

I-78 面内力を受ける鋼板の弾塑性動的応答性状

岐阜大学工学部 正 員 奈良 敬

岐阜大学大学院 森 久芳

日本道路公団 正 員 早川 慎治

帝国建設コンサルタント 正 員 森脇良一

1. まえがき

吊橋、斜張橋に用いられる主塔の設計は地震荷重によって大きく支配される¹⁾。このため種々の支持方式が工夫されているが、主塔の耐震設計が果たす役割は構造物全体の耐震性能を評価する上で重要である。主塔基部は補剛板構造となっているため、板の局部座屈が耐震性能を左右することが多い。現在、局部座屈を考慮した鋼板構造物の耐震性能について繰り返し外力のもとで静的に評価するのが一般的で、静力学的な見地から解析や実験など多くの研究が行われている^{2), 3)}。しかし、地震荷重は動的に作用するため、その複雑な挙動は解明されていないのが現状であると考えられる。

主塔や橋脚の耐震性能を評価するにはその基部の極限強度と変形能を、板の局部座屈を考慮して、動的荷重作用下で把握しなければならない。そのためには、地震時の動的荷重下で板の局部座屈が極限強度と変形能に及ぼす影響を定量的に評価することのできる手法を開発することが重要である。そこで、本研究では、弾塑性有限変位理論に基づき、面内力を受ける鋼板の動的弾塑性解析法⁴⁾を開発することを目的とし、若干の数値計算例を実施したので報告する。

2. 動的解析法

Newmarkの β 法を用いて加速度増分と速度増分を消去し、増分形の振動方程式を変形すれば、次式のような等価剛性方程式を誘導することができる⁴⁾。

$$\left[\mathbf{M}_1 \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \right) + \mathbf{C}_1 \left(\frac{1}{\beta \Delta t} \right) + \mathbf{K}_1 \right] \Delta \mathbf{d}_1 = \Delta \mathbf{F} + \mathbf{M}_1 \left(\frac{\dot{\mathbf{d}}_M}{\beta \Delta t} + \frac{\ddot{\mathbf{d}}_M}{2\beta} \right) + \mathbf{C}_1 \left\{ \frac{\gamma \dot{\mathbf{d}}_M}{\beta} - \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{\mathbf{d}}_M \Delta t \right\} \quad (1)$$

ここに、 $\mathbf{M}_1$:質量マトリックス⁵⁾, $\mathbf{C}_1$:接線減衰マトリックス, $\mathbf{K}_1$:接線剛性マトリックス⁶⁾, $\Delta \mathbf{d}_1$:増分変位, $\dot{\mathbf{d}}_M$, $\ddot{\mathbf{d}}_M$:前平衡点での速度, 加速度, $\Delta \mathbf{F}$:外力増分, Δt :時間増分, β , γ :Newmarkの β 法に用いるパラメータである。復元力の計算には、幾何学的小および材料学的非線形性を同時に考慮した。材料の応力-ひずみ関係について移動硬化則, または等方移動硬化則に従うものとする。

3. 数値計算例とその結果

本研究における解析法の妥当性を検証するために、図-1に示すような永久弾性体を仮定した片持ちはりの自由端に、衝撃荷重が作用した場合を考える。このときの自由端変位については、Timoshenkoらが正規関数を用いた級数解を与えている⁷⁾。衝撃荷重として自由端に $P = 40.0 \text{ kg f}$ を与えた。解析モデルの要素分割ははりの軸方向ならびに幅方向に、それぞれ8および2分割とした。図-2に自由端の鉛直変位の時刻歴を示す。横軸は時刻を表し、縦軸は自由端変位を表している。図中にプロットした解析値が実線で示される級数解に一致していることがわかる。これより解析法のアルゴリズムの妥当性が示されたと思われる。よって弾性域においては、この解析法を用いることにより板要素の動的な応答を追跡することができると思われる。

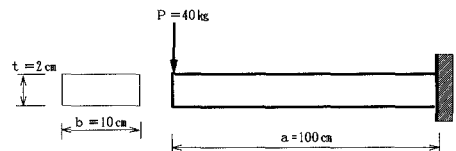


図-1 弾性解析モデル

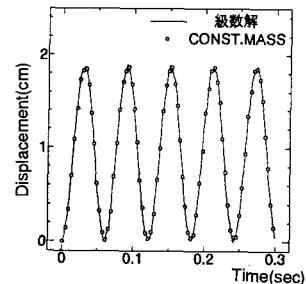


図-2 級数解との比較

次に図-3に示すような面内動的荷重を受ける鋼板を解析対象として数値計算を行った。解析モデルとしては、図に示すように変形の対称性を考慮して、板パネルの1/4をとりだした。図-4に示すように1節点5自由度の三角形平板要素の集合体としたモデル化を行い、図中の $x=a/2$ (line2) に繰り返し荷重を与えるようにした。なお、解析モデルは構造物の構成要素であることから、載荷辺 $x=a/2$ に剛棒を取り付け、荷重による x 変位が一樣となるようにした。要素分割は x 軸方向に3分割、 y 軸方向に4分割した。板の残留応力は引張が降伏応力、圧縮が降伏応力の30%とした。板の初期たわみは次式で与える。

$$W_{P0} = b/150 \cos(\pi x/a) \sin(\pi y/b) \quad (2)$$

また、数値解析に用いた動的荷重については次式で表す正弦波を x 軸方向に与えた。ただし、周期 T は1.0(s)であり、最大荷重 $P_{max} = 4.8 \times 10^4$ (kgf)である。

$$P = P_{max} \sin(2\pi t/T) \quad (3)$$

鋼材はSM400とし、その機械的性質については公称値を用いた。応力-ひずみ関係については完全弾塑性体と仮定した。解析結果として、図-5に、図-4中に示す板要素Aの主応力経路を示す。 x 軸方向に主応力 σ_1 、 y 軸方向に主応力 σ_2 を、それぞれ降伏応力 σ_y で無次元化して表した。楕円はVon-Misesの初期降伏曲線を表している。塑性域において降伏曲線に沿って主応力が流れていることが確認できる。図-6は図-4中の節点5におけるたわみの時刻歴を表す。実線は弾塑性解析結果である。参考のために破線で弾性解析結果を示した。荷重が最初のピークとなる圧縮荷重が最大となる手前で、板に残留圧縮応力が導入された部分で塑性化が始まり、たわみのピークは弾性解析の場合の約1.8倍程度になる。最大荷重 P_{max} は降伏荷重の0.5倍であることから弾性解析結果との比較は残留応力の有無による比較と判断することもできる。図-7に載荷辺 $x=a/2$ の水平変位の時刻歴を示す。弾性解析では初期状態を中心にして対称振動を繰り返していることがわかる。

それに対し弾塑性解析では最初の荷重ピーク点に達する前に塑性化が始まることにより、塑性した側に変位して振動している。

4. まとめ

今後、動的変動荷重下において幅厚比パラメータや鋼材特性が動的弾塑性挙動に与える影響について検討していく予定である。

参考文献

- 1) 崎元達郎・奈良 敬・小松定夫・北沢正彦: 曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp.111-122, 1990年3月。
- 2) 土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン, 昭和62年10月。
- 3) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 平成5年8月。
- 4) 早川慎治: 鋼製橋脚の地震応答解析と耐震性能, 岐阜大学修士論文, 平成6年2月。
- 5) 森 久芳: 面内力を受ける鋼板の動的弾塑性解析, 岐阜大学卒業論文, 平成6年2月。
- 6) Satoshi NARA and Hiroaki YAMAGUCHI: Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Steel Plates under In-Plane Combined Loading, Research Report of the Faculty of Engineering, Gifu University, No.44(1994)。
- 7) Timoshenko, S. P., Young, D. H. and Weaver, W. Jr., Vibration Problems in Engineering, 4th Edition, John Wiley & Sons, 1974。

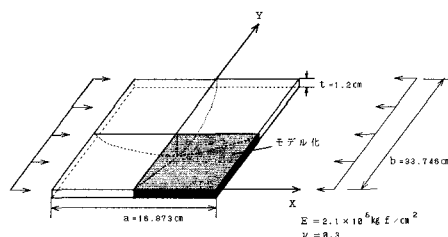


図-3 解析モデル

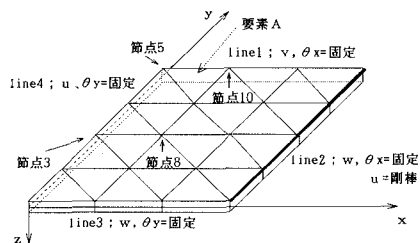


図-4 要素分割

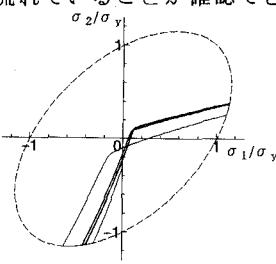


図-5 主応力経路

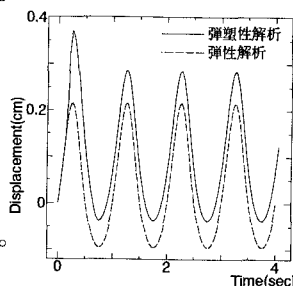


図-6 鉛直変位時刻歴

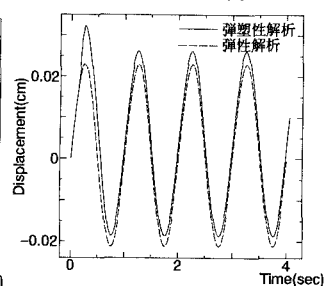


図-7 水平変位時刻歴