

強震時における土木構造物の漸増塑性変形に関する考察

京都大学工学部 正員 工博 後藤尚男
 京都大学工学部 正員 工修 亀田弘行
 京都大学大学院 学生員 工修 家村浩和

1 まえがき

強震を受けている土木構造物は地動による不規則な繰返し荷重により、その応答変位の中立軸がふらついたりあるいは一方向に流動して破壊に至ると考えられる¹⁾。従来より履歴復元力特性を考慮した応答解析においてこの現象を解析する必要性が強調されて来たが²⁾、本格的な取りくみはまだ実施されていないようである。本研究においては不規則地震動による土木構造物の破壊現象を解析してゆく基礎として、履歴復元力特性を有する1自由度系の応答解析を大型電子計算機内のsimulationにより実施し、その応答変位の中立軸の変動量を漸増塑性変形と呼びこの値に注目して考察を加えた。

2 運動方程式と履歴特性の制御方法

履歴復元力特性を有する1自由度系の一般的な運動方程式を時間変位、質量の各項について無次元化すると次式のようにになる。

$$\frac{d^2\mu}{d\tau^2} + 2h\frac{d\mu}{d\tau} + q(\alpha, \beta, \mu, \tau) = -\gamma_0 N(\tau)$$

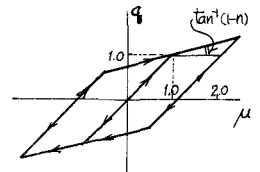
ただし、 μ : 降伏変位に対する応答変位の比、 h : 履歴減衰以外の速度比例の減衰効果を示す減衰定数、 τ : 構造物の弾性固有円振動数で無次元化された時間、 γ_0 : 外力加速度のR.M.S.値と構造物の降伏強度との比、 $N(\tau)$: あるスペクトル特性を有する平均値0で分散値1なる無次元化された地震波の加速度成分で本解析では篠塚・

佐藤氏の提唱した人工地震波の定常部分を使用、 $q(\alpha, \beta, \mu, \tau)$: μ と無次元復元力 q との関係を与える履歴特性で本解析では図1に示すBi-linear系および修正Jennings系を使用、 α, β : 履歴の形状を示すパラメーター。

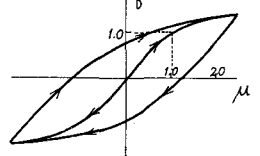
Bi-linear系の履歴制御は周知のように線形領域から塑性領域への変位制御および塑性領域から線形領域への速度制御とにより比較的簡単に実施できる。修正Jennings系の制御においては速度制御はBi-linear系と同様であるが、変位制御は境界変位が設定できないために実施できない。したがって復元力の上・下界を定義する処女上・下界曲線を導入し⁴⁾、復元力が増大または減少する過程での復元力制御を実施した。この復元力による制御法は今後提案されるであろう形状の異った履歴特性に対しても応用できる非常に有力な解析方法であると考えられる。なお上式の逐次数値積分にはLinear Acceleration Methodを用い、その相対誤差が $1/10,000$ 以内に収まるように計算した。

3 漸増塑性変形

逐次数値積分の結果得られた応答変位の中立軸の移動量を把握するため、次式で定義される移動平均を漸増塑性変形と呼ぶことにする。



Bi-linear系



修正Jennings系

図1 各種履歴復元力特性

$$\frac{1}{T_L} \int_0^{T_L + \frac{T_L}{2}} \mu(t) dt \quad \dots\dots\dots t \leq \frac{T_L}{2}$$

$$Max. (t, T_L) = \frac{1}{T_L} \int_{t - \frac{T_L}{2}}^{t + \frac{T_L}{2}} \mu(t) dt \quad \dots\dots\dots \frac{T_L}{2} \leq t \leq T_m - \frac{T_L}{2}$$

$$\frac{1}{T_m - T_L + \frac{T_L}{2}} \int_{T_L - \frac{T_L}{2}}^{T_m} \mu(t) dt \quad \dots\dots\dots T_m - \frac{T_L}{2} \leq t \leq T_m$$

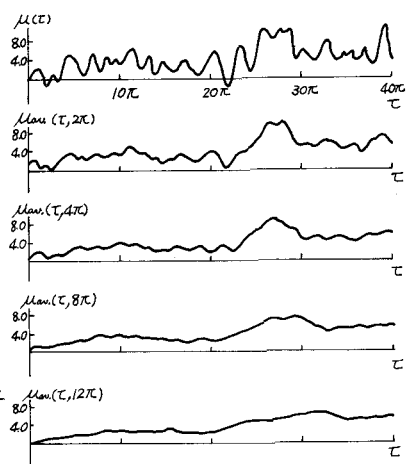


図2 応答変位 $\mu(t)$ と移動平均 $Max(t, T_L)$

ただし、 T_m : 応答解析の継続時間、 T_L : 平滑周期。
 漸増塑性変形 $Max(t, T_L)$ は当然 T_L をどの程度に選定するかにより異って来るが、 $\mu(t)$ の局所変動を消去できかつあまり長すぎないのが中立軸の時間的変動を知る上で好ましい。図2には $\eta=0.05$ なる Elasto-plastic 系が $V_s=1.0$ 、その卓越振動数の構造物の固有振動数に対する比 $\eta=1.0$ なる人工地震波入力を受けた時の応答変位 $\mu(t)$ および T_L を構造物の固有周期 2π の 1, 2, 4, 6, 倍とした時の漸増塑性変形 $Max(t, T_L)$ を示した。この結果より以後の解析においては T_L として 8π を採用することにした。図3には Bi-linear 系の履歴形状を決定するパラメーター η の変化による $Max(t, 8\pi)$ の絶対最大値 $Max_{max.}$ の変動を継続時間 t の関数として図示した。ただしこの図においてはある時刻 t 以前の絶対最大値をその時刻における値として示した。また計算に用いた諸定数は $\eta=0.05$, $V_s=1.0$, $\eta=1.0$ である。この結果より Bi-linear 系では $\eta=1.0$ すなわち Elasto-plastic 系においてのみ $Max_{max.}$ が異常に大きい値を示していることがわかる。つまり応答変位の中立軸が不安定となる現象は、構造物の降伏後の剛度が非常に小さいかあるいはゼロである時に発生するものであると考えられる。図4には $\eta=0.05$ なる Elasto-plastic 系に $V_s=1.0$ なる人工地震波が作用した時の $Max(t, 8\pi)$ の絶対最大値を η をパラメーターとして図示した。この図より $\eta \leq 1.0$ なる比較的その弾性固有周期の短い構造物は入力の継続時間の影響を強く受けるのに反して、 $\eta \geq 2.0$ なる比較的固有周期の長い構造物はさほど継続時間の影響を受けていないことがわかる。この現象は短周期構造物の振動が塑性域に及ぶとその共振周期が増大して入力地震動の卓越周期に近づく結果、共振現象が増大して進行的な破壊を示すのに反して、長周期構造物は共振周期の増大により入力の卓越周期から遠ざかり応答値そのものが増大しないことを示しているものと考えられる。

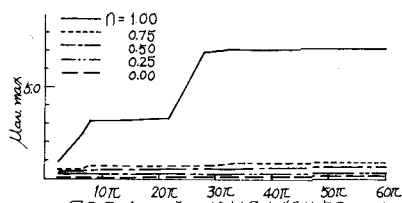


図3 Bi-linear 系の絶対最大塑性変形

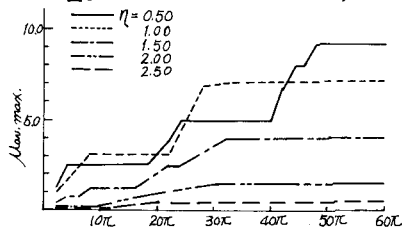


図4 Elastic-Plastic 系の絶対最大塑性変形

修正 Jennings 系の履歴制御の方法の詳細および計算結果は講演時にゆずる。なお数値計算はすべて京都大学大型計算機センター FACOM 230-60 によった。

- 参考文献 1) 伯野・四俤, 土木学会論文報告集, 第162号 2) J. Pengjien and S.C. Liu, Proc. 4th WCEE (Pre-print)
 3) M. Shinzuka and Y. Sato, Proc. ASCE, Feb 1967 4) P.C. Jennings, Proc. ASCE, Aug 1965