

東北大学 学 鈴木 基行
 東北大学 学 小野 洋
 東北大学 正 尾坂 芳夫

1. まえがき

今日、構造物設計法は次第に許容応力度法から限界状態設計法へと移行しようとしていっているように思える。これは、限界状態設計法が安全を保証する方法に於て、許容応力度法に比べて合理的であると考えられるためである。すなわち、コンクリート構造物の破壊に対する安全度は、破壊荷重と使用状態における荷重の比で表わされ、その値は材料の破壊強度と使用状態における応力度との比の値とは大幅に相違しているため、いわゆる弾性設計法ではコンクリート構造物の破壊に対する安全度を明らかにする上に困難がある他、構造物が十分安全かつ全消的に、その使用目的を達するために必要な諸条件について明らかにする事に困難がある。

さて、構造物はその設計・施工・使用等の各段階に於ける各種の変動・誤差・近似等の影響を受けるが、これらの変動は荷重の変動・材料強度の変動・構造物の形状寸法の施工誤差・材料の変形特性の変動等に大別してみることができ、これらが荷重作用と断面強度の誤差に影響を及ぼす事になる。これらの変動を考慮して、所要の安全性を有する構造物を設計するために、構造物の信頼度を直接計算するのが望ましいと考えられるが、この計算にはなお数多くの未解決の問題を含んでいるので、当面この不確実さの表現に各種の簡略化を行ったり、構造物あるいは部材の非線形挙動を適当な方法で線形化して破壊の確率又は安全度を求める事が実際に必要となる。

本研究では、我国の構造物の設計で特に重要な地震動に着目し、これをマルコフ連鎖と考へて最大地震期待値を求め考察を行った。さらに安全検証問題として、二径間連続梁の非線形挙動について検討を行い、これを線形化して安全度を求める実用的な設計方法を確立するための基礎的な考察を行った。

2. 最大地震動について

毎年の最大地震動は、それぞれ独立試行と考えるよりも、それ以前の試行に影響を受ける条件付試行と考える方が妥当の様に思える。そこで最大地震動をマルコフ連鎖と考へその推移確率を求め、これを基にして最大地震期待値を求めた。

マルコフ連鎖は再帰現象の一つであり、状態 i から状態 j への推移確率を P_{ij} とし、その n 次の推移確率を $P_{ij}^{(n)}$ とする。さらに状態 j への初めての復帰が時刻 n に起こる確率を $f_j^{(n)}$ とすると次の再帰関係式が得られる。

$$f_j^{(n)} = P_{jj}^{(n)} - f_j^{(1)} P_{jj}^{(n-1)} - f_j^{(2)} P_{jj}^{(n-2)} - \dots - f_j^{(n-1)} P_{jj}^{(1)}$$

さらに、状態 j から出発していつかは状態 j に復帰する確率は、 $f_j = \sum_{n=1}^{\infty} f_j^{(n)}$ で表わされるので、状態が固執的 ($f_j = 1$) であるならば、状態 j への平均復帰時間 μ_j は、 $\mu_j = \sum_{n=1}^{\infty} n f_j^{(n)}$ で表わされる。この平均復帰時間の概念を用いればある年限中ある状態の生起期待回数が求められる。

計算の対象は、東京・仙台の二地域で、記録は岡本著「耐震構造設計者のための日本列島大地震図譜」(ホーム社)に依り、1890年から1969年の80年間の記録を採用し、ある地震の推移確率はその地点を中心とする半径約

表-1. 状態の定義及 各状態の平均復帰時間

状 態	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
地 震	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
代表値 (cm)	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.15	1.25	1.35	1.45	1.55	1.65	1.75	1.85	1.95	2.05	2.15	2.25	2.35	2.45
平均復帰	東京	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6
時間(年)	仙台	1.9	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6

200 kmの範囲内の記録を整理して求めた。

表-1、表-2は、それぞれ各状態の平均再帰期間(年)、及各耐用年数に対する最大地動予測値を極値分布を用いて計算した結果である。以下2.3の考察を述べる。

上に述べた最大地動予測値を設計に用いる場合には、構造物の耐用年数ばかりでなく重要度も考慮する必要がある。

又、地震荷重を算定するに当っては、一つ前の試行だけを考慮するのではなく、相当長い期間の試行をも考慮した条件付試行と考えた方が、より妥当な予測ができるであろう。さらにデータの数の不足をいかにして補うか、過去のデータから将来の予測をいかに行うかについても問題があると思う。

3. 非線形構造物の安全性の検証と線形化

従来の弾性設計法では、RC構造物の挙動を線形と仮定している。しかし、実際のRC構造物では荷重が増大し、材料の降伏点前後で挙動の非線形性が顕著になってくる。従って、破壊点近傍における挙動が特に重要な意味を持つてくるRC構造物の限界状態設計法における安全性の検証では、本来その挙動は非線形として行なうべきである。

本研究では、RC構造物は区分的に線形近似できるとして、荷重増分法により非線形解析を試みた。そして、その結果に基づいて、非線形解析の安全性の検証とその際の挙動の線形近似の可能性を調べてみた。

図-1に示す様な二径間連続梁について計算を行った。図より明らかな様に、断面の降伏後モーメントの再分配が起こり非線形的な挙動が顕著になってくる。この非線形挙動を示す図を用いて、モンテカルロ法を用いたシミュレーションによりRC構造物の破壊の確率を求めた。また、この非線形構造物を線形構造物で近似した場合や、非線形挙動のある点での接線や割線を用いて線形近似した場合についても安全度を検証し、非線形の場合との比較を行った。それによると、耐力の確率密度関数と荷重作用の確率密度関数とが交わる点、すなわち最も破壊が起こりやすいような点で線形近似を行えば、安全性の検証に際して非線形挙動を十分線形近似しうる事がわかった。

4. あとがき

最大地震荷重と二径間連続梁の安全性の検証について述べたが、特に我國の様に地震の多い国では、地震荷重の取り扱いが重要であり、構造物に地震荷重が作用した場合の非線形挙動の解析、あるいは線形化近似による解析は、限界状態設計法における安全性検証の際、主要な問題となると考える。

現在、各種の安全性の検証法が提案されているが、それらの妥当性は数値実験や模型実験を通じてしか確認されえないと思う。

表-2. 耐用年数(T)に対する最大地動予測値

	平均値 (cm)	標準 偏差 (cm)	T=10 (年)	T=25 (年)	T=50 (年)	T=100 (年)
東京	1.66	6.32	9.91	14.58	18.04	21.49
仙台	1.44	5.58	8.72	12.85	15.91	18.94

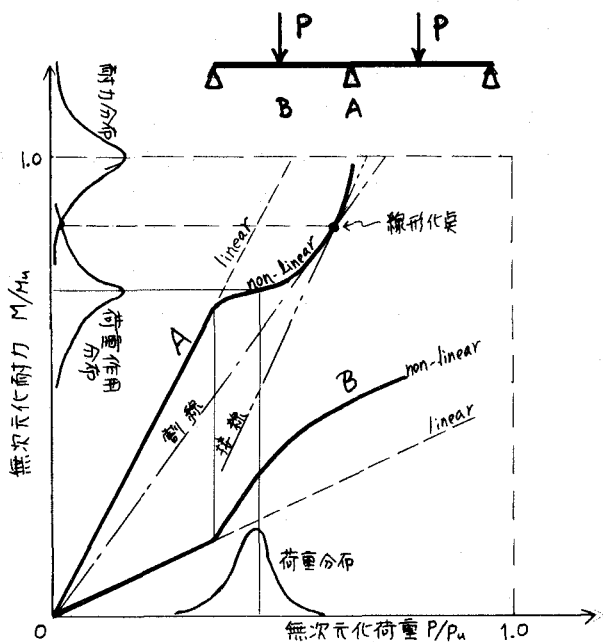


図-1.2 二径間連続梁の非線形挙動と線形化