HOKUGA 北海学園学術情報リポジトリ
学校法人北海学園
北海学園大学
北海商科大学

タイトル	地震リスクを考慮した目標設計地震動強度の算定に関する研究
著者	阿部，淳一；杉本，博之；渡邊，忠朋
引用	北海学園大学工学部研究報告，36：1-30
発行日	2009-02-20

Hokkai-Gakuen Organization of Knowledge Ubiquitous through Gaining Archives.

地震リスクを考慮した目標設計地震動強度の算定に関する研究

阿　部　淳　一*・杉　本　博　之**・渡　邊　忠　朋*

A Study on Calculation of Seismic Design Forces for Structures Considering Their Seimic Risks

Junichi ABE*, Hiroyuki SUGIMOTO** and Tadatomo WATANABE*

要　旨

現行の土木構造物の耐震設計指針は，レベル１，レベル２の２段階の地震動強度による照査を行うことを前提としている．しかし，地震動の発生は不確実的現象であり，構造物の供用期間中には２段階の地震動強度のみならず，種々の地震動強度が入力されることが考えられる．そのため，種々の地震動強度による構造物の損傷などを定量的に判断し，耐震設計に導入することの必要性が考えられる．

このような地震動の発生などの不確実的現象をリスクという概念で捉え，リスクを最小限に抑える方法としてリスクマネジメントがある．本論文では，このリスクマネジメントを耐震設計に導入し，現行の２段階の地震動強度に替わり，地域性や構造物の特性に固有の最適な設計地震動強度を算定する手法を提案することを目的とする．

1　はじめに

わが国は古くから多くの大地震を経験し，それによる甚大な被害を教訓に耐震設計技術が進展してきた．橋梁構造物における現行の耐震設計指針[1),2)]は，構造物の供用期間中に数回発生すると考えられる中規模のレベル１地震動と，発生確率は低いが規模の大きいレベル２地震動の２段階の地震動強度で設計を行うことを基本としている．しかし，地震動の発生は不確実的な現象であり，構造物の供用期間中には種々の地震動強度の地震動が入力されることが考えられる．そのため，種々の地震動強度による構造物の損傷や崩壊による損失を定量化し，耐震設計に導入する必要性が考えられる．

*　北武コンサルタント株式会社
*　Hokubu Consultant Co., Ltd
**　北海学園大学工学部社会環境工学科
**　Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, Hokkai–Gakuen University

種々の地震動強度による損失を定量化する方法の一つに，地震リスクマネジメント[3)]がある．地震リスクマネジメントは，種々の地震動強度の発生確率と，地震動強度に対する構造物の損傷発生確率を用いて，構造物が種々の地震動強度によって被るリスクを定量的に評価する手法である．

一方，近年の性能照査型設計法への移行に伴い，構造物に要求される性能は，地震に対する安全性のみならず，地震後の復旧性なども共に求められる．安全性のみを考慮するのであれば，対象とする地域に発生しうる最大級の地震動に対する照査を満足すればよいが，地震後の復旧性を要求性能とするのであれば，対象とする地域に発生しうる種々の地震動強度に対しての損失を定量的に判断し，設計に取り入れることが望ましいと考えられる．すなわち，初期投資と損失の総和が最小となるような地震動強度と，それによる設計解の算定が必要であると考えられる．

このような設計地震動強度と設計解を算定するには，まず種々の地震動強度に対して，同一の価値基準のもとでの設計解をそれぞれ算定する必要がある．そして，各設計解に対して地震リスクを算定し，地震動強度間でそれらを比較することにより，初期建設コストと地震リスクによる損失コストを考慮したトータルコストが最小となる地震動強度が得られる．これを本論文では目標設計地震動強度と呼ぶことにする．この目標設計地震動強度とそれによる設計解は，設計が対象とする地域や構造それぞれに固有なものとして算定される．

このような観点のもと，本論文では，地震リスクを耐震設計に導入する一試みとして，トータルコスト最小化を図る目標設計地震動強度と，それによる設計解の算定を行うための手法を提案することを目的とする．

2　地震リスクと目標設計地震動強度

地震発生確率が高い地域では，より高い設計地震動強度による設計解のほうが，初期建設コストは高いが地震リスクは低くなる．一方，地震発生確率が低い地域では，低い設計地震動強度による設計解でも地震リスクは大きくならず，初期建設コストを低く抑えられる可能性がある．同様に，地震発生に伴う損失が高いと想定される場合，より高い設計地震動強度による設計解のほうが，初期建設コストは高いが地震リスクは低くなり，損失が低いと想定される場合は，低い設計地震動強度による設計解でも地震リスクは低くなると考えられる．すなわち，初期建設コストと地震リスクのトータルコストが最小となる目標設計地震動強度と，それによる設計解が算定可能であれば，対象とする地域や構造に固有な設計を行うことができる．

そのためには，まず種々の地震動強度による設計解を算定する必要がある．そして，得られる設計解に地震リスクを算定し，設計解の初期建設コストとの和からトータルコストを算定する．これを設計地震動強度間で比較することにより，トータルコストが最小となる目標設計地

震動強度が算定される．

以下に目標設計地震動強度算定の詳細を，箇条書きで示す．

1）対象とする地域，震源の設定

設計の対象とする地域を設定する．また，対象とする地域に考慮する震源を設定する．

2）地震波，ハザード曲線，設計地震動強度の範囲の設定

対象とする地域に適切な入力地震波，およびハザード曲線[4]を設定する．耐震設計，および地震リスクの算定には複数の地震波を考慮することを前提とし，入力地震波数 N_W を設定する．また，検討する設計地震動強度の範囲を設定し，地震動強度分割幅 ΔS_i，地震動強度分割数 N_S，検討する設計地震動強度 $S_i\,(i=1\sim N_S)$ を設定する．

3）最適耐震設計のための設計地震動強度の設定

2）で設定した設計地震動強度の範囲から，最適耐震設計のための設計地震動強度 S_i を設定する．

4）最適耐震設計[5),6)]

地震波の最大振幅を設計地震動強度 S_i に調整し，最適耐震設計を行う．複数の地震波を考慮する場合は，N_W 全ての地震波に対して制約条件を満足する最適設計解とする．得られた設計地震動強度 S_i に対応する，最適設計解 $X_i\,(i=1\sim N_S)$ の初期建設コストを $C^0{}_i\,(i=1\sim N_S)$ とする．

5）損傷マトリクスの算定

地震リスクの算定に用いる入力地震動強度 $S_j\,(j=1\sim N_S)$ を設定する．次に，**4）**で得られた最適設計解 X_i それぞれに対して，地震波の最大振幅を S_j に振幅調整して入力し，損傷マトリクスを算定する．なお，複数の地震波を用いる場合は，各部位に対して得られる N_W の損傷の中から最大値を用いる．すなわち，1設計解に対して $N_S\times N_W\times N_S$ 数の時刻歴応答解析を行い，損傷マトリクスが算定される．損傷マトリクスの詳細は次節に示される．

6）地震リスクの算定

5）で得られた各最適設計解の損傷マトリクスから，設計地震動強度 S_i によって設計された設計解 X_i に，入力地震動強度 S_j が入力された時の各部位の最大損傷度を算定し，地震損失コスト $C_{ij}\,(i=1\sim N_S, j=1\sim N_S)$ を算定する．地震損失コストより，設計地震動強度 S_i に対応する地震リスクを本論文では次式により算定する．

$$C^{r1}{}_i=\sum_{j=1}^{Ns}(p\,(S_j)\cdot c_{ij})\qquad (i=1\sim N_S)\qquad (2.1)$$

ここで，

$C^{r1}{}_i$：設計地震動強度 S_i により設計された設計解の1年あたりの地震リスク

$p(S_j)$：j番目の入力地震動強度 S_j に対応する年発生確率で，次式により算定される．

$$p(S_j) = H(S_j) - H(S_{j+1}) \tag{2.2}$$

$H(S_j), H(S_j+1)$：地震動強度 S_j あるいは S_j+1 のハザード曲線から得られる年超過確率

c_{ij}：設計地震動強度 S_i により設計された設計解に，入力地震動強度 S_j が入力された場合の地震損失コスト

である．

すなわち，本研究では上述のように，複数の入力地震動を設定して耐震設計を行い，さらに得られた設計解に対して種々の地震動強度を入力し，構造各部位の損傷を厳密に算定して地震リスクを算出している．

また，式（2.1）に示した地震リスクは，式（2.2）に示したように年超過確率を用いたハザード曲線を用いることにより，１年あたりの地震リスクとして算定している．構造物の供用年数に対応する地震リスクは，社会的割引率を考慮して１年あたりの地震リスクを供用年数分累積することにより算定する[7),8),9)]．すなわち，構造物の供用期間に対応する地震リスクは次式となる．

$$C^r{}_i = \sum_{y=1}^{T} \frac{C^{r1}{}_i}{(1+r)^y} \qquad (i = 1 \sim N_S) \tag{2.3}$$

ここで，

$C^r{}_i$：設計地震動強度 S_i により設計された設計解の供用年数に対応する地震リスクコスト

$C^{r1}{}_i$：設計地震動強度 S_i により設計された設計解の１年あたりの地震リスクコスト

r：社会的割引率

T：供用年数

である．

７）設計解の評価

各設計地震動強度 S_i で得られた設計解 X_i の評価を行う．設計解の評価は，初期建設コスト $C^0{}_i$ と地震リスク $C^r{}_i$ の和からトータルコストとして，次式により算定される．

$$C^t{}_i = C^0{}_i + C^r{}_i \ (i = 1 \sim N_s) \tag{2.4}$$

ここで，

$C^t{}_i$：設計地震動強度 S_i に対応するトータルコスト

である．

８）地震リスクを考慮した設計地震動強度の算定

すべての設計地震動強度に対して以上の計算を実行し，各設計地震動強度に対応するトータ

ルコスト $C^t{}_i$ が算定される．各トータルコストのうち，最小となるトータルコストを算定し，その地震動強度が，本研究の目的となる地震リスクを考慮した目標設計地震動強度となる．

上記の目標設計地震動強度算定のフローを示すと**図ー2.1**となる．

3　損傷マトリクス

一般的な地震リスクの算定では，地震動の発生に関する不確実性は地震ハザード曲線に集約される．一方，地震動が発生したときに構造物が被る損傷に関する不確実性は，損傷度曲線に集約される．

損傷度曲線は構造物の損傷を変位などの１つの指標で定義する必要がある．地震リスクを算定する目的は，構造物の損傷や崩壊による「損失」を定量的に評価することであるため，損傷度は損傷による損失と詳細にリンクすることが望ましい．しかし，損傷度を１つの指標で定義した場合，損傷による損失を概略的にしか検討できない．

これらの観点から，本論文では損傷度曲線に替わり，損傷マトリクスを用いて地震動強度と構造物の損傷度との関係を考慮することとした．損傷マトリクスは，１設計解に対して種々の地震動を用いて時刻歴応答解析を行い，非線形性を考慮する各部位の損傷度をそれぞれ算定し，これを検討する全ての地震動強度レベルに対して算定することにより得られる．以下に損傷マトリクスの算定方法を箇条書きで示す．

１）設計解の設定

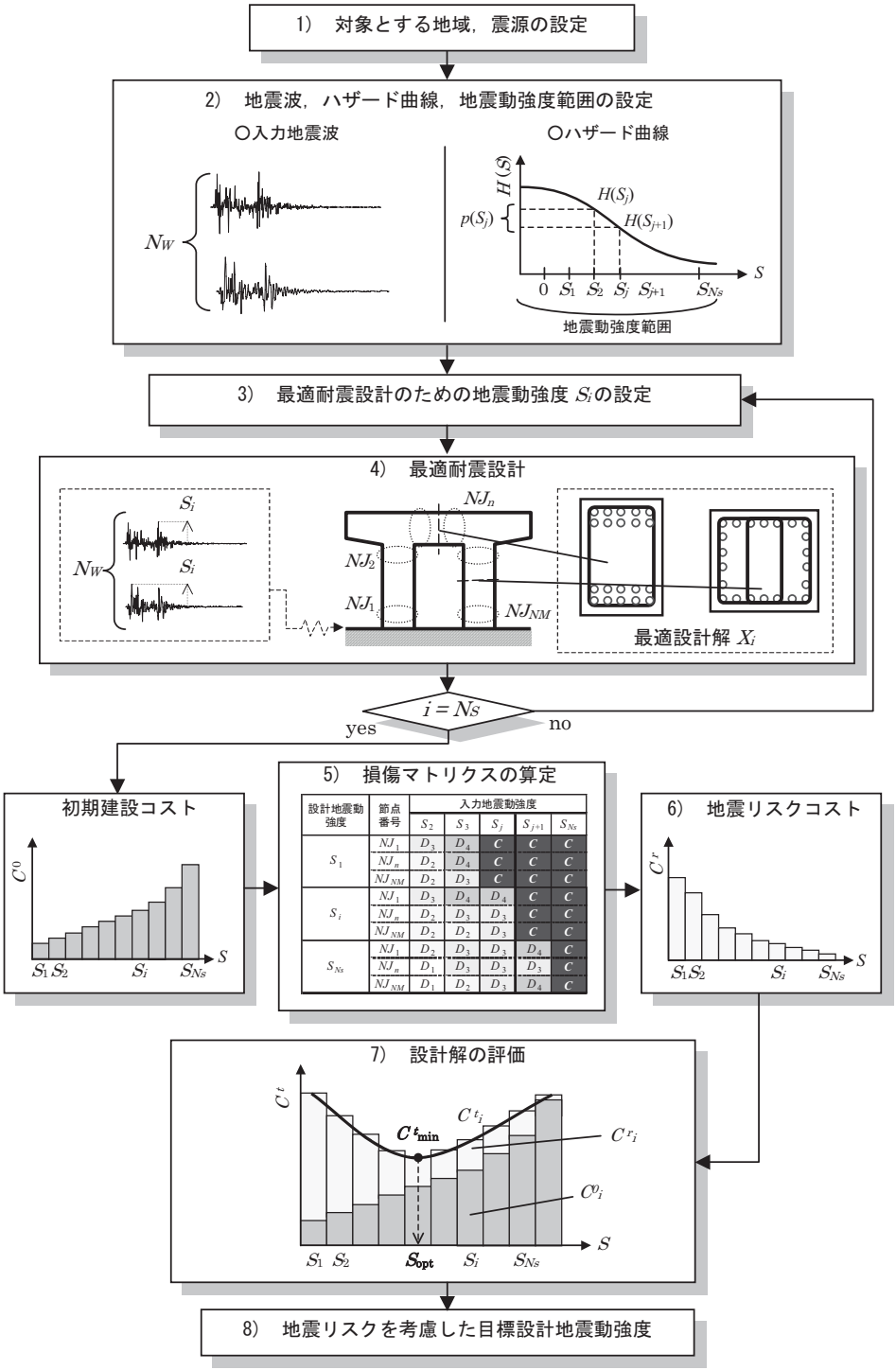
検討する地震動強度数を N_S として，設計地震動強度 $S_i\,(i=1\sim N_S)$ による最適耐震設計を行い，S_i に対応する設計解 $X_i\,(i=1\sim N_S)$ を算定する．なお，最適耐震設計における入力地震動は複数を用いることを前提とし，入力地震動数を N_W とする．最適耐震設計では，N_W 全ての地震動に対して耐震性能を満足するように，最適化を行う．

２）損傷度，崩壊の定義

構造物の非線形性を考慮するすべての部位に対してそれぞれ，骨格曲線より損傷度の定義を行う．また，各部位の損傷度に応じて，構造系としての崩壊の定義を行う．損傷度はそれぞれ４段階で定義し，$D_l\,(l=1\sim 4)$ とする．また，崩壊した場合には，D_l に替わり C と表記する．

３）入力地震動強度の設定

地震リスクの算定に用いる入力地震動と，入力地震動強度の範囲を設定する．検討する入力地震動の数は，１）の耐震設計に用いた入力地震動数と同じ N_W とする．入力地震動強度の分割数も耐震設計に用いた入力地震動強度と同じ N_S とし，入力地震動強度を $S_j\,(j=1\sim NS)$ とする．



図－2.1　目標設計地震動強度算定のフロー

4）地震動強度の振幅調整

検討する N_W の地震波の最大振幅を，入力地震動強度 S_j に調整する．

5）時刻歴応答解析

入力地震動強度 S_j に最大振幅を調整した N_W の地震波を用いて，時刻歴応答解析を行う．得られる最大応答値を基に，非線形性を考慮する各部位の損傷度をそれぞれ算定する．

6）S_j に対応する損傷マトリクスの算定

5）で得られた各部位の損傷度を用いて S_j に対応する損傷マトリクスを算定する．

7）判定条件

設定した入力地震動強度すべてに対して，**4）～6）**の過程を繰り返す．

8）損傷マトリクスの算定

S_j に対応する損傷マトリクスを N_S 分算定し，地震動強度順に並べることにより，構造各部位の損傷と地震動強度の関係からなる損傷マトリクスが算定される．

以上のフローで損傷マトリクスが算定される．損傷マトリクス算定の概念図を**図－3.1**に示す．損傷マトリクスの算定過程において，構造各部位の損傷はそれぞれ算定されているため，部材の違いによる損失コストを精度よくリスクに反映させることが可能となる．

4　数値計算例

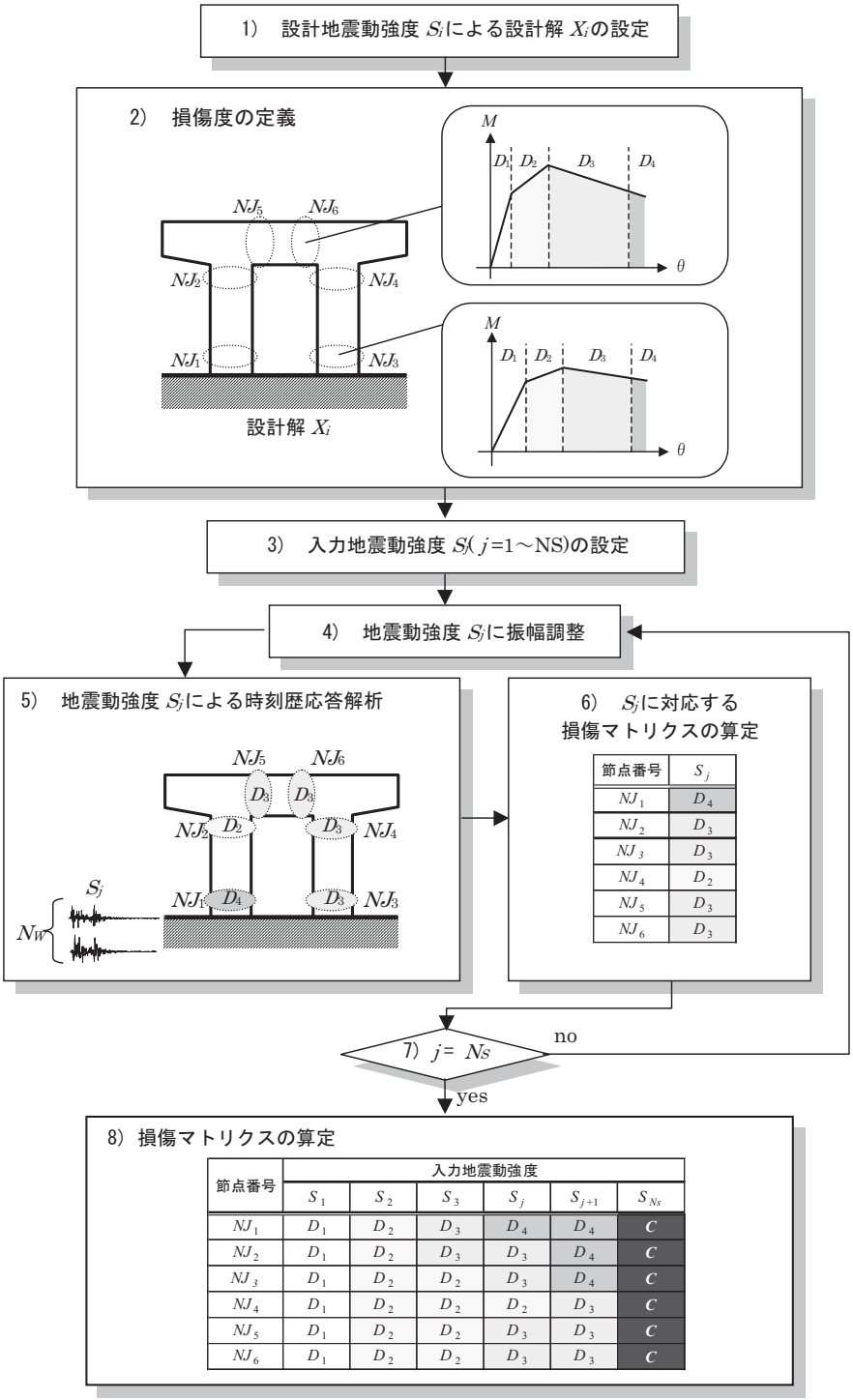
ここでは，目標設計地震動強度算定の数値計算例として，道路橋RCラーメン橋脚と，鉄道RCラーメン高架橋を対象とした結果を示す．以下に，地震リスク算定の前提条件となる使用したハザード曲線，入力地震動を示し．その後数値計算結果を示す．

4.1　ハザード曲線と入力地震動

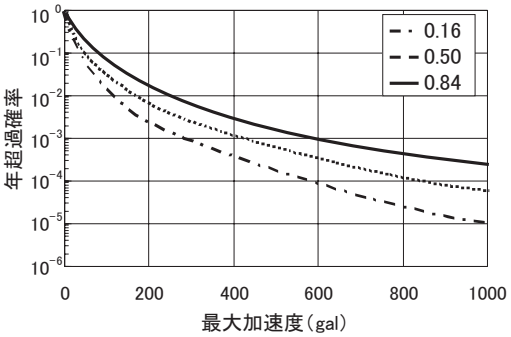
計算に用いたハザード曲線を**図－4.1.1**に示す．図のハザード曲線は全国の地震ハザード解析の結果より，フラクタイル表示されたハザード曲線である．図はそれぞれ0.16，0.50，0.84フラクタイルハザード曲線を示している．

0.50フラクタイルハザード曲線は，全国それぞれの地震危険度の中で中間値的な意味合いを持つ．同様に0.16フラクタイルハザード曲線は，全国の16％の地域でそれ以下となる超過確率であるため，全国の中で比較的地震危険度が低い地域のハザード曲線と考えることができる．0.84フラクタイルハザード曲線はその逆となり，全国の中で比較的地震危険度が高い地域のハザード曲線と考えることができる．本論文では，この３種類のハザード曲線を用いて計算を行う．

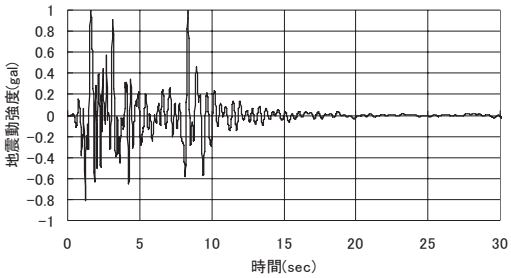
時刻歴応答解析に用いる地震波形は，土木学会コンクリート標準示方書（以下，コンクリート標準）[10]に示されるレベル２地震動の地震波形を用いて計算を試みる．**図－4.1.2**に計算に用



図―3.1　損傷マトリクス算定のフロー



図ー4.1.1　ハザード曲線



図ー4.1.2　基準とした入力地震波形

いた地震波形を示す．設計地震動強度別の設計解の算定，および損傷マトリクスの算定では，時刻歴波形の最大振幅を検討する地震動強度に調整して計算を行う．

4.2　道路橋ラーメン橋脚を対象とした数値計算例

目標設計地震動強度算定の数値計算例１として，ここでは道路橋ラーメン橋脚を対象とした数値計算例を示す．以下に解析モデル，最適設計問題の定式化，および数値計算結果を示す．

4.2.1　解析モデル

対象とした構造を**図ー4.2.1**に示す．図は右が橋軸方向，左が橋軸直角方向である．対象モデルは道路橋として，設計地震動強度別の設計解の算定では，道示に準じて設計を行う．

橋脚高さは10.0m，上載荷重は橋軸直角方向でP１＝P３＝5502kN，P２＝5590kN，橋軸方向でP４＝8297kNである．地盤種はI種地盤とし，直接基礎としている．使用材料は，コンクリートの設計基準強度を24N/mm^2，鉄筋をSD345とした．

4.2.2　最適設計問題の定式化

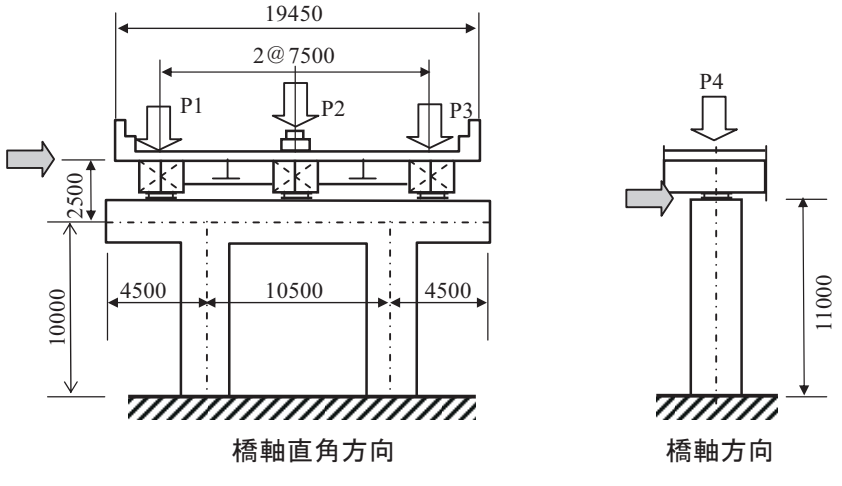
本論文が提案する目標設計地震動強度の算定は，まず種々の地震動強度による最適設計解の算定が必要となる．以下に，最適設計問題の定式化を行う．

a）目的関数

目的関数は初期建設コストとし，設計の対象とする橋脚柱部材のコストとする．以下に目的関数式を示す．

$$OBJ = C^C + C^S \rightarrow \min \tag{4.1}$$

ここで，



図―4.2.1　構造モデル

OBJ：目的関数

C^C：コンクリートに関するコスト（unit）

C^S：鉄筋に関するコスト（unit）

である．

C^CおよびC^Sはそれぞれ次式より算定される．

$$C^C = V^C \cdot K^C \tag{4.2}$$

$$C^S = V^S \cdot G^S \cdot K^S \tag{4.3}$$

ここで，

V^C：コンクリート量（m^3）

K^C：コンクリート単位容積当たりのコスト（＝65.1unit / m^3）

V^S：鉄筋量（m^3）

G^S：鉄筋の単位重量（＝77.0kN /m^3）

K^S：鉄筋単位重量当たりのコスト（＝9.1unit / kN）

である．

b）設計変数

設計の対象とするのは橋脚柱，および梁部材とし，柱部材は正方形断面，梁部材は長方形断面とした．柱部材と梁部材の断面幅は同一とする．設計変数は，断面幅 B（mm），断面高さ H（mm），軸方向鉄筋径 D（mm），軸方向鉄筋本数 N（本），軸方向鉄筋段数 J（段），せん

断補強鉄筋組数 N_W（組），せん断補強鉄筋間隔 S_V（mm）である．梁部材と柱部材の断面幅は同一とした．橋脚基部から $2H$ の区間のせん断補強鉄筋間隔 S_W は100mmの固定値とした．また，せん断補強鉄筋径 D_W は19mmの固定値とした．**図―4.2.2**に柱，および梁部材の断面構成，**図―4.2.3**にせん断補強鉄筋の配置図を示す．軸方向鉄筋数は１段あたりの本数としている．

設計変数の候補値を**表―4.2.1**に示す．断面幅 B は，1000～2500mmで100mm間隔とし，16種類とした．梁部材の断面高さ H は，断面幅 B ＋100mmを最小値，B ＋800mmを最大値とし，100mm間隔で８種類設定する．軸方向鉄筋径 $2H$ は22，25，29，32mmの４種類とした．軸方向鉄筋本数 N は B，H に応じて算定される最小と最大の鉄筋本数より８種類設定する．軸方向鉄筋段数 J は１段または２段の２種類，せん断補強鉄筋組数 N_W は１～４組の４種類，せん断補強鉄筋間隔 S_V は100または200mmで２種類とした．

c）制約条件

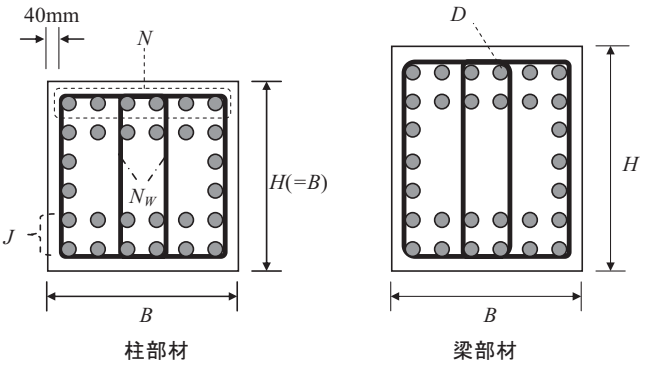
制約条件は曲げモーメント，およびせん断力に対する耐震性能の照査とする．曲げモーメントに対する照査は，各橋脚の塑性ヒンジ部の最大応答回転角に対する照査とし，せん断力に対する照査は各橋脚の最大応答せん断力に対する照査とする．以下に制約条件式をそれぞれ示す．

$$g^{PM}{}_j = r \cdot \frac{\theta_{d\,ik}}{\theta_{a\,ik}} - 1 \leq 0 \quad (i = 1 \sim N_m, k = 1 \sim 2) \tag{4.4}$$

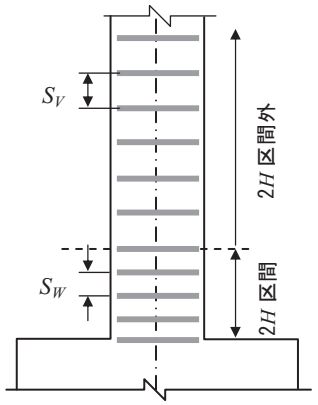
$$g^{PS}{}_j = \gamma \cdot \frac{V_{di}}{V_{ai}} - 1 \leq 0 \quad (i = 1 \sim N_m) \tag{4.5}$$

ここで，

$g^{PM}{}_j$：部材角に関する制約条件　$(j = 1 \sim 2 \times N_m)$



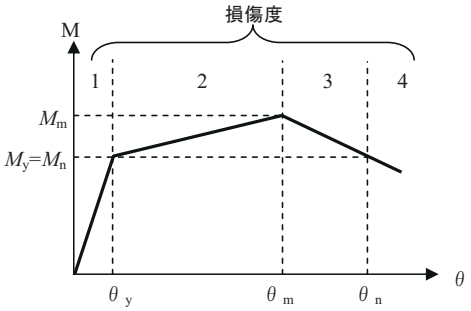
図―4.2.2　断面諸元



図―4.2.3　せん断補強鉄筋配置図

表―4.2.1　設計変数

設計変数	候補値
B (mm)	1000～2500 (100mm間隔)
H (mm)	B+100～800 (100mm間隔)
N (本)	断面幅に応じて設定
J (段)	1 or 2
D (mm)	22 or 25 or 29 or 32
N_W (組)	1～4 (1組間隔)
S_V (mm)	100 or 200



図―4.2.4　骨格曲線と損傷度

$g^{PS}{}_j$：せん断力に関する制約条件　($j = 1 \sim N_m$)

γ：構造物係数（=1.0）

N_m：部材数

$\theta^d{}_{ik}$：i 番目の橋脚における部材端部 k の応答回転角（rad）

θ_{aik}：i 番目の橋脚における部材端部 k の許容回転角（rad）

V_{di}：i 番目の橋脚の応答せん断力（kN）

V_{ai}：i 番目の橋脚の許容せん断力（kN）

である．

4.2.3　部材の非線形性能の損傷度

RC部材の非線形性能は，柱および梁の塑性ヒンジ部に，M–θ関係として与える．M–θ関係はコンクリート標準より，**図―4.2.4**に示すトリリニアモデルの骨格曲線を用いた．

RC部材の損傷度は，骨格曲線と関連付けされる．**図―4.2.4**の骨格曲線に損傷度を示している．損傷度は，降伏点までを１（無損傷）とし，最大耐荷点までを２，終局点までを３，終局点を越えると４とする．また，いずれかの部材の両端部が終局点を越えた場合には，構造物の崩壊として定義する．

上述の崩壊の定義は曲げモーメントに対する定義であるが，崩壊にはせん断破壊も考慮する必要がある．しかし，RC構造物の設計において，曲げ破壊の前にせん断破壊が生じるせん断破壊型は，構造物が脆性的な破壊を起こすため，道示では曲げ破壊が先行する曲げ破壊型となるような設計が望ましいとしている．そのため，本研究においても曲げ破壊型となるような設計を行い，せん断破壊が生じないようにした．

具体的には，各地震動強度による最適設計解に対し，損傷マトリクスを算定する段階で，得られる各部位の損傷度より曲げ破壊となる地震動強度がわかる．その地震動強度に対して，最大応答せん断力がせん断耐力を超えていなければ，曲げ破壊型の設計解であるため，せん断破壊は考慮しなくてもよい．もし，せん断耐力を超えていれば，その地震動強度に対してせん断

耐力を超えないように，せん断補強鉄筋に関する設計を微小変更することとした．

4.2.4　地震損失コスト

地震リスクの算定に用いる地震損失コストは，前述の損傷度と関連付けされる．本論文における地震損失コストは，補修工事による補修コストとする[11]．補修工事は想定する損傷状況から，損傷部位によりそれぞれ定義する．**表―4.2.2**には損傷度別の各部材の補修方法を示す．各補修方法に対応する補修コストの詳細は参考文献に示されるため，ここでは省略する．

地震損失コスト補修コストの算定モデルから，次式により算定される．式（4.6）は構造物が補修可能な場合の地震損失コストとなる．一方，式（4.7）は構造物が崩壊した場合の架け替えによる地震損失コストである．

$$c_{ij} = \sum_{J=1}^{N_m} c^{rep}{}_{ijJ} \quad (i = 1 \sim N_S, j = 1 \sim N_S) \tag{4.6}$$

あるいは，

$$c_{ij} = c^0{}_i \times 1.5 \quad (i = 1 \sim N_S, j = 1 \sim N_S) \tag{4.7}$$

ここで，

c_{ij}：設計地震動強度 i による設計解に，地震動強度 j が入力された場合の地震損失コスト（unit）

$c^{rep}{}_{ijJ}$：設計地震動強度 i による設計解に，地震動強度 j が入力された場合の，部材 j の補修コスト（unit）

$c^0{}_i$：設計地震動強度 i による設計解の初期建設コスト（unit）

N_m：総部材数

N_S：地震動分割幅

である．

式（4.7）の架け替えによるコストは，構造物の解体，撤去，新設費用を考慮して初期建設

表―4.2.2　損傷レベルと補修方法

損傷度	上層梁	柱上端	柱下端
1	なし	なし	なし
2	足場工	足場工	掘削
	ひび割れ注入工	ひび割れ注入工	ひび割れ注入工
3	足場工	足場工	掘削
	ひび割れ注入工	ひび割れ注入工	ひび割れ注入工
	鉄筋矯正	鉄筋矯正	鉄筋矯正
	かぶりコンクリート修復	かぶりコンクリート修復	かぶりコンクリート修復
4	足場工	足場工	掘削
	コンクリート除去	コンクリート除去	コンクリート除去
	鉄筋取替え	鉄筋取替え	鉄筋取替え
	コンクリート打設	コンクリート打設	埋戻し

コストの1.5倍とした．

4.2.5　数値計算結果

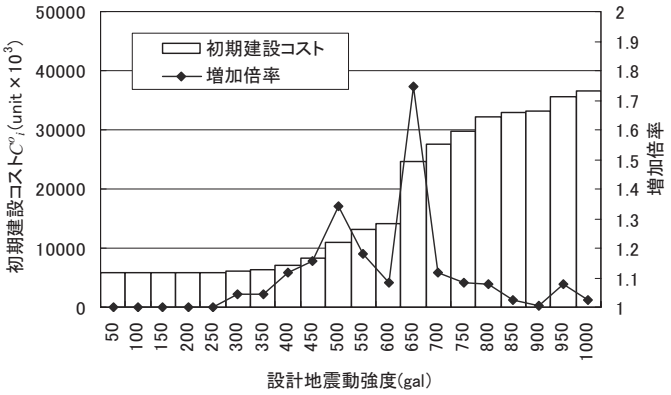
ここでは，上記の構造物に対して行った数値計算結果を示す．本論文では地震動強度の分割幅 ΔS を50galとし，50gal～1000galまでの地震動強度を対象として，全20強度に対して検討を試みる．

まず，**図―4.2.5**に設計地震動強度別に得られた最適設計解の初期建設コストを示す．図中の棒グラフが設計地震動強度別の初期建設コスト，折れ線が増加倍率を示す．増加倍率は各設計地震動強度における設計解の初期建設コストを，その設計地震動強度より50gal低い設計解の初期建設コストで除した値である．

初期建設コストの増加倍率は概ね1.0～1.3倍となっているが，650galの設計解のみ1.7倍となり，極端に目的関数値が増加している．なお，設計地震動強度650galの設計解は，600galの設計解よりも500mm断面幅が増加した設計解であった．

次に，各設計地震動強度別に得られた最適設計解に対して，種々の地震動強度を入力して算定を行った損傷マトリクスを**表―4.2.3**に示す．対象とするラーメン橋脚は，損傷が発生する塑性ヒンジが柱の上下端部，および梁の左右端部となるが，全ての損傷マトリクスを表記することは困難であるため，損傷度の最大値を用いて表記した．表は縦方向に設計地震動強度，横方向に入力地震動強度とした．

表の表記方法を説明する．たとえば，縦方向に示した設計地震動強度400gal，「直角」，「柱」と，入力地震動強度500galの列が交差するマトリクスは「３」となっている．これは，400galの設計地震動強度による設計解に対して，500galの地震動が入力した場合の，橋軸直角方向の柱部材の損傷度は「３」であることを表している．また，表中の太線で示した箇所は，設計地震動強度と入力地震動強度が一致する箇所である．すなわち，太線より右側に示し



図―4.2.5　設計地震動強度と初期建設コスト

た損傷度は，設計地震動強度よりも強い地震動強度が入力された場合の構造物の損傷度を表す．

各設計解の損傷マトリクスを比較する．最小の目的関数値である設計地震動強度250galの設

表－4.2.3　損傷マトリクス

設計地震動強度(gal)	方向	部材	入力地震動強度 (gal)																			
			50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
50	橋軸	柱	1	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
100	橋軸	柱	1	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
150	橋軸	柱	1	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
200	橋軸	柱	1	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
250	橋軸	柱	1	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
300	橋軸	柱	1	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
350	橋軸	柱	1	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
400	橋軸	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
450	橋軸	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
500	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c
550	橋軸	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c
600	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	c	c	c
	直角	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c
650	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
700	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
750	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
800	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
850	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
900	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
950	橋軸	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2
1000	橋軸	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2

無損傷 ―――― 損傷度 ――→ 崩壊

1	2	3	4	c

計解から400galの設計解までは，設計地震動強度よりも50gal強い地震動が入力されただけで，橋軸方向で崩壊する構造であることがわかる．設計地震動強度450galの設計解は，100gal強い地震動強度に対して橋軸方向で崩壊する．また，設計地震動強度500gal～600galの設計解は橋軸直角方向が先に崩壊し，500galおよび550galでは設計地震動強度よりも150gal強い地震動強度，600galでは200gal強い地震動強度で崩壊する．一方，設計地震動強度650gal以上の設計解では，設定した最大の地震動強度となる1000galの地震動強度でも崩壊していない．

設計地震動強度別の設計解の初期建設コストと，前節の損傷マトリクスから算定される地震リスクコストより，目標設計地震動の算定を行う．地震リスクコストは，前述のように0.16，0.50，および0.84フラクタイルハザード曲線の３種類のハザード曲線を用いて算定する．さらに構造物の供用年数を50年として地震リスクコストを算出し，社会的割引率は0.0とした．

図―4.2.6～4.2.8に，ハザード曲線別のトータルコストと設計地震動強度の関係を示す．図は白抜きで示したのが初期建設コスト，灰色で示したのが地震リスクコストである．また矢印で示した箇所は，トータルコストが最も低い設計地震動強度，すなわち目標設計地震動強度となる．

目標設計地震動強度は，0.16フラクタイルハザード曲線では250gal，0.50フラクタイルハザード曲線では400gal，0.84フラクタイルハザード曲線では450galとなった．目標設計地震動強度は，同じ構造物を対象とした設計でも，地震発生確率の違いにより最大150gal異なる結果となった．

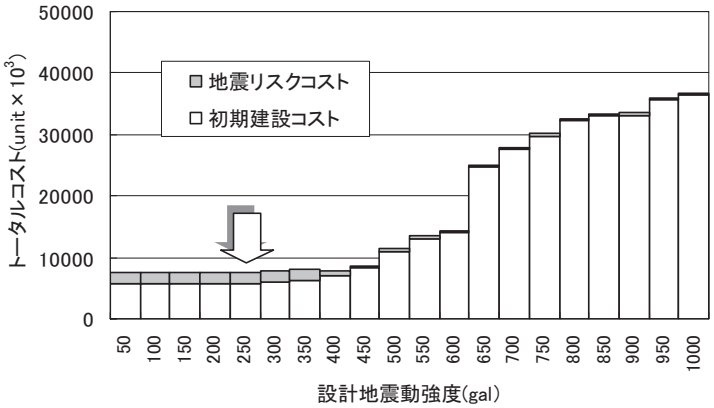
4.3　RCラーメン高架橋に対する目標設計地震動強度の算定

ここでは，目標設計地震動強度の算定例２として，鉄道ラーメン高架橋に対して計算を試みる．以下に設計問題の詳細を示す．

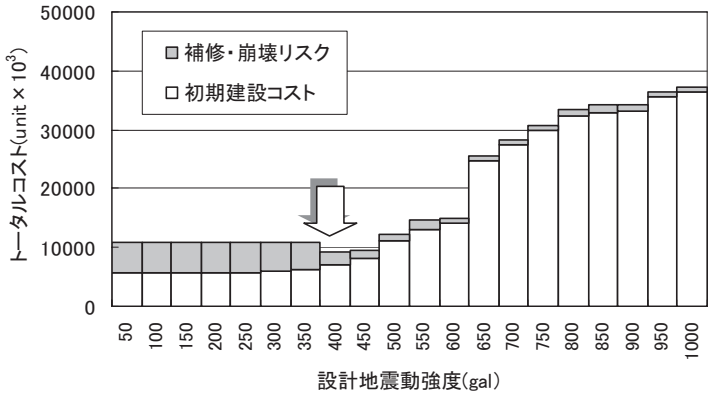
4.3.1　対象モデル

対象としたのは**図―4.3.1**に示す１層５径間RCラーメン橋である．図は上が橋軸方向，下が橋軸直角方向である．対象モデルは鉄道橋として，最適化は鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計（以下，鉄道標準）[2)]に準じて行う．使用材料は，コンクリートの設計基準強度を24N/mm^2，鉄筋をSD345とした．

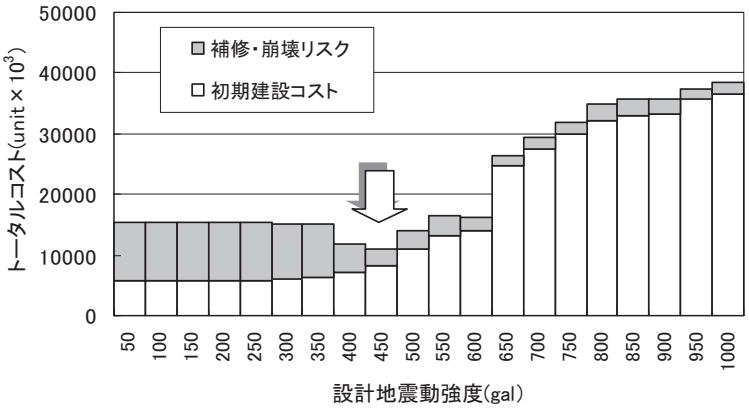
RC部材の非線形性能は，柱および梁の塑性ヒンジ部に，M–θ関係として与える．対象モデルは鉄道橋としているため，鉄道標準より**図―4.3.2**に示すテトラリニアモデルの骨格曲線を用いる．損傷度は前述と同様に４段階とした．各損傷度に対応する補修費用も前述と同様とした．



図―4.2.6　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.16フラクタイルハザード曲線)



図―4.2.7　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.50フラクタイルハザード曲線)



図―4.2.8　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.84フラクタイルハザード曲線)

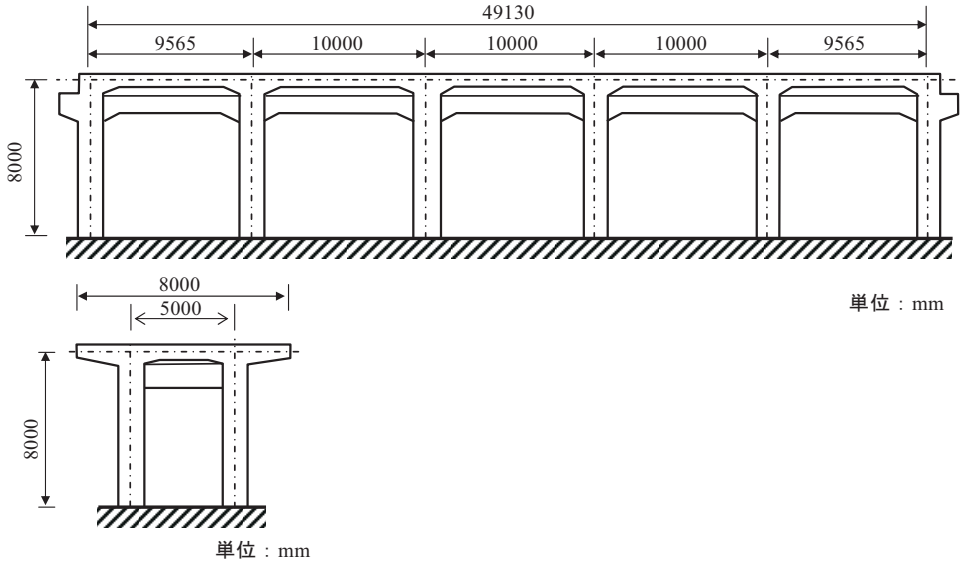
4.3.2　最適設計問題の定式化

目的関数は直接工事費とし，式（4.1）と同様とした．制約条件は回転角に関する条件，およびせん断力に関する条件とし，式（4.2），式（4.3）と同様とした．設計変数も前述と同様に7変数であるが，候補値はそれぞれ異なる．設計変数の各候補値を**表―4.3.1**に示す．

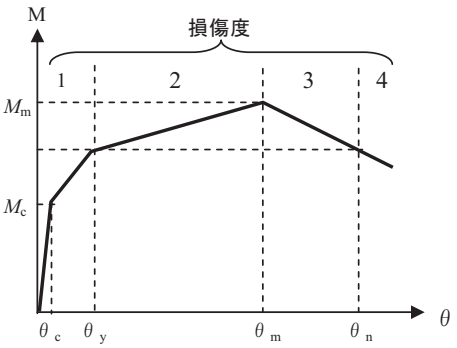
4.3.3　数値計算結果

RCラーメン高架橋の数値計算結果を示す．前述と同様に地震動強度の分割幅 ΔS を50galとし，50gal～1000galまでの地震動強度を対象として，全20強度に対して検討を試みる．

まず，設計地震動強度別の初期建設コストの比較検討を試みる．**図―4.3.3**に設計地震動強度別の初期建設コストの関係を棒グラフで示した．図の表記方法は前述と同様である．初期建



図―4.3.1　対象モデル



図―4.3.2　骨格曲線と損傷度

表―4.3.1　設計変数

設計変数	候補値
B（mm）	500～2000（100mm間隔）
H（mm）	B+100～800（100mm間隔）
N（本）	断面幅に応じて設定
J（段）	1 or 2
D（mm）	22 or 25 or 29 or 32
N_W（組）	1～4（1組間隔）
S_V（mm）	100 or 200

設コストの増加倍率を比較すると，1.0～1.2倍程度となっているが，800galの設計解のみ2.1倍となり，極端に初期建設コストが増加している．前述の算定例と同様に，800galの設計解は，750galの設計解に比べ断面幅が300mmと大きく増加している設計解である．

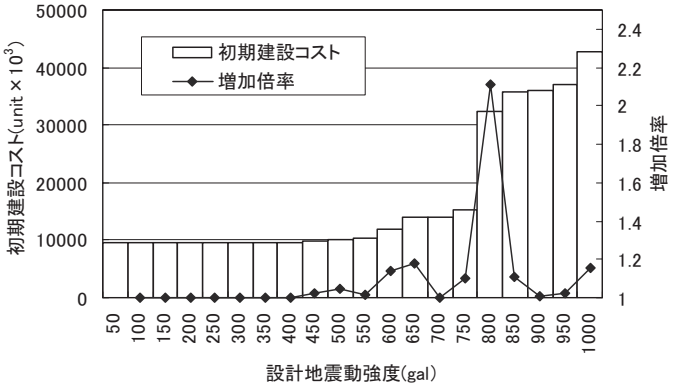
次に，各設計地震動強度による設計解の損傷マトリクスを**表―4.3.2**に示す．損傷マトリクスは前述と同様に最大値を用いて表記している．

各設計解の損傷マトリクスを比較する．最小の初期建設コストとなる設計解で制約条件を満足する，設計地震動強度400galの設計解から700galの設計解までは，設計地震動強度よりも50galあるいは100gal強い地震動強度が入力されただけで，橋軸方向で崩壊する構造であることがわかる．設計地震動強度750galの設計解は，150gal強い入力地震動強度に対して橋軸直角方向で崩壊する．

一方，設計地震動強度800galの設計解では，1000galの入力地震動強度の橋軸直角方向で崩壊するが，橋軸方向では崩壊しない．また設計地震動強度850gal以上の設計解では，1000galの地震動強度を入力しても崩壊しない設計解である．崩壊する入力地震動強度が1000gal以上となる，設計地震動強度800galは，前述の初期建設コストの増加率が局所的に増加した設計地震動強度と一致している．

損傷が発生する地震動強度と損傷箇所を比較すると，設計地震動強度50gal～550galまでの設計解は，柱部材および梁部材が同じ入力地震動強度，あるいは50gal入力地震動強度が異なるだけとなり，同程度の入力地震動強度で損傷が発生している．しかし，設計地震動強度600galの設計解では，梁部材の損傷は崩壊するまで発生していない．同様に設計地震動強度750galの設計解でも梁部材の損傷は低い入力地震動強度では発生していない．また設計地震動強度800gal以上の設計解では，柱部材で最初に損傷が発生し，柱部材の損傷が発生した地震動強度よりも100～150gal強い入力地震動強度で，梁部材の損傷が発生している．

次に，損傷が発生する最小の入力地震動強度を比較する．下限の初期建設コストとなる設計



図―4.3.3　設計地震動強度別の初期建設コスト

表―4.3.2 損傷マトリクス

設計地震動強度(gal)	方向	部材	入力地震動強度 (gal)																			
			50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
50	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
100	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
150	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
200	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
250	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
300	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
350	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
400	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
450	橋軸	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	4	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
500	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
550	橋軸	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c	c
600	橋軸	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	c	c	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	c	c	c	c	c	c	c	c
650	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c
700	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c
	直角	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c
		梁	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c	c	c	c	c	c
750	橋軸	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	c	c
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	c	c
	直角	柱	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	c	c	c
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	c	c	c
800	橋軸	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
		梁	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	c
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	c
850	橋軸	柱	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
		梁	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
		梁	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
900	橋軸	柱	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
		梁	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3
		梁	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
950	橋軸	柱	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1000	橋軸	柱	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	直角	柱	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
		梁	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

解で制約条件を満足する設計地震動強度400galの設計解から，設計地震動強度750galの設計解では，入力地震動強度が150galあるいは200galで損傷が発生している．これらの設計解は，設計地震動強度が350galも異なるのに対して，損傷が発生する最小の入力地震動強度には差が無い．最大の設計地震動強度となる1000galの設計解においても，損傷が発生する最小の入力地震動強度は350galである．設計地震動強度400galの設計解と比べても，設計地震動強度は600gal異なるが，損傷が発生する最小の入力地震動強度は200galしか変わらないこととなる．

4.3.4　目標設計地震動強度の算定

これまでに示した初期建設コストと地震リスクコストより，目標設計地震動の算定を行う．**図－4.3.4～4.3.6**にハザード曲線別のトータルコストと設計地震動強度の関係を示す．図は白抜きで示したのが初期建設コスト，網掛けで示したのが地震リスクコストである．地震リスクコストは供用期間を50年として算出した．前述と同様に矢印で示した箇所は，トータルコストが最も低い設計地震動強度，すなわち目標設計地震動強度となる．

目標設計地震動強度は,0.16フラクタイルハザード曲線では400gal，0.50フラクタイルハザード曲線では450gal，0.84フラクタイルハザード曲線では600galとなった．同じ構造物を対象とした設計でも地震発生確率の違いにより，最大200gal異なる結果となった．

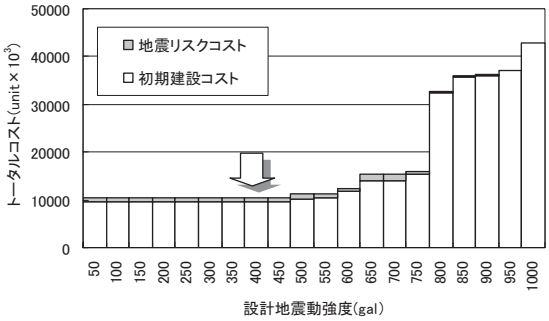
目標設計地震動強度の計算に用いたハザード曲線は，前述の算定例と同一である．そこで，算定例１と算定例２で目標設計地震動強度を比較することにより，目標設計地震動強度の構造形式間の違いについて検討する．

表－4.3.3には算定例１と算定例２の目標設計地震動強度を，ハザード曲線別に示す．フラクタイルハザード曲線別に，構造形式間で目標設計地震動強度を比較する．0.16フラクタイルハザード曲線では，算定例１の目標設計地震動強度が250gal，算定例２が400galとなり,150galの差となった．0.50フラクタイルハザード曲線では，算定例１の目標設計地震動強度が400gal，算定例２が450galとなり，50galの差となった．0.84フラクタイルハザード曲線では，算定例１の目標設計地震動強度が450gal，算定例２が600galとなり，150galの差となった．

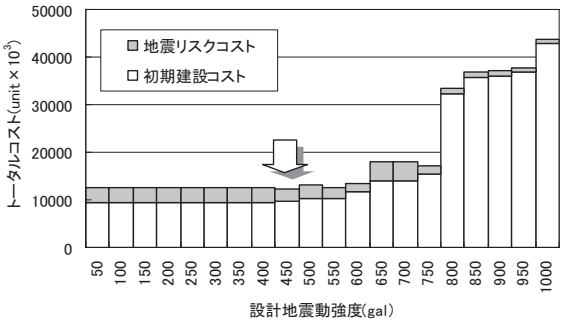
いずれのハザード曲線においても，算定例１と算定例２では異なる目標設計地震動強度となっている．これは，本研究が提案する目標設計地震動強度が，地震発生確率のみならず，対象とする構造形式の違いによってもそれぞれ異なることを示している．

4.4　間接的なリスクを考慮した目標設計地震動強度

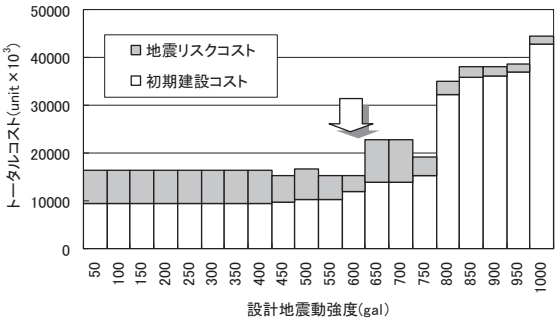
地震動によって構造物が損傷，あるいは崩壊した場合，生じる損失は補修や架け替えなど構造物に直接生じる費用のみならず，構造物を使用するユーザーが被るような間接的に生じる損失が発生する．たとえば道路橋では，ユーザーコスト[12]（以下，UC）が間接的に生じる損失



図ー4.3.4　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.16フラクタイルハザード曲線)



図ー4.3.5　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.50フラクタイルハザード曲線)



図ー4.3.6　トータルコストと目標設計地震動強度
(0.84フラクタイルハザード曲線)

表ー4.3.3　目標設計地震動強度の構造形式間の比較

	ハザード曲線		
	0.16	0.50	0.84
例題1	250gal	400gal	450gal
例題2	400gal	450gal	600gal

と考えられ，鉄道橋では営業損失がそれにあたる．

これら間接的に生じる損失は，構造物の重要性を表す指標として無視できないものであり，地震リスク評価にも間接的に生じる損失も考慮する必要があると考えられる．そこで，ここでは道路橋を対象とした算定例１の計算結果を基に，UCを地震リスクに考慮した場合の目標設計地震動強度の算定を試みる．

4.4.1　ユーザーコスト

UCは橋梁が通行不能となった場合の１日当たりの時間損失コストである．本論文では，UCを考慮した地震損失コストは，損傷度に応じて通行止め日数を設定し，これを乗じて地震損失コストとする．

通行止め日数は，損傷マトリクスにより算定される最大の損傷度と崩壊によって５段階で定義する．通行止め日数は損傷度１の場合には無損傷であるため０日，損傷度２の場合には15日，損傷度３で30日，損傷度４で80日，崩壊の場合は仮橋を構築すると想定して100日と設定した．通行止め１日に対応するUCは，これまでの検討結果の統計より，比較的低い地域の場合として80×10^3unit/day，最頻値の場合として500×10^3unit/day，比較的高い地域の場合として5000×10^3unit/dayとした．

地震損失コストにUCを考慮した場合，地震損失コストの式（4.6），および式（4.7）は，次式に変換される．式（4.8）は，補修可能な場合の地震リスクコストで，補修コストとUCの和となる．一方，式（4.9）は，崩壊による架け替えの場合の地震リスクコストで，初期建設コストの1.5倍とした架け替えコストと，UCの和から算定される．

$$c_{ij}=\sum_{J=1}^{N_m}c^{rep}{}_{ijJ}+C^{UC}{}_{ij}\quad(i=1\sim N_S,j=1\sim N_S)\tag{4.8}$$

あるいは，

$$c_{ij}=c^{0}{}_{i}\times1.5+C^{UC}{}_{ij}\quad(i=1\sim N_S,j=1\sim N_S)\tag{4.9}$$

ここで，

c_{ij}：設計地震動強度 i による設計解に，地震動強度 j が入力された場合の地震損失コスト（unit）

$c^{rep}{}_{ijJ}$：設計地震動強度 i による設計解に，地震動強度 j が入力された場合の，部材 J の補修コスト（unit）

$c^{VC}{}_{ij}$：設計地震動強度 i による設計解に，地震動強度 j が入力された場合のユーザーコスト（unit）

$c^{0}{}_{i}$：設計地震動強度 i による設計解の初期建設コスト（unit）で，設計解は設計地震動強度

iごとに算定されるため，崩壊による地震損失コストは入力地震動強度 j に関わらず，設計地震動強度 i 内では一定であるため，$c^0{}_i$ に j は含まれない

N_m：総部材数

N_S：地震動分割幅

である．

4.4.2　UCを考慮した目標設計地震動強度の算定

損傷マトリクスよりUCを計算し，目標設計地震動強度の算定を行う．**図－4.3.7～4.3.9**はUCが比較的低い場合の，フラクタイルハザード曲線別のトータルコストと設計地震動強度の関係を示す．同様に**図－4.3.10～4.3.12**はUCが最頻値の場合，**図－4.3.13～4.3.15**はUCが高い場合の計算結果を示す．

図はそれぞれ白抜きで示したのが初期建設コスト，灰色で示したのが補修，崩壊による地震リスクコスト，網掛けで示したのがUCによる地震リスクコストである．また矢印はトータルコストが最小となる目標設計地震動強度，点線で示した矢印は，補修・崩壊による地震リスクのみを考慮した場合の目標設計地震動強度からの増加量である．

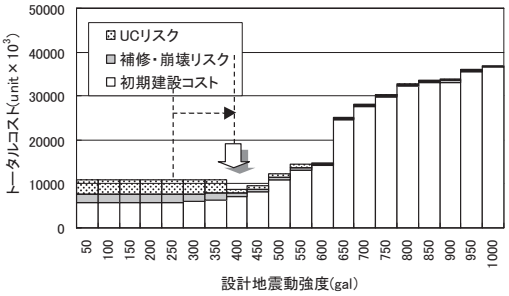
目標設計地震動強度はUCが比較的低い場合，0.16フラクタイルハザード曲線で400gal，0.50フラクタイルハザード曲線でも400gal，0.84フラクタイルハザード曲線では450galとなった．

UCが最頻値の場合，0.16フラクタイルハザード曲線では400gal，0.50フラクタイルハザード曲線では600gal，0.84フラクタイルハザード曲線では600galとなり，UCが低い場合と比べ目標設計地震動強度が高くなっている．UCが比較的高い場合は，0.16フラクタイルハザード曲線で600gal，0.50フラクタイルハザード曲線では950gal，0.84フラクタイルハザード曲線も950galとなった．

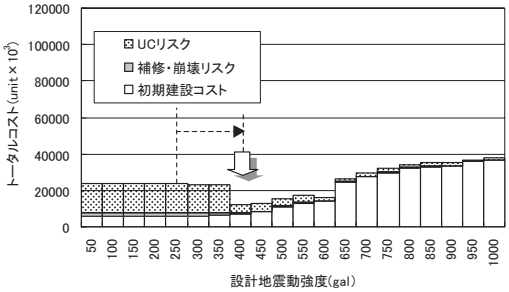
同一の地震発生確率における目標設計地震動強度を比較すると，0.16フラクタイルハザード曲線ではUCが低い，および最頻値では400gal，高い場合には650galと，目標設計地震動強度には150galの差が生じている．0.50フラクタイルハザード曲線では，UCが低い場合には400galだが，最頻値では600gal，高い場合には950galとなり，最大550galの差となっている．0.84フラクタイルハザード曲線ではUCが低い場合には450galが，最頻値では600gal，高い場合には950galとなり，最大500galの差となった．

補修・崩壊によるリスクのみからの，目標設計地震動強度の増加量について検討する．**表－4.3.4**にはフラクタイルハザード曲線，およびUC別の目標設計地震動強度とその増加量を示した．表中に〔　〕で示したのが目標設計地震動強度の増加量である．

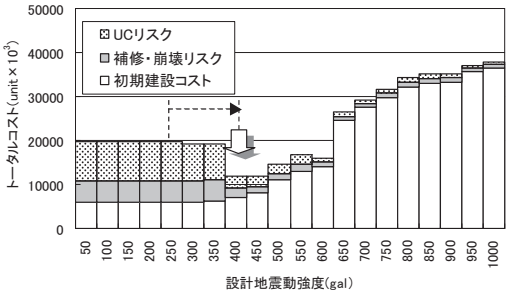
目標設計地震動の増加量は，0.16フラクタイルハザード曲線では，UCが低い場合や最頻値で



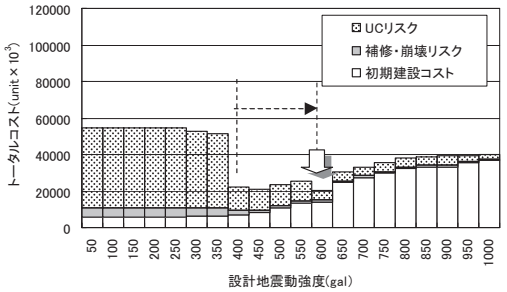
図―4.3.7　0.16フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC低）



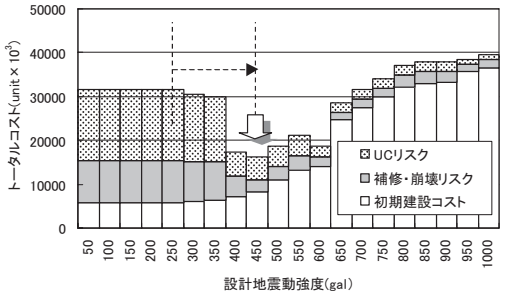
図―4.3.10　0.16フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC最頻値）



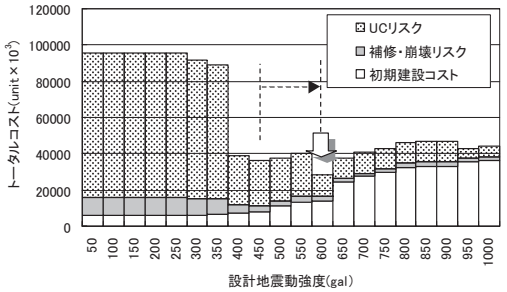
図―4.3.8　0.50フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC低）



図―4.3.11　0.50フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC最頻値）



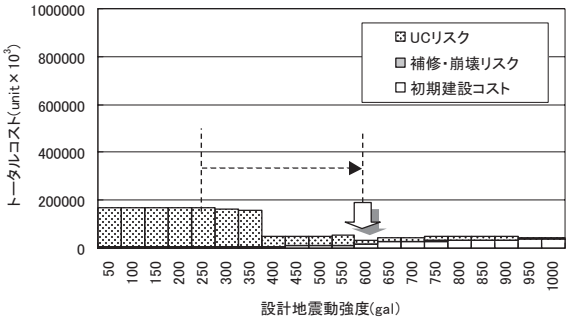
図―4.3.9　0.84フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC低）



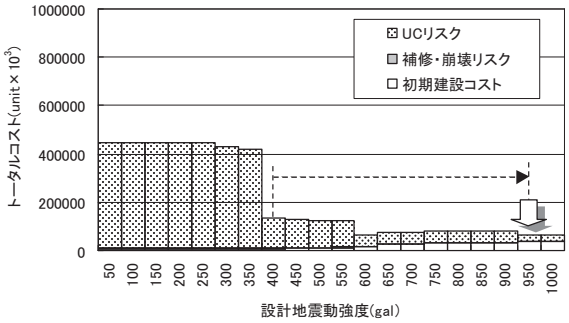
図―4.3.12　0.84フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC最頻値）

も150gal増加し，高い場合では350gal増加している．地震発生確率が比較的低い場合には，UCの高低に関わらずトータルコストに比較的大きく影響している．

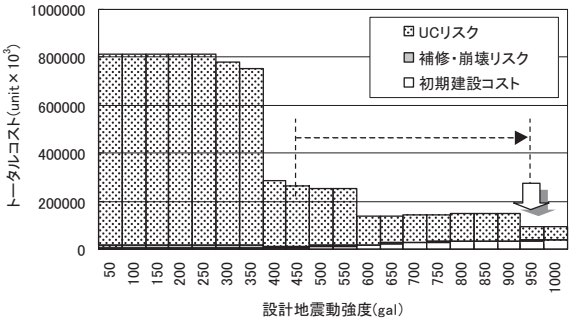
0.50フラクタイルハザード曲線による結果では，UCが低い場合には変動はないが，最頻値，および平均値では200gal増加し，高い場合には550galの増加量となった．地震発生確率が平均的な場合，UCが低い場合にはトータルコストへの影響は少ないが，高くなれば影響は非常に大きくなった．



図ー4.3.13　0.16フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC高）



図ー4.3.14　0.50フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC高）



図ー4.3.15　0.84フラクタイルハザード曲線による目標設計地震動強度（UC高）

表ー4.3.4　目標設計地震動強度と増加量

フラクタイルハザード曲線	UC				
	なし	低	最頻値	平均値	高
0.16	250	400 [+150]	400 [+150]	600 [+350]	600 [+350]
0.50	400	400 [0]	600 [+200]	600 [+200]	950 [+550]
0.84	450	450 [0]	600 [+150]	950 [+500]	950 [+500]

0.84フラクタイルハザード曲線ではUCが低い場合には変動はなく，最頻値では150galの増加，平均値および高い場合には500galの増加量となった．

地震リスクにUCを考慮した場合，得られる目標設計地震動強度の結果に大きく影響し，間接的なリスクが構造物の評価の一つとして重要な評価値であることがわかる．

4.4.3　営業損失と地震リスク

鉄道構造物が地震動によって損傷あるいは崩壊する場合，列車の運行不能による営業損失が発生する．ここでは，鉄道ラーメン高架橋の計算結果を用いて，営業損失を地震リスクに考慮して目標設計地震動強度の算定を試みる．

営業停止日数は，構造物の最大損傷度と関連付けされる．損傷度２で５日，損傷度３で15日，損傷度４で30日，崩壊した場合には50日の営業停止日数を仮定して計算を行った．１日あたりの営業損失は，兵庫県南部地震における神戸高速鉄道と，東海道新幹線における営業損失の試算結果を基に，ケース１として17000×10^3unit/day，ケース２として570000×10^3unit/dayと設定した．

4.4.4　営業損失を考慮した目標設計地震動強度の算定

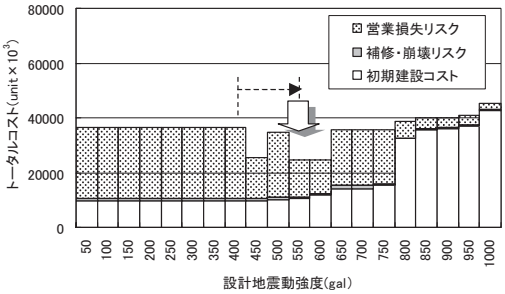
前述の営業損失を考慮した地震リスクコストを用いてトータルコストを算定し，目標設計地震動強度の算定を試みる．**図－4.4.1～4.4.3**には営業損失のケースを１とした場合の，ハザード曲線別のトータルコストと設計地震動強度の関係を示す．同様に**図－4.4.4～4.4.6**には，営業損失のケースを２とした場合の計算結果を示す．図の表記方法は前述と同様である．

ケース１のトータルコストから目標設計地震動強度を算定すると，0.16フラクタイルハザード曲線では600gal，0.50フラクタイルハザード曲線では750gal，0.84フラクタイルハザード曲線では950galとなった．営業損失を考慮した場合でも，地震発生確率の違いにより目標設計地震動強度は最大350gal異なる結果となった．

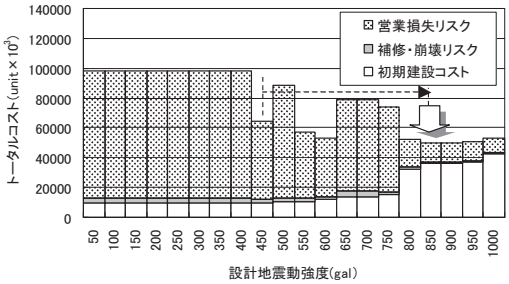
営業損失を考慮しない場合の目標設計地震動強度と比べ，0.16フラクタイルハザード曲線の目標設計地震動強度は200galの増加量，0.50フラクタイルハザード曲線は300galの増加量，0.84フラクタイルハザード曲線では350galの増加量となった．

ケース２の目標設計地震動強度は,0.16フラクタイルハザード曲線では950gal，0.50フラクタイルハザード曲線でも950gal，0.84フラクタイルハザード曲線では設定した最大の地震動強度となる1000galとなった．１日あたりの営業損失の値が大きいケース２では，地震発生確率が低い場合でも目標設計地震動強度は950galと高い設計地震動強度が得られた．

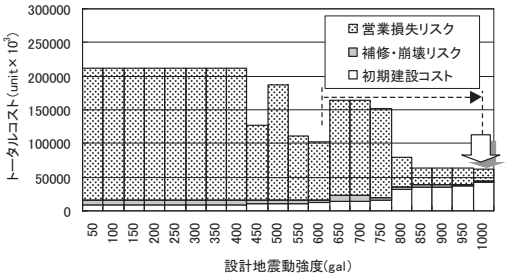
得られた営業損失の各ケースと，ハザード曲線別の目標設計地震動強度を**表－4.3.5**に示す．表中の［　］で示したのは営業損失を考慮しない場合の目標設計地震動強度からの変動量



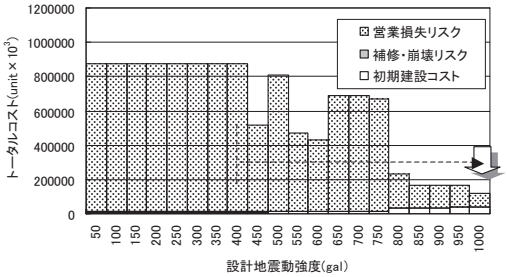
図－4.4.1　0.16フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース１）



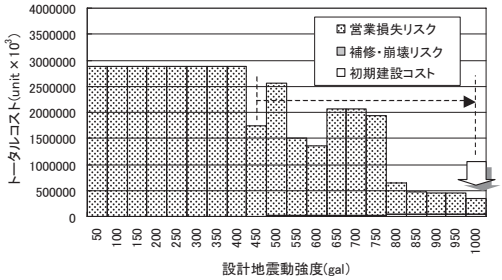
図－4.4.2　0.50フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース１）



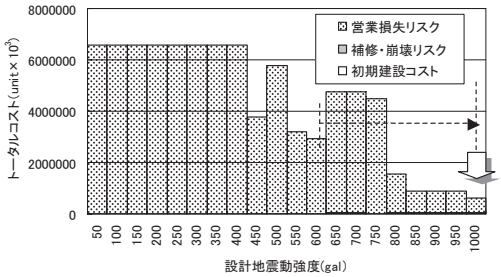
図－4.4.3　0.84フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース１）



図－4.4.4　0.16フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース２）



図－4.4.5　0.50フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース２）



図－4.4.6　0.84フラクタイルハザード曲線によるトータルコスト（ケース２）

表－4.3.5　目標設計地震動強度と増加量

フラクタイルハザード曲線	営業損失		
	なし	ケース1	ケース2
0.16	400	550	1000
		[+150]	[+600]
0.5	450	850	1000
		[+400]	[+550]
0.84	600	1000	1000
		[+400]	[+400]

である．表より，同一のハザード曲線間で目標設計地震動強度を比較すると，0.16フラクタイルハザード曲線では，営業損失ケース１で550gal，ケース２では1000galとなり，営業損失の大きさの違いにより450gal目標設計地震動強度は異なっている．同様に0.50フラクタイルハザード曲線における目標設計地震動強度は，ケース１で850gal，ケース２では1000galとなり，150gal目標設計地震動強度は異なっている．0.84フラクタイルハザード曲線における目標設計地震動強度は，ケース１で1000gal，ケース２でも1000galとなった．

営業損失のケース２では，いずれのハザード曲線でも目標設計地震動強度は1000galとなった．営業損失が高い場合は地震発生確率が低くても，より高い設計地震動強度で設計を行い，損傷を最小限に抑える設計が合理的であることが，これらの数値計算結果より明確となった．

地震リスクに営業損失を考慮した場合，UCを考慮した場合と同様に得られる目標設計地震動強度の結果に大きく影響し，間接的に生じるリスクは構造物の評価の一つとして重要な評価値であることがわかる．特に鉄道路線においては，営業損失は経営において多大な損失となるため，設計解に対してこの種の検討を行う必要性が考えられる．

7.9　まとめ

地震動の発生は不確実的現象であり，構造物の供用期間中には種々の地震動強度の入力が考えられる．そのため，構造物の性能を適切に判断し耐震設計を行うには，種々の地震動強度の入力による構造物の損失を定量化し，構造物の価値基準の一つとして導入する必要性が考えられた．このような観点のもと，本論文では初期建設コストや地震リスクから算定される，トータルコストが最小となる目標設計地震動強度と，それによる設計解の算定を行うことを目的とした．

目標設計地震動強度の算定例として，RCラーメン橋脚，およびRCラーメン高架橋を対象として計算を試みた．地震リスクには，地域性の影響を受けない基本的な補修，崩壊によるコストを考慮し，ハザード曲線は全国の地域に対して統計的に算定されたフラクタイルハザード曲線を用いて検討を行った．

目標設計地震動強度に影響を与える大きな要因と考えられる，地震発生確率の違いについてまず検討を試みた．その結果，道路橋と鉄道橋共に同じ構造形式を対象としても最大200gal目標設計地震動強度は異なる結果となった．

次に，目標設計地震動強度の構造形式間の比較を行った．その結果，同一のハザード曲線，すなわち同一の地震発生確率でも構造形式の違いにより，本算定例では50gal～150gal異なる結果となった．これらの数値計算により，本研究が提案する目標設計地震動強度が，対象とする地域や構造に対して固有な値として算定されることが確認された．

また，上述の地震リスクは構造物の損傷に対する物理的な補修，あるいは崩壊によるコスト

のみを反映した結果であった．そこで，橋梁を使用するユーザーが受ける損失であるUCや，営業損失を考慮することとした．その結果，UCや営業損失が高いほど目標設計地震動強度も高くなる傾向となった．UCを考慮しない計算結果と目標設計地震動強度を比較すると，同じ地震発生確率，同じ構造物を対象としても最大550gal異なる結果となった．同様に営業損失を考慮しない計算結果と目標設計地震動強度を比較すると，同じ地震発生確率，同じ構造物を対象としても最大600gal異なる結果となった．

提案する目標設計地震動強度は，いくつかの数値計算で検討を行った結果，地域性や構造物の特性によりそれぞれ異なる結果となった．計算は比較的煩雑な作業が伴うが，公共構造物の設計として，より合理的な手法であったと考えられる．提案する手法が，今後の耐震設計に対する地震動強度の考え方の一つとして参考になれば幸いである．

参考文献

1）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善株式会社,2002.

2）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計,1999.

3）星谷勝，中村孝明：構造物の地震リスクマネジメント―リスクを定量的に分析し、損失を抑える手法とは，山海堂，2002.

4）亀田弘行，石川裕，奥村俊彦，中島正人：確率論的想定地震の概念と応用，土木学会論文集　No.577／I－41，pp41－87，1997.

5）杉本博之，鹿美麗，山本洋敬：離散的構造最適設計のためのGAの信頼性向上に関する研究，土木学会論文集，No.471／I－24，pp.67－76，1993.

6）阿部淳一，渡邊忠朋，杉本博之：RBFネットワークによる制約条件近似とRC橋脚の最適耐震設計に関する研究，土木学会論文集，Vol.62No.2，pp.405－418，2006.

7）阿部淳一，杉本博之，渡邊忠朋：地震リスクを考慮した設計地震動強度算定に関する研究，土木学会論文集A，Vol.63，No.4，pp.780－794，2007.

8）伊藤義人，和田光永：イベントを考慮した交通基盤施設のライフサイクル評価手法に関する研究，土木学会論文集，No.745／I－65，pp.131－142，2003.

9）古田均，小山和裕，大井美樹，杉本博之：地震リスクを考慮した大阪府道路ネットワークにおけるRC橋脚のライフサイクルコスト評価に関する研究，構造工学論文集Vol.50A，pp.269－276，2004.

10）土木学会：コンクリート標準示方書［耐震性能照査編］，2002.

11）渡邊忠朋，杉本博之，朝日啓太：補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察，土木学会論文集，No.718／V－57，pp.81－93，2002.

12）杉本博之，首藤論，後藤晃，渡邊忠朋，田村亨：北海道の橋梁のユーザーコストの定量化の試みとその利用について，土木学会論文集，No.682／I－56，pp.347－357，2001.