

立体鋼橋骨組構造物の動的弾塑性有限変位解析プログラムの構築

(株)栗本鐵工所(研究時,大阪市立大学大学院学生) 正会員 ○杉原 尚志 大阪市立大学大学院 正会員 北田 俊行
JIP テクノサイエンス(株)システム技術研究所 正会員 狩野 正人 大阪市立大学大学院 正会員 山口 隆司

1. 目的 現在,長大橋などを対象とした耐震補強や供用開始から40年近く経た橋梁の維持管理や補修を兼ねた耐震補強が数多く検討され,実際に工事が行われている.この種の耐震補強の検討には,動的応答解析が可能な数値計算プログラムが有効なツールとなる.しかしながら,幾何学的非線形性までを考慮した弾塑性骨組動的応答解析プログラムはあまり開発されていないのが現状である.このようなことから,本研究では,立体鋼橋構造物の弾塑性有限変位解析プログラム EPASS¹⁾と補剛鋼板構造の耐荷力解析プログラム USSP²⁾とを統合した既存の解析プログラム EPASS Plus を動的な弾塑性有限変位解析プログラムへと拡張した解析プログラム EPASS Plus-D を構築している.そして,まず,それを骨組構造物の動的弾塑性有限変位解析に適用した場合の妥当性について検討している.

2. 動的弾塑性有限変位解析プログラムの構築手順

EPASS Plus-D に導入した動的解析の理論式を以下に示す.減衰を伴わない運動方程式は,質量,減衰および剛性マトリックスを M , C , および K とした場合,次式のように表せる.

$$M(\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{y}}_n) + C(\dot{\mathbf{y}}_{n+1} - \dot{\mathbf{y}}_n) + K(\mathbf{y}_{n+1} - \mathbf{y}_n) = -M(\ddot{\mathbf{y}}_{0n+1} - \ddot{\mathbf{y}}_{0n}) \quad (1)$$

時刻 t_n における全体座標系に対する変位,速度,および加速度ベクトルを $\mathbf{y}_n$, $\dot{\mathbf{y}}_n$, および $\ddot{\mathbf{y}}_n$ とする.また,時刻 t_{n+1} ($= t_n + \Delta t$) における各ベクトルを $\mathbf{y}_{n+1}$, $\dot{\mathbf{y}}_{n+1}$, $\ddot{\mathbf{y}}_{n+1}$ と定義する.さらに,時刻 t_n , t_{n+1} における地動加速度を $\ddot{\mathbf{y}}_{0n}$, $\ddot{\mathbf{y}}_{0n+1}$ とする. Δt 区間内の加速度が t_n と t_{n+1} における加速度の平均値に等しく,一定であると仮定すると,

$$\ddot{\mathbf{y}}(t) = \frac{1}{2}(\ddot{\mathbf{y}}_n + \ddot{\mathbf{y}}_{n+1}) \quad (2)$$

となる. また, $\mathbf{y}(t)$, $\dot{\mathbf{y}}(t)$, は式 (3), (4) に示す1次式, 2次式で表せる,

$$\dot{\mathbf{y}}(t) = \dot{\mathbf{y}}_n + \frac{1}{2}(\ddot{\mathbf{y}}_n + \ddot{\mathbf{y}}_{n+1})(t - t_n) \quad (3)$$

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{y}_n + \dot{\mathbf{y}}_n(t - t_n) + \frac{1}{4}(\ddot{\mathbf{y}}_n + \ddot{\mathbf{y}}_{n+1})(t - t_n)^2 \quad (4)$$

次に,時刻 t_{n+1} における変位および速度ベクトル $\mathbf{y}_{n+1}$, $\dot{\mathbf{y}}_{n+1}$ は,式 (3), (4) で $t = t_n + \Delta t$ とおくことにより得

られる. また,運動方程式,式(1)が時刻 t_{n+1} で成り立つことから,次の2つの式 (5), (6) が得られる.

$$\mathbf{y}_{n+1} = \mathbf{y}_n + \dot{\mathbf{y}}_n \Delta t + \frac{1}{4}(\ddot{\mathbf{y}}_n + \ddot{\mathbf{y}}_{n+1}) \Delta t^2 \quad (5)$$

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1} = \dot{\mathbf{y}}_n + \frac{1}{2}(\ddot{\mathbf{y}}_n + \ddot{\mathbf{y}}_{n+1}) \Delta t \quad (6)$$

式 (1) の運動方程式を解くことにより,次のステップの変位 $\mathbf{y}_{n+1}$ が得られたとすると, $\ddot{\mathbf{y}}_{n+1}$, および $\dot{\mathbf{y}}_{n+1}$ は,式 (5) を変形すると,以下のように求まる.

$$\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} = -\ddot{\mathbf{y}}_n - \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}_n + \frac{4}{\Delta t^2}(\mathbf{y}_{n+1} - \mathbf{y}_n) \quad (7)$$

が得られ,この式 (7) を式 (6) に代入すると,

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1} = -\dot{\mathbf{y}}_n + \frac{2}{\Delta t}(\mathbf{y}_{n+1} - \mathbf{y}_n) \quad (8)$$

となる³⁾.

2.1 減衰の取り扱い

構築した EPASS Plus-D では式 (1) で考慮される減衰マトリックス C に,レーリー減衰を導入している.減衰マトリックス C が K および M に比例すると仮定し,式 (9) のように表す.

$$C = \alpha K + \beta M \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (h_1 f_2 - h_2 f_1)}{f_2^2 - f_1^2} \quad (10) \quad \beta = \frac{h_2 f_2 - h_1 f_1}{\pi(f_2^2 - f_1^2)} \quad (11)$$

係数 α , β は,次式 (10), (11) より求まる.

ここに, f_1 : 1 次の固有振動数 f_2 : 2 次の固有振動数 h_1 : 1 次の減衰定数 h_2 : 2 次の減衰定数.

2.2 実効剛性マトリックスおよび実効荷重ベクトル

Δt における運動方程式が,式 (12), (13) で表せるとすると,

$$M\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} + C\dot{\mathbf{y}}_{n+1} + f_{n+1} = p_{n+1} \quad (12)$$

$$M\ddot{\mathbf{y}}_n + C\dot{\mathbf{y}}_n + f_n = p_n \quad (13)$$

となる. f_{n+1} , p_{n+1} は, Δt における復元力,外力である.次に,式 (13) から式 (12) を引いて,

$$M(\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{y}}_n) + C(\dot{\mathbf{y}}_{n+1} - \dot{\mathbf{y}}_n) + f_{n+1} - f_n = p_{n+1} - p_n \quad (14)$$

ここで, $\Delta f_n = f_{n+1} - f_n$, $\Delta p_n = p_{n+1} - p_n$ とおくと,

$$M(\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{y}}_n) - C(\dot{\mathbf{y}}_{n+1} - \dot{\mathbf{y}}_n) + \Delta f_n = \Delta p_n \quad (15)$$

となり,式 (7), (8) より,

$$\ddot{\mathbf{y}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{y}}_n = -2\ddot{\mathbf{y}}_n - \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}_n + \frac{4}{\Delta t^2}(\mathbf{y}_{n+1} - \mathbf{y}_n) \quad (16)$$

$$\dot{\mathbf{y}}_{n+1} - \dot{\mathbf{y}}_n = -2\dot{\mathbf{y}}_n + \frac{2}{\Delta t}(\mathbf{y}_{n+1} - \mathbf{y}_n) \quad (17)$$

式 (16), (17) を式 (15) に代入して,さらに,

$$\Delta f_n = K \Delta \mathbf{y}_n \quad (18)$$

キーワード : 動的解析, 弾塑性有限変位解析, 骨組要素

連絡先 : 〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138 大阪市立大学大学院工学研究科 TEL(06)6605-2785

$$\begin{aligned} & \text{と近似すると,} \quad \left(\frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \right) \Delta \mathbf{y}_n \\ & = \mathbf{M} \left(2\ddot{\mathbf{y}}_n + \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}_n \right) + 2\mathbf{C}\dot{\mathbf{y}}_n + \Delta \mathbf{p} \end{aligned} \quad (19)$$

$$\text{したがって, 実効剛性マトリックスおよび実効荷重ベクトルは,} \quad \hat{\mathbf{K}} = \left(\frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \right) \quad (20)$$

$$\hat{\mathbf{P}} = \mathbf{M} \left(2\ddot{\mathbf{y}}_n + \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}_n \right) + 2\mathbf{C}\dot{\mathbf{y}}_n + \Delta \mathbf{p}_n \quad (21)$$

となる. したがって, 式(19)を解いて $\Delta \mathbf{y}$ が得られれば,

$$\mathbf{y}_{n+1} = \mathbf{y}_n + \Delta \mathbf{y}_n \quad (22)$$

より $\mathbf{y}_{n+1}$ を求め, 式(7),(8)から $\dot{\mathbf{y}}_{n+1}$ および $\ddot{\mathbf{y}}_{n+1}$ が求まる.

3. 弾塑性動的応答変位解析結果とハイブリッド実験結果との比較・考察

EPASS D における動的弾塑性応答変位解析の検証を行うため, 図-1 に示す長さ 3,394.5mm の柱構造物を対象としたハイブリッド実験結果と数値解析結果との比較を行った⁴⁾. 解析モデルは, 高さ方向に 56 分割している. ヤング率 $E=2.0 \times 10^5$ (N/mm²), ポアソン比 $\mu=0.3$ とし, 表-1 に示す材料定数を用いた. 用いた応力-ひずみ関係を図-2 に示す. さらに, 初期不整としては, 柱上端で最大 $\delta_0=1/1,000$ となるように初期たわみ量を考慮し, 図-3 に示す残留応力を導入した.

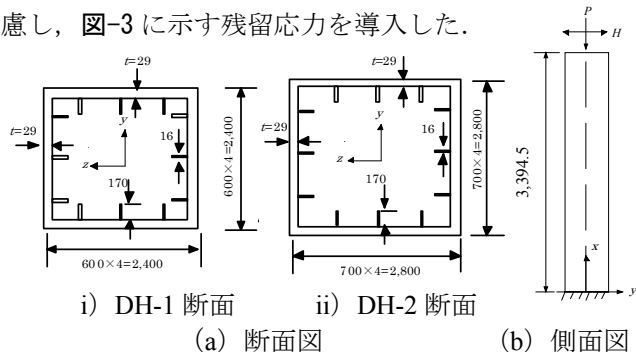


図-1 ハイブリッド実験供試体 (寸法単位: mm)

表-1 解析に用いた鋼材特性

解析モデル	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張応力 σ_u (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y	ひずみ硬化 開始ひずみ ϵ_{st}	ひずみ硬化率 E_{st} (N/mm ²)
DH-1	410	567	0.01435	0.049662	4446.041
DH-2	434	572	0.01519	0.045290	4584.731

地震加速度は, DH-1 に対しては, Type-231(神戸海洋気象台), DH-2 には Type-232(東神戸大橋)と兵庫県南部地震時に観測された地震波を $\Delta t=0.001$ sec 刻みとし用いた. 図-4 より DH-1 について解析結果は, 実験値 $\delta_y=0.175$ m, $t=4.454$ sec 程度までの応答変位は実験値とほぼ一致している. 同様に, 図-5 に示す DH-2 についても $\delta_y=0.094$ m, $t=5.964$ sec 程度までの応答変位はほぼ一致している. しかし, 残留変位についてはそれぞれ 30%, 53%の誤差が生じた.

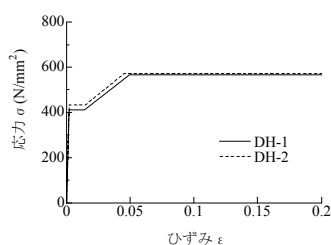


図-2 応力-ひずみ曲線

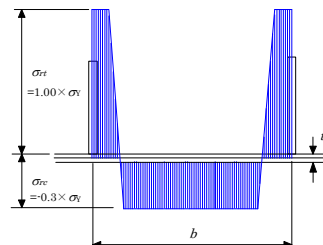
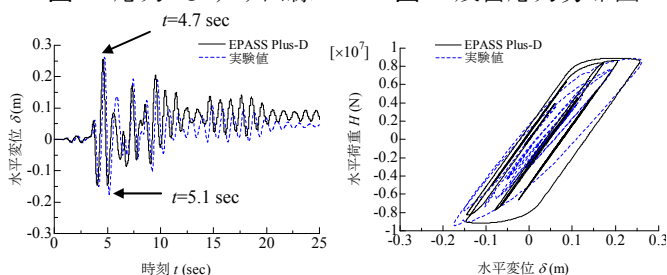
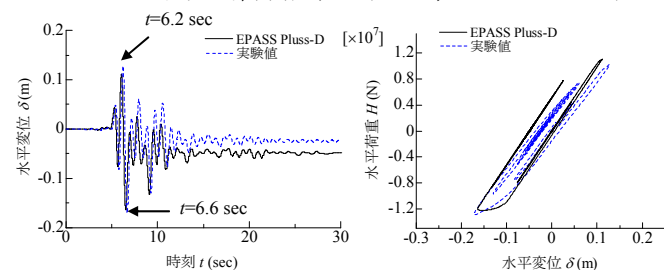


図-3 残留応力分布図



(a) 時刻歴応答 (b) 水平荷重-変位履歴曲線
図-4 時刻歴解析結果 (DH-1, $\Delta t=0.001$ sec)



(a) 時刻歴応答 (b) 水平荷重-変位履歴曲線
図-5 時刻歴解析結果 (DH-2, $\Delta t=0.001$ sec)

4. まとめ 本研究で構築した EPASS Plus-D を骨組構造物の動的弾塑性有限変位解析に適用した場合の妥当性を, 大型ハイブリッド実験結果との比較によって検討した. その結果, 最大地震加速度を受けるまでは, その応答性状は実験結果によく一致した. したがって, EPASS Plus-D は, 骨組構造物の弾塑性動的挙動を再現することが可能であり, 橋梁骨組み構造物の動的挙動の解明に有効であると考えられる. 今後は, EPASS Plus-D を局部座屈を考慮した動的弾塑性有限変位解析に適用した場合の検討を構築するとともに, 地盤バネなどに代表される地盤と構造物の間の相互作用を表す要素の開発, さらには桁間衝突の問題においては緩衝バネなど, 新しい要素の追加も必要である.

参考文献

- 1) EPASS 研究会, 大阪市立大学工学部土木工学科橋梁工学分野, 川崎重工株式会社, 日本電子計算株式会社, JIP エンジニアリング株式会社: EPASS 理論マニュアル, 1999.1.
- 2) USSP 研究会: USSP ユーザーズ・マニュアル, 理論編, Ver.3.0, 日本構研情報(株), 1996.
- 3) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版(株), 1981.6.
- 4) 建設省土木研究所・構造橋梁部橋梁研究室: 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 1999.3.