

## 강상형교 설계최적화를 위한 마이크로 유전알고리즘의 적용

### An Application of Micro-GA for the Design Optimization of Steel Box Girder Bridges

김제현\*      류연선\*\*      김정태\*\*\*      조현만\*\*\*\*  
Kim, Je-Heon   Ryu, Yeon-Sun   Kim, Jeong-Tae   Cho, Hyun-Man

#### ABSTRACT

A procedure of the design optimization for steel box girder bridges using micro genetic algorithms( $\mu$ GA) is developed. The effect of population size is investigated and the efficiency and reliability of  $\mu$ GA is demonstrated in the optimum design of steel box girder bridges. Optimum design problems of steel box girder bridges are formulated, where the design of concrete slab is based on the USD specifications and steel box girder based on LRFD respectively. Design optimizations of single-span and 2-span steel box girder bridges are performed with the population size of 5, 40, 80, and 120, respectively. The  $\mu$ GA-based optimum design of the 3-span steel box girder bridge is compared with SQP results.

#### 1. 서 론

최근 강상형교의 설계 최적화에 관한 많은 연구가 진행되어왔다. 그러나, 현재까지 연구되어 온 강상형교의 설계를 위한 대부분의 최적화 기법은 현재의 설계점에서 개선된 설계점으로 이동이 목적함수 및 제약함수의 연속성과 미분가능성을 필요로 하는 확정론적인 탐색과정이다. 이는 초기 설계점에 따라 최적해가 달라질 수 있으므로 국부적 최적해에 도달할 가능성이 크다고 할 수 있다. 또한, 많은 국부적 최적해가 존재할 경우 전역적 최적해를 구하기 위해 초기점을 달리하여 여러 번 계산을 수행함으로써 그 중 가장 좋은 결과를 취하는 방법을 사용한다. 그러나, 설계변수가 많고 제약조건이 복잡한 경우 초기 설계의 결정에 어려움이 따른다. 이러한 단점들을 극복하기 위해 최근 유전 알고리즘(generic algorithms; GAs)이 활발히 연구되고 있다. 그러나 GAs는 최적해를 얻기까지 많은 함수의 계산을 필요로 한다. 그러므로 평가되는 함수의 계산량과 직접적으로 관계가 있는 집단의 크기(population size)에 대하여 적은 수의 개체들을 이용하더라도 효율적으로 최적화를 수행할 수 있는 마이크로 유전 알고리즘(micro GA;  $\mu$ GA)의 적용이 요구된다.

본 연구에서는 이산형 및 연속형 설계변수를 가진 강상형교에 대하여  $\mu$ GA에 의한 설계 최적화과정을 개발한다. 또한 강상형교의 수치적 설계최적화 과정에서 집단의 크기에 따른  $\mu$ GA의 성능을 조사하고, 강상형교의 설계 최적화에 대한  $\mu$ GA의 적용성을 확인하고자 한다.

\* 정회원 · 농업기반공사 농어촌연구원 인턴연구원  
\*\* 정회원 · 부경대학교 해양공학과 교수  
\*\*\* 정회원 · 부경대학교 해양공학과 조교수  
\*\*\*\* 정회원 · 부경대학교 해양공학과 연구조교

## 2. 마이크로 유전알고리즘

Holland(1975)가 제안한 단순 유전 알고리즘(simple GA; SGA)은 2진 코드를 사용하며, 재생산 방법으로는 룰렛 휠 선택을 사용한다. 교배방법으로는 주어진 문제와 사용자에 의해 결정될 문제이지만 가장 간단하면서도 자주 이용되는 방법은 단순교배이다. 이러한 SGA는 해를 찾는 능력이 강건하여 아직도 GAs를 이용한 최적설계에 가장 많이 사용되고 있는 기법이다. 현재까지 SGA를 개선하고 변형한 여러 유전 알고리즘들이 제안되어 왔지만, 이들이 채용하고 있는 기본적인 메커니즘은 유사하다. 그러나, SGA는 연산시간을 줄이기 위해 집단의 크기를 작게 유지하면, 유전적 부동에 의해 개체들의 특정 비트가 어느 한 대립인자로 고정될 가능성이 높아 만족스러운 탐색성능을 얻기가 어렵다<sup>[1]</sup>. 이 때문에 작은 집단을 효율적으로 다루기 위해서는 적절한 연산자나 탐색전략이 필요하다. 그러므로 본 연구에서 조기에 설계가 수렴되는 것을 피하게 하고 최적설계에 근접한 설계로 빨리 수렴시키게 하는 특징을 가진  $\mu$ GA를 사용한다.

$\mu$ GA는 Krisnakumar(1989)에 의해 제안된 방법으로, 작은 집단을 가지고도 유전정보의 다양성을 충분히 유지하기 위해 집단이 어느 한 점 가까이로 수렴하게 되면 집단을 재구성해서 다시 시동하게 되는 원리를 이용한다. 이 때 수렴성은 최적 개체와 나머지 개체들의 염색체 비트끼리 비교하여 서로 다른 비트 수가 5% 미만이면 수렴조건에 만족된 것으로 판정한다. 미리 정한 값에 수렴하게 되면 수렴된 집단 내에서 최적의 개체와 나머지 개체를 무작위로 초기화하여 구성된 새로운 집단을 가지고 재시동한다<sup>[1]</sup>. 재생산 방법으로는 토너먼트 선택법을 사용한다. 왜냐하면,  $\mu$ GA는 매우 작은 집단을 취급하기 때문에 선택확률에 의존하는 선택을 적용하면 집단은 더욱 빨리 초우량 개체로 고정될 가능성이 있기 때문이다. 교배방법으로는 일점교배를 채용하고 있으며, 선택된 어버이 쌍에는 반드시 교배가 일어나도록 교배확률을 1.0로 고정시킨다.  $\mu$ GA는 개체들이 어느 한 점 가까이로 수렴하게 되면 수렴된 집단 내의 최적개체와 임의로 발생된 나머지 개체로 재구성되는 새로운 집단을 가지고 재시동하기 때문에 이 때마다 충분한 정도의 다양성이 도입된다. 이 과정이 돌연변이 과정을 대신한다.

## 3. 강상형교의 최적설계문제

일반적으로 강상형교의 설계흐름은 콘크리트 바닥판의 설계가 주형의 설계에 앞서 수행되며 콘크리트 바닥판의 설계결과는 주형의 설계수행에 필요한 설계상수로 작용한다<sup>[2]</sup>. 따라서 본 연구에서는 강상형교의 최적설계문제를 2단계 설계, 즉 콘크리트 바닥판과 주형을 각각 분리하여 정식화한다.

콘크리트 바닥판의 최적설계에서 설계변수는 주로 바닥판의 두께와 철근량 등으로 두지만, 본 연구에서는 바닥판의 두께만을 설계변수로 두고 철근량은 콘크리트량의 30%로 선정하였다. 주형의 최적설계에서 설계변수는 상·하부 플랜지의 두께와 복부판의 두께, 각 보강재의 돌출폭과 두께로 선정하였다. 제약조건은 콘크리트 바닥판에 대해서는 강도설계법(ultimate stress design, USD)<sup>[3]</sup>을, 주형에 대해서는 하중-저항계수 설계법(load & resistant factored design, LRFD)<sup>[4]</sup>을 근거로 하여 표 1과 같이 정식화하였다. 각각의 최적설계문제에 대하여 목적함수는 콘크리트 바닥판의 경우에 식(1)과 같이 바닥판의 두께로 두었으며, 주형의 경우에는 식(2)와 같이 강재의 단위길이 당 중량으로 두었다.

$$f_c(x) = T \tag{1}$$

$$f_s(x) = W_s A_s \tag{2}$$

여기서,  $f_c(x)$ 는 콘크리트 바닥판 설계의 목적함수,  $T$ 는 바닥판의 두께 ( $mm$ ),  $f_s(x)$ 는 주형설계의 목적함

수,  $W_s$ 는 강재의 단위중량 ( $N/m^3$ ),  $A_s$ 는 주형의 단면적 ( $m^2$ )이다.

표 1 콘크리트 바닥판 및 주형의 제약조건

구분	제약조건		기호설명
바 다 판	바닥판 최소두께	$g_1(x) = T_{\min}/T_s - 1 \leq 0$	$T$ : 바닥판의 두께, $T_{\min}$ : 바닥판의 최소두께
	최소 철근비	$g_2(x) = p_{\min}/p_{req} - 1 \leq 0$	$P_{\min}$ : 최소철근비, $P$ : 사용철근비
	최대 철근비	$g_3(x) = p_{req}/p_{max} - 1 \leq 0$	$P_{max}$ : 최대철근비, $\gamma$ : 하중증가계수
	휨모멘트	$g_4(x) = M_u/\phi M_n - 1 \leq 0$	$M_n$ : 공칭모멘트, $\phi$ : 강도감소계수 $M_u$ : 극한모멘트
주 형	휨강도	$g_1(x) = \eta \sum \gamma_i \sigma_i / \phi_f \sigma_n - 1 \leq 0$	$\eta$ : 중요도에 대한 계수, $\gamma_i$ : 하중계수 $\phi_f$ : 휨에 대한 강도감소계수, $\sigma_n$ : 공칭휨강도(MPa)
	전단강도	$g_2(x) = \eta \sum \gamma_i V_i / \phi_f V_n - 1 \leq 0$	$\sigma_i$ : 설계하중에 의한 휨강도(MPa)
	복부판의 세장비	$g_3(x) = 2(D_c/t_w) / 11.63\sqrt{E/\sigma_c} - 1 \leq 0$	$V_n$ : 공칭전단강도(N), $V_i$ : 설계하중에 의한 전단강도
	압축 플랜지의 수평 보강재	$g_4(x) = b_{lfs} / 0.48t_{lfs}\sqrt{E/\sigma_{yc}} - 1 \leq 0$ $g_5(x) = I_{lfs} / \phi_w t^3 - 1 \leq 0$	$t_w$ : 복부판의 두께(mm), $\phi_c$ : 전단에 대한 강도감소계수 $E$ : 강재의 탄성계수(MPa), $D_c$ : 압축력을 받는 복부판의 높이(mm), $b_{lfs}$ , $b_{lus}$ : 각 보강재의 돌출폭(mm) $t_{lfs}$ , $t_{lus}$ : 각 보강재의 두께(mm), $\sigma_{yc}$ : 압축플랜지의 최소항복강도(MPa), $I_{lus}$ : 복부판과의 접합면에 대한 수평보강재의 단면2차모멘트( $mm^4$ ), $I_{lfs}$ : 압축플랜지 수평보강재의 단면2차모멘트( $mm^4$ ), $t$ : 압축플랜지의 두께(mm)
	복부판의 수평 보강재	$g_6(x) = b_{lus} / 0.48t_{lus}\sqrt{E/\sigma_{yc}} - 1 \leq 0$ $g_7(x) = D t_w [2.4(d_0/D)^2 - 0.13] / I_{lus} - 1 \leq 0$ $g_8(x) = 0.234 d_0 \sqrt{\sigma_{yc}/E} / r - 1 \leq 0$	$d_0$ : 수직보강재의 간격(mm), $D$ : 복부판의 높이(mm)
처짐	$g_9(x) = \Delta / \Delta_a - 1 \leq 0$	$r$ : 접합면에 대한 수평보강재와 복부판의 회전반경	

일반적으로 GAs는 비제약 최대화문제에 적합하다. 그러나 본 연구에서 다루는 문제는 제약 최소화문제이므로 이를 풀기 위해 비제약 최대화 문제로 변환할 필요가 있다. 그 구성의 기본원리는 목적함수와 제약조건 함수를 사용하여 복합함수의 형태를 구성하는 것인데, 제약조건의 위배에 대하여 복합함수를 제재하므로 위배가 많으면 벌칙도 크게 된다. 그러나 GAs는 탐색공간에서 집단적 탐색을 행하므로 벌칙함수법이나 장애함수법과 같은 전통적인 변환법은 GAs에 충분하지 않다<sup>[5]</sup>. 그러므로 본 연구에서는 정규화된 제약조건의 위배를 근거로 적합도 함수를 다음과 같이 정의한다.

$$F(x) = K - f(x)(1 + rC) \quad (3)$$

여기서,  $K$ 는 제약 최소화문제를 비제약 최대화문제로 변환하기에 충분히 큰 수이고,  $r$ 은 벌칙함수의 증가 계수이다. 본 연구에서는 각 매개변수에 대한 초기 값으로  $K=2000$ ,  $r=10$ 을 사용하였다.  $C$ 는 위배계수로서 다음의 식(4)에 의해 결정된다.

$$C = \sum_{i=1}^m \max(0, g_i^+(x)) \quad (4)$$

여기서,  $g_i^+(x)$ 는 정규화 된 부등호 제약조건으로써 양의 값을 가지는  $i$ 번째 제약함수의 값이다.

#### 4. 수치예제

본 연구에서 제안된 최적설계과정의 타당성을 검증하기 위해 Fig. 5.1<sup>[6]</sup>과 같은 단면을 가진 강상형교를 선

정하였다.

구조물의 최적설계에서 설계변수의 수가 많아지면 개체문자열의 길이가 매우 길어지고, 이에 따라 계산시간이 기하급수적으로 증가하므로 구조물의 대칭성, 설계변수의 그룹화 등을 바탕으로 설계변수의 수를 최대한 줄이면 더욱더 효율적인 최적설계를 수행할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 강도로써 상세부 설계지침<sup>[7]</sup>에 제시된 주형의 변단면 분할 기준과 모멘트 선도를 근거로 주형단면을 그룹화 한다. 또한 구조물의 중량은 단면력이 큰 설계구간에 의해 결정되므로 최대 정모멘트가 발생하는 지간 중앙부와 최대 부모멘트가 발생하는 지점부에 대하여 최적화를 수행한다.

각 설계변수에 대한 문자열의 길이는 표 2에 나타난 것과 같이 콘크리트 바닥판의 경우는 5mm단위의 정수형 변수로 가정하였고, 주형의 경우 각 부재의 두께는 1mm 단위로, 각 보강재의 돌출폭의 경우는 5mm 단위의 정수형 변수로 가정하여 모두 제작 및 시공이 가능하도록 문자열의 길이를 정하였다.

표 2 각 설계변수에 대한 문자열의 길이

설계변수	하한	상한	문자열의 길이
바닥판의 두께( $T$ )	220	535	6
상부플랜지 두께( $x_1$ )	10	41	5
하부플랜지 두께( $x_2$ )	10	41	5
복부판의 두께( $x_3$ )	9	40	5
복부판 수평보강재의 돌출폭( $x_4$ )	0	635	7
복부판 수평보강재의 두께( $x_5$ )	8	39	5
압축플랜지 수평보강재의 돌출폭( $x_6$ )	0	635	7
압축플랜지 수평보강재의 두께( $x_7$ )	8	39	5

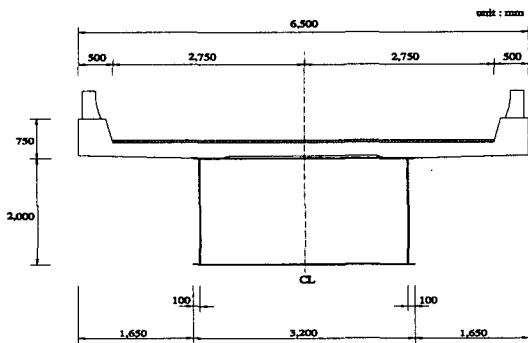


그림 1. 강상형교의 횡단면도.

다양한 예제를 적용하기 위해 표 3에 나타난 것과 같이 경간수와 경간장을 달리하였고, 그에 따른 종단면도는 그림 2와 같다. 표 4는 설계에 필요한 물성치이다.

표 3 각 예제에 대한 경간수와 경간길이

경 간 수	경 간 장		
	L=40m	L=50m	L=60m
단 경 간	L=40m	L=50m	L=60m
2 경 간	2@L=80m	2@L=100m	2@L=120m
3 경 간	50m + 60m + 50m		

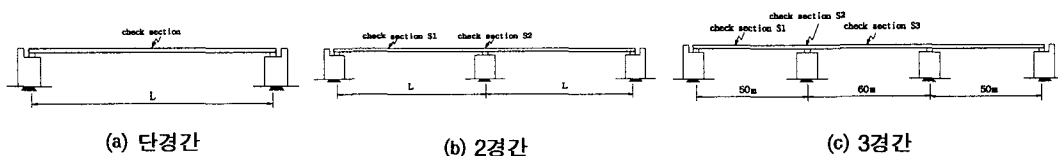


그림 2. 각 예제에 대한 종단면도.

표 4 설계 입력자료

사용강재	SWS490	콘크리트의 단위중량	$0.25\text{kg/cm}^3$
강재의 단위중량	$2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2$	콘크리트의 압축강도	$270\text{kg/cm}^2$
강재의 탄성계수	$0.785\text{kg/cm}^2$	콘크리트의 탄성계수	$2.4 \times 10^5\text{kg/cm}^2$
철근의 항복강도	$4000\text{kg/cm}^2$	포장재의 단위중량	$0.23\text{kg/cm}^3$

최적화 기법으로써 GAs를 이용할 때 가장 어려운 점은 집단의 크기를 결정하는 문제이다. 일반적인 공학 문제에서는 집단의 크기를 30~200으로 제한하고 있다. Carroll<sup>[8]</sup>은  $\mu$ GA를 이용할 때 적절한 집단의 크기를 결정하는데 있어 다음 식(5)와 같은 근사식을 제안하였다.

$$\text{집단의 크기} = \frac{\text{전체 문자열의 길이}}{\text{설계변수의 수}} \quad (5)$$

최적화기법으로써  $\mu$ GA는 최적해 근처점까지 빨리 수렴하지만 설계변수의 수가 많고 문자열의 길이가 길 경우에는 탐색공간이 크기 때문에 강상형교의 설계 최적화의 경우 각 세대의 최적개체가 더 좋은 해로 개선 없이 수십 세대씩 반복, 유지되는 단점이 발견되었다. 그러므로, 본 연구에서는 이를 극복하기 위해 적절한 수렴기준을 만족하면, 즉 10세대 이상 반복될 경우 탐색공간을 50%씩 감소시켜 재시동 하도록 하였다.

본 연구에서 사용하는 GA 프로그램은 internet을 통해 Carroll<sup>[9]</sup>로부터 제공받은 FORTRAN GA Driver v1.7.0을 Visual Basic 언어로 변환 및 수정하고, GUI를 구현하여 사용하였다. Carroll의 GA Driver는 재생산 방법으로 shuffling 기법을 도입한 토너먼트 선택법을 사용하고, 교배방법으로는 일점교배 혹은 균일교배를 채택하고 있으나, 본 연구에서는 균일교배를 사용하였으며, 교배확률은 0.4로 두었다.

(1) 콘크리트 바닥판의 최적설계

일반적으로 콘크리트 바닥판의 설계는 경간의 수와 경간장에 관계없이 바닥판의 횡방향 해석만으로 설계를 수행하므로 각 예제에 대하여 동일한 최적설계문제를 가진다.

현재의 콘크리트 바닥판 최적설계문제는 1변수 함수의 최소화문제이다. Carroll의 GA Driver는 1변수 함수 문제에 대하여 집단의 크기를 1로 추천하고 있으므로 본 연구에서는 이를 사용하였으며, 최대 반복 세대수는 200으로 하였다.

최적설계 된 결과는 표 5에 나타내었고, 목적함수의 이력상태는 그림 3에 나타낸 것과 같이 13세대에서 최적해가 250mm였다.

표 5 콘크리트 바닥판의 최적설계 결과

$T_s$	$f_c(x)$	$F(x)$	GN
250(mm)	250(mm)	1750	13

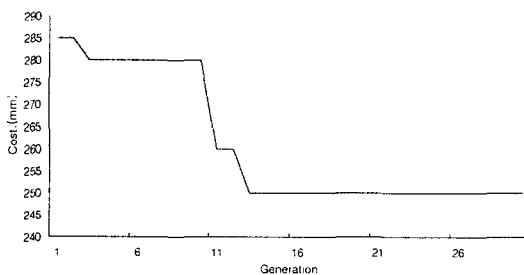


그림 3. 목적함수의 이력상태.

(2) 주형의 최적설계 및 고찰

집단의 크기에 대한  $\mu$ GA의 효과를 살펴보기 위해 본 연구에서는 단순교 및 2경간 연속교 주형의 최적설

계에서 Carroll이 제안한 근사식 (5)에 의해 집단의 크기를 5로 고정하여 최적해를 구하였다. 또한 집단의 크기를 40, 80, 120으로 고정하여 구한 최적해와 최적해까지의 반복세대수를 비교하였다. 3경간 연속교 주형의 최적설계에서는 확정론적 탐색기법 중 하나인 순차이차계획법(sequential quadratic programming method, SQP)을 이용하여 최적해를 구하였고,  $\mu$ GA에 의한 최적해와 비교하여 강상형교의 설계최적화 기법으로써  $\mu$ GA의 적용성을 검토하였다. 각각의 예제에 대하여 최대 반복 세대수는 2000으로 하였다.

먼저 단순교 주형의 최적설계의 경우 최대 정모멘트가 발생하는 지간 중앙을 검토단면(그림 2.(a))으로 하였고, 다양한 예제에 적용해 보기 위해 경간장을 40m, 50m, 60m로 두었다. 각각에 대하여 집단의 크기를 달리 하였을 경우에 구해진 최적해는 표 6에 나타내었다. 이 결과로부터 Carroll의 근사식을 이용한 집단의 크기가 5일 때 가장 나은 최적해를 구할 수 있었을 뿐 아니라, 최적해까지 반복세대수도 가장 안정적인 것으로 나타났다. 표 6에서  $F(x)$ 는 최적해에서 적합도의 값을 나타내고, GN은 최적해까지 반복세대수,  $N_{opt}$ 는 최적해까지 평가된 함수의 수이다.

표 6 단순교 주형의 최적설계 결과

경간장	세대수	$x_1$ (mm)	$x_2$ (mm)	$x_3$ (mm)	$x_4$ (mm)	$x_5$ (mm)	$x_6$ (mm)	$x_7$ (mm)	$f_s(x)$ (N/mm)	$F(x)$	GN( $N_{opt}$ )
L=40m	5	10	14	9	0	0	80	8	878.2	1121.8	83(415)
	40	10	14	9	0	0	60	21	887.8	1112.2	55(2200)
	80	10	14	9	0	0	80	8	878.2	1121.8	78(6240)
	120	10	14	9	0	0	80	8	878.2	1121.8	52(6240)
L=50m	5	10	21	9	0	0	80	8	1050.6	949.4	96(480)
	40	10	22	9	0	0	80	8	1075.3	924.7	223(8920)
	80	10	21	9	0	0	80	8	1050.6	949.4	118(9440)
	120	10	22	9	0	0	50	30	1088.5	911.5	24(2880)
L=60m	5	11	29	9	0	0	80	8	1272.4	727.6	134(670)
	40	11	29	9	0	0	80	8	1272.4	727.6	432(17280)
	80	11	29	9	0	0	80	8	1272.4	727.6	298(23840)
	120	11	29	9	0	0	60	24	1284.7	715.3	82(9840)

2경간 연속교 주형의 최적설계의 경우도 단순교와 같이 다양한 예제에 적용해 보기 위해 경간장을 달리하여 각각에 대해 집단의 크기에 따른 효과를 살펴보았다. 각 경간장 및 서로 다른 세대수에 대하여 최대 정모멘트가 발생하는 구간(그림 2.(b), S1)과 최대 부모멘트가 발생하는 내부 지점(그림 2.(b), S2)에 대하여 단면을 검토하였으며, 최적설계결과는 표 7에 나타내었다.

표 7 2경간 연속교 주형의 최적설계 결과

경간장	검토단면	세대수	$x_1$ (mm)	$x_2$ (mm)	$x_3$ (mm)	$x_4$ (mm)	$x_5$ (mm)	$x_6$ (mm)	$x_7$ (mm)	$f_s(x)$ (N/mm)	$F(x)$	GN( $N_{opt}$ )
2@L=80m	S1	5	10	10	9	0	0	175	8	791.4	1208.6	98(490)
		40	10	10	9	0	0	175	8	791.4	1208.6	76(3040)
		80	10	10	9	0	0	175	8	791.4	1208.6	42(3360)
		120	10	10	9	0	0	180	8	792	1208	25(3000)
	S2	5	14	18	9	170	17	70	8	1252	748	79(395)
		40	14	20	9	145	13	85	32	1272.7	727.3	58(2320)
		80	14	20	9	140	16	80	8	1262.5	737.5	81(6480)
		120	14	17	9	165	27	45	24	1331.8	668.2	35(4200)

표 7 - 계속

경간장	검토단면	세대수	$x_1$ (mm)	$x_2$ (mm)	$x_3$ (mm)	$x_4$ (mm)	$x_5$ (mm)	$x_6$ (mm)	$x_7$ (mm)	$f_s(x)$ (N/mm)	$F(x)$	GN( $N_{opt}$ )
2@L=100m	S1	5	10	14	9	0	0	160	10	893	1107	102(510)
		40	10	14	9	0	0	160	10	893	1107	115(4600)
		80	10	18	9	0	0	115	28	1016.5	983.5	22(1760)
		120	10	14	9	0	0	120	24	912.7	1087.3	36(4320)
	S2	5	20	23	11	180	16	80	8	1585.2	414.8	142(710)
		40	20	24	11	160	16	80	24	1609.8	390.2	76(3040)
		80	15	20	25	175	17	160	13	1847.3	152.7	33(2640)
		120	22	23	11	170	16	50	32	1639.4	360.6	45(5400)
2@L=120m	S1	5	10	19	9	0	0	160	11	1018.6	981.4	134(670)
		40	10	20	9	0	0	115	32	1072.8	927.2	28(1120)
		80	10	19	9	0	0	160	11	1018.6	981.4	447(35760)
		120	10	19	9	0	0	160	11	1018.6	981.4	79(9480)
	S2	5	28	30	13	160	20	90	8	2037.2	-37.2	117(585)
		40	30	34	13	125	11	60	29	2088.4	-88.4	103(4120)
		80	28	34	14	115	13	80	24	2080	-80	170(13600)
		120	28	30	13	160	24	70	32	2100	-100.1	44(5280)

3경간 연속교 주형의 경우  $\mu$ GA의 적용성과 최적해의 신뢰성을 검토하기 위해 SQP를 이용한 최적설계 결과와 비교하였다. SQP를 이용한 최적설계에서 사용한 프로그램은 FORTRAN IMSL라이브러리의 DNCONF서브루틴을 이용하였다. 허용응력설계법(allowable stress design, ASD)에 의한 일반적인 설계결과를 기준단면으로 하여 이를 초기치로 사용하되 80~120%까지 변화를 주어 최적해를 구하고, 목적함수의 이력상태를 살펴보았다. 각각의 검토단면 위치, 즉 외측경간의 최대 정모멘트가 발생하는 단면(그림 2.(c), S1), 내측 지점의 최대 부모멘트가 발생하는 단면(그림 2.(c), S2), 내측 경간의 최대 정모멘트가 발생하는 단면(그림 2.(c), S3)에 대하여 최적설계 결과를 표 8에 나타내었다. 여기서 알 수 있듯이 함수의 경사도 정보를 이용하는 확정론적인 탐색기법인 SQP에 의한 강상형교의 설계 최적화는 초기치의 변동에 따라 보강재의 돌출폭 및 두께의 치수 변동이 매우 심하여 설계 전체의 수렴이 안정적이라 판단하기는 어렵다. 이는 강상형교의 최적설계문제는 제약함수와 목적함수의 비선형성 및 불연속성이 매우 크기 때문으로 판단된다.

$\mu$ GA를 이용한 주형의 최적설계에서 최적설계 결과는 표 8에 나타내었다. SQP에 의한 최적설계 결과에 비해 S1에서는 2.7%, S2에서는 0.7%, S3에서는 0.7%의 차이를 보였다. 이러한 차이는 SQP가 연속형 변수를 고려하였기 때문이다. 이는 강판의 제작 가능치수와 관계없이 최적화시킨 단면으로 수학적으로는 가장 이상적인 단면이지만, 실제 제작과 시공에 있어서는 비현실적인 단면이고,  $\mu$ GA에 의한 이산형 최적값으로 나타낸 단면은 실제 제작 및 시공이 가능하도록 제원이 설정된 것이기 때문이다. 또한 최적해까지 반복세대수의 차이에 대해  $\mu$ GA를 이용한 최적설계가 초기 설계를 무작위 선택하여 병렬 탐색하므로 복잡하고 대형화된 구조물에 대하여 초기치 결정에 따른 어려움이 없기 때문에 이에 대한 판단은 어렵다.

표 8 3경간 연속교 주형의 SQP 및  $\mu$ GA에 의한 최적설계 결과

검토단면	최적화 방법	$x_1$ (mm)	$x_2$ (mm)	$x_3$ (mm)	$x_4$ (mm)	$x_5$ (mm)	$x_6$ (mm)	$x_7$ (mm)	$f_s(x)$ (N/mm)	IT	
S1	ASD에 의한 기준단면	12	14	10	150	12	250	20	1164	-	
	SQP	80%	10	13.1	11.4	0	0	0	0	920.1	14
		100%	10	13.1	9	0	0	60.7	8	852.7	31
		120%	10	13.1	9	0	0	60.7	8	852.7	33
		150%	10	13.1	11.4	0	0	0	0	920.1	33
	$\mu$ GA	10	14	9	0	0	65	8	876.4	108	

표 8 - 계속

검토단면	최적화 방법	$x_1$ (mm)	$x_2$ (mm)	$x_3$ (mm)	$x_4$ (mm)	$x_5$ (mm)	$x_6$ (mm)	$x_7$ (mm)	$f_s(x)$ (N/mm)	$\Gamma$	
S2	ASD에 의한 기준단면	26	26	17	250	20	250	20	2266.3	-	
	SQP	80%	17.8	22.9	14	160.1	13.4	94.3	8	1611	34
		100%	17.8	22.9	14	160.1	13.4	94.3	8	1611	37
		120%	17.8	22.9	14	160.1	13.4	94.3	8	1611	39
		150%	17.8	22.9	14	160.1	13.4	94.3	8	1611	34
$\mu$ GA	18	24	14	145	13	95	8	1622.5	181		
S3	ASD에 의한 기준단면	12	14	10	150	12	250	201	1164	-	
	SQP	80%	10	11.8	9	0	0	60.7	8	821.4	16
		100%	10	11.8	9	0	0	60.7	8	821.4	32
		120%	10	11.8	11.1	13.2	8	0	0	874.4	29
		150%	10	11.3	11.1	12.8	8	0	0	874.2	30
$\mu$ GA	10	12	9	0	0	65	8	827.1	112		

## 5. 결 론

본 연구에서는  $\mu$ GA를 이용한 강상형교의 설계 최적화과정을 개발하였으며, 개발된 프로그램의 효율성 및 신뢰성을 검토하기 위해 다양한 수치예제에 적용해보았다.

수치예제 결과로부터 집단의 크기를 결정하기 위해 Carroll이 제안한 근사식을 이용할 경우 매우 효율적이었음을 입증할 수 있었으며, 일반적인 공학문제에서 사용하는 집단의 크기보다 적은 수의 개체를 이용하더라도 해를 찾는 능력이 뛰어난 것을 알 수 있었다. 또한 불연속적인 제약조건을 많이 포함하는 LRFD를 이용한 강상형교의 설계에서 최적화기법으로써  $\mu$ GA는 매우 신뢰성이 있음을 증명하였다.

$\mu$ GA를 기반으로 하는 최적화 과정은 본 연구에서의 수치예제와 같은 직선 강상형교의 단면 최적설계 뿐만 아니라, 다상자형, 다경간 및 곡선교 등의 설계 최적화에서도 효율적으로 적용될 수 있을 것이다.

## 참고 문헌

- [1] 진강규(2000), 유전알고리즘과 그 응용, 교우사.
- [2] 조효남, 정지승(1999), "효율적인 재해석 기법에 의한 강상형교의 최적설계", 한국강구조학회 논문집, 제11권, 15호.
- [3] 건설교통부(1996), 도로교 표준시방서.
- [4] 건설교통부(1996), 도로교 표준시방서 부록(하중-저항계수 설계편).
- [5] Rajeev, S., Krishnamoorthy, C. S.(1992), "Discrete Optimization of Structures Using Genetic Algorithms", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, May.
- [6] 조효남, 이두화, 정지승, 민대홍(1999), "신뢰성에 기초한 강상형 연속교의 단면 최적설계", 대한토목학회 논문집, 제19권, 제 I-3호.
- [7] 건설교통부(1997), 강도로교 상세부 설계지침.
- [8] Carroll, D. L.(1996), "Genetic Algorithms and Optimizing Chemical Oxygen-Iodine Lasers", Developments in Theoretical and Applied Mechanics, Vol 18.
- [9] Carroll, D. L.(1998), "FORTRAN Genetic Algorithms(GA) Driver", Department of Aeronautical and Astronautical Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois 61801.
- [10] Goldberg, D. E.(1989), Genetic Algorithm in Search, Optimization & Machine Learning, Addison-Wesley.