

I - B 371

弾塑性性能を考慮した橋脚補強最適化に関する基礎的研究

北海学園大学 正員 杉本博之、東急建設 正員 満尾淳、北武コンサルタント 正員 渡辺 忠朋

1. まえがき 阪神淡路大震災以後、構造物の耐震設計の考え方が変わり、供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては、震度法により設計がなされ、供用期間中に発生する確率は低い大きな強度を持つ地震動に対しては、地震時保有水平耐力法により耐震設計をすることになった¹⁾。新規構造物の設計、あるいはすでに以前の考え方で設計されている構造物も、この考え方で補強設計がなされることになる。

筆者らは、弾性的な挙動をする橋脚構造物の補強問題において、反力の増加を最小にするにはどのような補強設計となるのかについて考察を加え、補強最小の設計の結果との比較を試みた²⁾。

ここでは、その補強最適化の考え方を発展させ、地震時保有水平耐力法の考え方を不静定構造物に拡張して応用し、その場合の適正な補強設計について基礎的な考察を加えることを試みる。

2. 地震時保有水平耐力法の構造物への適用 道路橋示方書¹⁾の地震時保有水平耐力法は、基本的には単一部材を対象に書かれており、不静定構造物に関しては明確に記述されていない。そこでここでは、その考え方を以下のように拡張解釈して適用することにする。

タイプⅡの地震動を受けるB種の橋梁の橋脚の地震時保有水平耐力は、次式を満足しなければならない。

$$g_o = \frac{k_{nc}}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \cdot W - P_a \leq 0 \quad (1)$$

ここで、 k_{nc} は設計水平震度、 W は等価重量、 P_a は地震時保有水平耐力で、部材端のバネに作用する曲げモーメントと回転角の関係が、図-1に示すような弾塑性関係がある部材から構成される構造物の終局荷重 P_u をもってこの値とする。 μ_a は橋脚の塑性率で、道路橋示方書に従い次式で計算されるものとする。

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (1.5 \cdot \delta_y) \quad (2)$$

ここで、 δ_u 、 δ_y は以下のように考える。部材の弾塑性関係を図-1のように考えた場合の構造物の水平荷重と荷重載荷点の水平変位の関係は図-2のようになる。 P_y が最初にヒンジが入る点であり、その時の水平変位が δ_y である。 P_u は崩壊機構を形成する時の荷重であり、 δ_u^0 はその時の水平変位である。その後構造物は、機構を保ちながら、どこかのヒンジが許容回転角に達するまで剛体的に変形する(図-3)ことになる。その剛体変形による水平変位 $\Delta\delta_u$ は次式で計算される。

$$\Delta\delta_u = \ell \times \Delta\theta_u \quad (3)$$

ここで、 $\Delta\theta_u$ は機構形成後の各ヒンジの余裕回転角の最小値である。

3. 補強最適化問題 既存の橋脚が地震時保有水平耐力法の考え方により補強が必要になったことを想定して、本研究の補強最適化問題は以下のように定義される。ただし、破壊形式は曲げ破壊型とし、剪断破壊は生じないと仮定する。また、道路橋示方書の橋脚の残留変位は考慮しないで各ヒンジの最大回転角を制約条件として加えることにする。

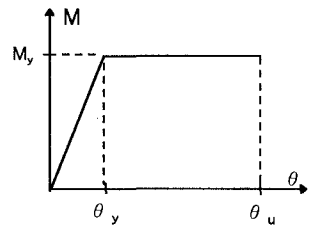


図-1 部材のM-θ関係

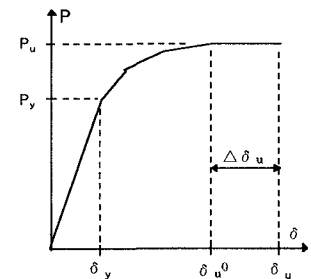


図-2 構造物のP-δ関係

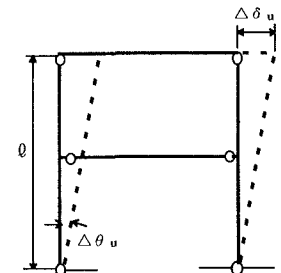


図-3 機構形成後の剛体変形

キーワード : 地震時保有水平耐力法、補強最適化、橋脚、遺伝的アルゴリズム
連絡先 : 札幌市中央区南26条西11丁目・TEL 011-841-1161・FAX 011-551-2951

表-1 各部材の補強前（レベル1）と補強後（レベル≥1）の各値

部材	補強レベル	1	2	3	4	5	6	7	8
下柱	A (cm ²)	8100	8100	8100	8100	8100	8200	8300	8500
	I (10 ³ cm ⁴)	5468	5468	5468	5468	5468	6468	7468	9468
	M _u (tfm)	219	219	219	219	219	219	219	219
	θ _u (10 ⁻⁶)	269	538	1080	1610	2150	2690	3230	3766
中柱	A (cm ²)	8100	8100	8100	8100	8100	8200	8300	8500
	I (10 ³ cm ⁴)	5468	5468	5468	5468	5468	6468	7468	9468
	M _u (tfm)	219	219	219	219	219	219	219	219
	θ _u (10 ⁻⁶)	266	532	1080	1600	2130	2660	3190	3724
中梁	A (cm ²)	7700	7700	7700	7700	7700	7800	7900	8100
	I (10 ³ cm ⁴)	7764	7764	7764	7764	7764	8764	9764	11760
	M _u (tfm)	261	261	261	261	261	261	261	261
	θ _u (10 ⁻⁶)	429	858	1720	2570	3430	4290	5150	6006
ΔC		0	1	1.2	1.4	1.6	1.9	2.0	2.1

表-2 補強設計の結果

部 材	補強レベル
1	7
2	7
3	7
4	7
5	2
6	5
7	5
8	2
9	8
10	8
P _a	293.7tf
k _{ne} W	293.1tf
μ _a	2.274

$$\text{目的関数} : C = \sum_{i=1}^n \ell_i \times \Delta C_i \quad (4)$$

制約条件 : 式(1)の他に、

$$g_j = \theta_j - \theta_{u,j} \leq 0 \quad (j=1 \sim M) \quad (5)$$

$$\text{設計変数} : \{I\} = \{I_1, I_2, \dots, I_n\} \quad (6)$$

ここで、Cは補強のためのコスト、 ℓ_i は部材長、 ΔC_i はi部材に選択された補強の単位長さあたりのコスト、nは補強の対象となる部材数（設計

変数の数）、 θ_j は塑性ヒンジの回転角、 $\theta_{u,j}$ はj節点の許容回転角、 I_i は設計変数で、本報告の計算例では、表-1に示す8種類（レベル1は無補強状態）の補強レベルから選択されることになる。

変数が離散的に与えられているので、遺伝的アルゴリズム³⁾を用いて解を求めた。

4. 数値計算例 数値計算として、図-4に示す鉄筋コンクリート製の橋脚の補強問題を説明する。図の太線の部分は剛域で、その部分と上梁には塑性ヒンジは入らないとする。結局1～10部材の左右・上下20ヶ所に回転バネを設定しヒンジが入ることになる。式(1)のWは368tf、 k_{ne} は1.5としている。補強前及び選択肢としての各補強レベルの場合の、断面積(A)、断面2次モーメント(I)、回転バネの終局曲げモーメント(M_u)、回転バネの許容回転角(θ_u)を各部材毎に、及び全部材共通の各補強レベルの単位長さ当たりのコスト(ΔC)を表-1に示した。これらを用いた場合の結果として表-2に示す補強設計を得た。終局曲げモーメントは、軸力の影響を受ける値であるが、この計算例では、100tfの軸力に対する値を一定値として用いた。また、補強による各部材の終局曲げモーメントの増加はないように値を設定している。

表-2には、各部材の補強レベルの他に、その補強レベルの時の地震時保有水平耐力P_a、等価水平震度K_{ne}（式(1)右辺第1項のWの係数）に等価重量を乗じた値、及び塑性率μ_aの値を示した。補強は、各部材の許容回転角を増加させ、地震時保有水平耐力の下限値を下げるように選ばれている。

5. あとがき 曲げ破壊型と仮定した鉄筋コンクリート橋脚の補強最適化について考察を加えた。いくつかの仮定を設定しているが、基本的には、本報告の方法で地震時保有水平耐力法による橋脚補強の最適化ができると考えられる。今回は、目的関数は簡単な形で定義される補強コスト最小化としたが、今後基礎構造の反力増最小とすることも可能である。また、エネルギー一定則により忠実な方法、軸力に応じた終局曲げモーメントの設定、さらには、各補強レベルに対応するより現実的な設計条件の設定等を試み、鉄筋コンクリート橋脚、及び鋼製橋脚の補強設計最適化を試みたいと考えている。

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、丸善、1998。 2) 杉本・満尾・鹿：水平荷重増加のための橋脚補強最適化に関する一考察、構造工学論文集Vol.44A、pp.479-486、1998。 3) 杉本・鹿：組合せ最適化問題のための汎用GAプログラムの開発、機械学会第2回システム最適化シンポジウム、1996。

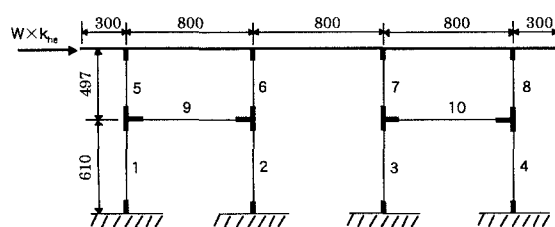


図-4 補強対象の鉄筋コンクリート橋脚図 (cm)