

被災した地中構造物の耐震性能に関わる損傷度評価

Application of estimation of fragility for the damaged in-ground structures during the Great Hanshin Earthquake

松本敏克*, 澤田純男**, 渡邊英一***

Toshikatsu MATSUMOTO, Sumio SAWADA, Eiichi WATANABE

*工修, (株)ニュージェック, 技術開発グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東 2-3-20)

**工博, 京都大学助教授, 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

***Ph.D., 工博, 京都大学教授, 大学院工学研究科 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

A practical application of probabilistic simple procedure based on 2nd Moment Method is discussed in this paper, to seismic performance verification of the damaged in-ground RC structures during the Great Hanshin Earthquake. First, as a case study, accurate earthquake response analysis is carried out for Soil-Structure Interaction-system (SSI-system), which is able to consider interaction effect and non-linear behavior of it. Characteristic behavior of SSI-system is investigated. In addition, sensitivity of the response for variation of material property of it is studied using several response analysis. Finally, in the case of estimation of the seismic performance, fragility curve is calculated using First Order 2nd Moment Method (FOSM) based on the sensitivity study.

Key Words: the Great Hanshin Earthquake, In-ground structures, Seismic performance, Fragility, FOSM

キーワード: 阪神淡路大震災, 地中RC構造物, 耐震性能, フラジリティ, FOSM

1. はじめに

阪神・淡路大震災を契機として, 土木学会では土木構造物の耐震設計等に関する一連の提言が行われてきた¹⁾. の中では, 土木構造物の耐震設計法の基本方針として, レベル1とレベル2の強さの異なる地震動を想定する, いわゆる「2段階設計法」並びに「性能規定型設計法」が提唱されるようになった. さらに, 第三次提言では, 社会の地震防災性を高めるための経費と残存リスクとの関係にも言及している. 確率論的な評価手法は, リスクを定量化するための有力な手法であり, 個々の構造物に対して具体的な手法の構築が求められている.

地中構造物についても各提言に基づいた形で, 耐震性能照査技術の向上が図られつつある^{2)~4)}. しかし, 確率論的な手法で評価がおこなわれた事例は多くはない. 安藤ら⁵⁾や, 茂木ら⁶⁾による確率論的な耐震安全性評価は, 基本的には等価線形の地震応答解析手法に基づいている. 吉田⁷⁾らはライフサイクルコスト最適化の観点から応答変位法を用いた評価を行っている. しかしながら, 最近の地中構造物の耐震性能照査は, ①地盤・構造物連成系としての取り扱い, ②地盤および構造物の非線形性の考慮, ③時間領域の地震応答解析手法の適用, 等が前提となりつつある²⁾. ところが, これらを考慮できる解析手法では, 解析容量, 解析時間や解の安定性等の問題により, モンテカルロ法の適用が困難となる. そこで,

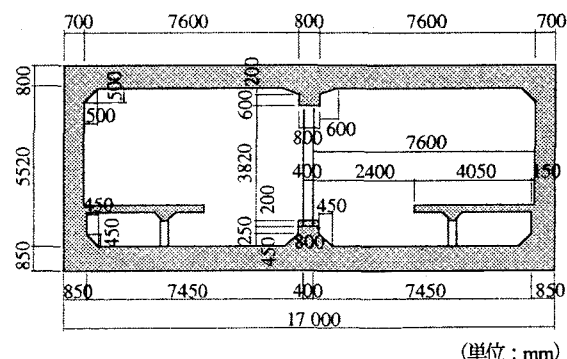


図-1 対象構造物の概要図 (大開駅)

宮川は, 1次元地盤の地震応答解析と両端固定はりに簡略化した弾塑性解析モデルとの組み合わせより, モンテカルロ法による確率的な取り扱いを提案している⁸⁾. また, 別の観点として, 構造解析精度を保ちつつも, 効率的な応答の確率分布の評価を行うことも考えられる.

著者らは, 地中RC構造物の耐震設計の実務において確率論的な評価方法を導入することを目指して, 基礎的な研究を行っている. その一つの段階として, 強い非線形性を有する地盤・構造物連成系に対して, 最近の実務設計で要求される構造解析精度を確保しつつ, 設計の延長線上の評価として損傷確率の分布を簡易に推定する方法のモデル構造物への適用事例を示した⁹⁾. 本論では, 大地震により被災した地中構造物にこの手法を適用し,

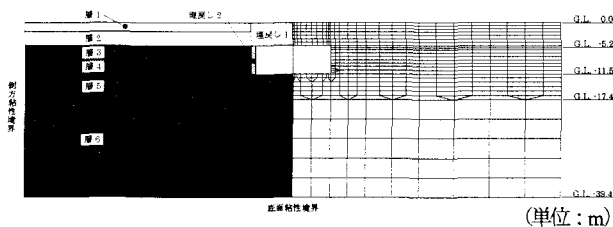


図-2 解析モデル図

表-1 大開駅中柱の構造諸元

寸法	B40cm×D100cm×H382cm
引張鉄筋量 (引張鉄筋比)	88.6cm ² (2.6%)
せん断補強筋量 (せん断補強筋比)	4.5cm ² (0.13%)
コンクリート圧縮強度 (設計基準強度)	38.7N/mm ² (24.5N/mm ²)
鉄筋降伏強度 (許容応力度)	318N/mm ² (143N/mm ²)

実際の被災状況との対比により手法のマクロ的な検証を行うとともに、実務での適用にあたって課題を抽出するものである。

2. 対象構造物の概要

対象とする構造物は、兵庫県南部地震により大きな被害を受けた神戸高速鉄道の大開駅とした。図-1, 2に示すような1層の2連ボックスラーメン構造であり、約5mの土被りを有している。また、奥行き方向に3.5mの間隔で中柱が配置されている。大きな上載荷重に対し小断面であり高軸力の部材となっている。この構造物は、中柱のせん断破壊あるいは曲げせん断破壊により系全体が崩壊したとされている¹⁰⁾。中柱の諸元を表-1に示す。

3. 構造物の動的挙動の把握

構造物の動的挙動を把握するために、地盤・構造物連成系としてモデル化し、地盤および構造部材の非線形性を考慮したFEMによる地震応答解析を実施した。設計実務において地盤・構造物連成系を扱う場合には、これまでFLUSH等の周波数領域での等価線形解析が多用されてきた。しかし、最近の設計地震動は地震動強度が大きく、それにともない地盤応答も等価線形解析の適用範囲を超える場合も多々見受けられるようになった。当該地点についても地盤応答のレベルが大きいことが明らかになってきている。また、文献2)等では、時間領域での非線形解析も標準化されつつある。このような技術的背景から、時間領域での非線形解析を用いることは適当と判断した。

著者らは、大開駅を対象として、非線形解析を用いた地震被害分析を実施してきた。詳細については文献11)、12)を参考にされたい。ここでは概要を示す。

表-2 大開地点の地盤の初期物性

地層区分	深度 (G.L.m)	土質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	ポアソン比 ν
層1	2.1	シルト	19.0	140	38.0	0.333
層2	5.2	砂質土	19.0	140	38.0	0.488
層3	8.4	砂質土	19.0	170	56.0	0.493
層4	11.5	粘性土	19.0	190	70.0	0.494
層5	17.4	粘性土	19.0	240	112.0	0.490
層6	39.4	礫	20.0	330	222.0	0.487
基盤	—	礫	21.0	500	535.0	0.470

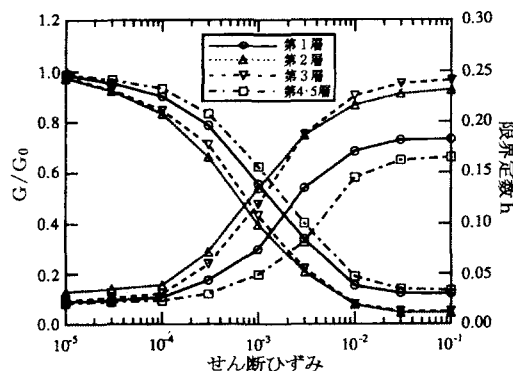


図-3 地盤のひずみ依存特性¹³⁾

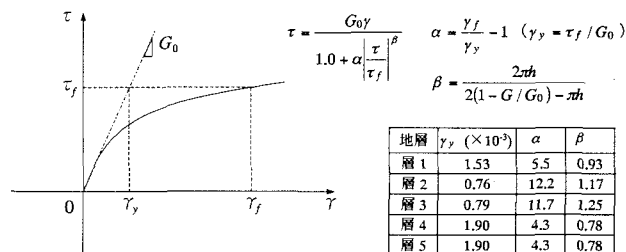


図-4 地盤の復元力特性 (R-Oモデル)

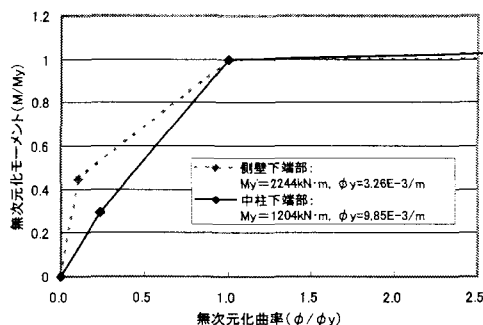


図-5 部材の非線形特性

3.1 解析条件

地盤を平面ひずみ要素、構造物をはり要素でモデル化した2次元FEMモデルを用いた。図-2に解析モデルを示す。

a. 地盤条件

速度構造や物性は既往の研究¹³⁾を基に設定した。GL-39.4m以深にせん断波速度 $V_s = 500\text{m/sec}$ 程度の洪積層が存在し、これを基盤と考えモデル底面とした。地盤の初期物性を表-2に示す。基本的には弾性波探査結果

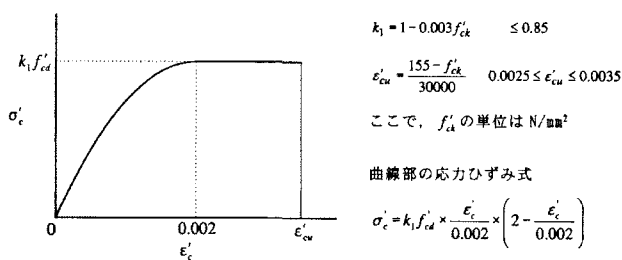


図-6 コンクリートの応力-ひずみ曲線⁹⁾

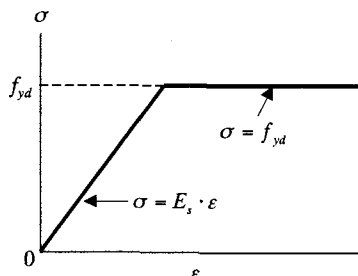


図-7 鉄筋の応力-ひずみ曲線⁹⁾

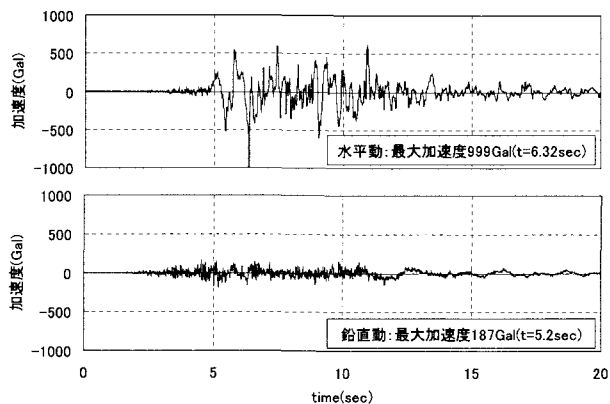


図-8 入力地震動の時刻歴波形

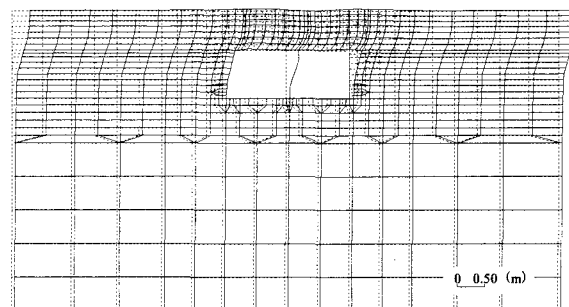


図-9 最大変形図

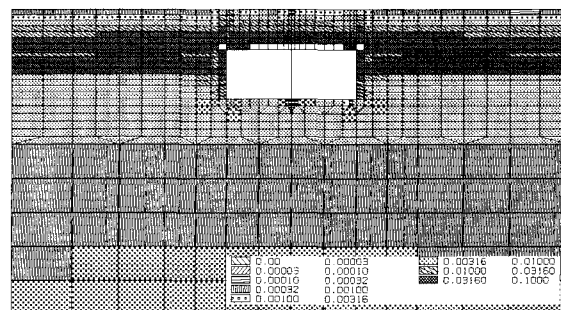


図-10 最大せん断ひずみ分布図

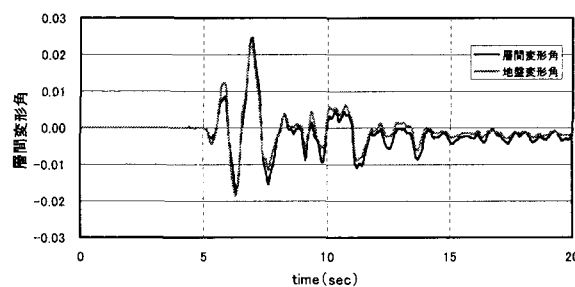


図-11 層間変形角の時刻歴応答

に基づいている。土質材料の非線形性は、R-O モデルにより表現した（図-4）。なお、非線形パラメータの設定にあたっては、大ひずみ領域での応力-ひずみ履歴を精度良く表現するために、ひずみ 1%時のひずみ依存特性にフィットさせるものとした。

b. 構造条件

RC 部材の非線形性は解析過程の軸力変動に応じて骨格曲線の更新ができるトリリニアモデル（江戸型モデル）を用いることとした¹⁴⁾。各勾配はひび割れ、降伏、終局の特性点を結ぶものとして定義し、各特性点はコンクリート示方書[構造性能照査編]のコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線を用いて RC の断面計算により算定した。図-5 に解析に用いた M-φ 曲線の一例を示す。隅角部には剛域を設け十分に大きな曲げ剛性を与えた。また、側壁のホーム下や中柱上下端部の部材断面が大きい部分は、密な配筋状況も勘案して弾性要素として扱った。なお、要素区分の詳細については図-12,13 を参照されたい。

c. 入力条件

入力地震動は、洪積層における地中の地震波に相当すると考えられるポートアイランドの GL-83.0m における観測波に基づいて設定した。この地震波形は、地震の発生機構に基づく推定地震動の周波数特性や、当該地点の残存設備の被害状況と、この波形を用いた残留変位解析結果との整合が良好であるとの知見も得られている¹⁵⁾。水平動については、観測地点の地盤表層部の非線形化の影響を考慮して、時間領域にて上昇波 E と下降波 F を分離して上昇波 E のみを取り出した波である¹⁶⁾。鉛直動は、非線形化の影響は小さいものとして、観測記録そのもの（E+F）を 2E 波とみなしている。図-8 に露頭波としての加速度波形（2E 波）を示す。これらを解析モデルの底面粘性境界を介して、水平動、鉛直動を同時に入力した。

3.2 地盤および構造物の変形状況

図-9 は最大変形図である。表層地盤が大きく変形し、自由地盤での地表面変位は 27cm となっている。1 次の

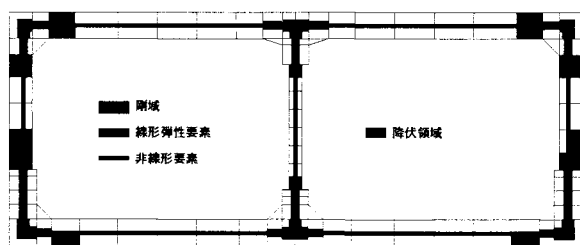


図-12 構造物の塑性状況

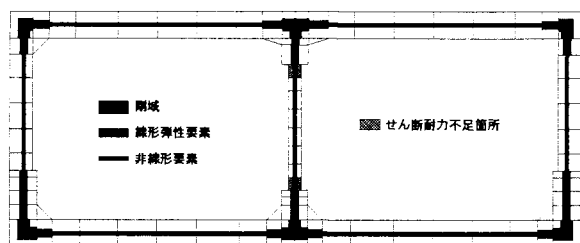


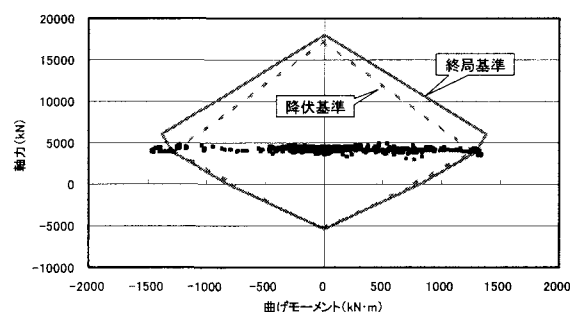
図-13 せん断耐力不足箇所

せん断変形モードが卓越しており、構造物の頂底版間の層間変位と同一深度の自由地盤変位とも対応し（図-11参照）、構造物の変形は地盤変形に追従している様子が伺える。図-10の地盤の最大せん断ひずみ分布もほぼ層状となっており、せん断変形を呈している。層2、層3は%オーダーのひずみとなっている。また、頂版近傍の上載土のひずみは10%を超えている。このようなひずみ領域ではもはや等価線形解析を適用するのは困難である。また、図-11によれば、構造物の層間変形角は0.02程度である。なお、層間変形角は頂版および底版の水平相対変位を構造物高さで除したものである。建築物の指針¹⁷⁾や原子力設備²⁾の地中RC構造物の指針では、条件にもよるが、層構造形式の構造物の限界変形角は、0.01～0.02程度であることから、限界状態に近い状態であることがわかる。

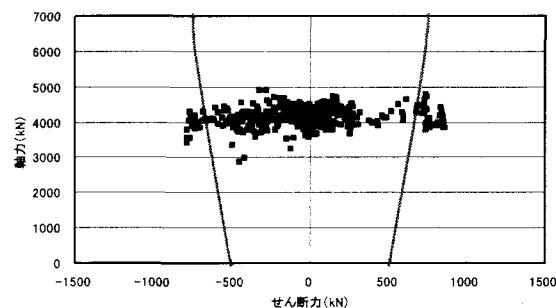
3.3 構造物の損傷状況

図-12は部材の鉄筋降伏の状況を示している。水平部材と鉛直部材が接合するすべての隅角部で鉄筋が降伏し塑性ヒンジが形成されているので、構造系全体としての残存剛性は小さくなっており、図-9に示したように、構造物の変形が地盤変形に追従することを裏付ける結果となった。図-13は発生せん断力に対してせん断耐力が不足する箇所を示している。中柱の上下端部がそれに該当している。せん断耐力についてはコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕¹⁸⁾のせん断耐力式を用いた。ただし、軸力の影響を表す係数 β_n については、実験結果との整合が良い $\beta_n = 1 + 2M_0/M_u$ を採用している。なお、曲げやせん断の耐力の算定には、安全係数をすべて1.0としている。

図-14には中柱下端部の断面力履歴を示している。曲げとせん断に関する破壊基準も同時に示している。図-



(a) 曲げモーメントと軸力の履歴



(b) せん断力と軸力の履歴

図-14 断面力の履歴（中柱下端部）

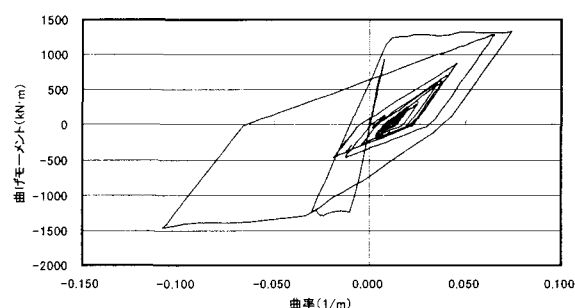


図-15 M-φの履歴（中柱下端部）

14(a)の曲げについては終局破壊（圧縮縁のコンクリートひずみが 3500μ ）に至っている。ほぼ釣合破壊、すなわち、引張鉄筋が降伏すると同時に圧縮縁のコンクリートも破壊するという脆性的な挙動となることが予想される。図-15にM-φの履歴を示す。部材が降伏してモーメントが上限値に至っている。また、降伏曲率 $\phi_y = 9.9 \times 10^{-3} (1/m)$ に対して、最大曲率は $\phi = 1.1 \times 10^{-1} (1/m)$ であり、塑性率も11を超え十分に塑性化している。図-14(b)のせん断についても、断面力の履歴は破壊基準を超えており、せん断破壊に達していることが確認された。

したがって、中柱は曲げおよびせん断の両方の破壊基準を超えており、構造的に非常に厳しい状況であることがわかった。

4. 構造物の動的挙動の感度分析

地盤および構造物に関わる系のばらつきには、材料特性、寸法諸元、破壊性状、等が挙げられるが、ここでは

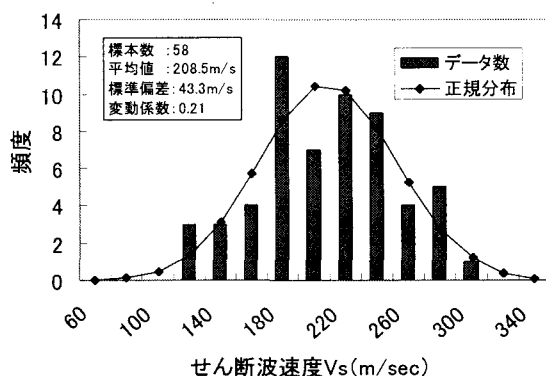


図-16 N 値より換算したせん断波速度 V_s の統計量

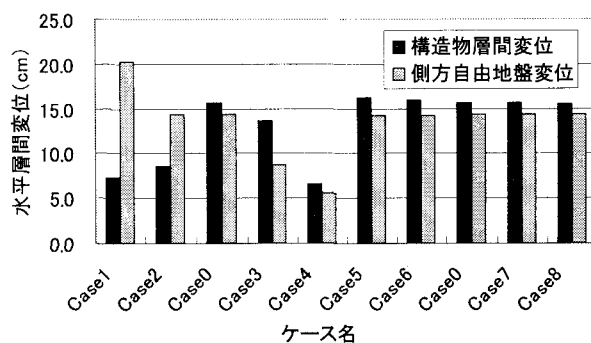


図-17 応答解析結果（水平層間変位）

表-3 感度分析における検討ケース

検討項目	ケース名	物 性 値					備考	
		せん断波速度 Vs(m/sec)						コンクリート 強度 f _{ck} (N/mm ²)
		層1	層2	層3	層4	層5		
地盤 Vs の 影響	Case1	84	84	102	114	144	38.0	Vs:m-2σ
	Case2	112	112	136	152	192	38.0	Vs:m-1σ
	Case0	140	140	170	190	240	38.0	Vs:m
	Case3	168	168	204	228	288	38.0	Vs:m+1σ
	Case4	196	196	238	266	336	38.0	Vs:m+2σ
コンク リート 強度 f _{ck} の 影響	Case5	140	140	170	190	240	30.4	f _{ck} :m-2σ
	Case6	140	140	170	190	240	34.2	f _{ck} :m-1σ
	Case0	140	140	170	190	240	38.0	f _{ck} :m
	Case7	140	140	170	190	240	41.8	f _{ck} :m+1σ
	Case8	140	140	170	190	240	45.6	f _{ck} :m+2σ

材料特性に着目した。また、簡単のために各材料は均一な状態を想定した。そして、効率的な確率分布の推定のために、1次近似2モーメント法の適用を前提として、いくつかの材料とその特性に対して主要な因子を絞り込み、それらに対する感度分析を行った。

4.1 材料のばらつき

構造物の材料は鉄筋とコンクリートであるが、一般にばらつきが大きいとされるコンクリートに着目した。コンクリートの变形特性は、図-6に示すように、一般には基準強度に従属であると考えられるため、変動因子としてはコンクリート強度 f_{ck} を考慮するものとした。日本建築学会では、約56,000本の強度試験の試験データを設計基準強度に応じて整理しており、変動係数を0.097～0.112としている¹⁷⁾。これらに基づき、変動係数を0.1とした。また、感度分析における変動範囲は、平均物性 $\pm 2\sigma$ (σ は標準偏差)の範囲とした。

地盤のばらつきとしては、表層地盤(層1～層5)のせん断波速度 V_s に着目した。当該地点では弾性波探査が行われていたが、 V_s のばらつきを設定できるほどデータが十分ではないので、周辺のボーリングデータを参考にN値より換算した V_s を整理してばらつきをもとめた。それでも標本数が十分ではないため、層1～層5をひとまとめとしてばらつきを設定することとした。その結果を図-16に示す。これより変動係数および変動範囲を、0.2および平均物性 $\pm 2\sigma$ と設定した。なお、せん断弾性

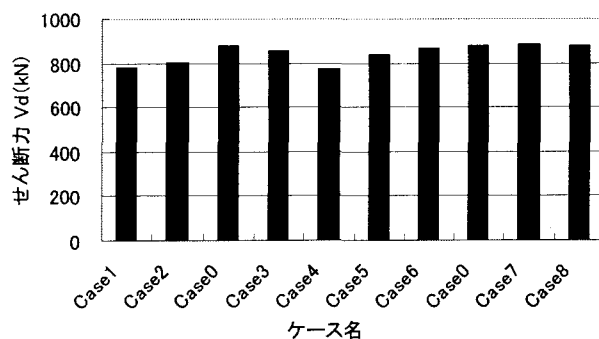


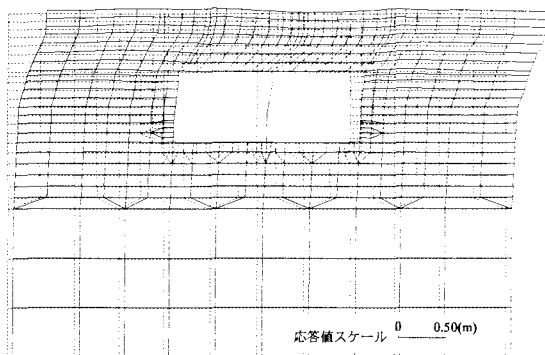
図-18 応答解析結果（中柱下端部のせん断力）

係数 G_0 は V_s の2乗に比例するため、地盤剛性としてはより大きな変動範囲を想定していることになる。設定した検討ケースを表-3にまとめる。

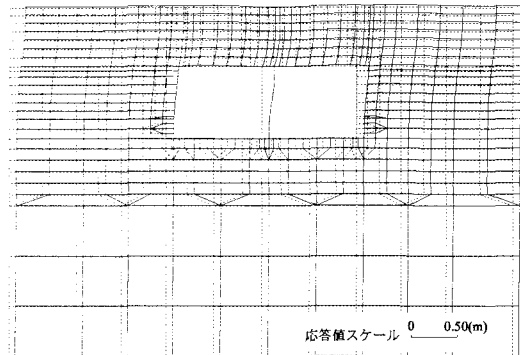
なお、これら以外の解析条件については、3.1に示したとおりである。

4.2 応答解析結果の感度分析

構造物変形に関する解析結果を図-17に示す。Case0は前章3で解析したケース、Case1～Case4はコンクリート強度 f_{ck} を一定として地盤 V_s の変動の影響についての検討ケースである。構造物から離れた側方自由地盤では、 V_s が小さく地盤剛性が小さくなるほど、構造物の床版位置に対応する深度での変形量は増大する傾向にある。しかし、構造物の層間変位は地盤剛性に対して単調な現象とはなっていない。すなわち、地盤剛性の大きなCase4では、構造物変形は小さく地盤変形とも対応しているが、剛性が小さいCase1では、地盤変位量に比べ構造物の層間変位量はかなり小さくなっている。また、地盤の平均物性程度でピークを有している。この原因についてはあとで考察する。一方、Case5～Case8は V_s を一定としてコンクリート強度 f_{ck} の変動の影響についての検討ケースであり、構造物変形量は f_{ck} の影響をほとんど受けていない。このように、構造物の変形は地盤 V_s (すなわち地盤剛性)の影響を大きく受ける状況にあることがわかった。同様の傾向は簡易な応答変形推定法によるパラメータ・スタディーでも確認されている¹⁹⁾。

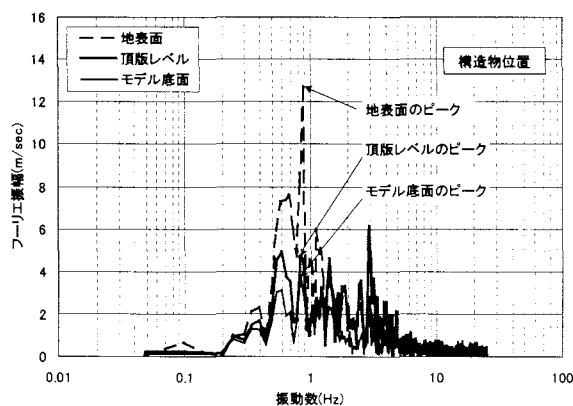


(a) Case1 (地盤剛性が小なる場合) の変形

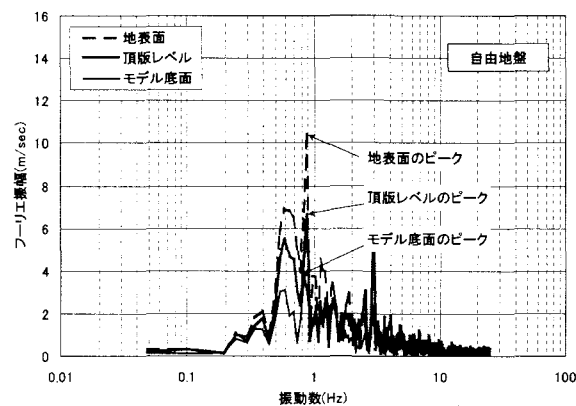


(b) Case4 (地盤剛性が大なる場合) の変形

図-19 構造物周辺の拡大変位図



(a) Case1 の加速度応答のスペクトル



(b) Case4 の加速度応答のスペクトル

図-20 フーリエスペクトル

中柱下端部におけるせん断力の解析結果を図-18に示す。Case0～Case8は先述のとおりであるが、地盤 V_s 、コンクリート強度 f_{ck} の両因子に対する感度は小さい。

これは構造物の損傷による塑性化の影響と考えられる。すなわち、中柱の上下端部が曲げ降伏して塑性ヒンジが発生したために、材端部の曲げモーメントは降伏モーメントで頭打ちになり、モーメント勾配として定義されるせん断力があまり変動しなかったことがその理由と考えられる。

地盤剛性の変化にともない、地盤変形と構造物変形の

整合がとれない原因については、以下のように考察される。図-19に構造物周辺の拡大変位図を示す。この図は各節点での最大変位を示すものである。地盤剛性の大きなCase4では構造物が地盤振動に同調している。地盤剛性が小さなCase1では、構造物直上の上載土部分に着目すると、地表面での変位は大きい、構造物頂版位置の変位が極端に小さくなっている。図-20は構造物断面と側方自由地盤の加速度応答のフーリエスペクトルである。Case4では、構造物断面および自由地盤で変わらぬ振動数特性を示し、両者が同調する様子を裏付けている。

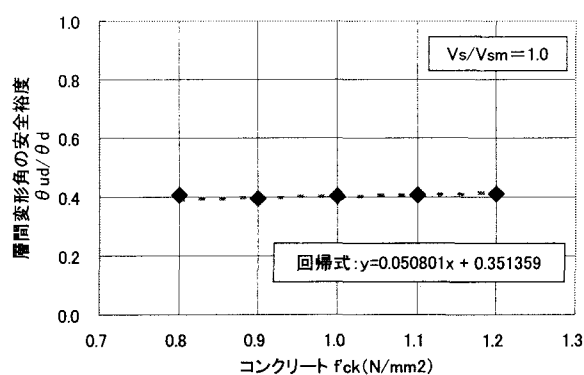
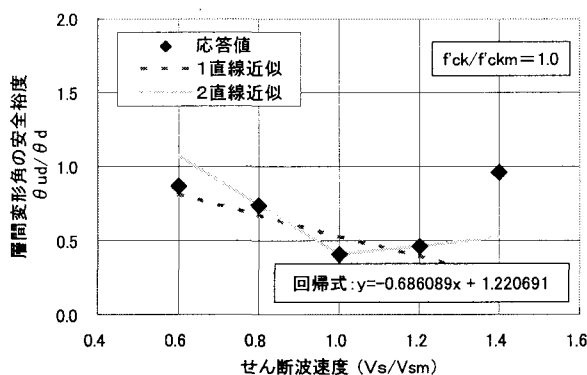


図-21 変形の安全裕度に関する感度分析

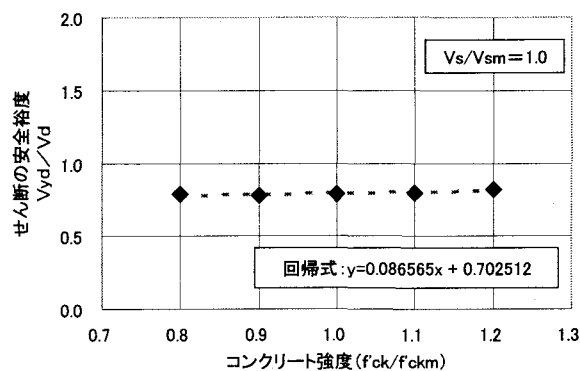
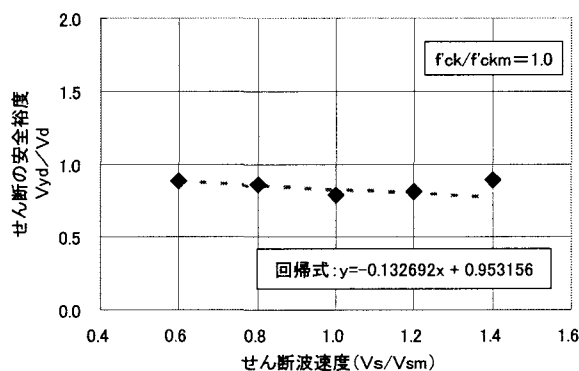


図-22 せん断の安全裕度に関する感度分析

Case1 では、1Hz 付近に地表面応答の際立ったピークが見られる。また、構造物断面においては地表面の応答が著しく増幅されているが頂版レベルの応答が小さい。側方自由地盤ではその差はあまり目立っていない。すなわち、上載土部分の応答の増幅率が周辺に比べて際立っている。以上より、上載土部分の地表面で腹、頂版面で節となる地盤振動が励起されていることを示していると考えられる。したがって、Case1 では上載土部分には周辺地盤とは異なった局所的な振動が励起され、構造物の頂版部が節になる影響を受けて層間変位が抑制され、自由地盤の変位量よりも小さくなったものと考えられる。一方、平均的な物性のケース (Case0 等) では、これらの極端なモードの遷移的な状態にあると考えられ、複雑な挙動となっているものと考えられる。

4.3 構造物安全裕度の感度分析

地中 RC 構造物の耐震性能を確認するための照査項目はいくつか考えられるが、ここでは文献 2) に示される照査項目、すなわち、曲げに対する層間変形角とせん断に対するせん断力に着目した。

照査項目の限界値は、応答解析で用いた材料物性や応答値である発生断面力に依存するので、応答値と全く独立というわけではない。したがって、構造物の安全裕度を表す耐震指標として、次に示す指標を用いることとした¹⁸⁾。安全裕度が 1 に満たないと構造物は「破壊」と判定される。

$$\text{安全裕度} = \text{限界値 (LV)} / \text{応答値 (RV)}$$

この指標は、地盤や基礎の安定計算等で用いられる「安全率」と類似の指標と考えられる。この安全率を確率的に取り扱った研究事例も見受けられる²⁰⁾。

層間変形角の照査については、中柱が高軸力であり、脆性的な破壊形態が懸念されることから、構造物崩壊に関する安全側の目安である限界層間変形角 0.01 を用いた。また、せん断耐力についてはコンクリート標準示方書 [構造性能照査編]¹⁸⁾ のせん断耐力式を用いた。なお、せん断耐力のばらつきについては、コンクリート強度 f_{ck} のばらつきとして考慮している。

曲げおよびせん断の安全裕度の変化を図-21, 22 に示す。曲げ変形およびせん断ともに、因子に依らず変動範囲の全領域で破壊と判定される結果となった。

とくに、曲げ変形については、周辺地盤の複雑な動的挙動の影響により、変動因子と安全裕度の間には非線形の相関関係が認められる。ただし、今回の感度分析の範囲は、地盤のせん断波速度 V_s の変動係数が 0.2 に対して、 $\pm 2\sigma$ の範囲の検討であり、平均的な V_{sm} に対して、0.6 倍～1.4 倍の範囲である。せん断剛性換算では 0.36 倍～1.96 倍と広範囲の条件設定である。このことを考慮すると、区間を限定して線形性を検討することは可能と考えられる。そこで、目安として、 $\pm 1\sigma$ の範囲での回帰直線を示した。また、せん断については、因子に依らず安全裕度との間にはほぼ線形関係が認められた。

5. 構造物の損傷確率の算定

構造物の応答の感度分析により得られた因子と応答との相関関係を利用して、1次近似2次モーメント法²¹⁾を適用し、応答の損傷確率分布を因子の確率諸元(平均値・分散等)により表す。

5.1 1次近似2次モーメント法の概要

一般に、2次モーメント法は確率変数の2次までのモーメントである平均値・分散を使用して応答の確率分布を求めるものである。1次近似法は、応答の2次モーメントを求める際に、応答をテイラー展開して、その1次項まで考慮するものである。以下にその概要を述べる。振動系の応答 g が確率変数 $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ の関数であるとする、確率変数の平均値 $\bar{X} = \{\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n\}$ におけるテイラー展開は次式で与えられる。

$$g(X) = g(\bar{X}) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}} (x_i - \bar{x}_i) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial^2 g}{\partial x_i \partial x_j} \right)_{\bar{x}} (x_i - \bar{x}_i)(x_j - \bar{x}_j) + \dots \quad (1)$$

ここで、大文字はベクトルを、記号 $\bar{}$ は平均値を示す。(1)式の2次以降の項を省略すれば、 $g(X)$ は以下のようになる。

$$g(X) = g(\bar{X}) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}} (x_i - \bar{x}_i) \quad (2)$$

また、平均値と分散は次式で与えられる。

$$E[g] = g(\bar{X})$$

$$Var[g] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}} \left(\frac{\partial g}{\partial x_j} \right)_{\bar{x}} Cov[x_i, x_j] \quad (3)$$

ここに、 $Cov[x_i, x_j]$ は確率変数 x_i と x_j の共分散である。 x_i と x_j が独立の場合、 $i \neq j$ の共分散は0となるので、その場合には応答 g の分散は以下のように表される。

$$Var[g] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}}^2 \cdot \sigma_i^2 \quad (4)$$

ここに、 σ_i は各因子の標準偏差を表し $\sigma_i^2 = Cov[x_i, x_i]$ である。

5.2 損傷確率分布の推定

(1) 離散化手法による応答の1次近似

構造物の安全裕度に関する感度分析結果を踏まえ、各々の因子の変動に対して、1次近似2次モーメント法を用いて確率分布に関する諸元(平均値 m 、分散 σ^2)を推定する。この推定法では、理論的には確率変数 X の平均値における応答 g の接線勾配により分散を求めること

になる。応答 g が連続関数として表現される場合や、標本数の多い離散化手法の場合には、接線勾配を比較的容易に求めることができる。しかし、本論のような地盤・構造物連成系の地震応答解析結果を標本と位置付ける場合には、少ない標本数にて接線勾配を求める必要がある。このような場合、2点推定法のような点推定法の概念を取り入れて、離散点として平均値 $\pm 1\sigma$ の点を代表させることが一般的である。そこで、本論でも、平均値および $\pm 1\sigma$ の点を抽出して勾配を決定することとした。

(2) 非線形応答への対応

地盤のせん断波速度 V_s と構造物変形との相関には非線形性が認められる。このような場合、応答を1直線に近似するのではなく、2直線以上に近似することが考えられる。ここでは、簡単に2直線に近似するものとする²²⁾。振動系の応答 g の分散は(4)式で与えられる。 g の1次の微係数を以下のように設定する。

$$\left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}} = \frac{g_i^+ - g_i^-}{2\Delta} \quad (5)$$

ただし、
 $g_i^+ = g(x_1, x_2, \dots, x_i + \Delta, \dots, x_n)$
 $g_i^- = g(x_1, x_2, \dots, x_i - \Delta, \dots, x_n)$
 Δ は x_i の変動量

平均値 $g(\bar{X})$ を用いて、(5)式の微係数を次式のように変形する。

$$\left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}} = \frac{(g_i^+ - g(\bar{X})) - (g_i^- - g(\bar{X}))}{2\Delta} \quad (6)$$

(6)式の両辺を2乗する。そして、 g_i^+ 、 g_i^- に対して $\bar{X}$ における1次までのテイラー展開をとり整理すると、微係数の2乗は以下のように表すこともできる。

$$\left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{x}}^2 = \left\{ \frac{(g_i^+ - g(\bar{X})) - (g_i^- - g(\bar{X}))}{2\Delta} \right\}^2 = \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{g_i^+ - g(\bar{X})}{\Delta} \right)^2 + \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{g_i^- - g(\bar{X})}{\Delta} \right)^2 \quad (7)$$

(7)式の第1項は平均値 $g(\bar{X})$ に対して右側の直線勾配、第2項は左側の直線勾配に相当し、各々1/2の重みが乗じられた形となっている。これを適宜(4)式に代入し分散を算定する。

(3) 損傷確率分布

表-4に推定された確率諸元を示す。変形に関する安全裕度の平均値は0.404、標準偏差は0.169、変動係数は0.419となっている。地盤 V_s およびコンクリート強度 f_{ck} の安全裕度に対する影響度は、 $\sigma_i \cdot \partial g / \partial x_i$ の大小によって表される。この値はコンクリート強度 f_{ck} に比べて地盤 V_s が非常に大きく、 V_s の影響が変形に対して支配

表-4 1次近似2次モーメント法による損傷確率

因子情報	因子種別	地盤 V_s (m/sec)			コンクリート強度 f'_{ck} (N/mm ²)		
	因子の確率	140~240			38.0		
	諸元	0.20			0.10		
	因子の変動範囲	$\pm 1 \sigma$			$\pm 1 \sigma$		
変形の損傷確率	因子の入力値 X	-1σ	m	$+1 \sigma$	-1σ	m	$+1 \sigma$
	耐震指標の解析値 g(X)	0.737	0.404	0.463	0.396	0.404	0.406
	勾配情報	$\partial g / \partial X_i$		-1.66694	0.29476		0.05080
		$\sigma_i \cdot \partial g / \partial X_i$		-0.33339	0.05895		0.00508
		重み		0.5	0.5		1.0
	耐震指標の確率諸元	平均値			0.404		
		標準偏差			0.16936		
		変動係数			0.41938		
	損傷確率 (正規分布)	$g=1.0$ の標準確率変量			3.52027		
		損傷確率			0.9998		
せん断の損傷確率	因子の入力値 X	-1σ	m	$+1 \sigma$	-1σ	m	$+1 \sigma$
	耐震指標の解析値 g(X)	0.863	0.788	0.810	0.781	0.788	0.798
	勾配情報	$\partial g / \partial X_i$		-0.13269	0.08657		0.08657
		$\sigma_i \cdot \partial g / \partial X_i$		-0.02654	0.00866		0.00866
		重み		1.0	1.0		1.0
	耐震指標の確率諸元	平均値			0.788		
		標準偏差			0.02791		
		変動係数			0.03544		
	損傷確率 (正規分布)	$g=1.0$ の標準確率変量			7.60513		
		損傷確率			≈ 1.000		

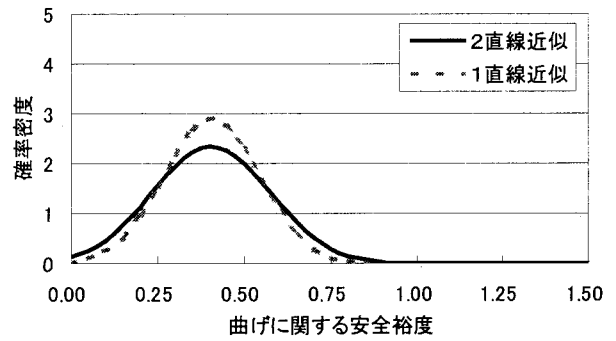


図-23 変形に関する損傷確率分布

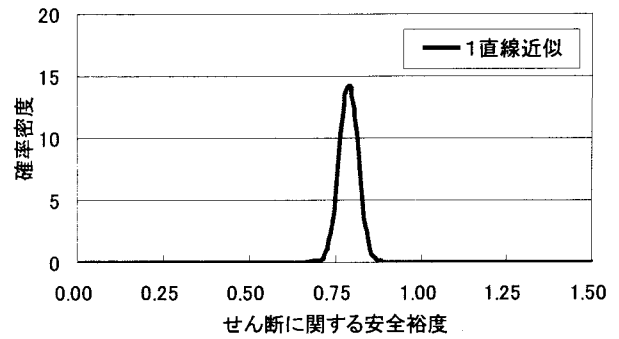


図-24 せん断に関する損傷確率分布

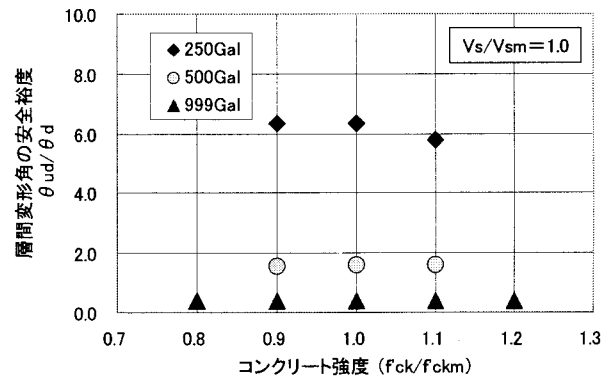
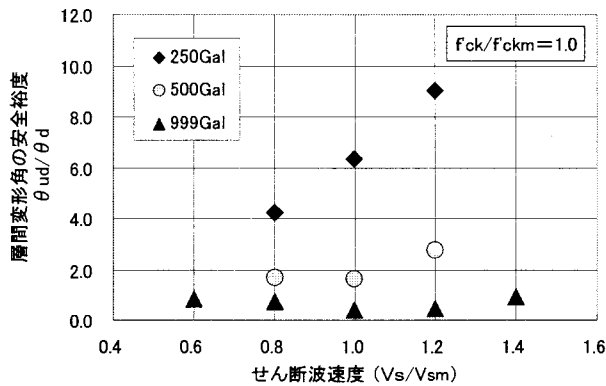


図-25 各地震動強度での感度分析 (変形の安全裕度)

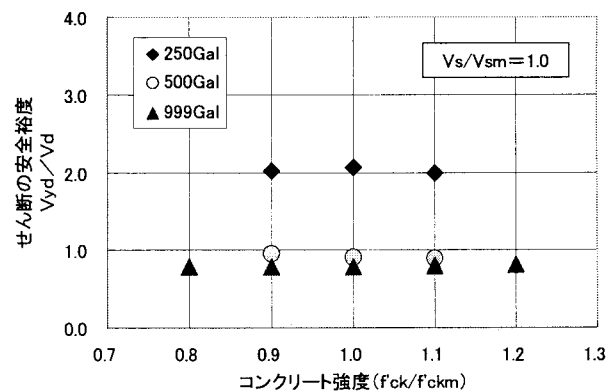
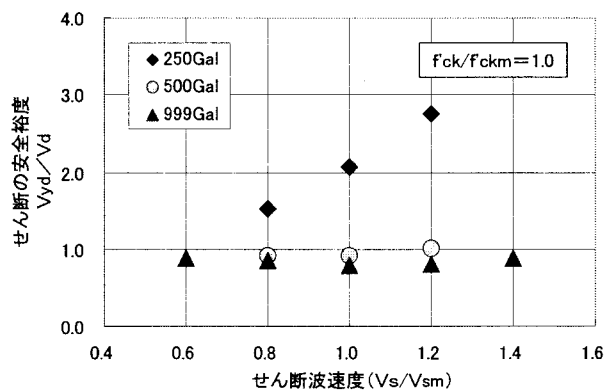


図-26 各地震動強度での感度分析 (せん断の安全裕度)

表-5 地震動強度ごとの損傷確率

(a) 変形に対する損傷確率

地震動強度 PGA (Gal)	安全裕度の 平均値 E(D)	標準偏差 sd(D)	変動係数 cov(D)	X=1.0のときの標準 正規変量 U	損傷確率 Pf
999	0.4038	0.1694	0.4194	3.520	0.9998
500	1.626	0.5685	0.3497	-1.100	0.1356
250	6.340	1.7451	0.2753	-3.060	0.0011

(b) せん断に対する損傷確率

地震動強度 PGA (Gal)	安全裕度の 平均値 E(D)	標準偏差 sd(D)	変動係数 cov(D)	X=1.0のときの標準 正規変量 U	損傷確率 Pf
999	0.7877	0.0279	0.0354	7.605	1.0000
500	0.9153	0.0563	0.0615	1.5046	0.9338
250	2.073	0.6184	0.2984	-1.734	0.0414

的であることがわかる。せん断に関する安全裕度の平均値は 0.788、標準偏差は 0.028、変動係数は 0.035 となっている。標準偏差、変動係数ともに非常に小さく、因子の変動に対してせん断のばらつきがほとんどない状況となっている。これは、4.2 で考察したように、対象構造物が十分に塑性化しており、作用荷重の多少の増大で変形が急進するも、断面力はほぼ上限に達した状況にあることが原因と考えられる。

このようにして得られた確率諸元を基に、構造物が損傷する確率分布を推定した。応答の確率分布形状については、一般的に用いられる正規分布を採用した。図-23、24 に変形およびせん断の安全裕度の確率分布を示す。安全裕度が 1 を下回る部分が構造物が損傷を受ける確率（損傷確率 P_f ）を表している。変形およびせん断による損傷確率はほぼ 100%となった。また、損傷確率分布は、変形についてはばらつきが大きい、せん断力については小さいことが確認できる。ただし、本論では、材料のばらつきのみを考慮しているが、せん断については、破壊性状のばらつきも考えられるので、実際のばらつきは多少大きくなることが予想される。

応答の非線形性については、2 直線近似により非線形性を考慮したが、非線形性を考慮しない 1 直線近似によっても同様の評価を行った。応答レベルが大きく、ほぼ 100%の損傷確率が算定される領域にあったため、損傷確率には影響がない結果となったが、非線形性の考慮により確率分布が異なる結果となっている。応答のレベル次第では損傷確率に影響を及ぼす可能性がある。

6. 損傷度曲線の算出と考察

以上、ポートアイランドにおける観測記録に基づいた地震動（基準ケース：PGA999Gal）の場合について損傷確率を評価したが、それ以外の地震動強度でも損傷確率

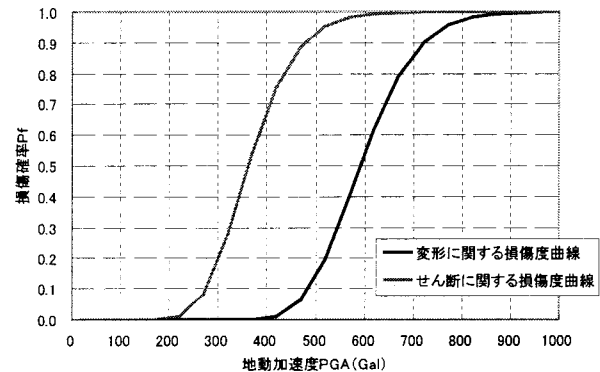


図-27 大開駅の損傷度曲線

を算定した。基準ケースでの構造物の損傷状況を考慮して、基準ケースの1/2倍（PGA500Gal）、1/4倍（PGA250Gal）の地震動強度を設定した。

(1) 各地震動強度での損傷確率

各地震動強度における感度解析結果を図-25、26に示す。地震動強度が小さくなるにともない線形的な挙動となるが、各因子の変動に対する応答の変化率（感度）が大きくなっている。

また、損傷確率を表-5にまとめる。変形については、地震動強度が小さくなるにともない、安全裕度の平均値は大きくなり、PGA500Galでは1.0を確保でき、確定論的には破壊しないと判定される結果となった。変動係数については、0.419～0.275と地震動強度の低減とともに多少小さくなった。地震動強度が大きいと地盤応答が複雑化し、ばらつく傾向にあることを示していると考えられるが、地震動の強度変化の割に変動係数の増減幅が小さいとも解釈できる。土構造物の耐震安定性評価においては、安全裕度が1となる地震動強度における応答のばらつきが、他の強度でのばらつきと大差ない結果を与えたとの知見も得られている²²⁾。

せん断についても、地震動強度が小さくなるにともない、安全裕度の平均値は大きくなり、PGA250Galの場合に1.0を確保できた。変動係数については、0.035～0.298と地震動強度の低減とともに大きくなった。とくにPGA500Galから250Galへの段階での変化が大きい。安全裕度もこの段階で1.0を超えていることから、この段階が構造物の塑性状況が変化し、モーメントが上限に達する時点の前後で、せん断のばらつきの状況が大きく異なることを意味していると考えられる。

(2) 損傷度曲線の算出と考察

異なる3つの地震動強度での構造物の損傷確率が評価されたことから、それに対応した構造物の fragility を評価する。地震動強度の生起パターンは対数正規分布で表されることが多く、損傷度曲線は対数正規分布の分布関数として仮定される場合が多い。複数の地震動強度

とそれに対応する損傷確率に対して、最小二乗法を用いてフィッティングした。また、地震動の強度指標としては、他の観測記録との比較検討も想定して、地動加速度（PGA）を用いた。その結果を図-27に示す。

変形およびせん断に関する損傷度曲線を示している。構造全体の曲げ変形については、中柱が高軸力であることから安全側の限界指標を用いたにもかかわらず、せん断破壊に対する損傷度曲線の方が厳しい解析結果となっている。当該構造物は許容応力度法にて設計されており、十分なせん断補強が施されていなかったことを考慮すると妥当な結果と考えられる。また、実際の被災状況も曲げせん断破壊が原因であったことにも整合する結果となっている。

被災した構造物の地震被害分析では、原位置での地震観測記録が得られることは稀であり、本論においても近接地点であるポートアイランドにおける観測記録に基づく地震波を用いている。また、当該地点を対象としたいくつかの地震動波形も提案されているが、その最大加速度にはばらつきがある。このように、推定された地震動の不確実性も踏まえ一般的な知見からの考察を行うと、兵庫県南部地震の際に神戸の多くの地点で観測された最大加速度は600~800Galであるが、その帯域においてもせん断に関する損傷確率は100%程度に達している。また、曲げ破壊の可能性も50%以上あり、曲げせん断破壊の可能性が高かったことを示している。したがって、このような地震動の不確実性を考慮しても、構造物の被災状況を概ね説明できる結果となった。

(3) 損傷度曲線評価の課題

損傷度曲線の評価にあたっては、地震応答解析においてポートアイランドにおける観測記録に基づく地震動を用いた。その選定にあたっては、当該地点との近接度のみならず、地震の発信機構や残存設備の被害状況等に関する既往の研究¹⁵⁾による当該地点の地震動の周波数特性に関する知見を参考にした。しかし、一般にはこのような事前情報があるとは限らず、また、損傷度曲線が入力地震動の周波数特性の影響を受けることから、これらの点に留意すべきであると考えられる。

また、地震動の強度指標として地動加速度（PGA）を用いている。系の固有振動が長周期のものについては、強度指標として地動速度（PGV）等を用いる方が適切であるとの知見もある。地中構造物は地盤変形に追随して挙動するので、長周期成分が卓越する傾向にあり、強度指標としてPGVを用いることも考えられる。しかし、現状では、地震応答解析が加速度波形を入力とする場合がほとんどであり、実務において与えられる情報も加速度に基づくものが多い。これらの状況を勘案すると、強度指標の選定に関して更なる検討が必要と考えられる。

7. おわりに

本論では、兵庫県南部地震において被災した地中RC構造物の耐震性能評価において、損傷度曲線に基づく評価を実施した。

まず、与えられた地震動に対して、地盤・構造物連成系の非線形地震応答解析を実施した。そして、地盤および構造物のばらつきとして材料特性に着目し、地盤せん断波速度 V_s とコンクリート強度 f_{ck} を変動因子とした感度分析を行った。また、設計行為の延長線上での評価として、損傷確率の分布を推定するために、1次近似2次モーメント法の適用を図った。その結果、ケース・スタディーの範囲内ではあるが、以下のことが明らかになった。

- ① 地中RC構造物の挙動は地盤変形に大きく影響を受け、地盤変形に追随して構造物が変形する。また、地盤 V_s の変動に対して敏感に反応する。
- ② コンクリート強度はコンクリートの変形特性の支配因子であるにもかかわらず、地中RC構造物の応答にあまり影響を与えない。
- ③ 対象とする系は応答の非線形性が著しい系であるが、各因子の変動範囲の設定如何では、因子と応答の相関が比較的単調となる場合がある。そのような場合には、非線形相関を1直線または2直線等で適切に近似することにより、確率分布に関わる諸元（平均値、分散等）を推定することが可能と考えられる。
- ④ このようにして算定した損傷確率および損傷度曲線は、被災した地中RC構造物の損傷状況を概ね説明することができた。

なお、本検討では材料的な不確実性は考慮されているが、部材係数で考慮されるような、せん断耐力式の不確実性、部材寸法のばらつき、破壊性状、等の影響が考慮されていない。したがって、このような要因に関するばらつきが拡大し、損傷確率が大きくなる傾向にあることは留意すべきである。

実務上問題なく損傷確率を評価するためには、支配因子のしぼり込みとばらつきの設定、地震動の選定、地盤・構造物連成系としての応答の確率分布の選定、等の方法を明確にする必要がある。また、1次近似2次モーメント法の適用上の問題として、地盤物性の空間相関、非線形応答等への対応が挙げられる。さらに、損傷度曲線の評価においては、地震動の強度指標の選定等の課題について検討を行うことが必要であると考えられる。

謝辞

本研究においては、日本大学中村晋助教授、(財)電力中央研究所 大友敬三上席研究員、大島靖樹主任研究員、

宮川義範主任研究員には貴重な助言をいただいた。また、(株)ニュージェック坂田勉主任には、解析全般にわたるご協力をいただいた。関係各位に深甚な謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，（第一次提言）1995.5，（第二次提言）1996.1，（第三次提言）2000.6
- 2) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル，2002.5
- 3) 土木学会：トンネルライブラリー第9号，開削トンネルの耐震設計，1998.10
- 4) 土木学会：コンクリート技術シリーズ第49号，阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証，pp.277-299，2002.12
- 5) 安藤和博，蛭沢勝三，神野邦彦，伊東 守：地震動下における原子力地下構造物の損傷確率評価，第14回材料・構造信頼性シンポジウム，pp.76～81，1996.6
- 6) 茂木寛之，瀬下雄一，柳沢 賢，足立正信：RC地中構造物の破壊モードに対する確率論的耐震安全性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，2002.7
- 7) 吉田郁政，原田光男，福本幸成，鈴木修一，安中正：LCCに基づく地中RC構造物の耐震設計に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.267-275，2001.3
- 8) 宮川義範：鉄筋コンクリート製地中構造物の非線形性を考慮した損傷度解析法に関する提案，電力中央研究所報告 U03003，2003.5
- 9) 松本敏克，澤田純男，大鳥靖樹，渡邊英一：地中RC構造物の耐震性能評価における損傷確率の実務的評価法第5回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム（JCROSSAR 2003）論文集 2003.11
- 10) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告第5巻，土木構造物の被害原因の分析，1999.8
- 11) 松本敏克，大友敬三，入江正明，池澤市郎：高軸力部材を有する地中RC構造物の地震被害分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，2003.7
- 12) 松本敏克，大友敬三，松井 淳，坂田 勉：箱型地中構造物の地震時断面力の履歴特性に関する解析的考察，応用力学論文集 Vol.6，2004. 9
- 13) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村 晋，江崎順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集，No.537，pp.303-320，1996.4
- 14) 武田寿一他：鉄筋コンクリート建物の動的計算，コンクリートジャーナル，Vol.12，No.8，pp.33-41，1974.8
- 15) 中村 晋：地震被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析，土木学会論文集 No.654／I -52，pp.335-354，2000.7
- 16) 酒井久和，澤田純男，土岐憲三：ポートアイランドにおける時間領域での基盤入力地震動の推定，土木学会論文集，No.612，pp.373-378，1999.1
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 18) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002.3
- 19) 宮川義範，遠藤達巳，末広俊夫，松本敏克：鉄筋コンクリート地中構造物の地震時応答変形に関する簡易推定法の提案，電力中央研究所報告 U01012，2003.5
- 20) 大鳥靖樹，石川博之，武田智吉：裕度解析に基づく土構造物の地震時年破壊確率評価法の提案，第5回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム，2003.11
- 21) Hasofer, A.M., Lind, N.C., 'Exact and invariant second moment code format', Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, No. EM1, 1974.
- 22) 大鳥靖樹，村上通章，石川博之，武田智吉：土構造物の地震時信頼性評価システムの構築，第5回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム，2003.11
(2004年9月17日受付)