

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，不確定性を偶然的な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．偶然的な不確定性は，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様と仮定される．

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．

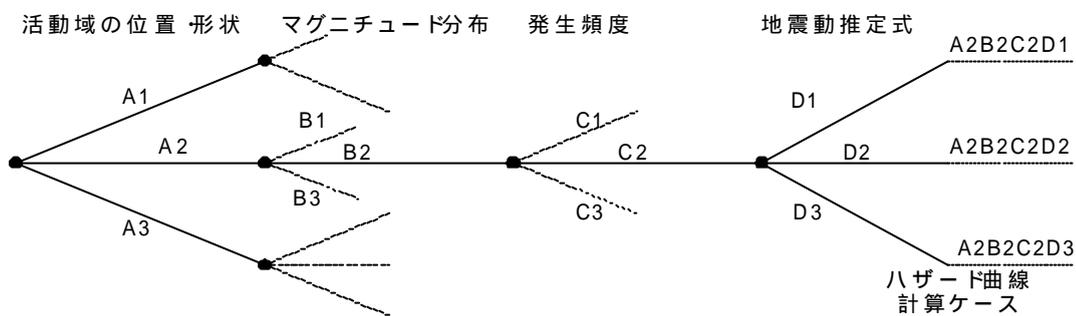


図 4.1-1 大地震発生活動域に対するロジックツリーのイメージ⁴⁾

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．

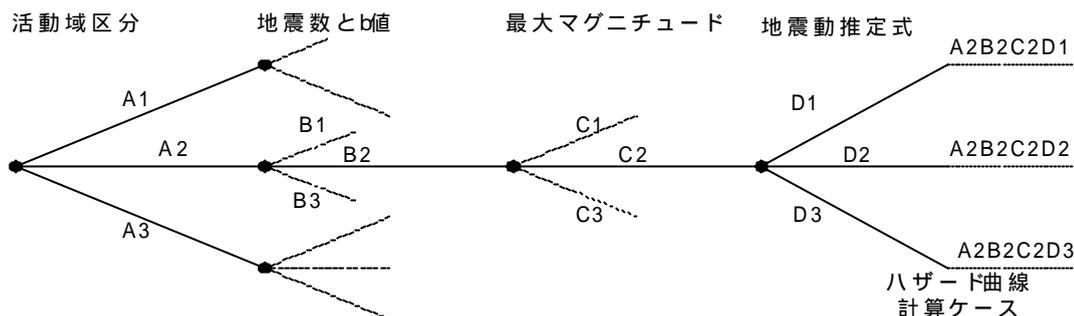


図 4.1-2 背景的地震発生活動域に対するロジックツリーのイメージ 4)

(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なる領域）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。

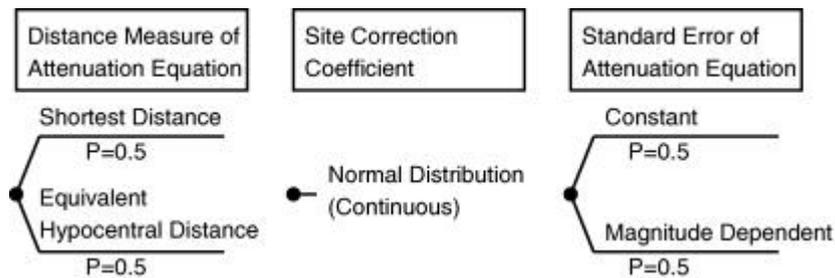


図 4.1-3(1) 地震動推定に対するロジックツリーのイメージ⁵⁾

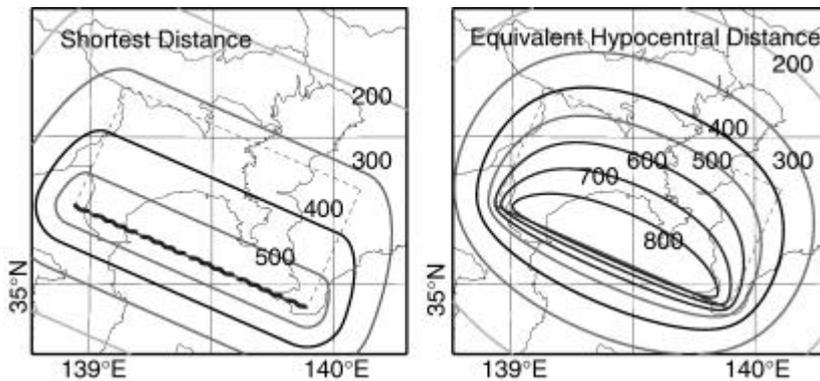


図 4.1-3(2) 推定式の違いによる最大加速度分布の比較例⁵⁾

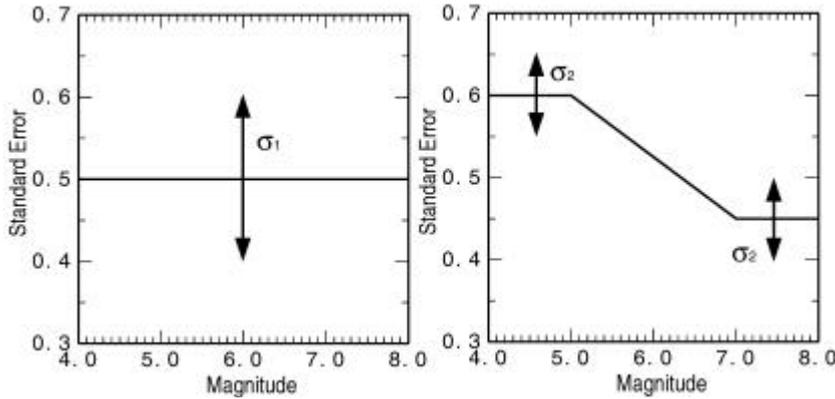


図 4.1-3(3) ばらつきのマグニチュード依存性のモデル化例⁵⁾

(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は次式で計算される．

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

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．

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

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．この項は強度 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。 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

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

を併せることにより全体の確率が求められる。ここで I_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。

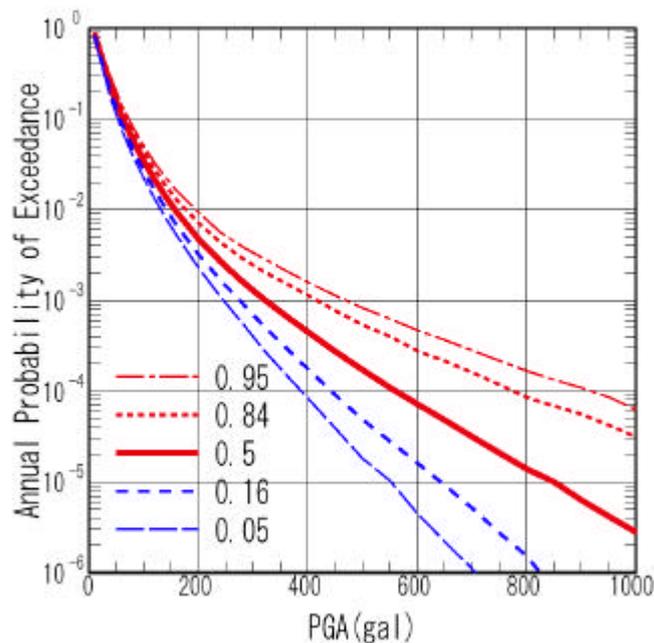


図 4.1-4 地震ハザード曲線の不確定性の評価例（東京）⁶⁾

(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 R 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。

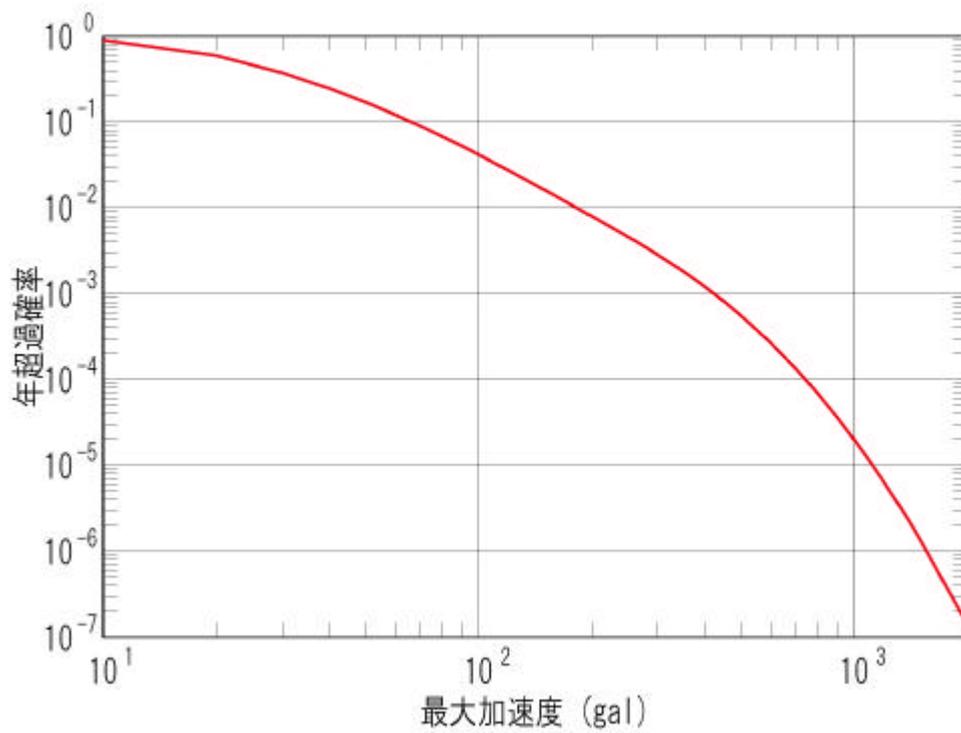


図 4.1-5 地震ハザード曲線の例

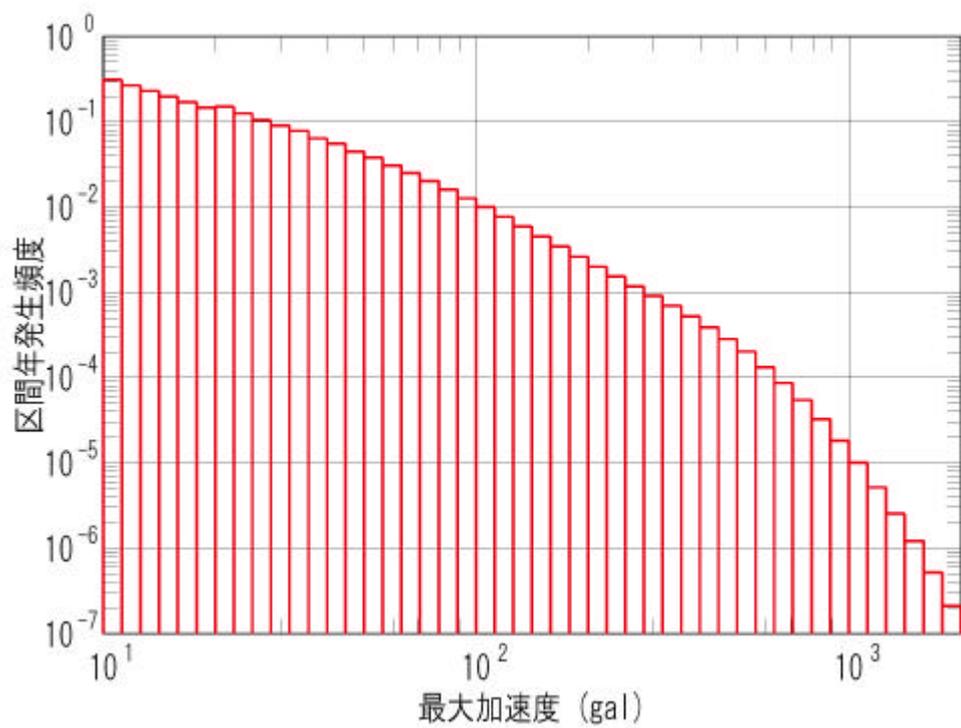


図 4.1-6 区間別年発生頻度の分布図

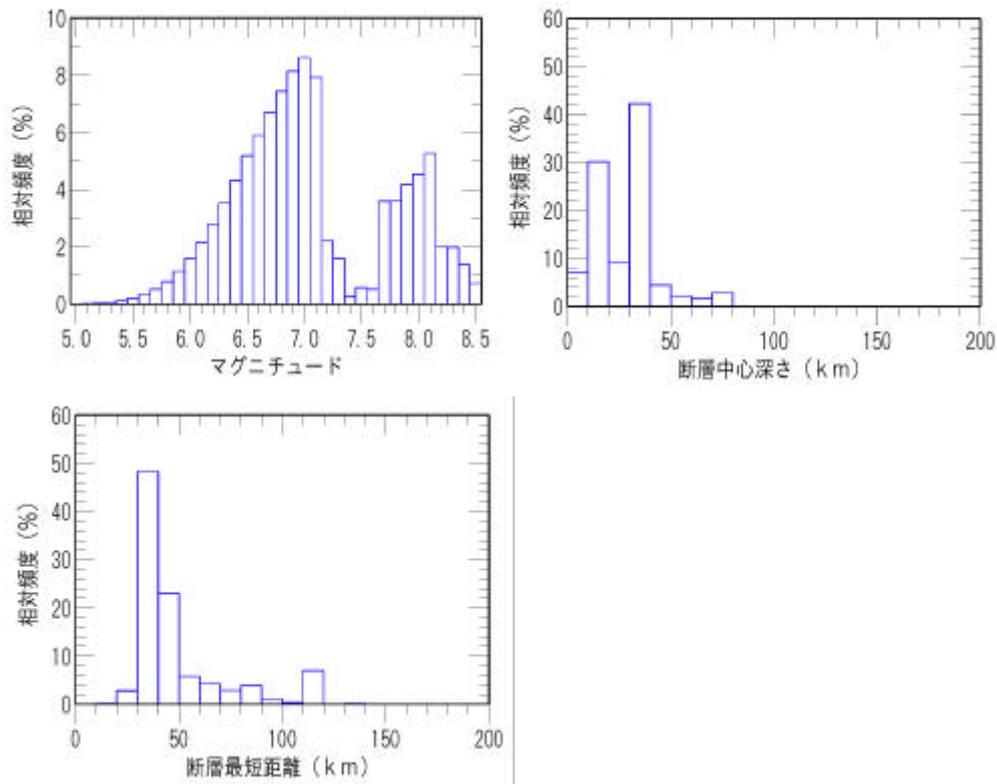


図 4.1-7(1) 中央値 211gal の区間の最大加速度に寄与する地震の分布

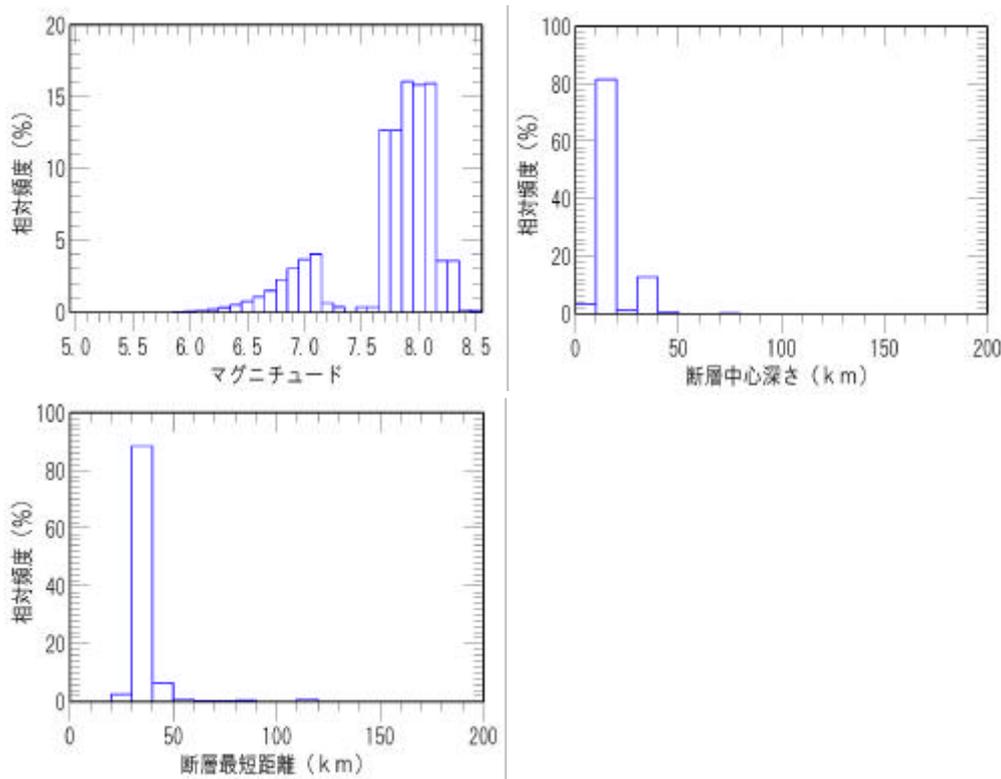


図 4.1-7(2) 中央値 473gal の区間の最大加速度に寄与する地震の分布

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

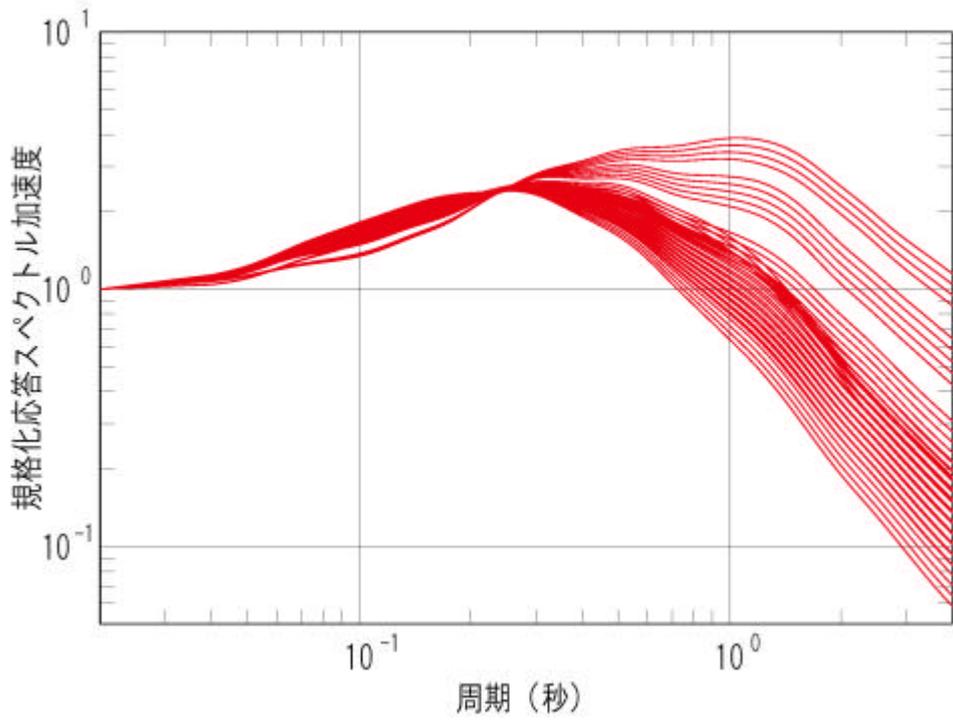


図 4.1-8(1) 中央値 211gal の区間に対する応答スペクトル形状の例

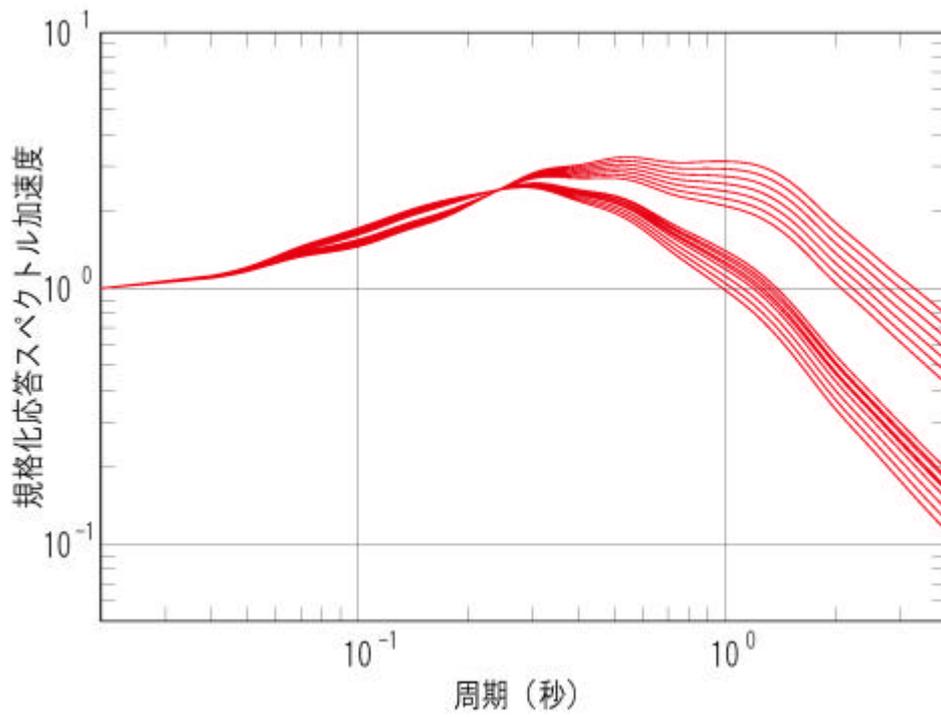


図 4.1-8(2) 中央値 473gal の区間に対する応答スペクトル形状の例

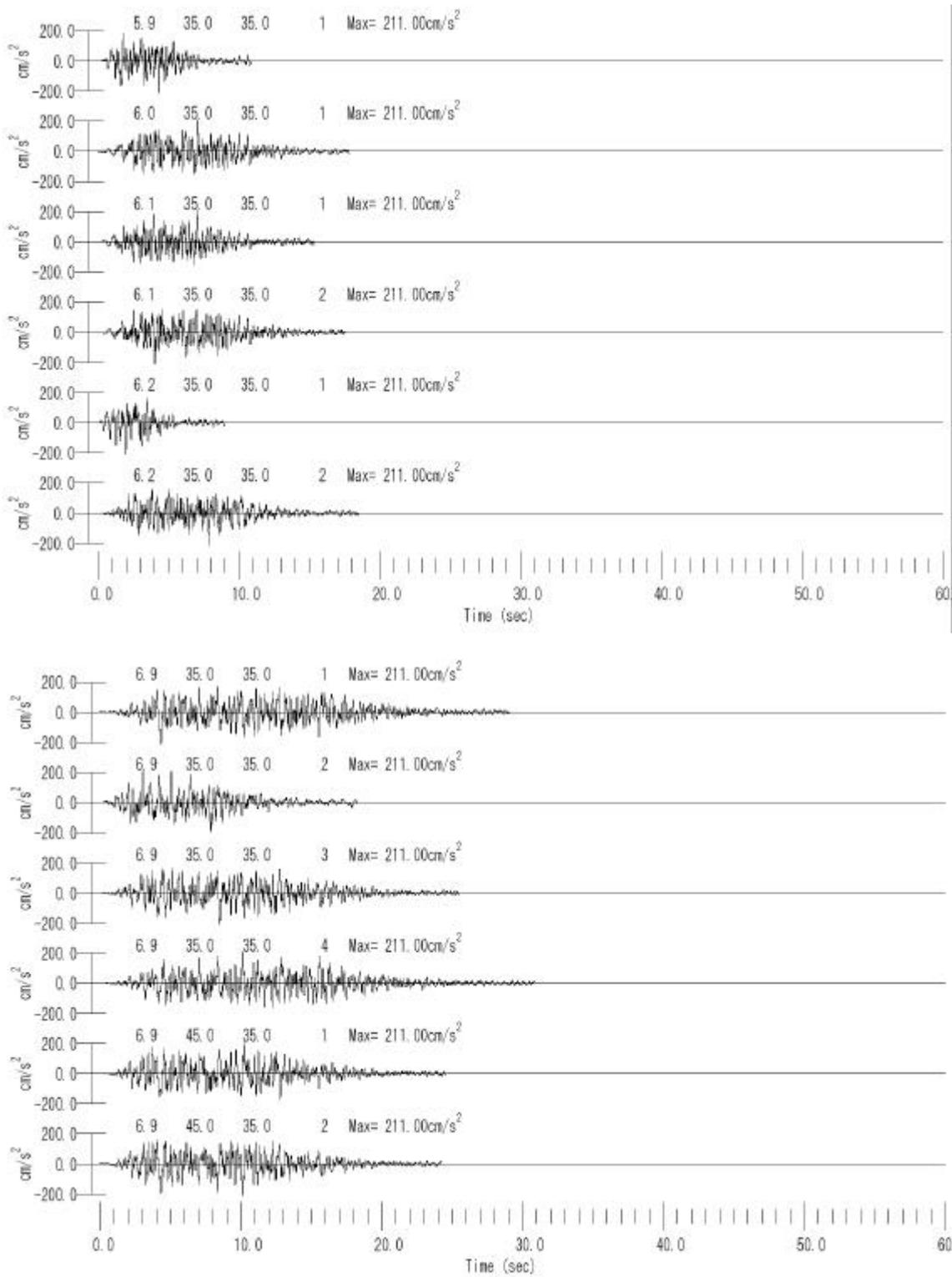


図 4.1-9(1) 中央値 211gal の区間に対する模擬地震動の例

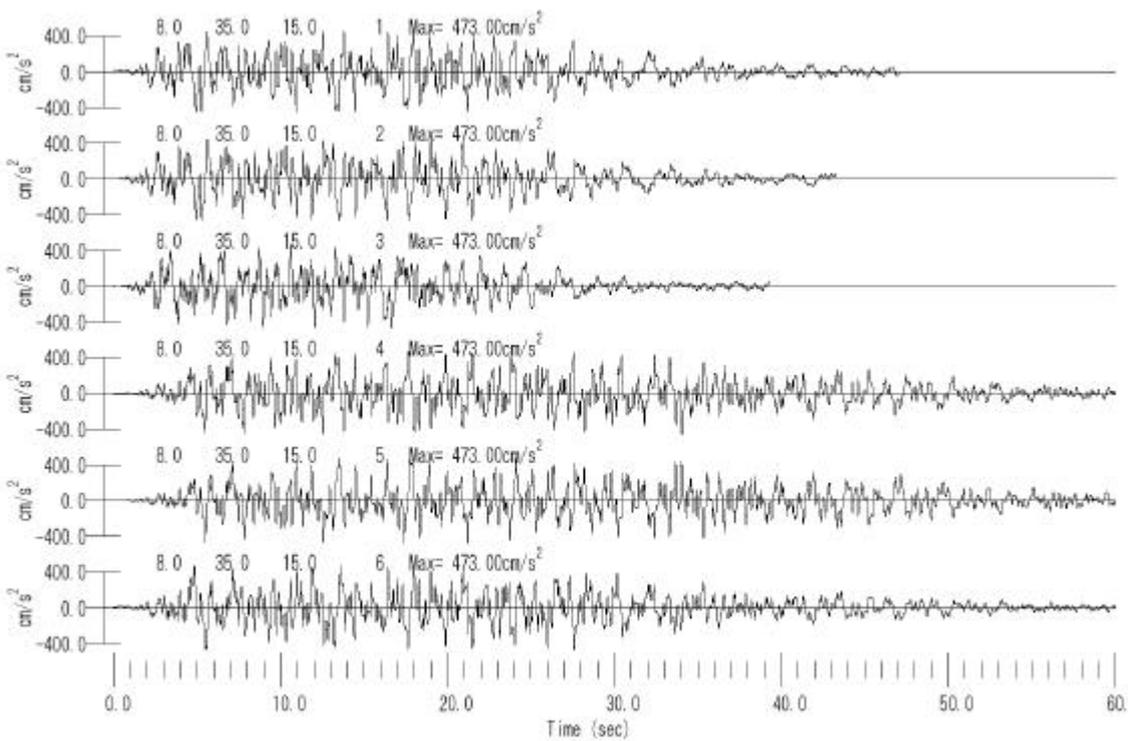
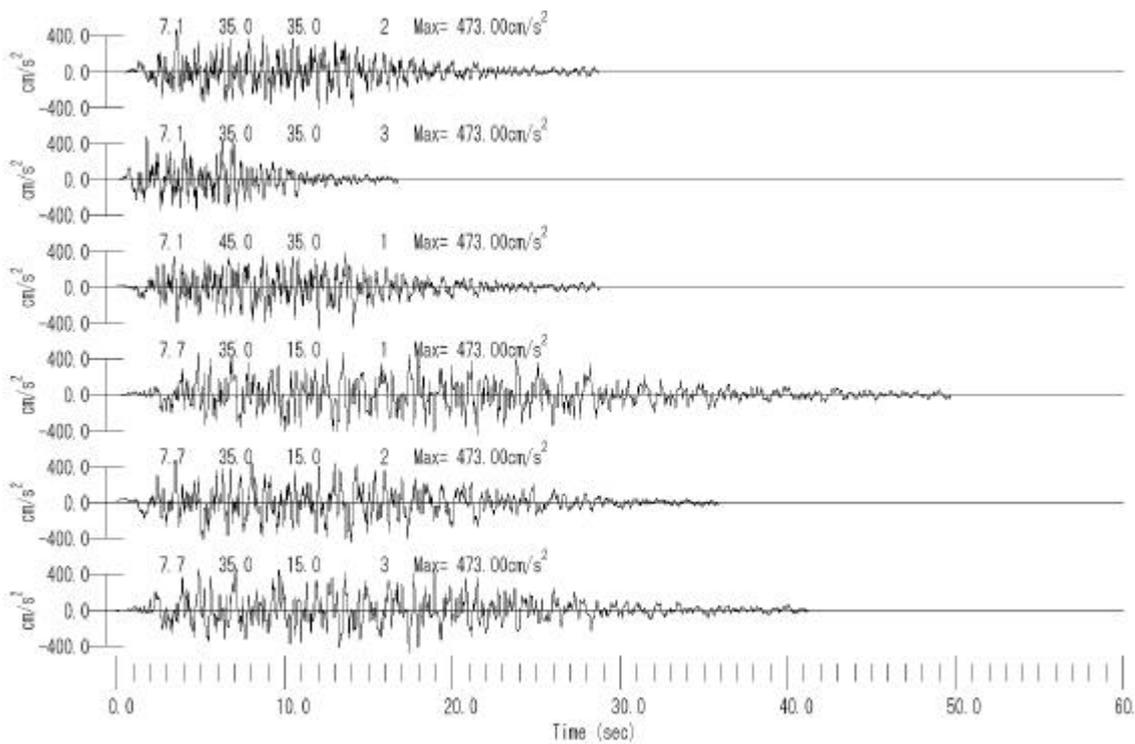


図 4.1-9(2) 中央値 473gal の区間に対する模擬地震動の例

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て、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(フラジリティ曲線による手法)

- i. 事前に定めたフラジリティ曲線を用いる手法
- 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

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 m 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。

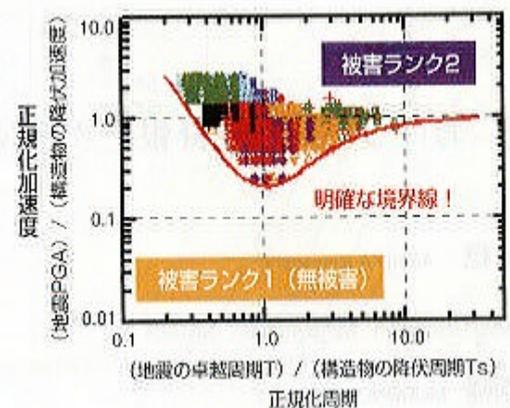


図 4.2-1 橋梁・高架橋の地震時被害推定ノモグラム

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

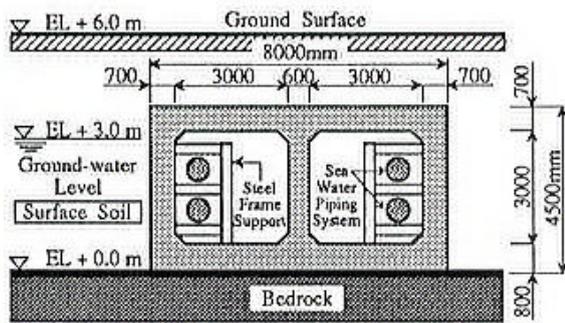


図 4.2-2 取水トンネルの横断面および周辺地盤

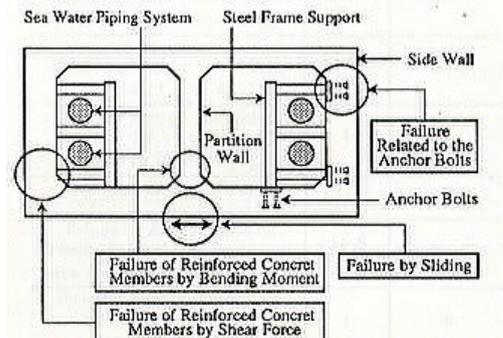


図 4.2-3 損傷モードとその評価部位

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差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 と現実的な耐力 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。

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

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

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

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

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、モンテカルル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、現実的な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ル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。

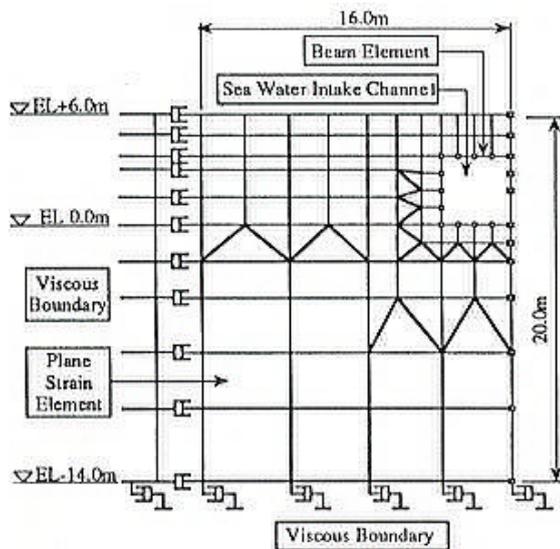


図 4.2-4 地盤—構造物系の 2次元有限要素解析モデル

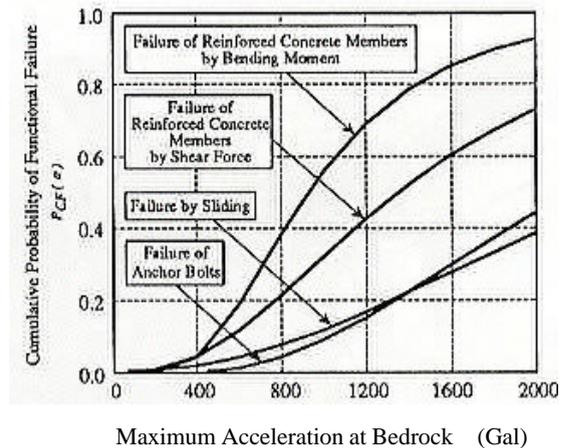


図 4.2-5 各部位の破壊確率と入力地震動の最大加速度の関係

(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 Assesment 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なもので、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，シユー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。

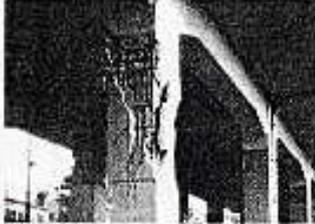
被害ランク	C	B	A
せん断 (S)			
曲げ (M)			

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、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大きいと判断できる。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/cm² に対して、7.0kgf/cm² 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。

$$\begin{aligned}
 m_{res}/m > 1.0 & \quad \text{Damage A} \\
 0.75 < m_{res}/m < 1.0 & \quad \text{Damage B} \\
 0.50 < m_{res}/m < 0.75 & \quad \text{Damage C} \\
 m_{res}/m < 0.50 & \quad \text{Damage D}
 \end{aligned}$$

(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. ・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. 破損箇所 ・損傷部を修復し, その外側を鋼板巻. 損傷箇所 ・クラック部にエポキシ樹脂を注入し鋼板巻.
	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	
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	
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	
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については残留耐荷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，あっても耐荷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 y 程度の変位ではほぼ弾性的挙動を示し耐荷力的には健全であり， $2y$ 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， $3y$ 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， $4y$ 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	64	78	102	225	474	943
阪高5号湾岸線	0	0	1	22	179	202
合計	64	78	103	247	653	1145



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(s_u)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(s_u)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(m_y)は物理的には一定軸力の下で最外縁軸鉄筋が降伏応力($s_y=3000\text{kgf/cm}^2$)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(m_y)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(m_u)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(m_u)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。

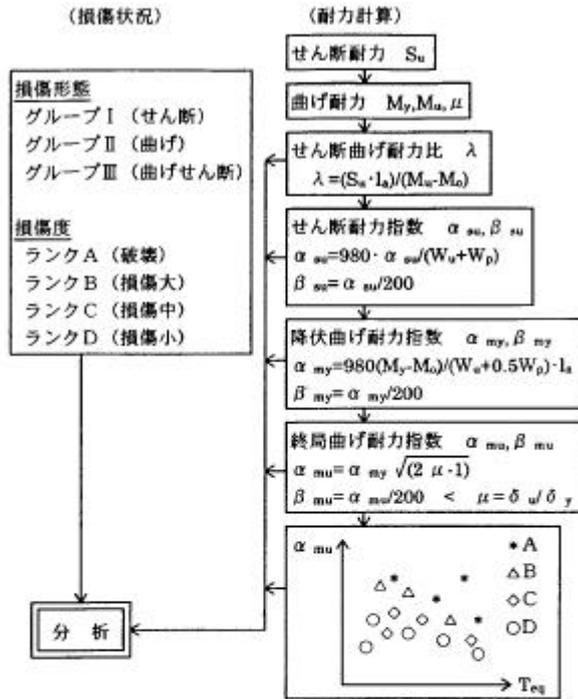
曲げ耐力と被災度

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。



S_u : せん断耐力(tf)	M_u : 軸力直角方向偏心モーメント(tf·m)
M_y : 一定軸力が作用する断面で圧縮側コンクリート最外縁引張鉄筋が降伏応力に達する曲げモーメント(tf·m)	W_u : 橋脚が負担する上部工重量(tf)
μ : じん性率	W_p : 橋脚重量(tf)
λ : せん断耐力曲げ耐力比	α_{su} : せん断耐力指数(gal)
l_a : 着目断面から上部工慣性力作用位置までの距離(m)	β_{su} : せん断耐力余裕度係数
M_o : 一定軸力が作用する断面において最外縁引張鉄筋のひずみが終局ひずみ量に達する曲げモーメント(tf·m)	α_{my} : 降伏曲げ耐力指数(gal)
	β_{my} : 降伏曲げ耐力余裕度係数
	α_{mu} : 終局曲げ耐力指数(gal)
	β_{mu} : 終局曲げ耐力係数
	δ_u : 終局曲げ変位(m)
	δ_y : 降伏曲げ変位(m)
	T_{eq} : 等価固有周期

図 4.4-1 耐力照査フロー図

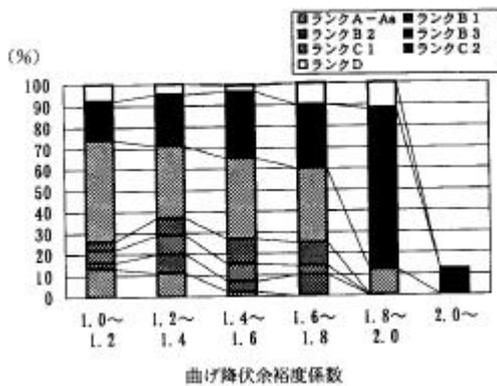


図 4.4-2 曲げ損傷タイプと曲げ降伏余裕度の関係

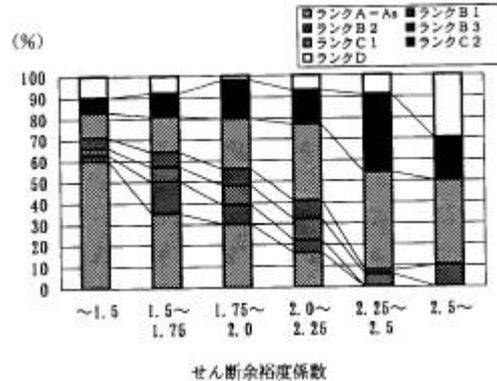


図 4.4-3 せん断余裕度分布係数

(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。

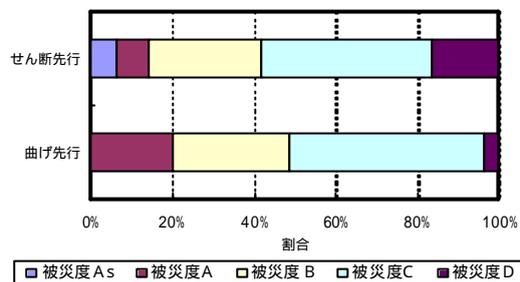


図 4.4-4 せん断破壊先行および曲げ破壊先行橋脚の被災度分布

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

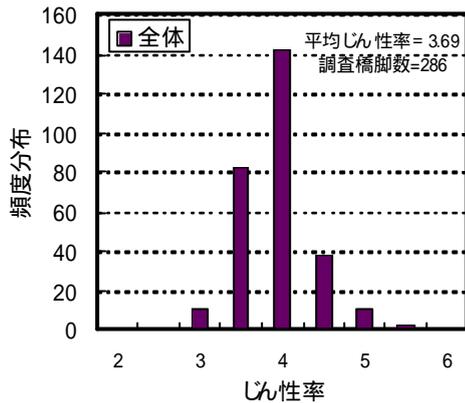


図 4.4-5 曲げ破壊先行橋脚のじん性率分布

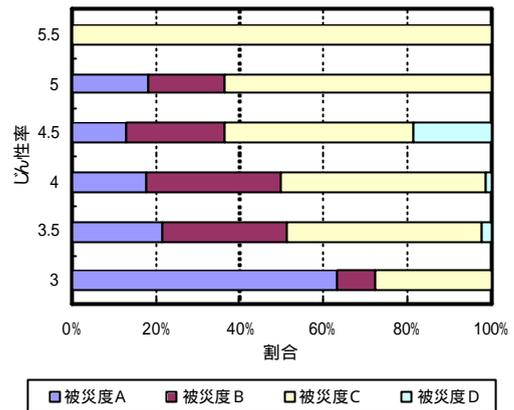


図 4.4-6 じん性率と被災度との関係 (曲げ破壊先行橋脚)

(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 RC 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	<p>(再構築橋脚数) 9 3</p>	国道 4 3 号上
深江 - 摩耶間 6.2km	1996.8.10	<p>(再構築橋脚数) 6 2</p>	国道 4 3 号上
摩耶 - 京橋間 3.2km	1996.2.19	<p>(再構築橋脚数) 2 8</p>	平面街路上
京橋 - 柳原間 3.6km	1996.7.17	<p>(再構築橋脚数) 5 4</p>	国道 2 号線上
柳原 - 月見山間 6.4km	1996.8.31	<p>(再構築橋脚数) 4 5</p>	国道 2 号線上

(単位：本線橋脚数)