に解釈をたてる。精査時の現地踏査については、調査と対策工の検討がオーバーラップする部分が多いので、(5)対策工の検討のところでふれる。

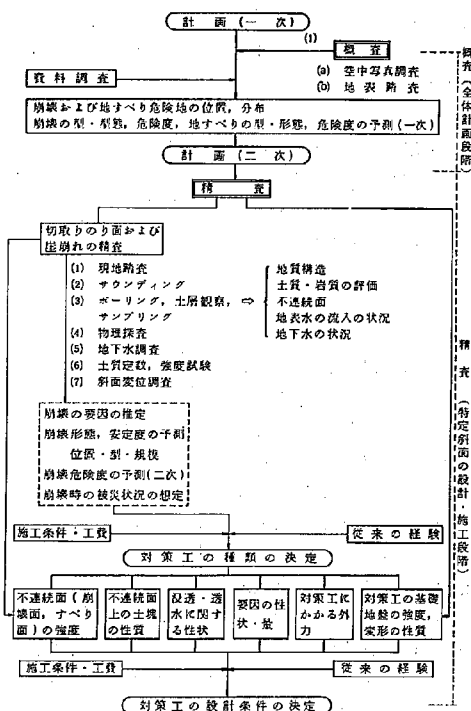
斜面の地盤調査ではボーリング機械の設置がむづかしいことがあり、サウンディングによる調査が重要になってくる。斜面近くで地層が観察できる所があれば、ここでサウンディングを行ない、サウンディングで得られる値と観察される地層とを対比することによって、精度の高いものにする。

急傾斜地で崩壊防止工事を実施するための調査では、崩壊形態と崩壊をもたらす水の経路、動きを的確に想定する、対策工の基礎となる地盤の強度を知ることの3つが着眼点である。

崩壊の規模が大きくなるほど、地質構造と地下水の影響を受ける傾向がある。したがって、想定される崩壊の規模が大きいかいほど、これらに対する調査のウェイトが上がる。

道路の斜面崩壊に対する調査は、ルート選定時の調査と選定後の工法検討時の調査に分かれるが、後者は表-8に示す急傾斜地に対するものに、切取り時の調査項目が追加される形になる。

表-8 斜面調査フローチャート



① ルート選定時の調査

④ 切取りによる大規模な斜面崩壊発生の危険度の高い場所である。

これに該当する箇所としては、

① 断層や破砕帯が多く存在し、全体的に岩盤に割れ目（節理、き裂）などの不連続面が多く、しかもゆるんでいる箇所

② 厚い崩積土層（崖堆層）が分布する箇所

③ 周辺で多数の崩壊が起っている箇所

⑤ 自然斜面及び切土斜面の崩壊の密度（道路延長に対する予想される崩壊斜面の個数）が高い場所をさける。

わずかの切土により斜面崩壊が頻発する場所としては、

① 過去に崩壊した形跡が随所にある。

② 落石や小崩壊が降雨のたびに発生している。

③ 勾配の急な崖堆やルーズな表土層が厚く存在する所。

④ 地下水位が高く、湧水が多い箇所

⑥ 施工後のり面安定工の変状、あるいは上部の自然斜面からの落石等により維持管理上困難が予想される場所をさける。

これに該当する場所としては、

① ジャ紋岩、緑色岩（片岩、凝灰岩）、第三紀以降の凝灰岩、温泉変質岩の地帯が分布。

② 割れ目が多く、かつ風化している岩盤

③ マサ・シラスあるいはルーズな砂質山地でバイピングによる局部的洗掘が予想される場所。

④ 上部の斜面より落石が多い箇所

② 工法検討時の調査

次に述べる急傾斜地に対するものとはほぼ同じ流れの調査になるが、次の調査項目をつけ加える必要がある。

④ 切土により斜面のどの部分が不安定になるかを検討する。

⑤ 切土により流れ盤になっている不連続面が斜面の表面に出てこないかを検討する。（図-1参照）。

⑥ 踏査、ボーリング、物探により地山（土質、岩質）の全体的な評価を求め、道路土工指針にある地山の土質、岩質と標準のり勾配、のり高、小段の位置を検討する。

(5) 対策工法の検討

まず第一に、対象とする斜面について、崩壊の形態をなすための確に、想定、把握することである。

このための手順は

① 斜面の地質調査と履歴解析

どのようにして現在の斜面ができたかについて地質的、地形的解釈をたてる。斜面の地質によ

って、どんな崩壊が起るかは経験的に分ることが多い。たとえば、風化花崗岩からなる斜面では、表面流水や滲透水によって図-2のように表面のマサ土が滑落する。近傍の斜面で過去に崩壊したものがあれば、それと比較対照する。



図-2

② 現地調査

強度および透水、滲透に関した不連続面がどこにあるかを調べる。よい露頭をさがしだし、その連続性、方向、傾斜を調べる。不連続面は潜在的なすべり面であることが多い。地形、斜面形状も十分注意する。オーバー・ハングしておれば、その崩壊面は予想しやすい。斜面の縦断形状については、凸から凹に変わる変換点が崩壊の頭部になりやすい。

斜面上部に見られるクラックあるいは斜面中部～下部のはらみ出し等が見られる場合はこれより崩壊面の形を推定できることが多い。

③ 地盤調査

ボーリングやサウンディングあるいは弾性波探査等で地盤構成が判明すると、それから崩壊面を推定することもできる。これは、まずボーリング等により地質(土質)が判明すると、それより、崩壊の形態が想定されるからである。

また、崩壊は地盤内の地層の境界、風化、破砕の違い、土の締め具合、岩の固結度、透水性の違いによる不連続面を境にして生ずる場合が多いから、これらの調査から崩壊面を推定することができる。崩壊形態の推定で最も重要なことは、ここに述べた方法による推定結果を総合的に解析することであり、1つの手法からのみ崩壊形態を推定するのは判断を誤る危険がある。

また、崩壊形態とともに崩壊要因についても的確に推定することである。崩壊の要因は、地表面浸食、含水による土層の強度低下と重量増、間げき(ク)圧の上昇、パイピング、風化であり、これらの雨水の作用の処理という観点から、斜面崩壊対策工は表-9のように分類できる。

実際には、これらの工法を組み合わせ、対策工の計画をたてるわけだが、不均質、異方性の自然斜面であり、また工費、用地、及び施工条件等がからんで非常にケース・バイ・ケースになるのが一般的な流れについて述べる。

(A) 自然斜面の崩壊対策工の計画

まず、基本的な考え方としては、どのような崩壊要因でどのような崩壊形態になるかを的確に想定する。これに対して、まず降雨等によっても斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面浸食・風化・部分的崩落の防止(のり面保護工)を計画する。

複数の崩壊形態が想定されるときは、各々に対しても同じ手順をふむことになる。典型的な検討の流れは、

① 最小限の不安定土塊の除去 — オーバ・リングをしているような危険度の高い土塊、即ち除去する以外に方法がないか、あるいは、除去した方が明らかに工費がかからないものが対象となる。

② これに伴う斜面形状の改良 — 指針に定める標準のり面勾配を考慮にして、なるべくゆるく切取りすることが望ましいが斜面長が大きかったり、用地が十分でない時は制約をうけがちである。

⑩ 上記の斜面に対して、部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する。この時、基礎地盤の堅固さと、必要な抑止力の大きさの算定を行なう。

⑪ 斜面全体の安定を考慮して、適当な抑止施設を設置する。このため擁壁などの設置が必要となる。

⑫ 力のバランス以外に、地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等これに対する施設を計画する。

⑬ 表流水に対する浸食・風化

・局部的な崩落防止の目的で表面被覆（のり面保護）を検討する。この際、背後地から流入する水があれば、それに対する処理も検討する。

実際は①～⑫のうち、すべてをおこなうのではなく、崩壊形態、崩壊要因、用地、工費等を勘案して、このうちいくつかを計画する。

⑬ 切取りのり面の崩壊対策工の計画

切取りが行なわれたり面を考える。まず基本的な考え方としては、地山の状態の調査結果から、指針で決める標準のり面勾配（表1.0）を参考にし、り面形状を決める。なるだけゆるく切取りすることが望ましいが、斜面長が大きかったり、用地が十分でない時は、制約を受けることが多いが、次のような場合は特に慎重な検討が必要である。

・断層や破砕帯があり、

・全体的に岩盤に断層、割れ目が多くゆるんでいる場合、特にこの不連続面が流れ面になっている場合。

・崩壊土層（がいじん）が分布する場合、特にがいじん層が岩盤上にあり、しかもその境界面が流れ面になっている時。

表-9 斜面崩壊防止工、分類

分類	目的および効果	分類	工 種
(A) 抑止工	(A-1) 雨水の作用を受けないようにする	積生工	種子吹付工、張芝工など
		構造物によるり面保護工	吹付工、組工 現場打のり砕工 落石防止工 コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁など
		のり面排水工	表面排水工 地下排水工
		地盤改良工	圧入工 (ロックボルト工)
(B) 抑止工	(A-2) 雨水の作用を受けて崩壊する可能性の高いものを除去する	不安定土塊の切取り	切土工
		斜面形状の改良	切土工
		抑止地盤工	コンクリート重力式擁壁 もたれ擁壁 (現場打のり砕工)
		抑止地盤工	杭工 保土工 のり面アンカー工
(C) 抑止工	雨水の作用を受けても崩壊が生じないように力（抑止力）のバランスを加える	抑止地盤工	切土工
		抑止地盤工	切土工

表-1.0 地山の土質に対する標準のり面勾配

地 山 の 土 質	切土高	勾 配
硬 岩		1:0.3~1:0.8
軟 岩		1:0.5~1:1.2
砂 SP, SW		1:1.5~
砂 質 土 SM, SC	密実なもの	5m以下 1:0.8~1:1.0 5~10m 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの	5m以下 1:1.0~1:1.2 5~10m 1:1.2~1:1.5
	密実なもの、または粒度分布の良いもの	10m以下 1:0.8~1:1.0 10~15m 1:1.0~1:1.2
	密実でないもの、または粒度分布の悪いもの	10m以下 1:1.0~1:1.2 10~15m 1:1.2~1:1.5
粘質土および粘土 ML, MH, OH, CH, CL, CH		0~10m 1:0.8~1:1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土		5m以下 1:1.0~1:1.2
		5~10m 1:1.2~1:1.5

※ 記号（例えばSM）は統一分類法による。

周辺で多数の崩壊が起っている場合。

切土のり面についても、(A)の自然斜面の場合と同様に、基本的にはまず降雨等によって斜面自体は全体的に見て安定であるようにし、次に表面浸食・風化・部分的崩落の防止（のり面保護工）を計画する。典型的な検討の流れも同じで、

- ① 最小限の不安定土塊の除去と斜面全体の安定を考えた斜面形状の改良——(Ⅰ)切土によって、地層境界等の想定すべり面（特に流れ盤の場合）が、切土面に出るか否か、(Ⅱ)地山の全体的な良さ（評価）に対して切土形状が経験的な範囲に入っているか、(Ⅲ)長大斜面では、切土の上方に自然斜面が残ることが多く、上部の自然斜面の崩壊が誘発しないか、といった点が重要となる。
- ② 上記の斜面に対して、部分的に不安定な所があれば、これに対して抑止施設を設置する。
- ③ 斜面全体の安定を考えて、のり面保護の擁壁など抑止施設を設置する。
- ④ 力のバランス以外に地下水の影響を受けることが調査結果からわかれば、排水ボーリング等の施設を計画する。
- ⑤ 表流水に対する浸食、風化、局所的な崩壊防止のためののり面保護工、地表水排水工を計画する。

実際は①～⑤のうち、崩壊形態、崩壊要因、用地、工費等を勘案して、このうちのいくつかを計画する。

切土のり面の留意事項としては、上記のほか、特殊な地質（じゃ紋岩、緑色凝灰岩など）の風化による強度低下、割れ目の多い岩、特にそれに風化が伴う場合の切土の時間経過による応力解放、排水路側面の浸食などである。

4. 調査研究

自然斜面の崩壊については、技術的に解決すべき問題は多いが、画期的成果が急速に望めるような性格でなく、従来の経験、実績の収集と整理、災害の実態調査、対策工完成後の応力、土圧等の実測、室内実験、理論的検討等多方面から地道に調査研究を積み重ね、これらを総合して少しずつ技術の向上に努めねばならない。土木研究所急傾斜地崩壊研究室においても昭和45年4月、研究室の発足以来、災害実態調査、対策工の施工例の収集・整理・調査指針作成、対策工完成後の応力・土圧等の測定・室内実験及び理論的検討など多方面から総合的な調査研究を進めている。

次にそのうちの2、3のものについて若干説明する。

(1) 災害の実態調査

調査は昭和44年～46年の3年間（第1回調査）201箇所、1220件のがけ崩れと、昭和47～49年の3年間（第2回調査）601箇所、3213件について実施した。調査項目を表一11に示す。このうち主な項目の集計結果を述べる。

① がけ崩れの規模

表一12に崩壊規模の平均値の一覧を示す。図一3に崩土の到達距離/斜面の高さを示す。これは、被災の範囲の実態を示すもので、0.2～0.39が最頻値で0.6以下で全体の72.5%を占める。さらに斜面の高さの1.4倍までを考えれば、全体の94.2%が含まれる。実際問題では斜

面の高さの3倍以上離れておれば、被災を受けないとしても一応許容されるであろう。

② 斜面の地山の性質

山口県において、崩壊斜面90件、非崩壊斜面197件について、崩壊発生と要因(斜面地山の性質)の関連を数量化解析した。斜面地山の性質を表わす要因とその区分(カテゴリー)を表一13に示すようにし、崩壊斜面と非崩壊斜面が最もよく分離するように、各要因のカテゴリー別得点を統計学的手法で算出した結果を表一14に示す。表中のレンジは要因

表一11 調査項目

調査項目	分 類
1. 崩壊発生日時	N, NE, E, ES, S, SW, W, WN
2. 斜面の向き	
3. 斜面の型	1. 大きな屋根部 2. 山腹の小さな屋根部 3. 大きな谷部 4. 山腹の小さな谷部 5. 平衡な山腹 6. その他 1. 凸型 2. 凹型 3. 直線型 4. 複合型(S型) 5. 複合型(逆S型) 6. その他
a 水平断面型	
b 垂直断面型	1. 尾根 2. 谷地 3. 凹地 4. その他
4. 斜面先端の状態	1. 水路又は沢 2. 道路 3. 池沼 4. 家
5. 斜面の利用状況	1. 田畑 2. 山林 3. その他
6. 斜面の傾斜	
7. 斜面の高さ	
8. 地質	表層土の種類および厚さ 1. 噴出岩類 2. 深成岩類 3. 火山砕屑物 4. 水成堆積岩類 5. 変成岩類 6. シラス 7. コーム 8. その他 および岩石名
a 表層	
b 基岩	
9. 地植物の状態	1. 裸地 2. 草地 3. 竹 4. 針葉樹 5. 広葉樹 6. 針広混交 7. その他 上記4, 5, 6について a 10年未満 b 10~30年未満 c 30~50年未満 d 50年以上
a 種類	
b 樹令	1. 疎 2. 中 3. 密
c 密度	
10. 崩壊型	
11. 崩壊の規模	
a 崩壊高さ	
b 崩壊の巾	
c 崩壊深	
d 崩壊斜面長	
e 崩壊土量	
f 崩土の到達距離	
12. 崩土の状態	1. 泥状 2. 土塊状 3. 砂状 4. 岩塊状 5. その他
13. 崩壊箇所の位置	1. 上部 2. 中部 3. 下部
14. 過去の崩壊の有無	付近および同一箇所での崩壊および回数, 年 a 有 b 無
15. 水の存否	崩壊前, 崩壊後の有無 a 崩壊発生時までの連続雨量 b 発生時の日雨量 c 発生時までの24時間雨量 d 発生時までの最大時間雨量 e 平均年雨量 f 既往最大日雨量 g 既往最大時間雨量
a 地表水	
b 湧水	
16. 崩壊の発生原因	
17. 降雨資料	
18. 保全対象人家戸数	
19. 人的被害	a 死者 b 負傷者
20. 家財戸数	a 全滅 b 半壊 c 一部破損
21. その他の被害	
22. 観測点との関連	S, 47. 観測点時のA, B, Cラング

(注) ○印をつけた調査項目は第二回調査に際して追加した項目

表一12 崩壊規模 平均値

	崩壊の高さ	崩壊の巾	崩壊の深さ	崩壊土量	崩土の到達距離	崩壊の斜面長	崩壊の位置	崩土の範囲	崩壊の形状
	h m	W m	d m	V m ³	L m	長d m	h/H	L/H	W/h
平均値	18.6	17.6	1.50	335.6	120	23.9	0.77	0.52	1.47
個数	598	600	800	592	598	590	590	598	1,612
分散	249.3	250.2	4.57	58.1	60.46	922.8	0.08	0.50	3.46
標準偏差	15.8	15.8	2.16	6.1762	2.46	30.4	0.29	0.71	1.86
変動係数	95.2%	90.1%	124.5%	1.0621%	2.05%	127.2%	37.2%	0.135%	1.27%
最小値	1.3~200	2~120	0.25~8	1~15000	0.5~350	1.7~340	0.03~1	0.01~129	0.06~250
最大値	200	201	210	6840	128			0.71	
平均値(第二回調査)	19.4	17.1	2.10	6840	128			0.71	
個数	201	201	201	201	199			199	

内得点差であり、この値が大きい要因ほど斜面崩壊への関連度が高いことになる。本調査では、その順位は次のようになる。

1. 地被物の種類
2. 表土の厚さ
3. 斜面高さ
4. 地質
5. 斜面傾斜
6. 湧水の有無
7. 近辺の崩壊の有無

なお、この時の適中率は86.1%であった。すなわち25.4%の誤差をもって、危険度の高いグループに属するか否かの判定ができたといえる。

(2) 岩盤斜面の調査法

ダム等では、岩盤を客観的に観察区分し、これと現位置強度試験を対応させることにより、工学的な地質図を作成し、設計に直接結びつけることが行なわれている。斜面では、事業の性格上、現位置強度試験が不可能なので、自然斜面の形態を基準（安全率=1）として、有限要素法により切り取りによる応力分布の変化と点安全率の変化の状況を求め、岩盤区分がされている断面図にオーバーラップさせて記載し、これによって、法面勾配、形状等を検討する際の資料とする方法である。福山工事業務所管内の国道184号線、畑地区での調査について述べる。

岩盤区分を表-15に示す。道路土工指針の標準のり面勾配への対応を考慮して、切土の高さと安定勾配から総合判定区分として、**(A), (B), (Cu), (Cm), (Cf)**の6つに分けた。区分要素として岩質、割れ目の状態、間隔、通

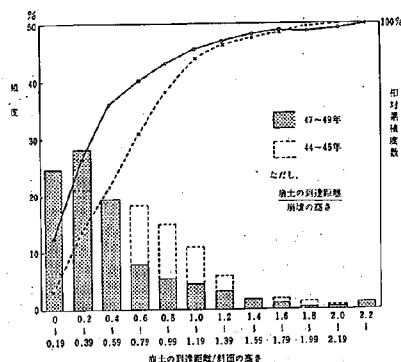


図-3 崩土の到達距離/斜面の高さ頻度分布

表-13 要因カテゴリ一覧表

要 因	カテゴリー（グループ）
1. 地被物の種類	(1) 裸地 (2) 草地 (3) 林地A（10年未満） (4) 林地B（10年以上） (5) その他（竹等）
2. 斜面の傾斜	(1) $30^{\circ} \sim 44.9^{\circ}$ (2) $45^{\circ} \sim 59.9^{\circ}$ (3) $60^{\circ} \sim$
3. 斜面の高さ	(1) 0~19.9m (2) 20~49.9m (3) 50m~ (4) 0~14.9m (5) 15~29.9m (6) 30~49.9m (7) 45~59.9m (8) 50m
4. 湧水の有無	(1) 有 (2) 無
5. 近辺の崩壊の有無	(1) 有 (2) 無
6. 表土の厚さ	(1) 0.5m未満 (2) 0.5m以上
7. 地 質	(1) 噴出岩類 (2) 深成岩類 (3) 水成岩類 (4) 変成岩類

表-14 カテゴリーの得点、レンジ、分散分析による検定

要 因	カテゴリー	1	2	3	4	5	レンジ
1. 地 被 物		4.08683	3.87162	-2.15353	-1.53398	3.95772	6.2036
2. 斜 面 傾 斜		-1.01237	0.12386	1.18928			2.0165
3. 斜 面 高 さ		0.77413	-0.60264	-1.41962			2.19375
4. 湧 水		0.37737	-0.24980				0.62717
5. 近 辺 の 崩 壊		-0.20795	0.13675				0.34470
6. 表 土 の 厚 さ		-2.76272	1.29886				4.06158
7. 地 質		0.41177	0.37565	-0.45605	-1.67430		2.08507

り方、方向性、傾度を選んだ。

法面は時間的に4段階に分けられる。1段階は本来の自然地山である。2段階目は戦前に軌道を敷くために自然地山を掘削した。この鉄道は雨が降ると時々崩壊のため列車が止まったという。3段階目は、道路をつくるため当初計画断面で掘削した断面である。この時はのり面の高さの約4分の所(断層破砕帯の下部)まで掘り下った状態で崩壊が発生している。次の第4段階では、計画を変更し切直したものである(図-4参照)。第一の段階の安全率 $F_{SI}=1$ とし、その後の断面について安全率 F_S を求めた。安全率は各点における点安全率の変化で求めた。図-5はその結果の例で、表面より

表-15

区分	判定基準	岩盤状況	推定弾性波速度(km/sec)
①	3分より急で7m以上可(15mまで)	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5.0 km/sec 以上
②	3~5分で7mまで可 侵食防止のため法面処理の要あり	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので一部に割れ目が発達する部分もあるが割れ目は大部分が新鮮である。	3.0~5.0 km/sec
③	5~8分で7mまで可 侵食防止のため法面処理の要あり	岩質はかなり新鮮堅硬であるが、割れ目沿いに風化変質がみとめられる。一般に割れ目が発達し、その面で割れやすい。	2.0~4.0 km/sec
④	8分~1割で7mまで可 侵食防止のため法面処理の要あり	岩質はおおむね風化変質している。割れ目が発達し、粘土を挟み込む。	1.0~3.0 km/sec
⑤	8分~1割2分で5mまで可 侵食防止のため法面処理の要あり	風化作用を受け、一部は粘土化している。岩片は全般的に軟質で、一部には硬い岩片を残す。	0.5~2.5 km/sec
⑥	1割2分以上で5mまで可 侵食防止のため法面処理の要あり	完全に風化し、土壌化している。硬い岩片をほとんど残さない。	0.3~1.0 km/sec

り深度1.0mの所の点安全率の変化を求めたものである。

点安全率はある点における応力より描かれるモールの応力円とモールの破壊条件式($\tau = C + \sigma \tan \phi$)で表される直線との間の隔りにより定義されるものである。

(3) 崩壊要因にもとづく崩壊対策工の設計

自然斜面の安定計算については、地山が均質な場合で地山を構成する土のせん断特性が土質試験によって明らかになっている場合に限って安定計算を行なうことができるとされている(のり面工と斜面安定工指針)。

しかし自然斜面は等方、均質なこととはまれであり、実際上は、計算が不可能である。有限要素法により異方性、不均質なケースとして計算しても、強度、変形に関する特性を数値で表示する困難さが判

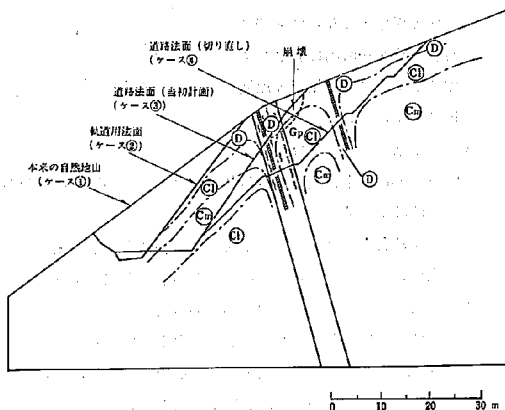


図-4

う。

われわれは崩壊要因を考慮した実際的な計算方法を検討した。

降雨に関連した崩壊要因は、①表面流水による侵食、②間隙圧の上昇、③含水による地盤の強度低下、④含水による地盤の重量増、⑤パイピングによる局部崩壊とその進行、⑥風化、がある。このうち①、⑤、⑥は現状では理論的取扱いが実際上ほとんど不可能である。これらは、通常のリ面被覆工により施工面で対処されるが、雨水の滲透は、対象となる斜面からの滲透は防止し得たとしても、地下水などの形で他から侵入があるから、結果的には防ぎ得ないと考えられるから、間隙圧の上昇、含水による強度低下が検討事項として残る。

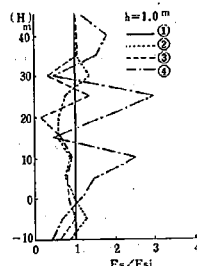


図-5

この2つの事項について室内

実験を行なった。

図-6(a), (b)は実験土槽に、それぞれ砂およびロームをつめ、これに強い雨を降らした時の間隙圧の発生状況を示す。これらの実験を種々の土に対して実施した結果から次のことがわかった。

- ① 雨が地表より滲透する時、最初はサクションで下方に滲透し、その後サクションが消失し、重力により滲透する。
- ② 粒径が細くなるほど間隙空気圧が一時的に発生しやすくなる。この空気圧は短時間でなくなる。

- ③ 降雨強度が大きいか、一時的に間隙中に空気が残る状態になり、高い空気圧が出る。しかしこの空気圧も一時的なもので短時間でなくなる。

図-7は含水による強度低下を三軸試験により求めたものである。

以上のようなことから、崩壊要因を考慮した次のような手順で計算を行なうことを試みている。

- ① すでに述べた方法に斜面の崩壊形態を想定する。
- ② 斜面は、少なくともこれまで崩壊しなかったのだから、過去の最も条件の悪かった時の安全率 $F_s = 1$ としても、その後風化や地震の影響を受けないとすれば安全側にある。サクションは消失する迄含水したが、間隙圧が発生しない状態を過去の最も条件の悪かった時とし、想定すべリ面に沿うすべリ安全率 $F_s = 1$ として分割法等、従来から用いられている計算式で対応する強

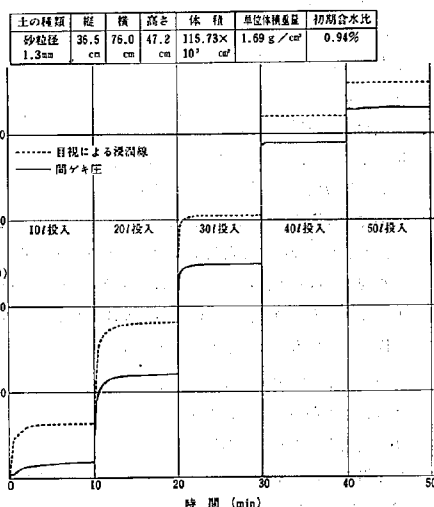


図-6(a)

度定数 (C, ϕ) を求める。

例えば

$$F_s = \frac{\Sigma (Cl + (W \cos \theta) \tan \phi)}{\Sigma W \sin \theta} = 1$$

- ③ 今後起り得る最も条件の悪い時は、飽和度は100%、浸潤面は工学的判断により、考えられる最大限まで上昇するものとする。この時、強度定数の低下を室内実験から、また重量増は簡単な計算により求められるから、この条件で所定の安全率 ($F_s = 1.2 \sim 1.5$) を確保するに必要な抑止力 P が求まる。この P により擁壁などの構造物を設計する。

例えば、

$$\frac{\Sigma \{C'l + (W' \cos \theta - ul) \tan \phi'\} + P}{\Sigma W' \sin \theta} = 1.5$$

土の種類	縦	横	高さ	体積	単位体積重量	初期含水比
関東ローム 粒径3mm	56.5 cm	76.0 cm	47.2 cm	115131 cm ³	1.22 g/cm ³	40%

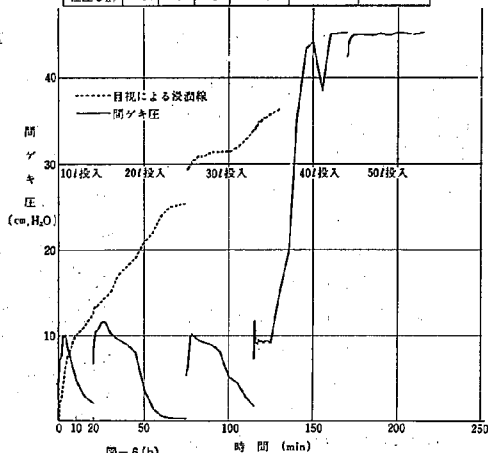
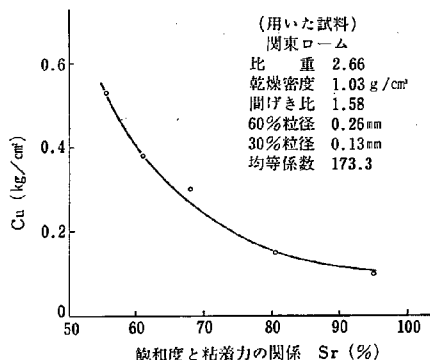


図-6(b)

図-6(b)



飽和度と粘着力の関係 S_r (%)

図-7

(用いた試料)
関東ローム
比重 2.66
乾燥密度 1.03 g/cm³
間げき比 1.58
60%粒径 0.25mm
30%粒径 0.13mm
均等係数 173.3

5. あとがき

行政面および技術面で、多くの努力が国、あるいは県のレベルで払われているにもかかわらず、毎年、集中豪雨等により、人的、物的被害がありしかもこれが急速に被る見通しがないことにいささか焦燥の念にかられる。

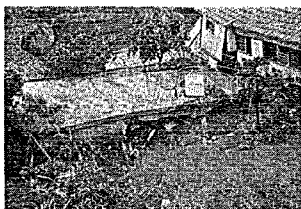


写真-1

災害後、現地をまわるといろいろなことを考えさせられる。

写真-1は、昨年6月豪雨での鹿児島市鴨池町での災害状況である（図-8参照）。

敷地内で、土砂が通る中心をさけるよう建物を配置し、また何かの事情で万一避難ができなければ、少なくとも斜面から最も離れた所の2階におれば、被害が軽減されるという教訓がこの写真から引き出せるのではないだろうか。

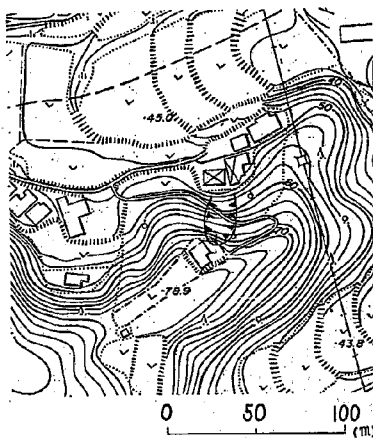


図-8

参 考 資 料

- (1) 土質工学会，切土のり面第5章 計器による崩壊の予知（1977）

建設工事環境対策の現状

機械研究室長 本田 宜 史

建設工事環境対策の現状

機械研究室長 本 田 宣 史

1 ま え が き

建設工事に伴う環境問題としては、騒音・振動・水質汚濁・工事に関連した交通問題等があり、周辺の住民に及ぼす影響が少なくない。

とくに都市部における騒音・振動の発生は、社会的問題にまで発展し、住民の反対運動で工事中断や着工が遅れる事例が発生して来ている。

環境保全の立場で、騒音規制法や振動規制法が制定され、騒音振動レベルや作業時間帯が規制されるに至り、低騒音低振動形の建設機械や施工法の必要性が叫ばれるようになった。

この様な要請に応じるべく、発注者・施工者・建設機械メーカーそれぞれの立場で、新機種・新工法開発のための調査研究が進められ、一部機種にはすでに実用化の域に到達したものもみられる様である。

本稿では騒音振動を中心とした環境問題の実態、法規制の概要、騒音振動防除のための調査研究の動向、対策形機械工法の現状ならびにその問題点について述べることとする。

2. 建設騒音・振動の実態

2.1 工種別発生状況

表-1⁽¹⁾は昭和48年度に東京都内で施工された公共公益土木工事について、工種別の苦情発生状況である。

表-1 工種別工事件数と苦情の発生状況

調査件数の50%以上に苦情が発生し、とくにくい打、舗装とりこわし、掘削、シールド、くい抜き工事が問題となる場合が多く、くい打やシールド工事に対しては、70%以上の苦情発生率となっているのが注目される。

工 種	工事件数	苦 情 有 り	
		工事件数	発 生 率
舗 装 と り こ わ し	96	57	59(%)
掘 削	96	50	52
く い 打 ち	92	73	79
支 保 工	83	14	17
コンクリート打設	80	12	15
け た 架 設	80	21	26
舗 装	64	9	16
地 盤 改 良	58	9	14
く い 抜 き	50	23	46
シールドおよび推進工法	18	13	72
そ の 他	18	16	89
計	735	297	

(注) 苦情の有無の不明のものは「苦情なし」とした。

2.2 機種別発生状況

表-2⁽²⁾は機種別の苦情発生率である。発生率の高い機種はディーゼルパイルハンマ、パイプロハンマ、ドロップハンマ等のくい打機、鋼球、コマンド、ブレーカ等のコンクリート破壊用の機械であ

る。苦情件数の多い機種は上記2機種の他、バックホウ、ブルドーザ等の土工用機械、生コン運搬車、ダンプトラック等の自動車類、コンプレッサ等が挙げられる。これらの機種は前項の工種別発

表-2 機種別の苦情発生率

(回答数, 苦情原因数)		0	50	100%
ドロップハンマー	(232, 115)	49.6		50.4
ディーゼルハンマー	(466, 242)	51.7		48.1
パイプロハンマー	(358, 203)	56.7		43.3
パイルエキストラクター	(98, 44)	44.9		55.1
アースオーガー	(393, 59)	15.0		85.0
アースドリル	(292, 60)	20.5		79.5
その他杭掘削機	(160, 47)	29.4		70.6
コンクリートミキサ	(293, 43)	14.7		85.3

生状況とよく対応している。

2.3 苦情の原因と対応策

表-3⁽³⁾は昭和49年度に東京都内で施工された公共公益土木工事について、工事途中に発生した苦情について、その原因と、苦情に対してとられた対応策について調査した結果である。

苦情の原因としては、騒音振動が全体の72.5%を占め、その対応策としては作業時間帯の変更

表-3 工事途中の苦情の原因と対応策

苦情の原因 対策の内容	騒音	振動	騒音振動	地下水	地盤沈下	安全保全	その他	合計(比率)
1.応急処理	3	5	8	8	19	0	11	54(40.0)
2.作業時間帯の変更	17	15	5	1	0	0	0	38(28.1)
3.説得	6	7	0	0	1	0	1	15(11.1)
4.工法の変更	4	3	2	0	0	0	0	9(6.7)
5.工事中止	2	3	1	0	2	0	0	8(5.9)
6.機械の変更	0	0	2	0	0	0	0	2(1.5)
7.その他	5	5	5	2	0	0	2	19(14.1)
合計 (比率)	37 (27.4)	38 (28.1)	23 (17.0)	11 (8.1)	22 (16.3)	0 (0)	14 (10.4)	135 (100%)

で処置する場合も多かった。

工法や機械の変更が少ないのは、工種によっては代替工法がないことや、現実問題として工事途中で他の工法に変更することの困難さを示している。

また工事中止の事例が6件もあるのは、事態の深刻さを示すものとして注目される。

3. 建設騒音振動に対する法規制

3.1 騒音規制法

騒音規制法は昭和43年12月1日より施行されている。本法では、工事騒音、工場及び事業所騒音、自動車騒音を対象としている。このうち工事にかかわる規制基準の一部を表-4に示す。基準値である騒音レベルの大きさは、工事の敷地境界線から30m離れた地点の値であり、騒音レベ

表-4 騒音規制基準（一部）

特定建設作業の種類		騒音の大きさ ホン(A)
1. くい打ち機、くい抜き機、くい打ち・くい抜き機を使用する作業	モンケン、圧入式くい打ち・くい抜き機またはくい打ち機をアースオーガと併用する作業を除く。	85
2. びょう打ち機を使用する作業		80
3. さく岩機を使用する作業	作業地点が連続的に移動する作業にあっては、1日における当該作業における2地点間の最大距離が50mを越えない作業に限る。	75
4. 空気圧縮機を使用する作業	電動機以外の原動機を用いるものであって、その定格出力が15kw以上に限る（さく岩機の動力として使用する作業を除く）。	75
5. コンクリートプラントまたはアスファルトプラントを設けて行う作業	混練機の混練量がコンクリートプラントは0.45m ³ 以上、アスファルトプラントは200kg以上のものに限る（モルタル製造のためにコンクリートプラントを設けて行う作業を除く）。	75

ルが変動する場合は90%レンジの上端値としている。基準としては、表に示した騒音レベルの他、夜間または深夜作業の禁止、1日の作業時間、作業期間などに制限を設けたものとなっている。

本法で定められた特定建設作業を、都道府県知事が定めた指定地域内で実施する場合には、所定の届出を行ない、実施に当って発生する騒音が表-4の値をこえ、周辺住民の生活環境が著しく損われると判断される場合には、騒音防止方法の改善または作業時間の変更が勧告される。改善勧告に従わない場合には改善命令となり、さらに違反すると罰則が適用される。

3.2 振動規制法

振動規制法は昭和51年12月1日より施行されている。本法のうち工事にかかわる規制の一部を表-5に示す。

振動の大きさは、振動レベル計で測定した値とし、工事の敷地境界線上における読みである。振動が変動する場合は80%レンジの上端値としている。その他の規制や取り扱いについては騒音規制法とほぼ同様である。

建設振動は一時的で比較的短期間で終了する場合が多いこと、工法として代替性が現状としてはないに等しいこと、本来、建設作業は機械によって発生する衝撃力を直接利用して作業をしているため、時間の短縮は可能としても、振動そのものの発生を防除することは困難であることなどの理

由で、工場振動や道路交通振動より基準が緩和されているのが特徴である。

表-5 振動規制基準（一部）

特定建設作業の種類		振動の大きさ
1. くい打機、くい抜機、くい打くい抜機を使用する作業	モンケン、圧入式くい打機、油圧式くい抜機、圧入式くい打くい抜機を使用する作業を除く	75dBを超える大きさのものでないこと
2. 鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業		
3. 舗装版破砕機を使用する作業	作業地点が連続的に移動する作業にあっては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。	
4. ブレーカーを使用する作業	手持式のものを除く。 作業地点が連続的に移動する作業にあっては、3.舗装版破砕機と同様の取扱い	

3.3 外国における規制

欧米における騒音規制は我国のように建設工事全体の騒音を規制するものではなく、個々の機械から発生する騒音を規制している。また建設騒音を第三者への影響という面ばかりでなく、労働安全衛生の立場で、オペレータの聴力保護をも考慮に入れて、周囲騒音とオペレータ耳元の両者から規制値を定めている場合が多い。

米国や西独では、現行でオペレータ耳元90dB(A)、周囲騒音は機械のエンジン出力で区分されている。この耳元騒音は将来85dB(A)とする動きがある。周囲騒音はフランス規制がもっとも厳しく、定常状態のブルドーザを例にとれば200PS以下で、7m地点で80dB(A)、200~300PSでは同じく7m地点で83dB(A)となっている。

4 騒音振動の調査ならびに対策の動向

4.1 騒音振動レベルの把握

現状の建設機械に騒音振動対策を施し、或いは施工計画を立てる場合、まず現状の騒音振動レベルを把握しておく必要がある。

実態調査は各機関で多く実施されているが、もっとも大規模なのは、建設省が昭和45年頃から行なっているものである。現在までにまとまっているもののうち代表的な建設機械の騒音振動レベルを表-6⁽⁴⁾に示す。

表は10m地点における値を示しており、1~15件の平均値である。機種によりバラツキの範囲は異なるが、おおむね±5dB(A)と考えてよい。ただし基礎工事用機械についてのバラツキは±10dB(A)と土質の影響を直接受けるため他より大きい。

表に示した各機種の値より判断して、例えば人家に近接した場所での作業を考えると、距離減衰が騒音で倍距離約6dB(A)、振動では3~6dBと云われていることから判断して多くの機種がとくに騒音に関して規制基準を満足しない。また基準値以下であっても苦情が発生する事実を考える

表-6 建設機械の騒音振動レベル(10m地点)

	機種・規格	騒音 dB(A)	振動 (Z) VLdB		機種・規格	騒音 dB(A)	振動 (Z) VLdB
土 工 用 機 械	ブルドーザ 8t	68	65	コン クリ ート 工 ・ ア ス フ アル ト 工 用 機 械	コンクリートプラント	75	46
	" 12~15t	78	65		トラックミキサ 4~6.9m³	73	46
	" 17~21t	86	65		コンクリートポンプ車 55~65m³/h	82	
	トラクタジョベル(クローラ)1.2~1.3m³	77	58		アスファルトプラント 50 t/h	88	57
	バックホウ 0.3~0.4m³	79	57		" 70~80 t/h	84	58
	パワーショベル 0.3~0.35m³	74			アスファルトフィニッシャー 5.5m	74	52
	モータグレーダ 3.7m	77			コンクリートカッター	84	
	ロードローラ 10~12t	73			コンクリートブレーカ 1.2~2.2m³/min	94*	
	タイヤローラ 8~21t	68			油圧ブレーカ 90~150kgm	86	70
	振動ローラ 2.5t	75	67		ドロップハンマ 550kg	85	80
基 礎 ・ 土 留 工 事 用 機 械	ダンブトラック 8~11t	83	68	エレ ク シ ョ ン 工 用 機 械	クローラクレーン 3~22.5t	70	
	ディーゼルレイルハンマ 1.2~1.4t	95	74		" 27t	72	
	" 2.2~2.5t	99	79		トラッククレーン 油圧 8t	64	
	ドロップハンマ 1~1.5t	97	69		" " 16~35t	81	
	" 7t	94	79		リベットハンマ	105	
	ペント工法	85	57	定 置 機 械	鋼 球	84	
	リバース工法	70	57		コンプレッサ(定量式)100~200PS	81	
	アースドリル工法	84	55		" (可搬式)3~10m³/min	77	
	ハイブローハンマ 11~22kw	84	69		ディーゼル発電機(可搬式)35~90KVA	83*	
	" 40~60kw	79	82		" " 125~200KVA	88*	

(注 *印は7m地点)

と、現状機械の大部分には対策を必要とするものと思われる。

現状機械の騒音振動レベルの実態の大略は表の通り判明しつつあるが、実際には、現場の土質条件、周囲の状況、負荷の程度、機械の整備状態、さらに走行する機種については、速度や、機械自身が移動することによってある地点の騒音振動レベルは変化する。複数台数の組合せ作業ではさらに厄介となる。このような騒音振動レベルの変動要因の解析は、現状としてはデータ数が少なく十分なされていない。今後の重要な課題として残されている。

4.2 音源探査

各々の機械に対して、騒音振動対策を施すためには、その発生源を正確に促える必要がある。

振動の場合には、明らかに土と接触している部分が振動源であり、振動の原因を見出すことは比較的容易である。しかしながら前述したように、建設機械の作業目的が、土に振動や衝撃を与えたり、走行することにあるため、振動源を排除することは機械自体を否定することになる。振動対策の困難さがこの点にある。

一方、騒音の場合は騒音源を見出すことにより、その対策がある程度まで可能となる。

建設機械に対してとられている音源探査の方法は、大別すると3種になる。すなわちカバーリングによる方法、作業装置（または部品）消去法、指向性マイクロフォンによる方法が、機種によって使い分けられている。

カバーリングによる方法は、鉛板のカバーを機械に密接し、部分的に開口することにより、その部位の騒音の大きさを測る方法である。エンジンの騒音源探査によく用いられる。調査の一例を図-1⁽⁵⁾に示す。実線はエンジン前方における値である。図よりエンジンは前方の騒音がもっとも大きく、次いでクランクケース、噴射ポンプの順となる。

作業装置消去法は、騒音源とみなされる装置を順次取り外すことにより、全体の騒音レベルの変化を調べ、その装置の全体への寄与率を求める方法である。同じくエンジンの補機について調べた結果を表-7⁽⁶⁾に示す。マフラー対策、ファン対策をまず第一に行なうべきことがわかる。

またこの方法は、ブルドーザなどの足廻り騒音の測定などにも用いられる。

指向性マイクロフォンによる方法は、例えばディーゼルパイルハンマのように機械の一部を部分的に動かしたり、鉛のカバーで全体を覆ったりすることが出来ない場合に用いられる方法である。指向性の強いマイクを騒音源とみなされる部位に接近させて騒音の大きさを測定する。

図-2⁽⁷⁾はディーゼルパイルハンマの測定例である。図より上部シリンダの開口部と排気口からの音が大きい事がわかる。

この方法は指向性マイクロフォンの代りに一般の騒音計を用いてもよい。ブルドーザの足廻り騒音の測定例を図-3⁽⁶⁾に示す。これは上下部ローラ、アイドラと履帯の接点、スプロケットと履帯の接点から5cmの位置に精度騒音計を設置して測定したものである。図よりローラと履帯の接点音、前進の場合には履帯の張り側であるアイドラと履帯の接点音が大きい事を示している。

以上の様な方法により騒音の発生源を明らかにして、騒音の大きい部分から順次対策を講じることになる。

4.3 対策型建設機械の開発

建設機械における騒音振動対策の技術開発は、昭和40年頃より試みられている。

開発初期における研究の代表例としては、昭和42～43年度に建設省研究補助金によって日本

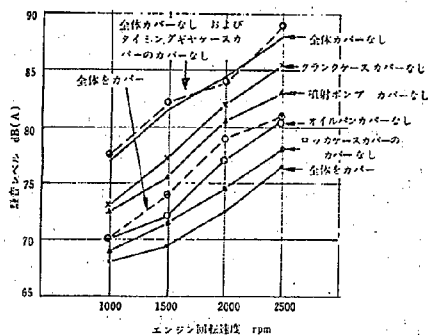


図-1 鉛板カバーによる各部の騒音

表-7 補機による影響

条 件	Fp点騒音レベル	騒音レベルの変化
全 装 備	102dB(A)	-7dB(A)
マフラーを外に出す	95	+0.5
ラジエターを外す	95.5	-6.0
ファンを外す	89.5	+1.0
エアクリーナを外す	90.5	

建設機械化協会が実施した「建設機械用ディーゼルエンジンの消音に関する研究」や43～45年度に東京都公害研究所が同協会に委託した「建設機械の騒音振動除害方法の研究」が挙げられる。前者は、マフラー並びにエンジンカバーによる防音についての基礎的研究であり、エンジン騒音対策の方向づけをしたものとして評価されている。一方後者は、ディーゼルパイルハンマ、トラクタショベル、コンプレッサ、トラックミキサを対象として、実機に騒音振動対策を施したものであり、いづれも防音カバーを主体とした対策であり、

吸音材の種類を種々に変えてその効果を検討している。ここで研究された成果は、その後の各種機械の騒音対策の原型となり今日に至っている。

一般に建設機械の騒音は、図-4⁽⁸⁾に示すブルドーザの例のように、エンジン系、歯車系、油圧系、足廻り系などの総合音であり、各々の騒音レベルの差は極めて小さいのが特徴である。作業時にはこれらに作業装置が対象物である土砂などとの接触音が加わる。

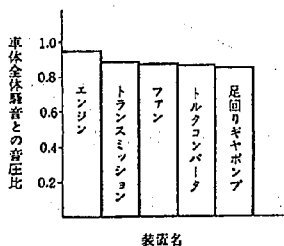


図-4 ブルドーザの装置別騒音順位

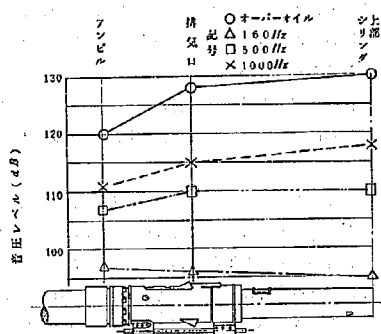


図-2 ディーゼルパイルハンマの音圧分布

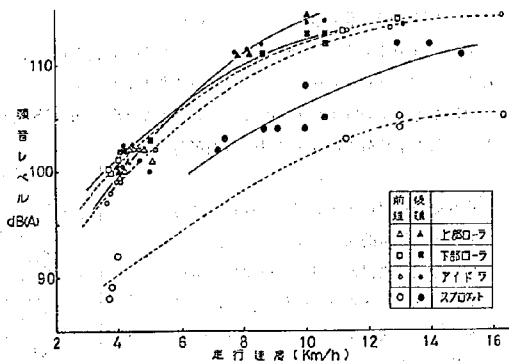


図-3 ブルドーザ履帯の騒音

従って、全体の騒音レベルを下げるには総合的な対策を必要とする場合が多い。

以下、現在実施されている対策の全般的な傾向について述べる。

騒音対策として、もっとも簡便でしかも効果が大きいためよく用いられているのは、騒音源を遮音材である鉄板と吸音材であるグラスウール、ウレタン等でカバーする方法である。例えば発電機、コンプレッサなどの定置式機械や、ブルドーザや油圧ショベルのエンジン部、ディーゼルパイルハンマの防音カバーなどはこの方法によっている。

防音カバーを装着した場合、エンジンの冷却用空気が吸

排気のための開口部を必ず設けなければならない。

開口部の設け方やカバーの程度により減音効果が大幅に異なり、現状の機械では5~20 dB(A)の減音となっている。

次にカバーだけでは減音の目標値に達しない場合にはさらに別の対策を講じる必要がある。

これにはエンジンや歯車、油圧系などの発生源自体の騒音のパワーレベルを下げなければならない。

音源のパワーレベルを下げる技術は基礎研究に属する分野であり、各機関で研究が進められているが、完成した技術はまだない様である。

騒音の算定の発生源であるエンジンについては、その付属装置であるマフラーやファンについての研究は進んでおり実機にも既に装備されている。

しかしながらエンジン本体の騒音については、出力、回転数、負荷率、燃料噴射方式、過給機の有無、ピストン径径とストローク比などの影響が判明して来ている程度である。この様な研究は建設機械より自動車用ディーゼルエンジンの分野で進められている。

図-5⁽⁹⁾は回転数と噴射方式の関係につ

いての調査例である。直接噴射式のエンジンが多い建設機械にとって一つの方向を示しており、またガソリンエンジンの採用なども今後の問題として考えられる。これまでの調査によれば、エンジンの回転数が100rpm上昇すると1.0~1.7dB、100PS上ると約4dB騒音が大きくなる。また無負荷と全負荷では3~5dBの差がある。

建設機械に用いるエンジンの仕様の検討をも含めた抜本的な対策が望まれる。

歯車や油圧機器の騒音については、歯車の精度と騒音レベルとの関係、油圧ポンプやバルブの形式、キャビテーションと騒音の関係などが順次解明されつつあり、それらの成果が、最近になって漸く低騒音型土工機械の出現となって現われて来ている。

技術開発のもう1つの方向に新機種、新工法の開発がある。基礎工事の分野に多くみられる。これは在来のディーゼルバールハンマやパイプロハンマでは、騒音振動対策を施しても限界があるため、別の方式でくいを地盤へ貫入させる工法の開発である。

低騒音低振動工法と称せられている工法は、既設くい場所打くいを含めて数10種類を超えると云われている。

これについては後述するが、現状では全く新しい構想による機械なり工法の開発というよりむしろ在来型の機械の組合せや施工法に工夫をこらしたものと云えよう。

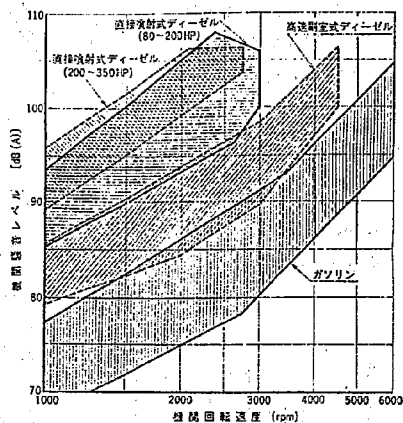


図-5 自動用機関の騒音比較

新機種新工法の開発は、開発された機械や工法の施工性や信頼性の面で問題を残している場合が多い様であり、これらの実用性を評価していく事が必要と思われる。

5. 騒音振動対策型機械・工法の現状

昭和51年1月建設省が行なったアンケート方式による「低騒音低振動の施工法及び建設機械に関する実態調査」によれば、メーカ及びコントラクタを主体とした対象450社から191件の対策技術が報告されている。

表-8 低騒音・低振動対策技術の実態

工事の種類		建設機械および工法	低騒音・低振動 対策技術	
			件数	小計(%)
a	解体工事	コンクリートブレーカ等 油圧ジャッキによる工法等	14 7	21(11.0)
b	掘削工事	ブルドーザ等 掘削機械 締固め機械 岩石掘削工	6 13 7 5	31(16.2)
d	基礎工事	既製くい打ち工法 場所・打ちぐい工法 深礎工法等 土留工(鋼矢板・鋼くい) 土留工(地下連続壁工法) 大口径掘削機	29 5 5 23 15 6	83(43.5)
e	コンクリート 工事	コンクリート機械	5	5(2.6)
f	舗装工事	アスファルトプラント コンクリートカッタ 道路維持機械	2 3 3	8(4.2)
g ₁	(共通)	クレーン 定置機械(コンプレッサ等)	12 11	23(12.0)
g ₂	その他	トンネル工、シールド工 地盤改良工法 その他	6 10 4	20(10.5)
合計				191(100.0)

機械・工法別の内訳は表-8⁰⁰の通りである。一部件の改造から新工法までを含めた件数であるが、基礎工事、掘削工事、解体工事、クレーン・コンプレッサの順に多い。この結果は表-1や表-2に示した苦情の発生率とよく対応し、対策技術開発の方向を示している。

ここでは問題の多い土工、基礎工、破壊工の3工種を取り上げて、それに用いられる代表的な機種について、騒音振動対策の技術レベルの現状を概説する。

5.1 土工用機械

ブルドーザと油圧ショベルに対策型が市販されている。両者ともここ1～2年の間に開発された

ものでその歴史は新しい。10t級の中型機から40t級の大型機まで開発されており6~15dBの減音効果を示している。

現在もっとも騒音対策が進んでいるとみられる機械の騒音測定結果を図-6⁽¹⁾、図-7⁽¹⁾に示す。定置状態に比べて作業時の騒音レベルに減音効果が少ないのは、1k~2kHzの足廻り騒音によるものである。対策の内容としては、ファン、ラジエータ、エンジンカバーの他、エンジン回転数を

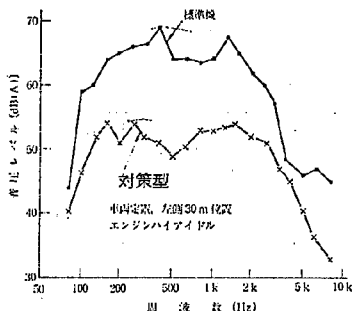


図-6 低騒音ブルドーザの周波数分析例
(車両定置)

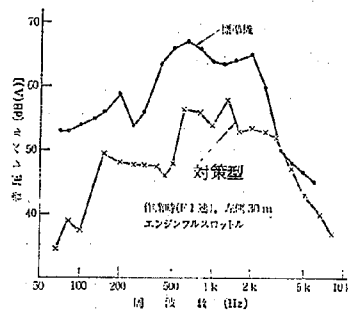


図-7 低騒音ブルドーザの周波数分析例
(作業時)

標準車の2000rpmを1600rpmに下げてセットしていることや、足廻り対策としてアイドルとスプロケットに特殊ゴムを装着していることが、他の機種以上の減音量と確保した理由となっている。

次に油圧ショベルについては、作業時に走行を伴わないため、対策が比較的容易な機種とされており、数機種開発されている。6~10dB程度の減音量が普通であるが、中には図-8⁽²⁾に示す様に30m地点で約18dBの効果をもつ機種もある、とくにこの機種は油圧系に配慮が払われ、低騒音型リリーフバルブ、配管系の油圧の脈動による振動防止などを対策に盛り込んだことが特徴となっている。その他グレーダ、トラクタショベルローザ等については試作された例はあるが、3~5dB程度の効果であり、対策としては進んだものとなっていない。

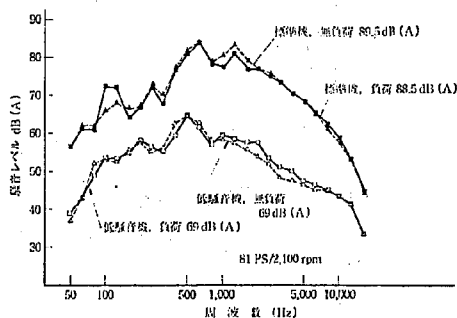


図-8 エンジン、ファンを完全密閉したときの騒音レベル(測定点:ファン側7m)

5.2 基礎工事用機械

基礎工事でとくに問題となっているのは、鋼管ぐいやコンクリートぐい、鋼矢板やH型鋼の打込・引抜時における騒音と振動である。

既製ぐいに代って場所打ちぐいによる施工例が都心部では増加している傾向にある。場所打ちぐい施工機械は、ベント、リバースサーキュレーション、アースドリルなどは工法として確立されたものとなっており、騒音振動の面ではさほど大きな問題はないようである。しかしながら原動機騒音や、ベントの場合のバケット落下時の振動などは問題となる場合もあり改善が望まれている。この場所打ちぐい施工法は各建設会社独自の工夫によって、その数は非常に多い。

本稿では既製ぐい打込機を中心に以下述べる。

既製ぐい打込機の中で、ディーゼルバイロハンマはもっとも騒音レベルが高く、早くから研究開発の対象となった機械である。

当初は消音マフラやクッション材を装着したり、或いはハンマ本体のカバーによって対策を試みられたが、その効果は、土木研究所の例では12dBが限界となり、30m地点で88dBである。

そこで最近では、ハンマのみならずハンマとくい全体を覆う防音カバーが開発されている。この場合の測定結果は図-9⁶³に示すように25dB程度の減音となり、既存のディーゼルバイロハンマに対する騒音対策としては完成されたものとなっている。ただし振動に対しては未解決であり、経済性の面とあわせて今後問題が残されている。

既製ぐい打込法で最も普及しているのは、アースオーガでプレボーリングまたは中掘りしてぐいを入れ、打止めにディーゼルバイロハンマを使用する工法である。この工法の変形として水ジェットを併用する方式やドロップハンマを用いる方式もあるが、打止めに打撃を伴うため問題がある。打撃の代りにセメントミルクを注入して根固めをする工法も開発されている、支持力の確認方法が確立していない。

このように既製ぐいの打込みには未解決の問題が多く残されていると云えよう。

仮設用の鋼矢板やH型鋼の打込、引抜きには従来パイロハンマが多く使用されて来た。パイロハンマの振動が問題となる

ため、表-9⁶⁴に示す。油圧ジャッキや滑車とワイヤを利用する工法が発表されている。騒音振動の面では大幅に低減している。地質により適用範囲が制限されたり、施工性や経済性の面で難点があるとされているがこれらは開発されて日が浅いためとも考えられ、今後の改良が望まれている。

鋼矢板や小口径ぐいの打込みには、パイロハンマの振動数を現状の30Hz程度から60~100Hz₂に上げて用いることも、一つの考え方として成立する。地盤振動の伝播は、振動数が高い程距離減衰が大きいこと、くい自体を弾性体と考え、共振させることによりくい先端が伸縮することを利用しようとするものである。ソニックパイルドライバという名称で数年前に導入された例では、実験としては成功しなかったが、外国での実績もあり、今後の一つの方向であろうと思われる。

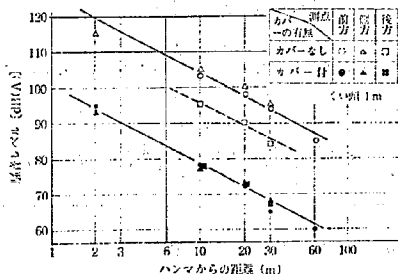


図-9 打撃高1mの場合の方向別騒音距離減衰

表-9 鋼管矢板の低騒音・低振動押込引抜き工法

施工法名	施工法の概要	騒音	振動	使用機械
タイガージャッキ工法	2段の油圧シリンダを2本のコの字型ベースに立設し、油圧力で引抜く工法	(油圧ユニット音) 68 dB(A)/8m	微少	くい抜き機(タイガージャッキ) 1台 クローラクレーン 1台
(鋼矢板等の引抜き工法)	パイプローハンマによる工法とクローラクレーンのウィンチと滑車装置による引抜きの併用工法。	クローラクレーンのエンジン音のみ	"	パイプローハンマ 1台 クローラクレーン 1台
(多滑車装置による引抜き工法)	クローラクレーンの動力と多滑車装置により引抜力を増大し、鋼矢板を引抜く工法。	(クレーン音) 60 dB(A)/-	"	クローラクレーン 1台
(アースオーガ併用引抜き工法)	アースオーガを使用し、土圧を切りながら押込ワイヤを巻込み、鋼矢板を押込む。	(クレーン音) 67 dB(A)/15m	"	アースオーガ 1台 クローラ式くい打ち機 1台
NISP 工法	アースオーガによって鋼矢板先端の土を攪乱し、オーガの促進力およびワイヤ引込装置による押込力を鋼矢板に伝達させて打込む。	62 dB(A)/15m	"	アースオーガ 1台 3点支持くい打ち機 1台
HAS 工法	アースオーガで先掘りした後、油圧とワイヤ使用により鋼矢板を圧入する。	58 dB(A)/30m	51 dB/30m	HAS 工法用圧入機 1台
MAP 工法	アースオーガで先掘りおよび鋼矢板の内側の掘削により貫入抵抗を減らし、油圧押込装置により圧入。	67 dB(A)/30m	微少	アースオーガ 1台 油圧押込装置付きくい打ち機 1台

5.3 鋪装版および構造物破壊用機械

鋪装版の局所的な破壊には、空気式のブレーカと油圧ショベルのアタッチメントとして用いられる油圧ブレーカがある。手持ち式のブレーカには排気音対策として消音装置が付けられたり、全体をジャケットで覆う方法が考案されているが、その効果は5~7 dB程度である。

油圧ブレーカはもともと騒音対策型ブレーカと考えられていたものであるが、ノミと鋪装版の衝撃音が消える訳ではなくやはり改善が望まれる。

比較的広い面積を破壊する場合には、油圧のドロップハンマが用いられているが、騒音振動が高い。これに代るものとしては、油圧ショベルにはく難用のバケットをつけて行なう方法があるがまだ普及するまでには至っていない。

構造物の破壊に対しては、油圧ジャッキを利用して、静的な力で破壊する工法や、低爆速火薬を用いる工法が多くなって来ている。

油圧による方法には、隅間にジャッキを入れて開く方法、はさんでつぶす方法、削孔してくさびを押し込む方法などがあるが、施工能率で従来の鋼球に劣る。

この他、研究中のものとしては火炎、電気、ウォータージェット、レーザーなど多くの方式がある。

以上の様に、破壊工については低騒音低振動のしかも効率的な工法は見当たらないのが現状である。

6. あとがき

建設機械の騒音振動対策が積極的に推進されるようになったのは最近2～3年の間である。従って現状の対策技術の完成度も決して満足すべきものでない。これまでは在来の機械の性能を損なわないという前提で、技術開発が進められている場合が多いが、機械の性能・構造までを変えた抜本的な対策も必要であろう。

さらに技術開発を単に設計製作というハードウェアの分野から推進するのみならず、これらを使用する立場からの、施工計画時の予測評価手法の確立や、工事環境対策の経済性に関する社会的なコンセンサスなどソフトウェアの分野からの検討も必要である。

また、これまでに、既に述べた様な対策技術がいくつかある。既存の技術或いは将来開発されるであろう技術を含めて、その実用性を評価してシステムも必要である。

最後に、本稿の作成にあたっては、下記の参考文献によるところが大きいことを付記して拙文の終りとしたい。

参 考 文 献

- (1) 市街地土木工事における公害の実態調査報告 「建設の機械化」 1974. 7
 - (2) 建設工事における振動に関する調査報告書 東京都公害局 1975. 1
 - (3) 市街地土木工事における工事環境管理の実態調査報告 「建設の機械化」 1975. 9
 - (4) 建設工事に伴う騒音振動に関する調査研究 建設省建設機械課 1973. 11
 - (5) 産業用ディーゼルエンジンの騒音データ 中戸, 「油圧技術」 1973. 7
 - (6) 公害対策型建設機械の開発に関する調査試験 本田・長・山田 土木研究所資料第1060号
1975. 8
 - (7) くい打機等の遮音装置に関する調査試験 芹沢・吉田 土木研究所資料第964号
1974. 9
 - (8) 歯車装置の騒音低減 播野・小沼 「小松技報」 1969. 1
 - (9) 自動車用ディーゼル機関の騒音低減に関する研究 宇佐美・和田 「三菱技報」 1976. 2
 - (10) 最近の建設工事の公害対策技術の趨勢 鈴木・馬場・小室 「建設の機械化」 1976. 10
 - (11) ブルドーザの騒音対策 豊田 同上
 - (12) 油圧ショベルの騒音対策 佐藤 同上
 - (13) ディーゼルエンジンの防音カバーの現状 千田 同上
- その他
- 建設工事に伴う騒音振動対策技術指針
 - 建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック(案)

地震被害の分布と耐震化への対策

耐震研究室長 栗林 栄 一

地震被害の分布と耐震化への対策

耐震研究室長 栗林 栄一

I 地震被害の分布性状

1 ま え が き

既往地震の各種災害記録から地震による被害を物的被害および人的被害に区分し、系統的に分類することを試みた。その分類に従って、詳細な災害記録が残されている家屋の被害について分析を試みた。まず地震被害率を定義し、福井地震（1946年）、伊豆半島沖地震（1974年）、えびの地震（1968年）を対象として地震被害率の分布性状を解析した。さらに、この分布性状を京浜地域に適用し、中規模地震に対する地震被害率の分布を検定した。また、前記3地震における家屋の被害と人的被害の関係について検討した。

2 地震被害の分類

既往の地震における被害、および将来予想される地震の被害を概括的に把握するためには、まず、被害を系統的に分類整理しておくことが必要である。一般に、地震被害は図-1に示されるように直接被害と間接被害に分類され、直接被害は物的被害と人的被害に分類される。さらに物的被害における施設別の被害区分を主として行政的な観点に基づいて分類すると図-2のようになる。

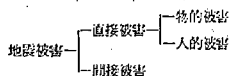


図-1 地震による被害の区分

ここで、図-1の人的被害および図-2の家屋の被害をモデルケースとして、さらに分類すると図-3のようになる。図-3(a)における死者、図-3(b)における住家の被害の分類は主として災害記録の区分に基づいて整理したもので

省 庁		総務省	法務省	大蔵省	文部省	厚生省	農林省	通産省	運輸省	郵政省	建設省
文教施設	学校施設				○						
	体育施設				○						
	社会教育施設				○						
	文化財施設				○						
厚生施設	水道施設					○					
	医療施設					○					
	社会福祉施設					○					
	環境衛生施設					○					
農林施設	農地						○				
	農家川施設						○				
	休道						○				
	漁業施設						○				
商工業施設	サービス・流通施設							○			
	軽工業施設							○			
	重工業施設							○			
	鉱業・原料製造施設							○			
運輸施設	エネルギー施設							○			
	鉄道施設								○		
	陸運施設								○		
	水運施設								○		
通信施設	航空施設									○	
	電信電話									○	
	郵便									○	
	放送									○	
都市施設	下水道施設										○
	街路、公園										○
	道路										○
	道路付属施設										○
公共土木施設	河川										○
	河川付属施設										○
	海岸施設										○
	砂防施設										○
家屋	個人住宅										○
	公共住宅										○
その他		自動車・自転車・船舶等									

図-2 被害施設と関係省庁

ある。なお、図-3(a)の負傷者、行方不明、図-3(b)の家財道具・物資はさらにその詳細を記述した災害記録が見当たらないのでこれ以上の分類は不可能であると判断した。

また、間接被害は、たとえば新潟地震の災害記録にみられるように、“農地や農業施設に被害を受ければ直ちに耕作不能に基づく農作物の収穫減少という被害を伴う”、“商業施設に被害を受ければ直ちに営業不能期間中の収入減少を伴う”、など、直接被害に誘因され、表面に現われない被害とみなすことができよう。

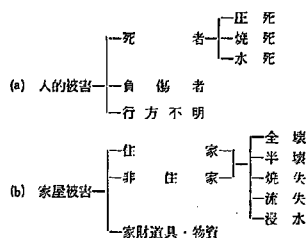


図-3 家屋と人的被害の区分

3. 地震被害率

前章における地震被害の分類を参考として、被害を受けた単位地域（主として市町村単位）ごとに、家屋の被害を解析するためには、家屋の集合体としての被害の程度を定量的に表わさなければならぬ。そこで、家屋の被害に関する発生比率としての地震被害率を次式のように定義する。

$$D_1 = \frac{\text{全壊戸数} + 0.5 \times \text{半壊戸数}}{\text{総戸数}} \dots (1) \quad D_2 = \frac{\text{全壊戸数}}{\text{総戸数}} \dots (2)$$

$$D_3 = \frac{\text{焼失戸数}}{\text{総戸数}} \dots (3) \quad D_4 = \frac{\text{流出戸数}}{\text{総戸数}} \dots (4)$$

$$D_5 = \frac{\text{浸水戸数}}{\text{総戸数}} \dots (5)$$

ここで

D_1 : 家屋震害率, D_2 : 全壊率, D_3 : 焼失家屋率,

D_4 : 流出家屋率, D_5 : 浸水家屋率

である。

さらに、家屋の被害に限らず人的被害の場合も同様に地震被害率が定義され、それを示せば次式のようになる。

$$D_6 = \frac{\text{圧死者数} + \text{家屋倒壊による負傷者数}}{\text{総人口}} \dots (6) \quad D_7 = \frac{\text{圧死者数}}{\text{総人口}} \dots (7)$$

$$D_8 = \frac{\text{焼死者数} + \text{火傷者数}}{\text{総人口}} \dots (8) \quad D_9 = \frac{\text{焼死者数}}{\text{総人口}} \dots (9)$$

$$D_{10} = \frac{\text{水死者数}}{\text{総人口}} \dots (10)$$

ここで

D_6 : 人的震害率, D_7 : 圧死者率, D_8 : 火死傷者率,

D_9 : 焼死者率, D_{10} : 水死者率

である。

ここで上記の定義にしたがって、地震時における直接的被害を予測するときには、上記の比率 D_1 , D_2 , D_6 , D_7 が有効であると考えられる。またそのうち地震時の火災に対する被害を予測するためには D_3 , D_8 , D_9 が有効であると考えられる。さらに地震時における水害に対する被害

害を予測するためには D_4 , D_5 , D_{10} が有効である。

4. 既往地震における地震被害率の分布

4.1 福井・伊豆沖・えびの地震における分布

これまでに木造家屋に関する被害の報告は数多くあるが、それらのほとんどは定性的な表現が多く、ただちに被害予測のための有効な資料には成り得なかった。本報告において、既往地震の災害記録を調査し地盤条件を考慮した上で、地震の規模すなわちマグニチュードをパラメーターとして家屋被害率と距離（震央距離）の定量的関係を得ることは被害予測に有効であると考えられる。そこで家屋の地理的一様性および震源深さの影響を考慮して、直下型地震と呼ばれる、1946年福井地震（マグニチュード7.3、震源深さ20km）、1974年伊豆半島沖地震（マグニチュード6.8、震源深さ20km）、1968年えびの地震（マグニチュード6.1、震源深さ0km）を採り上げて家屋被害率の分布性状を解析した。上記の地震の災害記録を比較すると、伊豆半島沖地震およびえびの地震の災害記録は、福井地震の災害記録に比べ、その数も多数で、内容も詳細であった。よって時代による記録の疎密および福井地震当時の被害調査の精度などを考慮して家屋被害率1%未満の単位地域における解析は本解析から除外することにした。

1946年における三河地震の表の報告¹⁾、東南海地震の水上・内堀の報告²⁾は、家屋被害率 D_1 (%) と震央距離 d (km) の定量的関係を次式として与えている。

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= 59.8 e^{-0.086d} \quad (\text{三河地震}) \\ D_1 &= 13 e^{-0.035d} \quad (\text{東南海地震}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

上記に示す表、水上・内堀の報告以後、福井地震における全壊率と震央距離の定量的関係を示す報告³⁾を除いて、地震被害率と震央距離の定量的関係を示す報告は見当たらない。そこでこの関係に注目して、筆者は、まず家屋被害率に及ぼす地盤の性質に起因する影響を除去するために家屋被害率1%以上の地域における地盤を下記のように二種に分類した。

地盤Ⅰ：洪積層、第三紀層 地盤Ⅱ：沖積層

上記地盤分類の1例として、福井地震における家屋被害率1%以上の被害を受けた市町村（単位地域）の地盤別分布を示したものが図-4である。図において破線は1949年に小笠原によって仮定された地震断層を示している⁴⁾。

図-5は、三河および福井地震における単位地域ごとの地盤別家屋被害率と震央距離の関係を示したものである。図中の破線は、筆者による福井地震の家屋被害率と震央距離の関係におけるバラツキの幅を示したものであり、白ぬきの三角印は1946年における三河地震の表の報告によるものである。図中の実線は0式に示す表による三河地震の家屋被害率と震央距離の関係である。この図から明らかなように、家屋被害率は震央距離の増加にともなって指数関数的に減衰する。したがって家屋被害率と震央距離の関係を次式のように仮定する。

$$D_1 = \alpha \cdot 10^{\beta d} \quad (\log D_1 = \beta \cdot d + \log \alpha) \dots\dots\dots (2)$$

この仮定に基づき、福井地震、伊豆半島沖地震、えびの地震における震央距離5kmごと（えびの地震については3kmごと）の単位地域における家屋被害率および震央距離の平均値を用いて地盤別

に D_1 を求めた。図-6はそれを示したものである。ただし、伊豆半島沖地震においては被害をう

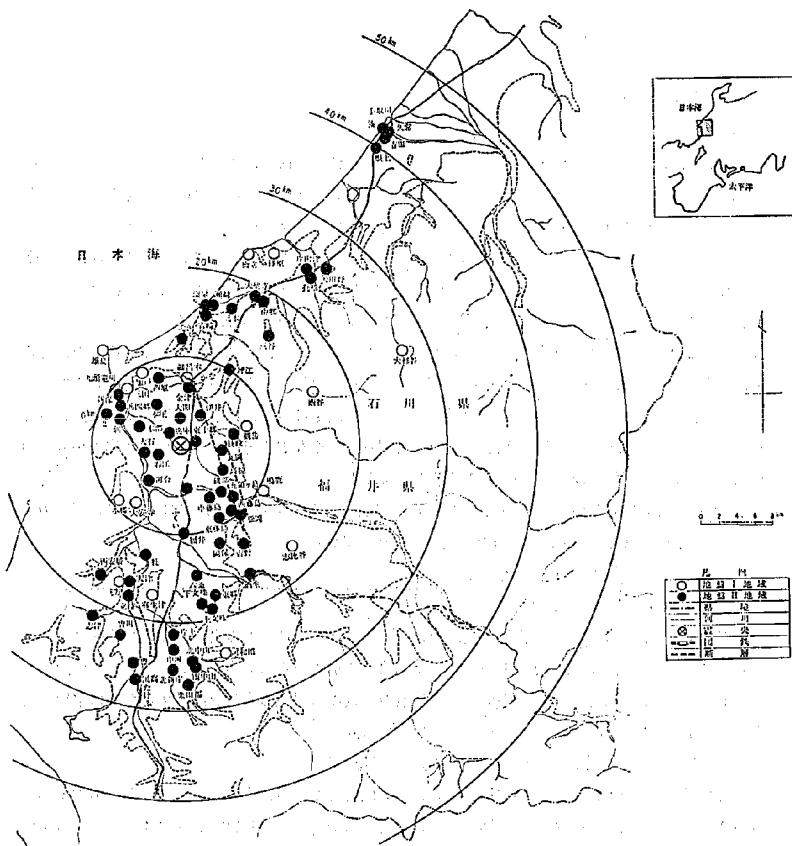


図-4 福井地震で家屋被害率1%以上の被害を受けた市町村の分布

けた単位地域のほとんどが地盤Ⅰ地域に属するところだったので、地盤Ⅱ地域における D_1 と d の関係は得られない。

ここで上記地震に対して係数 α , β を統計解析的に M の関数として地盤別に求めた(図-7)。

地盤Ⅰ:

$$\alpha_1 = \frac{1}{164} \times 10^{0.625M}, \quad \beta_1 = 0.025M - 0.272$$

地盤Ⅱ:

$$\alpha_2 = \frac{1}{73} \times 10^{0.576M}, \quad \beta_2 = 0.026M - 0.248$$

..... 13

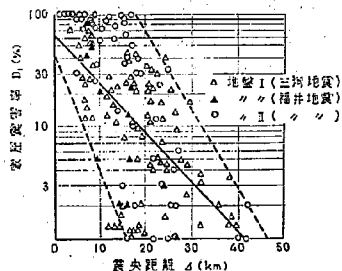


図-5 三河・福井地震における家屋被害率の距離分布

04式に示す α , β と M の関係を表わす式を04式に代入すれば D_{11} は04式のように求められる。

$$D_{11} = \frac{1}{161} \times 10^{0.625M + 0.925JM - 0.27J}$$

$$D_{11} = \frac{1}{73} \times 10^{0.575M + 0.025JM - 0.24J}$$

.....04

ここに

D_{11} : 地盤Ⅰ地域における家屋被害率(%)

D_{11} : 地盤Ⅱ地域における家屋被害率(%)

d : 震央距離(km)

M : マグニチュード

である。さらにデータから04式の適用範囲は次のようになる。

$$6.0 \leq M \leq 7.0$$

$$5.0 \leq d \leq 40.0 \text{ km}$$

図-8はマグニチュードをパラメータとして与えた場合の04式による家屋被害率の値を示したものである。図-9は福井地震(地盤Ⅰ地域)の家屋被害率1%以上の単位地域における家屋被害率と全壊率の関係を示したものである。図中、①は回帰直線、②③、④⑤、⑥⑦はそれぞれ危険率5%, 2%, 1%に対する信頼限界を示している。この図において、危険率1%の信頼限界からはずれる単位地域は大安寺村, 細呂木村, 加戸村, 剣岳村であることがわかる。つまり危険率1%に対する信頼限界の上限値を越えている大安寺村, 細呂木村は, その全壊率が家屋被害率に占める割合を大にしていることを意味しており, また逆に下限値を下回っている加戸村, 剣岳村は家屋被害率に占める全壊率の割合が小さいことを意味している。すなわち, これらの原因を考察すれば次の2点にまとめられる。

まず第一に当時の大安寺村, 細呂木村, 加戸村, 剣岳村の家屋における耐力に顕著な相違があったものと思われる。第2に被害を受けた単位地域を地盤Ⅰの地域, 地盤Ⅱの地域として分類したの

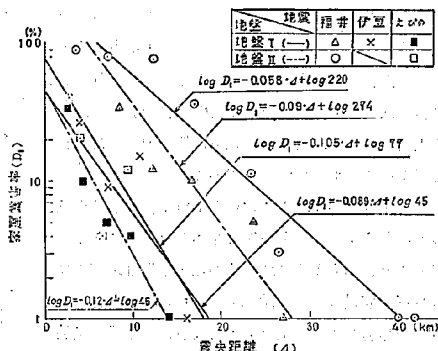


図-6 家屋被害率と震央距離の関係

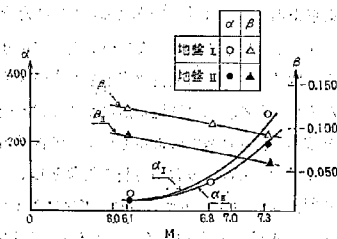


図-7 係数 α および β とマグニチュードの関係

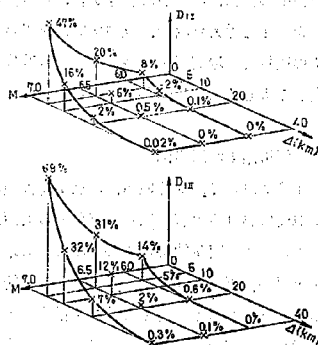


図-8 04式による家屋被害率

であったが、同じ分類の地域であっても、さらに地盤の良否に差があり、それが家屋被害率に占める全壊率の割合に大きく影響しているものと思われる。剣岳村は福井市の北々東1.7kmの剣岳の麓に位置する山村で、同村地域一帯の地盤は第三紀層の流紋岩質岩が広く分布しているところである。

図-10は福井地震における地盤Ⅰ、地盤Ⅱ地域の家屋被害率と全壊率の関係を示したものである。図-10に示すように地盤Ⅰ地域と地盤Ⅱ地域では、全壊率と家屋被害率の係数に明らかな相違が認められ、家屋被害率を一定と考えた場合、全壊率は地盤Ⅱ地域が地盤Ⅰ地域より大きくなっていることがわかる。この結果は、1947年金井の調査した関東地震の旧東京市内における報告⁵⁾と異なることに注意を要する。

図-11は福井地震、えびの地震、濃尾地震の地盤Ⅱ地域における家屋被害率と全壊率の関係を示したものである。図の濃尾地震における家屋被害率と全壊率の係数は飯田によるもので、名古屋市およびその付近における被害市町村を対象としたものである⁶⁾。図-11に示すように、濃尾地震(マグニチュード8.4)、福井地震(マグニチュード7.3)えびの地震(マグニチュード6.1)の間の全壊率と家屋被害率の係数に明らかな相違が認められ、家屋被害率を一定と考えた場合、全壊率は、マグニチュード7程度以上の地震がマグニチュード6程度以下の地震より大きくなる傾向が認められた。

4.2 解析結果の適用例

前節において、福井地震、伊豆半島沖地震、えびの地震における地盤別家屋被害率と震央距離、マグニチュードの定量的関係を4式のように求めた。4式を用い、東京23区、横浜14区、川崎5区を適用地域として家屋被害率の分布を推定するためには、まず想定地震のマグニチュードおよび震央位置を仮定しなければならない。ここでマグニチュード6~7程度の中規模地震で、その震源の深さが50km以内の比較的浅い地震であると仮定する。その震央位置は1885年安政江戸地震(マグニチュード6.9)の震央位置 $\lambda=139.8^{\circ}E$, $\phi=35.8^{\circ}N$ とし、マグニチュードは6から7の間とする。また

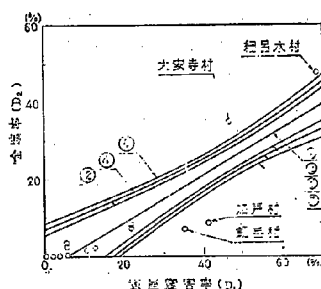


図-9 家屋被害率と全壊率の関係

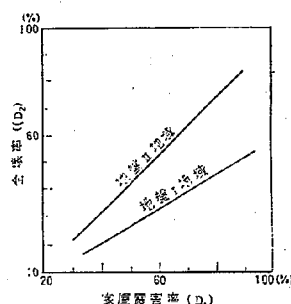


図-10 地盤別の家屋被害率と全壊率の関係

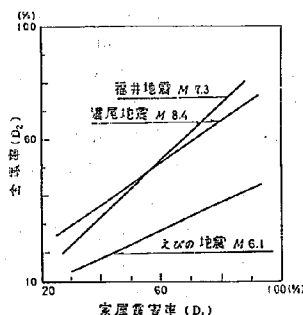


図-11 地震別の家屋被害率と全壊率の関係

各区の震央距離は、震央を中心とした最大半径と最小半径の平均値とし、そこにおける地点を各区の代表的地点として家屋被害率を求める。さらに④式を適用するにあたり、単位地域の家屋耐力による影響を次のように考慮する。

一般的に、木造家屋は振幅が小さいうちは弾性的挙動を示すが、ある限度を越えると弾塑性的挙動を示す。したがってそのときの限度を震度で示したものを、すなわち降伏震度を家屋耐力として、梅村他は住宅の平屋（規準固有周期0.3 sec）に対し0.6、2階建家屋（規準固有周期0.5）に対し0.4を与えている⁷⁾⁸⁾。一方、物部は統計的に一地方の家屋強度が、その平均的強度 K_0 の周辺にガウス分布するものと考え、全壊率と震度 K の定量的関係を④式のように与えている⁹⁾。すなわち震度 K と $K + dK$ の間で全壊する家屋の百分率 dD_2 は、

$$dD_2 = \frac{100}{\sqrt{2\pi} \sigma} e^{-(K-K_0)^2/2\sigma^2} dK \quad \text{④}$$

で与えられる。したがって震度が K に達すれば、それに耐え切れぬすべての弱い家屋は全壊するはずであるから、④式を $-\infty$ から K まで積分して全壊率は

$$D_2 = \frac{100}{\sqrt{2\pi} \sigma} \int_{-\infty}^K e^{-(K-K_0)^2/2\sigma^2} dK \quad \text{⑤}$$

のように求められる。ここに σ はその地方における家屋耐力の一様性を示すパラメーターである。図-1 2 は濃尾地震⁹⁾ $K_0=0.40$, $\sigma=0.053$, 福井地震¹⁰⁾ $K_0=0.40$, $\sigma=0.071$, 関東地震⁹⁾ $K_0=0.45$, $\sigma=0.071$, 仙北地震⁹⁾ $K_0=0.47$, $\sigma=0.105$ としたときの④式を一括して領域として示したものである。ここで、上記の梅村他によって与えられている木造家屋の降伏震度0.4（2階建）および0.6（平屋）に対する図-1 2の全壊率がそれぞれ20~50%, 90~100%であることを考慮して、平屋を基準とした場合の2階建家屋における家屋被害率の倍率を求めると $\delta=1.80 \sim 5.0$ になる。この範囲において $\delta=1.80$ と仮定する。

また、④式における D_1 は沖積層の厚さの平均が、ほぼ10~30m程度の所の家屋被害率と考えられるので、それ以上厚い地域は、家屋被害率への影響が大きいとして、その地域における既往地震の被害率と沖積層の厚さの関係をを用いて補正する。図-1 3は河角¹¹⁾、大崎¹²⁾、表・宮村¹³⁾の報告に基づいて、関東地震の旧東京市内および横浜市内における家屋被害と沖積層の厚さの関係を示したものである。この図から明かなようにその関係は地域および報告者によって異なる。しかし、いま、旧東京市内における大崎の報告で沖積層の厚さ、10~30m（平均20m）を基準として、30~40m（平均35m）、40~50m（平均45m）の全壊率の倍率を計算すると図-1 3で示される値となる。同様に河角の得た関係についても計算すると、データに乏しい40m付近を除いてほとんど一致する。したがって、この結果から、特に東京および横浜における沖積層の厚さが30~40m、40m以上の地域における補正倍率 γ は表-1のように定められる。

図-1 4は福井地震の地盤Ⅱ域における震央距離5kmごとの家屋被害率の変動を示したものである。図中、横軸の番号は表-2に示す単位地域の番号を示す。図-1 4から明かなように、震央距離および地盤

表-1 沖積層の厚さによる補正倍率

地域	東	京	横	浜
沖積層厚				
30m以上~40m未満	3.60		1.17	
40m以上	8.80		1.23	

条件の影響を除去してもなおかつ家屋被害率の変動は大きい。したがって地震特性（マグニチュード、震源深さ、震央距離）および地盤条件以外の要因に起因する影響度は既存家屋戸数（ N ）すなわち標本の規模に支配され、また、単位地域を小刻みにとれば被害戸数が小さくなるので、念のためにその変動が2項分布で与えられると仮定し、管理限界法を用いる3σ法に対する係数 RI を(7)式のように定義して、家屋被害率を補正する。

$$D_{11}^* = D_{11} \pm 3\sqrt{D_{11}(100-D_{11})/N\%}$$

$$D_{11}^* = D_{11}/D_{11}^*$$

ここに、 D_{11}^* は変動の上限値、 D_{11} は変動の下限値、 D_{11} は震央距離を一定と考えた場合の地盤別家屋被害率の平均値（福井地震の場合は、震央距離を5kmごとに区切り、その区間に入る単位地域を震央距離一定と考えた）、 N は単位地域の総戸数、 D_{11} は既往地震における単位地域の実際の家屋被害率として与えられる。ここで RI が1.0より大きいならば、実際の家屋被害率は明らかに D_{11}^* を越えていることを意味するため、 RI は前述の要因以外の要因による危険性を評価した一種の係数とみなすことができる。図-1.4に福井地震における単位地域（地盤Ⅱ地域）の D_{11}^* 、 D_{11} および RI を示す。

以上、家屋の平屋・2階建別耐力による影響、沖積層の厚さが3.0mを越す場合の影響、単位地域における家屋戸数のランダム性に支配される影響を考慮して、想定される地震に基づき推定される単位地域の家屋被害率 D_{11} および $\hat{D}_{11}$ は次式として得られる。

$$\hat{D}_{11} = \delta \cdot RI \cdot D_{11}^* \%$$

$$\hat{D}_{11} = \epsilon \cdot RI \cdot D_{11}^* \%$$

ここで

$$\epsilon = \delta + \gamma$$

$$D_{11}^* = D_{11} + 3\sqrt{D_{11}(100-D_{11})/N}$$

$$D_{11}^* = D_{11} + 3\sqrt{D_{11}(100-D_{11})/N}$$

表-2 福井地震における被害市町村の家屋被害率

番号	市町村別	震央距離(km)	戸数	家屋被害率(%)
1	伊井村	4.1	497	98
2	九岡町	4.7	1,680	30
3	春江町	2.7	2,418	95
4	兵部村	2.0	320	100
5	東十北村	1.4	904	99
6	大石村	4.5	568	100
7	大岡村	3.4	415	99
8	大井村	5.0	780	88
9	大井村	9.2	535	24
10	中野島村	6.5	806	100
11	木部村	5.5	770	85
12	沢田村	8.5	508	80
13	木部村	5.6	760	92
14	森田町	5.2	1,773	97
15	金津町	6.2	1,230	72
16	芦原村	7.8	1,254	86
17	同合村	5.6	692	99
18	東野島村	9.0	747	100
19	東野島村	6.8	880	99
20	五箇山村	8.1	300	90
21	高根村	5.6	1,366	95
22	西野島村	8.2	674	75
23	新保村	9.2	310	35
24	勢村	7.5	756	50
25	北井村	13.0	911	58
26	福井市	10.5	17,805	69
27	松岡町	10.2	1,501	56
28	吉崎村	15.0	150	90
29	北田村	11.7	844	88
30	北江村	10.1	703	73
31	六本村	14.7	563	94
32	阿部村	11.6	644	91
33	吉野村	13.7	262	75
34	大聖寺町	18.5	3,353	39
35	池田村	15.4	741	88
36	三木村	16.0	431	40
37	池田村	15.6	115	35
38	上文珠村	19.0	545	30
39	下文珠村	17.0	565	94
40	通生村	15.9	708	62
41	立持村	17.7	856	2
42	西安居村	17.5	448	10
43	大津村	15.3	647	1
44	南郷村	18.8	565	30
45	三谷村	15.2	284	3
46	東郷村	17.3	813	49
47	吉川村	21.9	591	1
48	片山津町	24.4	1,416	14
49	北中山村	25.0	828	31
50	中岡村	23.3	780	23
51	片上村	22.3	397	11
52	豊田村	24.7	456	1
53	志津村	21.8	570	5
54	勢村	24.0	491	3
55	栗田町	37.0	855	6
56	北新屋村	25.5	519	2
57	国島村	26.5	947	2
58	南中山村	26.0	566	4
59	矢田野村	27.0	604	1
60	根上町	40.0	1,598	1
61	旗村	42.2	279	2
62	久常村	42.0	375	1
63	吉田村	41.5	336	1

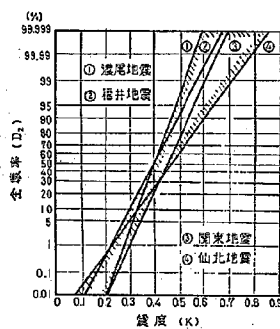


図-12 物部式による全壊率と震度の関係

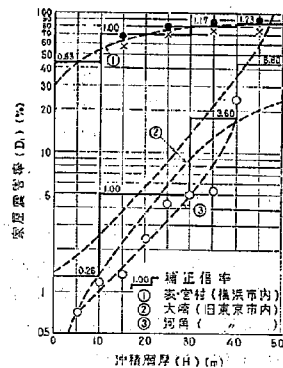


図-13 家屋の被害と沖積層の厚さの関係

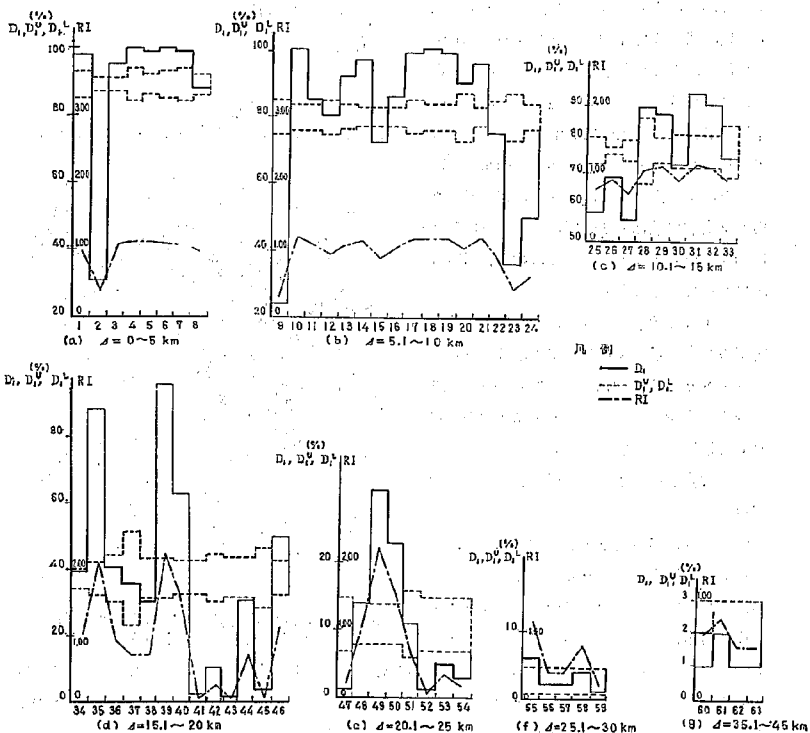


図-14 福井地震における震央距離5kmごとの D_t , D_v , D_l , RI

であり、 δ は、単位地域における家屋のほとんどが平屋であるとみなされる場合には1.00、2階建とみなされる場合は1.80を用いる。 γ は沖積層の厚さが30mを越す場合のその地域における補正倍率で、 N は単位地域の総戸数、 D_{11} および D_{12} は04式、 RI は05式によって与えられる。ここで、特に東京都の墨田および江東区、横浜市の鶴見および港北区、川崎市の川崎区に対し表-1で示される沖積層の厚さ30~40mの補正倍率を用い、各区について05式を適用して計算してみると図-15に示す結果となる。なお、ここで用いた RI は福井地震地盤II地域における $RI > 1.00$ の単位地域の震央距離5kmごとの平均値であり、さらに各区における木造家屋平屋・2階建別は各区とも圧倒的に2階建が多かったのですべて2階建とし、 $\delta = 1.80$ を採用して計算した。(東京23区における木造家屋の平均した階別戸数比(2階建戸数/平屋戸数)は約7、横浜14区については約2、川崎5区について約3であった¹⁴⁾。

図-15に示すマグニチュード別の家屋被害率の分布を示す図において上段はマグニチュード6.0の地震、中段はマグニチュード6.5の地震、下段はマグニチュード7.0の地震に対して推定される値である。

ここで安政江戸地震の家屋被害率と比較を試みる。

図-16は参考文献15)に示される安政江戸地震の家屋被害率の分布である。この図から港区浜松町、千代田区丸の内、台東区上野・浅草付近、墨田区錦糸町、江東区亀戸・佐

賀町付近などの沖積地盤地域、および文京区本駒込・湯島・小石川付近、などの台地内の谷底平野に多く被害がみられる。そこで図のように被害を受けた地域を①から⑦のグループに分類しその平均した家屋被害率を示すと表-3(左欄)のようになる。一方、本節で述べた方法による家屋被害率を示せば表-3(右欄)のようになる。②グループおよび③グループを除けば両者は定性的にほぼ一致している。②グループおよび③グループにおける相違については、今後詳しく調べるこ

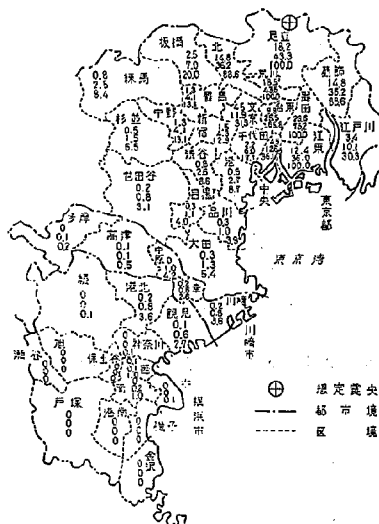


図-15 マグニチュード別の家屋被害率の分布

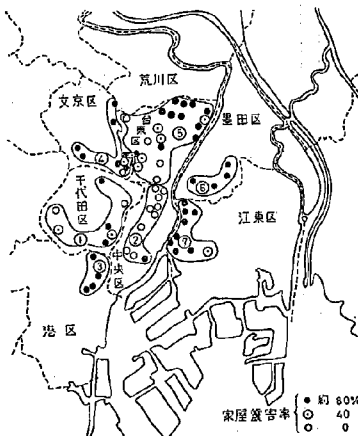


図-16 安政江戸地震の家屋被害率の分布
(参考文献15による)

が必要である。

5. 家屋被害と人的被害の関係

河角は、既往地震の災害記録の調査結果に基づいて、人的被害と家屋被害の定量的関係を図式のように求めている¹⁶⁾。

$$\left. \begin{aligned} \text{全壊戸数 } (N) &= 0.2 \times 10^2 (M-8)^2 \text{ 戸} \\ \text{焼失戸数 } (B) &= 10^{-5} \times N^2 \text{ 戸} \\ \text{死者数 } (n) &= 10^{-2} \times N^{1.3} \text{ 人} \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

ここに M はマグニチュードとして与えられる。

(9)式は、あるマグニチュードの地震が発生した場合の全壊戸数、焼失戸数および死者数の総数を推定する式ではあるが、しかし地震による被害は対象とする地域の家屋密度および人口密度などによって異なる。したがって本解析においては、被害を受けた市町村（家屋被害率1%以上）の家屋被害率と死傷者率(%)〔(死者数+負傷者数)×100/総人口〕、死者率(%)〔死者数×100/総人口〕の関係を検討した。図-17は福井地震地盤Ⅱ地域における家屋被害率と人的被害の関係を示したものである。明らかに異常と認められるデータ（たとえば火災による死者、負傷者の比率が大きかったと推定される被害市町村）を除き、おおむねの家屋被害率と死傷者率、死者率の関係の上限は次式として得られる。

$$\left. \begin{aligned} \text{死傷者率} &: 2 \times 10^{-3} \times D_1^2 \\ \text{死者率} &: 3 \times 10^{-4} \times D_1^2 \end{aligned} \right\} \dots (10)$$

ここに D_1 は家屋被害率である。

同様に伊豆半島沖地震、えびの地震、濃尾地震（名古屋市内およびその付近）、東南海地震（名古屋市内およびその付近）、三河地震（名古屋市内）について家屋被害率と死傷者率、死者率の関係を検討した。その結果、家屋被害率と死傷者率、死者率の明瞭なる関係を求められなかったが、2、3の例を除き、ほぼ(10)式で示される上限におさまることが判明した。すなわち、家屋の倒壊が極めて多く、人的被害の主な原因が家屋の倒壊によるものとみなされる場合には(6)および(7)式における人的被害率、死者率はそれぞれ死傷者率、死者率にほぼ一致するものと考えられ、その上限は(10)式として与えられる。

表-3 安政江戸地震の家屋被害率

グループ	家屋被害率	参考文献(15)による家屋被害率	本手法による家屋被害率
① (千代田区)		46%	35%
② (中央区)		8	26
③ (港区)		80	34
④ (文京区)		68	46
⑤ (台東区)		51	54
⑥ (墨田区)		80	100
⑦ (江東区)		76	84

△ 焼失家屋率の1%以上の市町村

(○) 焼失家屋率

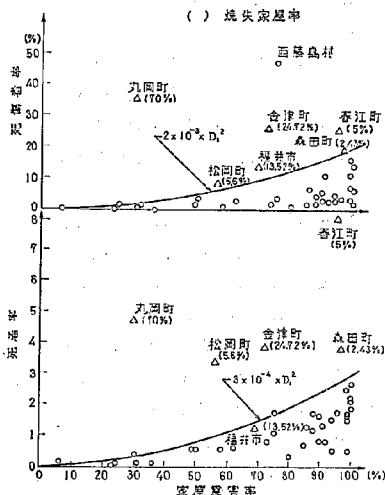


図-17 福井地震の人的被害と家屋の被害の関係

いま、例式を用い、人口 10 万人の都市を想定し、地震により家屋の半分が倒壊するとしたならば、予想される死傷者数はおよそ 5 千人で、そのうち 750 人が死者であると推定される。

6. 結 論

- (1) 既往地震における地震被害率の分布性状を解析した結果、地盤別にマグニチュードをパラメータとして家屋被害率が震央距離の関数として求められ、地盤Ⅱ地域の家屋被害率が地盤Ⅰ地域の家屋被害率より大きいことが統計上明らかとなった。
- (2) 例式によって推定される木造家屋被害率を指標とした場合の直下型地震の被害範囲（家屋被害率 1% 以上）は表-4 のとおりである。

表-4 被害範囲 (km)

地震の規模 木造家屋被害率(%)				
	>60	>40	>20	>1
M 6.0			2 3	12 17
M 6.5	1	2 3	5 7	16 23
M 7.0	4 6	5 8	8 13	22 32

上段：地盤Ⅰ地域
下段：地盤Ⅱ地域

- (3) 今回解析した家屋被害率は震央付近で 100% を越えるが、これは地震動の強さに対する家屋耐力の相互関係に依存するためで、いわば家屋耐力の相対的な指標となるべきものである。
- (4) 今回解析した地震について、家屋被害率と全壊率の相関を解析した結果、家屋被害率を一定と考えた場合全壊率は下記の条件 a) または b) のもとに大きくなる傾向が認められた。
 - a) 地盤Ⅱ地域が地盤Ⅰ地域より
 - b) マグニチュード 7 程度以上の地震がマグニチュード 6 程度以下の地震より
- (5) 安政江戸地震における災害記録の家屋被害率と今回推定した家屋被害率を比較検討した結果、若干の例外はあるが定性的に一致した。
- (6) 足立区付近に震央を持つ、マグニチュード 6～7 程度の規模地震を想定するならば、川崎および横浜市における木造家屋の被害は、家屋被害率で 5% には至らないものと推定される。
- (7) 異常と認められるデータを除いて、福井地震における家屋被害率と人的被害率（死傷者率）および圧死者率（死者率）の関係、のおおむねの上限が示された。これによれば人的被害率と圧死者率は家屋被害率の 2 乗に比例して増加し、両者の比はほぼ 7 : 1 になる。
- (8) 異常と認められるデータの原因の 1 つとして、火災による死者・負傷者の比率が大きかったことがあげられる。他の原因については今後究明することが必要である。
- (9) 福井地震の例では、図-17 より明らかなように家屋被害率と焼失家屋率の比例関係が成立しない。

謝 辞

本報告の資料収集にあたり次に示す機関の御協力を備いた。

- 1) 総理府統計局国勢統計課
- 2) 東京都総務局災害対策部調整課
- 3) 石川県統計調査課
- 4) 鹿児島県消防防災課

5) えびの市役所 飯野支所 真幸支所

ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 表俊一郎：東南海地震及び三河地震による地盤危険率の比較，地震研究所彙報，24，1946
- 2) 水上武・内堀貞雄：東南海地震に就いて一特に震害と余震の分布一，地震研究所彙報，24，1946
- 3) 昭和23年福井地震震災調査報告Ⅱ，建築部門，北陸震災調査特別委員会，1951
- 4) 小笠原義勝：福井地震の被害と地変一特に地震と断層運動について，地理調査所時報特報 2，1949
- 5) 金井清：木造家屋の震害について，地震研究所彙報，29，1951
- 6) 館田政事：名古屋市中における既往の地震とその災害，名古屋市防災会議（地震対策専門委員会），1974
- 7) 梅村勉他：建築物の地震被害推定に関する調査，東京都防災会議，1970
- 8) 宇佐美竜夫著：地震と情報，岩波新書，1974
- 9) 物部長穂著：土木耐震学
- 10) 昭和23年6月28日一北陸震災調査報告一，建設省土木研究報告第78号，1949
- 11) 河角広：東京の震害分布と地震に就いて，建築雑誌，773，1951
- 12) Y. Ohsaki : Earthquake Damage of Wooden Buildings and Depth of Alluvial Deposit, 日本建築学会論文報告集 72, 1962
- 13) 表俊一郎・宮村撰三：横浜市並びに名古屋市の震害分布と地盤との関係，建築雑誌，773，1951
- 14) 総理府統計局国勢統計課国勢統計審査係の資料で昭和48年住宅統計調査一人口10万以上の市一覧一の中における東京特別区，横浜市，川崎市の区についてまとめたもの
- 15) 東京都：安政江戸地震災害誌，1973
- 16) 河角広博士論文選集，故河角広博士論文選集刊行会，1974
- 17) 栗林栄一・羽立隆幸・木本正則：地震の規模と被害の数量的関係，土木学会第3回関東支部講演概要集，1976
- 18) E. Kuribayashi, T. Tazaki and T. Hadate : Relationships between Earthquake Damage of Existing Wooden Houses and Seismic Intensities, U.S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Eighth Joint Meeting, May 18~26, 1976
- 19) 栗林栄一・羽立隆幸・宮田忠明：中規模地震による家屋の被害分布の推定法について，土木学会第14回地震工学研究発表会，1976
- 20) 東京都防災会議：東京直下型地震に関する調査（その1, 2, 3），1974~1975
- 21) 東京都総務局：地域危険度測定一パイロット調査報告一，1973
- 22) 福井県：福井震災誌，1949

- 23) 1974年伊豆半島沖地震被害調査速報, 建設省建築研究所, 1974
- 24) 石田勝彦・大沢胖: 1974年伊豆半島沖地震による家屋の被害調査の報告, 地震研究所速報, 14, 1974
- 25) 宮崎県: えびの地震記録, 1969
- 26) 鹿児島県: えびの・吉松地区地震記録, 1968

II 耐震設計と構造物の重要度

1 構造物耐震化の前提条件

構造物を地震に対して安全なように造ることは、決して容易なことではない。地震の際には、地面の振動や地割れや地盤の変状が生じて、構造物の力学的なバランスを崩そうとするし、つづいて起こる可能性のある津波や火災は、構造物を解体し、変質させるほどの影響をもたらすからである。

構造物を耐震化する場合、津波や火災の影響は、現在のところ立地の問題として処理されるべきであるという前提に立っており、今日、地震防災に関するいろいろな問題の中で物理的な要因に関係する事柄としては、津波や火災の影響を低める立地の理想像と現実の都市の立地の実像との間のギャップが問われているといえる。

しかしながら、人類はその始祖の時代から多くの動物と同じように群れをなし、水辺に集落を作って生活してきている。日本でも人口の多くが臨海部の低地に生活の本拠地を置いており、統計によれば、東海道ベルト地帯には人口の40%が居住し、国富の80%を生み出している。つまり、この臨海部に人類の歴史上、未曾有の大集落が形成されていることから、耐震問題の前提である立地の理想像と実像のギャップを補完する経験には乏しく、わずかに大正12年(1923年)の関東震災を主に手本として、前提を設定しなければならないことになっている。

このような、都市の立地の実像を前にして、構造物を造り上げて行かなければならない技術者の多くは、従来の立地の前提に対して少なからぬ疑念を抱いている。しかしながらまた同時に、このような国民の生み出す巨大なエネルギーというものは、万一の震災に対しても、それを緩和し克服する強力な復元力を秘めているという期待をも抱かせている。

このように揺れ動く状況の中で、構造物の耐震化の技術は、単に物理的因子に支配される設計を鵜呑みにするのではなく、立地に関係する社会的要因と経済的要因を採入れて、前述の前提条件のギャップをすこしでも減らそうと図ってきている。すなわちこれが、耐震設計上の重要度という命題である。

2 構造物の耐震設計の骨格

構造物の耐震設計の骨格は、図一1に示すとおり、荷重条件、地盤の力学的諸性質、構造物の力学的諸性質を与えて安全度を判定するもので、これらの4者の関係は、一般論としては、影響し合う相互従属的な関係にある。

しかしながら、法令、規則、設計基準という規範の中では、相互にまったく独立したものとして規定されている。また、これらの諸規定は、過去の経験とそれを裏付ける事実によって定められたものであり、現状として行なうべき必要限度の水準を指し示しているものである。

一方、社会は成長し、常に動いていることから、構造物や施設に対しては当初とは異なる、多くは拡大された機能を要求するようになる。このような将来を予測し、諸規定から逸脱することなく安全性を高める創意工夫こそ、技術者の果すべき役割であると思われる。

荷重条件の中で地震動に直接かわる事項は、つぎの2つである。

- (1) 地震動の強さ { 加速度
変位 } (2) 地震動の特性 { 周期特性
作用する時間 }

この2つから設計に用いるべき数量がつぎのように与えられる。

- ① 設計震度 ② 構造設計に用いる変位振幅 ③ 機能設計に用いる変位振幅

地盤の力学的諸性質の中で耐震設計に直接かわる事項はつぎの3つである。

- ① 地盤の変形性能 ② 地盤の耐力(支持力)
③ 地盤の変態(流動化現象, 強度の低下など)

構造物の力学的諸性質の中で耐震設計に直接かわる事項はつぎの3つである。

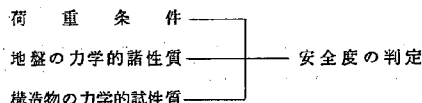
- ① 構造物の振動特性 ② 構造物の動的耐力 ③ 構造物の変形性能

これらの評価を総合して安全度を判定するわけで、判定の内容はつぎのとおりである。

- (i) 荷重が耐力を上回っているかいないか。
(ii) 変位または変形が機能上の限度を上回っているかいないか。

残念なことに、(i)の荷重と耐力に関する判定は、ほとんどの諸規定に盛り込まれているが、(ii)の機能に関する判定は、ごく少数の例外を除き、規定されていない。

機能に関する問題は、技術的に解決可能な水準の問題であるだけに技術面からの追求が試みられているが、これもまた、耐震設計上の重要度という命題にかかわりをもつものである。



図一 耐震設計の骨格

3. 構造物の耐震設計に対する制約

耐震設計に限らず設計を行なう場合には、広義につぎの条件が考慮されていなければならない。

- (i) 物理的条件 (ii) 経済的条件 (iii) 社会的条件

ここで、(i)は客観的事実として促しやすい条件であるが、(ii)と(iii)は法則性はあっても、客観的事実として促えにくい、自己反動的な条件である。しかしながら、経済的社会的条件の一般的な傾向は無視するわけにはいかないので、その法則性を手掛りに、それらの条件によって耐震設計に制約が加えられなければならない。

例えば、「冷笑半分に地震に対して絶対こわれない構造物が造れるかとか、またはもしそれが駄目なら耐震設計は無意味だから止した方がよい。」といったような議論をまれに耳にするが、いずれも愚問愚策であるといえる。

まず、絶対にこわれないもの云々の議論については、地球上の資源が有限である限りそれが不可能なことであり、経済上の収支則から自明の理として推論することができる。また、無意味云々の議論については、人類の歴史の大半は、病魔や不潔や災害などの自然の猛威との闘いに明け暮れてきた経験の重みが示す上向発展への経路であり、敗れても敗れても再び立ち向い、子孫へ残す安心できるより豊かな社会への志向に貫かれてきたことから、いささかでも弱って、そのような敗退への弱音をあげるわけにはいかないとされるし、社会的責任と未来にかかわる役割からの逃避は許され得ないことであると思われるからである。

ここに、比喩的に示したように、耐震設計を行なっているということ自体が広義の社会的条件に、また耐力を有限とする耐震設計が行なわれていることが広義の経済的条件に、耐震設計が必然的に制約されていることを示しているといえる。

実務の面では、これらの制約条件を数値化することが求められており、すくなくとも分析する手法の提示が求められているわけである。しかしながら、これに対して、現在の学問では、批判に耐える定量的な分析手法が示されるに至っておらず、慣行や規定がそれを補っているに過ぎない、すなわち、行政的観点からは構造物の耐震設計上の重要度として措置されているのである。

4. 耐震設計上の重要度

中世の騎士が全身を鎧に固め、従者をひきいて戦場に赴いた姿は、現行の耐震設計のあり方を想わせるものがある。矢弾も通らぬ鎧をまとった騎士が点化する戦場で、盾一枚をわが身の防具として搶ぶすまを築いて進む従者の群れを想像させるわけである。

地震のような自然の猛威に対する防御もやはり戦場の論理に似たところがあると思われる。耐震設計上の重要度という考え方は、重要な拠点や前線では鎧に身を固めた施設や構造物としておこうとする考え方である。

つまり、戦における兵員の交替、補給の確保、通信連絡、救護などと同じように、万一に備えて、避難救援のための陸海空の交通路、応急物資（とくに水）の貯蔵施設、病院などいわゆるライフライン（生命線）相互をつなぐ点と線を特に強化しようとする考え方である。土木構造物の大部分は、これらの強化すべき重要な施設に含まれることになるが、事実、現在でも他と比較してそのような強化がより進んでいるといえる。

しかしながら戦場には、弾薬をもち込まなければならないと同様に都市にはエネルギーの補給源がなければならない。そのエネルギー物質が可燃物である場合、一度発災すれば、それが他に及ぼす影響は非常に大きなものとなり、これらの危険施設は前述の重要施設の機能を失なわせる可能性がある。

主に技術の専門家を対象としたアンケート調査の結果によれば、重要施設の耐震設計上の重要度を高くし、耐震性を強化すべきであるとするが、危険施設が重要施設に及ぼす影響については意見が分かれ、危険施設自体が他に及ぼす莫大な影響を阻止すべきであるとするものと重要施設をより一層防護すべきものとの二通りの考え方が出たといわれている。

幸いにも公共土木施設では、戦後しばらくを経た経済の回復期に質に重点を置いた耐震化と不燃化が進められてきているが、産業施設と住宅では、質より量に比重をかけた投資が進んでしまい、それらが大都市に密集している場合には、懸念のもたれるところとなっている。

さて、耐震設計上の重要度は、具体的にどのように取り扱いうるかと言うことについて考察してみる。図-1の耐震設計の骨格に示したつぎの4つの事項のどれにも、また重複して、重要度の因子を付加してもよいわけである。

- | | |
|----------------|---------------|
| (1) 荷重条件 | (2) 地盤の力学的諸性質 |
| (3) 構造物の力学的諸性質 | (4) 安全度の判定 |

また、これらの因子は、構造物自体でまた相互に一般に異なるバラツキをもっていることから、それぞれの因子にまた構造物相互に付加する重要度が異なっているてもよいわけである。つまり、重要度

を付加することによって、つぎの3つの事柄のうち少なくとも1つを満足させればよいことになる。

- (i) 構造物の耐震性の水準の絶対値を引き上げる。
- (ii) 構造物の耐震設計に関する諸因子のバラツキを考慮して、バラツキの幅の縮小化による均一性の向上を図る。
- (iii) 構造物相互の耐震性のバラツキを考慮して、バラツキの幅の縮小化による等質性の向上を図る。

例をあげれば、(i)の耐震性の水準の向上は、設計震度を高めること、安全率を高めることなどによって代表される。(ii)の因子間のバラツキは、地盤調査を入念に行ない構造物の支持地盤の選定に対する信頼性を高めること等に代表される。(iii)の構造物相互の耐震性のバラツキは、同種異形、異種異形の構造物間の耐震性のバラツキの幅を縮小化すること等である。同種異形、例えば、上流と下流の橋の耐震性のバラツキの幅の縮小化は、制度上可能であり、若干の実施例もあるが、異種異形、例えば、橋とトンネルとダムを比較しての、この種の作業は、現行の制度のうえでは容易ではなく、検討の事例もきわめて稀であり、今後の大きな課題であるといえる。

6. 耐震設計に関する今後の課題

冒頭にも述べたように、地震防災に関する社会科学的な手法による客観的評価技術は、未だ黎明期を迎えただけであり、いわんや耐震設計の前提条件となる立地問題の衣替えは、近い将来に期待することには無理があると思われる。

このような点を考慮しながら現在、建設省をはじめとする関係省庁は、耐震設計の基準の拡充整備に大きな力を注いでおり、なかでも建設省では、昭和47年度を起年とする5か年の研究開発プロジェクトにより、所管施設、所管法令に關係する構造物耐震化の技術的側面の強化を図ってきている。

このプロジェクトでは、新設・既存の構造物を問わず、依拠法令を問わず、公共土木施設および建築物について経済性と耐震性を合わせて向上させる新耐震設計法を策定しようとしている。そのフレームワークをここに紹介する。

- (1) 標準設計地震入力 地震動強度の地域区分の一元化
- (2) 地盤の耐震性 地盤の耐震性評価方法の確立
- (3) コンクリート部材の耐力と変形性能 動的変形性能の評価法
- (4) 鋼部材の耐力と変形性能 動的変形性能の評価法
- (5) 安全度 安全度の考え方
- (6) 基礎工の耐震計算法 基礎工の耐震設計法の一元化
- (7) 上部構造の耐震計算法 地震動に対する変形性能の評価法
- (8) 土構造物の耐震計算法 安定性評価手法の一元化
- (9) 地中構造物の耐震計算法 地震時における地盤の歪の評価法
- (10) 既存構造物の耐震安全度 既存構造物の耐震性評価システム
- (11) 構造細目 付属設備、二次部材の標準

この研究開発プロジェクトが完結することによって、耐震設計上の重要度という事柄が明らかにされていくことであろう。また、その成果が法令基準等に盛り込まれることによって、より進んだ耐震設計への道がひらかれていくことになると思われる。

Ⅲ 構造物の耐震性向上の設計手法

1. 地震防災計画における構造物の耐震性

地震という自然現象は、一定の地域に存在する構造物に無差別的に荷重作用を及ぼすものであるので、構造物の置かれている地盤条件、構造物の耐震強度に関して脆弱なものがまず第一に被害を蒙るという性質を持つ。過去の震害例をみると、近接した2つの構造物のうち地盤の悪い箇所の構造物が被害をうけ、良い箇所のものが被害をまぬがれたり、橋梁本体と比較して前後の取りつけ道路の盛土が地震に対して脆弱であったというケースがよくある。さらに、土木構造物では地震時に被害を受ける箇所は平常時において何らかの弱点が存在している場合が多い。このように地震は構造物の耐震という面での脆弱性を如実に明らかにしてしまうという意味で、土木構造物に下される公平な一種のジャッジメントということもできよう。

比較のために橋梁に対する自動車荷重について考えてみると、この荷重作用は人為的なものであるので、荷重の強さ、載荷条件をあらかじめ予測できるだけでなく、将来の交通量、投資効果を考慮して設計荷重の小さい、たとえば二等橋を架けることも可能である。既設の橋梁においても、道路管理者によって耐荷力が不足していると判断された場合には、通行車輛の制限ないし禁止をする場合もありうる。

雨、風などの自然現象も地震と同様に道路に災害をもたらす可能性のある現象であるが、現象の発生はかなりの程度予測可能であり、特に通行が危険な場合には通行禁止等の措置がとりうることは、自動車荷重の例と同様と考えられる。

地震の場合には、その発生が突発的であり無差別的であるので、地震対策としての構造物の設計手法としては、すべての構造物が等しく地震に対して破壊されないような強度を持つという方法が唯一のものであると考えられる場合が多い。しかしながら、有史以来の地震記録からもわかるように、発生頻度はごく小さいとはいえ、人間生活に壊滅的な被害を与えるような大きな地震動強度をもつ地震に対して破壊されないように、個々の構造物に莫大な投資をすることは、現実的ではない。したがって、地震が発生した後の国民生活にとって不可欠な施設、たとえばライフラインのような避難、救援活動、物質輸送に必要な最低限の道路および幹線の電力線、通信線、上下水道、医療施設などについて、重点的に耐震性向上の投資をした方がより実務的である。すなわち構造物の重要度に応じた耐震性を持たせるよう対策を講ずるという考え方ができる。

重要度を構成している要素としては多種多様であるがおおよそ表-1のような分類になるものと思われる。ここで表の縦軸には、構造物の種類のみでなく、その存在する地域の種類、規模の項目もあげている。横軸は重要度を構成する要素であり、大きく分けて機能上の重要度、耐久性、復旧の容易性に分類される。第一の機能上の重要度はさらに、その構造物の目的に対する貢献度、万一被害を受けた場合の被害の影響の大きさ、他の施設との補充性に細分される。重要度を検討する際には、この表の○印のついた項目について検討することが必要であろうと思われる。

以上までのプロセスで、地震防災上重要な地域、構造物ないし規模が特定されると、次には重要と認定された個々の構造物にどの程度の耐震性を持たせるべきであるかということが問題となる。ここ

表-1 構造物の重要度の構成要素

CLASSIFICATIONS	FUNCTIONAL IMPORTANCE			DURABILITY	REPAIR AND RECONSTRUCTION
	CONTRIBUTION	NUISANCE	DUMMY		
VICINITY	•	•	•		
STRUCTURE	•	•	•	•	•
SCALE	•	•	•	•	•

で耐震性とは構造物が固有に持っている機能をどの程度の地震動強度まで保持することができるかという尺度であるとしておく。

特定の構造物の耐震性を確保する際、新設構造物よりもむしろ既設構造物が問題となる。すなわち、耐震性のレベルとしてある一定値が与えられた場合、新設の構造物はそのレベルを満足するように図りうるが、既設構造物のなかには、耐震性の向上が必要とされる。言い換えれば現行の指針を部分的に満足していない構造物も存在する。また、建設当初には十分な耐震性をもっていたけれども長い年月の間に材料の劣化、腐食、疲労等によって耐荷力が減少し、現在の時点では耐震性の水準が低下しているものもある。このような構造物のなかには、部分的な補強によって十分な耐震性を回復しうるものもあるが、一方では通常考えうるような補強によっては回復不可能な改築を要するものも存在する。

しかしながら改築には莫大な投資を必要とするほか、空間的な余地がないとか、周辺の土地利用の状況などにより直ちに必要性を満足させるといふわけにはいかない場合もある。したがって既設の土木構造物のなかには、十分な耐震性を持ったものと、必ずしも十分ではなく、補強ないし改築を必要とするものが混在しているといえよう。さまざまな耐震性のレベルを持つ構造物に対して、必要とする耐震性のレベルが与えられた場合、耐震性の劣る構造物に補強を行なう場合の基本的な考え方を示しようとするのが、小文の目的である。

2 構造物の破壊確率

構造物の耐震強度を R 、地震による荷重強度を S とすると、構造物が限界状態、すなわち $R < S$ となるような確率 p は次式で与えられる。

$$p = P_r[R < S] = \int_0^{\infty} F_R(x) \cdot f_s(x) dx \quad (1)$$

ここで $P_r[R < S]$: $R < S$ となる確率

$F_R(x)$: R の累積分布関数

$f_s(x)$: S の確率変数

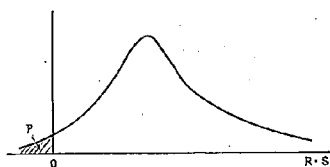


図-1 構造物の破壊確率

さらに $f_s(x)$ を一定期間 t (たとえば1年間) に発生する地震による荷重強度の確率変数とし、一方 R は材料強度、製作精度のばらつき、解析上の不確定要因等を無視して一定期間 t においては一定値 $R(t)$ をとるものと仮定すると、(1)式は

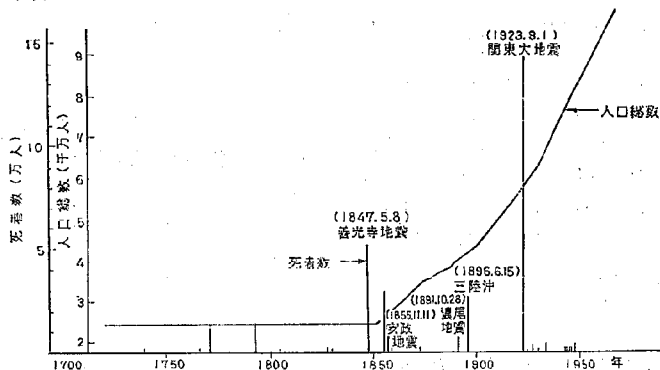
$$p(t) = \int_{R(t)}^{\infty} f(x) dx \quad (2)$$

と書きあらためられる。構造物の耐用期間 T_D における通算した破壊確率 U_D は

$$U_D = 1 - \prod_{i=1}^{T_D} [1 - p(t)] \quad (3)$$

$$U_{p=1-(1-p)^{T_p}} \dots\dots\dots (4)$$

さらに社会的に受忍されうる通算した破壊確率 U^* というものが存在するとすれば



- 1) 享保6年～昭和49年

$$\frac{\text{総死者数}}{\text{累加総人口数}} = \frac{319,425}{1.0368912 \times 10^{10}} = 3.1 \times 10^{-5}$$
- 2) 明治元年～昭和49年

$$\frac{\text{総死者数}}{\text{累加総人口数}} = \frac{195,549}{6.61379 \times 10^9} = 3.0 \times 10^{-5}$$
- 3) 昭和元年～昭和49年

$$\frac{\text{総死者数}}{\text{累加総人口数}} = \frac{15,996}{4.076777 \times 10^8} = 3.9 \times 10^{-6}$$

図-2 過去の地震による死者数

$$U_D = U^* \quad (5)$$

を満足するように構造物を設計すればよいことになる。ちなみにこの U^* がどの位のオーダーの数値であるかがよく問題となるが、道路橋、鉄道橋などの鋼構造で、現行の示方書に従って設計され、単一の荷重を受ける場合は $10^{-4} \sim 10^{-6}$ 、コンクリート構造ではそれより一つオーダーの低い値であると推定されている¹⁾。

地震被害で比較的古くから資料のある死者数について、参考までに地震によって死亡する確率を求めようとしたものが図-2である。すなわち1年間に地震によって死亡する確率は享保6年(1721年)から現在までを平均すると 10^{-5} のオーダー、このデータのうち関東地震の影響が大きいことを考慮して昭和元年(1925年)から現在までをとっても 10^{-6} のオーダーがあることがわかる。人間の寿命として平均60年をかけると、一生のうちで地震によって死亡する確率は $10^{-3} \sim 10^{-4}$ であり、意外に高い確率であるということができよう。

次に橋梁を例にとって、落橋のような壊滅的な破壊のみでなく、機能的に損傷を受けたものまで広義の破壊とみなして、過去の震害記録から耐用期間 T_d を推算した破壊確率を求めてみる。表-2 は関東地震以降の落橋数を表示しており^{5), 6), 7), 8)}、合計は22橋である。このうち新潟地震においては落橋が3橋に対して、耐力力の減少、部分的な破壊によって機能が低下したと考えられる橋梁は橋長20m以上の橋に限定すると13橋あったと報告されている⁹⁾。よって20m未満の橋梁について

も20m以上の橋梁と同一の比率で被害を受けていると仮定して、20m未満の橋梁まで含めた落橋および機能の低下した橋梁数を次のように推定した。

$$(3+13) \times \frac{4014}{609} = 107 \text{ 橋}$$

ここで4014橋は昭和39年末現在の新潟県における全橋梁数（橋長2m以上）であり、609橋は昭和39年末現在の新潟県における橋長20m以上の橋数である¹⁰⁾。関東地震以降に落橋ないし機能の低下したと推定される橋数はやや過大な見積りではあるが、

$$22 \times \frac{107}{3} = 785 \text{ 橋}$$

となる。

一方、昭和23年以降の全国の幹線市町村道以上における橋梁数の推移は表-3のとおりとなっており¹¹⁾、昭和22年以前の資料が不明であるので、関東地震発生の大正12年以降の橋梁数の推移を図-3のように仮定した。これによると大正12年以降の平均橋数は90040橋となる。昭和48年度末現在における全道路の橋梁数と都道府県道以上の橋梁数の比は1:0.24となっていることから、大正12年以降の全道路における平均橋梁数は

$$90040 \times \frac{1}{0.24} = 375000 \text{ 橋}$$

となる。よって、この期間内における橋梁の被害を受けた確率を、通常橋梁の耐用期間と考えられている50年に換算すると

$$\frac{785}{375000} \times \frac{50}{51} = 2.1 \times 10^{-3}$$

また、社会通念からみて、関東地震以降の被害は受忍できる範囲であると考ええることにして、(5)における U^* を 2.1×10^{-3} として、今後の議論を進めていくものとする。言いかえれば、現存する橋梁は 2.1×10^{-3} 程度、広義に破壊する確率をもっており今後建設される橋梁もおおよそこの程度の破壊確率は容認されるものとして設計されると仮定する。

表-2 関東地震以降の落橋数

EARTHQUAKE	DATE	NUMBER OF DESTROYED BRIDGES
KANTO	1923. 9. 1	8
NANKAI	1946. 12. 21	1
FUKUI	1948. 6. 28	10
NIIGATA	1964. 6. 16	3
TOTAL		22

表-3 橋梁数の推移

YEAR	LONG SPAN BRIDGES	SHORT SPAN BRIDGES	TOTAL
1948	1,730	105,323	107,053
1950	1,901	113,621	115,522
1951	1,934	116,806	118,740
1952	1,994	119,045	121,039
1953	2,054	112,190	124,253
1954	2,054	123,237	125,331
1955	2,137	123,027	125,164
1956	2,234	124,473	126,707
1957	2,267	124,823	126,780
1958	2,282	124,396	126,673
1959	2,350	123,553	125,333
1960	2,397	123,268	125,655
1961	2,436	123,373	125,809
1962	2,549	123,847	126,396
1963	2,599	123,971	126,570
1964	2,701	123,400	126,101
1965	2,797	124,090	126,887
1966	2,883	124,008	126,891
1967	2,992	125,587	128,579
1968	3,116	124,726	127,842
1969	3,314	125,406	129,750
1970	3,520	126,677	130,197
1971	3,725	127,524	131,249
1972	3,925	128,966	132,891
1973	4,107	130,056	134,163

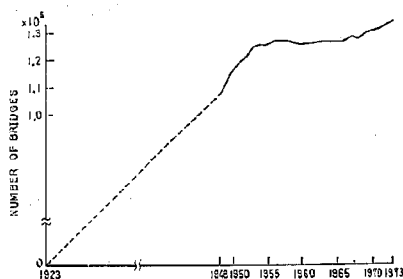


図-3 橋梁数の推移

3. 既設構造物における余命期間

新設構造物の場合には、 $U_D = U^*$ という(5)式を満足するように設計ができたとすれば、一応統一的な安全性は確保されていると考えることができる。一方、既設構造物については、設計当初に想定していた構造物の耐震強度ないし社会的に受忍されうる破壊確率 U^* が不変であるならば、その耐用期間中における通算した破壊確率 U_D は(5)式を満足していると考えられる。しかしながら、構造物の耐震強度が材料の劣化、腐食、疲労などの影響により減少していくという経年変化の影響が無視できない構造物について、経年変化の影響を設計当初に見込んでいなかったり、当初見込んでいた経年変化と実体が食い違っている場合には、その既設構造物は(5)式を満足することができず、 $U_D > U^*$ となってしまう。図-4は、構造物の耐久性の一般的な性質を推定して描いたものである。盛土、堤防のような土構造物は、圧密、締固めの効果により耐久性が増加ないし非減少の傾向にある。一方橋梁、トンネル、建築物等の構造物は時間の経過と共に材料の劣化、腐食、疲労により耐久性は低下していくと考えられる。よってこれらの構造物については上に述べたように通算した危険率 U_D が U^* を上回る可能性がある。逆の見方をすると、土構造物の場合には設計当初に見込んでいた通算した危険率 U_D は経年変化の影響を受けず不変もしくは減少する傾向にあるとも言える。この点において土構造物と橋梁、トンネル、建築物とでは当初に持つべき耐震強度に差があったもよいという考えも成立しうる。

また、耐震性に対する社会的要求の拡大ないしは構造物の重要度が設計当初よりも増大し、社会的に受忍されうる通算した危険率が設計当初に想定していたレベルよりも押し下げられる場合もある。以上のような場合には、構造物は補強により社会の要求に合致する必要がある。ただしここにいる補強とは、通常の維持管理を水準以上にやっけても必然的に要求されるもので、部分的な破損箇所を修復するという意味の補修とは本質的に異なるものである。

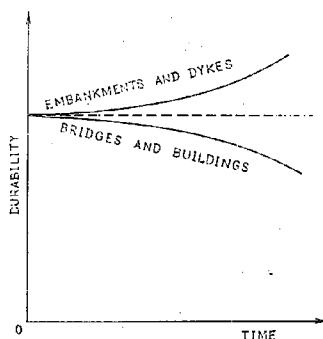


図-4 構造物の耐久性

既設構造物の耐震強度が、 $U_D = U^*$ を満足するレベルには達していないが、 $U_D = U^*$ を満足するのに十分な耐震強度と比較して差が大きい場合には補強によって(3)式により新たに求められる U_D が(5)式を満足することが可能であろう。しかし差が大きくなると、以上のような考え方によって補強することがかなり困難となり、極端な場合には構造物の作り直しを必要とする場合もでてくる。このような場合の補強については、構造物が完成してからの経過期間において被害が生じなかったという実績、および構造物の耐用期間 T_D のうち構造物が完成してからの経過期間 T はすでに償還されているという考えに立つと、(3)式における T_D の代わりに耐用期間から経過年数を差し引いた期間、すなわち余命期間 $\tau_R (= T_D - T)$ を入れて求めた通算した破壊確率 U_R が一定の水準を保っていればよいという考えがありうる。

$$U_R = 1 - \prod_{i=1}^{T_D} \{1 - p(t)\} \dots\dots\dots (6)$$

$$U_R = U_R^* \dots\dots\dots (7)$$

以上の考え方を模式的に表現したのが図-5である。曲線Aは(3)式の考え方によって $U_D = U^*$ を満足するように補強できる構造物を表わしており、曲線Bは(3)式によつては $U_D > U^*$ となる場合に同一の構造物に対し曲線Cのように余命期間を考慮することにより $U_R = U_R^*$ を満足することが可能であることを表わしている。

以下に構造物の建設当初から耐震強度が不足している場合および構造物の安全性に対する社会的要求が高まった場合における上記の手法の計算例を示す。

まず(3)式における $q(t)$ を求める。一般に地震動の震度 I_{JMA} (気象庁震度階) と1年間に I_{JMA} を超過するような確率 q との間には

$$\log q = \theta - \gamma I_{JMA}$$

という関係があることが知られている。 θ, γ は地域に固有の数値である。ここでは過去における震度の大きい地震と小さい地震の資料の精度のアンバランスを考慮した片山(報告12)をもとに、東京における定数の値を $\theta = 3.24, \gamma = 0.87$ と決定した(図-6)。

一方、地盤の振動と道路橋の応答について、全国15橋に設置された強震計の観測結果から、橋の応答震度 k_R と地震動の震度 k_S の間には次のような関係が報告されている(13)。

$$k_R = B_i k_i^{0.5} \quad i=1 \text{ or } 2 \dots\dots\dots (9)$$

ここで

$$B_i = \begin{cases} B_1 = 0.528 \\ B_2 = 0.264 \end{cases}$$

B_1 はマグニチュードの大きい地震による震度(期待値)に対応し、 B_2 はマグニチュードの小さい地震による震度(期待値)に対応する。

震度 k と震度階 (I_{JMA}) の間には次のような関係がある。

$$k_i = A_i \times 100.5 I_{JMA} \quad i=1 \text{ or } 2 \dots\dots\dots (10)$$

ここで

$$A_i = \begin{cases} A_1 = 2.53 \times 10^{-4} \\ A_2 = 6.00 \times 10^{-4} \end{cases}$$

(10)式を(9)式に代入し、 k_R を加速度に換算したものを a_R とすると

$$a_R = \begin{cases} B_1 \times g \times A_1^{0.5} \times 100.25 I_{JMA} \\ B_2 \times g \times A_2^{0.5} \times 100.25 I_{JMA} \end{cases} \dots\dots\dots (11)$$

g : 重力加速度

ここで、(11)式の2つの式の平均をとることとして整理すると

$$a_R = 7.92 \times 100.25 I_{JMA} \dots\dots\dots (12)$$

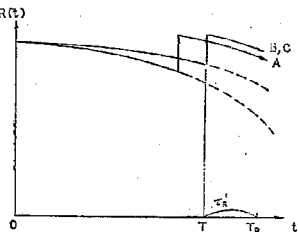
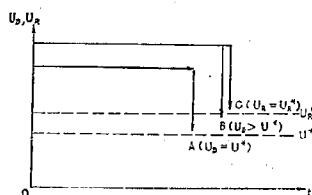


図-5 構造物の補強と余命期間

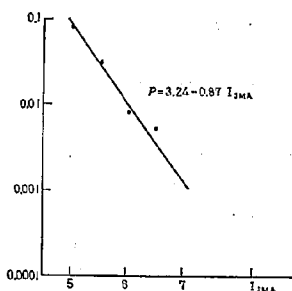


図-6 地震の1年当たり発生確率(東京)

構造物の耐震強度として a_R に対応するものを持つ構造物は、(8)式における q という破壊確率が 1 年当りにもつものと考えられる。

次に(3)式および(5)式における U_D , U_R を求める。ここでは、図-4において耐久性が低下する例として橋梁をとりあげているので、耐用期間の最後において、耐震強度は当初の値 R_0 の 75% に低下し、その間是对数的に強度が減少するという極端な例を設定した(図-7)。耐用期間としては橋梁について一般的に考えられている 50 年をとった。

$$R(t) = R_0 \{0.15 \log (51-t) + 0.75\} \quad \dots\dots\dots (Q3)$$

(Q2)式と(Q3)式を等しいとおいて求めた I_{MA} を(8)式に代入し、求められた q を(3)式、(5)式の $P(t)$ に代入すると

$$U_D = 1 - \prod_{t=1}^{T_D} [1 - 2.34 \times 10^6 \times R(t)^{-3.48}] \quad \dots\dots\dots (Q4)$$

$$U_R = 1 - \prod_{t=T}^{T_D} (1 - 2.34 \times 10^6 \times R(t)^{-3.48}) \quad \dots\dots\dots (Q5)$$

橋梁が完成してから T 年後に ΔR ないし $\Delta R'$ だけ補強を行なった場合には

$$U_D = 1 - \prod_{t=1}^T [1 - 2.34 \times 10^6 \times R(t)^{-3.48}] \prod_{t=T+1}^{T_D} [1 - 2.34 \times 10^6 \times \{R(t) + \Delta R\}^{-3.48}] \quad \dots\dots\dots (Q6)$$

$$U_R = 1 - \prod_{t=T}^{T_D} [1 - 2.34 \times 10^6 \times \{R(t) + \Delta R'\}^{-3.48}] \quad \dots\dots\dots (Q7)$$

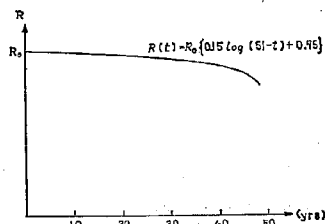


図-7 仮定した耐震強度

図-8, 9 は、建設当初から耐荷力が不足しているため、通算した破壊確率 U_D が所要の水準を確保できないので、橋梁が完成してから T 年後に補強をする例を示している。通算した破壊確率の所要の水準として、全耐用期間を対象とした U_D に対応するものとして $U^* = 2.1 \times 10^{-3}$ 、余命期間を対象とした U_R に対応するものとして、

$$U_R^* = \frac{T_R}{T_D} \times U^* \quad \dots\dots\dots (Q8)$$

をとるものとした。通算した破壊確率が(5)式ないし(7)式を満足するために必要な補強量 ΔR または $\Delta R'$ は(Q4)式、(Q5)式が(5)式、(7)式に等しいと置いて求められる。また、図の中で単位としてとっている R_0 は、耐用期間中に補強をせずに $U_D = U^*$ が満足されるように決定した(Q3)式における R_0 である。

図-8 は建設当初の耐震強度が R_0 の 94%、図-9 は建設当初の耐震強度が R_0 の 96% の場合を表わしている。それぞれの図で曲線 A は補強がないと仮定した耐震強度、曲線 B は耐用期間を通算した破壊確率が(5)式を満足するように補強 ΔR をした場合の耐震強度、曲線 C は余命期間を通算した破壊確率が(7)式を満足するように補強 $\Delta R'$ をした場合の耐震強度をそれぞれ表わしている。図-8 で曲線 B では構造物の完成後 30 年以降では曲線が切れているのは、全耐用期間を対象と考えた $U_D = U^*$ を満足するような補強する方法は存在しないことを意味している。また、図-9 においても曲線 B では構造物が完成後 30 年以降位から補強量 ΔR が急激に増大している。一方、曲線 C は双方の図いずれにおいても、その補強量 $\Delta R'$ は全耐用期間を通じてゆるやかに増加するだけであるので、もし補強

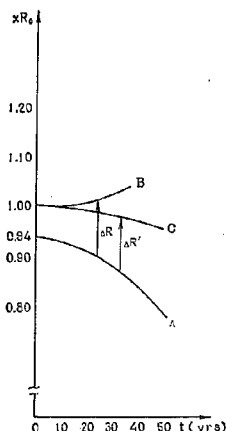


図-8 当初の耐震強度が不足している場合の補強(1)

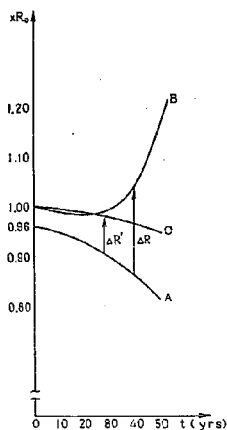


図-9 当初の耐震強度が不足している場合の補強(2)

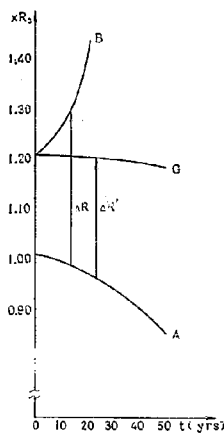


図-10 破壊安全度が当初の場となるような補強

量を決定するのに曲線Cのような考え方によるとすれば、実際面への応用という観点からも極めて現実的なものであると考えられる。

図-10は、(5)式ないし(6)式の U^* が当初想定していたと仮定している 2.1×10^{-3} の $1/2$ になったとした場合の例を示している。曲線A, B, Cの意味するものは、図-8, 9で述べたものと同様である。この例でも曲線Bは年数の経過とともに補強量 ΔR が急激に増大するのに対し、曲線Cによる補強量 $\Delta R'$ は全耐用期間を通してゆるやかに増大している。

以上のきわめて限られた計算例をみると、構造物の耐震強度が時間の経過とともに減少していくような構造物については、既設構造物と新設構造物に同一の破壊確率の尺度を導入するのは実際的ではなく、むしろ構造物の余命期間に着目した別種の破壊確率によって補強を考えた方が実用上からも妥当であろうと考えられる。ただし、これはあくまでも耐震強度が時間の経過と共に減少するような構造物についていえることであり、耐震強度が時間に無関係に変化しないと考えられる構造物については、全耐用期間における通算した破壊確率を考慮した補強量と余命期間における通算した破壊確率を考慮した補強量とはほぼ等しくなるため、特に余命期間を考慮する必要性はないといえる。

4. 耐用期間および余命期間における全費用

4.1 新設構造物の全費用

前節までにおいて、構造物の補強に対する一つの考え方を述べてきたが、どのような考え方をとるにせよ設計手法が与えられた場合には、その設計手法に基づいた設計を行ない、さらに耐用期間中の全費用を最小とすることが最適設計であるといえる。ここでは、新設構造物の全費用を構成する要素について記述する。

全費用Cは、以下のような要素で成り立っていると仮定する。

$$C = C_c + C_R + C_F$$

ここで C_c : 建設費

C_R : 耐用期間中における補強費

C_F : 構造物が破壊したと仮定した場合の損失費用

耐用期間中にかかる費用としてはこの他に、日常の維持管理に要する費用もあるが、これは構造物の耐震性のレベルには余り影響を与えないものとして省略した。

建設費 C_c は、耐用期間を通算した破壊確率のみに依存するとして、次式によって表わせるとした¹⁴⁾。

表-4 耐用期間における全費用

$$C_c = C_{c0}(1 - \log U_0)$$

C_{c0} : 定数

U_0 : 耐用期間中に補強がないと仮定したときの通算した破壊確率 (補強がない場合は $U_0 = U_D$)

ここで c は破壊確率に依存しない定数であるが、計算例では鉄筋コンクリート床版について求められた数値¹⁴⁾ ($c = 0.041$) をそのまま用いた。

強度 R の構造物を $(R + \Delta R)$ に補強するための補強に要する費用は、強度 R の構造物と $(R + \Delta R)$ の構造物の建設費の差額に定数をかけたものと仮定する。

$$C_R = \alpha \sum_{i=1}^N [C_c(R + \Delta R) - C_c(R)]$$

α : 定数

N : 補強回数

$C_c(R + \Delta R)$, $C_c(R)$: 強度 R , $R + \Delta R$ の構造物の建設費

定数 α は建設費と補強費の比率であるが、補強の際は工事が小規模になること、仮設に費用がかかることから2と仮定した。

破壊損失による費用は構造物の破壊による間接被害等の破壊確率に独立な

部分と、破壊された構造物の復旧、再建設等の破壊確率に依存する部分に分解されるとして次式のごとく仮定する。

$R_{t=0}$	ΔR	C_c	C_R	C_F	$C(T=0.00)$	$C(T=0.05)$	$C(T=0.00)$
補強なし							
1.000		1.110	0.000	0.004	1.114	1.114	1.114
10年後に補強							
0.999	0.074	1.105	0.010	0.004	1.120	1.114	1.111
0.947	0.064	1.105	0.009	0.004	1.119	1.114	1.111
0.955	0.065	1.107	0.007	0.004	1.118	1.114	1.112
0.962	0.045	1.107	0.006	0.004	1.117	1.114	1.111
0.970	0.035	1.108	0.005	0.004	1.117	1.113	1.111
0.978	0.026	1.108	0.004	0.004	1.116	1.113	1.112
0.985	0.017	1.109	0.002	0.004	1.115	1.113	1.111
0.993	0.008	1.109	0.001	0.004	1.114	1.113	1.111
1.000	0	1.110	0.000	0.004	1.114	1.113	1.111
20年後に補強							
0.999	0.096	1.105	0.013	0.004	1.123	1.112	1.108
0.947	0.083	1.105	0.012	0.004	1.122	1.112	1.108
0.955	0.070	1.107	0.010	0.004	1.121	1.112	1.109
0.962	0.058	1.107	0.008	0.004	1.119	1.112	1.109
0.970	0.045	1.108	0.006	0.004	1.118	1.112	1.110
0.978	0.033	1.108	0.005	0.004	1.117	1.112	1.110
0.985	0.022	1.109	0.003	0.004	1.116	1.112	1.110
0.993	0.010	1.109	0.001	0.004	1.114	1.112	1.110
1.000	0	1.110	0.000	0.004	1.114	1.111	1.110
30年後に補強							
0.999	0.145	1.105	0.020	0.004	1.130	1.111	1.107
0.947	0.124	1.105	0.017	0.004	1.127	1.111	1.107
0.955	0.103	1.107	0.014	0.004	1.125	1.111	1.108
0.962	0.083	1.107	0.012	0.004	1.123	1.111	1.108
0.970	0.065	1.108	0.009	0.004	1.121	1.111	1.109
0.978	0.046	1.108	0.006	0.004	1.118	1.111	1.109
0.985	0.029	1.109	0.004	0.004	1.117	1.111	1.109
0.993	0.013	1.109	0.002	0.004	1.115	1.111	1.110
1.000	0	1.110	0.000	0.004	1.114	1.111	1.110
40年後に補強							
0.993	0.180	1.107	0.025	0.004	1.136	1.112	1.108
0.970	0.131	1.108	0.019	0.004	1.131	1.111	1.108
0.978	0.090	1.108	0.013	0.004	1.125	1.111	1.109
0.985	0.055	1.109	0.008	0.004	1.121	1.111	1.109
0.993	0.023	1.109	0.003	0.004	1.116	1.110	1.109
1.000	0	1.110	0.000	0.004	1.114	1.110	1.110

注) 単位として $R_{t=0}$, ΔR は R , C_c , C_R , C_F は C_{c0} をとっている

$$C_F = [C_{F0} + mC_{C0}(1 - \log U_0)] U_0$$

C_{F0}, m : 定数

C_{F0} は構造物の破壊による間接被害のみであるとして、新潟地震における直接被害の比率に関する資料¹⁵⁾ から次のように定めた。

$$C_{F0} = \frac{1221 \text{億円 (間接被害)}}{1300 \text{億円 (直接被害)}} \times C_{C0} = 0.939 \times C_{C0}$$

m は復旧費と建設費の比率であるが、両者に余り差はないものとみなして 1 とした。

表-4 には $U_0 = 2.1 \times 10^{-3}$ を確保するため、完成後の補強をしない場合および 10, 20, 30, 40 年後に補強する場合の全費用が示してある。ここで r は利子率である。

この結果をみると、全費用は補強時期、補強量によって変化はあまりないことがわかる。

表-5 余命期間における全費用

上段 下段 U_R^*	JR	C_R	C_F	C_F'	$(C_F - C_F')/C_R$
完成直後に補強					
1.05×10^{-3}	0.207	0.0252	0.0043	0.0022	0.0834
1.05×10^{-3}	0.207	0.0252	0.0043	0.0022	0.0834
10年後に補強					
1.05×10^{-3}	0.220	0.0318	0.0037	0.0015	0.0692
0.84×10^{-3}	0.269	0.0272	0.0037	0.0017	0.0735
20年後に補強					
1.05×10^{-3}	0.233	0.0471	0.0029	0.0007	0.0467
0.63×10^{-3}	0.426	0.0281	0.0029	0.0013	0.0569
30年後に補強					
1.05×10^{-3}	>1	>1	0.0021	—	—
0.42×10^{-3}	0.255	0.0303	0.0021	0.0009	0.0306
40年後に補強					
1.05×10^{-3}	>1	>1	0.0012	—	—
0.21×10^{-3}	0.275	0.0324	0.0012	0.0004	0.0247

(注) 単位として JR は R_0 を、 C_R , C_F , C_F' ($C_F - C_F'$)/ C_R は C_{C0} としている

4.2 既設構造物の全費用

既設構造物について前章において述べてきたように、余命期間に着目しているため、全費用も余命期間における費用について考えることによる。すなわち既設構造物を補強する際の全費用 C' として次のようなものを考える。

$$C' = C_R + C_F$$

ここで C_R , C_F の意味するものは 4.1 と同じであるが期間は余命期間を対象としている。表-5 は図-10 においてとりあげた既設構造物について、余命期間における全費用を示している。この表で C_F は補強を実施しない場合の破壊損失、 C_F' は補強を実施した場合の破壊損失をそれぞれ表わしている。

比較のために図-10 における曲線 B および C、すなわち補強量を決定する際に全耐用期間を考慮した場合と、余命期間のみを対象とした場合の両方を掲げている。この結果をみると、当然のことながら補強費用 C_R は余命期間を考えた場合に比較して全耐用期間を考慮した方が上回っている。構造物完成後 30 年以降では比較できない程その差は大きくなる。また補強という投資の投資効果ともいふべき(破壊損失の減少)/(補強の投資量)についても上と同様な傾向が認められる。余命期間を考慮した場合のみに着目すれば、補強時期が早い程投資効果が高いことも、常識と一致していると考えられる。

一方、破壊損失による費用 C_F ないし C_F' と補強による費用 C_R とではオーダーが一つ違うことは注目すべきである。すなわち投資効率 $(C_F - C_F')/C_R$ は数パーセントにすぎないのであって、この計算例にかぎってみても災害を軽減するための投資の最適値は公共経済学的全社会的費用を最小にする点に求められるのではなく、社会的に要求される耐災性のレベルまでは投資せざるをえない

ということがいえる。

5. おわりに

地震防災計画の立案にあたっては、既設構造物の評価、補強手法が重要な要素であることは指摘されているところであるが、具体的な内容となると明確な理念が確立されていないのが現状であろう。そのためには既設構造物の補強に際しても新設構造物における設計の考えが準用されるというのが一般的な手法となっており、既設構造物のなかには補強が不可能ということで放置され、改築の時点までそのままの状態で使用されるというケースもないとはいえない。これを新設構造物と既設構造物で設計に対する考えを区別してはどうかというのが本文の趣旨である。御批判、御意見を賜われれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) Freudenthal, A.M.: Critical Appraisal of Safety Criteria and Their Basic Concepts, Prel. Report, 8th Congress, IABSE, 1968.
- 2) 東京都の災害, 東京都総務局行政部, 昭和47年
- 3) 厚生省人口問題研究所: 人口政策の要(昭和16年8月)
- 4) 総理府統計局: 人口推計月報(昭和50年1月)
- 5) 大正12年関東大地震調査報告(第3巻) 橋梁建築の部, 土木学会, 昭和24年
- 6) 土木研究所資料第256号 南海地震および福井地震による橋梁基礎被害残存資料, 昭和43年12月
- 7) 福井震災誌, 福井県, 昭和24年6月
- 8) 昭和39年新潟地震々害調査報告, 土木学会新潟震災調査委員会編, 昭和41年6月
- 9) 土木研究所報告第125号, 新潟地震調査報告, 昭和40年6月
- 10) 道路統計年報, 1964, 日本道路協会
- 11) 道路統計年報, 1973, 日本道路協会
- 12) 片山恒雄: 地震活動度, 危険度の確率論的な考え方生産研究, 第27巻第5号, 昭和50年5月
- 13) 栗林, 岩崎: Observed Earthquake Responses of Bridges, 第4回世界地震工学会議論文集(Proc. of 4WCEE), 1969年1月
- 14) Pugsley, A.G.: The Safety of Structures, Edward Arnold Publishers Ltd, 1966
- 15) 新潟地震の記録: 新潟県, 昭和40年6月

参 考 資 料

- 1) 栗林栄一, 羽立隆幸, 干場良信 "地震被害の分布性状" 土木技術資料 18-9, 1976年9月
- 2) 栗林栄一 "耐震設計上の重要度" 施工技術 9巻12号, 1976年12月
- 3) 栗林栄一, 田崎忠行 "構造物の耐震性向上の設計手法" 土木技術資料 18-9, 1976年9月
- 4) 田崎忠行 "集団の意識の推計手法について" 第15回土木研究所研究発表会資料,
昭和51年10月21~22日, 東京
- 5) 市原薫, 栗林栄一, 田崎忠行 "地震対策における構造物の耐震性向上の計画手法, 日米天然会
議, 耐風耐震構造専門部会第8回合同部会会議録, 1976年5月18~21日, ワシントン
D.C.