

土木構造物の耐震性能設計における 新しいレベル１の考え方（案）

平成１５年１１月１８日

土木学会 地震工学委員会

耐震設計基準小委員会

目 次

1 . はじめに	1
1.1 背景	1
1.2 従来のレベル1 の考え方と直面する問題	3
1.3 性能規定型設計への移行	4
2 . 使用性照査とは	5
2.1 国際基準等における使用限界状態	5
2.2 歴史的背景	7
2.3 通常時使用性と地震時使用性	11
3 . レベル1 で照査すべきもの	13
3.1 レベル1 で照査すべきもの	13
3.2 現在のレベル1 設計法が技術的進歩の障害となっている点	14
3.3 経済性照査の基本手順	16
3.4 経済性照査による耐震設計のメリット	20
3.5 ライフサイクルコストにおける各種要求性能のバランス	22
3.6 耐久設計と耐震設計の一元化	24
3.7 信頼性設計と経済性照査の関係について	27
4 . 地震入力の設定と応答・被害の算定	30
4.1 地震入力の設定	30
4.2 地震応答および被害の推定の考え方	46
4.3 鉄道構造物における被害ランクの分類例	52
4.4 道路構造物における被害ランクの分類例	57
5 . ライフサイクルコストの算出	64
5.1 建設コストの概算	64
5.2 メインテナンスコストの概算	74
5.3 復旧コストの概算	79
5.4 間接経済被害の考え方	88
5.5 リスクを考慮した設計・修繕 / 更新と経済評価	93
6 . 経済性指標に基づく耐震性能の評価事例	
6.1 概説	99
6.2 高架道路橋に対する目標性能設定	100
6.3 地震損失コスト算定システムの例	105
7 . おわりに	112

1. はじめに

1.1 背景

土木学会では 1995 年兵庫県南部地震による阪神淡路大震災の後，同年 5 月と翌年 1 月の 2 回にわたって耐震基準等に関する「第一次・第二次提言」¹⁾を行った．その中で，今後，土木構造物の耐震性能の照査では，レベル 1 および 2 の二段階の設計を行うべきことが述べられている．この後，土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会が組織され，「第一次・第二次提言」を実務に反映させるべく，記述を具体化する努力が行われた結果が，2000 年 6 月に「第三次提言」¹⁾としてまとめられた．この中で，「レベル 2 地震動とは構造物の耐震設計に用いる入力地震動で，現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動である」と定義され，震源断層を想定して評価すること（震源依存），震源断層が特定されない場合でも下限基準として M6.5 直下の地震に配慮すること，強震動予測法により評価すること（地点依存），発生確率は基本的に考慮しない確定論的地震動評価法によることなどが決められている．さらに，地震工学委員会耐震基準小委員会が 2001 年 11 月にまとめた「土木構造物の耐震設計ガイドライン」²⁾は，各種構造物におけるレベル 2 設計法について詳細に記述している．これらの結果として，1995 年兵庫県南部地震以降，各種土木構造物に対する耐震設計規定の見直しが行われ，その中で特にレベル 2 設計法が整備されてきた．

一方，レベル 1 について「第一次・第二次提言」では，レベル 1 地震動を供用期間内に 1～2 度発生する確率をもつ地震動強さと表現するとともに，これを弾性設計法と組み合わせて用いるとし，その設定に関しては従来の耐震設計で使用されてきた地震荷重や設計法の体系とノウハウを尊重するのが適当であると述べている．しかし「第三次提言」では，「厳密に言えば，従来の地震荷重は地震の発生確率を根拠に設定されたわけではなく，主として 1891 年濃尾地震以降における地震被害の教訓を生かすため直観的あるいは試行錯誤的に定められてきた側面が強い」とされ，「土木構造物の耐震設計ガイドライン」では，「レベル 1 地震動とは，当面は許容応力度設計などの従来型設計に用いる地震動とする．（中略）ただし，レベル 1 地震動の強さを与える考え方や，これに対応する性能について早急に研究を進める必要がある」と述べられている．

本報告書は，「ガイドライン」の提言を受けて，地震工学委員会耐震基準小委員会の中に設けられたレベル 1 ワーキングによって検討されまとめられた，従来のレベル 1 に代わる新しい設計法の考え方の提案である．ワーキングの委員構成および本報告書の執筆章節を以下に示す（五十音順）．

足立幸郎	（阪神高速道路公団）	4.4, 5.2, 5.3
安中 正	（東電設計株式会社）	4.1
石川 裕	（清水建設株式会社）	6.1
井関泰文*	（鹿島建設株式会社）	6.3
上田孝行	（東京工業大学）	5.4～5.5
佐藤尚次	（中央大学）	2.1～2.3, 3.5～3.6, 6.2
澤田純男	（京都大学）	1.1～1.3, 3.1～3.4, 3.7, 7
鈴木 誠	（清水建設株式会社）	3.7

中村 晋	(日本大学)	4.2, 3.7
中山 学	(株式会社奥村組)	5.1
前川宏一	(東京大学)	3.6, 5.2
松本敏克	(株式会社ニュージェック)	5.1
室野剛隆	(鉄道総合技術研究所)	4.3

* 委員外執筆者

1.2 従来のレベル1の考え方と直面する問題

前述したように、「第一次・第二次提言」では、供用期間中に1～2回、許容応力度設計法、従来の基準の入力地震動、のセットで論理が構成されており、これらのバランスが保たれている場合はとりあえず大きな問題が発生しないが、地域によってこれらの関係が成り立たない場合がある。例えば、文部科学省の地震調査推進本部による評価では、南海地震や東南海地震がこの50年間に発生する確率は80%とされており、これらは頻度上はレベル1の範疇に入ると考えられる。しかしながら、和歌山南部県や高知県などでは、震源断層に近い場合、かなりの強度の地震動を想定しなければならない。これに対して応答を弾性範囲に留める設計を行うことは、極端に大きな断面としなければならないことになる。すなわち、発生頻度がレベル1であるにもかかわらず、大きさが従来の設計基準のレベル1を大きく越え、レベル2に相当するような事例が、この他にも例えば仙台市における宮城県沖の地震などで見られる。

このような事例から、一般的に用いられている「レベル1地震動」、「レベル2地震動」なる用語の「レベル」が、地震動の大きさの「レベル」か頻度の「レベル」かという疑問が生じる。歴史的に考えれば、元々震度法による弾性設計法があり、弾塑性挙動をチェックする照査が震度法に加える形で導入され、これらの一連の設計が「二段階設計法」と呼ばれることになった。そこで、従来の震度法による弾性設計を「レベル1」、弾塑性挙動の照査を「レベル2」と呼ばれることになったと考えられる。この流れから考えれば「レベル1」設計に用いられる入力地震動が「レベル1地震動」であり、「レベル2」照査に用いられる入力地震動が「レベル2地震動」である。すなわち「レベル」は設計法のレベルであり、地震動の大きさのレベルでも頻度のレベルでもない。

それでは、レベル1地震動をどのような基準で設定すれば良いか？ 「第一次・第二次提言」で「供用期間内に1～2度発生する確率をもつ」と定義した根拠は明らかでない。「1891年濃尾地震以降における地震被害の教訓を生かすため直観的あるいは試行錯誤的に定められてきた」従来の耐震設計基準の入力地震動が、「供用期間内に1～2度発生する確率をもつ」ものに相当する場合は多いのではないかと希望的観測が述べられていると解釈するのが妥当であろう。現状ではレベル1地震動を設定する学問的根拠は皆無である。

1.3 性能規定型設計への移行

最近では土木構造物の設計に、従来の仕様規定型設計に代わって、性能規定型設計が取り入れられつつある。これは、設計された構造物が要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式や構造材料、設計手法、工法を用いてもよいとする設計方法である。より具体的には、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を供用期間中に維持するために必要とされる要求性能を規定し、要求性能が構造物の供用期間中確保されることを照査する手順を踏む。従来のレベル1、レベル2設計法は入力地震動や、構造物の変形性能などの計算法を指定した仕様規定型の設計法であり、新たな構造形式や新しい考え方を導入するためには、規定そのものを変える必要があった。しかしながら、性能規定型設計では、規定を変えることなく、新しい高じん性構造などの導入が可能となる。

性能規定型設計に移行するにあたり、従来のレベル1設計で照査していた性能とは何かが、まず問題となる。本論では、2章でこの問題についての歴史的経緯を考察したのち、3章で経済性照査としての新しいレベル1設計の考え方を提案する。4章では地震入力の設定法と、その応答から被害レベルを算定する方法までの詳細を解説し、5章では初期建設コストと、地震時および地震後の補修コスト、および間接被害の算定法について述べる。6章では、本提案法の考え方に近い方法で設計された例を示す。なお、レベル1 = 断面設計、レベル2 = 照査、あるいは、レベル1 = 弾性設計、レベル2 = 弾塑性設計といった固定観念をもって本論を読むと、大変混乱するので注意されたい。

参考文献 (1.1 ~ 1.3)

- 1) <http://www.jsce.or.jp/committee/earth/index.html>
- 2) <http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/guidline.html>

2．使用性照査とは

2.1 国際基準等における使用限界状態

第1章で、現状のレベル1設計が直面する問題をあげて、「従来のレベル1設計で照査していた性能とは何か？」という問題提起をしたが、「レベル1設計は、使用性照査である」という解釈が既に定着している感があるので、これに対する考察を少し異なる観点からおこない、3章以下に続く議論の基礎としたい。

土木に関連する国際標準として、ISOの規定をみてみることにする。多岐にわたる分野の中で、設計（安全性・信頼性・荷重）に関するものは、ISO/TC98の管轄になっており、ISO2394「構造物の信頼性の基本」、ISO3010「構造物への地震作用」、ISO13822「既設構造物の信頼性評価」などが知られている。後の二つは日本が幹事国となって原案を作成しており（それぞれ石山祐二北大教授、三橋博三東北大教授が主査）、三つとも邦訳が作られている¹⁻³⁾。ISO2394では、限界状態を「終局限界状態」と「使用限界状態」に分類しており、ISO3010もこの概念に沿った書き方をしている。またISO13822では、老朽化に伴う構造物の状態変化のみならず、地震等の作用を経た後の状態のチェックも抱合している。終局限界状態とは、「崩壊もしくはそれに類似した構造物の破壊を招く限界状態」であり、これに対して使用限界状態とは「それを超えると構造物または構造要素が使用性に関する要求事項を満足できなくなる限界状態」と定義される。

終局限界状態の定義は、構造物の利用者の生命・財産の保全にかかわる照査として、理解が容易である。当然どのような土木構造物にも必要な要求性能であり、適切な照査規定が与えられている。他方、使用限界状態は、わかりにくい部分がある。これまで、「コンクリートのひび割れ」「過大な振動」「たわみ制限」、あるいは建築物であれば、遮音性や保温性などをこの限界状態に当てて解釈してきた経緯はある。しかし、性能設計への移行、環境負荷や施工性、構造改変性、長寿命など幅広い性能の尺度が求められつつある時代を考えれば、使用性という用語を余り字義通りに狭く解釈するのは賢明ではない。構造物に求められる様々な性能の要求の中で、終局限界状態を除くすべてのものが使用限界状態に包括されると理解していくことが、国際化対応と、設計への時代の要請を矛盾なく整合させることにつながるであろう。

その意味で、本報告書の基本となる使用限界状態への一つの解釈；「経済性にかかわる性能」という理解がクローズアップされる。もっとも、土木構造物はすべてが「経済装置」としてと見られることもできるわけで、そう考えれば、その限界状態は、（構造安全性の問題も含めて）すべて経済問題となる。しかし人命にもかかわる問題を貨幣価値換算して評価尺度にすることには現時点で国民的合意が得られているとは言い難く、当面は終局限界状態を経済性から見る議論は避けるのが無難と考えられる。

また、地震時を想定した設計は、やや特殊な側面がある（極めて低頻度ながら、大被害＜＝個々の構造物の被害が大きいのみならず、「同時多発性」による社会的インパクトも＞が予想される状況への特段の配慮は、一般のリスクの専門家の間でも議論のあるところである）。ISO2394の起案にかかわったヨ

ヨーロッパでは、地震時の状況は例外的である。このため、通常時使用性と地震時使用性の差異についても一定の考慮が必要である。これは 2.3 に節を設けて論ずることとしたい。

2.2 歴史的背景

(1) 震度法はもともと安全性照査でだった

1923 年関東大震災を契機にわが国の耐震設計の考え方が整備されてきたのは周知の事実である。当初は静的震度法で水平設計震度 0.1 を考慮することが基本とされ、後年に至りこの基本値は 0.2 にとられるようになってくる。これを他の一般的な荷重と同様に構造物に作用させ、許容応力度法によって安全性の照査を行うことが、最も基本的な設計スキームとして半世紀余も定着してきたわけである。

では歴史的に、この照査の内容は、終局限界状態として認識されてきたのであろうか、あるいは使用限界状態だったのだろうか？ 答えは明らかであって、前者としての位置付けが一貫して与えられてきたのである。昭和の時代の技術者が、静的震度法と許容応力度法によって行ってきた設計の目的を、構造物の安全性、ひいては利用者の生命財産の安全性と認識していたことには、疑う余地がない。

一方で、今日的観点からすれば、0.1 から 0.2 といった水平震度は、想定最大加速度には遠く及ばないし、構造物の設計供用期間に対応して十分な再現期間を有する大きさともいえない。また、従来の許容応力度でカバーされている構造物や部材の耐力が、終局限界を十分に表現しきれているともいえない。関東大震災当時に推定された最大加速度は 0.3G から 0.4G といったところであると思われるが、この値を昭和の技術者が知らなかったかということ、これも当たらない。許容応力度、あるいは弾性限界が、地震に対して想定すべき耐力の表現として十分でないことの認識はもたれていたが、正確に耐力を表現できるだけの理論とデータが不足し、また最大加速度ベースで設計地震力を表現するだけの理論とデータも不足していたのが実情である。当時の理論とデータの枠内で、過大な地震の際に構造物の利用者の人命と財産の安全を、十分な信頼度で守ることを目的として、当時の技術者が規定を考えていたと認識すべきであろう。これを後付けで地震時の使用性能照査をしていたように解釈し、二段階設計理論や国際標準の枠組みに無理やりすり合わせることは、ミスリードといわざるを得ない。

(2) 構造力学から見た弾塑性設計

そもそも「地震による構造物の被害の側面から」のみで設計論を解釈し、「許容応力度法=弾性計算=使用限界(or 非終局限界)という解釈」にとられること自体が、視点の偏りである。構造力学の発達史、あるいは土木における構造力学教育のあり方などを概観すれば、より広い視点から、耐震設計を相対化することができる。

構造力学そのものに土木と建築の差異があるわけでもないが、現実土木と建築の構造力学教育の重点のおき方は大変異なる。土木のように、静定あるいは低次の不静定構造に対し、内部の応力分布までを詳細に追わせ、かつ断面の合理化をはかる教育をする（建築ではこういう教育はしない。センスとしては機械系の材料力学に近い）のは、明らかに橋梁上部構造の設計の予備としての位置付けである。弾性構造力学に続いて、「(弾)塑性解析・塑性設計」という項目を教育するカリキュラムをもつ大学も多いが、その立場に立って整理すると、

- ・ 鋼構造部材にコンパクト／ノンコンパクト断面という分類があることにみられるように、全塑性モーメントと弾性限界モーメントの差（両者の比を形状係数という）は、断面形によって大きく異なる【形状係数は、丸棒で約 1.7、長方形断面で 1.5 であるのに対し、薄肉円筒で約 1.27、建築鉄骨の H 形鋼で約 1.15、プレートガーダー等の組立 I 形断面で 1.1 以下である。】
- ・ さらに、構造システムの不静定次数によっても、系全体の初期降伏→終局状態の間の余裕は著しく異なる。

以上の説明を前提として、「『余裕がある』のはいいことか？」という質問を試みた場合、立脚点によって回答は 180 度異なる。

- ・ 基本的に（少なくとも断面レベルでは）、形状係数が大きいことは「弾性挙動時に、ぜい肉となる（応力の小さい）部分＜＝図心近傍＞をたくさん保持している」わけだから、力学的に無駄が多いことは明らか。よって
 - 自重が軽いことが設計の合理化上重要な意味をもち（例えば橋桁）
 - 耐えるべき荷重の上限水準が比較的明確（例えば鉄道橋）
 といった条件が揃っていれば、「断面をスリム化して形状係数を 1 に近づけ、不静定次数を減らし、小数の大断面の主部材によって力を支点に伝達する」ような設計をするのがよいという結論になろう（執筆者は、個人的に、「大黒柱設計」と呼んでいる）。

橋梁は自重が軽いことが重要な設計上の要求であり、鋼構造とコンクリート構造のシェア競争などにも影響が大きい。近年鋼橋においてみられる、大断面・小数桁構造への移行は、こうした条件を反映したものである。

18 世紀以来の橋梁（鋼橋）の設計は、明らかにこのような周辺条件のもとで発展してきた。これが「土木構造力学」の基本的パラダイムである（建築構造力学とは一線を画する）。こういう設計のもとでは、「前提条件が狂って」弾性限界を超過すると、局所的な剛性の低下が構造システム全体に様々な悪影響をもたらす。連鎖反動的にダメージが拡大し、（一種のドミノ現象）鉄道橋であれば走行の危険度の増加にもつながる。よって「弾性限界を超える・超えない」は、ほとんど終局限界に近いニュアンスをもつものとなる。ただし、荷重として支配的なのは死荷重と活荷重であり、ほとんどが制御可能なものと考えられてきた。

逆に、先の問いに対して

- 自重軽減がさほど重要な設計上の要求項目でなく、（他により優先すべきことがある等；例えば建築のデザイン・設備の付加価値や、室内利用上の構造物占拠空間の制約等がこれに当たる）
- 耐えるべき荷重の上限水準には一応の目安があるものの、超過の可能性も無視できない（例えば地震）

という条件下でものを考えるなら、「ぜい肉がつく」ことを忌避する強い理由はなくなり、場合によってはあった方がよい、という結論もあるだろう。橋でいわゆる二次部材といわれる横構や対傾構（座屈安定のための分岐制御としては有効に機能するが）に、降伏後の応力再分配まで機能要求するのには無理があるが、建築物の壁は、平常時（弾性挙動時）の力の伝達のハイアラーキーではごく低位にあるものの、弾塑性挙動の制御には有効に活用しうる「遊び」の部分である。この場合、ごく稀に生じる極大荷

重値への危機管理として、ある程度の損傷を許容しても、耐荷能力だけは確保しようと考えことになる。よって、弾性限界は、残留変形等、損傷の有無という分別の意味はあるかも知れないが、余り本質的な問題にはなりそうもない。

PC, RC 構造であれば、鉄筋・PC 鋼棒とコンクリートの役割分担があるため、スリム化された断面でも、降伏 終局限界というわけではないが、これが土木構造力学の基本パラダイムになっているとまではいえない。

地震時の要求性能に関しては、これまでいろいろな立場からの発言があつて、その中には上記の歴史的（学術文化的）背景を踏まえて「弾性限界」を重んじる立場もあつたかとは思われる。歴史的に、弾性限界 終局限界というニュアンスをもたせていた時期があつたというのは前述のとおりである。「現在レベル 1 と呼んでいる地震」を、「終局限界を照査すべき地震の水準」と見なしていた時期の分水嶺は、建築基準法で新耐震設計法が取入れられた 1980 年頃と思われる。繰返すが、「レベル 1 に対応する性能が弾性限界」というコメントは、20 余年前の技術水準における「終局強度照査」であつて、当時それを「残そうとした」のは、技術が進歩する過程において、「急激に、不連続に照査項目が変更される」ことを防ぐため、「本来過渡的な措置として」行われた行為のはずである。ある時期が過ぎれば舞台を去るべき規程なのである。リレーに例えれば、「終局強度照査」チームのランナーである「レベル 1 に対して弾性限界を照査」が走り終え、バトンを「レベル 2 に対して終局限界（損傷許容的、人命財産の確保の要求性能）を照査」に渡して、速やかにコースを外れるべきところ、他チーム（使用限界照査チーム？）の、次の出走順の選手のような顔をして、渡したバトンを離さずにノロノロ追走して「足を引張って」いるような構図であろう。

(3) 過去におこなわれた類似の議論

類似の歴史をたどれば、この種の議論は、かつて（1980 年代後半から 90 年代初頭にかけて）耐震グループとは独立に、尾坂芳夫教授を委員長にして、土木学会構造工学委員会に「鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会」が創設され、鋼構造グループ（代表格は西野文雄教授）とコンクリートグループ（同：岡村甫教授）の間で盛ん交わされた⁴⁾。

道路橋示方書 コンクリート橋編が RC 編と PC 編の合体で成立したのは 1978 年のことであり、この際、「許容応力度法による断面照査」と「係数倍された設計荷重（当時の AASHO 流の、 $1.3D + 2.5(L+I)$ and $1.7(D+L+I)$ and $1.3(D+E)$ など）に対して終局強度の照査」という規定が並存することとなった。この段階では、各々の「役割分担」についての明確な説明は解説文の中でもなされていない。その後コンクリートのグループは「コンクリート耐力は局所的な応力挙動では決まらない」「許容応力度法で問題にしている局所的な応力挙動で処理できるのは、ひび割れなど、使用限界に対応するものである」といった説明を加え、なし崩し的に「許容応力度法 = 弾性計算 = 使用限界（or 非終局限界）」という解釈が定着した。鋼構造での解釈「剛性急低下 = 不安定挙動 = 終局限界 許容応力度法 = 終局限界」とこれは一致せず、上記論争の争点の一つとなった。

もともと鋼構造の耐力算定における関心の対象は、部材の座屈挙動に向いており、非弾性挙動をも包含する耐力曲線を実験・解析から求めてきた研究の歴史がある。これを許容応力度設計体系の中で表現してきたことを踏まえて、「許容応力度法＝弾性計算＝使用限界（or 非終局限界）」という解釈に異を唱えたものであった。ただその一方で、「管理可能な荷重の条件のもとで、構造物の軽量化、長大化を追及する」という技術史上のパラダイムの発想から抜けられず、耐震で有効とされる「変形によるエネルギー吸収を保证する」といった思想への対応は遅れがちであったことも事実だろう。

一方、1986 年のコンクリート標準示方書設計編の改訂に際し、樋口芳郎教授（故人、改訂時のコンクリート委員長）は学会誌上で、「コンクリートの許容応力度法もかつては終局限界照査であった」「その役割は変質しつつあるとはいえ、歴史的経緯にも十分な注意をはらうべき」という趣旨のことを述べている。このように、耐震レベル 1, 2 の議論以前にも、「異なった荷重水準、異なった耐力評価」による終局限界照査の混在がみられたわけであるし、その認識をもつ専門家は多数とはいえないまでも、存在していた。

今日なすべきことは、こうした歴史の混乱を教訓としつつ、弾性限界という固定観念から自由になって、地震時の使用性として相応しい限界状態を定義することであろう。

2.3 通常時使用性と地震時使用性

ここまで述べてきたことを踏まえ、どのような限界状態が妥当であるのか考えるのが、この報告書本来の目的に適ったことである。これは次の3章で主に記述されるが、橋渡しの意味でいくつか挙げてみることにしよう。

- ・ 「修復限界状態」：国土交通省が2002年10月に発表した「土木建築にかかる設計の基本」にこの概念が示されている⁵⁾。終局限界状態と、無損傷（弾性限界）の間に、もう一つ限定的損傷を記述する力学的な設計上の目安を置いた方がよい（場合が多い）という認識は、土木建築双方の耐震設計研究者の間に広く定着していると考えてよいであろう。上記「設計の基本」は、IS02394やEurocode-0に対応する日本版として、耐震設計の重要性を強調する意味もあって、終局限界・使用限界と並立して示している。しかしまた、2.1で述べたような、使用限界状態の広範な解釈に従うなら、修復性の階層的な位置付けを、使用限界状態に含まれる一概念（特殊な地震時使用性）として理解することも十分可能である。議論を尽くしていくことが望まれる。なお、上記「設計の基本」の議論の過程では、「橋：軽微な応急処置で緊急車両の通行を可能にするレベルのダメージ」という運用上の理解に対し、「建築：軽微な補修で住み続けられるor財産性の保持」というような齟齬は存在した。しかし、個々の使われ方（やマーケット）の相違を反映した、ある種の経済性の観点から理解しうる損傷指標（としての要求性能）という解釈が十分可能であったという理解を付記しておく。
- ・ 一方で、純粋に字義通り、使い勝手というような意味で「使用限界状態」に該当するものがあるかどうか、考えてみる価値はあるだろう。地震時の揺れに対して不快を感じない、という程度のことなら、余り意味があるとは思えない。しかし建築ならば、例えば最先端のインテリジェント・オフィスビルに高い賃料を払って入居するような条件の元では、「ビジネスが止まらない」「メモリの消失などが起こらない」といったニーズはあるであろう。免震・制振性能への要求と理解すべきかも知れない。
- ・ 発送電施設における「停電」、鉄道における「遅延」をもたらす応答も、使用限界になるのだろうか？
- ・ 跨線橋などからの物体の落下は？（落下したもののそのものの安全というより、下の部分の安全）
- ・ 「耐久性限界状態」：修復に近いかも知れないが、使用というニュアンスもなくはない。地震荷重作用時に、構造物にそれとわかるダメージが出るでもなく、ユーザに支障をきたすようなことがない場合でも、無傷とは限らず、長期的に老朽化の進行を促進するような状態が発生しているかも知れない。（次節に、前川委員による耐久設計と耐震設計の一元化の議論を載せる）
- ・ 上記のうち、修復限界については、本格復旧までの所要時間ということも重要な経済パラメータであろう。

2段階設計（レベル1，レベル2）という枠組みにすらとらわれずに論ずるならば、例えば「地震発生」というイベントを発端とする、イベントツリーを想定してもいいだろう。様々なレベルの地震動超過の有無（レベル1.5があってもよいし、もっと細かく分けてもよい）の分岐に続いて、構造物の設計内容（あるいはフラジリティ曲線）による分岐があり、修復期間や使用性に影響される間接被害なども枝分かれに含まれ、経済的な被害想定が最後が続くというイメージである（ただし2.1に述べたように、人

命にかかわる被害想定を経済尺度で述べるのは穏当でない意味がある)。このイベントツリーは、「いくらかけて」「どこをどう直せば」そのツリーの内容をどう改善できます、というような使い方もできる。その内容を、被害金額を横軸、超過確率を縦軸にして示せば、リスクカーブになる(リスクカーブの詳細については 6.1 節を参照のこと)。

誤解のないように述べると、ここに挙げた使用限界状態は、どんな設計においても照査が義務付けられる「標準」を意図したものではない。構造物の状況と、発注者の希望に応じて適宜選択すればよいのである。設計の手間と、現実のライフサイクル・リスク/コストのバランスから判断すればよい。このように考えることは、本質的には設計計算を、「リスクマネジメントのための、特定条件のもとでのシミュレーション」としてとらえるものであって、確定論的に「計算で OK と出たから絶対大丈夫」というものではない。こういう発想が「常識」に近づいているとまではいえないだろうが、徐々に受け入れられつつあるのが、今日的な設計の状況と理解してよいであろう。

参考文献 (2.1 ~ 2.3)

- 1) 日本規格協会：ISO2394 General principles on reliability for structures, (構造物の信頼性に関する一般原則 英和対訳版) 1998.6.
- 2) 日本規格協会：ISO3010 Basis for design of structures – Seismic actions on structures, (構造物の設計の基本 - 構造物への地震作用 英和対訳版) 2001.12.
- 3) 日本規格協会：ISO13822 Basis for design of structures – Assessment of existing structures, (構造物の設計の基本 - 既存構造物の性能評価 英和対訳版) 2001.12.
- 4) 土木学会構造工学委員会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：【委員会報告】鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則，土木学会論文集，No.450/I-20, pp.13-20, 1992.7
- 5) 国土交通省：土木建築にかかる設計の基本，2002.10.
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021_.html

3．新しいレベル1設計としての経済性照査

3.1 レベル1で照査すべきもの

再度、視点を現時点の耐震設計体系に戻す。現在では、終局限界状態を照査するレベル2設計法が整備され、殆どの構造物の断面がレベル2で決められるようになってきているが、レベル1設計が不要であるという意見は土木技術者から殆ど聞かれない。その中には、レベル1設計を震度法による弾性設計と短絡的に考え、手軽に断面が決定できる震度法を残すべきという本質的でない議論も含まれているが、例えばレベル2設計で構造物系全体が崩壊しないように設計されていたとしても、レベル1設計で弾性限界を規定することによって中小の地震で被害をコントロールすることが必要であると考えられていることを意味している。

しかしながら、従来のレベル1設計法が、この命題に対して合理的であるという根拠はない。レベル1設計に用いる入力地震動として、第2次提言の「供用期間に1～2回発生する確率を持つ地震動」という定義に従って例えば50年期待値に対応する地震動を用いたとすると、50年間に弾性限界を超えない確率がポアソン過程なら約63%になるように構造物を設計することになる。しかしながら、この確率が63%でなければならない根拠は明らかでない。また、弾性限界を超える確率が残り34%となるが、それがどの程度の被害となるのか、ほとんど補修を必要としない程度となる確率がどれぐらいか、建設コストに比べて十分に大きな復旧コストとなる確率がどれぐらいか、等は一切考慮されない。実際にメンテナンス計画を考える上で重要なのは、無被害の確率よりも、被害が出たときにどれぐらいの被害となって、その復旧にどれぐらいのコストと日数が掛かるか、であると考えられる。

2章で述べたように、「土木建築にかかる設計の基本」では、使用限界（弾性限界）、終局限界に加えて、これらの間に新たに修復限界を設け、これに対する照査を行うことを提案している。これは明らかに従来のレベル1設計法だけでは、中小地震に対する被害をコントロールするのに十分ではないために、復旧に多大なコストを要する被害に達する確率を制御しようという考え方である。しかしながら、修復限界に対する入力地震動を設定しようとした時に、従来のレベル1と同様に、どの確率レベルにすれば合理的かという問題に直面する。さらに、このような修復限界照査を実施した場合、従来のレベル1設計（弾性限界照査）の位置づけがあいまいになる。

このような考察から、結局レベル1設計に期待されているのは、頻繁に弾性限界を超えることによって、点検コストや復旧コスト、さらには点検や復旧のために供用を一時停止することによる経済的被害が過大にならないように構造物を設計することであり、基本的に修復性すなわち経済性の照査を求められているものと考えることができる。そこで、レベル1に対する要求性能として、「地震時および地震後に、構造物の機能が、経済的に維持できる」と定義することとする。このような性能は、ISO2394の分類上は、使用性の一部と考えられる。

3.2 現在のレベル1設計法が技術的進歩の障害となっている点

ここでは簡単のため、構造物の設計を、弾性限界と許容塑性率を決めることと単純化して解説する。弾性限界をコントロールするのは主に断面形状や断面積であり、場合によっては材料の選択によって調整することもある。許容塑性率を制御するのは、主に鋼構造、鉄筋コンクリート構造、複合構造などの構造形式であり、場合によっては帯鉄筋量などの構造細目によって調整することもある。従来の二段階設計法では、図 3.2-1 の太線で示されているように、レベル1で弾性限界 (Y_1) を規定し、その断面でレベル2地震動に対する最大応答 D_2 を求め、これによる塑性率 (D_2 / E_1) が構造細目から決められた許容塑性率を超えないかを照査していた。

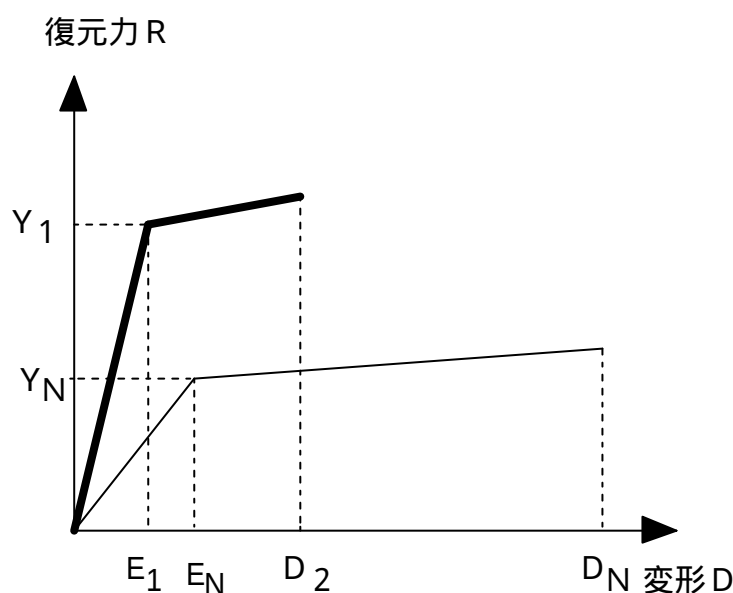


図 3.2-1 設計で決められる復元力 - 変形関係

ここで、図 3.2-1 の細線のように、弾性限界を Y_N に引き下げることを考える。弾性限界を引き下げれば小さな断面で済むので、剛性は小さくなり、弾性限界に対応する変形 E_N も E_1 より大きくなる。この断面のレベル2地震動に対する最大応答はエネルギー一定則にほぼ従うと考えれば D_2 よりかなり大きくなり D_N となる。しかし、許容塑性率が十分大きくとれる構造形式を採用すれば、このときの塑性率 (D_N / E_N) を許容塑性率より小さくすることが可能である。さらに変位一定則として良く知られているように、建設地点の地震動特性によっては、 D_N と D_2 はほぼ同じである場合も考えられる。この場合は特に構造形式を変更しなくても、断面を小さくすることによって何ら安全性を損なうことは無いどころか、反対に塑性率に余裕が生じることになる。なぜこのような観点からの設計が行われてこなかったのか？ それは歴史的に経験則から決められたレベル1による断面設計が前提にあったので、それで決められた断面で構造細目から決められる許容塑性率を超えれば、断面を大きくする、すなわち強度と剛性を大きくすることによってこれクリアするという方法しか採りようがなかったからであろう。

つまり、現在の設計体系ではこのような柔構造の設計を行うことはできない。なぜなら弾性限界 Y_1 がレベル1の規定で厳格に決められているからで、これを下回る設計は規定上できないからである。このように弾性限界を引き下げた設計をすることによって、建設コストを圧縮することができるが、これ

によって発生する問題は何か？ それは比較的小さな地震動に対しても弾性限界を簡単に超えて、損傷が発生する可能性があることである。それでは弾性限界を超えて損傷が発生すると、何が困るか？ それは損傷を補修する必要が生じるので補修するためのコストが発生することと、補修のために供用を一時停止すると周辺社会に与える間接被害がコストとして発生することである。このような概念を表したのが図 3.2-2 である。図の縦軸はコスト（金額）、横軸は弾性限界の大きさである。したがって、建設コスト（初期コスト）に加えて供用期間中に耐力を維持するためのメンテナンスコスト、供用期間中に発生するであろう地震被害に対する復旧コストと復旧期間中の供用停止による収入減（直接被害）と、供用停止が社会に与える経済的波及効果（間接被害）の総額（ライフサイクルコスト）が大きくなりないうなら、断面を小さくして弾性範囲を引き下げることが可能であると考えられる。理想的にはライフサイクルコストが最小になるような断面設計をすればよい。

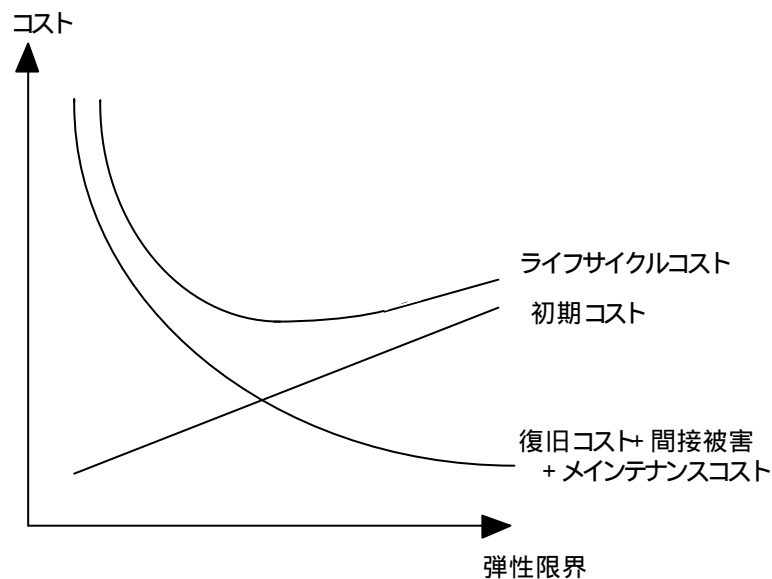


図 3.2-2 弾性限界を経済的理由から決める条件

ここで、一般的な費用便益分析と、ライフサイクルコスト最小の考え方との関係について、簡単に解説しておく。構造物が健全に機能する場合の便益を所与として考える場合には、ライフサイクルコストの最小を規範として設計を考えることは便益から費用を差し引いた純便益を最大とする方向と一致している。ただし、便益や費用の中身については、構造物の管理者の立場に応じて注意深く検討しておく必要がある。鉄道会社のように私的企業が管理者である場合には、事業者の立場として支出する費用、すなわち、財務的な費用でライフサイクルコストを考え、その立場から最適な設計を考えることになる。しかし、管理者が公的主体である場合は社会の中の多様な利害関係者がそれぞれ負担する費用を全て考慮した社会的費用でライフサイクルコストを捉える必要がある。無論、私的な管理者である場合も、構造物の破損の影響が社会的に広く波及する場合には、ライフサイクルコストを社会的費用で捉えることが必要であり、構造物の強化に要する費用を私的な管理者が十分に負担できないような場合には公共主体がそのための財政的支援措置などを講ずる必要がある。

3.3 経済性照査の基本手順

現状のレベル2設計をそのままにして，弾性限界をどこまで下げられるのかを，あるいは弾性限界をどこまで上げなければならないかを，経済的視点から決めるべきというのが，本報告書の主張である．すなわち，要求性能としての「地震時および地震後に，構造物の機能が，経済的に維持できる」を満足しているかどうかを，初期建設コストと，ライフサイクル全期間に対する地震時および地震後の復旧コストと間接被害の期待値の和，すなわちライフサイクルコストを最小化させるような設計となっているかで照査することを提案する．同様な考え方は，「コンクリート構造物の耐震性能照査技術－現状と将来展望－」にも，ライフサイクルコストを考慮した最適なレベル1地震動の設定として述べられている．しかしながら，レベル1地震動などの設計入力地震動は，設計条件として与えられなければならないものであって，設計の結果として得られるパラメータと考える体系には無理がある．本節では，設計実務の流れを考慮して，経済性の評価手順を体系化する．

(1) ハザード曲線とフラジリティ曲線による経済性照査法

ここでは，地震動強度としてある指標 A を用いて解説する．地震動強度の確率分布 $F_H(A)$ を表すグラフは，ハザード曲線としてよく知られている．これは縦軸に年超過確率，横軸に地震動強度をとったもので，その例を図 3.3-1(a) に示す．また，確率分布を表すハザード曲線から確率密度 $f_H(A) = -dF_H(A)/dA$ に変換したものを図 3.3-1(b) に示す．一方，ある構造物の諸元 S_i が与えられたときに，地震動強度と構造物の被害の程度の関係は，フラジリティ曲線 $F_F(R_j, A; S_i)$ として表されることが多い．これは横軸に地震動強度，縦軸に確率分布を取り，それぞれの被害ランク以上になる曲線が，図 3.3-2(a) のように示される．もし確定的に被害ランクを評価するとすれば図 3.3-2(b) のようになる．なお，ハザード曲線やフラジリティ曲線に時間依存性を考えることができるが，ここでは簡単のため，時間依存性はないものとして説明する．

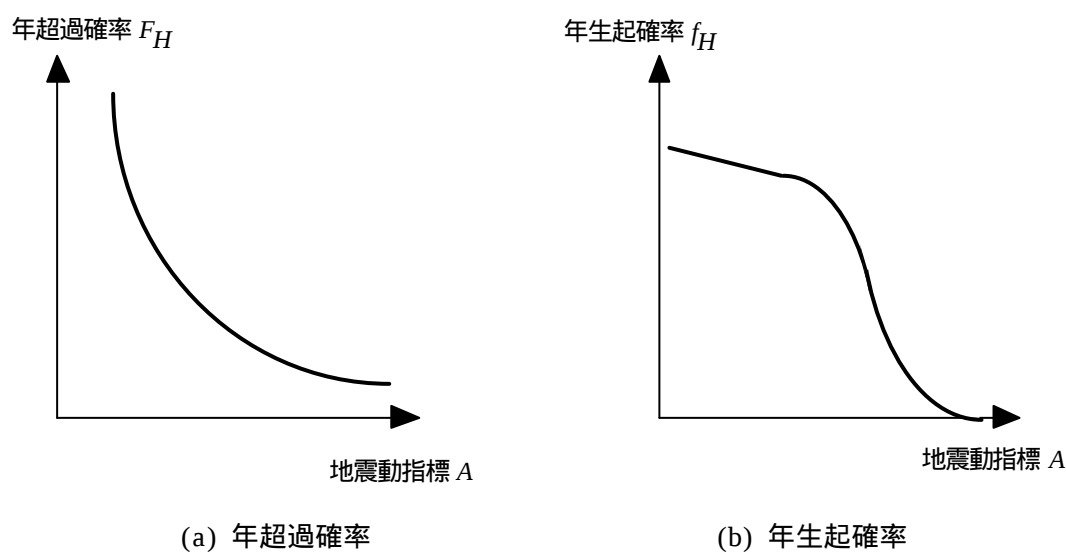


図 3.3-1 ハザード曲線

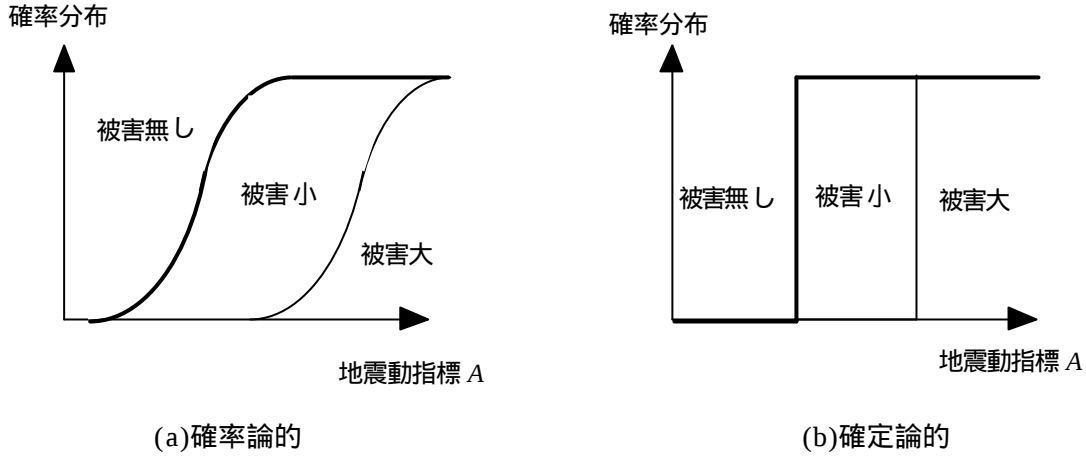


図 3.3-2 フラジリティ曲線

ハザード曲線による地震動強度の確率密度 $f_H(A)$ と、フラジリティ曲線によって求められる被害ランク j となる確率 $\{F_F(R_{j+1}, A; S_i) - F_F(R_j, A; S_i)\}$ の積をとることによって、その構造物が、ある地震動強度に対して、それぞれの被害ランクになる年生起確率が求められる。これを地震動強度で積分することにより、その構造物がそれぞれの被害ランク以上になる年生起確率を求めることができる。すなわち、その構造物 i が 1 年間にそれぞれの被害ランク j を経験する確率 $P_j(S_i)$ は、次式で表わされる。

$$P_j(S_i) = \int_0^{\infty} f_H(A) \{F_F(R_{j+1}, A; S_i) - F_F(R_j, A; S_i)\} dA \quad (3.3-1)$$

次に、ある被害ランクになった場合の直接被害額と間接被害額について考察する。本来はこれらの値に対しても確率分布で表現すべきであるが、現状ではその確率分布を予測することが困難であるため、ここではそれぞれの被害ランク j に対する平均的な直接被害額 $DC_j(S_i)$ と間接被害額 EC_j が推定できるとする。最終的に、設計供用期間を T_D として、この構造物諸元 S_i に対するライフサイクルコストの期待値 $LCC(S_i)$ は、初期コストを $IC(S_i)$ 、 T_D 年間のメンテナンスコストを $MC_{TD}(S_i)$ として、

$$\begin{aligned} LCC(S_i) &= IC(S_i) + MC_{TD}(S_i) + g_{TD} \sum_j \{EC_j + DC_j(S_i)\} P_j(S_i) \\ &= IC(S_i) + MC_{TD}(S_i) + g_{TD} \sum_j \left[\{EC_j + DC_j(S_i)\} \int_0^{\infty} f_H(A) \{F_F(R_{j+1}, A; S_i) - F_F(R_j, A; S_i)\} dA \right] \end{aligned} \quad (3.3-2)$$

として求められる。ただし、簡単のため定常過程を仮定している。ここに、 g_{TD} は 1 年間あたりの額を T_D 年間の額に変換する係数で、5.5 節で定義される。上式を構造物諸元 S_i を変えながら繰り返し計算し、ライフサイクルコスト $LCC(S_i)$ が最小になる構造物諸元 S_i を求めればよい。なお、間接被害額 EC_j が構造物諸元によらないとしたのは、供用が制限される期間が被害ランクのみによって決まると仮定したからで、これが構造物諸元によって変化する場合には、間接被害は構造物諸元の関数 $EC_j(S_i)$ としなければならない。また、場合によっては撤去費用を加算することもある。

なお、式(3.3-2)では被害ランクについて総和をとるように定義したが、地震動指標 A で積分する形や、年生起確率で積分する形で定義することもできる。これらは 6 章で説明しているリスクカーブやリスクカーブに対応する概念であるが、本報告書で提案する経済性照査だけに注目した場合にかえって煩雑な表

現になることから，本報告書ではライフサイクルコストを式(3.3-2)の形で定義することにした．

(2) モンテカルロ・シミュレーションによる経済性照査法

地震動強度を表すのに単一の指標を用いるハザード曲線や fragility 曲線は，その概念を理解するのに便利であるが，構造物の非線形応答を考慮しなければならない関係上，地震動を例えば最大加速度のような単一の指標で表現するのには無理がある．また，fragility 曲線を用いて設計を行うためには，事前に fragility 曲線が構造物諸元 S_i の関数としてモデル化されている必要がある．しかしながら実際には，このような fragility 曲線のモデル化は大変困難であり，既往の研究成果も乏しい．そこで，ハザード曲線と fragility 曲線を用いずに，モンテカルロ・シミュレーションによる方法を提案する．まず，レベル 1 に対する入力地震動として，年生起確率と地震動波形の組を大量に与える．すなわち，ある地震動波形 A_k の年生起確率を $f_H(A_k)$ として， $LCC(S_i)$ を，

$$LCC(S_i) = IC(S_i) + MC_{TD}(S_i) + g_{TD} \sum_j \left[\{EC_j + DC_j(S_i)\} \sum_k f_H(A_k) \{F_F(R_{j+1}, A_k; S_i) - F_F(R_j, A_k; S_i)\} \right] \quad (3.3-3)$$

によって計算する．fragility $F_F(R_j, A_k; S_i)$ は， A_k を入力地震動とし，材料などのばらつきを考慮した非線形応答解析を実施することによって計算する．

(3) レベル 2 設計と経済性照査のプロセス

レベル 2 設計は従来通り実施することとする．これに加えて経済性照査を耐震設計に組み込むには，図 3.3-3 に示すように，次のプロセスに従えばよい．

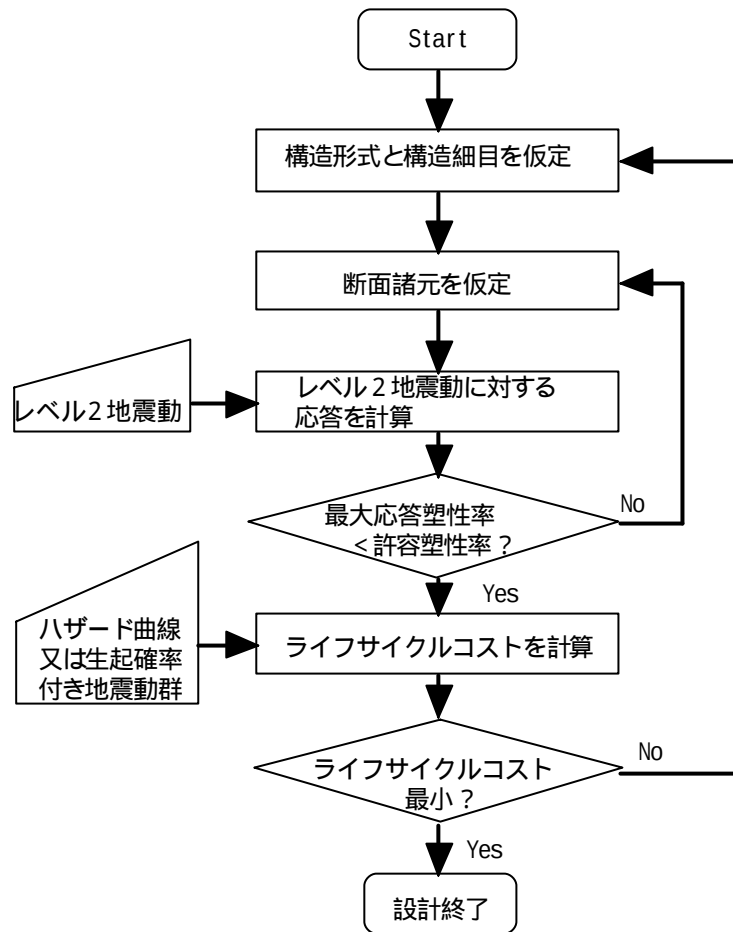


図 3.3-3 レベル2設計と経済性照査による耐震設計のプロセス

- 1) 構造形式と構造細目を仮定する．これらの条件から許容塑性率が設計条件として与えられる．
 - 2) 断面諸元を仮定する．これによって弾性限界や剛性が決められる．
 - 3) レベル2地震動に対する応答を計算する
 - 4) 最大応答塑性率が許容塑性率以下であるかを調べ、もし満たさないなら2)に戻って断面諸元を変更して再び照査する．レベル2条件を満たす断面諸元のうちで、最も断面の小さなものを見つけ出す．
 - 5) 経済性照査のために、ライフサイクルコストを計算する．
 - 6) 1)に戻って別の構造形式、構造細目を仮定して、2)～5)のプロセスを繰り返す．
 - 7) 仮定した構造形式、構造細目の中から、最もライフサイクルコストが小さなものを選択する．
- 以上の方法を用いれば、地震活動度と構造物の重要度（社会への影響度）に応じて、レベル2設計に関する性能を維持した上で、最も経済的な構造形式、構造細目や断面諸元を設計できる．

3.4 経済性照査による耐震設計のメリット

新しいレベル1設計法として、3.3節で述べたような経済性照査を取り入れることは、様々なメリットがある。まず、レベル1地震動の大きさを決める根拠が明確ではないことを3.1節で述べたが、提案法によれば、入力地震動は年生起確率による分布で与えられるので、そもそもレベル1地震動の大きさを決める必要がなくなる。レベル1設計の目的は、その地点における地震活動度や地盤応答特性、初期建設コストに加えて地震被害復旧のためのコストや被害が社会に与えるインパクトを表す間接被害を考慮した上で、最も経済的な設計を行うことと明確に定義される。

さらにレベル2設計法に対しても、その目的を明確にする。すなわち、従来の設計基準の中に、レベル2に対する性能として、「短期間に機能を回復できること」を引き当てている場合がある。しかしながら、これは経済的な側面から要求されていることが考えられる。このような性能は、ここで提案する新しい経済性評価の中に自然に含まれるものである。従って、ここで提案する「安全性照査」は、「重大な人的被害が発生しないこと」あるいは「緊急活動に必要な最小限の機能を確保する」など、経済性に関わらない性能だけを対象にすれば良い。すなわち、レベル2設計法の意味付けが、人的被害など経済的に評価できない安全性だけとなり、非常に明確となる。構造物全体の崩壊が生じても人的被害等を与える恐れのない構造物に対しては、新しいレベル1設計法としての経済性照査だけを実施すれば十分である。この場合は、3.3節の(3)に示した設計プロセスの3)で、ライフサイクルコストを最小にする断面諸元を選択すれば良い。なお、非常に希な地震動に対する被害を限定的なものにする目的が、「緊急救命活動のために最小限の機能を維持する」のであれば、これは安全性照査の範疇となり、レベル2設計の受け持ちとなる。

人工稠密地域の施設など利用度が高い構造物で、かつその地域が地震活動度が高いところに位置する場合には、供用の一時停止による間接被害が膨大なものになるので、建設コストが上昇しても大きな断面を持たせて弾性限界を高くするのが合理的であり、経済性照査による設計法を導入することで自然にそのような設計となる。逆に人工密度が低い地域の施設など利用頻度が低い構造物で、かつその地域が地震活動度が低いところに位置する場合には、断面を小さくして弾性限界を低くするかわりに、許容塑性率が大きい粘り強い構造（高じん性構造）にして、レベル2設計条件をクリアする設計を行うことができるようになる。地盤条件によっては、単に断面を小さくすることだけで特にじん性を強化しなくても済む場合もある。このような設計が可能になれば、一部の地域では建設コストが上昇するかも知れないが、日本全体では大幅な建設コストの低減が実現されよう。ただし、断面を小さくしても十分なじん性を持つことが条件だから、できるだけ安い建設コストで十分なじん性を持つ新しい構造形式などの技術開発が必要である。また、建設コストが上昇する場合でも、これは将来の地震被害を考え合わせた上での合理的な建設コストであるから、結局はコストダウンとなっているはずである。

なお、本論で提案する経済性照査による設計法は、従来の二段階設計法の基本的な考え方とは大きく異なる。レベル1で断面設計を行い、レベル2で安全性を照査するプロセスではなく、先にレベル2で安全性を確保した後で、経済性を照査する手順となっている。あるいは、レベル1が弾性設計、レベル2が弾塑性設計という分類でもなく、経済性照査においても構造物の弾塑性挙動を対象にしている。従

って本論で提案する経済性照査による設計法を，レベル１と呼ばずに，「経済性照査」あるいは「使用性（または修復性）照査」と呼ぶのが良いと思われる．これに伴って，従来のレベル２設計法は，「安全性照査」と呼ぶのが適当である．新しい枠組みでの各照査における入力，設計変数，判断基準などを表－１にまとめた．また，従来の限界状態設計法の枠組みにも入らないことに注意が必要である．限界状態設計法は構造物の応答を，物理的に表現された「ある状態」以内に設計する設計法であるが，ライフサイクルコスト最小という条件は，構造物の応答を物理的な「ある状態」以内にするという制約を与えるものではないからである．

表 3.4-1 提案法における照査条件

照査種別	入力	クライテリア
経済性照査 (新レベル１)	生起確率付き地震動群	ライフサイクルコスト→最小
安全性照査 (レベル２)	最大級地震動	最大塑性率＜許容塑性率

3.5 ライフサイクルコストにおける各種要求性能のバランス

前節までに述べてきたように、地震時使用性が経済性の要求性能であるというのが本報告書の基本スタンスである。このことを議論するなら、そもそも構造物の経済性はどのような視点から見ればいいのか、その中で地震時使用性はどのように位置づけられるのか、という視点は重要である。

「構造物の価値評価概念図」というべきものを描いてみたものが図 3.5-1 である。会計学におけるストック（貸借対照表に相当）とフロー（収支決算書に相当）を併記したものである。もともとライフサイクルコスト（LCC）という概念は、メンテナンスの合理化を意図して紹介されることが多かった。初期コストが多少余計にかかっても、アフタケアコストを削減できるなら、全体では合理的であるとする考え方である。しかし、その後この概念は拡張され、地震リスクなども包括して論じられることも多くなった。この図は会計学的視点からの整理に、LCC の諸概念を当てはめたものである。構造サイドからの観点ではあるが、5 章のコストの議論とも整合するものと考えている。

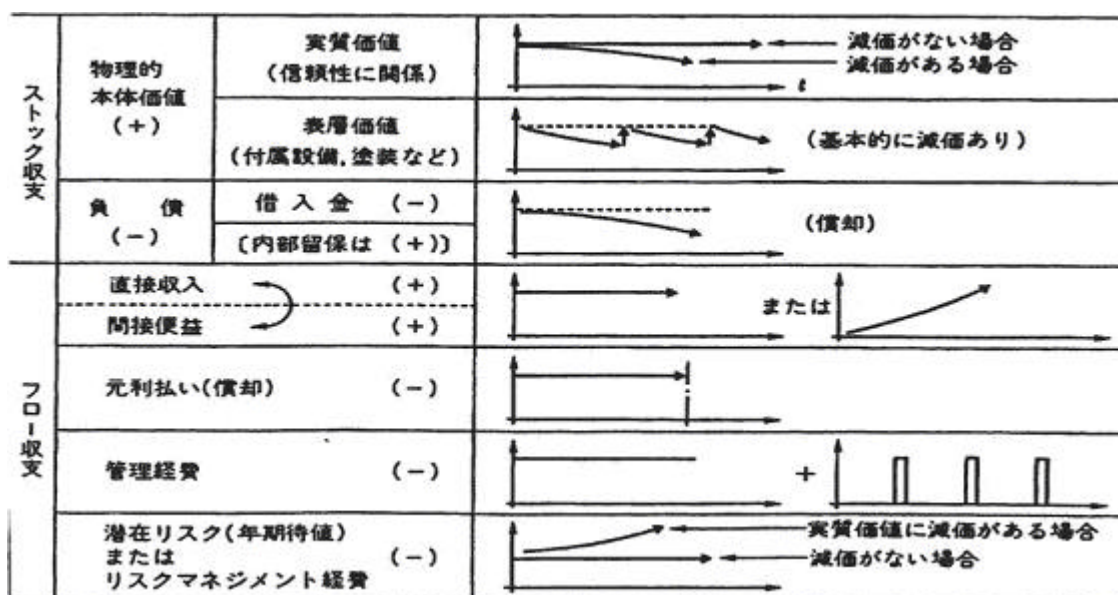


図 3.5-1 構造物の価値評価の概念

この表を詳細に論ずることは、本報告書の趣旨から逸脱するので避けるが、要求性能の話題と関係するところのみ簡単に説明する。土木構造物は社会的ストックであり、固定資産として減価するものであるが、自動車やコンピュータと異なり、規定の耐用年数がきたら買い替えをはかるような性質のものではない。メンテナンスコストはフローの面では支出(経費)だが、「価値」の回復があるなら、それは投資である（税法上も本来そう扱うのだが、運用は微妙な部分もあるようである）。表中、「物理的本体価値（会計学的には土地の価値も含まれるが、表からは省いた）」の中に、実質価値（構造物の力学的挙動を分担、保証する部分）が示されているが、この部分の実質的な減価をコントロールするのが「耐久性」の要求性能である。この減価は当然、耐震のみならず、各性能項目に対する信頼性の低下となって現れる。「信頼性」とは、会計処理の論理からいえば、保有物件（構造物）の不良資産の度合いを示す尺度であるが、表中の位置付けはまだ明確ではない。信頼性の度合いに応じて保険の支出があるなら、フローの支出項目に計上できるが、潜在リスクまでヴァーチャルな支出として経費計上する論理には、

無理がある可能性が高く、ストック側に損失引当金計上すべきかも知れない。

物理的本体価値の、減価を含めた、金銭としての「時価評価」は、現在極めて関心の高い課題である。例えば道路公団の財務評価で、構造物の資産評価を「取得価額に適宜減価償却を施したもの」とするか、「再調達価格」とするかで、意見が対立するところである。財務省通達では、適切な方法で時価評価することが容認されており、それは会計基準の国際化の流れにも合致し、かつ技術者のセンスにも合うと思われるが、株や土地資産を時価評価するのとは違って、難しいところもある。中古マンションのような、取引の市場が存在しないので、再調達価格も「市場の実勢の反映」は容易でなく、ヴァーチャルな議論になってしまう。

フロー収支のところに、直接収入・間接便益を並べて書いた項目がある。「不動産の証券化」や「PFI」の議論では、ここに家賃や利用料収入が入るが、広い意味での利用便益全体を含めて考えてもよいであろう。費用便益分析で対象となるものはすべて含めてよく、本報告書で経済性ということを考えてときに対象とする「外部性コスト」も、ここに対するロスである。「初期投資＝ストックにおける負債の初期値」と「フローにおける元利払」が対応しているのは明らかであろう。仮に名目利子率と割引率が一致していれば、事前評価において前者と後者の総和はバランスする。

この議論では時間（というより期間）の概念が非常に重要である。「土木建築にかかる設計の基本」では、設計に際して「設計供用期間」を定めることを「1.2 設計の基本」の冒頭で求めている。これは、「これから設計する構造物は、少なくとも何年使うつもりで考えますよ」という、「計画の基本」となる期間である。当然、この期間は、表にある元利払いの償却期間より長くなければならない。また、構造物の物理的な寿命は（メンテナンスをすることも含めて）この設計供用期間より長くなければならない。一部示方書類では「設計耐用期間」という用語も用いられるが、利用計画と物理的寿命の概念の区別を明確にするため、「供用」という用語を用いた。

構造物の信頼性評価は、この設計供用期間全体に対してなされるべきものである。また、耐久性の水準、あるいはメンテナンス計画も、この期間を基本におくべきである。こうした配慮を関連づけることにより、各種要求性能のバランスが整合性のとれたものとなることが期待される。

3.6 耐久設計と耐震設計の一元化

環境条件，使用材料，構造諸元の詳細，施工の良否，検査の精粗などに依存するものの，総じて構造物の耐震性能は経年変化することは避けられない．すなわち，設計供用期間内での現実の耐震性能は厳密には一定ではなく，地震発生時期によって応答も損傷の程度も変化する．したがって，設計供用期間内に所定の耐震性能が満足されるように，耐震設計を行うのが基本である．性能設計の観点で述べると，具体的には次の2通りの方法が現在採用されている．

- (1) 環境条件のもとで材料の品質が変化することを考慮した上で構造物の耐震性能を算定し，設計供用期間内のいずれの時点においても，所定の耐震性能が確保されていることを確かめる．
- (2) 環境条件，常時の荷重条件と構造物の諸元等を考慮して，構成材料の品質が設計耐用期間内に問題ない範囲内の変化に留まるように材料設計，施工計画，品質検査を設定した上で，構造物の耐震性能を照査する．

前者は材料設計と構造設計ならびに施工計画を一元的に実行できるので，設計者のとり得る選択範囲は一般に広く，経済性も追求しやすい．メンテナンスのスケジュールを事前に策定した上で，設計供用期間内の耐震性を総合的に確保することも可能となる．事実，鋼材腐食環境の厳しい地域では，設計供用期間内にある程度の腐食を許容するか否か，メンテナンスを前提とするか否かで，構造諸元や材料の選定，コストに実質的な影響が出る．この場合，時間軸で材料の品質変化や構造物の耐震性能の変化を定量的に評価する技術が前提となる．栈橋や鋼管杭の腐食減量を考慮した設計(腐食代の設計)や，RC 長柱のクリープ座屈に関する安全設計は，この範疇に入るといえる．これら材料の経時変化と構造応答とを組み合わせた照査技術は現状では一部に留まっており，照査技術の研究開発途上にあるものが多い．そこで次善の策として，耐久性を一つの性能として設定し，設計供用期間内での構造性能が実質的に変化しないように材料，構造諸元，施工計画，検査を決定することが行われてきた．ここではメンテナンスを行うことを設計計画段階で想定していない．

コンクリート構造物では，これまで主に処方箋的方法(ルール)で耐久性を間接的に担保してきたが，平成 11 年土木学会コンクリート標準示方書施工編(耐久性性能照査型)では，構造物の寿命推定を明示的に行う枠組みに変更が加えられた．性能指標として構造物の寿命が与えられたことから，性能設計を耐久設計の代名詞と呼ばれる場合があるが，これは，あくまで性能設計の一部と認識するのがよい．前者の方法に比較すれば，経済性を追求する上では制約条件は自ずと多くなる．合理性の観点にたてば，明らかに(1)の直接的方法が合理的であり，性能を担保した上で，より経済的な設計が可能と

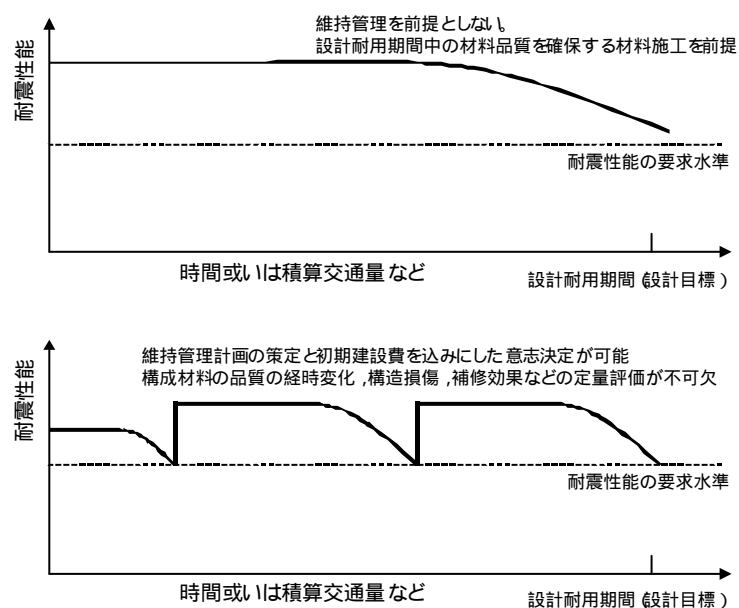


図 3.3-1 耐震性能の経時変化と設計

なる。ただし、一般的な環境におかれる構造物では、統合型の(1)よりも幾分、厳しい条件を付された(2)の設計でも経済性は殆ど変わらない場合が大多数なので、(1)を敢えて採用して僅かなコスト縮減を考えるまでもない、という認識は存在する。材料コストの設計施工の中に占める割合が小さくなってきたためである。また、構造設計と材料設計・施工計画がわが国では異なる組織体で分業化されている現実を鑑みれば、(2)の方法が現実的であるとの認識もまた妥当性を有する。よって、(1)の方法は耐震設計同様に、材料劣化に対して大変厳しい環境下において、あるいは構造設計・施工計画を一元的に行える企業体等で、より価値が高くなるといえる。換言すれば、発注形態がデザインビルド方式となる場合に、利点が大きくなる。

しかしながら、レベル 1 で照査する内容が、修復性と経済性に関するものと明確に位置づけられると、前者の照査方法(1)の実質的メリットが一般環境条件下においても、構造・材料設計に現れてくるものと思われる。特に地中 R C 構造物(腐食性環境としてはマイルド)の耐震設計に効用が高いと考えられる。地中構造物は総じて耐震的には有利な環境にあるため、相対的に常時荷重あるいは中程度の地震時の性能設定で、断面諸元寸法ならびに配筋量が大きく影響される構造物である。

一例として、常時土圧・水圧下での許容応力値の設定を取り上げてみる。東京湾横断道路建設で採用された川崎人工島の巨大ケーソンの壁厚を決定したクリティカル項目は、常時作用するコンクリート応力の制限(圧縮強度の 40%を上限とする)であった。常時に作用するコンクリート応力が 1 軸圧縮強度の 4 割を越えると、長期に渡って非線形クリープが発生することが懸念され、この条項が設定されている。これは非線形クリープ領域に至るとコンクリート構造の耐震性能や安全性が損なわれるというわけではなく、非線形クリープ領域に至るコンクリート構造物の長期耐震性能を評価する方法が、現時点では確立されておらず、規準類で提示できていないからである。常時荷重による非線形な応力配分と構造応答を評価した上で、レベル 1 地震動に対して修復性が保たれるか否かが算定できるようになれば、この耐久性条項を更新することができる。現在、過大な壁厚はレベル 1 地震時の性能設定が明確になることで、耐久性条項と複合して、より合理的に設定できるようになろう。この場合、長期クリープ変形した構造物の、レベル 1 地震に対する耐震性能(あるいは応答計算)を評価する技術が必要であることは論を待たない。なお、レベル 2 地震においては、構造物は相当の損傷を許容されるので、長期クリープ変形の影響は消散するので、温度応力同様に、クリープの影響は無視してよいとされている。

供用前に熱応力とひび割れが問題となるような大型コンクリート構造物の設計においても、同様のことが当てはまるものと思われる。一般に、耐震部材には、耐震性能に影響を及ぼすような温度ひび割れを許容しない設計が行われる。これも、初期欠陥温度ひび割れ存在下での耐震性能照査が可能となれば、必ずしも温度ひび割れを許容するのではなく、所定の幅等に制御することも選択として考えられる。レベル 2 地震に対しては、鋼材の降伏とコンクリートのひび割れが多数入り、応力が開放されるので、温度応力の影響は消散する。しかし、従来のレベル 1 地震動クラスでは、その影響は残存している。

ここで、コンクリート構造と対比させる意味で、鋼構造についても述べておく。鋼構造の場合、大部分は塗装によって腐食を防いでいることもあり、「定期点検の意味を含めた塗り替え」という、後者に属する戦略がとられている。疲労への対処もここに含まれる。近年、耐候性鋼材の利用可能範囲が拡

大し、メンテナンスコスト低減が図られているが、「思い切った放置」への割切りまでは、容易には進んでいない。一方、点検や補修そのものが困難な構造物の場合には、「腐食代(しろ)」と呼ばれる、断面板厚の割増によって、設計供用期間中の利用を担保する方法は古くから行われている。水圧鉄管や、長大橋のケーブルなどがその代表である。ケーブルの場合、設計応力の相当部分が変動性のない死荷重応力で占められており、安全率の役割は、健全時における極大荷重への信頼性の確保というより、腐食代の確保のためにあるという指摘もあるほどである。

本節で述べたように、耐久性の考え方には、設計上、2通りの方法があるが、レベル1の設計目標が明確化されることで、常時荷重と環境条件に関する条項も同時に合理化され、構造物の合理性(所定の品質が確保され、経済的)は高められる。レベル1耐震設計と、それに関連する耐久設計が一元的に組み上げられることを、技術的に進める価値は高いものと思われる。

参考文献(3.6)

- 1) 土木学会, 2001 年制定コンクリート標準示方書維持管理編
- 2) 国土交通省/道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する検討委員会, 道路構造物の今後の管理・更新等の考え方 -提言-, 2003 年 4 月

3.7 信頼性設計と経済性照査の関係について

本報告書で提案する経済性照査としてのレベル1設計は、現状のレベル2設計つまり安全性照査を満した上で、入力地震動のばらつきや応答の不確定性を陽に評価して、ライフサイクルコストを最小化する。一方、現状のレベル2設計では、入力地震動の不確定性や応答のばらつきを陽に評価して損傷確率をある値以下にする、いわゆる信頼性設計の考え方に基づいている訳ではない。しかし、現状のレベル2設計基準をクリアしていても、実際の損傷確率がゼロという訳ではなく、何らかの損傷確率を保有していることは明らかである。したがって、本来はレベル2設計も、入力地震動の不確定性や応答のばらつきを適切に評価する信頼性設計法に基づくべきであると考えられる。

現状のレベル2設計に信頼性設計の考え方が陽に導入されてこなかった理由として、1) 構造物が満たすべき年損傷確率として $10^{-4} \sim 10^{-6}$ といった大変小さな値を想定するため、損傷確率分布等の裾の部分の適切に評価しなければならないが、その評価のために必要な入力地震動や材料のばらつきの分布を裾の部分まで十分の確からしさをもって推定するのが困難であると思われること、2) 社会が受け入れられる年損傷確率として適正な値が 10^{-4} なのか 10^{-6} なのかといった、いわゆる「アクセプタブル・リスク」の議論が社会から広く受け入れられるに至っていないこと（付録に示す信頼性設計手法の水準Ⅱのように、年損傷確率を陽に用いない信頼性設計もあるが、これとてアクセプタブル・リスクの議論を免れるものではない）、などが挙げられる。これに対して提案する経済性照査としての新しいレベル1設計では、1) 用いる値がライフサイクルコストの「期待値」であるため、レベル2設計の場合に比べて分布の高頻度部分（あるいはデータの豊富な部分）が重要となること、2) ライフサイクルコスト「最小」が判断基準であり、アクセプタブル・リスクの議論が不要であること、により信頼性設計の枠組みを導入するのに障害となっていた点をクリアしている。したがって提案する新しい経済性照査は、積極的に入力地震動や材料のばらつきを考慮することが可能であると考えられる。解析手法はすでに信頼性設計のために開発されてきた手法をそのまま用いることができる。ライフサイクルコストの算出手法として、生起確率という条件を付帯する地震動に対する構造物の損傷程度を評価するため、モンテカルロシミュレーションによるサンプリング手法を用いた地震応答解析により被害ランクを経験する確率の離散的な評価手法が3.3節に示されているが、これは付録に示す信頼性設計手法の水準Ⅲに相当する手法の一つである。

ところで、現状のレベル2設計に信頼性設計の考え方を全く包含していないかと言えば、そんなことはない。現状のレベル2設計の枠組みにおいても、対象構造物の形状や材料特性、さらに耐力評価式など構造物の諸特性に関連する不確定性について間接的な評価を行っている。しかしそれらは、構造物が安全であるか否かを評価することを前提とし、種々の構造特性の安全性裕度に関する工学的判断に基づくものである。たとえば材料強度として、実際の平均的な強度よりかなり小さな値を用いたり、入力地震動として土木学会によるガイドライン¹⁾に示されているように、その地点における「最大級」の地震動を想定したりしている。すなわち、現状のレベル2設計の体系は間接的にはあるが、種々の不確定要因を部分係数により考慮した水準Ⅰの信頼性解析の手法を用いているという意味で、信頼性設計の範疇とすることができるかもしれない。一方、提案するレベル1設計では、評価指標がライフサイクルコストの「期待値」であるので、その評価に用いる材料強度などは実際の分布を用いなければならない。

水準Ⅰの信頼性解析の手法を用いる場合には部分係数として1を用いること、つまり現状のレベルⅡ設計で用いているような、実際の平均から意図的にシフトした値を用いてはならないことに注意が必要である。

最後に、提案する経済性照査は、現状のレベルⅡ設計の枠組みを、安全の量的評価の枠組み、言い換えれば性能照査型の信頼性設計の枠組みへの移行を促進することを指摘しておきたい。損傷確率は構造物が保有する重要な性能指標であり、安全の程度とコストの適切なバランスをもたらす設計体系を構築する意義は極めて高いと考えられる。今後、設計行為として安全性の定量的評価が経済性照査と併せて実践可能なプロセスの確立、さらに安全目標の明確化を早急に実施し、その目標に関する社会的なコンセンサスを得ることが必要と考えられる。

参考文献(3.7)

1) (社)土木学会編，土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)—耐震基準作成のための手引き—，2001

付録：水準Ⅲ，ⅡおよびⅠの信頼性設計法の概要

信頼性設計において、重要な各種の損傷や破壊を定義する性能関数 $g(a, x)$ は地震応答や耐力の不確定性を表す確率密度関数 $f_R(a, x)$, $f_D(x)$ の差 $(= f_D(x) - f_R(a; x))$ として表現される。ここで、 a は最大加速度、最大速度などの入力地震動の最大値を表す指標、 x は材料特性を表す。すると、損傷や破壊はその性能関数正負(例えば、 $g < 0$ なら破壊状態、 $g > 0$ が安全状態)によって表現され、破壊確率 P_f は性能関数 g が負になる領域の確率計算から以下のように表わされる。この破壊確率 P_f を一般的に定義すると、複数の変数から定義されている同時確率密度関数の積分表現として得られ、水準Ⅲの信頼性解析と呼ばれている。その手法は、少数のデータから基本変数の確率密度関数を推定することや、破壊確率を直接計算することが求められるが、確率計算の困難さから、実用性は極めて低い。しかし、近年のコンピュータの発展によって、3.3節で示したようなモンテカルロシミュレーションを用いて計算する手法や、目的の効率化を考えて乱数の順序が数値積分には影響しないことからマルコフ過程モンテカルロ法(MCMC)なども提案されている

$$P_f = \Pr\{g(a, x) \leq 0\} \quad (3.7-1)$$

現在、複雑な確率計算はこれらの方法が主流と成りつつあるが、対象ごとにそれら手法の適用性を検討することが望まれる。

これに代わって信頼性を簡便に評価するため、基本変数の分布形を無視し、その平均値と分散を用いて安全性の程度を安全性指標 b により評価しようとする信頼性解析が考えられ、その方法は水準Ⅱの方法と呼ばれている。性能関数は、一般に X の非線形関数であり、 X の平均と共分散から性能関数 g の平均と分散を簡単に計算するために用いられるのが、FORM(First Order Reliability Method)または2次モーメント法と呼ばれる方法である。この性能関数の平均値 m_g と標準偏差 s_g との比の形で安全性指標 b が計算される。この安全性指標 b の意味は、図 3.7-1 に示すように平均値から設計点(破壊点)まで標準偏差の何倍かという意味であり、2~4 くらいであれば概略 $P_f = 10^{-3}$ である。安全性指標 b は確率変数が正規確率変数でなくとも算定することができる。いいかえると、安全性指標は確率変数の分布形が不明でも平均値と標準偏差という2つの統計量がわかっていれば適用できるものである。

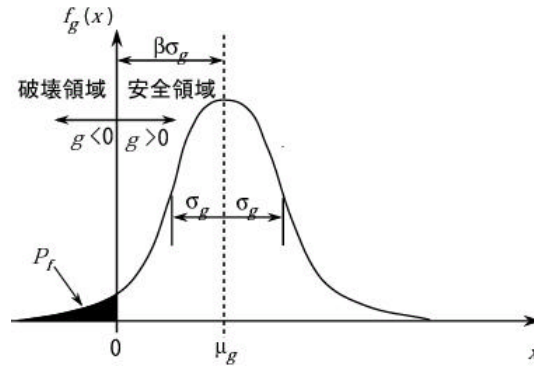


図 3.7-1 安全性指標 b

最後に、確率計算を伴わずに従来の方法で設計を行うため、荷重や強度の特性値を用い、部分係数を有する設計規準により、ある設定した安全性を確保する設計照査式が与えられることにより設計を行う方法がある。この方法は水準Ⅰの方法と呼ばれ、設計照査式の形式の違いによって、部分係数法や荷重抵抗係数設計法(LRFD)と呼ばれている。例えば、部分係数法では、限界状態を表す性能関数が、荷重の設計値 F_d に基づく荷重効果 S と材料物性の設計値 f_d に基づく抵抗 R より次式のように表現される。ここで、荷重と地盤物性の設計値はそれぞれの特性値 f_k, F_k と部分係数 g_f, g_m を用いて表される。

$$g_d = R_d - S_d = R(f_d) - S(F_d) = R\left(\frac{f_k}{g_m}\right) - S(g_f F_k) \geq 0 \quad (3.7-2)$$

すなわち、部分係数法では以下の式を満足するように設計すればよいことになる。

$$S(g_f F_k) \leq R\left(\frac{f_k}{g_m}\right) \quad (3.7-3)$$

一般的に材料の特性値は、地盤工学では平均値、または 5%の変動や $0.5 \times$ 標準偏差を考慮した値を用いることが多い。この特性値の設定に所要の安全性が内在することになる。

このように、破壊(損傷)確率などの安全性の評価手法には、地震応答や耐力に関する確率密度関数の表現形式(水準)に応じて、幾つかの方法がある。破壊(損傷)確率を効率的に計算するためには、破壊確率(損傷確率) P_f の直接評価、また安全性指標 b に基づく間接的な破壊確率の評価などの信頼性設計法における計算法を踏まえ、地震応答や耐力の不確実性に関する与条件のもとでモンテカルロシミュレーション法を含む幾つかの手法を適切に選択、運用することが必要になる。

4．地震入力の設定と応答・被害の算定

4.1 地震入力の設定

経済性照査を行うためには地震動強さの確率分布（地震入力）を求める必要がある．地震動強さの確率分布を求める手法が確率論的地震ハザード解析である．

確率論的地震ハザード解析は，発生する地震の位置，規模，時期及び地震が発生した場合に生じる地震動特性に関する確率モデルを統合して，特定の地点で特定の期間に特定の地震動特性が生じる確率を決定するための方法である^{1) 2)}．確率論的地震ハザード解析は，地震に関する認識が発展し，その認識を表現するモデルが発展するにつれて変化するものである．また，可能性のあるすべての事象を考慮し，時間（発生頻度）を明確に考慮している点が確定論的な方法との重要な違いである．確率論的地震ハザード解析は，不確定性（uncertainty）の存在を前提としており，その条件下で意思決定を行うための資料を提供するものである．

確率論的地震ハザード解析では，一般に，不確定性を偶然的不確定性と認識論的不確定性の2つに分けて考えている．偶然的不確定性は，地震動強さのばらつきのようにハザード解析モデルの中で考慮される不確定性であり，1本の地震ハザード曲線の計算で評価される．認識論的不確定性は，ハザード解析モデルのパラメーターやモデル化自体に関する不確定性であり，地震ハザード曲線群のばらつきとして評価される．地震ハザード解析結果を判断材料として用いる場合には，得られた結果だけでなく，その結果がどの程度安定したものであるかという評価も重要な判断材料になる．認識論的不確定性を評価する手法としてロジックツリー手法が用いられており，判断が分かれる事項（分岐）に関して複数の選択肢あるいは連続的な確率分布が設定される．不連続的な分岐に対しては将来の正しさの可能性に基づき重みが設定される．

(1) 地震発生モデル

地震活動のモデル化では，一般に，活断層帯で発生する地震や過去にプレート境界の同じ領域で繰り返し発生してきた大地震（海溝型地震）のように脅威となる地震の位置（断層面）がほぼ特定できる場合とある程度の範囲で発生することが予測できても予め位置を明確に特定することが困難な場合を区別する³⁾．ここでは，前者を大地震発生活動域，後者を背景的地震発生活動域と呼ぶ．設定された個々の活動域の中では地震活動度等の特性が一樣と仮定される．

a) 大地震発生活動域のモデル化

大地震発生活動域モデルは，限定された領域で大地震が繰り返し発生する場合に用いられ，歴史地震データと活断層データに基づき設定される．活動域の形状は，通常，1つまたは複数の長方形で表現される．単位となる長方形の形状は，基準点の位置，傾斜角，走向，活動域の長さや幅で与えられる．大地震のマグニチュード分布と発生頻度は，通常，固有地震モデルに基づいて設定される．固有地震のマグニチュード分布形状（一様分布，打ち切りのある正規分布，指数分布など）と分布幅，平均発生間

隔とばらつき，最新発生時期をパラメーターとして設定する必要がある．地震の発生間隔の分布には BPT 分布 (Brownian Passage Time 分布) や対数正規分布が用いられる．複数の活動域 (セグメント) から構成されていて，地震毎に連動するセグメントの組み合わせが変化するモデル (カスケードモデル (直列モデル)，連動セグメントモデル) については，各組み合わせの発生頻度のモデル化を行う必要がある．

上記のパラメータ - を設定することにより 1 本の地震ハザード曲線を求めることができるがロジックツリーにより地震発生モデルの不確定性をモデル化できる．大地震発生活動域に関するロジックツリーのイメージを図 4.1-1 に示す．

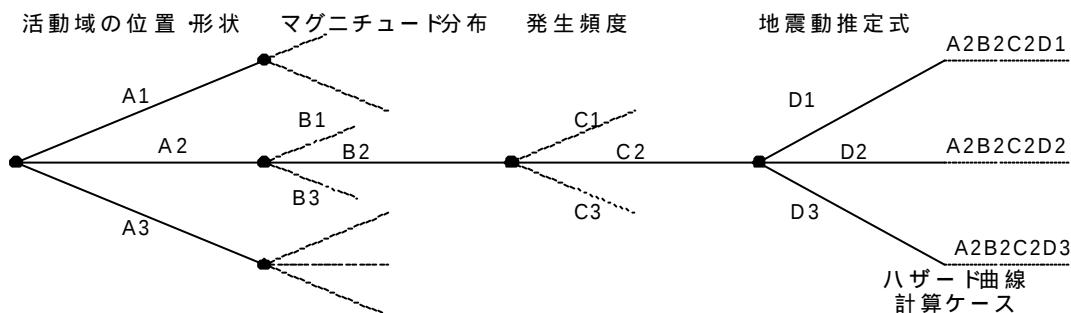


図 4.1-1 大地震発生活動域に対するロジックツリーのイメージ ⁴⁾

b) 背景的地震発生活動域のモデル化

背景的地震発生活動域は，大地震発生活動域でモデル化した大地震以外の中小地震が発生する活動域であり，陸のプレート，太平洋プレート，フィリピン海プレートの上面などに沿って連続的に設定される．背景的地震発生活動域では，活動域の区分が重要である．活動域区分の方法としては，サイスモテクトニクス (地震地体構造) や地震活動度の変化に基づいて区分する方法 (地体構造区分モデル) や機械的に区分し過去の地震データを平滑化して用いる方法 (機械的区分モデル) などがある．区分された各活動域のマグニチュード頻度分布は，上限を有する Gutenberg-Richter 式 (b 値モデル) などによりモデル化される．地震の年発生数，b 値，最大マグニチュードをパラメーターとして設定する必要がある．

上記のパラメータ - を決定することにより 1 本の地震ハザード曲線を求めることができるが，ロジックツリーにより地震発生モデルの不確定性をモデル化できる．背景的地震発生活動域に関するロジックツリーのイメージを図 4.1-2 に示す．

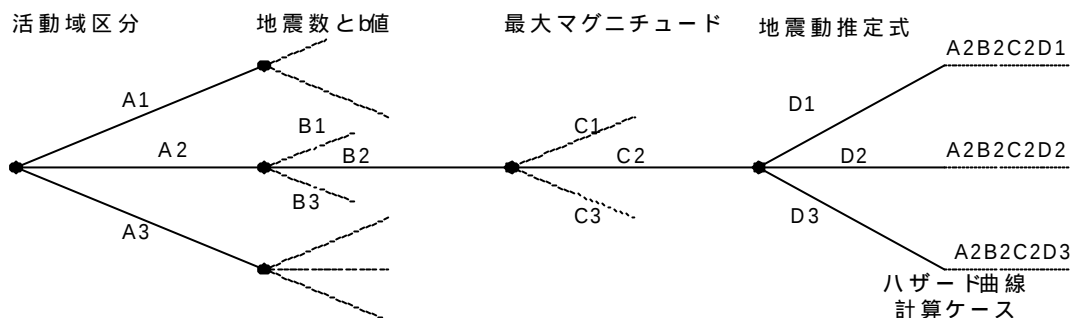


図 4.1-2 背景的地震発生活動域に対するロジックツリーのイメージ ⁴⁾

(2) 地震動推定モデル

確率論的方法における地震発生モデルは想定地震の集合と考えられ、想定地震（特定の位置で特定の規模をもつ地震）に基づく確定論的方法と同様の地震動推定法を用いることが出来る。地震動の推定方法として、経験的方法、半経験的方法、理論的方法、ハイブリッド合成法がある。

経験的方法は、過去の地震観測記録に基づき最大加速度や最大速度、応答スペクトル等の値を地震のマグニチュードや震源深さ、距離などの関数として算定する方法であり、最も簡便であるが、詳細な破壊過程の影響は考慮できない。

半経験的方法は、既存の小地震の波形から大地震の波形を合成する方法であり、経験的グリーン関数法と統計的グリーン関数法がある。経験的グリーン関数法は、想定する断層の震源域で発生した中小地震の波形を要素波（グリーン関数）とする方法であり、統計的グリーン関数法は、多数の観測記録の平均的特性をもつ波形を統計的に作成して要素波とする方法である。破壊過程の影響やアスペリティ（震源断層の中で特に地震波が強く出る領域）の影響を考慮して時刻歴波形を推定できる。

理論的方法は、数値理論計算により地震波を計算する方法であり、半経験的方法と同様に、破壊過程の影響やアスペリティの影響を考慮して時刻歴波形を推定できる。この方法では、震源断層の不均質特性の影響を受けにくい長周期領域の評価は可能であるが、破壊のランダム現象が卓越する短周期領域の評価は困難である。

ハイブリッド合成法は、長周期領域を理論的方法で、短周期領域を半経験的方法でそれぞれ計算し、両者を合成する方法である。破壊過程の影響やアスペリティの影響を考慮して広帯域の時刻歴波形を推定できる。

推定された地震動は、特定の地震動強さの指標（最大加速度や最大速度など）や周期特性（応答スペクトルやフーリエスペクトルなど）、時刻歴波形などで表現される。

確率論的地震ハザード解析では確率評価の対象とする地震動強さの指標を設定する必要がある。ど

のような地震動強さの指標を用いるかは構造物の特性に依存し、出来るだけ構造物の損傷と相関の高い指標を用いるのが望ましい。また、地震動の推定方法として一般に経験的方法が用いられるが、その他の方法による推定結果を用いることも可能である。

経験的方法を用いる場合、通常、地震動強さの分布として打ち切りのある対数正規分布が仮定され、中央値とばらつきを推定する。推定式、地点補正係数、ばらつきの大きさと打ち切り範囲をパラメータとして設定する必要がある。上記のパラメータを決定することにより1本の地震ハザード曲線を求めることができるが、ロジックツリーにより地震動推定方法の不確定性をモデル化することができる。地震動推定方法に対するロジックツリーのイメージを図4.1-3に示す。

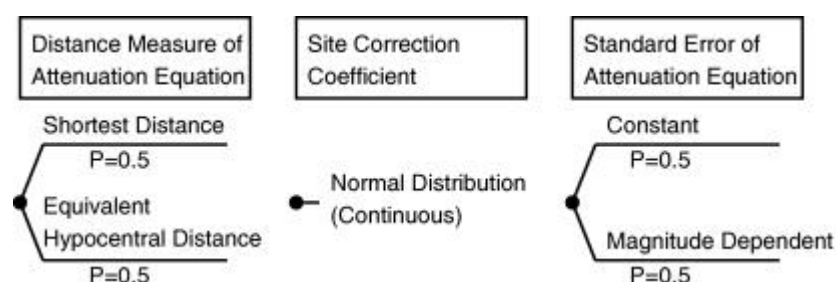


図 4.1-3(1) 地震動推定に対するロジックツリーのイメージ ⁵⁾

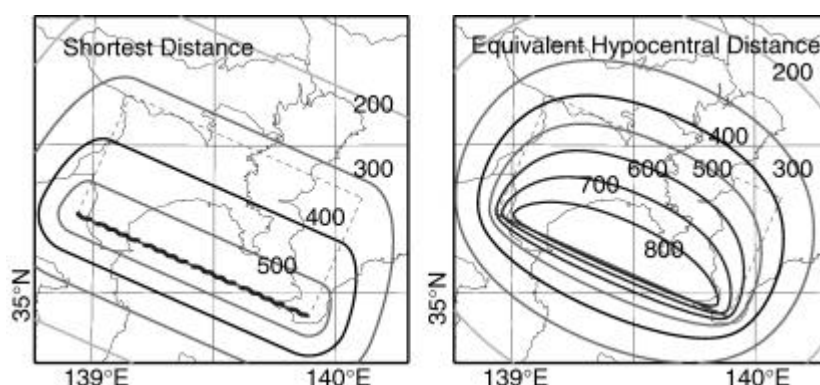


図 4.1-3(2) 推定式の違いによる最大加速度分布の比較例 ⁵⁾

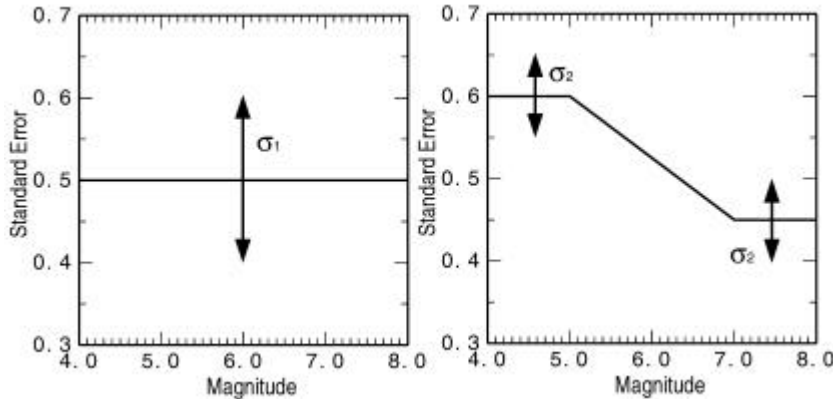


図 4.1-3(3) ばらつきのマグニチュード依存性のモデル化例⁵⁾

(3) 地震ハザード曲線

地震発生モデルと地震動推定モデルが与えられた場合，特定の地震動強さ（ a ）を超える年発生頻度 λ は次式で計算される．

$$\lambda = \sum_k n_k \int \int \int P[A \geq a | M, H, R] P[R | M, H] P[H | M] P[M] dM dH dR \quad (4.1-1)$$

ここで， k は活動域， n_k は活動域 k の年地震発生数， $P[A \geq a | M, H, R]$ は，マグニチュード M ，震源深さ H ，距離 R の地震が発生した場合に地震動強さが a を超える確率， $P[M]$ はマグニチュード M の地震が発生する確率， $P[H | M]$ はマグニチュード M が発生した場合に震源深さが H である条件付き確率， $P[R | M, H]$ はマグニチュード M で震源深さ H の地震が発生した場合に距離が R である条件付き確率である．

ポアソン過程を仮定すれば，次式により，年発生頻度 λ を， t 年間に強度 a 以上が少なくとも 1 回発生する確率 $p[A \geq a; t]$ に変換することが出来る．

$$p[A \geq a; t] = 1 - \exp(-\lambda t) \quad (4.1-2)$$

大地震の周期性を考慮して BPT 分布や対数正規分布を用いて今後 t 年間の大地震の発生確率を個々に評価する場合には，上記のような単純な関係はなく，次のように評価する必要がある． k 番目の大地震発生活動域で今後 t 年間に n 回（ $n=0 \sim \infty$ ）地震が発生する確率を $P_k[n; t]$ とすると， k 番目の大地震発生活動域の地震により今後 t 年間に強度 a 以上が少なくとも 1 回発生する確率 $p_k[A \geq a; t]$ は

$$p_k[A \geq a; t] = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} P_k[n; t] (1 - \int \int \int P[A \geq a | M, H, R] P[R | M, H] P[H | M] P[M] dM dH dR)^n \quad (4.1-3)$$

で表される． Σ の項は強度 a 未満となる確率である．

大地震発生活動域を全部考慮した場合に今後 t 年間に強度 a 以上が少なくとも 1 回発生する確率 $p_C[A \geq a; t]$ は

$$p_C[A \geq a; t] = 1 - \prod_k (1 - p_k[A \geq a; t]) \quad (4.1-4)$$

で表される． Π の項は全活動域の地震で強度 a 未満となる確率である．

上記の結果とポアソン過程を仮定した活動域の全地震により t 年間に強度 a 以上が少なくとも 1 回発生する確率

$$p_B[A \geq a; t] = 1 - \exp(-l_B t) \quad (4.1-5)$$

を併せることにより全体の確率が求められる．ここで l_B はポアソン過程を仮定した活動域の全地震により強度 a を超える年発生頻度である．全地震により今後 t 年間に強度 a 以上が少なくとも 1 回発生する確率は

$$p[A \geq a; t] = 1 - (1 - p_C[A \geq a; t])(1 - p_B[A \geq a; t]) \quad (4.1-6)$$

と表される．

特定の地震発生モデルと地震動推定モデルが与えられた場合の地震ハザード曲線の計算は上記の通りである．ただし，そこで用いられているモデルとモデルパラメータは認識論的不確定性の中から選択した 1 つのモデルである．

認識論的不確定性を考慮することは，一般に，認識論的不確定性に対応した複数の組み合わせに基づき，重み（確率）を持った地震ハザード曲線群を作成することと考えられている．これを系統的に行うための方法としてロジックツリーの方法があり，その結果は通常フラクタイル表示される．フラクタイルハザード曲線（パーセンタイルハザード曲線）は，ハザード曲線の集合に対して，等非超過確率レベルを示すものである．フラクタイルハザード曲線の評価例を図 4.1-4 に示す．

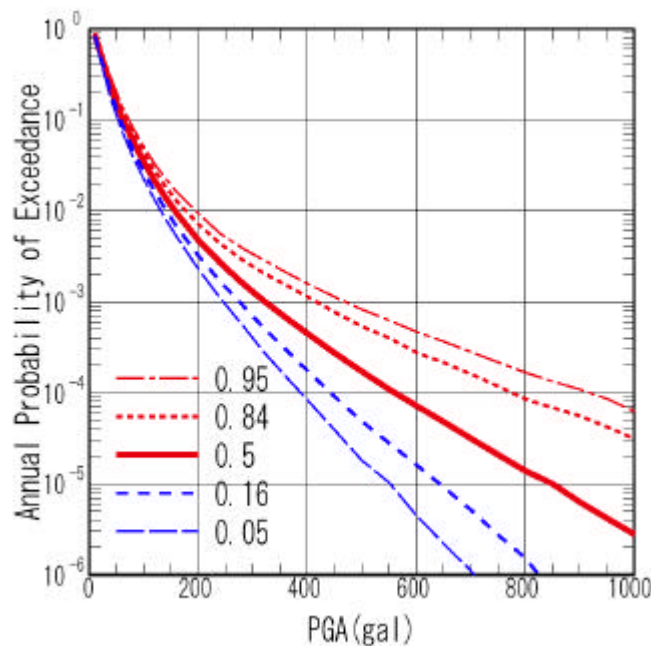


図 4.1-4 地震ハザード曲線の不確定性の評価例（東京）⁶⁾

(4) 損失の検討に用いる時刻歴波形群

地震動強さに対する損失の大きさの関係を評価するためには時刻歴波形群が必要になる。時刻歴波形群の設定方法として、地点によらず「代表的な波形群」を設定する方法、対象地点のハザードに基づき個別に波形群を設定する方法の2つがある。前者は、色々なマグニチュードの地震に対する波形を特定の地震動強さを同じにして用いる方法であり、設定した特定の地震動強さと対象構造物の損失に強い相関がある場合に有効である。後者は、地震動強さのレベルに応じて、その強さに寄与する（マグニチュード、震源深さ、距離）の分布に基づきサンプル時刻歴波形群を作成し、特定の地震動強さを同じにして用いる方法であり、設定した特定の地震動強さと対象構造物の損失の相関が低い場合にも有効な方法であるが、地点ごと、地震動強さのレベルごとにサンプル時刻歴波形群を作成し、応答計算を行う必要がある。この場合、評価された地震動強さに対する損失の大きさの関係は地点に依存したものとなる。

以下、の方法に基づく時刻歴波形群の作成例を示す。出発点是对象地点のハザード曲線であり、例を図 4.1-5 に示す。これを区間に分割し、各区間の年発生頻度に変換する。この例を図 4.1-6 に示す。図 4.1-6 から例として 2 つの区間を取り出し、その区間の最大加速度に寄与する地震の分布を図 4.1-7 に示す。中央値 211gal と 473gal の区間ではマグニチュードの分布形状がかなり変化しており、473gal の区間では M8 クラスの地震が支配的になっている。

次に図 4.1-7 の分布に基づき作成する地震の (M, R, H) の組み合わせを作成する。地震波の数を 100 とした場合の例を表 4.1-1 に示す。これは次の手順により作成した。

- ・最初にMの頻度分布に基づき 100 波をマグニチュード別に配分する
- ・次にM別のRの頻度分布に基づきMに配分された数をR別に再配分する
- ・最後に (M , R) 別のHの頻度分布に基づき (M , R) に配分された数をH別に再配分する

配分は選挙などで用いられている比例ドント方式で行い、 $M \rightarrow R \rightarrow H$ の順序はスペクトル形状に対する影響の大きさを考慮して設定した。表 4.1-1 の (M , R , H) の組み合わせに対するスペクトル形状の重ねがきを図 4.1-8 に示す。

最後に、図 4.1-8 のスペクトル形状を目標応答スペクトルとして模擬地震動を作成し、振幅を調整して検討用時刻歴を作成する。作成例を図 4.1-9 に示す。この例では、時間領域の包絡関数を用い、地震のマグニチュードに応じて継続時間を設定した。ただし、マグニチュードと継続時間の関係式のばらつきを考慮して正規乱数により継続時間を設定することにより、(M , R , H) が同じ場合でも継続時間が違う模擬地震動を作成した。

以上のような流れで作成した個々の時刻歴は各区間の年発生頻度の 1/100 の頻度を持つ波と考えられる。このような時刻歴波形群を用いれば応答解析により期待損失を評価することができる。ただし、ここで示した手順は比較的単純なものでありより現実的なものにするためには模擬地震動作成の部分などを改善する必要があると考えられる。

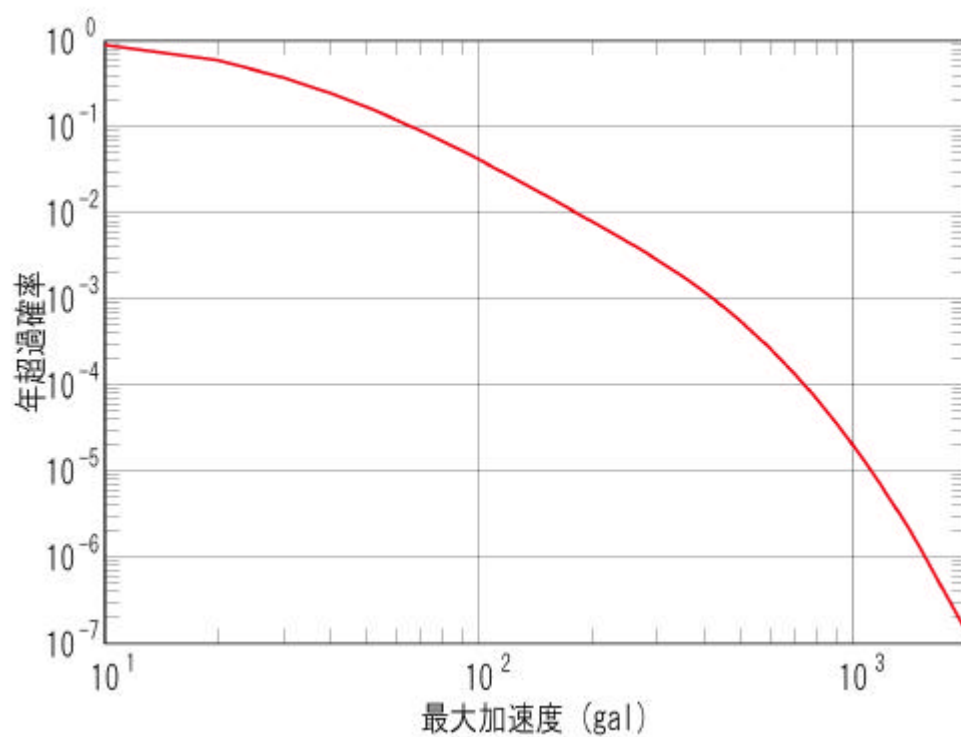


図 4.1-5 地震ハザード曲線の例

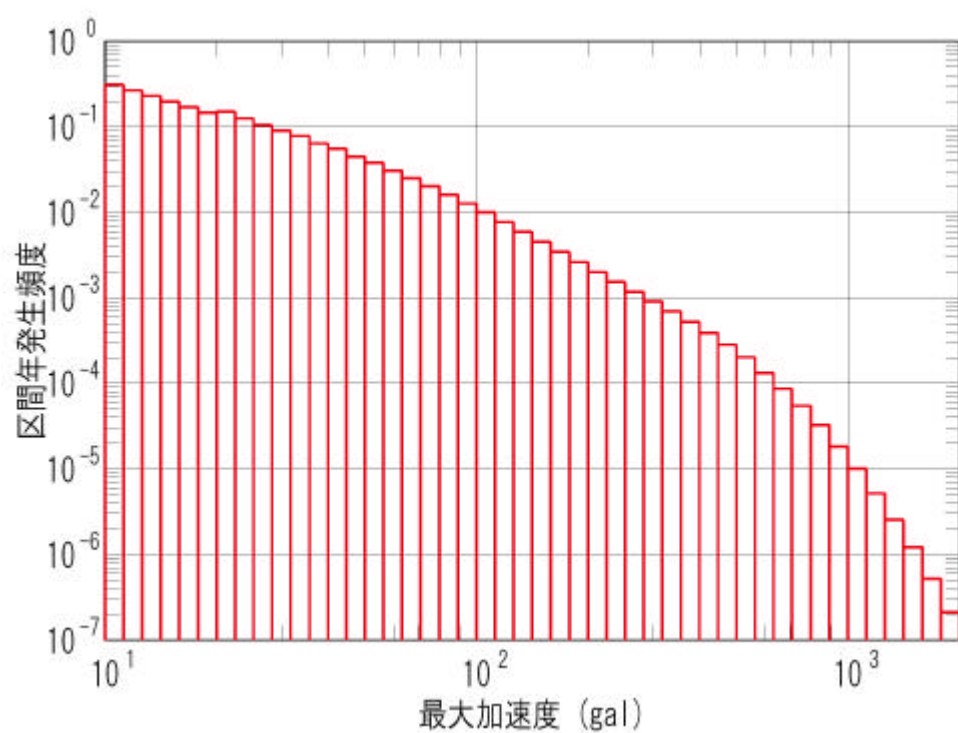


図 4.1-6 区間別年発生頻度の分布図

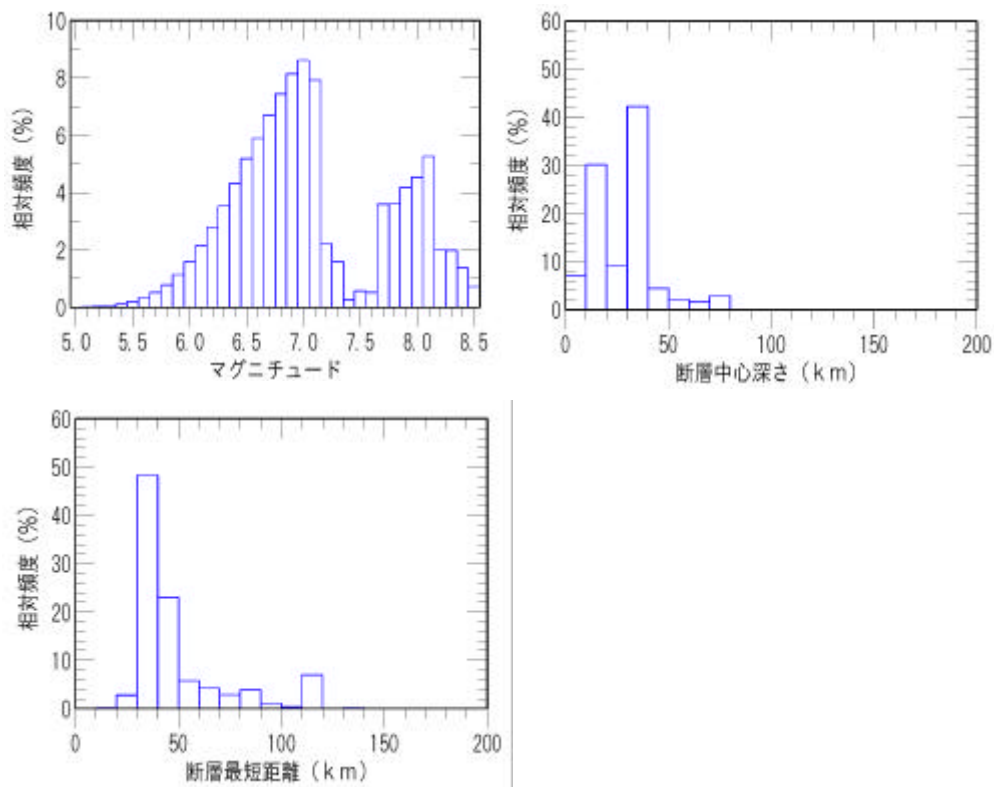


図 4.1-7(1) 中央値 211gal の区間の最大加速度に寄与する地震の分布

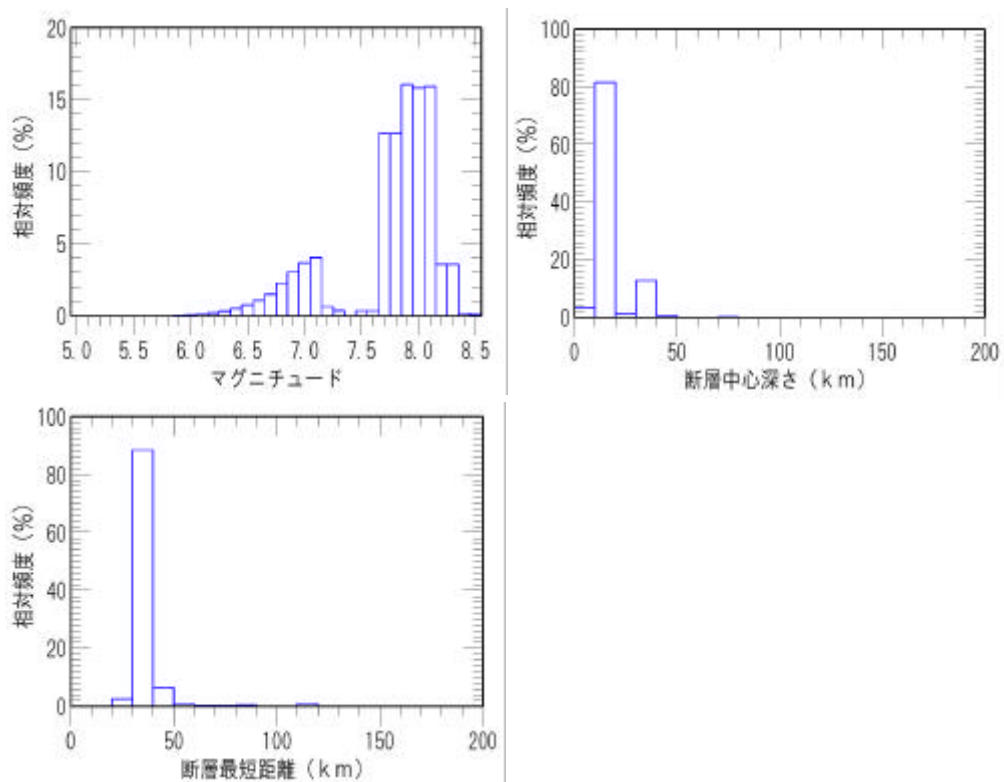


図 4.1-7(2) 中央値 473gal の区間の最大加速度に寄与する地震の分布

表 4.1-1(1) 中央値 211gal の区間に対する時刻歴作成のための組み合わせ例

マグニチュード	最短距離(km)	震源深さ(km)	波形数	波形数 (累積)
5.9	35.0	35.0	1	1
6.0	35.0	35.0	1	2
6.1	35.0	35.0	2	4
6.2	35.0	35.0	2	6
6.2	45.0	35.0	1	7
6.3	35.0	35.0	3	10
6.3	45.0	35.0	1	11
6.4	35.0	35.0	3	14
6.4	45.0	35.0	2	16
6.5	35.0	35.0	3	19
6.5	45.0	35.0	2	21
6.6	35.0	35.0	3	24
6.6	45.0	35.0	3	27
6.7	35.0	35.0	4	31
6.7	45.0	35.0	3	34
6.8	35.0	35.0	4	38
6.8	45.0	35.0	3	41
6.8	65.0	15.0	1	42
6.9	35.0	35.0	4	46
6.9	45.0	35.0	3	49
6.9	55.0	25.0	1	50
6.9	65.0	15.0	1	51
7.0	35.0	35.0	3	54
7.0	45.0	35.0	4	58
7.0	55.0	25.0	1	59
7.0	65.0	15.0	1	60
7.1	35.0	35.0	3	63
7.1	45.0	35.0	3	66
7.1	55.0	45.0	1	67
7.1	65.0	15.0	1	68
7.1	85.0	75.0	1	69
7.2	65.0	15.0	1	70
7.2	85.0	75.0	1	71
7.3	85.0	75.0	1	72
7.7	35.0	15.0	4	76
7.8	35.0	15.0	4	80
7.9	35.0	15.0	4	84
8.0	35.0	15.0	5	89
8.1	35.0	15.0	5	94
8.1	115.0	15.0	1	95
8.2	115.0	15.0	2	97
8.3	115.0	15.0	2	99
8.4	115.0	15.0	1	100

表 4.1-1(2) 中央値 473gal の区間に対する時刻歴作成のための組み合わせ例

マグニチュード	最短距離(km)	震源深さ(km)	波形数	波形数 (累積)
6.6	35.0	35.0	1	1
6.7	35.0	35.0	1	2
6.8	35.0	35.0	2	4
6.9	35.0	35.0	2	6
6.9	45.0	35.0	1	7
7.0	35.0	35.0	3	10
7.0	45.0	35.0	1	11
7.1	35.0	35.0	3	14
7.1	45.0	35.0	1	15
7.7	35.0	15.0	14	29
7.8	35.0	15.0	14	43
7.9	35.0	15.0	17	60
8.0	35.0	15.0	17	77
8.1	35.0	15.0	17	94
8.2	35.0	15.0	3	97
8.3	35.0	15.0	3	100

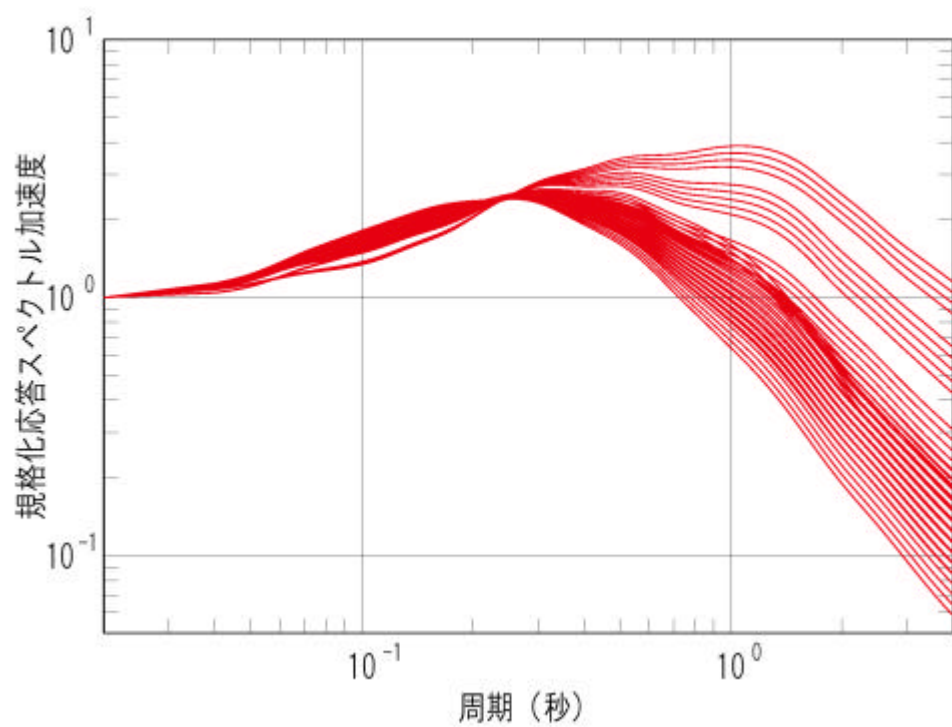


図 4.1-8(1) 中央値 211gal の区間に対する応答スペクトル形状の例

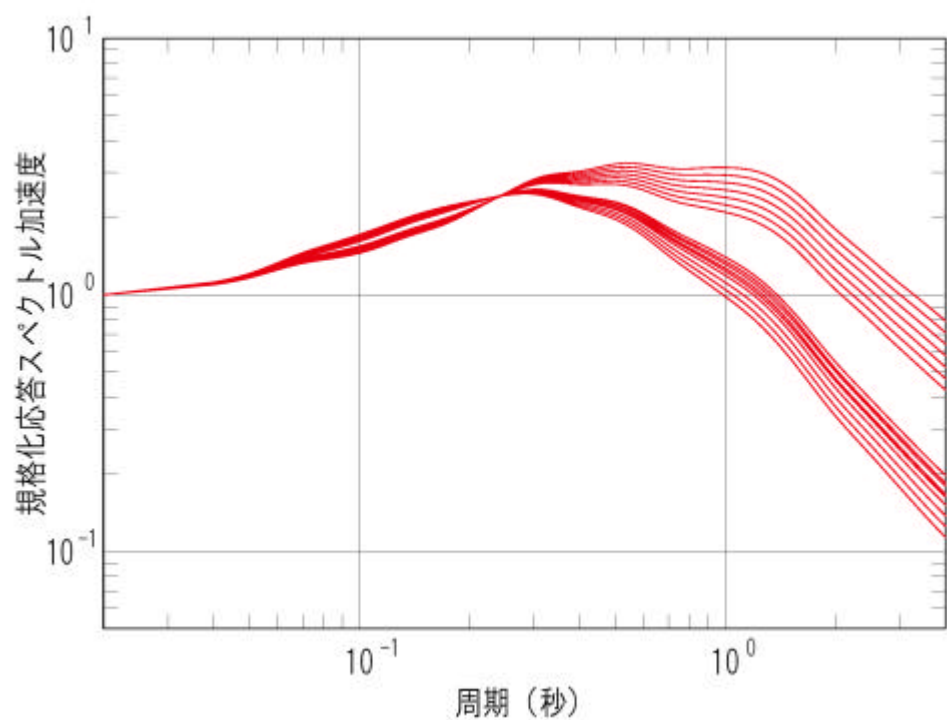


図 4.1-8(2) 中央値 473gal の区間に対する応答スペクトル形状の例

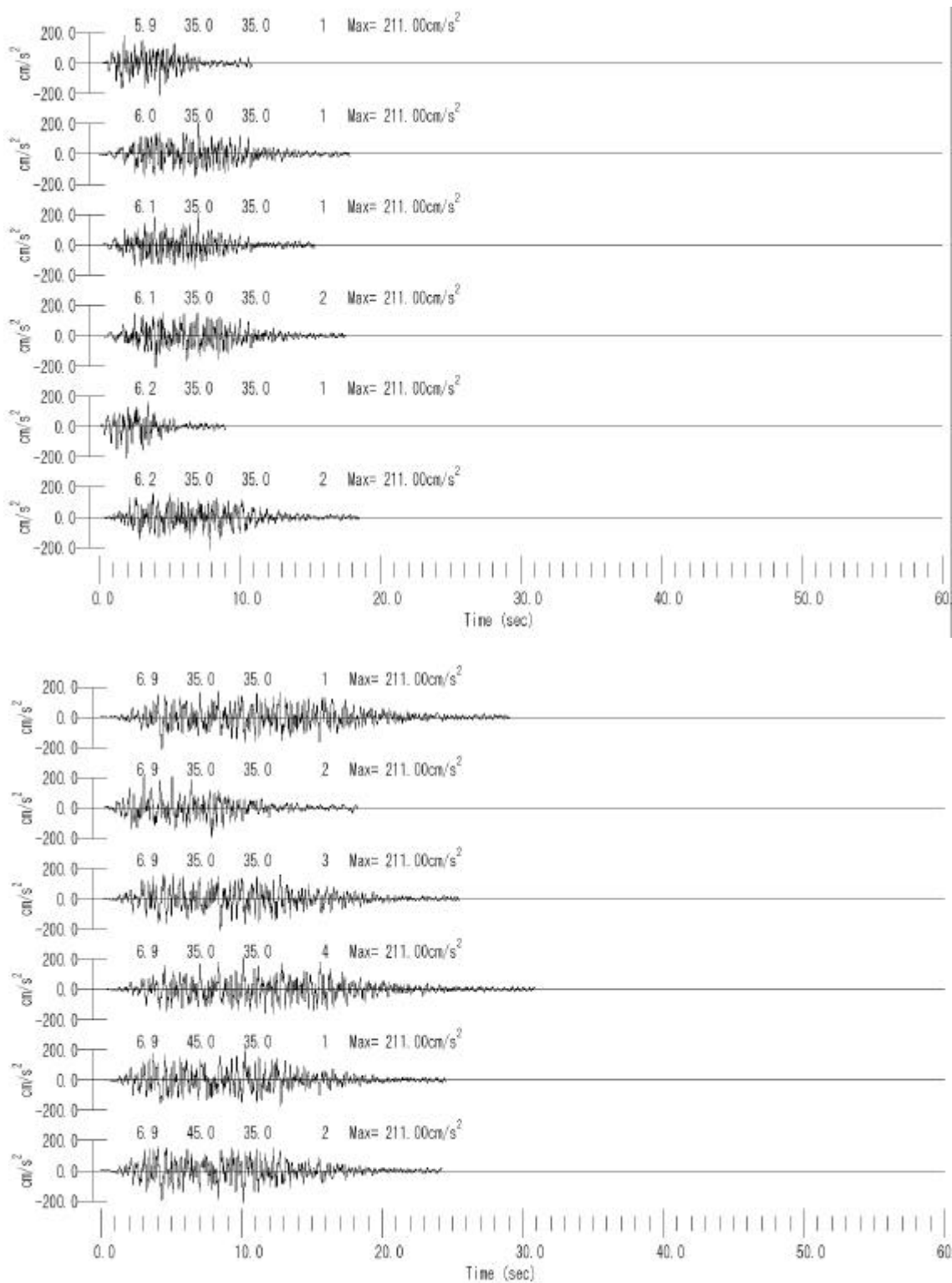


図 4.1-9(1) 中央値 211gal の区間に対する模擬地震動の例

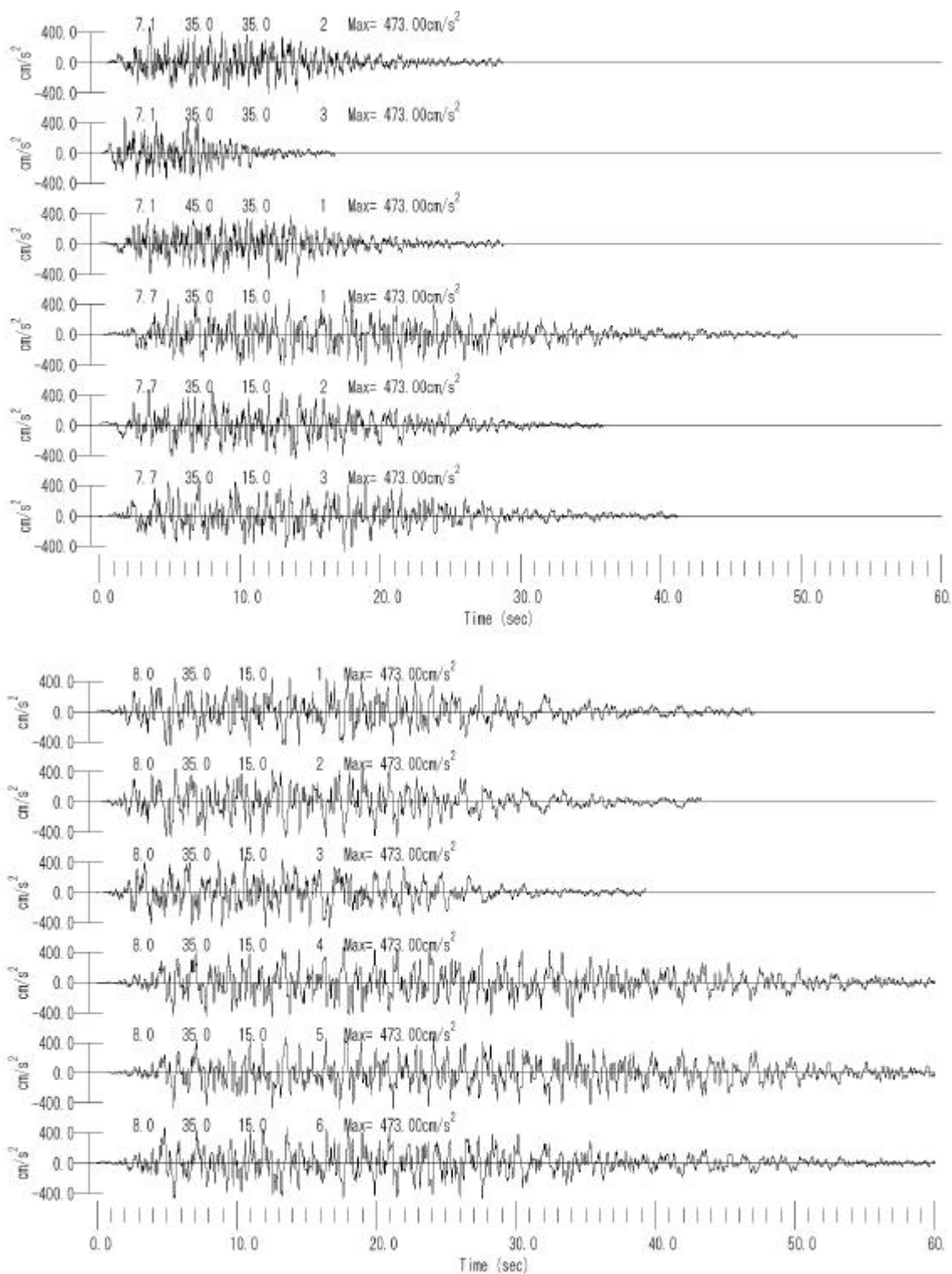


図 4.1-9(2) 中央値 473gal の区間に対する模擬地震動の例

参考文献 (4.1)

- 1) Cornell, C. A.: Engineering seismic risk analysis, Bull. Seism. Soc. Am., 58, 1583-1606, 1968.
- 2) Senior Seismic Hazard Analysis Committee (SSHAC): Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: Guidance on uncertainty and use of experts, U.S. Nuclear Regulatory Commission, NUREG/CR-6372, Washington, DC., 1997.
- 3) 安中正, 矢代晴実:大地震の発生サイクルを考慮した日本列島の地震危険度解析モデル, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.489-494, 1998.
- 4) 安中正:想定される地震と地震動, コンクリート工学, 41, 5, 17-22, 2003.5.
- 5) Annaka, T. and H. Yashiro: Uncertainties in a probabilistic model for seismic hazard analysis in Japan, Risk Analysis II, WITPRESS, Boston, pp.369-378, 2000.
- 6) 安中正, 末広俊夫, 弘重智彦:モンテカルロ手法に基づく地震ハザードの不確定性評価方法, 第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集(CD-ROM), No.15, 73-78, 2002.

4.2 地震応答および被害の推定の考え方

構造物の地震被害を推定するためには、構造物の機能を損なう事象が発生するプロセスである被害発生シナリオを評価する必要がある。例えば、橋梁では、地震動に対する構造物支持地盤の変形や支持力喪失、基礎構造物の損傷・崩壊、橋脚などの損傷・崩壊、また支障部や継手部の損傷などの構造系全体を構成する部位の単一または複合的な損傷により車両の走行安全性を損なう事象、さらに各部位の補修のための交通規制などにより本来の交通機能を損なう事象をもたらすプロセスなどがある。このような構造物の機能喪失へ至るプロセスはイベントツリーとも呼ばれている。構造物の地震被害は、そのシナリオをふまえ、構造物の機能を損なう上で着目すべき部位、またそれを含む構造系を対象とし、以下の2つの方法のいずれかにより被害つまり機能を損なう程度の定量的な推定結果に基づいて評価される。

(1)地震動の強さと構造物の被害発生確率との関係を表す関係式などに基づく間接的な推定

(2)構造物系に対する物理モデルの地震応答に基づく直接的な推定

ここで、前者の方法では構造物へ作用する地震動の強さと被害の関係を表すモデル、例えばフラジリティー曲線と呼ばれる関係式などが必要となり、後者の方法では被災対象部位の被災程度を定量的に評価可能な解析モデルが必要となる。

両者には、作用する地震動の不確定性、構造物の材料特性などの不確定性に起因する構造諸特性の不確定性について配慮することも必要である。さらに、構造部材の耐力についても、構造物の材料特性などの不確定性に加え、その評価式自体のモデル化誤差への配慮が必要である。しかし、耐力モデルの適用に際して、現実的耐力と評価式上の耐力との差異(特に、せん断耐力)、つまりモデル化誤差の生じる部位や構造の組み合わせ、さらのその誤差の程度などが明らかとなっていない。このことから、対象とする構造形式の耐力を評価する際、有限要素解析や既往の実験データに基づくチェックを行うなどの配慮が必要となる。構造物の地震時における安全性、さらに損傷の程度を定量的に評価する上で、次の不確実性と許容される安全の程度に配慮した地震応答などを推定することは今後極めて重要になると考えられる。

(1) 構造物の地震応答および被害の間接推定法

構造物の地震応答、それに基づく被害の間接推定法には、確定的に被害を推定する手法と、種々の不確定要因を考慮した確率論的に被害率として推定する手法の2つがある。前者には、最近提案されている手法を含めると以下に示す2つの方法がある。後者のフラジリティー曲線による手法には、従来より用いられている事前に求めたモデル曲線を用いる方法と対象毎に直接求める方法の2つがある。

(1-a)被害程度の推定

- i. 被害指標との関数またはノモグラムを用いる方法
- ii. ファジー理論やニューラルネットワークを用いた手法

(1-b)被害率の推定(フラジリティー曲線による手法)

- i. 事前に定めたフラジリティー曲線を用いる手法
- ii. 対象構造物の力学モデルを用いたモンテカルロシミュレーションにより、対象毎のフラジリティー

曲線を直接もとめる手法

(1-a)被害程度の推定

構造全体系やその構成部位の被害と作用地震動強さに関する関係式またノモグラムを用いる方法として、橋脚を対象としたスペクトル強度と損傷指標の関係¹⁾、さらに被害ランクに応じた降伏震度で正規化された最大加速度と正規化周期の関係に関するノモグラム²⁾や、兵庫県南部地震による道路被害をふまえた計測震度と被害程度の関係図³⁾、などが提案されている。これら手法のうち、三番目の手法は、地震被害データを用いた統計的な手法による被害と地震動強さとの関係を求めており、対象とする構造物の特性が直接評価されない。しかし、他の2つの方法は物理的な解析モデルの応答解析により地震動強さに対する構造物の応答を評価し、その結果に基づき構造特性と損傷との関係を式またノモグラムにて表している。スペクトル強度と損傷指標との関係¹⁾を(4.2-1)式、橋梁・高架橋の地震時被害推定ノモグラムを図4.2-1に示す。

$$\left. \begin{aligned} \log m &= 1.07 \log(SI_{15} I^{-0.38}) - 1.99 \\ \log DI &= 1.27 \log(SI_{15} I^{0.46}) - 3.41 \end{aligned} \right\} \quad (4.2-1)$$

式(4.2-1)中の λ は対象橋脚の曲げせん断耐力比、 μ は塑性率、 DI は損傷の程度を表す損傷度指標(Damage Index)を表す。また、図4.2-1の水平軸(地震の卓越周期と構造物の降伏周期との比)と鉛直軸(地動最大加速度PGAと構造物の降伏震度との比)には、地震動パラメータと、構造パラメータが用いられている。それら関係式やノモグラムでは、解析に用いた構造特性や地震動特性のうちその支配因子などがパラメータとして考慮されている。

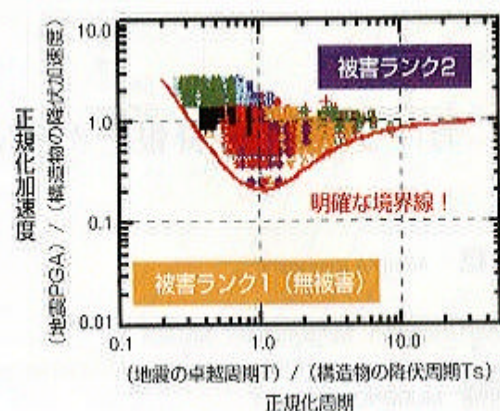


図 4.2-1 橋梁・高架橋の地震時被害推定ノモグラム

また、最近では、ファジー理論やニューラルネットワークを用い、種々の構造特性や地震動特性と地震被害の関係を数式や図表などを用いずに推定する手法⁴⁾も提案されている。この手法には、地震データに基づく被害の推定における制約となっている単純な関数の導入が不要となることが期待される。

これらの手法は、その特徴から分かるように被害の概略推定には有用であるものの、設計などの様に構造断面を含むすべての構造要素や材料特性などを決定する行為に必要なすべてのパラメータを数式やノモグラムなどのパラメータとすることが困難であるため、設計への適用は困難となっている。

(1-b)被害率の推定(フラジリティー曲線による手法)

構造全体系また構造部位の損傷が生じる可能性の間接推定には、地震動の強さに応じた関係として得られるフラジリティー曲線に基づく評価手法が用いられている。そのフラジリティー曲線の評価手法には、気象庁震度また地動速度と家屋被害の関係⁵⁾⁶⁾の様な地震動特性と被害の統計データに基づく関数表現、対象とする構造系の解析モデルを用いたモンテカルロシミュレーションにより求めたフラジリ

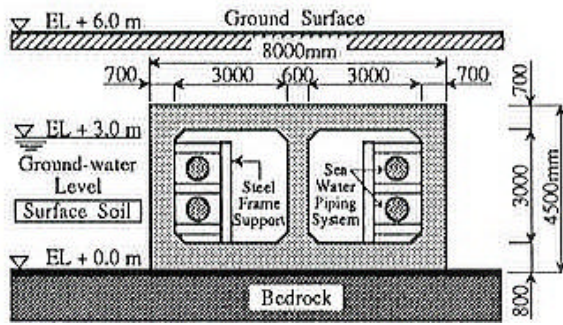


図 4.2-2 取水トンネルの横断面および周辺地盤

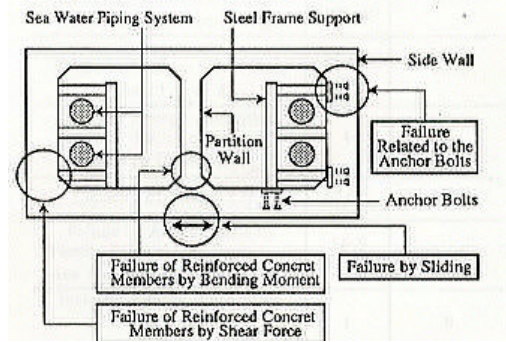


図 4.2-3 損傷モードとその評価部位

ティー曲線より直接、構造物毎に損傷の可能性を求める手法⁷⁾が提案されている。

前者の様に統計データなどから事前にフラジリティー曲線を求める手法では、対象とする構造物の構造特性や材料特性の影響が規定された曲線に内在していること、さらに統計分析に用いた地震被害事例などのデータの条件により適用範囲が制約されることから、それらをパラメーターとしてフラジリティー曲線を変更することは困難となる。また、フラジリティー曲線が得られているか、研究途上にある構造物の種類は限られており、現状でのすべての構造物への適用は困難である。つまり、その手法は、構造条件などの変更により最適な構造諸元を評価する行為である設計への適用性が困難であるといえる。しかし、この手法は、地震応答解析による直接的な被害の推定手法が制約される構造部位、例えば橋梁の支承部などの被害評価への適用などが期待される。

一方、後者の様に構造物毎に直接、フラジリティー曲線を求める手法は、計算時間などよりモデル化の詳細度について制約を受けると考えられるが、構造特性を反映した解析モデルを用いていることが可能であることから、設計などへの適用性が高いと考えられる。

さらに、橋梁、盛土、トンネルなどの形式の異なる構造物で構成されるネットワークの系としての被害損失を評価する場合、対象路線での物理的な解析モデルを用いた直接評価位置は制約され、構造物間の相対的な被害発生の変異が容易に分かるフラジリティー曲線による方法を補間手法として併用することも必要であろうと考えられる。

不確実性を配慮した地中構造物のフラジリティー曲線の評価事例：

ここでは、構造特性などの種々の不確実性に配慮した構造物の損傷確率と入力地震動レベルの関係、つまりフラジリティー曲線を、応答係数法と呼ばれる構造物の設計で得られた地震応答解析結果に基づき直接評価する手法にて評価した原子力発電所屋外重要構造物の一つである取水トンネルの事例¹⁰⁾を示す。対象とした取水トンネルの断面およびその周辺の地盤構造を図 4.2-2 に示す。さらに、その構造物の損傷を支配する損傷モードとその評価部位を図 4.2-3 に示す。

構造物の破壊確率 $P_f(a)$ は基盤位置での入力地震動の最大加速度 a の関数として表されるとし、式

(4.2-2)に示すような構造物の耐力 $f_c(x)$ と最大加速度 a の入力地震動に対する構造物の応答に関する確率密度関数 $f_R(a, x)$ により表される．ここで，耐力は部材の変形との関係が線形であるとした値に換算された耐力，応答は線形応答とし，それぞれの確率密度関数は式(4.2-3)(4.2-4)に示す様に対数正規分布で表されるものとする．この方法は，設計上の計算された応答や耐力をそれぞれ現実的な応答と耐力，つまりそれぞれの現実的な確率分布の期待値に変換することにより，その確率分布の期待値以外の特性が既知であるとし，式(4.2-2)により損傷確率を求めるというものである．耐力および応答の確率分布を表す式(4.2-3)，(4.2-4)において， b_C は耐力の対数標準偏差， $\bar{F}_R$ ， $b_R q^D$ はそれぞれ設計応答とそれを現実的な応答に変換するための応答係数の平均値と対数標準偏差， a ， a_D はそれぞれ入力地震動の最大加速度と設計用入力地震動の最大加速度， M_C は式(4.2-5)に示すように線形変換するための塑性吸収エネルギー係数 F_m と現実的耐力 M_S の積として得られる線形状態に変換された耐力を表している．

$$P_{cf}(a) = \int_0^\infty f_R(a, x) \left\{ \int_0^x f_c(x) dx \right\} dx \quad (4.2-2)$$

$$f_R(a, x) = \frac{1}{b_R x \sqrt{2p}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left\{ \frac{\ln x - \ln\left(\frac{q^D}{\bar{F}_R} \cdot \frac{a}{a_D}\right)}{b_R} \right\}^2\right) \quad (4.2-3)$$

$$f_c(x) = \frac{1}{b_C x \sqrt{2p}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \ln \bar{M}_C}{b_C}\right)^2\right\} \quad (4.2-4)$$

$$M_C = F_m \cdot M_S \quad (4.2-5)$$

対象構造物の各損傷モードに対応する各耐力の統計的性質を表す特性値(平均値，対数標準偏差)は，各耐力評価式におけるコンクリート強度と鉄筋の降伏応力度の確率分布を仮定し，モンテカル口法により算出している．

次に，設計応答は図 4.2-4 に示す地盤—構造物系の 2 次元有限要素法を用いた地震応答解析により評価される．その際，現実的応答に変換するための応答係数 F_R は，次式に示す様に設計用基準地震動スペクトルと実観測記録のスペクトルの比に関する係数 F_{WA} ，解析上の地震動の増幅度と実地盤における地震動の増幅度の比に関する係数 F_{SE} および地盤と構造物系相互作用の影響に関する係数 F_{ST} によって表されるものとしている．

$$F_R = F_{WA} \cdot F_{SE} \cdot F_{ST} \quad (4.2-6)$$

以上のことをふまえ，各部位のフラジリティー曲線つまり，入力地震動の最大加速度に応じた対象部位ごとの破壊確率が図 4.2-5 に示す様に得られる．

構造特性や地震動特性に関する不確定性へ配慮した構造物の損傷の程度を評価する手法には，前述の様なモンテカル口法をベースとする手法やここで示した応答係数法の様な手法など種々の手法がある．しかし，いずれも設計上の材料特性などに基づく耐力や応答の評価を行うことになり，現実との差異の評価，さらに耐力や応答に関する統計的性質の確率分布モデルの適切な評価とその認識はともに必要な事項である．このことから，対象構造物に応じた耐力，応答の統計的性質の標準化も今後，必要になると考えられる．

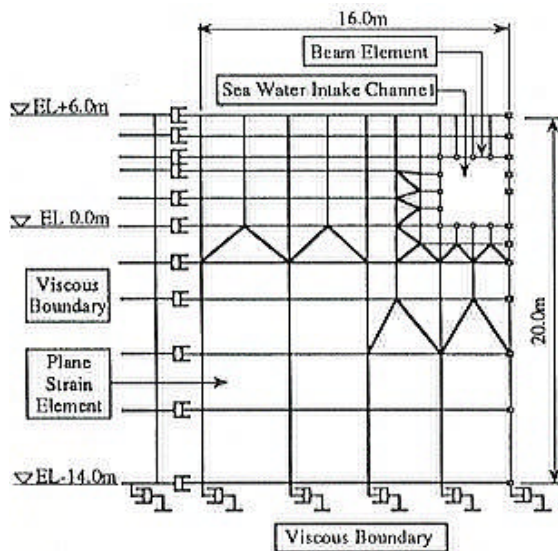


図 4.2-4 地盤—構造物系の 2 次元有限要素解析モデル

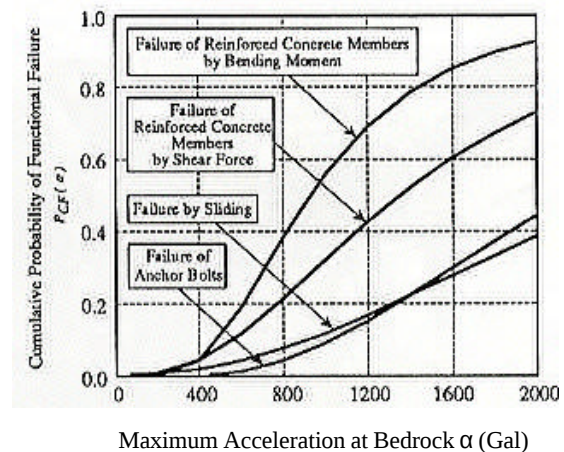


図 4.2-5 各部位の破壊確率と入力地震動の最大加速度の関係

(2) 構造物の地震応答および被害の直接推定法

構造物の被害または被害の可能性を直接推定する方法は以下のとおりである。

(2a)被害推定：構造モデルの地震応答解析に基づく推定

(2b)被害の可能性推定：所定の発生確率を有する地震動に対し，材料特性などの不確実性を考慮した構造モデルの地震応答解析より得られた応答が所定の限界値を越える事象の全事象に対する比率により推定

被害推定の手法は，以下のいずれかの構造モデルに対する解析モデルの地震応答解析により得られた構成部位の地震応答を元に，損傷指標より構造系の被害やその構成部位の損傷を直接推定する手法である。

- ・ 構造物の被害を構成する要因となる部位を全て含む構造系
- ・ 個々の構成要素に対する力学モデルの組み合わせ系

多くの地震応答解析法は 1995 年兵庫県南部地震による各種構造物の被害機構の評価過程をへて，応答の精度を保証するための構造系の材料，構造特性のモデル化技術という面で飛躍的に向上・普及している。さらに，各種設計指針類においても，構造物の地震応答の評価に有限要素法を含む種々の静的，動的解析が用いられるようになっており，構造解析による損傷の直接評価は現実的に有意な方法であるといえる。

また，被害率推定の手法は，構造特性および地震動特性の不確実性へ配慮し，被害の可能性を評価する手法である。その際，構造材料や構造諸元の不確実性などに起因する地震動の入力レベルと被害率の関係は構造物の解析モデルを用いたモンテカルロ法により直接評価される。この手法では，構造系モデルの地震応答解析を多数回実施する必要があることから，各種パラメーターの設定の方法や構造モデ

ルの自由度に応じた計算時間という面で、構造モデル、例えば地盤を含む多自由度系のモデルへの適用は制限されると考えられる。しかし、最近では、ラテン方格重要度サンプリングなどを用いて各種パラメーターの設定を効率的に行ったモンテカルロ法による応答解析によりフラジリティー曲線を直接求める手法⁷⁾なども提案されており、計算時間による制限も今後は不要となる可能性もある。さらに、その様な構造物の被害率の直接評価法に鉄筋の腐食のような時間とともに変化する構造物への作用、つまり耐久性の問題を組み合わせ、地震時における損傷の可能性を評価する手法も提案されている⁸⁾⁹⁾。

参考文献(4.2)

- 1) 鈴木基行他, RC 橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関係, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.651-657, 1998
- 2) 芦谷公稔, 室野剛隆, 鉄道における早期地震警報システム, pp.27-28, 土木学会誌, Vol.87, 2002
- 3) 大西淳一他, 高速道路の地震被害と地震動強さの関係, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム, pp.423-426, 1997
- 4) Mauricio Sanchez-Silva and Liberto Garcia, Earthquake Damage Assessment Based on Fuzzy Logic and Neural Networks, Earthquake Spectra, Vol.17, No.1, pp.89-112, 2001
- 5) 例えば, 諸井孝文他, 1995 年兵庫県南部地震による気象庁震度と住宅全壊率の関係, 地震, 第2輯, 第52巻, pp.11-24, 1999
- 6) 宮腰淳一, 林康裕他, 1995 年兵庫県南部地震の建物被害に基づく建物の耐震性能評価, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.269-276, 1997
- 7) 吉田郁政, 鈴木修一, 限界地震動指標を用いた損傷確率の効率的な算定方法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.201-206, 2003
- 8) Katsumi EBISAWA et al, Estimation of Functional Failure Probability of Sea Water Intake Channel under Earthquake motion, PSA'96, pp.309-316, 1996
- 9) 吉田郁政, 赤石沢総光, 鈴木修一, 劣化を考慮した常時, 地震時の LCC 評価モデルの基礎的研究, 土木学会第57回年次学術講演会(平成14年9月), VI-095, pp.189-190, 2002
- 10) 鈴木修一, 赤石沢総光, 吉田郁政, 地中RC構造物の劣化を考慮した常時・地震時の信頼性評価に関する基礎研究, 土木学会第57回年次学術講演会(平成14年9月), VI-131, pp.261-262, 2002

4.3 鉄道構造物における被害ランクの分類例

(1) 兵庫県南部地震における橋梁・高架橋の被害

前節に示した考え方で被害を推定する場合に，被害をいくつかのランクに分類することが一般的におこなわれる．本節では，兵庫県南部地震の際に鉄道構造物に対して行われた被害ランクの分類例を示す．また，次節では道路構造物の被害ランクの分類例を示す．

鉄道コンクリート橋梁の被害は，鉄筋コンクリートラーメン高架橋あるいはラーメン橋台の柱部の破壊により，床スラブの落下や桁の落橋に至る例が多く発生した．被害を受けた地域の構造物の多くは，2線2柱式のビームスラブ式ラーメン高架橋である．また，架道橋の場合は，ゲルバー式ラーメン高架橋の形式が多く，PC 桁がゲルバー桁として設置される形式が多かった．架道橋の場合，シューの取替えを要する被害が多かった．

当時の応急復旧の際には，被害パターンの区分を表 4.3-1 のように設定した．在来線の住吉～灘間に着目した場合，それぞれの被害数量は表 4.3-2 のようになる．また，鋼構造物については，鑄鉄シューを用いたものを中心に桁支承部の被害が多くみられた．シューの被災割合は，全体の約 10%程度となっていた．

表 4.3-1 被害パターンの区分¹⁾

記号 ^{*1)}	ラーメン高架橋の柱に着目した被害パターン	架道橋（桁）に着目した被害パターン
Damage A 壊滅的被害	柱の完全な破壊により，床スラブが落下または大変位をきたし，高架橋が原型を保っていない．	桁の破損が大きく，再使用が不可能なもの．
Damage B 大被害	せん断ひび割れ及びかぶりコンクリート剥落等に加え，軸方向鉄筋の座屈を伴っている状態．ベントによる仮受けが早急に必要もので，数十 cm 程度の変位を伴うものも含む．	桁の損傷はあるが，補修すれば再使用が可能であるもの．桁が落下または大変位しており，桁をジャッキアップしてベントにより仮受けを要するもの．
Damage C 中被害	せん断ひび割れ及びかぶりコンクリート剥落等の損傷はあるものの，高架橋は原型を保っているもの（軸方向鉄筋は座屈していない）．	桁自体の損傷は軽微であるが，シューの取替え，桁の補修等を要するもの．
Damage D 損傷無～軽微	損傷無し（軽微な補修を要するものを含む）	損傷無し．

*1) 原論文と記号を変えている．

表 4.3-2 被害数量（住吉～灘間の下り線に着目）¹⁾

	ラーメン高架橋の損傷	架道橋の損傷
Damage A	40 %	0 %
Damage B	27 %	12 %
Damage C	13 %	65 %
Damage D	20 %	23 %

(2) 構造物の被害，また損傷の表現

構造物の被害の程度を定量化するためには，まず，構成部位の損傷の程度を定量的に評価することが必要である．各種設計基準類では，1995 年兵庫県南部地震以降の見直しにより，性能規定型の体系へと移行し，地震に対して目標とする耐震性能を明確にした上で，その性能を満たすことを基本とする設計法が採用されることとなった．その中では，各部位の損傷レベルで構造物全体の耐震性能が表現されている．例えば，RC 構造物では，最大変形角，最大塑性率，剛性劣化率，さらに累積塑性率，消費エネルギー量や低サイクル疲労概念や，それらの組み合わせモデルが構造物の損傷を表す指標として提案されている．ただし，いずれの指標も実際の損傷との関係にはばらつきを有することが指摘されており¹⁾，そのことを認識しておく必要がある．

つぎに，構造物を構成する部位の損傷の程度に基づく構造物の被害の程度を評価することが必要となる．ここで，構造物の被害を定義する必要がある．全てについて定義することは困難であるが，構造物を構成する部位の損傷によるその部位が有すべき機能の損傷また喪失，または構成部位の損傷自体は軽微であるが支持物の変形などにより構造系が有すべき機能，例えば車両の走行性などを損なう場合などがある．前者は，部材の損傷が構造系の被害となる場合，後者は構造系としての変状が構造系の被害となる場合を示している．その被害を構成するシナリオは，対象サイトに応じた地盤および地震動特性の差異，および対象構造物の差異により異なっている．

兵庫県南部地震に対して，構造物を構成する部位の損傷と構造物全体系としての被害の関係を調査すると，表 2 で分かるように，シユの損傷は中程度の損傷であると整理できる．そこで，本報告書では議論を簡便化するために，柱の損傷レベルの大小が，構造物全体系の被害レベルの大小を表現する最もポピュラーな基準と考えた．損傷レベルとしては，塑性率を指標として用いることとした．

(3) 柱の被害ランクの定義

高架橋の柱の損壊数は，破壊約 1200 本，破損約 1200 本，損傷約 1000 本，合計約 3400 本に及ぶ．ここで，破壊とは高架橋柱が崩壊したもの，破損とは高架橋柱の一部で，コンクリートが剥落したもの，損傷とは高架橋柱の一部にひび割れが生じたものである．

柱の損傷パターンを分類すると，現地の被災状況を観察した結果から，被害形態を軽微な損傷を含め，図 4.3-1 のように整理した．この分類の最初の記号 S はせん断，M は曲げに起因して被災したことを示す．また，S や M に続く A，B，C，D は，それぞれ損傷の程度を表している．概ね，A が破壊，B 破損，C と D が損傷に相当する．

SA：柱のせん断破壊パターンで，落橋した高架橋の多くはこのタイプである．

SB：せん断により柱に斜め方向のひび割れが生じ，かぶりコンクリートの剥落，内部コンクリートもかなりの亀裂を生じている．崩壊には至らなかったもののかなりの損傷レベルである．

SC：せん断により柱に幅の大きい斜め方向のひび割れが生じる損傷パターンで，中程度の損傷レベル

である。

SD：せん断により柱に幅の小さい斜め方向のひび割れが生じる損傷パターンで，比較的軽微な損傷レベルである。

MA：曲げにより柱の上部または下部に曲げひび割れが生じ，その後繰返しにより鉄筋中側のコンクリートが破壊し，軸方向鉄筋が座屈している．倒壊には至っていないが，全体として 20～30cm 程度沈下しており，かなりの損傷レベルである。

MB：曲げにより柱の上部または下部に曲げひび割れが生じ，その後繰返しにより被りコンクリートが剥落し，軸方向鉄筋の一部が変形している．かなりの損傷レベルである。

MC：曲げにより柱の上部または下部に幅の大きい曲げひび割れが生じ，被りコンクリートも一部剥落する中程度の損傷レベルである。

MD：曲げにより柱の上部または下部に幅の小さい曲げひび割れが生じる程度の比較的軽微な損傷レベルである。

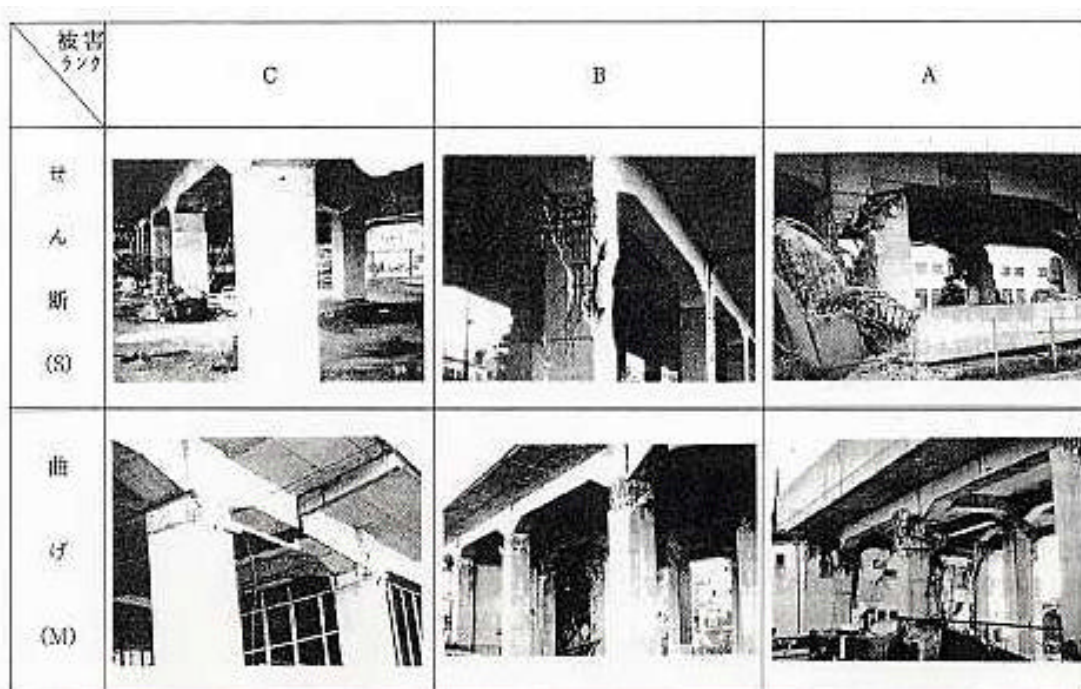


図 4.3-1 高架橋の損傷パターン

(4) 被害ランクの推定

JR 東海道本線住吉～灘間には，延長約 2.2km の高架橋区間が存在する．これらの高架橋は，全て震度 7 の領域内になる．当該区間の高架橋は，六甲道駅の崩壊を含めて，主にラーメン高架橋の柱の損傷・倒壊により，落橋・崩壊・沈下・大変形といった壊滅的な被害を受けている．この区間の高架橋を例にした場合，入力レベルは震度 7 で同程度と考えると，その被害の大小は概ね構造物の諸元の違いに起因するところが多いと判断できる．そこで，この高架橋の被害に着目した。

表 4.3-3 じん性率と被害ランクの関係

損傷形態	被害ランク			割合(%)			
	じん性率		総数	A ランク	B ランク	C ランク	D ランク
曲げ先行	A	8.5	7	0	0	86	14
	B	6.05-8.5	16	0	25	63	12
	C	4.05-6.05	54	20	15	37	28
	D	4.05 以下	22	32	18	9	41
せん断先行	1.0		59	51	17	10	22

当該高架橋は、昭和 45 年制定の「国鉄建造物設計標準」により行われている。当時の設計では、コンクリートの許容せん断応力度を、設計基準強度 240kgf/cm^2 に対して、 7.0kgf/cm^2 としており、現在よりもせん断耐力をあまり評価している。これらの高架橋において柱のじん性率と損傷レベルの関係を算定した。その結果を表 4.3-3 に示す。なお、ここでは降伏震度を $k_{hy}=0.3$ と仮定して、文献 1 に記載されている保有換算弾性水平震度から逆算して、じん性率を算定した。

じん性率が 4～6 以上になると被害ランク MA の被害が発生し始める。被害ランク SA はじん性率をフルに使い果たしているのので、このエリアでは、柱の応答塑性率 m_{res} は概ね 4～6 以上であったと推定できる。また、じん性率 m が 8.5 以上になると損傷レベルは C に収まることになる。よって、 m_{res}/m が 0.75 以下であれば被害ランクが C と推定できる。つまり、 m_{res}/m が 0.75～1.0 であれば被害ランクは B になると推定できる。D ランクについては、データがばらついており、判定が難しい（降伏震度が高いものが含まれる）。以上の検討より、応答塑性率と被害ランクの関係の概略を以下に示す。

$m_{res}/m > 1.0$	Damage A
$0.75 < m_{res}/m < 1.0$	Damage B
$0.50 < m_{res}/m < 0.75$	Damage C
$m_{res}/m < 0.50$	Damage D

(5) 被害ランクと復旧方法

次に、被害ランクと復旧方法の実績について表 4.3-4～5 にまとめる。これにより復旧コストの概算は把握できると思われるが、実際にどの程度のコストがかかったかは不明である。被害ランク B 以下では、現存の柱を補修して利用しているが、被害ランク A の場合には、柱を再構築しており、復旧の手間が大きくなっている。

この結果、ランク B 程度に収まると、1 ヶ月以内に復旧が完了しているにもかかわらず、被害ランク A が発生すると、復旧までの日数が飛躍的に増大し、3 ヶ月程度を要している。

参考文献 (4.3)

1) 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書、鉄道総研報告 特別第 4 号

表 4.3-4 橋梁・高架橋の被害ランクと復旧の考え方

損傷状況	判定基準	復旧方法	タイプ
コンクリートのひび割れ	ひび割れ幅 0.2mm 以上	特殊樹脂注入	D
部材の損傷	コンクリートの角落ち	ポリマーセメントモルタルによる断面修復	
	ひび割れが大きく無収縮モルタルが柱内部に十分入る	鋼板巻 + 無収縮モルタル注入	C ~ B
	柱内部に無収縮モルタルが十分に入らない	特殊樹脂注入 + 鋼板巻 + 無収縮モルタル注入	C ~ B
部材の破壊	主鉄筋のかぶりコンクリートを広範囲にはつらなくても帯鉄筋が巻ける	特殊樹脂注入 + 帯鉄筋補強 + コンクリート打ち + 鋼板巻 + 無収縮モルタル注入 (柱新設)	A
	コンクリートの破断面が斜めで帯鉄筋を巻くためにはつり範囲が課題となる	特殊樹脂注入 + 鋼板巻 + 無収縮モルタル注入 (柱新設)	A
支承		個々の調査による	

表 4.3-5 橋梁・高架橋の被害ランク：被害状況と復旧までの関係

区間	破壊形態	復旧	
		日付	方法
山陽新幹線 新大阪～姫路	落橋 (新大阪～新神戸) 破壊 124, 破損 337, 損傷 247	4/8	破壊箇所 ・部材の破壊部は新設 .10cm 間隔に帯鉄筋を配置し, その外側を鋼板巻.
	武庫川橋梁 軸方向鉄筋段落とし部で被りコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈.		
東海道線 灘～神戸	破壊 0, 破損 113, 損傷 148	2/20	・阪急電鉄神戸線西宮高架橋 (西宮北口～夙川) は基礎部も含めて再構築.
東海道線 住吉～灘	落橋 7 箇所, 破壊 499, 破損 346, 損傷 105	4/1	
東海道新幹線 京都～新大阪	破壊 0, 破損 65, 損傷 107	1/20	
阪急電鉄神戸線 西宮北口～夙川	落橋 1 箇所, 破壊 125, 破損 146, 損傷 219	6/12	破損箇所 ・損傷部を修復し, その外側を鋼板巻.
阪急電鉄神戸線 三宮駅	破壊 0, 破損 30, 損傷 1		
伊丹線 伊丹～新伊丹	落橋 1 箇所 (伊丹駅), 破壊 103 破損 10, 損傷 22	3/11	損傷箇所 ・クラック部にエポキシ樹脂を注入し鋼板巻.
阪神電鉄 阪神本線 西灘～御影	落橋 8 箇所 (西灘～石屋川) 破壊 355, 破損 146, 損傷 156	6/26	

4.4 道路構造物における被害ランクの分類例

(1) 兵庫県南部地震における橋梁・高架橋の被害

前節における鉄道構造物の分類例に引き続き、本節では兵庫県南部地震の際に行われた被害ランクの分類例を示す。道路構造物の被災度（鉄道構造物における「被害ランク」と同じ意味の用語）の診断に当たっては、5段階（As,A,B,C,D）の評価を行った。この5段階評価の基本的考え方は、As、Aについては甚大な被災であり再構築を主体とした復旧が望まれるもの（鉄道構造物の被害ランク A に相当）、B、Cについては残留耐力はあるが補修補強が必要なもの（各々鉄道構造物の被害ランク B および C に相当）、Dについては無被災かまたは非常に軽微なもの（鉄道構造物の被害ランク D に相当）であり場合によっては長期展望にたった補修が必要なものである。表 4.4-1 に、RC 橋脚に対してさらに詳しく考慮した評価法を示す。

表 4.4-1 被災度分類の定義

被災度	定 義
As	崩壊、倒壊した場合、また損傷変形が著しく大きなもの。
A	鉄筋の破断等が生じ、変形が大きなもの。
B	鉄筋の一部の破断やはらみだし及び部分的なかぶりコンクリートの剥離や亀裂がみられるもの。
C	ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離がみられるもの。
D	損傷がないか、あっても耐力的に影響のないきわめて軽微なもの。

RC 橋脚が大変形を受けた場合の既往の実験結果によれば、横拘束鉄筋量によっても大きく異なるが、降伏点変位 δ_y 程度の変位ではほぼ弾性的挙動を示し耐力的には健全であり、 $2\delta_y$ 程度の変位状態では、ひび割れもそれほど顕著ではなく、相当の健全性を保っており軽微な損傷と位置づけられ、 $3\delta_y$ 程度の変位を受けると橋脚基部にひび割れの発生が認められるようになり、繰り返し変位の影響で劣化現象も現れ、 $4\delta_y$ 程度になるとさらにひび割れが顕著になり損傷が大きく残留変位も目立つようになるとされている。今回の被災を受けた橋脚のほとんどは昭和46年以前の示方書を適用して設計された構造物であり、このような実験結果とは若干異なった性状を示すと考えられるが、基本的に既往の実験結果から想定される外観性状によって被災度を判定することを考えた。さらに、被災度の評価に当たっては被災モードについても考慮している。表 4.4-2 に RC 橋脚の損傷モードと被災度の関係を示す。

表 4.4-3 に阪神高速道路3号神戸線および5号湾岸線に対して被災度分類を行った結果を示す。3号神戸線はその多くが昭和46年道路橋耐震設計指針以前の設計基準に基づいて設計されているため全体の約15%程度が甚大な被災を被った結果となっているが、一方昭和55年以降の設計基準を用いて設計されている5号湾岸線においては、Bランク被災が1橋脚認められるほかは、被災程度は軽微であったことが伺われる。なお、写真 4.4-1 および写真 4.4-2 に、代表的な被災写真を示す。

表 4.4-2 R C 橋脚の損傷モードと被災度の関係

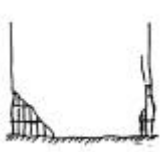
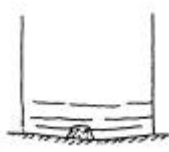
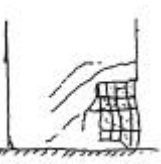
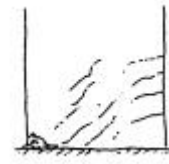
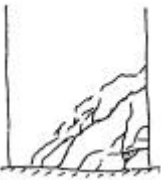
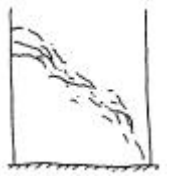
	As	A	B	C	備考
柱地盤面位置での 曲げ破壊					
柱地盤面位置での 曲げせん断破壊					
軸方向鉄筋段落し 部での曲げせん断 破壊					
柱地盤面位置での せん断破壊					

表 4.4-3 阪神高速道路における R C 橋脚被災度判定結果 (単位: 橋脚)

	As	A	B	C	D	合計
阪高 3 号神戸線	6 4	7 8	1 0 2	2 2 5	4 7 4	9 4 3
阪高 5 号湾岸線	0	0	1	2 2	1 7 9	2 0 2
合 計	6 4	7 8	1 0 3	2 4 7	6 5 3	1 1 4 5



写真 4.4-1 曲げ被災の一例



写真 4.4-2 せん断被災の一例

(2) 被災傾向の分析

被害の大きかった 3 号神戸線 RC 単柱橋脚について、地震時保有水平耐力照査及びせん断耐力解析などにより、その耐震性能と損傷程度について検討を加えた。

解析手法

検討対象は、3 号神戸線武庫川ランプから月見山ランプ間 (27.7km) の本線部全 RC 橋脚とし、構造物の詳細調査に基づき、前述した被災度について被災度 B および被災度 C を被災程度によりさらに細分し 8 段階 (As, A, B1, B2, B3, C1, C2, D)、損傷形態をせん断、曲げせん断、曲げの 3 種類に分類した。図 4.4-1 に耐力照査フローを示す。耐力計算は、橋軸直角方向を対象とし、平成 2 年版道路橋示方書による地震時保有水平耐力法に基づいて行った。

せん断耐力指標 (α_{su}) は、部材のせん断耐力を構造物重量で除したもので、せん断耐力相当の加速度 (gal) を示す。せん断耐力余裕度係数 (β_{su}) は、せん断耐力指数を建設当時の昭和 39 年版鋼道路橋設計示方書に基づく設計加速度 (200gal) で除したもので、せん断耐力の余裕度を示している。降伏曲げ耐力指標 (α_{my}) は物理的には一定軸力の下で最外縁軸鉄筋が降伏応力 ($\sigma_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$) に達する曲げモーメントを生じさせる加速度を示している。曲げ降伏余裕度係数 (β_{my}) は降伏曲げ耐力指標を旧道示に基づく設計加速度で除したもので、曲げ降伏耐力の余裕度を示している。終局曲げ耐力指標 (α_{mu}) は物理的にはエネルギー一定則を仮定することにより、構造物が弾性振動した場合の終局曲げモーメント相当の加速度を示している。終局曲げ耐力余裕度係数 (β_{mu}) は、終局曲げ耐力の余裕度を示している。なお、材料定数については設計値を用いた。

曲げ耐力と被災度

曲げ損傷タイプと曲げ降伏余裕度係数の関係を図 4.4-2 に示す。曲げ降伏余裕度係数が大きくなるにつれて損傷程度がやや小さくなる傾向がよみとれ、曲げ降伏余裕度が損傷に影響を与えていることが伺われる。曲げ降伏余裕度係数は全て 1 を超えており、当時の設計値を満足していることがわかる。また、全橋脚の 7 割程度は 1.25 を超えており、平成 2 年版道路橋示方書の設計震度 0.25 に対しても満足していることがわかる。

せん断余裕度と被災度

図 4.4-3 に全ての損傷を対象とした損傷レベルとせん断余裕度係数の関係を示す。せん断余裕度係数が大きくなるにつれて、損傷が小さくなる傾向が読み取れる。全ての橋脚が 1.0 を超えており、当時の道示の設計加速度を満足していることがわかる。全橋脚の 9 割程度は 1.25 を超えており、平成 2 年版道路橋示方書における震度法の設計加速度を満足していることがわかる。また、せん断余裕度は、1.0 から 2.5 程度の範囲にわたっている。

このように、各橋脚は当時の設計基準を満足するものであったが、橋脚形状、上部構造重量他の要因により、せん断余裕度に差異が生じたと考えられる。

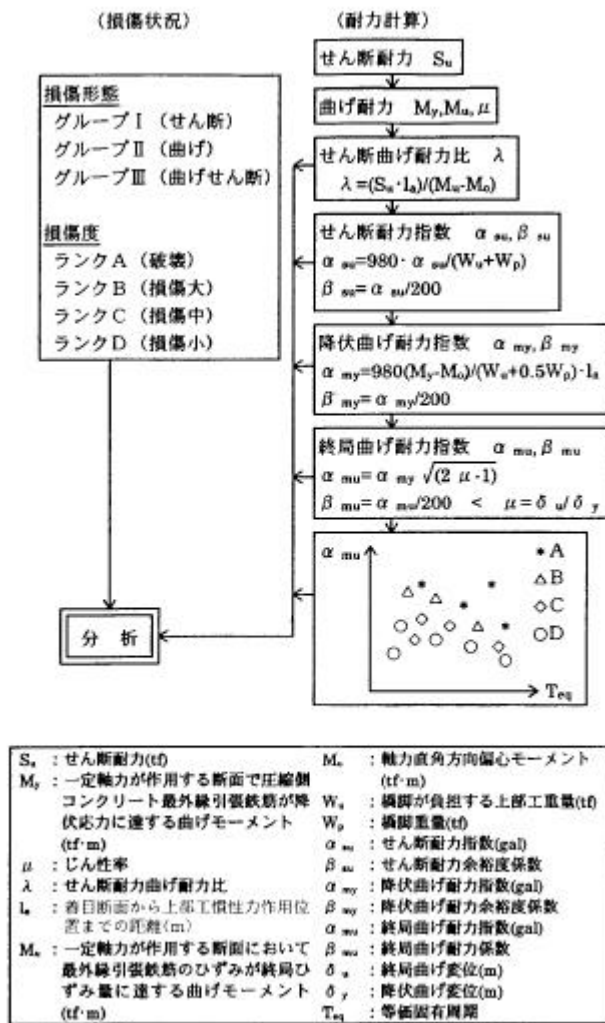


図 4.4-1 耐力照査フロー図

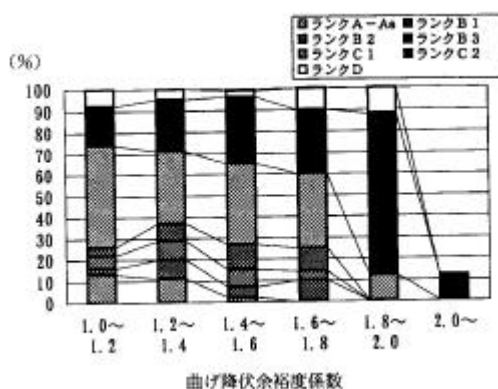


図 4.4-2 曲げ損傷タイプと曲げ降伏余裕度の関係

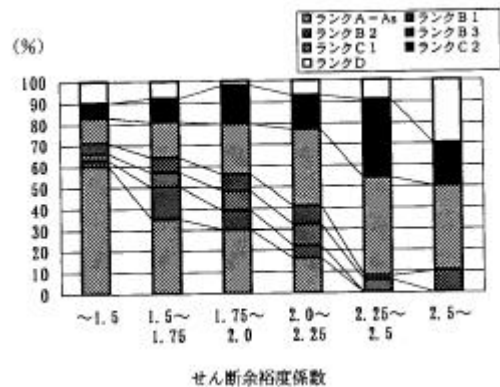


図 4.4-3 せん断余裕度分布係数

(3) 被害ランクの推定

被害の大きかった阪神高速道路 3 号神戸線 RC 単柱橋脚のうち曲げ破壊先行型と考えられる橋脚について、さらに損傷度とじん性率との関係について検討を行った。なお、段落しを有する橋脚は検討対象から除外している。

図 4.4-4 にせん断破壊先行および曲げ破壊先行橋脚の被災度分布を示す。なお、損傷形態の判定はあくまでも平成 2 年道路橋示方書に示される算定法により行ったせん断耐力および曲げ耐力の比較により行ったものであり、実際の損傷状況から推定される損傷形態とは異なる場合もある。図 4.4-4 から明らかなように、被災度 As のように甚大な損傷は、せん断破壊先行型の橋脚に見られることがわかる。

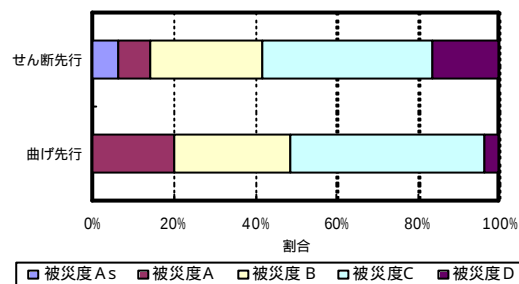


図 4.4-4 せん断破壊先行および曲げ破壊先行橋脚の被災度分布

さらに、図 4.4-5 に、曲げ破壊先行と判定された橋脚のじん性率分布を示す。じん性率の平均は 3.69 であり、3 から 4 の間にほぼ全体の 9 割近くが分布している。図 4.4-6 に、じん性率と被災度との関係を示す。じん性率が大きくなるに従い、甚大な損傷比率が小さくなる傾向がみられる。じん性率が 3 程度の場合は被災度 A が占める割合が大きく、じん性率が 5.5 以上の場合は被災度 C が占める割合が小さいことがわかる。橋脚の曲げ耐力にばらつきがあるものの、概ね神戸地区には各構造物に 3 ～ 4 程度の応答塑性率を生じさせるような地震動が生じたと仮定するならば、表 4.4-4 に示されるように被災ランクの推定が可能である。

表 4.4-4 応答塑性率と被災度との関係

応答塑性率 / じん性率	推定被災度
$\mu_{res} / \mu > 1.0$	被災度 A
～	被災度 B
$\mu_{res} / \mu > 3/5.5 \sim 4/5.5 = 0.6 \sim 0.7$	被災度 C
～	被災度 D

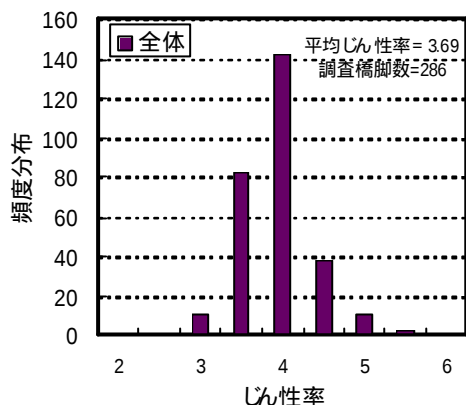


図 4.4-5 曲げ破壊先行橋脚のじん性率分布

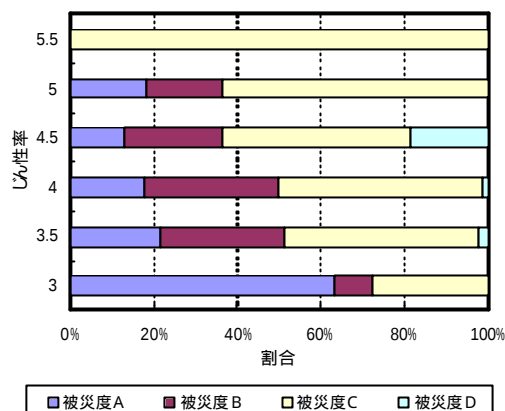


図 4.4-6 じん性率と被災度との関係
(曲げ破壊先行橋脚)

(4) 被害ランクと復旧方法

兵庫県南部地震における 3 号神戸線の復旧にあたっては、外観調査に基づく橋脚の損傷レベルに応じて、概ね表 4.4-5 に示すように被災度に応じた復旧方法を採用した。

倒壊または使用不可能（被災調査で被災度 A s，A と判定されたもの）と判断された構造物は撤去し、再構築とした。しかし、詳細な調査、検討を行った結果、部材取替えなどにより補強可能なものは、再利用している。また、調査で被災度 B 以下に判定された橋脚で、傾斜の著しいものについても、撤去再構築するものとした。その他の橋脚については補修後、補強を行っている。

表 4.4-6 に、復旧時期と復旧区間の被災の概要および施工条件を取りまとめて示す。再構築の橋脚数が多いほど復旧時期が遅くなる傾向にあるが、他幹線道路との関係、施工条件が区間毎に異なることに留意する必要がある。

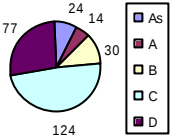
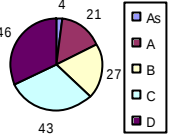
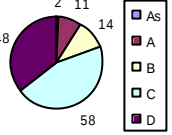
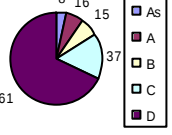
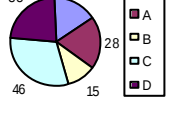
参考文献 (4.4)

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて - 震災復旧工事誌 -，平成 9 年 9 月

表 4.4-5 R C 橋梁の被害度と復旧方法

被災度	復旧方法	
	補修	補強
A s	損傷が甚大であることから、橋脚を撤去し、耐震性を確保した新しい橋脚を構築する．	
A		
B	損傷したコンクリート部分を撤去し、座屈鉄筋を切断補修、クラックについては樹脂注入し断面修復を行う	補修が完了後、鋼板併用コンクリート巻き立て補強により補強を行う．
C		
D		
その他	被災度 B，C，D 橋脚で残留傾斜の著しい橋脚は、撤去再構築を行う．	

表 4.4-6 復旧時期と復旧区間の被災の概要および施工条件

区間	復旧時期	橋脚の被災状況と再構築橋脚数	施工条件
武庫川 - 深江間 9.3km	1996.9.30	 (再構築橋脚数) 93	国道 4 3 号上
深江 - 摩耶間 6.2km	1996.8.10	 (再構築橋脚数) 62	国道 4 3 号上
摩耶 - 京橋間 3.2km	1996.2.19	 (再構築橋脚数) 28	平面街路上
京橋 - 柳原間 3.6km	1996.7.17	 (再構築橋脚数) 54	国道 2 号線上
柳原 - 月見山間 6.4km	1996.8.31	 (再構築橋脚数) 45	国道 2 号線上

(単位：本線橋脚数)

5. ライフサイクルコストの算出

5.1 建設コストの概算

3章において経済性照査の基本は、構造物のライフサイクルの全期間に対して、地震時および地震後の復旧コストと間接被害を含めたライフサイクルコストを最小化することとしている。ライフサイクルコストを算定するにあたり、初期コスト、メンテナンスコスト等の各コストの内訳を把握しておくことは重要と考えられる。その中でも、初期コストにあたる建設コストは、ライフサイクルコストを把握する上での基準となるものと考えられる。そこで、ある事例をもとに建設コストを具体的に試算し、その実情を概観することとした。

(1) 土木工事積算基準の概要

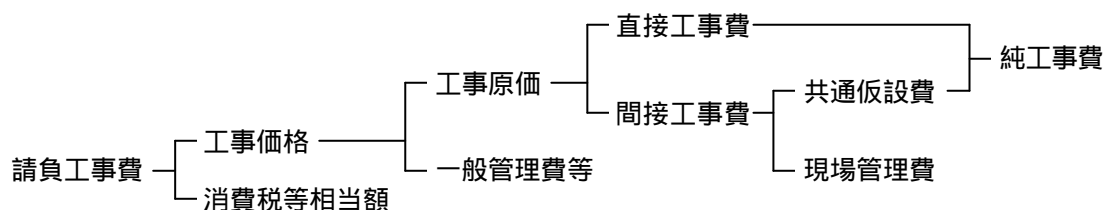
国土交通省では、直轄工事に関わる標準的な工事費の積算要領を含めた積算基準が公表されている。その他の建設工事についてもほぼ同様の積算体系になっていると考えられるため、ここでは、その積算要領（土木請負工事工事費積算要領）の一部抜粋を示す^{1),2)}。

（目的）

第1 この要領は、建設省直轄の土木工事を請負施工に付する場合における工事の設計書に計上すべき当該工事の工事費（以下「請負工事費」という。）の算定について必要な事項を定めることにより、請負工事の予定価格の算定を適正にすることを目的とする。

（請負工事費の構成）

第2 請負工事費の構成は、次のとおりとする。



（請負工事費の費目）

第3 請負工事費の費目は、次の各号に掲げるものとする。

一 直接工事費

直接工事費は、箇所又は工事種類により各工事部門を工種、種別、細別及び名称に区分し、それぞれの区分ごとに材料費、労務費及び直接経費の3要素について積算するものとする。

二 間接工事費

イ 間接工事費は、各工事部門共通の前号以外の工事費及び経費とし、共通仮設費及び現場管理費に分類するものとする。

ロ 共通仮設費は、次に掲げるものについて積算するものとする。

- (イ) 運搬費
- (ロ) 準備費
- (ハ) 事業損失防止施設費
- (ニ) 安全費
- (ホ) 役務費
- (ヘ) 技術管理費
- (ト) 営繕費

ハ 現場管理費は、工事施工にあたって、工事を管理するために必要な共通仮設費以外の経費とし、現場管理費を構成する各費目について積算するか、又は次の現場管理費率を用いて積算するものとする。

$$\text{現場管理費率} = \frac{\text{現場管理費}}{\text{純工事費}}$$

ただし、純工事費 = 直接工事費 + 共通仮設費

三 一般管理費等

一般管理費等は、工事施工にあたる企業の継続運営に必要な費用をいい、一般管理費及び付加利益からなり、次の一般管理費等を用いて積算するものとする。

$$\text{一般管理費等率} = \frac{\text{一般管理費等}}{\text{工事原価}}$$

四 消費税等相当額

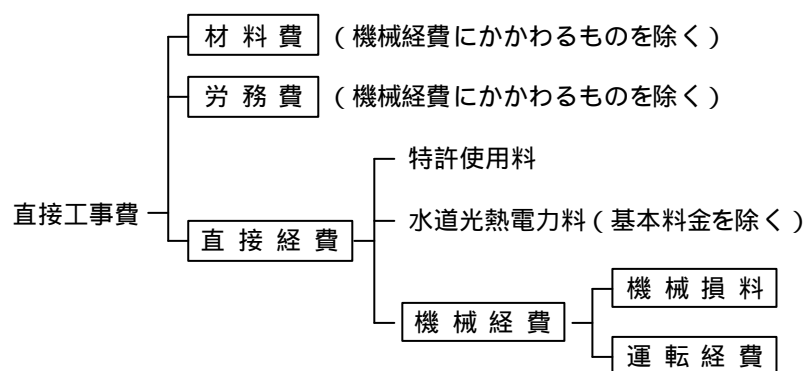
消費税等相当額は、消費税及び地方消費税相当分を積算するものとする。

(請負工事費積算基準)

第4 請負工事費の積算基準は、別に定めるものとする。

(2) 直接工事費の積算について³⁾

直接工事費は工事価格の主要部分を構成するものである。積算方法の詳細は(財)建設物価調査会「土木工事積算標準単価」³⁾等の図書に示されているが、ここでは、その概要について記述するにとどめる。



注：□ は、直接工事費のうち主要な部分である。

図 5.1-1 直接工事費の構成

直接工事費は、工事目的物を作るために直接必要とされる費用で、材料費、労務費及び直接経費に区分され積算される場合多い。直接工事費の要素構成は、図 5.1-1 のとおりである。以下に直接工事費を構成する材料費、労務費、機械経費についての概略を記述する。

(a) 材料費

材料費は、次のように算出する。

$$\text{材料費} = \overbrace{\text{設計（理論）数量} \times (1 + \text{損失等の割増率})}^A \times \overbrace{(\text{購入単価} + \text{運搬費})}^B = A \times B$$

A は所要数量と呼んでいる。また損失割増率は、一般に、工事实績等の調査により設定された標準的なものを使用している。B は材料単価と呼んでいる。材料単価は、原則として設計時点における持ち込みの市場価格を採用している。価格は購入場所、納入場所、購入数量、支払条件等の種々の条件によって異なるものであるから、その条件に応じた適正価格を定めなければならない。

(b) 労務費

労務費は、次のように算出する。

$$\text{労務費} = \text{所要人員} \times \text{労務単価} = (\text{設計作業量} \times \text{その作業の歩掛}) \times (\text{基本日額} + \text{割増し賃金})$$

所要人員は現場条件等を考慮して工事ごとに決定することが望ましい。しかし、工事ごとに所要人員を算定することは困難であるので、一般的には過去の工種別、作業別の実態調査等から求めた標準的な所要人員を用いている。

労務費は所要人員（歩掛）と労務単位の積で算出される。労務単価（賃金）は各職種に対して、標準的に支払われる賃金で、基本日額をいう。

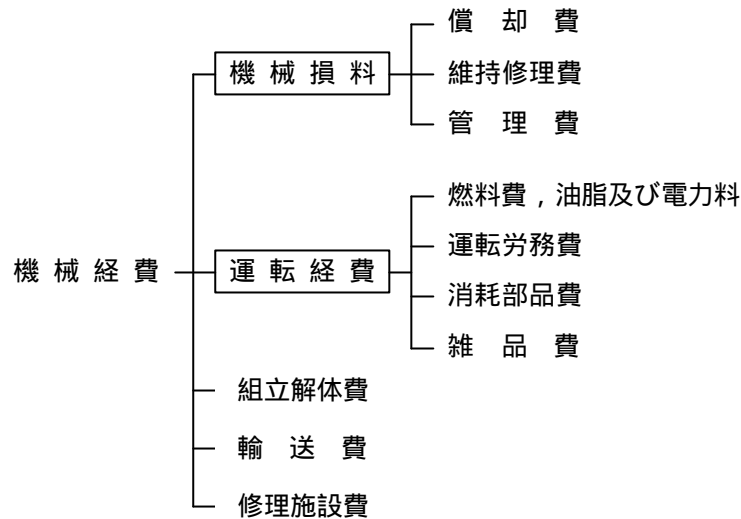
(c) 機械経費

直接経費のうち、機械経費は機械損料と運転経費に大別され、その構成は図 5.1-2 のとおりである。

機械損料（リース料も含めて）は、発注者が請負工事費の積算において、工事に機械類を使用する場合に計上する機械の使用料であって、通常 1 日当り、1 時間当りの金額で表示される。

$$\text{機械損料} = \text{運転 1 時間当り損料} \times \text{運転時間} + \text{供用 1 日当り損料} \times \text{供用日数}$$

運転経費とは、機械の運転に必要な経費であって、その構成は運転労務費、燃料費、油脂費及び電力料、消耗部品費、雑用費である。



注：□ は，主要な機械経費を構成している部分である．

図 5.1-2 機械経費の構成

(3) 道路橋の建設コストの事例

ライフサイクルコストの中で，初期コストにあたる建設コストは，ライフサイクルコスト全体額に占める割合も大きく，その他の各コストを把握する上での基準となるものと考えられる．したがって，ある特定の事例ではあるが，具体的に建設コストを試算し，その実情を概観することとした．その一例として，道路橋の事例を以下に示す．

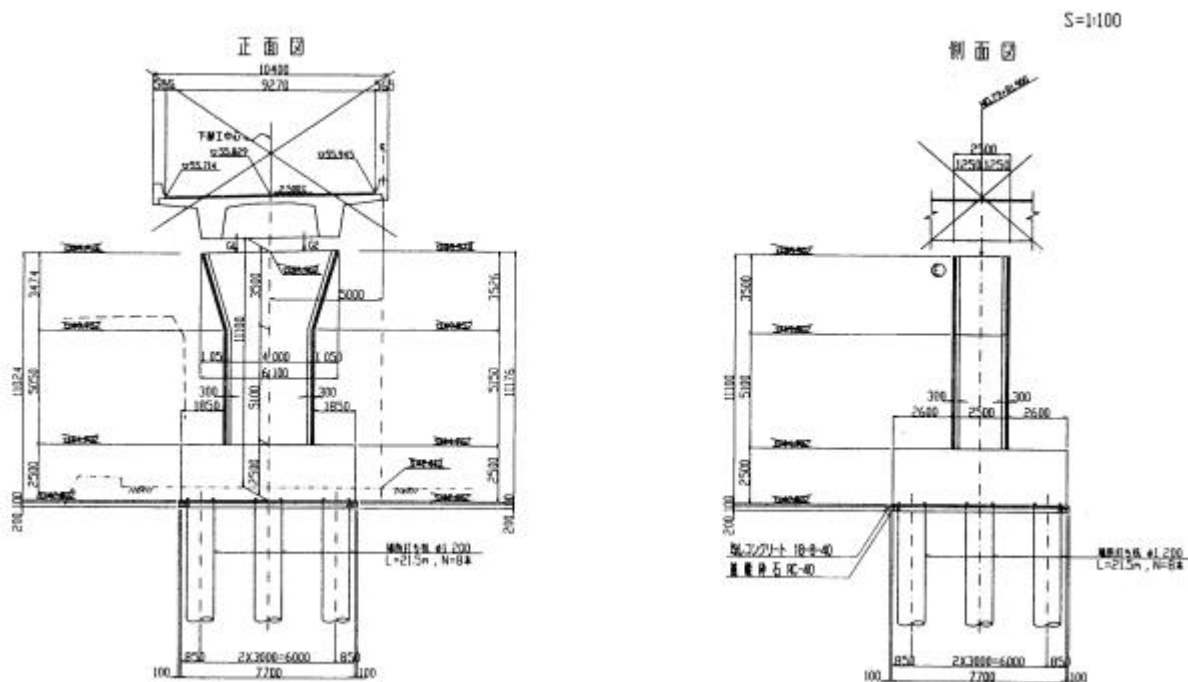


図 5.1-3 対象構造物（高架橋下部構造）

図 5.1-3 のような都市高速道路高架橋を対象とした．一般的な工事発注形態であれば，橋脚だけでなく，土工をはじめとする付帯工事と共に発注される．しかし，「新しいレベル 1 設計」による施工費への影響をより精度よく把握するために，高架橋下部構造のみを対象とした．積算範囲としては，図 5.1-4 に示す請負工事費のうち，消費税等相当額を抜いた工事価格を対象とした．すなわち，直接工事費のほか，共通仮設費と現場管理費に区別される間接工事費，一般管理費等が含まれる．

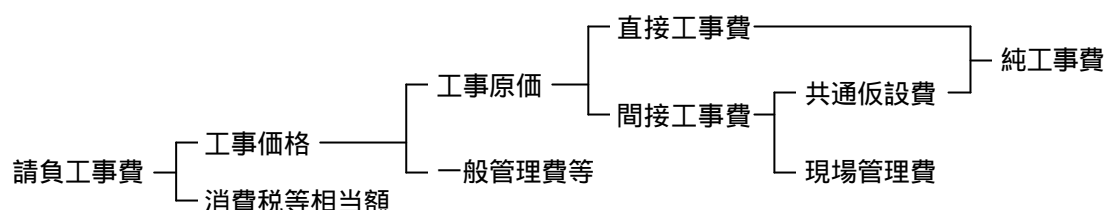


図 5.1-4 請負工事費の構成

共通仮設費については，直接工事費の 20%と仮定した．また，一般管理費および現場管理費の算出にあたっての経費率を以下のように設定した．

- ・ 現場管理費率： 純工事費の 30% （ただし，純工事費 = 直接工事費 + 共通仮設費）
- ・ 一般管理費率： 工事原価の 10%

なお，ここでの工事価格には，調査費・設計費は含めていない．

先の 5.1(2)で示した積算要領に従い，材料費，労務費，直接経費等を勘案した積算単価に基づいて道路高架橋の工事価格を積算した．最近では，このような積算単価に基づいた積算プログラムが普及し，実務でも多用されつつある．積算結果を表 5.1-1 に示す．また，工事価格の内訳は図 5.1-5 に示すとおりであり，直接工事費は工事価格の 60%程度，純工事費（= 直接工事費 + 共通仮設費）は同じく 70%程度となった．

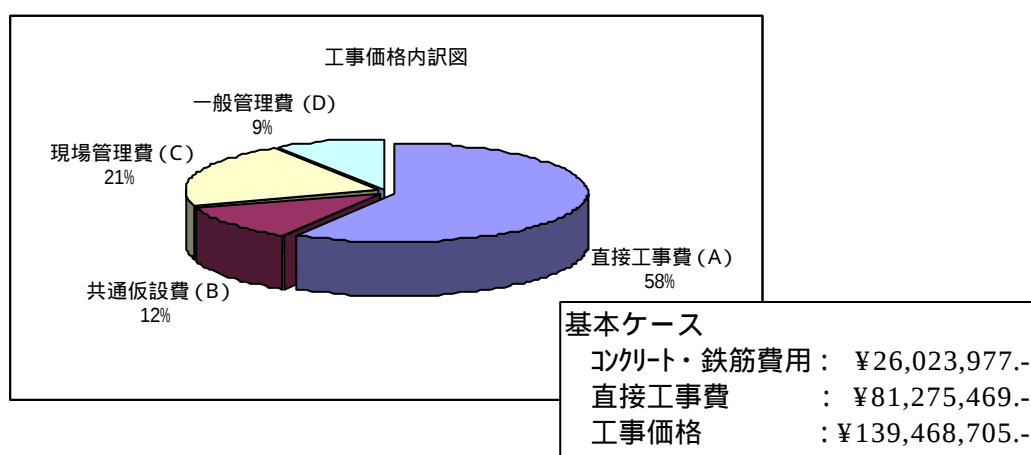


図 5.1-5 工事価格の内訳の例

表 5.1-1 高架橋の建設コストの積算例

工事費		規格	単位	数量	単価	金額
1	直接工事費 (A)		式	1.00		¥81,275,469
a	橋梁下部		式	1.00	81,275,469	¥81,275,469
	RC橋脚工		式	1.00	28,391,484	¥28,391,484
	作業土工	橋脚 6基分	式	1.00	2,158,520	¥2,158,520
	場所打杭工	(8+8+7+7)	本	30.00	852,873	¥25,586,190
	杭土処理		式	1.00	646,774	¥646,774
	橋脚躯体工		式	1.00	43,421,667	¥43,421,667
	基礎砕石工	厚0.2m ,C-30	m2	180.00	1,301	¥234,180
	均しコンクリート	18-8-40(高炉),10cm	m2	180.00	1,853	¥333,540
	コンクリート	24-8-40(高炉)	m3	712.00	15,963	¥11,365,656
		30-8-25(高炉)	m3	455.00	16,881	¥7,680,855
	鉄筋 SD345	D16 ~ 25	t	31.37	111,427	¥3,495,465
		D29 ~ 32	t	23.72	146,796	¥3,482,001
	埋設型枠	SEEDフォーム	m2	480.00	33,963	¥16,302,240
	足場		式	1.00	527,730	¥527,730
	土留め締切り工		式	1.00	9,462,318	¥9,462,318
	仮設鋼矢板	型, 型	式	1.00	4,457,908	¥4,457,908
	仮設鋼矢板賃料		式	1.00	3,370,727	¥3,370,727
	切梁 腹起し		式	1.00	32,763	¥32,763
	切梁 腹起し賃料		式	1.00	1,600,920	¥1,600,920
	2	共通仮設費 (B)	直接工事費の20%	式	1.00	
a	運搬費	50km	式	1.00		
b	安全費	ガードマンなど	式	1.00		
c	共通仮設費 ,イメージ		式	1.00		
3	純工事費 (A+B)		式	1.00		¥97,530,563
4	現場管理費 C=(A+B) * α	α=30%	式	1.00		¥29,259,169
5	工事原価 (A+B+C)		式	1.00		¥126,789,732
6	一般管理費 D=(A+B+C) * β	β=10%	式	1.00		¥12,678,973
7	工事価格 A+B+C+D		式	1.00		¥139,468,705

次に、構造物建設における使用材料が多少変動した場合を想定して感度分析を行った。仮に、鉄筋やコンクリートの構造材料が±30%変動したとすると、工事価格とその内訳は図 5.1-6 ~ 7 のようになる。

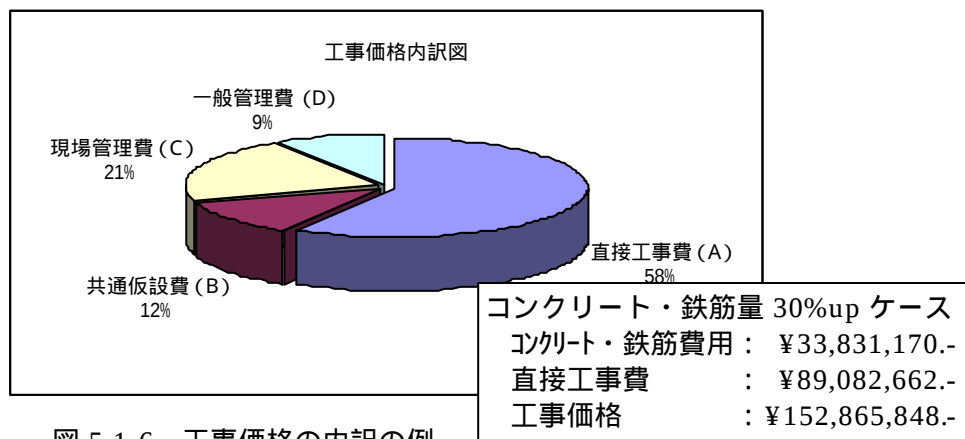


図 5.1-6 工事価格の内訳の例

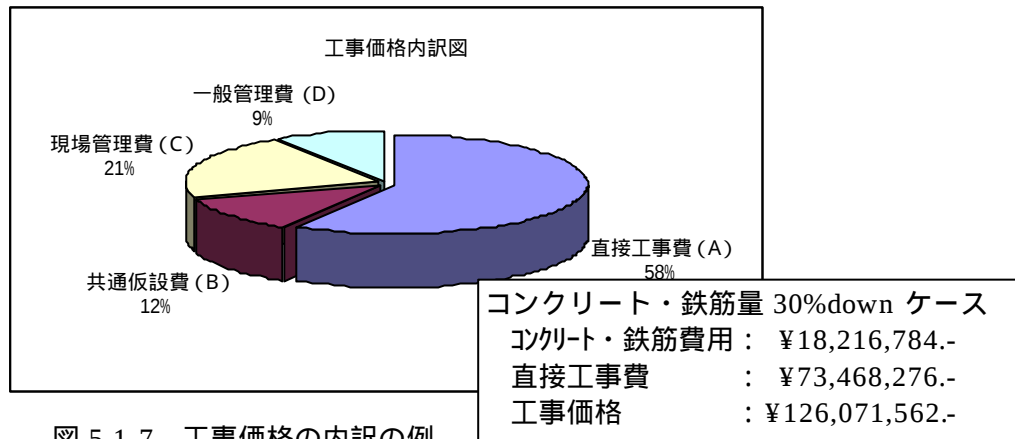


図 5.1-7 工事価格の内訳の例

共通仮設費を直接工事費の一律 20%と仮定したため、共通仮設費、現場管理費、一般管理費ともに、直接工事費に比例する形となるので、工事価格の内訳の割合は変化しない。また、鉄筋やコンクリートの構造材料の費用に着目すると、直接工事費および工事価格に占める割合は図 5.1-8 のようになる。

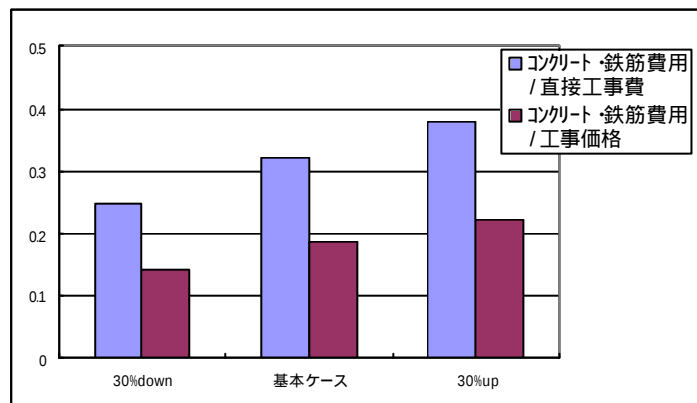


図 5.1-8 構造材料の費用が工事費に占める割合の例

すなわち、基本ケースに対しては、鉄筋やコンクリートの費用は直接工事費に対して 32%程度、工事価格に対して 19%程度となっている。コンクリートおよび鉄筋の±30%の増減に対して、直接工事費に対する変動量は、±7%程度、工事価格に対する変動量は±4%程度となっている。

また、直接工事費の内訳について、5.1(2)で示した積算要領に示された項目別に整理すると、図 5.1-9 のようになった。なお、直接経費としては機械経費のみを対象としたので、材料費、労務費、機械経費の3つについて整理した。

直接工事費のうち、材料費の占める割合が大きく約 43%となっている。図 5.1-8 において、基本ケースのコンクリート・鉄筋費用が直接工事費に対して 32%程度となっているが、これは材料費のうち、コンクリートおよび鉄筋の構造材料のみを対象としているからである。材料費としてはそれ以外にも型枠、足場、切梁等の仮設材料も含まれている。経験的には、材料費、労務費、機械経費の比率は、6：3：1 程度になることが多いようであるが、この事例では、場所打ちの基礎杭形式のため、機械経費の割合が多くなっているものと思われる。

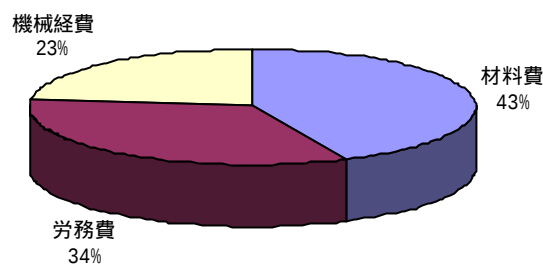


図 5.1-9 道路橋の直接工事費の内訳の例（基本ケースの場合）

(4) 鉄道橋の建設コストの事例

先述の道路橋の場合と同じ趣旨で、鉄道橋の場合の建設コストについて概観した。とくに、道路橋事例との比較のために、直接工事費に着目した検討を行った。

図 5.1-10 に示したような、鉄道高架橋に多用されているビームスラブ式高架橋に関して直接工事費を概算すると、その内訳は図 5.1-11 のようになる。道路橋とは内訳が多少異なっているが、これは構造形式の違いによるものと考えられる。直接工事費に対して、労務費の占める割合が大きく約 51% となり、約 35% が材料費となっている。

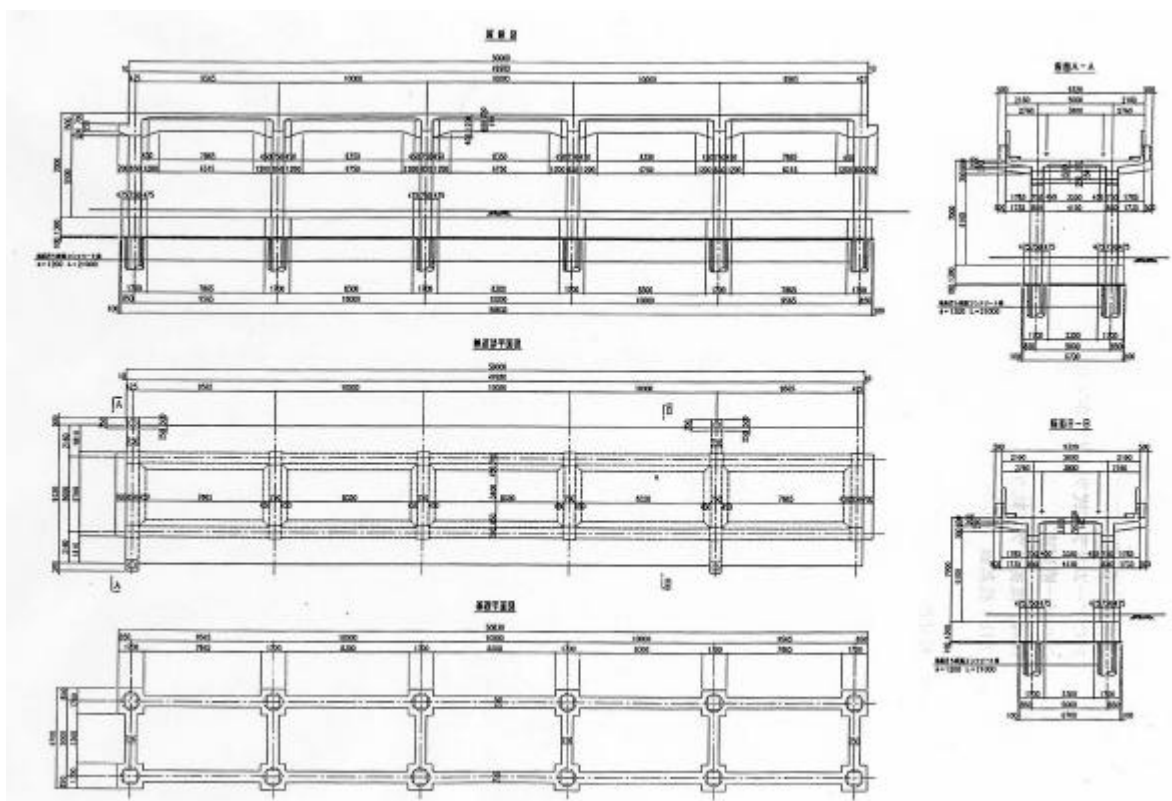


図 5.1-10 ビームスラブ式鉄道高架橋の一例

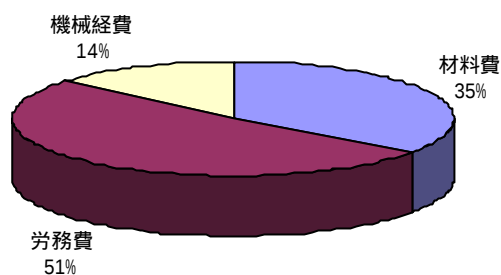


図 5.1-11 ビームスラブ式鉄道高架橋の直接工事費の内訳

仮に材料費が 10%少なくなったとすると、直接工事費全体としては、4%程度削減できる事が分かる。また、構造形式を変更できた場合には、機械経費、労務費とも削減する可能性も残されている。そこで、以下に示す条件で幾つかの試算を行った。

Case2 として、新材料として高流動コンクリートを用いることにする。従来のコンクリートに比べて高価であり、これを約 2 倍と仮定すると、打設人員の削減が図れる。しかし、工事費全体として、約 11%のコストアップとなる。

Case3 として、高流動コンクリートの高強度性を期待して、スパンを 20%延長することが可能になったとすると、直接工事費は約 5%のコスト増で収まる。

Case4 として、施工の合理化を図るために、システム型枠を適用しやすいアーチスラブ式橋脚構造に構造形式を変化させると、約 2.5%のコスト増にまで抑えることができる。

試算結果を図 5.1-12 に示す。

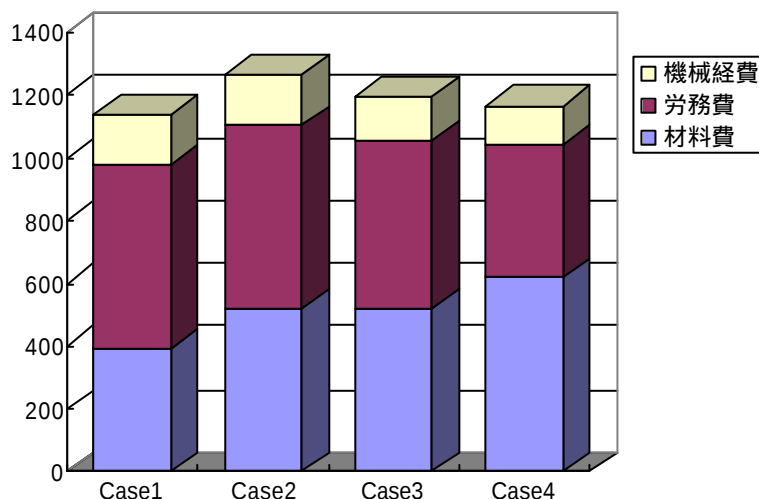


図 5.1-12 各ケースによる直接工事費の試算

(5) まとめ

ライフサイクルコストを評価するために、それを構成する各コストのバランス等を分析する必要がある。その際、基準となる数値は当然ながら建設コストであると考えられる。議論の現実性の観点から、一例ではあるが具体的数値を示すこととした。そこで、ある事例について建設コストを試算した結果、

以下のことが明らかになった。

- ・ 工事価格のうち、直接工事費の占める割合は約 60%であった。また、間接的な諸費用についても直接工事費を基準として比例的に算定される積算体系となっている。
- ・ 構造種別や構造形式にもよるが、材料費は、直接工事費のうち 40%前後の大きな数値となっている。工事価格と比べても 25%程度を占めることになる。
- ・ コンクリート、鉄筋等の構造材料の軽減にもかかわらず、建設コストの感度があまり高くないという結果となったが、施工の手間の影響が支配的であることと、その手間を適切に評価できる積算体系になっていないことがその理由と考えられる。
- ・ それでも、コンクリート、鉄筋等の構造材料の 30%の増減に対して、工事価格は 4%程度変動するので、工事価格の削減に確実に寄与することがわかる。また、異なる工法等が採用される場合には、さらに合理化される可能性も残されている。

なお、これらはあくまでも特定の事例についての結果であることに留意されたい。

参考文献（5.1）

- 1) 「土木請負工事工事費積算要領及び土木請負工事工事費積算基準の制定について」 昭和 42 年 7 月 20 日付け建設省官技発第 37 号建設事務次官通達
- 2) 「土木請負工事工事費積算要領等の一部改正について」 平成 14 年 3 月 18 日付け国官技第 350 号国土交通事務次官通達
- 3) (財)建設物価調査会 積算委員会編：「平成 14 年度版 土木工事積算標準単価」

5.2 メンテナンスコストの概算

(1) コンクリート構造物に対するメンテナンス計画の立案

わが国の一般的な自然環境下では，設計耐用期間に特別なメンテナンスを行わなくても，目視点検のもとで耐久性を確保することは，適切な材料設計，構造設計，施工計画の組み合わせで十分に可能である．しかし，飛来塩分が多い沿岸域や酸に直接曝される厳しい腐食性環境のもとでは，メンテナンスフリーで構造物の耐久性を確保しようとする，極めて高い初期建設コストや初期対策コストを負担しなければならない．他方，当初からメンテナンスを予定しておくことで初期建設コストを小さく抑え，メンテナンスコストとの合算で経済的な設計・計画が可能となる場合もある．この場合，メンテナンス計画をあらかじめ立案し，その条件のもとで寿命推定を行い，耐久性などの要求性能を満足することを，設計段階で照査することになる．

メンテナンス計画の立案にあたっては，2001 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕で規定されている 3 章「維持管理の基本」を適用することができる．維持管理編では，主として既設構造物のメンテナンスの一般が記述されているが，考え方は新設構造物にもそのまま適用することが可能である．3 章「維持管理の基本」では，

- 1) 構造物の管理区分を設定して維持管理計画を策定
- 2) 劣化予測に基づく寿命あるいは性能の評価，判定
- 3) 要求性能を明示，特に設計耐用期間を確定
- 4) 記録の保存

が基本事項として挙げられている．メンテナンスコストは，1 回の補修補強工事の費用に，設計耐用期間内に行われる補修補強工事の回数を乗じて求めることができる．1 回の補修補強工事の費用は，従来の新設構造物の施工費用の算定方法に準じて求めることができる．したがって，設計耐用期間中の補修あるいは補強工事の回数を算定することがコスト算定のポイントとなる．回数は同書第 2 部「維持管理標準」の劣化予測に基づいて算定することができる．対象が既存構造物の場合には，加えて点検・検査結果（メンテナンス計画の初期条件）に基づいて劣化予測が行われる．なお，補修補強工事が行われた後の余寿命の算定も同様である．寿命を推定，あるいは耐久性に関する限界状態の判定の基本事項として，推定される劣化機構（同書 4 章）を明確にすることが規定されている．同書には塩化物イオン，中性化，凍結融解などに対して，それぞれ鋼材腐食の限界状態に基づく寿命あるいは設計耐用期間における腐食限界状態の判定方法が規定されている．

現時点での鋼材腐食の限界状態の判定法や寿命推定法は，第一次近似解を与えるものと理解される．構造物の劣化や変状の全国調査結果が蓄積されつつあり，今後，精度の向上と適用範囲の拡大が大いに期待されるところである．

(2) 鋼構造物に対するメンテナンス計画の立案

鋼構造物において使用を開始した後に生ずる劣化現象としては，疲労，遅れ破壊および腐食が代表

的なものと言える。これらは設計段階から、それらの発生を想定された供用年数において生じないように設計をするとともに、それらが発生したとしても初期の段階において補修するという予防保全の概念にたった維持管理を行っていく必要がある。

疲労亀裂については車両の大型化による重量増、交通量の増加等が考えられている。この損傷に対してはあて板補強が実施されるとともに、設計時において応力集中を緩和する処置がとられている。現時点において疲労亀裂に対する予防保全的な対応は確立されていない。疲労亀裂は構造の部位やその形態によっては亀裂進行が早く耐荷性に問題が生じる場合も少なくないことから、設計時点において十分な対処を行っておくとともに、常に点検によりその早期発見に努めることが重要である。

腐食の進行は、鋼構造物の使用環境、構造物および部材の種類と形状、部位などに大きく左右される。腐食環境の厳しい海岸では、鋼構造の栈橋が10年未満で使用不可能になった事例も報告されている。ただし、腐食により耐荷力が減少したことが原因となる落橋事例は報告されていない。塗装された構造物では、塗膜が健全に保たれている間は、腐食は生じない。しかしながら、都市高速道路の土木構造物維持修繕予算に占める塗装塗替えに要する費用は全体の約40%にも達しており、効率的かつ効果的な塗装の維持管理が重要である。近年における塗料の防食技術の進歩により、一般に塗装塗り替え周期が10年以上と考えられるポリウレタン塗装およびフッ素塗装などの重防食塗装が開発され、塗装寿命は飛躍的に長期化している。また耐候性鋼材を用いて塗装を必要としない鋼構造物も積極的に採用される傾向にある。構造物の供用期間および使用環境と維持管理計画を立案した上で、適切な塗装設計を行うとともに、それぞれの設計条件に応じた維持管理計画を行う必要がある。

鋼構造物に生じた多くの損傷は、そのほとんどが定期的な近接目視点検の最中に報告されている。したがって、鋼構造物の維持管理においては、近接目視点検が非常に重要である。都市高速道路においては、急激な損傷の進行を未然にキャッチするために、月に一度街路から高架構造物の目視点検が行われている。さらに構造物の供用年数に応じて4～8年毎に必要なに応じて機器計測を併用した近接目視点検が実施されている。このような、点検活動により、これまで損傷の進行を未然に防止できたものと考えられる。しかしながら、例えば都市高速道路の土木構造物維持修繕予算に占める点検に要する費用は約15%にも達していることも事実であり、より効率的で効果的な点検計画の立案が必要とされる。

(3) 塩害環境下に建設される RC 橋脚の例

小原ら¹⁾は塩害環境下に建設される RC 橋脚を対象に、複数のメンテナンス計画を策定し(表 5.2-1)、それぞれに対して設計耐用期間に要するメンテナンスコストを算定した。海洋に面した飛沫帯近傍の、極めて厳しい塩害環境下では、塩害対策費用(初期対策コストおよびメンテナンスコスト)が総コストの半分近くを占め、このコストが耐震性能の設定水準によって影響されるコストを上回ること示している。使用材料と施工のスペックを高く設定することで耐震性能に対して余裕のある、一見して高コストに思える設計が、結局はメンテナンスコストを大幅に削減するために、ライフサイクルコストの有効な縮減が期待できる設計計画が可能であることを指摘している。一方、海岸線から内陸に入るに従って飛来塩分が大きく減少して塩害対策費用は低下し、総コストに占める割合は小さくなる。

これは相対的に耐震性能に関連する初期建設コストが全体のコストの多くを占めることを意味する。

設計耐用期間中の塩害に対するメンテナンスコストは、劣化に対する予防として実施する、建設時点での初期対策コストと、耐用期間中に劣化を回復させるために行う修復対策コストからなる。塩害対策工法として、断面修復工法と表面保護工法が一般的に採用されている。これらの工法に対して、土木学会から指針類の発刊が予定されている。電気防食工法の場合、設計耐用期間に継続して通電するための費用（電気料金および電極の定期交換）がメンテナンスコストとして加算される。

メンテナンスコストの算定にあたり、断面修復工法では、表面から鉄筋の裏側 20mm の位置までのコンクリートを撤去するものとし、撤去した位置に施工される修復コンクリートの塩化物イオン濃度は 0kg/m^3 と仮定している。表面保護工はその遮塩性を等価な拡散係数に置き換え、塗装の厚さと耐用年数を考慮する方法を採用した。エポキシ塗装鉄筋を使用する場合も、塗膜の等価拡散係数に基づいた算定を行い、かぶりコンクリートの品質とかぶり厚さと連動させて部材の腐食発生時期が算定される。復旧時に使用するコンクリートの品質と費用の両者はライフサイクルコストに影響するが、ポリマー系材料は極めて高価であることから、この検討からは除外されている。ライフサイクルコストの算定には上記補修工法の実施回数を、設計耐用期間において算定する必要がある。ここでは、土木学会コンクリート標準示方書の塩化物イオン浸透計算の方法に従って算定を行っている。すなわち、腐食発生限界状態の照査を行い、設計耐用期間を腐食発生時間で除したものを補修回数としている。

断面寸法 $5\text{m} \times 2.2\text{m}$ 、かぶり 12cm、コンクリート強度 24N/mm^2 ($W/C=55\%$)、塩害環境に飛沫帯を想定（コンクリート表面における塩化物イオン濃度 $=13\text{kg/m}^3$ ）とした橋脚を基準ケース (No.1) としている。パラメータとしてかぶり、鉄筋比、塩害環境および初期塩害対策工の有無を取り上げ、それぞれ仕様を異ならせた、表 5.2-1 の 8 ケースを設定した。また、高強度材料を使用した場合として、自己充填型高強度高耐久コンクリート ($f_c' = 60\text{N/mm}^2$, $W/C=35\%$) と高強度鉄筋（主筋：USD685、帯鉄筋：USD785）を使用し、断面寸法を $3.5\text{m} \times 1.7\text{m}$ に縮小した No.6 を検討に加えた。全ての検討ケースにおいて耐震照査を満足するように諸元を設定し、崩壊を許容する場合の検討は対象外にしている。塩害劣化の算定において、コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数は水セメント比から算出し、鉄筋発生限界塩分物イオン量は 1.2kg/m^3 とした。また、塩害初期対策として想定した表面保護工は有機系塗装とし、厚さ 1mm、塩化物イオンに対する拡散係数 $0.00183\text{cm}^2/\text{年}$ 、耐用年数 30 年とした試算である。保護塗装は耐用年数に達した時点で塗り直すものとし、塗り直しにかかる費用もメンテナンスコストとして計上し、最終的に以上のケースに対してライフサイクルコストを算定して、それぞれの相対比較を行ったものが図 5.2-1 である。塗装に関しては、鋼構造物のメンテナンスコスト算定法と同じである。

基準ケースのライフサイクルコストの内訳で、地震損傷復旧コストは 80 万円程度であり、橋脚の構築に要する初期建設コストの 2 割程度であった。塩害修復対策コストがライフサイクルコストに占める割合は大きく、全体の 6 割程度となり、最終的にライフサイクルコストは初期の 3 倍程度となる試算結果が出ている。塩害環境をパラメータとしたケースを比較すると、コンクリート表面における塩化物イオン濃度の減少に伴って補修回数が減少し、塩害修復対策コストが減少し、ライフサイクルコスト

に占めるメンテナンスコストの割合が異なる結果となっている。基準ケースと塩害初期対策として表面保護工を施したケースでのメンテナンスコストの遷移によれば、建設時点での費用がかさむが補修を回避することにより、最終的なメンテナンスコストは有利なものとなり、ライフサイクルコストにおいても有利となる結果がでている。ここで、高強度材料を用いて断面を縮小したものがライフサイクルコストの観点からは最も有利となり、かぶりを小さく設定したケースにおいて最も不利となった。

表 5.2-1 比較検討の対象とした耐震・耐久設計と維持管理計画の組み合わせ

No.	断面寸法		C (cm)	コンクリート の種類	f _c ' (N/mm ²)	W/C (%)	主鉄筋		帯鉄筋		塩害環境 C ₀ (kg/m ³)	塩害対策工法					
	高さ (m)	幅 (m)					材質	鉄筋比* (%)	材質	鉄筋比* (%)		初期 対策	修復 対策				
1	2.2	5.0	12	普通	24	55	SD295	0.48	SD295	0.16	13.0	なし	断面 修復 工				
2			8					0.47									
3			15					0.49									
4			12					0.61		0.19							
5								0.38		0.16							
6	1.7	3.5	S Q C	60	35	USD685	0.91	USD785	0.27	4.5				表面			
7	2.2	5.0	普通	24	55	SD295	0.48	SD295	0.16	9.0							
8										13.0							
9																	

C: かぶり, f_c' : コンクリート強度, W/C: 水セメント比, C_0 : コンクリート表面における塩化物イオン濃度

SQC: 自己充填型高強度高耐久コンクリート, 表面: 表面保護工, *: 橋軸方向の断面における仕様

No.	Pa/Khc・W				塩害 補修 回数	ライフサイクル コスト (百万円)	初期建設コスト		地震損傷 復旧コスト (百万円)	塩害修復 対策コスト (百万円)
	橋軸方向		橋軸直角方向				橋脚構築 (百万円)	塩害対策 (百万円)		
	タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ						
1	1.43	1.15	2.77	2.07	5	12.60	4.16	0.00	0.76	7.68
2	1.48	1.18	2.80	2.09	12	21.40	4.17		0.67	16.57
3	1.39	1.13	2.74	2.07	3	9.81	4.15		0.85	4.81
4	1.77	1.43	3.16	2.38	5	12.46	4.49		0.29	7.68
5	1.25	1.07	2.60	1.99	5	12.92	3.98		1.27	
6	1.52	1.14	2.84	1.95	2	7.05	4.33		0.39	2.32
7	1.43	1.15	2.77	2.07	2	7.43	4.16		0.76	2.51
8					4	10.74	4.16			5.82
9					0	10.68	4.16			5.76

耐久性能要件が厳しくない場合には、耐震性能の設定レベルでコストが確定する。一般環境下では、高強度材料の使用による軽量化と高耐震化や、断面寸法縮小・鋼材量低減に伴う施工経費の節約効果などは必ずしも大きくなく、既往の市販材料(市販単価)を用いた設計施工が有利となる。一方、厳しい塩害劣化環境でライフサイクルコストの上で有利な設計が異なるのは、上記の試算からも明らかな通り、材料高性能化が耐震性能の向上(軽量化と断面余裕)と耐久性能向上(寿命延長)の両者に貢献するからである。いわば材料施工への投資効果が耐震性と耐久性の両者にダブルで現れることに他ならない。図 5.2-2 に、上記コストに及ぼす設計諸元の感度をまとめた。

以上の算定は建設時点での標準価格を基準としたものである。メンテナンスに掛かる経費も実績の積み上げと改良、技術開発によって数年の内に大きく変化することは十分に期待できる。特に塩害劣化の根本的解決策である電気防食工法のコストパフォーマンスが近年、大幅に向上し、実績の蓄積で見積りの精度も向上している。

参考文献 (5.2)

- 1) 小原他, 橋脚のライフサイクルコスト算定に関する一考察, 日本コンクリート工学協会, 年次論文報告集, 2003
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説耐震設計編, 平成 14 年 3 月
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書[施工編], 2002. 3

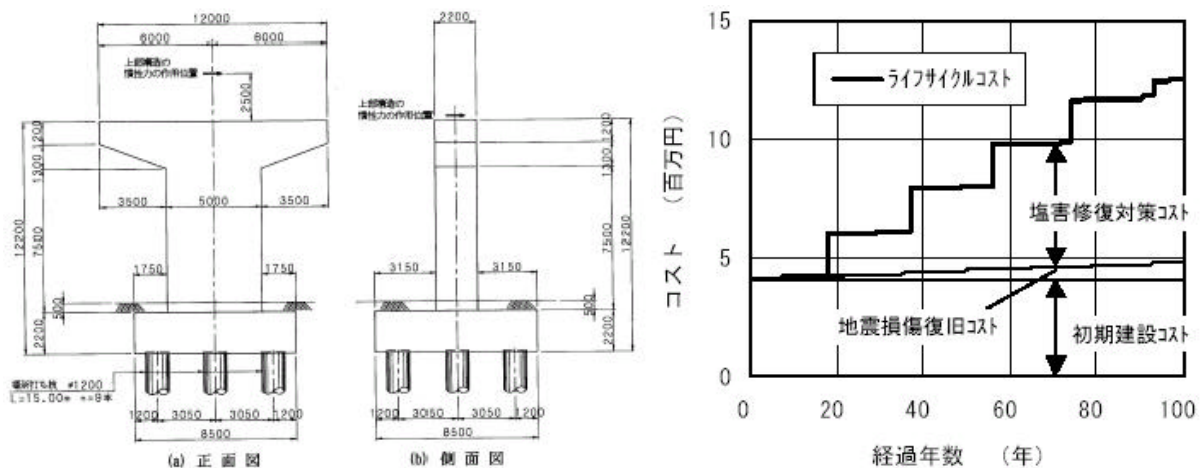


図 5.2-1 検討構造形式と標準設計に対する算定コストの経時変化¹⁾

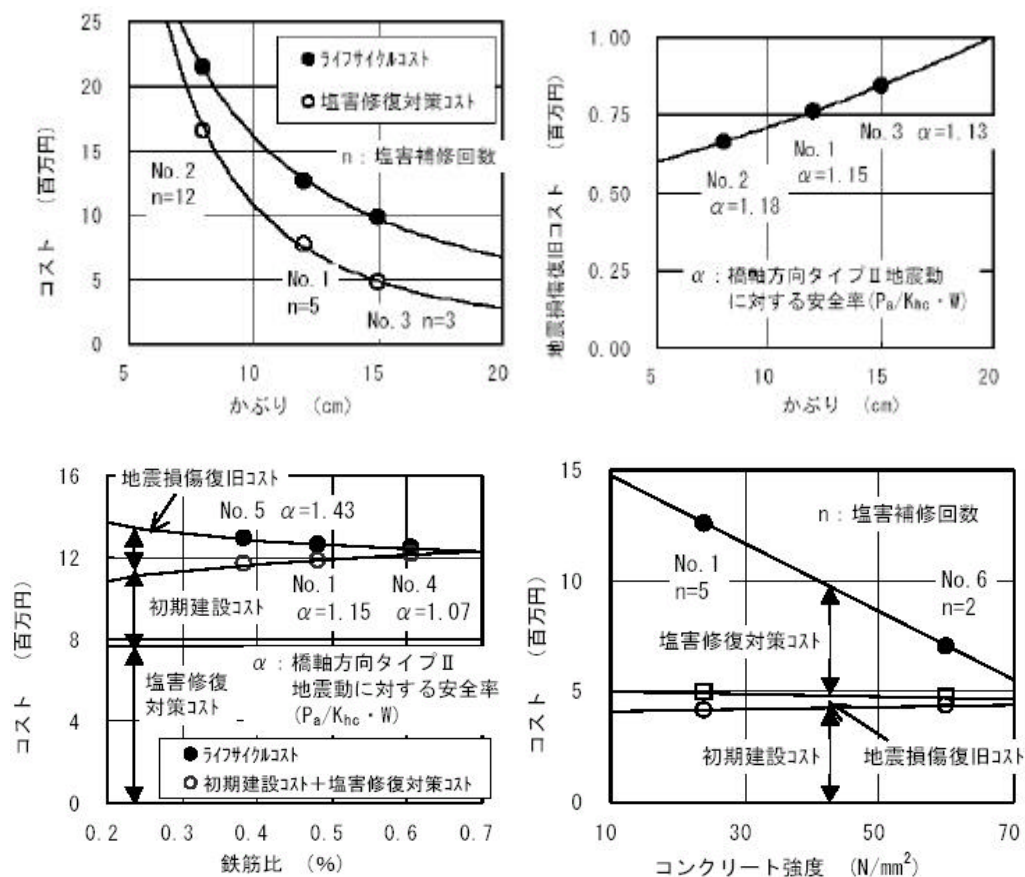


図 5.2-2 コストに及ぼす設計諸元の感度¹⁾

5.3 復旧コストの概算

(1) 概要

平成7年1月17日に阪神淡路地域をおそった兵庫県南部地震は、未曾有の被害を阪神淡路地域にもたらした。道路橋においても例外ではなく有史に残る被災が生じた。兵庫県南部地震での被災の特徴は、橋脚構造物の脆性的被災により落橋を生じたケースが多く見られたことである。特に、名神高速道路、中国自動車道、阪神高速道路3号神戸線、同5号湾岸線、さらに国道171号門戸高架橋、国道43号岩屋高架橋や国道2号浜手バイパスでは甚大な被害が生じた。

ここでは、阪神高速道路3号神戸線における復旧実績に基づく復旧コストをレビューし、構造物の被災度と復旧コストとの関連性について検討を行う。なお、このように実績ベースでの復旧コスト算定は、兵庫県南部地震における大規模な復旧実績に蓄積によるところが大きい。

また、本検討結果に基づき大規模なコストが要すると考える部位については、あらかじめ低コストな復旧方法を開発することにより、ライフサイクルコストを縮減することも可能である。

(2) 被災道路橋の復旧プロセス

道路橋の復旧過程は、主に3つの段階から構成される。図5.3-1に震災復旧の流れを示す。震災復旧の第一段階では、地震直後に道路橋の被災状況の概略を把握し、二次災害の危険性を判断し周辺地域への被害の拡大を防止する処置つまり通行止め等の供用停止などの緊急処置が行われる。兵庫県南部地震時では被害の程度の大きさから、被災橋脚の緊急補強や桁の落下を防止する緊急支保工の設置などの対策が採られた。震災復旧の第二段階では橋梁構造物船体の被災状況を調査して、本復旧の方針を定めるとともに、本復旧完了までの輸送確保の緊急性、応急復旧の難易度などに基づいて、応急復旧の優先順位および復旧水準を定め適切な後方で応急復旧が行われる。震災復旧の第三段階では、応急復旧により緊急輸送機能が確保されている段階であるため、本復旧のための詳細調査および本復旧工事が行われる。被災が大きい場合には、応急復旧を行わず本復旧が直接行われる場合がある。兵庫県南部地震における道路橋の復旧は、この場合にあたる。

兵庫県南部地震における道路橋の復旧コストの算出にあたっては、二次災害防止対策に係るコストおよび本復旧に係るコストを考慮した。

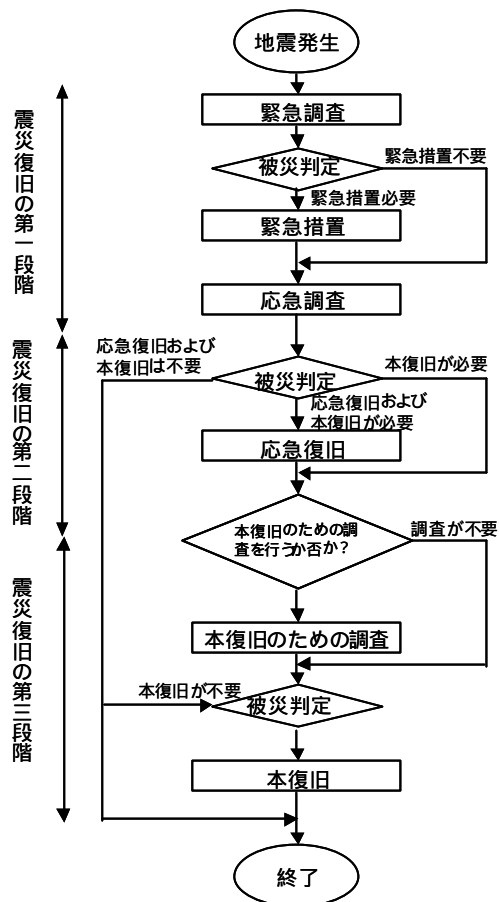


図 5.3-1 震災復旧の流れ¹⁾

(3) 道路橋の復旧方法と復旧費

a) 道路橋の二次災害防止対策

地震直後には道路橋の被災状況の概略を把握し，2次災害の危険性を判断し周辺地域への被害の拡大を防止する処置つまり通行止め等の供用停止などの緊急処置が行われる。さらに，応急調査終了後に，地震によって重大な損傷を受け耐荷力の減少が著しいと判断される場合，または余震等の影響によって被害が拡大され周辺への二次災害が懸念される場合は，応急対策が実施される。

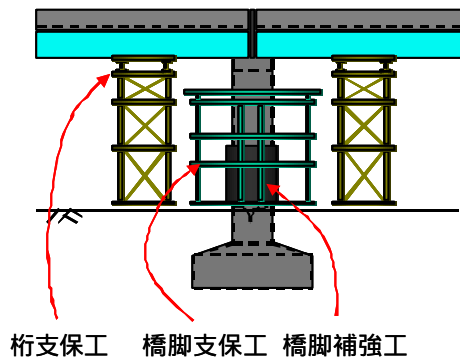


図 5.3-2 道路橋橋脚の二次災害防止対策工



(1)As および A 橋脚



(2)B 橋脚

写真 5.3-1 道路橋橋脚の二次災害防災対策例

兵庫県南部地震の復旧においては、道路橋の橋脚に甚大な被災を受けている場合は、本復旧までの応急対策として橋脚基部損傷部への鋼板巻立て補強（損傷部への樹脂注入，主鉄筋補強，鋼板型枠によるコンクリート充填等の補助広報も含む），および橋脚梁部に対する支保工，桁部に対する支保工等が行われた．兵庫県南部地震直後多大な被災を受けた都市高速道路で行われた応急対策事例を図 5.3-2 および写真 5.3-1 に示す．倒壊または使用不可能（被災調査で被災度 A s，A と被災判定されたもの）と判断された構造物は撤去し，再構築とした．しかし，詳細な調査・検討を行った結果，部材取替えなどにより復旧可能なものは部分的な取替えに留め，補強・補修で対処している．また，外観調査で被災度 B 以下のランクに判定された橋脚で，傾斜の著しいものについても，撤去再構築するものとした．その他の橋脚については補修後，補強を行っている．

b) RC 橋脚の再構築

橋脚再構築の前に損傷橋脚の撤去を実施する必要がある．そのため既設橋脚を地盤面まで撤去する必要がある．兵庫県南部地震での都市高速道路高架橋の撤去にあたっては，撤去時の騒音振動を極力低減させるため，ワイヤーソーイングによるコンクリートブロックの切断が行われた．切断されたコンクリートブロックの取り降しについては，上部構造を撤去した場合についてはトラッククレーンによる撤去が可能であるが，橋脚構造物に比較して建設コストが高い上部構造物については存置することが望ましいため，テルハクレーン工法，超大型ジャッキ工法，自走式台車工法などが採用された．写真 5.3-2 に，ワイヤーソーイング工法により切断されたコンクリートブロックをテルハクレーン工法により取り降ろしている状況を示す．



(1)桁上に設置されたテルハクレーンによる
ブロック取り降し状況



(2)ワイヤーソーイング工法により切
り出された橋脚ブロック

写真 5.3-2 RC 橋脚の撤去状況

橋脚撤去の後に、再構築が行われる。再構築においては、既設フーチングへ新設主鉄筋を穿孔定着、既設主鉄筋との接合などの工種が存在するものの基本的に新規の橋脚施工とほぼ同様である。なお、都市高速道路の復旧においては、施工工期の短縮のため鋼製梁を採用している。写真 5.3-3 に、橋脚の再構築における配筋状況および鋼製梁の架設状況を示す。



(1)配筋状況

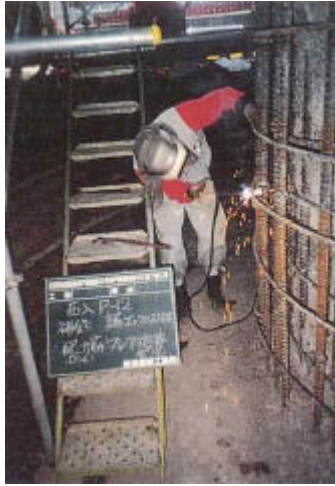


(2)鋼製梁架設状況

写真 5.3-3 RC 橋脚の再構築状況

c) 橋脚補強

既設橋脚の復旧（補強）においては、鋼板型枠コンクリート巻き立て工法が採用された。まず、損傷部においては、損傷部コンクリートを健全部まではずり出し、座屈主鉄筋を取り替えた後、鋼板型枠コンクリート巻き立て補強工を実施する。写真 5.3-4 に、橋脚補強工の状況を示す。



(1)既設主鉄筋との接合



(2)鋼板型枠の設置

図 5.3-4 橋脚補強状況

d) 上部構造の復旧

鋼桁の損傷は主に桁端部に多く見られた。桁部の損傷程度が大きく範囲が広い場合は、床版コンクリート撤去し主桁損傷部を切断撤去し、新規部材を接合させた。写真 5.3-5 に、上部構造補強工の状況を示す。桁部の損傷程度が小さい場合は加熱矯正などを行って補修を行っている。また、ほぼ全ての桁に対して桁位置の移動修正を行った。移動量の大きな桁に対しては、ベントを利用したジャッキアップ、桁の横取り作業、ジャッキダウンといった大掛かりな作業が必要であった。



(1)主桁損傷部切断状況



(2)損傷部取替え状況

写真 5.3-5 上部構造補修状況

e) 基礎構造の復旧

既設基礎構造物は被災していても、既設上部構造や橋脚を支持していることから、水平方向荷重に対する補強対策が主体となり、主に増し杭補強により復旧が行われている。写真 5.3-6 に、基礎構造補強工の状況を示す。なお、基礎の被災が軽微な場合は、耐久性の確保の観点からひび割れ部に対し注入工による補修を行っている。



(1)場所打ち杭施工状況



(2)増し杭完了状況

写真 5.3-6 基礎補強状況

(4) 道路橋の復旧コスト

a) 概説

ここでは、兵庫県南部地震で被災した場所打ち杭基礎、鉄筋コンクリートT型単柱橋脚（橋脚高が10-15m）、鋼I桁橋（道路幅員4車線）、およびRC床版からなる都市高架橋の復旧に要した復旧費について整理した。なお、整理にあたっては原則として3号神戸線復旧に係る全25工区の積算結果を元に算出を行っているものの、最終的に積算エキスパートによるレビュー結果も反映させた。したがって、以下のデータは各工区の単純算術平均ではなく、エキスパートのバイアスが反映されていることに注意されたい。なお復旧コストについては新設時の各構造部位の建設コスト（現在価値）により基準化を行っている。したがって、橋梁の復旧という観点からは橋梁全体の建設コストに対する各構造部位の建設コストが占める割合も考慮する必要がある。検討対象とした高架橋の場合、構造部位毎の初期建設コストは概ね表 5.3-1 のようになる。

表 5.3-1 道路橋の構造部位毎の新設コスト

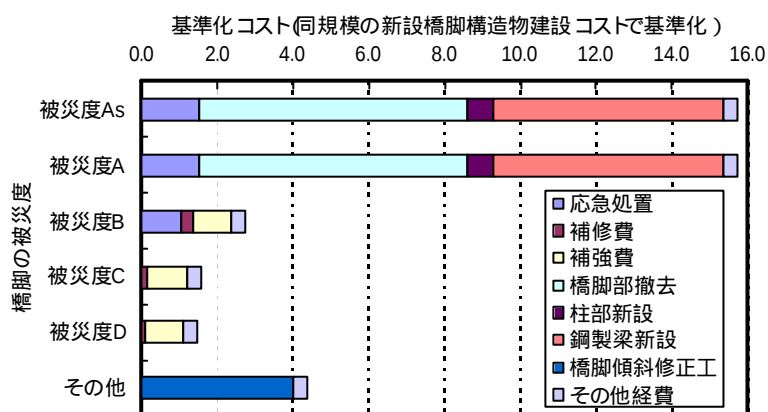
構造部位	コスト比率
基礎	20 - 25 %程度
RC 橋脚	5 - 7 %程度
上部構造	65 - 75 %程度

b) 橋脚の復旧コスト

RC 橋脚の平均基準化復旧コストを図 5.3-7 に示す。被災度が As および A に着目した場合、被災度の差による復旧コストの差は見られない。これは、被災度が As および A ランクに判定された場合は、撤去再構築されたためである。約新設の約 1.5 倍のコストを 2 次災害対策（鋼板型枠にコンクリートを充填する簡易な橋脚補強、梁支保工、および橋桁支保工）に費やしている。さらに、RC 橋脚の撤去に新設の約 8 倍のコストを要している。これは、橋脚の撤去において、都市高速道路直下の国道の交通への影響を最小限にするためや、近隣住民への騒音・振動の低減するために、ワイヤーソーイング工法を

採用したためである。したがって、都市内高速道路と全く建設環境条件の異なる地域では、これら、2次災害防止コストおよび撤去コストはより小さいものになると考えられる。さらに鋼製梁の建設には新設の約6倍のコストが必要とされた。鋼製梁の採用は、復旧期間を短縮するために採用されたものである。したがって、復旧期間に生じる社会影響のコストと比較次第では、RC構造を採用し復旧コストを低減することは可能と思われる。

被災度B, C, Dに着目した場合、被災度Bに対して行った二次災害防止対策コストによる差が支配的な差となっている。橋脚補修工については被災度によりその差が若干認められるが、その差は比較的小さい。兵庫県南部地震前後に耐震基準で考慮すべき地震力が変化したために必要となった補強コストが、補修コストに比較して大きいためである。その他として、橋脚傾斜修正工のコストも算出した。橋脚傾斜の修正にあたっては、被災度、現地条件などを考慮して、その適用性を十分に検討する必要があるが、一般に、被災度が大きく橋脚基部に塑性ヒンジが形成されている場合は容易に傾斜を修正することが可能であるが、塑性ヒンジが十分に形成されていない場合は、損傷部の鉄筋を切断するなど強制的にヒンジ化させなければ、傾斜修正が困難であることがわかっている。以上のように、橋脚の復旧コストに関しては、復旧方法として撤去再構築が必要か否かで大きく変化することがわかる。また、一方で被災度B, C, Dの復旧コストの差は小さいことがわかる。



凡 例	内 容
応急処置費	2次災害防止対策で次の対策工からなる 被災度As、A橋脚 桁支保工、梁支保工、橋脚補強工 被災度B橋脚 梁支保工、橋脚簡易補強工
補修費	座屈鉄筋の補修、剥離コンクリートの補修からなる
補強費	橋脚断面増厚、増主鉄筋、鋼板巻立補強費からなる
橋脚部撤去費	振動・騒音低減工法による橋脚の撤去工
柱部新設	ワイヤーソーによる切断、桁残置下の柱部撤去、廃棄等
鋼製梁新設	柱部の再構築費
その他経費	工期短縮のため鋼製梁を使用(急速施工) 仮設備等経費

兵庫県南部地震による阪神高速道路3号神戸線の復旧方法に基づくグラフは復旧費を同規模の新設橋脚構造物建設コストで基準化した。

図 5.3-7 橋脚の復旧コスト

以上のように、橋脚の復旧コストに関しては、復旧方法として撤去再構築が必要か否かで大きく変化することがわかる。なお、被災度がB, C, Dであっても残留変位が大きいものは、撤去再構築が行われている。これは、支承などによる路面高さの調整が不可能になるためである。

c) 上部構造の復旧コスト

上部構造の基準化復旧コストの平均を図 5.3-8 に示す。橋脚の復旧コストと同様に、上部構造においても被災度 As および A の被災を受けた上部構造は撤去再構築を行うという復旧方針を設けている。このように撤去再構築を行った場合、復旧コストが大幅に増加していることがわかる。上部構造の建設コストが橋梁全体に占める割合は高いため、撤去再構築を行った場合でも基準化コストは 1.6 前後であるが、その絶対額は橋脚のそれに比較してはるかに大きい。

被災度 As および A の上部構造はそのほとんどが、被災による橋脚の沈下によるものが多い。また被災度 B, C, D の上部構造の被災程度は、桁端部での損傷が多い。被災度 B, C, D の復旧コストに着目した場合、被災度 B では上部構造の補修費に加えて桁位置の調整のコストが無視できないことがわかる。ただ、桁位置修正については、被災度 C であっても被災度 B と同等の桁位置修正コストが必要となった事例もあった。

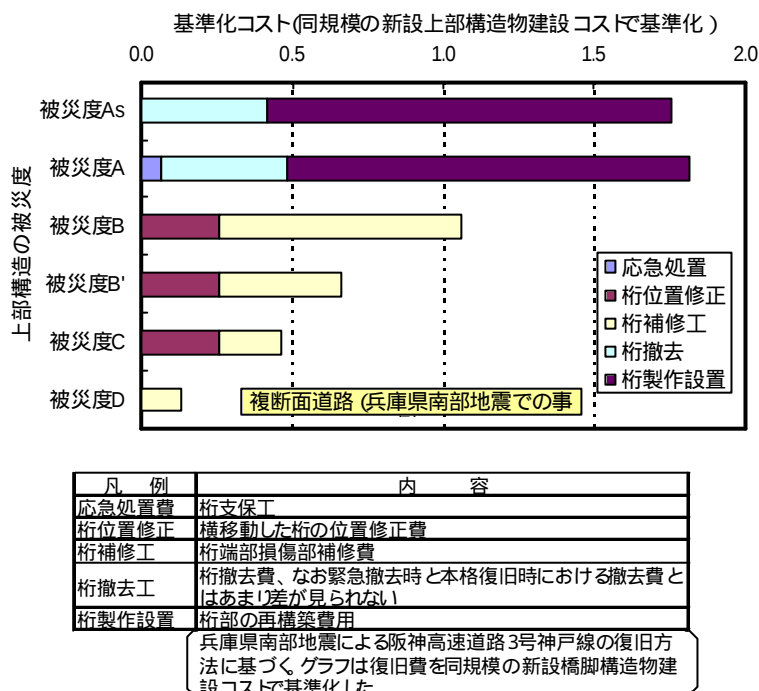


図 5.3-8 上部構造の復旧コスト

d) 基礎構造の復旧コスト

基礎構造の基準化復旧コストの平均を図 5.3-9 に示す。基礎の復旧コストは、被災した既設杭基礎の残留耐荷力により大きく異なる。

被災度 b1 は、護岸直近で水平方向に約 1m 程度移動した基礎の復旧コストを示している。ここでは、既設杭基礎の水平方向の残留耐荷力を無視して補強を行っており、新設杭基礎の建設コストに比較して約 1.2 倍のコストが必要となった。これは、高コストの主因は桁下という狭隘空間での施工となるためである。

被災度 b2 は、護岸から約 100m 程度以内の基礎の復旧事例であり、既設杭基礎の水平方向残留耐

荷力がある程度残存しているとして復旧した場合のコストを示している。概ね新設杭基礎の約5倍のコストが必要となっている。

被災度cは、杭体にひび割れ損傷が生じたもので、樹脂注入等による補修が必要とされる場合の復旧コストを示している。新設杭基礎の約30%程度のコストが必要となっている。

参考文献(5.3)

- 1) 足立幸郎ら：兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討，土木学会第27回地震工学研究発表会論文集（投稿予定）

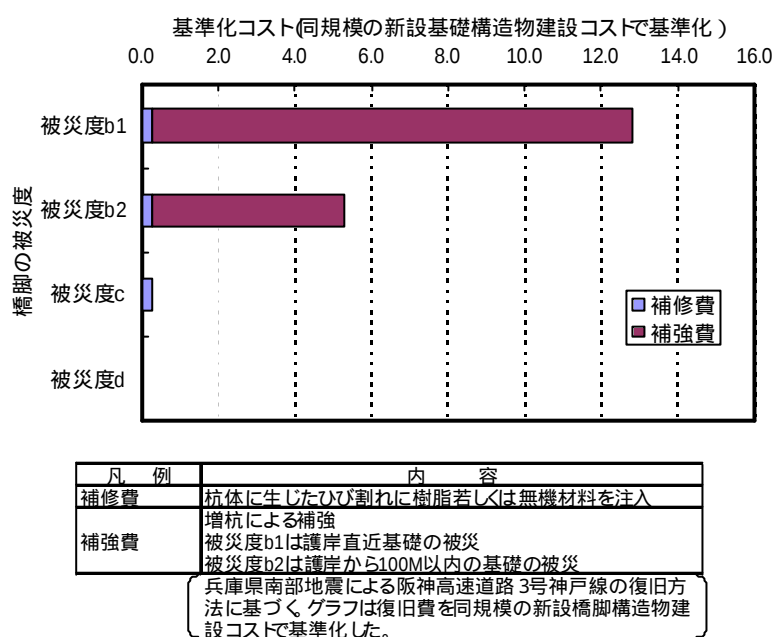


図 5.3-9 基礎構造の復旧コスト

5.4 間接経済被害の考え方

(1) 耐震施策の便益と経済被害

地震災害における被害と耐震設計の便益は厳密には異なる．被害軽減額の期待値をもって新たな設計基準を導入したことの便益とすることはある一定の前提条件のもとで正当化されるべきであることに注意が必要である．

生起する地震のタイプを $i \in \mathbf{I} = \{0, \dots, I\}$ で表し，経済社会の状態も同様にラベル付けされるものとする．代表的住民の間接効用関数を単純化して所得 Y_i と環境 Q_i の関数として $V(Y_i, Q_i)$ で表す．地震の生起確率についての期待値をとる操作を $E_{i \in \mathbf{I}}(\cdot)$ で表し，さらに，新たな耐震設計の導入が行なわれない場合(以下では施策無と呼ぶ)と行なわれた場合(以下では施策有と呼ぶ)をそれぞれ a と b で区別するものとする．不確実性下の便益に関する代表的な定義として，補償的偏差(Compensating Variation : CV の概念に従えば，新たな耐震設計の便益(上田(1997)を参照)は次のようになる．

$$\text{Non-contingent CV: } E_{i \in \mathbf{I}}(V(Y_i^a, Q_i^a)) = E_{i \in \mathbf{I}}(V(Y_i^b - NCCV, Q_i^b)) \quad (5.4-1)$$

$$\text{State-contingent CV: } V(Y_i^a, Q_i^a) = V(Y_i^b - CV^i, Q_i^b) \quad \text{for all } i \in \mathbf{I} = \{0, \dots, I\} \quad (5.4-2)$$

$$\text{Expected CV: } ECV = E_{i \in \mathbf{I}}(CV^i) \quad (5.4-3)$$

$$\begin{aligned} \text{Fair Bet CV: } FBCV &= \max_{cv^j \text{ for all } i \in \mathbf{I}} E_{i \in \mathbf{I}}(cv^j) \\ \text{s.t. } E_{i \in \mathbf{I}}(V(Y_i^a, Q_i^a)) &= E_{i \in \mathbf{I}}(V(Y_i^b - cv^j, Q_i^b)) \end{aligned} \quad (5.4-4)$$

これに対して被害額は一般には施策無での平常時($i = 0$)と地震時($i \neq 0$)を比較するものであり，次のように表される．

$$V(Y_0^a - D^i, Q_0^a) = V(Y_i^a, Q_i^a) \quad \text{for all } i \in \mathbf{I} = \{1, \dots, I\} \quad (5.4-5)$$

被害軽減額をもって便益とする考え方は，まず，全ての被害が既に金銭換算されているとして，間接効用関数が所得のみの関数として表されているとする．

$$V(Y, Q) = V(Y) \quad (5.4-6)$$

従って，施策無での被害額は

$$V(Y_0^a - D^i) = V(Y_i^a) \quad (5.4-7)$$

施策有での被害額は

$$V(Y_i^b) = V(Y_0^b - D^i) = V(Y_0^a - D^i) \quad (5.4-8)$$

このとき，次の差額をもって被害軽減額としている．

$$RD^i = D^i - D^i \quad (5.4-9)$$

State-contingent CV の定義と比較すると，

$$V(Y_i^a) = V(Y_0^a - D^i) = V(Y_i^b - CV_i) = V(Y_0^a - D^i - CV_i) \quad (5.4-10)$$

従って，

$$CV^i = D^i - D'^i \quad (5.4-11)$$

このとき、被害軽減額と State-contingent CV による施策の便益は一致する。以上から、被害軽減額を施策の便益とすることは、施策の一般的な定義と比較すればきわめて限定的な場合にのみ妥当であることが分かる。

State-contingent CV の期待値である ECV は一般には NCCV や Fair Bet CV とは一致しない。特に、NCCV には災害が起こる前において住民が持っている不安感の減少が含まれているが、ECV にはそれが含まれていないため、それを用いると便益は過少評価される危険性がある。

以上の観点から、新たな耐震設計の導入という施策の便益と被害額あるいは被害軽減額は一般には同一視するべきではない。一致するとみる場合には上記のような仮定が暗黙のうちに置かれていることに注意が必要であり、また、実際の計測事例を蓄積することなしには、工学的近似の妥当性についても判断できない。しかし、実際に行われている便益推定は、これらが一致すること近似として妥当性であることを前提に行われている場合が多数ある。特に、刊行されている多くの費用便益分析の指針ではそのようになっている。

(2) 直接被害と間接被害の仕分け

直接被害として施設の復旧コストを計上する考え方は、被災した状態においては必ず施設を平常時の機能に復帰させるという行動が必ず実施され、そのための工事費の支出が必ず行われることが前提になっていると言える。復旧工事費の支出によってはカバーされない経済被害額を間接被害額とここでは呼ぶものとする。

先に示した定式化に従えば、 $i=0$ を平常時とし、 $i=1$ を被災時を代表する状態として、災害時の所得が次のように表されると解釈できる。

$$Y_1^b = Y_0^b - I_1^b - K_1^b \quad (5.4-12)$$

ここで、 I_1^b は復旧工事費の支出額であり、 K_1^b はそれ以外の所得の損失である。

間接被害は所得の変化として捉えられるものだけでなく、環境変化によるものも含まれる。ただし、復旧が瞬時に行なわれるような場合は、環境 Q の変化は無視できるが、復旧過程で施設が未だに機能しない場合にはその分だけ次のように環境水準が低下すると見なすことになる。

$$Q_1^b = Q_0^b - H_1^b \quad (5.4-13)$$

ここで、 H_1^b は環境水準の低下分を表す。間接被害額はこの環境変化も含んだ CV 等を計算することで算出される。

(3) 実地的な推定方法

既に刊行されている各種の費用便益分析の指針には、間接経済被害額の推定方法が解説されている。その中で、対象となる被害に応じて、大きくは、人的被害の推定、民間資産の被害推定である。社会基

盤施設自体の破損による間接被害推定は、新規整備による便益推定の手法を援用することが可能である。

ここでは、道路橋が破損して旅行所要時間が増大してしまった場合の経済損失の算定例を簡単に紹介する。旅行の目的地を j ，出発地 i とする 1 日当り交通量を X_{ij} とする。平常時の交通量をラベル a ，被災時を b とする。これらの交通の一部は当該道路橋を通過するため、破損により通行が困難になると直接的に所要時間が増大する。しかし、関係する道路網全体で考えると、それぞれの自動車が経路を変更することで他の道路の交通量が変化して混雑等が生じるため、当該道路橋をもともと通過しなかった交通も含めて全ての交通について所要時間が (i, j) のペア毎に $t_{ij}^a \rightarrow t_{ij}^b$ と変化する。また、走行距離が変化したり、有料道路を使用することで追加的に生じる金銭費用を Δm_{ij} とし、さらに、一般に時間価値(value of time)と呼ばれる単位時間が有する経済価値を w とする。この時間価値は、所要時間が一単位増加することを回避するために支払っても良いと思う金額であり、また、ある条件のもとでは賃金率に一致する。最後に、復旧するまでの通行困難な日数を d とする。以上のもとで、被災による交通の不便がもたらす経済被害額は、次式で算定すること(道路投資の評価に関する指針検討委員会(1999)を参照)ができる。

$$D = \frac{1}{2} \sum_{(i,j)} (X_{ij}^a + X_{ij}^b) \{ -\Delta m_{ij} - w \times (t_{ij}^b - t_{ij}^a) \} \times d \quad (5.4-14)$$

ペア (i, j) を 1 つとして、例示的な設定数値では、示した式に従って被害額を算定してみると次のようになる。

表 5.4-1 道路橋被災時の間接被害額算定の例題

	1 日当り交通量	所要時間	金銭費用	時間価値	復旧日数
平常時	1 万 5 千台	25 分	250 円	50 円/分	60 日
被災時	1 万台	35 分	300 円		

$$D = \frac{1}{2} \times (15,000 + 10,000) \times \{ -(300 - 250) - 50 \times (35 - 25) \} \times 60 = -412,500,000$$

= -4.125 億円

所要時間の変化と金銭費用の変化は、道路交通のネットワーク均衡分析によって算出される。ネットワーク均衡分析については土木計画学研究委員会(1999)に詳細がある。また、分析システムは多数開発されており、既に市販されている。

本報告書では、レベル 2 設計によって人的被害に対する保障がされているとして、経済性照査に人的被害を含めないこととしている。ここでは参考として、もし人的被害を含めて考える場合について触れておく。現段階では人的被害額の推定には交通事故によるものを参照することができる。典型的な軽症、重症および死亡についての社会的被害額が既往の指針等で設定されている。例えば、道路投資の評価指針(道路投資評価に関する指針検討委員会(1999))では、表 5.4-2 のような値が設定されてる。それに対して、先進諸外国では、人命の価値について表 5.4-3 のような値が設定されており、比較してみると、わが国のそれが著しく低いことがわかる。この点については、設定数値の見直しを求める声があり、現

在，各所で検討が行われている．ここでいう人命の価値は統計的生命の価値(statistical value of life)と呼ばれるものであり，ある一定の死亡確率の変化に対する受取意思額(willingness to accept)あるいはそれを回避ための支払意思額(willingness to pay)である．固有名詞の付いた特定の個人を対象としてその人命を貨幣換算したものでないことに注意が必要である．

表 5.4-2 日本の道路投資評価における人的被害の設定値（単位：千円）

		死亡	重傷 (後遺傷 害)	軽傷 (傷害)
人身損失額		31,533	9,374	644
物的損失額		392	392	392
事業主体の損失額		1,046	242	57
各種 公 的 機 関 等 の 損 失	救急搬送費	40	40	40
	警察の自己処理 費用	142	142	142
	裁判費用	360	31	31
	訴訟進行費用	116	10	10
	検察費用	26	25	25
	矯正費用	258	0	0
	保険運営費	213	213	213
	被害者の救済	214	6	6
	社会福祉（身障 者）	0	70	0
	救急医療体制整 備費	17	17	17
小計		1,386	554	484
合計		34,357	10,562	1,577

表 5.4-3 日本の道路投資評価における人的被害の設定値（単位：千円）

	死亡	重傷 (後遺障害)	軽傷 (傷害)
総務庁資料	31,533	9,374	644
(社)日本損害保険協会 (H7年度)	29,430	10,390	630
ドイツ EWS (1997年版)	116,800	5,110	511
イギリス (COBA 1995)	231,000	2,406	196
アメリカ ¹⁾ (1990)	87,800 (275,000)	7,360 (7,125)	- (2,625)
オーストラリア ²⁾ (1992)	55,810	8,400	880
ニュージーランド	240,000		

1) 「National Highway Traffic Safety Administration」資料，()内は文献「The full costs and benefit of transportation」(1997)

2) オーストラリア輸送・通信局資料（総務庁資料より）

民間資産の破損については、治水経済調査要綱において、水害による場合の被害額の標準的な算定方法が解説されている。民間資産の価値を推定する方法は、取得または調達原価、再調達価格、そして収益還元による方法が主なものである。民間資産については、再販売市場が形成されている場合は、そこでの時価に基いて資産価値を推定することも可能である。理想的な状態では、収益還元によって推定された価値と市場での時価によるものは一致する。

社会基盤施設の破損がもたらす経済被害は、新規整備による便益を推定する際の手法を援用することが可能である。例えば、道路施設の破損によってサービス水準が低下する(交通所要時間が増加する)場合の社会的な時間損失は、時間が短縮した場合の計算法に時間が増加した場合の数値を入力することで算出できる。ただし、社会基盤施設の多くは、ネットワークを形成しているため、部分的な破損がネットワーク全体に対してどのようなサービス水準の変化をもたらすのかを慎重に推定する必要がある。既に、ネットワークの信頼性解析には多数の研究蓄積があるので、それらを最大限に活用するべきである。

5.5 リスクを考慮した設計・修繕/更新と経済評価

(1) 評価の時間的視野

地震災害は言うまでもなくリスク事象である。そして、社会基盤施設の将来における劣化も確率過程に従うリスク事象であり、長期にわたって供用される施設の経済的価値は、両者を共に確率過程として明示した形式で評価しなければならない。

リスクの存在下での社会基盤施設の価値は一般化した形式として、次のような確率制御問題(小林・上田(2002), 上田(2002))で表される。

期間の設定

プロジェクトライフ(建設期間と供用期間を合わせた期間)を離散化して、 $n \in \{0, \dots, N\}$ の期間に分割する。各期は $t \in \{0, \dots, n\Delta t, \dots, N\Delta t\} = \{0, \dots, n\Delta t, \dots, T\}$ で表される。

確率過程

状態 $X(t) \in X$ は次のような確率密度分布に従うとする。

$$\Pr(x(n+1)|x(n), u(n), n; \Delta t) = p_x(x(n+1)|x(n), u(n), n; \Delta t) \quad (5.5-1)$$

状態 $X(t) \in X$ も離散化して、次のように表す。

$$x_{j^*}(n+1) \in \{x_0(n+1), \dots, x_J(n+1), \dots\} \in \mathbf{R}^{J+1} \quad (5.5-2)$$

確率密度関数も状態 x_j から x_{j^*} への推移として、次のようにあらわす。

$$\Pr(x_{j^*}(n+1)|x_j(n), u(n); \Delta t) = p_x(x_{j^*}(n+1)|x_j(n), u(n), n; \Delta t) \quad (5.5-3)$$

行動

各期における行動を状態に依存して決定されるものであるとするため、次のようなベクトルとして表現する。

$$u(n) = \{u_0(n), \dots, u_J(n), \dots\} \in \mathbf{R}^{J+1} \quad (5.5-4)$$

各期に実施できる行動は状態にも依存しているため、次の条件で表す。

$$g(u_j(n), x_j(n), n) \geq 0 \quad \text{for all } n \in \{0, \dots, N-1\} \text{ and } j \in \{0, \dots, J\} \quad (5.5-5)$$

社会的便益の流列

各期における社会的純便益は、状態と行動の関数として表されとする。

$$p(u_j(n), x_j(n), n) \quad (5.5-6)$$

終末残存価値

プロジェクトの終了時には、状態 $X(N) \in X$ に依存した次の終末残存価値を持つ。

$$h(x_j(N), N) \quad (5.5-7)$$

終了時の状態には制約があるとして、次の条件で表す。

$$k(x_j(N), N) \geq 0 \quad \text{for all } j \in \{0, \dots, J\} \quad (5.5-8)$$

以上の設定に基いて次のような確率制御問題を定式化する．

【確率制御問題】

$$V(x(0),0) = \max_{\{u_j(n)\}_{j=0}^{N-1}} \left\{ \sum_{n=0}^{N-1} \sum_{j=0}^J \sum_{j'=0}^J p_x(x_j(n) | x_{j'}(n-1), u_{j'}(n-1), n-1; \Delta t) p(u_j(n), x_j(n), n) \Delta t \right. \\ \left. + \sum_{j=0}^J \sum_{j'=0}^J p_x(x_j(N) | x_{j'}(N-1), u_{j'}(N-1), N-1; \Delta t) h(x_j(N), N) \right\} \quad (5.5-9a)$$

s.t.

$$g(u_j(n), x_j(n), n) \geq 0 \quad \text{for all } n \in \{0, \dots, N-1\} \text{ and } j \in \{0, \dots, J\} \quad (5.5-9b)$$

$$k(x_j(N), N) \geq 0 \quad \text{for all } j \in \{0, \dots, J\} \quad (5.5-9c)$$

$$x(0) = \bar{x}(0); \text{given} \quad (5.5-9d)$$

このタイプの数理計画問題は，次のようなベルマン方程式(Bellman's Equation)を用いた解法で解くことができる．

$$V(x_j(n), n) = \max_{u_j(n)} p(u_j(n), x_j(n), n) \Delta t + \sum_{j'=0}^J p_x(x_{j'}(n+1) | u_j(n), x_j(n), n, \Delta t) V(x_{j'}(n+1), n+1) \quad (5.5-10a)$$

$$\text{s.t. } g(u_j(n), x_j(n), n) \geq 0 \text{ for all } j \in \{0, \dots, J\} \quad (5.5-10b)$$

この方程式を次の終末残存価値から出発して， $n = N-1$ から $n=1$ まで後ろ向きの解法で解いていく．

$$V(x_j(N), N) = h(x_j(N-1)) \quad (5.5-11)$$

ベルマン方程式の解は，既に実現している状態 $x_j(n)$ を所与としているため， $u_j^*(n) = M(x_j(n), n)$ というような $x_j(n)$ の関数として表される．これが状態と行動を関係付けるルール $M: X(t) \in X \mapsto u(t) \in U$ に他ならない．

(2) 設計と補修・更新

上記の確率制御問題において，行動 $u(t) \in U$ には，第一に，初期段階で行うものとして構造物の仕様の選択，すなわち，設計が含まれ，第二に，供用後の各時期において選択的に実施すべき補修・更新が含まれる．

状態変数 $X(t) \in X$ は確率過程に従う変数であり，この中には，第一には，施設を取り巻く外的環境が含まれる．地震外力とその発生に関する確率モデルはこの変数とその確率過程の表現方法に含まれることは言うまでもない．第二には，供用に伴って進行する構造物の劣化度が含まれる．劣化状態と発生する地震外力の組み合わせにより，そのもとでの施設のサービス水準が決定され，そして，それに応じて社会的便益 $p(u_j(n), x_j(n), n)$ が決定される．構造物の破損した場合の社会的損失額あるいは耐震施策の便益はこの変化として表される．

設計段階において，施設の経済価値を最大化するという観点からどのような仕様を選択するかという問題が検討される．設計問題は確率制御問題において供用時点 $t = t'$ での状態 $x(t)$ を選択することであると解釈できる．そこでは，原則論としては，建設および供用後の補修・更新が最適に実施されること

が前提になる．

いわゆるライフサイクルコストの基準は，上記のような確率制御問題の目的関数を費用と呼ばれる項目だけによって構成した上でのその最小化問題に書き換えようとするものである．しかし，経済計算の原則から見れば，費用側だけを強調することは取り上げる項目を恣意的にしてしまう危険性があり，また，多くの場合において，構造物の仕様が便益側にも大きな支配的要因であることへの注意を妨げる結果となってしまう．従って，ライフサイクルコストという狭い概念(上田(2001)を参照)に拘泥することなく，まずは，上記のようなフレームで社会基盤施設の経済価値を考えてみるべきである．

典型的な構造物の種類別に上記の確率制御問題のモデルを適用して，構造物の種類と地震外力の代表的な確率過程に応じて標準的な解をまずは導出しておくことが必要である．それらをテンプレートとして，個別構造物の設計において活用することが現実的であろう．それらの典型的/代表的な事例から，設計変数と経済価値の関係を簡便な計算式等で表現して，適用事例の蓄積を進めながら実際の設計業務へ反映させるべきである．

(3) 特定の確率過程を想定した簡便な評価方法

確率制御問題を厳密に解くことは必ずしも容易ではない．しかし，災害を様々な確率過程として表現し，かつ，構造物の特性を明示的に取り入れて最適な補修・更新戦略を導出して蓄積していくべきである．そのような精緻な成果が蓄積されるまでの簡便な評価方法としていくつかの簡便な評価方法を考えておくことも必要である．

構造物を評価する時間視野を $t \in [0, T]$ とし，各時点 t で構造物が平常時においてもたらす便益と費やす費用をそれぞれ $b_o(t), c_o(t)$ とする．災害時におけるそれらを $b_d(t), c_d(t)$ とする．さらに社会的割引率を r とする．ある微小な時間区間 $[t, t+dt]$ の間に災害が到着して構造物が破損する確率をハザードモデルで表現すると次のようになる．

$$m dt = \frac{f(t)dt}{1-\Phi(t)} \quad (5.5-12)$$

ただし， $\Phi(t)$ は時点 t までに破損する確率であり， $f(t)$ はその確率密度関数である．微分方程式を解いて次の関係式が得られる．

$$1-\Phi(t) = \exp(-mt) \quad (5.5-13)$$

時点 t において破損が生じるとすると，その際の純現在価値は次のようになる．

$$v(t) = \int_0^t (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds + \int_t^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) ds \quad (5.5-14)$$

純現在価値を破損確率についての期待値として定義すると次のようになる．

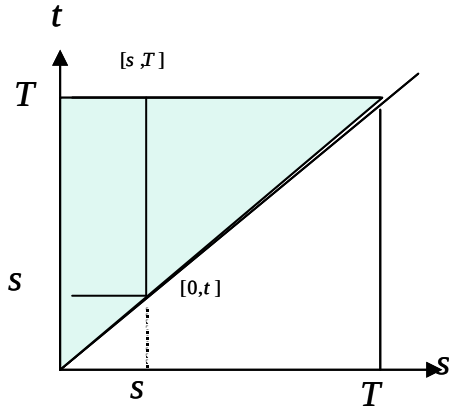
$$E(v(t)) = \int_0^T m \exp(-mt) \left\{ \int_0^t (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds + \int_t^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) ds \right\} dt \quad (5.5-15)$$

図 5.5-1 のように， s, t の積分順序を交換して(例えば，横松・小林(1997)を参照)次式を得る．

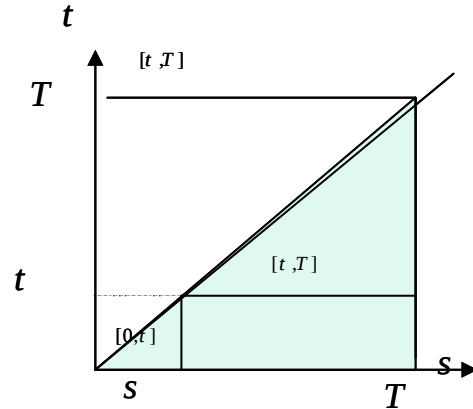
$$\begin{aligned}
& \int_0^T m \exp(-mt) \int_0^t (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds dt \\
&= \int_0^T \int_s^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) m \exp(-mt) dt ds \\
&= \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) \left\{ \int_s^T m \exp(-mt) dt \right\} ds \\
&= \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) \{-\exp(-mT) + \exp(-ms)\} ds \\
&= \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp\{-(r+m)s\} ds - \exp(-mT) \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds
\end{aligned} \tag{5.5-16}$$

$$\begin{aligned}
& \int_0^T m \exp(-mt) \int_t^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) ds dt \\
&= \int_0^T \int_0^s (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) m \exp(-mt) dt ds \\
&= \int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) \{1 - \exp(-ms)\} ds \\
&= \int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) \{1 - \exp(-ms)\} ds \\
&= -\int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp\{-(r+m)s\} ds + \int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) ds
\end{aligned} \tag{5.5-17}$$

$$\begin{aligned}
E(v(t)) &= \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp\{-(r+m)s\} ds - \exp(-mT) \int_0^T (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds \\
&\quad - \int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp\{-(r+m)s\} ds + \int_0^T (b_d(s) - c_d(s)) \exp(-rs) ds
\end{aligned} \tag{5.5-18}$$



(a)第1項



(b)第2項

図 5.5-1 積分順序の交換

さらに単純化した場合には，時間視野を無限，すなわち， $t \in [0, \infty]$ として，しかも，災害時には構造物は完全に機能なくなるとすれば， $b_d(s) - c_d(s) = 0$ とおける．この場合には，式(5.5-18)は次のように簡略化される．

$$E(v(t)) = \int_0^\infty (b_o(s) - c_o(s)) \exp\{-(r+m)s\} ds \tag{5.5-19}$$

一方，破損を全く考慮しない場合の純現在価値は次のようになる．

$$E(v(t)) = \int_0^\infty (b_o(s) - c_o(s)) \exp(-rs) ds \tag{5.5-20}$$

両者を比較すると，平常時の純現在価値を計算する際の社会的割引率 r を $r+m$ に置き換えたものになっている．従って無限微小時間当りに破損する確率 m を割引率に加えることで災害による破損を考慮した評価式が得られることになる．レベル 1 設計が破損確率を変化させる場合には，式(5.5-19)を異なる破損確率について計算してそれをもって破損確率を軽減したことの便益とすることができる．

破損した時には，必ず修復費用 k を支出して災害によって破損した後には直ちに補修を行って平常時と同じ機能を回復できるようにするというマネジメントルールが採用されている場合を考える．その場合は， $b_o(s)-c_o(s)=b_d(s)-c_d(s)$ において，再び時間視野を無限とすると，式(5.5-15)を次のように書き換えることができる．

$$\begin{aligned}
 E(v(t)) &= \int_0^\infty m \exp(-mt) [\{ \int_0^\infty (b_o(s)-c_o(s)) \exp(-rs) ds - k \exp(-rt) \}] dt \\
 &= \int_0^\infty (b_o(s)-c_o(s)) \exp(-rs) ds - k \int_0^\infty m \exp(-mt) \exp(-rt) dt \\
 &= \int_0^\infty (b_o(s)-c_o(s)) \exp(-rs) ds - mk \int_0^\infty \exp\{-(r+m)t\} dt \\
 &= \int_0^\infty (b_o(s)-c_o(s)) \exp(-rs) ds - \frac{mk}{r+m}
 \end{aligned} \tag{5.5-21}$$

ここで，第 1 項の積分は破損を考慮しない場合の純現在価値である．第 2 項は破損が生じた際に支出される補修費用の期待値であり，社会割引率 r と無限微小時間当りに破損する確率 m を用いて表されている．レベル 1 の設計が破損時の補修費用 k を軽減させる場合は，異なる補修費用の期待値を計算してその差をもって便益とすることができる．当然ながら，同時に破損確率も軽減できる場合はその値も変化させて補修費用の期待値の変化額を算出することができる．

なお，式(5.5-21)において $b_o(s), c_o(s)$ が平均的に一定であれば，第 1 項の積分は $(b_o - c_o)/r$ となり，係数 $1/r$ を乗じることで一年当りの平均便益/費用からプロジェクトライフ全体にわたる便益/費用に変換することができる．3.3 のライフサイクルコストの定義における係数 g_{TD} も同様の役割を果たす係数であり，期間が 50 年程度と十分に長く，割引率 r が 4% 以上で小さくない場合には，ここで言う係数 $1/r$ で近似することができる．

式(5.5-21)のようなマネジメントルールが採用されている場合は，複数タイプの地震外力による破損 ($i=1, \dots, I$) について，それぞれ独立に補修費用の期待値を算出することができる．レベル 1 での設計が複数タイプの地震外力について無限微小時間当りの破損確率 (m_i) と補修費用 (k_i) を同時に変化させる場合は，タイプ別の補修費用の期待値について次式のような総和をとり，その変化額をもって便益とすることができる．

$$\sum_i \frac{m_i k_i}{r + m_i} \tag{5.5-22}$$

謝辞

本稿(5.4～5.5)をまとめるにあたって，横松宗太(鳥取大学)氏に貴重な意見を頂いた．ここに記して感謝する．ただし，本稿については執筆者のみが責を負っている．

参考文献 (5.4～5.5)

- 1) 上田孝行(1997),(招待論文)防災投資の便益評価, 土木計画学研究論文集 No.14, pp17-34
- 2) 道路投資の評価に関する指針検討委員会(1999), 道路投資の評価に関する指針(案), 日本総合研究所
- 3) 土木計画学研究委員会(1999), 交通ネットワークの均衡分析-最新の理論と解法-, 土木学会
- 4) 上田孝行(2001), 社会基盤施設のライフサイクル評価手法, 東京工業大学土木工学科研究報告, No.63, pp.121-135, 東京工業大学土木工学科
- 5) 小林潔司, 上田孝行(2002), インフラストラクチャマネジメント研究の課題と展望, 土木学会論文集 (投稿中)
- 6) 上田孝行(2002), 代表的な維持更新戦略とその費用便益分析における意義, ARSC2002 度年次大会 (2002/11/30-12/01 岡山大学)
- 7) 横松宗太, 小林潔司(1997), 防災投資による物的被害リスクの軽減便益, 土木学会論文集, No.576/IV-37, pp.1-8, 1997.110

6．経済性指標に基づく耐震性能の評価事例

6.1 概説

本報告では、ライフサイクルコストを最小化するという経済性照査の観点からの耐震設計法について論じている。本章では、高架橋を対象とした2つのケーススタディについて示す。

6.2 は佐藤委員他によるもので、高架道路橋を対象として、地域的な地震危険度の高低ならびに社会的重要度が変化した場合の期待総費用（初期コストと供用期間におけるリスクの和）の違いについて分析している。そこでは3.3で述べた照査法のうち、ハザード曲線とフラジリティ曲線による照査法を用いている。6.3 は鹿島の井関氏らの研究グループによるもので、本ワーキングで話題提供としてお話しいただいたものである。鉄道高架橋の橋脚を対象として、耐力の経年変化を考慮したライフサイクル地震損失と初期コストの総和を最小化するような耐震性能レベルを求める方法論について示している。ここではハザード曲線に適合する模擬地震動を用いた地震応答解析を用いている。なお、6.3で用いられている「地震損失コスト」は概念としては間接被害を含むものであるが、例題では「復旧コスト」が対象とされている。いずれの事例でも、レベル2地震動による耐震性能（安全性）の拘束（図3.3-3）は陽な形では盛り込まれていないが、地震ハザード評価、応答・損傷の評価、ライフサイクルコストの評価という一連の検討の流れを具体的に理解することができる。

構造物の地震リスク評価については、数年来多くの研究が行われるようになっており、特に建物の不動産評価の分野では地震リスクの高低を表わす指標としてPMLが普及しつつある¹⁾⁻³⁾。地震リスク評価に関わる種々の不確定性を定量化するには必ずしもデータが十分でないこと、ライフサイクルコストの定義や評価方法が必ずしも標準化された現状にはないことなど、今後多くの研究課題を残すが、公共投資に対する説明責任が厳しく問われている現在において、構造物の耐震設計にも経済性の観点を盛り込んでいくことは不可避な要請である。

ハザード評価、フラジリティ評価、損失コストなどに関するデータベースを組織的に構築していくことに加えて、実地震の際に生じた被害を経済性も含めて定量化し、開示していくことが今後は必要である。

参考文献（6.1）

- 1) 石川裕ほか：建物の地震リスクの評価方法，日本建築学会技術報告集，第11号，pp.275-278，2000.
- 2) 福島誠一郎ほか：地震ポートフォリオ解析による多地点に配置された建物群のリスク評価，日本建築学会計画系論文集，第552号，pp.169-176，2002.
- 3) （PMLの定義）建築・設備維持保全推進協会：不動産投資・取引におけるエンジニアリングレポート作成に係るガイドライン，pp.71-82，2001.

6.2 高架道路橋に対する目標性能設定

(1) 概説

経済性によって設計の内容を「調整」することが合理性をもち得るということを示すための試算例を、以下(2)～(5)に示す。この計算を行った基本的な問題意識は、「全国一律の基準による設計」から「地域ごとの構造物の利用状況を反映した設計」の可能性を模索するところにある。昨今の高速道路誘致論議も念頭にあるが、「全国道路ネットワークの幹線部分でなく、地域への取り付け部分」で、部分の安全性のシステム全体への波及効果が低く、しかも「自主財源でコストダウンが必要とされる」状況が生じたときに、どのようなオプションがあり得るか、そのためにどのような思考過程を経るか、といった問題提起の、ほんの入口ともいうべきものである。

5章で触れられているような厳密な経済分析をしているわけではなく、また実際のコストに占める「構造断面の大小」の影響の評価もしてはいない。単に、社会全体の中に「地震危険度の高い地域と低い地域」があり、「重要度(単純に交通量のみで表わす)の高い地域と低い地域」があり、それぞれに同程度の構造物の計画があったとしたときに、「地震危険度も重要度も低い地域の構造物の断面」を削って「高い地域」ものを増やしてやれば、全体のリスクはより合理化できるとしているのである。

こうした、単純化した仮定を用いることで、(7)の表 6.2-3 等にしたような、地域の特性に応じた目標性能の対比が明確に出てくることになる。現実にかような対比を示すのは容易なことではないが、社会が技術者に対して、どういうリスクに対し、どういう合理性をもたせるかといった、目標性能決定の背景に対しての説明責任を要求しつつあるのもまた事実であろう。

(2) 地震リスクマネジメント

「リスク」とは、さまざまな意味として認識されるが本研究では発生確率と損失額の積である期待損失額をリスクと呼ぶ。地震リスクマネジメントとはまず、リスクの識別と分析を行い、リスクを評価し、次にこれをマネジメントする方策を検討し、最後に方策を実行することで行われる²⁾。

この節で紹介するリスクマネジメントでは式(6.2-1)のように初期コストと供用期間におけるリスクの和である期待総費用を考え、最小化することを考える。ただし、構造物ごとに考えるのではなく、条件の異なる多くの構造物全体に対してトータルで最小化することを目的とする³⁾。

$$C_T = C_I + R \rightarrow \min \quad (6.2-1)$$

C_T : 期待総費用 C_I : 初期費用 R : 供用期間におけるリスク

リスクには多様な項目が含まれるのだが(例えば老朽化など),

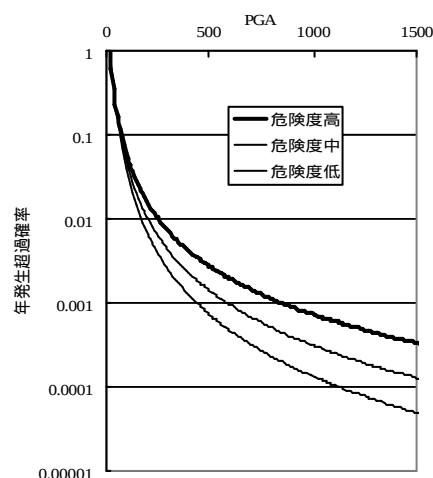


図 6.2-1 ハザード曲線

ここでは原因を地震に限定し，かつ構造物被害と外部効果という経済評価の対象になりやすいもののみを想定した．レベル2地震で問題になるような人命に関わる現象は，ここでは対象外とした．

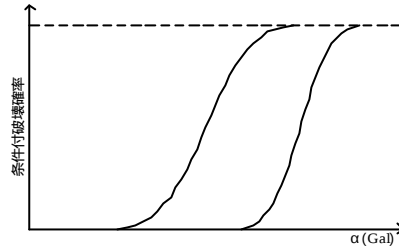


図 6.2-2 フラジリティ曲線

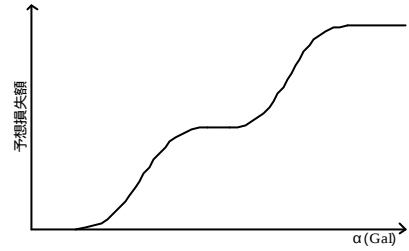


図 6.3-3 ロスカーブ

地震リスクマネジメントを行うための情報として，建設地点の地震危険度を図 6.2-1 のようなハザード曲線で表わした．また，地震動に対する構造物の損傷度を表わすもとして図 6.2-2 のフラジリティ曲線を用いた．フラジリティ曲線の縦軸の条件付破壊確率は地震加速度を作用させ信頼性解析を行い求める．この時，限界状態を2つ考えると2本のフラジリティ曲線を書くことが出来る．条件付破壊確率とその限界状態で生じる損失額の積の各限界状態に関する総和を予想損失額と呼び，これを縦軸にとったものを図 6.2-3 のロスカーブという．

ロスカーブの予想損失額を横軸にとり，ハザードカーブの年発生超過確率を縦軸にとったものを図 6.2-4 のようなリスクカーブという．式 (6.2-2) のように積分すると両軸と曲線の囲む面積が年期待損失額すなわち単年のリスクになることが分かる．

$$Risk = \int_p dR = \int_p C_f dp \quad (6.2-2)$$

地震危険度が高いとリスクカーブが上方に推移し，また社会的重要度が高いと右側に推移して，リスクが大きく算出される．リスクカーブでは，リスク性状を表現することができる．図 6.2-5 のような2種類のリスクカーブは年期待損失額が同じだとしてもこれらを異なるものと市民は認識する．

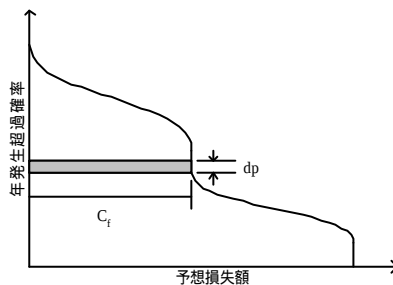


図 6.2-4 リスクカーブ

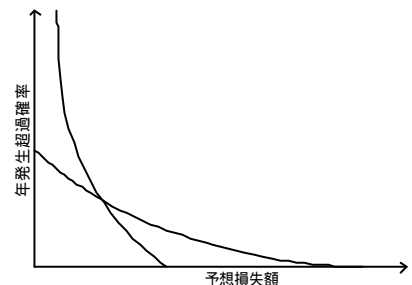


図 6.2-5 2種類のリスクカーブ

供用期間におけるリスクを初期段階において評価するため，将来リスクを割引率を用いて現在価値換算することを行った．これは5章にも説明されている． n 年後の A_n 円を現在価値換算すると次式のようになる．⁴⁾

$$P_n = \frac{A_n}{(1+r)^n} \quad (6.2-3)$$

r : 社会的割引率 (4%)

この操作を各年にかかるリスクに対して行い，それらの総和を供用期間におけるリスクとして式 (6.2-1) に用いる．

計算においては，断面板厚の増加による構造物の補強によって，費用の増加 ($C > 0$) とリスクの

低減（ $R < 0$ ）が生じる．複数の構造物にこの方策を考え，投資効率である？ R/C が最も大きい方策を実行する（以下の議論は絶対値に対して行うので，記号は省略）．「マネジメント」の観点からは R/C が大きくなる構造物の断面を増やし，同時に R/C が小さい「相対的に重要でない」構造物の断面の板厚を減らして，全体としての費用の増減を伴わずに総リスクを低減することを繰り返す．投資効率の均質化がこの繰返し計算の収束判定条件となる．本研究では，その後，追加オプションとして，さらに追加的に予算をかける（全体費用の増加）ことができる場合を考え，リスクが大きい構造物すなわち地震危険度，社会的重要度が高い構造物に投資して，さらなる期待総費用低減がはかれるかの判断も行った．

なお本報告書には記載しなかったが，リスクマネジメントの方策として保険の利用の可能性も検討し，また「破滅的なリスクを忌避する市民のリスク認知」を非線形の効用関数で表現して，(6.2-1) 式を補正する試み（5章で触れられている，「不安感そのものの経済価値」を反映したリスクプレミアムと対応する概念である）も行っている．しかしここでは，議論の流れを明確に示すことに主眼を置き，これらの記述は省略した．

(3) 対象構造物

本研究において対象とする構造物は，鋼製門型ラーメン橋脚によって支持される4車線の高架道路橋とする．橋脚，桁の形状を図6.2-6に示す．橋脚の柱部・梁部の断面形状は補剛材を有しない薄肉正方形断面を考え，着目点間で段階的に板厚変化するものとする．用いる鋼材はSM400Y材とし，供用期間は50年とする．これらの構造物は地震危険度を3段階，社会的重要度を2段階考えた表6.2-1のような独立な6ヶ所に建設される場合について考える．

表 6.2-1 各構造物の状況

地震危険度 低 社会的重要度 低	地震危険度 中 社会的重要度 低	地震危険度 高 社会的重要度 低
地震危険度 低 社会的重要度 高	地震危険度 中 社会的重要度 高	地震危険度 高 社会的重要度 高

地震危険度は図6.2-1に示したハザードカーブの3種類とし，社会的重要度は山間部より都市部の方が重要と考え，そこを通過する交通量により違いを設定する．限界状態は着目点が2ヶ所塑性ヒンジ化した状態を半壊，4ヶ所塑性ヒンジ化した状態を全壊とする．それぞれの限界状態における損失額の設定は表6.2-2のように設定する．まず，6ヶ所すべての構造物を現行の許容応力度設計法により設計し，これを初期値として(2)で述べたリスクマネジメントを実行していく．

表 6.2-2 損失の種類とその影響の

	復旧損失	経済的損失	補償損失
半壊時	再調達費の20%	2ヶ月間の時間短縮便益	
全壊時	再調達費	1年間の時間短縮便益	1,000,000,000円

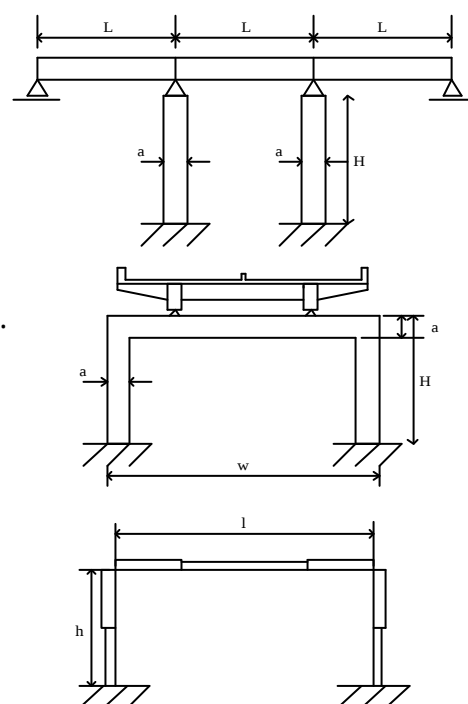


図 6.2-6 対象構造物と着目点

(4) 高架道路橋の地震リスクマネジメント

図 6.2-7 はリスクマネジメントの各段階の投資効率である．横軸はリスクマネジメントの繰返し回数である．1 回につき断面板厚を 1mm 増加・削減させる． $R/C(+)$ は補強される構造物の効率で， $R/C(-)$ は断面が削減される構造物の効率である．11 回目まではリスクマネジメントにおいて重要な構造物の板厚の増加と重要でない構造物の板厚の減少を伴う付加的な費用を要しないリスクマネジメントである．その後は，付加的な費用を投資して行うリスクマネジメントである．本研究では付加的な費用の上限を 10 百万円とした．すべての段階で最初に塑性ヒンジ化する柱下部の断面板厚の増加を実行している．

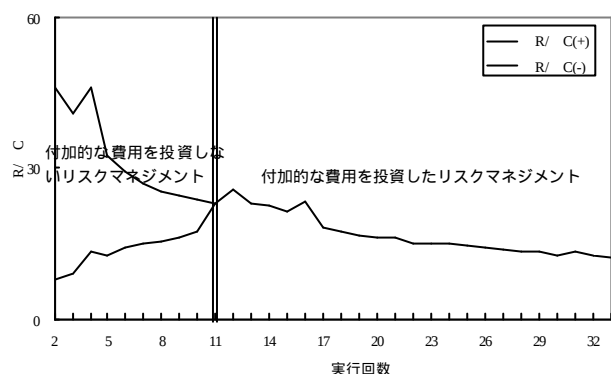


図 6.2-7 リスクマネジメントの効率

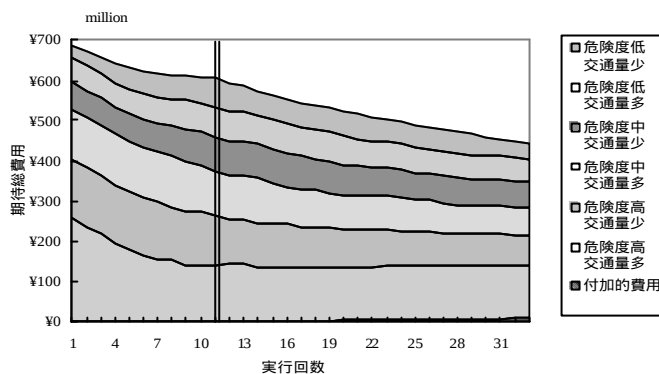


図 6.2-8 期待総費用

図 6.2-8 にリスクマネジメントによる各構造物のリスクと付加的な費用の和を示す．リスクマネジメントを行うことによりリスクの総和を低減することができている．付加的なコストを投資しないリスクマネジメントによっても初め 689 百万円あったリスクが 606 百万円になり，その後 10 百万円投資したリスクマネジメントによって 434 百万円になっている．

(5) 目標性能の設定

性能設計における目標性能は，構造設計に関して市民に対する説明責任を果たすために市民に理解され易い表現でなくてはならない．現行の性能照査型の設計指針でも「機能健全」「機能維持」「崩壊に近い」など言葉によって表現されている．ここではこれまでの解析を目標性能として表現するために，以下の表を作成する．横軸に地震加速度をとり，それぞれの構造物の性能を「機能健全」「半壊」「全壊」という言葉で示す．比較のため最上段に，許容応力度設計法により設計された構造物の性能を示す．数字を伴う直線は地震加速度の再現期間を表す．

ある地震加速度に対して，それぞれの構造物がさまざまな性能を示している．すべての場合において災害危険度，社会的 중요度が高い構造物の性能が高くなっている．付加的な費用を投資した場合は，当然であるが性能が上昇している．このように性能に注目し，ばらつかせることにより期待総費用の最小化が実現できる．

参考文献 (6.2)

- 1) 小藤智久：高架道路橋に対する地震リスクマネジメントによる目標性能設定，中央大学修士論文，2003.3.
- 2) 星谷勝他：構造物の地震リスクマネジメント，山海堂 2002.4
- 3) 佐藤尚次：構造計画・設計の総合化と期待総費用最小化原則，確率・統計的意思決定に関するシンポジウム論文集 pp.11-16，1998.12
- 4) 井上裕：まちづくりの経済学，学芸出版 2001.1
- 5) 中西準子：環境リスク論，岩波書店 1995.10.

6.3 地震損失コスト算定システムの例

(1) 概説

図 6.3-1 は、ライフサイクル地震損失コスト算定を目的として開発されたシステムの分析フローを示す。このシステムは、任意の RC 骨組構造物を対象としたものであり、骨組解析、応答解析、地震損失コスト算定の 3 つから構成されている。既に、幾つかの論文等⁴⁾にこれらの分析内容を説明したものががあるので、詳細については省略する。

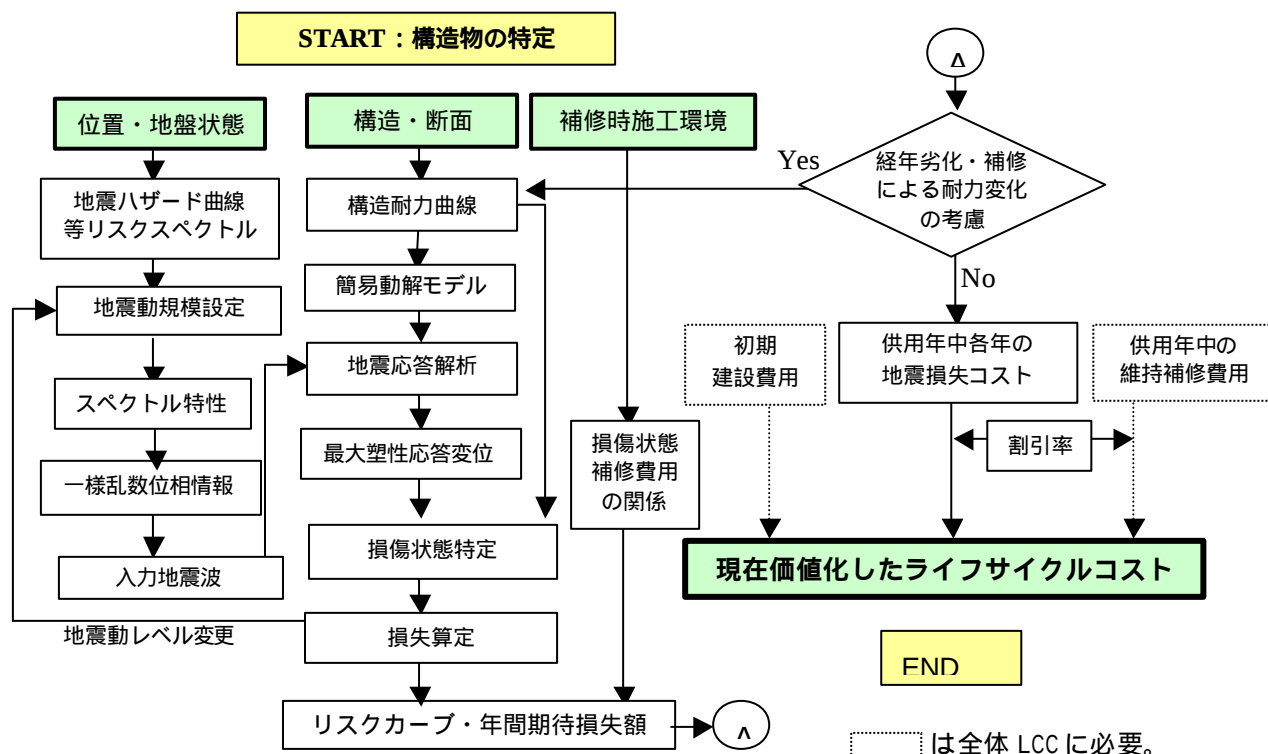


図 6.3-1 高架橋のライフサイクル地震損失コスト算定システムフロー

骨組解析では、構造物を骨組でモデル化して荷重 - 変位（頭部）関係を計算し（プッシュオーバー解析）、それぞれの変位レベルによって規定される各部材の損傷レベルとあらかじめ用意された損傷レベルに応じた部位別補修費データベースから復旧コストを算定する。

応答解析では、骨組解析結果を元に作成された質点系モデルに対する時刻歴地震応答解析を行うことができ、設定された地震動に対する最大塑性応答変位の算定ができる。入力地震動については、対象構造物地点における工学基盤での等リスク応答スペクトルと地震ハザード曲線から、サンプル波を作成している。

対象とする構造物に損傷を与える地震動については、様々な大きさのものが考えられるのは言うまでもない。従って、上記のハザード曲線上の幾つかの地震動レベルに対して動解を実施し、その結果として予測される損傷状態から損失額を算定する。この手順を踏むことにより、得られる地震動の年

超過確率と損失額を表すポイントを連ねたリスクカーブ（横軸：予想損失額，縦軸：年超過確率）を作成する．リスクカーブと横軸・縦軸とで囲まれた面積は年期待損失額を意味する．この値を予定残存供用期間の合計として算出したものが，ライフサイクル地震損失コストとなる．損失対象としては，復旧までに要する関連主体の経済損失を考慮する必要がある．例えば，対象施設の利用者から収入を得ている主体にとっては営業利益の損失であり，その利用者にとっては，利用できないことによる二次的な経済損失である．

なお，開発したシステムでは，構造物の残存供用期間中の劣化及び補強等による耐力の変化を破壊モード・部材・経過年次毎に考慮できるように，耐力変化率を入力できるようにしている．

(2) 不確定性の問題

地震動による構造物の損傷度の算出過程においては，様々な不確定性が含まれている．震源モデル，地震動伝播などの地震動に関するもの，そして構造物の耐力に関するものである．図 6.3-1 に示すフローでは，動的解析に用いる入力地震動として，等リスク応答スペクトルを満足する多数の波形を用いたシミュレーション解析を行うことにより，不確定性を考慮することができる．また，耐力については，確率分布として定義することにより特定の地震動に対しても様々な損傷レベルとなる現象を表現することが可能になる．

耐震性能レベルを決める意思決定者には，最終的に得られる年期待損失額やライフサイクル地震損失コストが重要な指標であるが，この値が有する不確定性に関する議論については，一部の研究⁵⁾があるものの，筆者の知る範囲では明快な考え方が整理されていないようである．不確定性の議論の必要性については，期待効用理論⁶⁾という概念により説明されるが，効用関数の決定自体が簡単ではないという課題もあり，構造物の地震リスクマネジメントでの扱いの研究が必要である．

(3) 時系列変化の考慮

年間期待損失額は，厳密に言えば分析時点における地震危険度と構造物の耐力状態に対して算出されるものである．

地震危険度については，時間依存性を考慮できる地震については，毎年その発生確率が変化していく．例えば，ある地震が今後 10 年間発生しなかった場合には，10 年後に予想される地震の年発生確率は現時点に比較すると大きなものとなる．ライフサイクル地震損失コストを構成する各年の年期待損失額を算出する際に地震発生確率の時間依存性をどのように考慮すべきかについては，今後の検討が必要である．

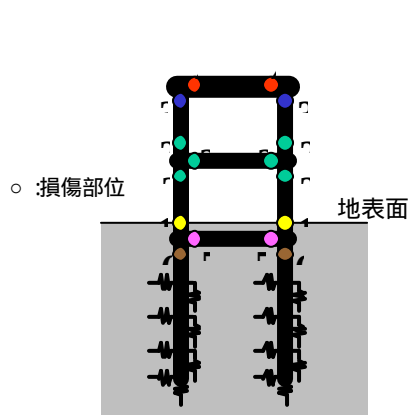
一方，構造物の耐力に関しては建設時の設計施工品質や構造物の置かれた外的環境によりその進展スピードに差があるものの確実に劣化する．従って，有意な劣化が予想される耐用年数に対して議論

を進める場合には、この影響を考慮する必要がある。本報で紹介しているシステムでは、この現象を考慮できるようにしているが、構造物の置かれた環境特性を考慮した実際の劣化進行度の予測に関する研究成果を反映する必要がある。

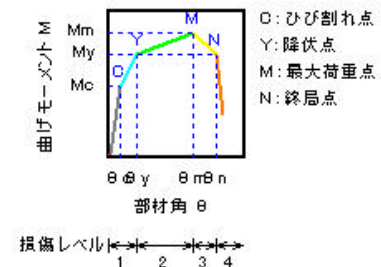
(4) 解析条件

以下の事例における損失額については、一般構造物としては実際より過大な数値となっているので、内容については算出手法の理解の資料と考えて頂きたい。

図 6.3-2 は、仮想の事例として分析を実施した鉄道高架橋橋脚のモデル概要図（橋脚を中心に 10m スパンの 1 スパン分を取り出して解析）を示す。地中部の杭基礎には、地盤バネをつけたモデルとしている。部材の復元力モデルと関連付けた損傷レベルについては、図 6.3-3 に示す設定をしている。



【凡 例】



損傷レベル	損傷状況
1	無
2	場合によっては補修が必要
3	補修が必要
4	補修が必要，場合によっては部材の取替えが必要

図 6.3-2 高架橋解析モデル

図 6.3-3 RC 部材の復元力モデルと損傷レベル

図 6.3-4～7 は、それぞれ解析途中の結果をパソコン画面で表示したものである。図 6.3-4 は、上記の骨組モデルの頭部に荷重を作用させた場合の荷重 - 変位の関係を示す。図 6.3-5 は、図 6.3-4 の頭部変位量に対応して規定される各構造部位の損傷を修復するために要する費用を算出した結果をグラフ化したものである。図 6.3-6 は、対象地点の地震危険度解析により得られたハザード曲線を示す。図 6.3-7 は、最大加速度を変化させながら対象橋脚の質点モデルに、最大加速度を変化させた地震波を用いて実施した動的解析により得られる経過年数ごとの損傷復旧コストと、地震波の最大加速度との関係を示した図である。ここでの地震波形は、対象地点に設定された等リスク応答スペクトルに適合するように作成している。損傷復旧コストは、動的解析から算出される橋脚頭部の最大応答変位から図 6.3-5 の関係図に従って、順次様々な大きさの地震動レベル対して算出される。

【荷重 - 変位】

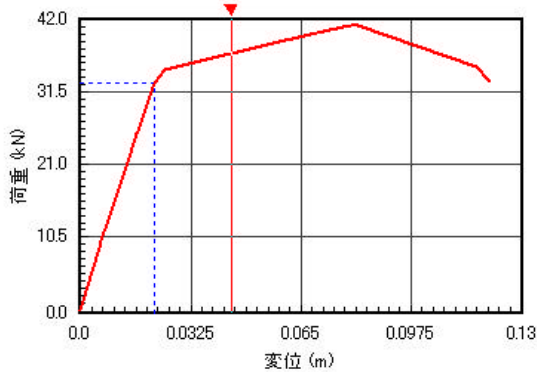


図 6.3-4 橋脚頭部における荷重 - 変位の関係

【復旧コスト - 応答変位】

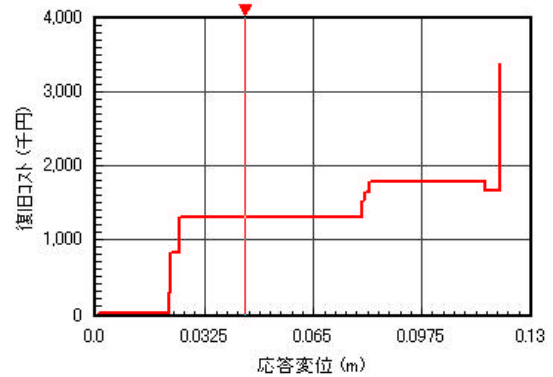


図 6.3-5 橋脚頭部応答変位 - 復旧コストの関係

【ハザード曲線】

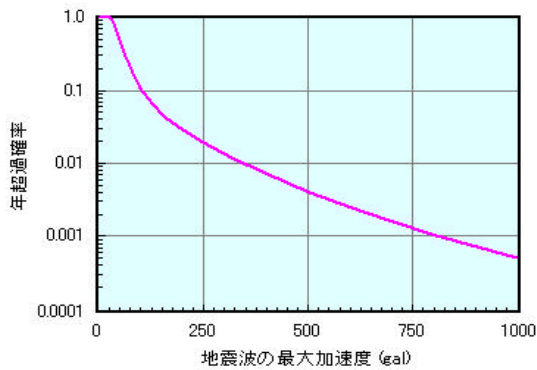


図 6.3-6 対象地点の地震危険度分析結果

【復旧コスト - 最大加速度】

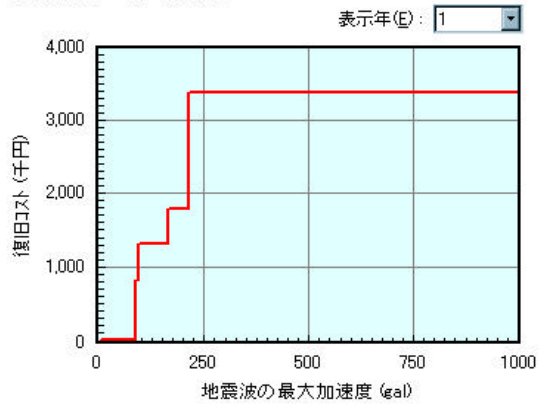


図 6.3-7 地震波最大速度と復旧コストの関係

図 6.3-8 は、例題として設定した構造物の耐力変化を示している。この事例では、残存供用期間 50 年の内、9～12 年目に耐力低下が進行し、13 年目に補修により耐力を回復したものとしている（以降の年の説明は省略）。

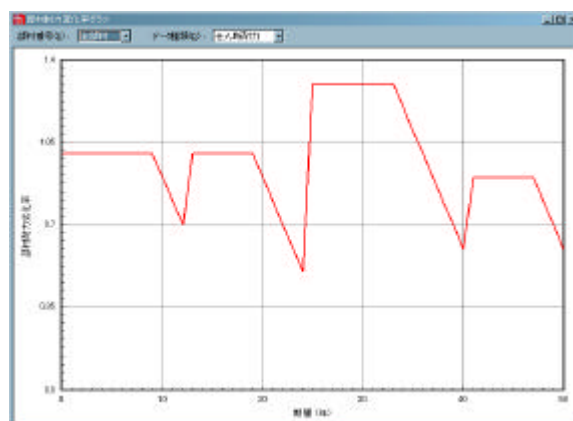


図 6.3-8 構造物の耐力低下/回復の設定例

図 6.3-9 は、図 6.3-8 で設定した残存供用期間中の劣化を考慮した場合の、各年の年間期待損失額の経年変化を示す。当然のことであるが、劣化による耐力低下により年期待損失額が大きくなること判る。図 6.3-10 は、図 6.3-9 を累積値として表示したものである。例えば、残存供用年数が 13 年の

場合、地震損失コスト（地震リスク）は現在価値ベースで 330 万円程度であり、50 年とすると 830 万円となる（この例では 13、25、41 年目に劣化補修や耐震補強を実施している）。

【地震損失コストの年期待値】

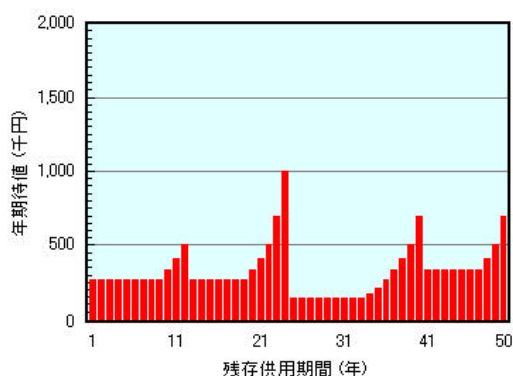


図 6.3-9 耐力の経年変化を考慮した年期待損失額の経年変化

【ライフサイクル地震損失コスト】

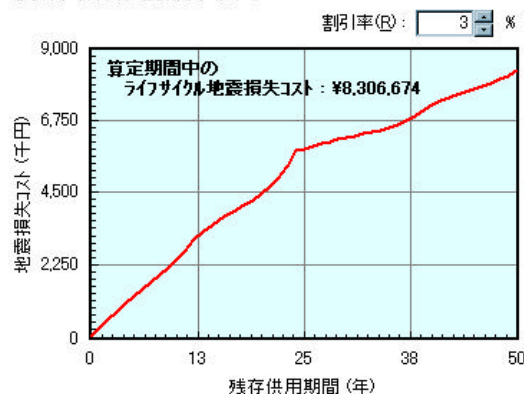


図 6.3-10 ライフサイクル地震損失コスト

(5) リスクカーブ

上記の計算過程では触れなかったが、各年の年間期待損失額を算出する上で作成されるリスクカーブを示すと図 6.3-11 のようになる。滑らかなカーブとなっていないのは、図 6.3-7 に示すように入力地震動の最大加速度と復旧コストの関係がステップ関数になっているためである。図中には、1 年目のものと劣化が進んだ状態として 12 年目と 24 年目を併記している。

1 年目のリスクカーブからは、約 30%の確率で 130 万円以上の損失が出ることとなっている。リスクマネジメントでは、しばしば年間期待損失額に着目した意思決定が行われているが、大きな議論の余地がある。すなわち、確率が低くてもリスク主体に致命的な影響を与える損失への対応である。対策手法としては、耐震性の向上を図ることも 1 つであるが、地震保険を始めとしたファイナンシャルな対策も考えられる。

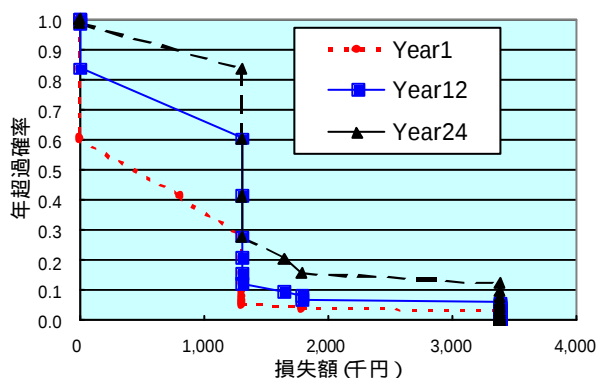


図 6.3-11 リスクカーブ (Year1,12,24)

(6) 耐震性能の検討

以上のようにして算出されたライフサイクル地震損失コストは、対象構造物の耐震性により異なる。しかし、耐震性能を向上させるには初期コストが高くなるので、図 6.3-12 に示すように、幾つかのレベルの耐震性能を持つ計画に対して、その初期コスト、地震損失コスト、(メンテナンスコスト)の合計が最小となる解を見つけることになる。図 6.3-12 では、ポイント A がそれに当たるが、前述の不確定性の要素や、低確率だが致命的な影響を与える可能性のある地震のことも考慮しながら、ハード対策以外も勘案して、リスク主体としての最適解を決定する必要がある。

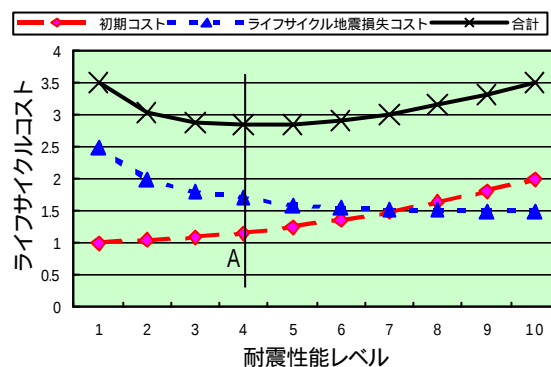


図 6.3-12 最適耐震性能の検討図

一方、既存施設の耐震補強について、費用便益比の考え方から検討する場合、耐震性能向上のための投資費用と、それにより低減される地震損失コスト(便益)の大小関係の議論となる。例えば、図 6.3-12 において「初期コスト」を「耐震補強費用(1の状態からの増分のみ着目)」と読み替えて説明すると、耐震性能を1(既存状態と仮定)から7(補強による)に向上させるために0.5の投資が必要となり、以降の地震損失コストは1.0の低減となるため、B/Cは2.0となり一般論としては投資が推奨されることになる。年間投資費用に制限がある場合に、既存施設の耐震補強の妥当性やその優先順位を議論するには、こういった費用便益の定量化などによる判断が必要となる。

(7) 今後の課題

ライフサイクル地震損失コストの考え方における留意点整理すると以下ようになる。

<解析方法に関して>

距離減衰式の不確定性の考慮

動的解析モデルの適切な精度

とも関連するが、実際の地震動における損傷、損失の予測精度

劣化進展予測精度の検証

地震ハザードの経年変化の考え方

< 地震リスクマネジメントとして >

単体の構造物でなく，ある特定のシステムとしてのリスク分析モデルの構築

各リスク主体の特性を反映した対策意思決定のための指標の在り方（本報では予定供用年数分の年間期待損失の現在価値総計としている）

地震リスクのヘッジ方法のあり方

地震リスクを考慮した劣化補修時期の決定法

参考文献（6.3）

- 1) 佐々木義裕，清水保明，砂坂善雄：地震被害に基づくトンネル・土構造物の損傷度曲線に関する研究，地域安全学会研究発表会桔梗概集，pp.17-20，2000．
- 2) 山崎文雄，大西淳一，田山聡，高野辰雄：高速道路構造物に対する地震被害推定式の提案，第 10 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.3491-3496，1998．
- 3) HAZUS: Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Science for Federal Emergency Management Agency. , 1999．
- 4) 玉井真一，笹谷輝勝，渡部忠朋：コンクリート構造物の耐震性能とライフサイクルコスト，コンクリート技術シリーズコンクリート構造物の耐震性能照査，社団法人土木学会，pp.179-202，2000．
- 5) Werner ,S.D., Taylor, C.E., James ,E.,Moore III, Walton, J.S., Cho ,S.: A Risk-Based Methodology for Assessing the Seismic Performance of Highway Systems, Technical Report MCEER-00-0041, 2000.
- 6) 酒井泰弘：リスクの経済学，1996．

7. おわりに

レベル1に対する性能の定義として、「地震時および地震後に構造物の機能が経済的に維持できる」とし、レベル2設計を制約条件としてライフサイクルコスト最小問題を解くことにより、構造物の形式つまりは許容塑性率と、弾性限界つまりは構造物の断面とを規定する、新しいレベル1設計法の考え方を提案した。この考え方ではレベル1は弾性設計でもないし、断面設計でもない。弾塑性応答を前提とするし、その入力地震動は分布（年生起確率）で与えられる。従来の2段階設計法との混同を避ける目的で、新しいレベル1設計を「経済性照査」、これに対してレベル2設計を「安全性照査」と呼ぶことが望ましい。

提案した設計法の作業量は、従来に比べて大幅に増加する。また、建設地点における生起確率も含めた入力地震動の推定、間接被害を見積もるための便益の評価、建設コスト、復旧コスト、メンテナンスコストの概算など、従来の設計作業では行われなかった内容も含んでいる。さらに、建設コストは選択した構造形式や工法によって大きく異なることが考えられるため、設計と施工計画が同時に行われなければならない。つまり、様々な設計技術者や施工技術者がチームを組んで初めて一連の設計ができる。このような煩雑な設計に対して得ようとするものは、柔構造や新しい構造形式による合理的な断面の縮小、すなわちコストダウンである。施工コストが十分下がれば、増加した設計コストは十分吸収できる。資源の節約ができ環境問題にも貢献できる。あるいは従来の設計よりも初期コストは増加するかもしれないが、長期的な観点からの合理的な経済性と安全性の確保である。つまりは新技術開発へのモチベーションの推進である。

ただし、高じん性構造を用いない場合には特殊なケースを除いて、提案した設計法によっても従来の設計法による設計と全く同じ結果が得られると考えられる。それは、従来の設計法ではレベル2で断面が決まっている場合がほとんどであり、それ以上の断面余裕を与えた方が経済的であるのは極めて限られたケースと考えられるからである。また、提案する設計法に移行したとしても、安全性に関して既存不適格は生じない。このように提案する設計法は、従来の設計体系からスムーズに移行できる性質を備えている。

提案した方法が実際に行われるには性能設計の普及が前提であり、また、本論であげた問題点に関する研究が推進されなければならない。さらには設計施工一体で提案し、これをコンペ形式で選択する方式を採用することが必要である。