

京大工学部 正員 ○北浦 勝
神戸市 正員 新谷瑞穂

1. はしがき

土木構造物の耐震設計を考へる場合従来は静的な震度法を用いる場合が多かつたが、近年は動的効果を考慮に入れた修正震度法によつたり、さらには実地震動や人工地震波を入力とした応答計算により構造物の挙動をチエックしている場合がある。ところで現在までにかなり多くの観測地点で実地震記録が得られているが、全ての地盤・建設予定地点の地震記録や、全く同様の確率統計的母集団から得られたとみなせる地震群を数多く得るところにまでは至っていない。そこで実地震動と同じような振幅特性や振動数特性を具備している地震波を人工的に作り出しこれを入力として構造物に与へることにより、応答の確率統計的な諸性質を検討している段階にある。このときこれらの人工地震波における振動数特性は時間的には変化しないものとしてモデル化されることが多かつたが、地震記録のうちで耐震応答計算において意味のある加速度振幅の大なる部分に限定しても振動数特性は時間的に変動している場合がある¹⁾。著者らはすでにこのような地震波がとして線形系に作用する場合の応答を解析的に求めたが^{2),3)}、非線形な振動系を対象とする場合には、その共振振動数が入力レベルの増大とともに線形系における値よりも一般には低下するので、入力の振動数特性とともに振動数の振動数伝達特性も時間的に変化することになる。本研究はこのように振動数特性が時間的に変化する地震動に対する *bi-linear* 型復元力を有する振動系の応答を数値計算により求め、得られた結果に考察を加へたものである。

2. スペクトル密度の時間的変化の分類

定常確率過程におけるスペクトル密度はその波形の各振動数成分がどのようなエネルギー密度で分布しているかを表現するものであるが、非定常確率過程においては定常過程におけるそのように明快な物理的概念を有するスペクトル密度の定義が未だ確立されておらず、種々の定義が用いられている段階にある。著者らは非定常な地震動 $\ddot{x}(t)$ のスペクトル密度 $S_{\ddot{x}}(\omega, t)$ の時間的変化を求めめるため、地震記録から時間軸に沿つて一定の継続時間を持つ部分記録を取り出し、各部分記録は定常であるものとしてそのスペクトルを求め、実地震動のスペクトル密度の時間的変化を次の4通りに分類した¹⁾。a) 時間の経過とともに高い振動数成分が卓越する。b) 逆に低い成分が優勢となる。c) 卓越振動数が時間的にランダムに変化する。d) ほとんど変わらない。またスペクトル密度の形自体の時間的変化は、卓越振動数が低くなるにつれてランダム波形から正弦波形に近づくという型 (*type I*) と、時間にかかわらずほぼ合同な形で、ただその振動数範囲のみが変動していくという型 (*type II*) に大別される。

3. スペクトル密度が時間とともに変化する地震動の様式表示

実地震動のスペクトル密度は以上のように時間的に変化するので、このように変化する非定常確率過程 $\ddot{x}(t)$ を次式のように時間に関する確定関数 $x(t)$ と、振動数成分のみが時間的に変化する確率過程 $g(\omega, \phi, t)$ の積で与える²⁾。

$$\ddot{x}(t) = x(t) \cdot g(\omega, \phi, t)$$

$$\text{ここに } g(\omega, \phi, t) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\alpha}{\sqrt{N}} \cos \left\{ \left[\beta(t) \omega_n + \delta(t) \right] t + \phi_n \right\} \text{----- (1)}$$

であり、 α は加速度の単位を持つ定数、 N は正の整数、 ω_n は確率密度 $p(\omega_n)$ を持つ確率変数、 ϕ_n は $0 \sim 2\pi$ の範囲で一様分布するランダム位相角、 $\beta(t)$ 、 $\delta(t)$ はスペクトル密度の時間的変化を表す関数であり、 $\delta(t) = 0$ とおけば *type I* の、 $\beta(t) = 1$ とおけば *type II* の時間的変化を表すことができる。なお上式のように地震動を表示すると、スペクトル密度 $S_{\ddot{x}}(\omega, t)$ は $\beta(t)\omega + \delta(t)$ の確率密度関数と相似形となる。

4. bi-linear 型復元力を有する1自由度系の応答

線形範囲(応答変位が1より小)における非減衰固有円振動数が1, 応答変位が1より大である非線形領域のばね剛性が1- η で表示される bi-linear 型復元力を対象として考えていく。ここに η は弾塑性傾斜率である。式(1)のようにスペクトル密度が時間的に変化する人工地震波を電子計算機上で発生し, bi-linear 型復元力を有する系に入力として作用させその応答を求めた。なお復元力が非線形性を持つ場合には, いわゆる重ね合わせの原理が使えないため, 応答を解析的に求めることは非常に困難である。等価な線形系に置換するという等価線形化の手法も開発されつつあるが, 本文においては地震に対する応答という現象そのものを把握するため逐次計算による。

図1の(a), (b)は, スペクトル密度の時間的変化が type I b であるような地震動を bi-linear 型復元力に作用させたときの応答変位および応答速度であり, 横軸は時間を表わす。この地震の初期においては地震動の卓越振動数 f_g と系の固有振動数 f_0 が一致しているが, 時間の経過とともに f_g は低下しかつ正弦波に近い波形となる。図(a)によると地震動のこのような特性を反映して, 地震の継続時間の初期においては η の値が小さいほど(非線形性が弱いほど)応答変位は小さいが, ある時間を経過すると値の大小は逆転する。これは時間の経過とともに f_g は低下するが, 振動数が非線形形であるがゆえに入力が大きくなると f_0 も低下する。この両者の低下の時間的変化が $\eta=1.0$ に近いほどよく合っており地震の継続時間の大部分にわたって共振に近い状態にあるからであろうと考えられる。ただし $\eta=1.0$ においては塑性変形による成分も大きい。なお図中の X 印は地震動のスペクトル密度が変化せず常に構造物の線形時の f_0 と一致している場合の応答を表わしているが, スペクトルが時間的に変化する場合の応答の方がこの値より大きくなり得ることもあることがわかる。このことは耐震設計において入力のスペクトル密度の時間的変化を考慮する必要がある場合が存在することを示唆しよう。速度応答に関しては図(b)より η が大きいほど応答は小さく出ているが, これは非線形性が強いほど系の固有振動数が低くなることによるものであろう。

図2は先と同 type の地震に対する応答変位および速度の確率分布関数であり, 図中の実線は全継続時間(10)に対するもので, 破線は地震が作用してのちの時間 $t=2.5$ 後の, 一点鎖線は同じく $t=8.5$ 後の値である。また図中の数字は地震の最大加速度を表わしている。この図よりこの程度の入力の最大加速度の差は応答変位にあまり影響を与えず, むしろ非線形性の程度の差が応答に与える影響の方が大きいことがわかる。またいずれの図においても $t=8.5$ における応答の方が $t=2.5$ のそれよりも大きい。この傾向は η が大ほど顕著であるが, これらのことは図1で考察したように地震動のスペクトル密度の変化による影響と, 非線形復元力による振動中立軸の移動とによるものと考えられる。詳細は講演時にゆずる。なお種々御検討頂いた 亀田助教に謝意を表わす。

- 1) 亀田・北浦: 昭和47年土木学会関西支部年次学術講演概要
- 2) 同: 昭和47年土木学会第27回年次学術講演概要集第1部
- 3) 新谷・北浦・亀田: 昭和48年土木学会関西支部年次学術講演概要

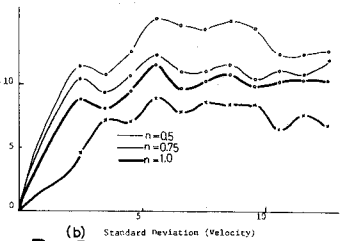
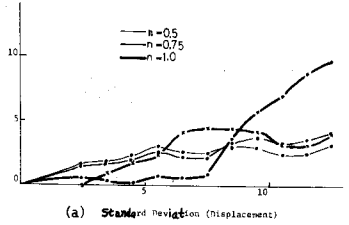


Fig.1 Responses for Type I b Input

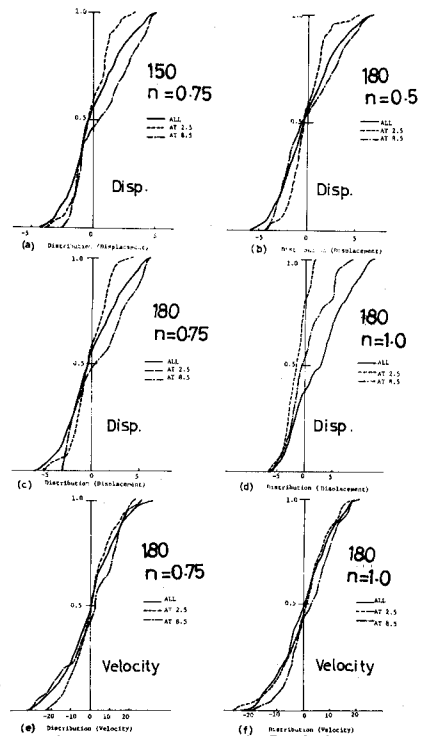


Fig.2 Distributions of Responses for Type I b Input