

連続桁橋における耐震設計へのGAの適用に関する研究

九州大学 学生員 大西陽子 九州大学 正会員 園田佳巨
 中央コンサルタンツ 正会員 柚辰雄 九州大学 正会員 彦坂 熙

1. 緒言

兵庫県南部地震以後、道路橋の設計は従来の震度法から地震時保有水平耐力法¹⁾へと改訂された。さらに、非線形動的応答解析による安全性の照査も要求されるようになり、両者を満足する断面を得ることが困難となるケースもある。そこで、本研究では、図-1に示すような地震時保有水平耐力設計のプロセスにGA²⁾を適用し、動的応答解析による照査と組み合わせることで、理想とする橋梁の設計を容易に行うための設計支援としての手法の検討を試みたものである。

2. 解析手法の概要

現行の地震時保有耐力法を用いて、合理的な橋梁の設計を行うために、以下の定式化を行った。

(1) 目的関数

1) 橋梁全体系の応答を長周期化し、設計水平震度の低減を図る。

$$z_1 = k_{hc}(T) \rightarrow \min \quad (1)$$

ここに、設計水平震度 k_{hc} には道路橋示方書の地震時保有水平耐力レベルのタイプIIの式を用いた。

2) 架設位置の地形や地盤条件等を考慮して、設計者が設定した各橋脚の荷重分担率にできるだけ近づける。

$$z_2 = \sum_{i=1}^n \left(K_i - k_{cer} / \sum_{i=1}^n k_{cer} \right)^2 \rightarrow \min \quad (2)$$

ここに、 n : 橋台および橋脚基数、 K_i : i 番目橋脚に設定された荷重分担率、 k_{cer} : i 番目橋脚位置の支承・橋脚・基礎の直列剛性

(2) 制約条件の設定

1) 各橋脚の耐力が規定値を上回ること。

$$g_1 = k_{hc} \cdot W_i - P_{ai} \leq 0 \quad (3)$$

ここに、 $k_{hc} = k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1}$: 塑性率を考慮した等価水平震度、 P_{ai} : i 番目の橋脚の保有水平耐力、 W_i : i 番目の橋脚に作用する曲げ変形時の等価重量、

2) 各支承の変位、応力度が規定値を満たすこと。

$$g_2 = u_{si} - u_i = \frac{k_{hc} \cdot W_{ui} - u_a}{k_{si}} - u_a \leq 0 \quad (4)$$

$$g_3 = \gamma_{si} - \gamma_a \leq 0 \quad (5)$$

ここに、 u_{si} : i 番目の支承水平変位、 u_a : 支承の許容水平変位、 γ_{si} : i 番目の支承に生じるせん断ひずみ、 γ_a : 許容せん断ひずみ

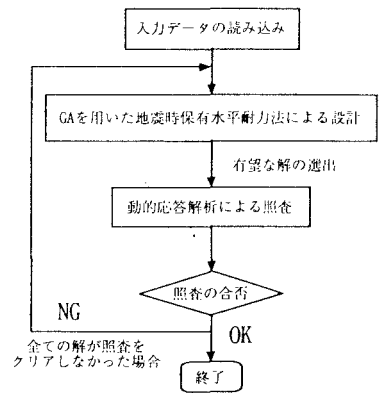


図-1 GAを用いた設計のフロー

表-1 各遺伝子の選択範囲

遺伝子	選択範囲
a (橋軸方向寸法)	40~70cm(2cm刻み:16種類)
b (橋軸直角方向寸法)	40~70cm(2cm刻み:16種類)
Ne (ゴム層数)	1~16層(16通り)
te (1層当たりのゴム厚)	1.0~4.0cm(0.2cm刻み:16種類)
G (せん断弾性係数)	6, 8, 10, 12kgf/cm ² (4種類)
As1 (主鉄筋量)	1000~1750cm ² (50cm ² 間隔:16種類)
As2 (横拘束筋量)	6~36cm ² (2cm ² 間隔:16種類)

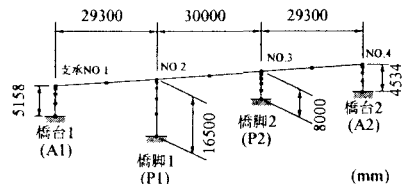


図-2 解析モデル

$$g_4 = \sigma_{pi} - \sigma_{pca} \leq 0 \quad (6)$$

$$g_5 = \sigma_{pm} - \sigma_{crn} \leq 0 \quad (7)$$

ここに、 σ_{pi} : i 番目の支承に作用する支圧応力度、 σ_{pca} : 許容支圧応力度、 σ_{pm} : 座屈に関する許容応力度

各個体の適応度は式(1)～(2)に示す目的関数と式(3)～(7)に示す制約に対するペナルティ関数を用いた以下の式(8)で与えた。

$$z_i = \alpha_1 \sum_{j=1}^{N_p} z_{1j} + \alpha_2 \sum_{j=1}^{N_m} z_{2j} + \lambda \sum_{j=1}^5 \max[g_j, 0] \quad (8)$$

(3) 遺伝子データの選定およびGA解析手法

橋脚および支承の断面諸元を設計変数とした GA による解析を行った。支承に関する遺伝子データは、各支承の寸法(橋軸方向 a, 橋軸直角方向 b, 1層当りのゴム厚 t_c , ゴム層数 N_c) およびゴム材のせん断弾性係数 G の計 5 種類とし、橋脚に関する遺伝子には、矩形断面 RC 構造を対象に、主鉄筋量 As1, 横拘束筋量 As2 の 2 種類を選定した。解析手順は、まず表-1 に示す範囲から遺伝子データを選択し、主鉄筋量と横拘束筋量等のデータをもとに断面分割法により計算される M~ ϕ 関係をバイリニア型にモデル化し、その勾配から得られる非線形バネ特性を橋脚の剛性として与えた。その後、図-2 に示す s 全体系モデルの固有値解析を行うことで、式(8)を用いてエリート保存方式による単純 GA を適用した解析を行った。

表-2 非線形動的応答解析による照査

3. 数値計算例および考察

図-2 に示す 3 径間 PC 連続桁橋を対象とした検討を行った。なお、各橋台、橋脚位置の支承

タイプ II	残留変位 δ (mm)			最大応答回転角 θ (μ rad)			降伏曲率 ϕ ($\mu \cdot 1/m$)			せん断耐力 S (tf)			
	δ_r	δ_a	判定	θ_r	θ_a	判定	ϕ_r	ϕ_a	判定	Sr	Sa	判定	
ケース1	P1	0.002	0.165	OK	1166	11535	OK	688	1307	OK	327	1021	OK
	P2	0.000	0.080	OK	1826	19250	OK	1863	2366	OK	425	1094	OK
ケース2	P1	0.004	0.165	OK	8646	29051	OK	1141	1244	OK	458	3079	OK
	P2	0.003	0.080	OK	21354	15437	NG	3152	1954	NG	682	1035	OK

に対する荷重分担率は、それぞれ10%、25%、50%、15%の値を設定した。図-3に、式(8)の重みを $\alpha_1 : \alpha_2 = 0.8:0.2$ とした場合(ケース1)の設計水平震度の変化を示す。この図より、設計水平震度の低減が図られ、橋脚に作用する地震時慣性力が小さくなることが確認された。また、図-4に $\alpha_1 : \alpha_2 = 0.2:0.8$ とした場合(ケース2)の各橋脚の荷重分担率の変動を示す。この図より、本手法を用いれば、設計者が予め設定した各橋脚に対する荷重分担率に調整できることが確認された。次に、2通りの解(ケース1、ケース2)が、合理的なものとなっているか、非線形動的応答解析による照査を試みた。入力地震動には、II種地盤に対するタイプIIの標準地震波の3波を用い、各応答値については平均値で評価した。表-2は、それぞれのケースで4つの照査項目に関して検討した結果を示したものである。この表より、ケース1は全ての照査項目を満足しているが、ケース2は橋脚基部の塑性化が大きく、最大応答回転角および応答曲率が許容値を満足していない結果が得られた。以上のように、本手法を用いて有望な解を抽出し、動的応答解析による照査により最終的な解を選択する手順により、設計者の意思を反映した合理的な設計が可能であることが確認された。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成8年12月
- 2) 古田均、杉本博之：遺伝的アルゴリズムの構造工学への応用，森北出版，1997年

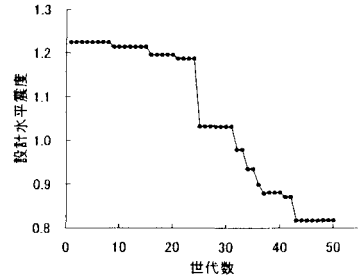


図-3 設計水平震度の変化

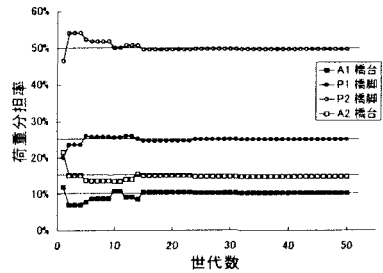


図-4 荷重分担率の推移