

東北大学工学部 学生員 ○中島章典
東北大学工学部 正会員 倉西 茂

1. はじめに

図-1 (a)に示すような、単軸支持された柱に周期性軸力が作用すると、周期性軸力の周期が柱の曲げ振動の固有周期の $1/2$ であると、柱は動学的に不安定となり曲げ振動の振動振幅が急速に増加して大きな値となることが知られている。しかし柱の振動振幅が増加するとしても、柱の中央断面付近の最外縁応力が軸力と曲げにより降伏応力に達し、断面の一部が塑性化すると考えられる。材料が塑性変形を受けるような繰り返し荷重が作用すると、履歴減衰によって入力エネルギーが吸収消散されるために、この振動振幅はそれ以上大きく増加することではなく、振動はしだいに定常化するものと思われる。しかしさらに大きな振幅の周期性軸力が作用した場合、曲げ振動が定常化するまえに外力の作用が部材断面の復元能力を越えてしまい柱が崩壊することが考えられる。そこで本研究では、このような柱の挙動を部材の変形および塑性域のひろがり考慮した数値計算により、その基礎的性質を調べた。

2. 解析方法

変形および塑性域のひろがりの影響を考慮することにより生ずる非線形性を、荷重増分法により線形化して解析を行なう。この線形化により生ずる内力と外力の不釣り合いを、残差不平衡力を逐次載荷することにより修正している。この荷重増分法を増分形の運動方程式に適用し、ニューマークの β 法($\beta = 1/4$)を用いて数値積分により応答を求める。使用鋼材の応力-ひずみは完全弾塑性関係として取り扱い、除荷が生じた場合には弾性除荷経路モデルに従うものとする。振動解析は有限要素法により、連続体の振動を離散化して行なっている。

柱に作用する周期性軸力 P を次の式で与える。

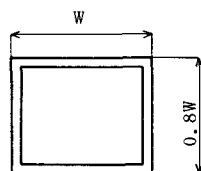
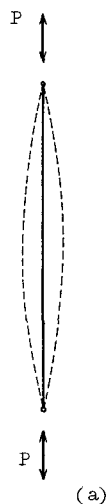
$$P = P_0 + P_t \sin \theta t \quad (1)$$

ここに、 P_0 ；非周期性軸力、 P_t ；周期性軸力の振幅、 θ ；周期性軸力の円振動数である。 $\alpha = P_0 / P_{cr}$ 、 $\tau = P_t / P_{cr}$ として式(1)を書き換えると次のようになる。

$$P = P_{cr} (\alpha + \tau \sin \theta t) \quad (2)$$

ここに、 P_{cr} は非弾性座屈荷重を計算してその値とする。

数値計算には、図-1 (b)に示すような長さ10mの箱型断面で細長比 λ を30、60、120の3種類を用いた。また鉛直方向変位の拘束は部材の基部と中央部の2種類とした。部材パラメータである固有円振動数 Ω と細長比 λ に対して、周期性荷重のパラメータである α 、 τ 、 θ によるパラメトリック解析を行なう。今回は動的不安定現象として基本的であり重要である1次の励振領域で、 $\theta = 2\Omega$ 、 $\alpha = 0$ とし、荷重周期を最大10サイクルとした場合について解析した。鋼材の降伏応力 σ_y は2400 kg/cm²としている。表-1には、3種類の断面の寸法および特性を示している。



(b)
図-1 解析モデル

表-1 断面特性

細長比	30	60	120
フランジ幅 (mm)	970	480	233
板厚 (mm)	23	17	18
1次固有円振動数	155.63	79.71	40.97
非弾性座屈荷重 (t)	1853	637	183

3. 計算結果

i) $\lambda = 120$ について

鉛直方向変位の拘束を部材中央部とした場合をAタイプ、柱の基部とした場合をBタイプとする。Aタイプについて、パラメータ $\tau = 0.5$ としたときの部材中央部の水平方向応答変位を図-2(a)に示す。はじめ振動振幅がしだいに増加していくが、断面の塑性化が起こると履歴減衰が生じ時間の経過とともに定常振動へと移行していることがわかる。図の縦軸は変位を部材長さ、横軸は時間を1次固有周期で無次元化している。(b)は $\tau = 1.0$ の場合であり、応答変位は定常性がくずれてしだいに片側にずれていることがわかる。しかし崩壊までには至っていない。図-3には部材中央断面の抵抗曲げモーメントと曲率の関係を示している。縦軸、横軸はそれぞれ純曲げによる降伏曲げモーメント、降伏曲率で無次元化している。(a)は $\tau = 0.5$ を示しており、履歴ループもほぼ一定のループを描いており振動が定常状態であることがわかる。(b)は $\tau = 1.0$ の場合であり、履歴ループもしだいに片側にずれていくことがわかる。

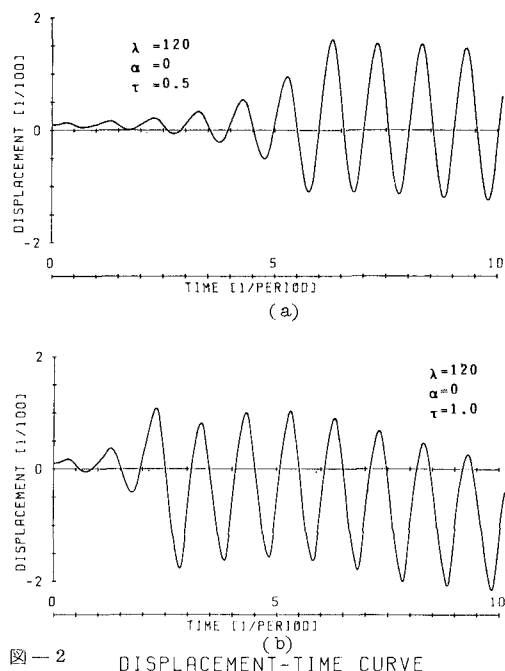


図-2

(c)は $\tau = 1.3$ の場合であり、履歴ループのずれが大きくなりついには内力と外力の釣合いが得られず柱は崩壊に至っている。Bタイプの場合も同様の傾向を示すが、 $\tau = 1.0$ で柱は崩壊に至っている。

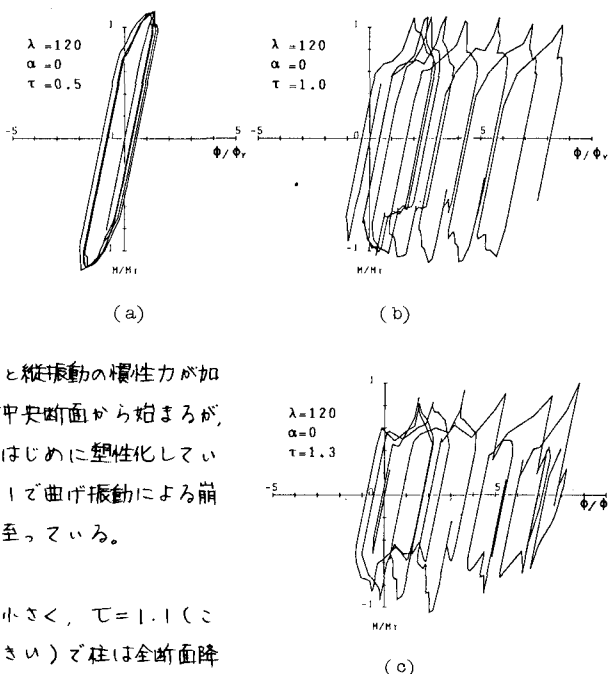


図-3 MOMENT-CURVATURE RELATION

ii) $\lambda = 60$ について

パラメータが小さい場合には、 $\lambda = 120$ と同様に振動振幅の増加から、塑性化による履歴減衰のためしだいに定常振動となっている。しかしながら1.0に近づくにつれて、曲げ振動の増幅に軸力と縦振動の慣性力が加わるために、Aタイプの場合には、塑性化が部材中央断面から始まるが、Bタイプの場合には、基部から $3/4$ 付近の断面がはじめに塑性化している。Aタイプでは $\tau = 1.2$ 、Bタイプでは $\tau = 1.1$ で曲げ振動による崩壊ではなく、全断面が降伏することにより崩壊に至っている。

iii) $\lambda = 30$ について

$\lambda = 60$ の場合よりもさらに曲げ振動の増幅が小さく、 $\tau = 1.1$ (このとき同期軸力の振幅は全断面降伏軸力よりも大きい)で柱は全断面降伏により耐力を失っている。

4. あとがき

曲げ振動の増幅により柱が崩壊に至るのは細長比が比較的大きい場合に限られ、細長比が小さい場合には軸力の作用によって全断面が降伏することにより柱が崩壊すると思われる。

《参考文献》1. 倉面、吹側方荷重の影響を考慮した2ヒンジ鋼アーチの面内極限強度について、土木学会論文集 272