

## 동적 거동을 받는 철근 콘크리트 뼈대 구조의 최적화

Optimization of Reinforced Concrete Frames  
Subjected to Dynamic Loads

박문호\* · 김상진\*\*

Park, Moon Ho · Kim, Sang Jin

## Abstract

A method to optimize the cost of R/C frames and an algorithm of the optimal limit state design for R/C frames subjected to dynamic loads are presented. The modal superposition method was used to find the dynamic responses of the frames. Each member of R/C frame is made up of more than two elements and the stiffness matrix and consistent mass matrix of three d.o.f in the node of each element was used to include axial, shear and flexural effects. The objective function to be minimized formulated the cost of materials, steel and concrete, and optimised to satisfy the behaviors of R/C frame and each constraint imposed by the limit state requirements. Both objective function and each constraint are derived in terms of design variables which include the effective depth, beam width, compression and tension steel area, and column shear steel area. A few applications are presented which demonstrate the feasibility, the validity and efficiency of the algorithm for automated optimum design of R/C frames where dynamic behavior is to be considered.

## 요 지

본 논문에서는 동적하중을 받는 철근 콘크리트 뼈대구조의 경비 최적설계방법과 한계상태 설계 최적화 알고리즘을 제시하였다. 뼈대구조의 동적반응은 모드 중첩법을 이용하여 해석하였으며 뼈대구조의 각 부재를 두개 이상의 요소로 구성하여 각 요소의 절점에서는 축방향, 횡방향 및 휨방향의 거동을 규명할 수 있도록 3 d.o.f(자유도)로 구성된 강성 매트릭스와 질량 매트릭스를 사용하였다. 철근과 콘크리트의 주 재료 경비로 유도한 목적함수는 한계 상태 설계 규정에 따라 철근 콘크리트 뼈대구조의 역학적 거동의 문제와 사용성 제약조건을 만족하면서 최적화를 이루도록 하였다. 목적함수와 제약조건은 단면의 유효깊이, 보의 폭, 인장과 압축 철근의 단면적, 기둥의 전단 철근 단면적들의 설계변수로 유도하였으며 최적화 문제를 형성하였다. 몇가지 예제를 통하여 동적거동을 고려한 철근 콘크리트 뼈대구조의 자동화된 최적 설계 알고리즘의 가능성, 타당성 및 효율성을 검토하였다.

\* 정회원 · 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*\* 미시건 대학(Univ. of Michigan) 토목공학과 박사과정 수료

## 1. 서론

철골 뼈대 구조물의 동적하중 및 지진하중에 대한 거동과 최적화에 관한 연구<sup>(1-3)</sup>는 1970년대 중반부터 컴퓨터의 고속화와 대형화와 더불어 진행되어 왔으며 철근 콘크리트 뼈대구조의 지진하중에 대한 거동에 관한 연구<sup>(4,5)</sup>는 1980년대에 이르러 매우 큰 관심을 갖고 활발히 진행되고 있다. 철근 콘크리트 구조물의 정적인 한계 해석과 최적화에 관한 연구<sup>(6-8)</sup>는 1980년대 이후 주로 수행되어 왔으며 문헌 조사 결과 철근 콘크리트 뼈대 구조물의 동적 해석에 따른 최적화 문제는 구미를 중심으로한 외국에서는 활발히 진행되고 있으나 국내에서는 다소 미흡한 상태에 있다.

따라서 본 논문에서는 뼈대구조물의 변형, 단면력, 진동 모드 및 진동 특성 등을 해석할 수 있는 동적해석 방법과 이를 한계 상태 설계법<sup>(9)</sup>에 적합하도록 변형시킨 해석알고리즘을 개발하고 또한 비선형 계획법을 이용하여 해석과 설계를 동시에 수행할 수 있는 경제적이며 종합적인 최적화 알고리즘을 개발하였다.

본 논문에서 다층, 다경간의 철근 콘크리트 뼈대 구조물의 동적해석은 각 부재를 두개이상의 요소로 구성하며 각각의 절점에는 3 d.o.f.(자유도)을 갖는 보요소(*beam element*)로 구성하여 유한요소법의 모드중첩법으로 해석하였다.

질량매트릭스는 consistent 질량매트릭스를 사용

하였으며 독립적인 step 하중과 *impluse* 하중과 같은 임의의 작용가능한 하중을 적용하여 동적인 해석을 수행하여 각각의 요소와 부재에서의 최대 단면력과 변형 문제를 정립화하였다. 또한 정립화된 해석과정을 확률적인 신뢰성에 기초를 둔 합리적인 설계 방법인 한계 상태 설계법을 이용하여 최적설계를 수행하였다.

## 2. 뼈대구조물의 동적 해석

### 2.1 운동 방정식

구조물을 유한요소법에 의하여 해석할 경우에 운동방정식은 일반적으로 다음과 같이 정식화 된다.

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F(t)\} \quad (2.1)$$

여기서 [M] : 질량 매트릭스  
 [C] : 감쇠 매트릭스  
 [K] : 강성도 매트릭스  
 {y} : 변위  
 {\dot{y}} : 속도  
 {\ddot{y}} : 가속도  
 {F(t)} : 작용 하중

### 2.2 요소 강성도 매트릭스

각요소의 절점에서 축방향, 횡방향, 휨방향의 거동을 고려한 3 d.o.f.(자유도)로 구성된 요소강성도 매트릭스는 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \frac{EI}{E^3} \begin{bmatrix} AL^2/I & 0 & 0 & -AL^2/I & 0 & 0 \\ & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ & & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ & & & AL^2/I & 0 & 0 \\ & & & & 12 & -6L \\ & & & & & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

식 (2.2)의 좌표는 그림 2.1과 같다.

식 (2.2)를 축약된 형태로 나타내면 식 (2.3)과 같다.

$$\{P\} = [K]\{\delta\} \quad (2.3)$$

### 2.3 요소 질량 매트릭스

각요소의 절점에서 축방향, 횡방향, 휨방향의 거동을 고려한 3 d.o.f.(자유도)로 구성된 consistent 질량매트릭스는 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ & & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ & & & 140 & 0 & 0 \\ & & & & 156 & -22L \\ & & & & & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\delta}_1 \\ \ddot{\delta}_2 \\ \ddot{\delta}_3 \\ \ddot{\delta}_4 \\ \ddot{\delta}_5 \\ \ddot{\delta}_6 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

여기서  $\ddot{\delta}_i = d^2\delta_i/dt^2$ 이며 식 (2.4)의 좌표는 그림 2.2와 같다.

식 (2.4)를 축약된 형태로 나타내면 식 (2.5)와 같다.

$$\{P\} = [M]\{\ddot{\delta}\} \quad (2.5)$$

### 2.4 좌표 변환

식 (2.2)와 식 (2.3)의 요소강성도 매트릭스와 질량

매트릭스는 각각의 보요소로 좌표축이 고정되어 있다. 따라서 전체적인 강성도 매트릭스와 질량 매트릭스를 구하기 위해서는 기준이 되는 전체좌표로 요소강성도 매트릭스와 질량 매트릭스를 좌표변환하여야 한다.

요소강성도 매트릭스와 질량 매트릭스를 좌표변환하기 위한 좌표 매트릭스는 식 (2.6)과 같이 정식화된다.

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \\ \bar{P}_3 \\ \bar{P}_4 \\ \bar{P}_5 \\ \bar{P}_6 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

식 (2.6)의 좌표는 그림 2.2와 같으며, 식 (2.6)을 축약된 형태로 나타내면 식 (2.7)과 같다.

$$\{P\} = [T]\{\bar{P}\} \quad (2.7)$$

여기서 [T]는 식 (2.7)의 우변에 표시된 정방형의 좌표변환 매트릭스이다.

좌표변환한 후의 요소강성도 매트릭스와 consistent 질량매트릭스는 식 (2.8)과 (2.9)와 같다.

$$\{\bar{P}\} = [\bar{K}]\{\bar{\delta}\} \quad (2.8)$$

$$\{\bar{P}\} = [\bar{M}]\{\ddot{\bar{\delta}}\} \quad (2.9)$$

식 (2.8)의  $[\bar{K}]$ 와 식 (2.9)의  $[\bar{M}]$ 는 각각 식 (2.10)과 식 (2.11)로 정식화된다.

$$[\bar{K}] = [T]^T [K] [T] \quad (2.10)$$

$$[\bar{M}] = [T]^T [M] [T] \quad (2.11)$$



그림 2.1. 보요소의 힘 및 축방향 절점력과 변위와의 관계.

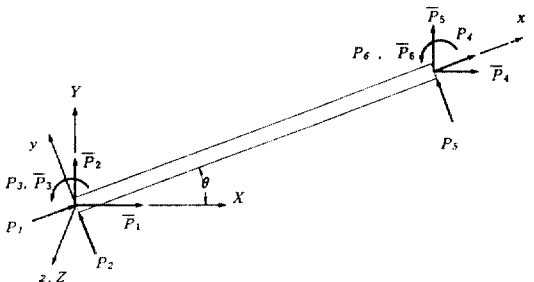


그림 2.2. 보요소의 국부좌표(x, y, z)와 전체고정좌표(X, Y, Z)로 표시된 절점력.

## 2.5 자유 진동

자유 진동하고 있는 비감쇠계의 운동 방정식은 식 (2.12)와 같다.

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \quad (2.12)$$

식 (2.12)를 이용한 frequency equation은 식 (2.13)과 같다.

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (2.13)$$

식 (2.13)을 풀어서 나온 해가  $\omega_i^2$ 이며,  $\omega_i$ 는 natural frequency이고 각각의  $\omega_i$ 에 대응하는 상대적인 진폭비  $a_{1i}, a_{2i}, a_{3i}, \dots, a_{ni}$ 가 모드 형상이다. 모드 형상의 직교성을 이용하여 계산기를 사용할 경우에는 계산의 편의를 위하여 모드 형상을 식 (2.14)와 같이 바꾸어 준다.

$$\Phi_{ij} = \frac{a_{ij}}{[\{a_i\}^T [M] \{a_i\}]^{1/2}} \quad (2.14)$$

## 2.6 모드 중첩법

### 2.6.1 감쇠 운동방정식의 uncoupling

식 (2.1)의 운동방정식을 모드형상의 직교성을 이용하여 1 d.o.f로 uncoupling한 운동방정식은 식 (2.15)와 같다.

$$\ddot{z}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{z}_n + \omega_n^2 z_n = F_n(t)/M_n \quad (2.15)$$

(n=1, 2, ..., N)

식 (2.15)의  $M_n, K_n, C_n$  및  $F_n(t)$ 는 각각 다음식으로 정립된다.

$$M_n = \{\Phi\}_n^T [M] \{\Phi\}_n = 1 \quad (2.16)$$

$$K_n = \{\Phi\}_n^T [K] \{\Phi\}_n = \omega_n^2 M_n = \omega_n^2 \quad (2.17)$$

$$C_n = \{\Phi\}_n^T [C] \{\Phi\}_n = 2\xi_n \omega_n M_n = 2\xi_n \omega_n \quad (2.18)$$

$$F_n(t) = \{\Phi\}_n^T \{F(t)\} \quad (2.19)$$

여기서 N은 전체 자유도의 수를 나타내는 정수이다.

### 2.6.2 감쇠 매트릭스

질량매트릭스에 대한 모드형상의 직교성과 모드 감쇠비를 이용한 감쇠매트릭스는 다음과 같다.

$$[C] = [M][\Phi][\zeta][\Phi]^T[M] \quad (2.20)$$

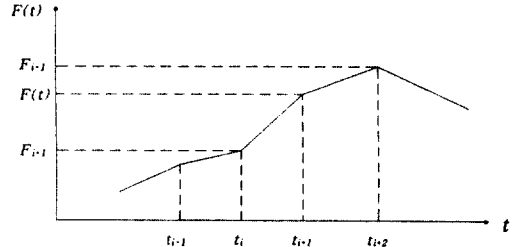


그림 2.3. 선형근사화된 하중함수.

여기서 대각 매트릭스  $[\zeta]$ 의 대각요소  $\zeta_n = 2\xi_n \omega_n / M_n$ 이다.

## 2.7 직접 적분법에 의한 1 d.o.f계의 응답

그림 2.3과 같이 하중이 선형근사된다고 가정할 때 변위, 속도와 가속도는 식 (2.21), 식 (2.22) 및 식 (2.23)과 같이 정식화된다.

$$y_{i+1} = \exp(-\xi\omega\Delta t)[C_i \cos\omega_D\Delta t + D_i \sin\omega_D\Delta t] + B_i + A_i\Delta t \quad (2.21)$$

$$\dot{y}_{i+1} = \exp(-\xi\omega\Delta t)[(\omega_D D_i - \xi\omega C_i) \cos\omega_D\Delta t - (\omega_D C_i + \xi\omega D_i) \sin\omega_D\Delta t] + A_i \quad (2.22)$$

$$\ddot{y}_{i+1} = (F_{i+1} - c y_{i+1} - k y_{i+1})/m \quad (2.23)$$

위의 식들 중  $A_i, B_i, C_i, D_i$ 는 적분상수로서 식 (2.24)~(2.27)과 같다.

$$A_i = \frac{F_{i+1} - F_i}{k\Delta t} \quad (2.24)$$

$$B_i = \frac{F_i - cA_i}{k} \quad (2.25)$$

$$C_i = y_i - B_i \quad (2.26)$$

$$D_i = \frac{y_i - A_i + \xi\omega C_i}{\omega_D} \quad (2.27)$$

여기서  $t_i = i\Delta t$ ,  $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ ,  $\omega = \sqrt{k/m}$ ,  $\xi = c/c_{cr}$ ,  $c_{cr} = 2\sqrt{k \cdot m}$ 이다.

## 2.8 요소력의 계산

각 요소에서의 변위, 속도 그리고 가속도를 결정한 후에 요소력을 구하기 위해서는 식 (2.28)과 같은

각 요소에 대한 동적평형 방정식을 이용하면 된다.

$$\{P\} = \{P_i\} + \{P_D\} + \{P_S\} \quad (2.28)$$

여기서  $\{P\}$  : 요소력,  $\{P_i\} = [m]\{\ddot{\delta}\}$  : 관성력,  $\{P_D\} = [c]\{\dot{\delta}\}$  : 감쇠력,  $\{P_S\} = [k]\{\delta\}$  : 탄성력,  $[m]$  : 요소질량 매트릭스,  $[c]$  : 요소감쇠 매트릭스,  $[k]$  : 요소강성도 매트릭스이다.

그림 2.4와 같은 평면 뼈대 구조의 절점좌표 2에 100,000 lb의 급가하중이 작용할 경우, 발생하는 각 절점의 변위를 본 논문에서 사용한 모드중첩법과 참고문헌<sup>(10)</sup>의 결과를 비교하여 그림 2.5에 나타내었다. 두개의 결과는 거의 일치함을 보여주었는데 이는 본 논문에서의 모드 중첩법에 의한 동적구조 해석 알고리즘의 타당성을 간접적으로 입증해준 것이다.

### 3. 최적화문제의 형성

본 연구에서는 한계 상태 설계법에 의한 철근 콘크리트 뼈대 구조물의 최적화가 실용성을 거둘수 있도록 비선형 다제약 다설계변수를 갖는 연속 선형계획법으로 최적화를 시도하였다. 연속 선형 계획법은 Kellog<sup>(11)</sup>와 Griffith, Stewart<sup>(12)</sup>에 의하여 수학적으로 규명되었으며 많은 연구자들<sup>(5,13,14,15)</sup>이 구조공학 분야에 적용하여 새 algorithm을 개발하였다.

본 논문에서의 목적함수는 철근 콘크리트 구조물에서 통상적으로 기본경비인자가 되는 철근과 콘크리트의 재료경비를 포함시킨 경비함수를 사용하였으며, 설계변수로는 보와 기둥의 유효깊이와, 인장 철근 단면적, 압축 철근 단면적, 기둥의 전단 철근 단면적을 사용하였다. 또한 제약조건으로는 휨응력, 축응력, 전단응력, 중립축 거리비 등의 극한 한계상태에 대한 제약 및 처짐, 최대 철근 면적, 최소 철근비, 단면형상 등의 사용한계상태에 대한 제약사항을 사용하였다.

#### 3.1 목적함수

철근콘크리트 뼈대구조물의 각각의 보와 기둥을 단면이 같은 두개의 부재로 나누어 설계할 때, 최소경비 설계를 위한 목적함수는 다음과 같이 표시할

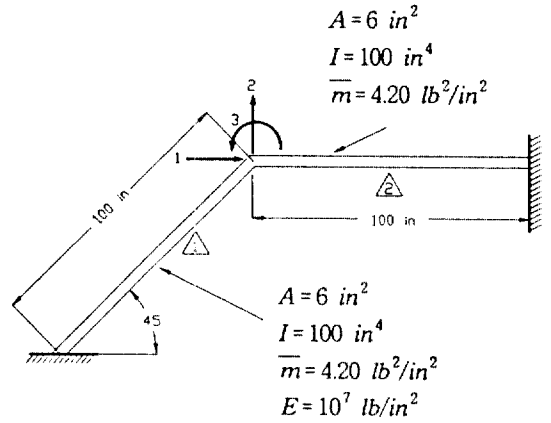


그림 2.4. 평면 뼈대구조.

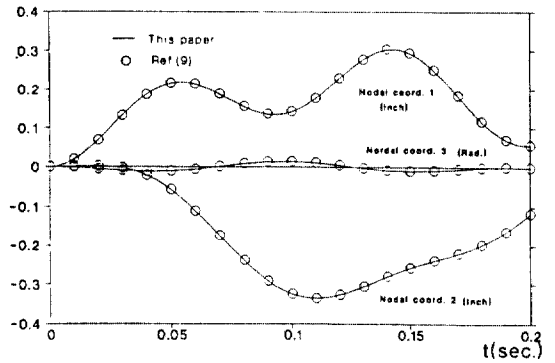


그림 2.5. 평면 뼈대구조의 절점변위.

수 있다.

$$C = C_c V_c + C_s V_s \quad (3.1)$$

식 (3.1)에서

$$C = F\{b_i, (d_b)_i, (A_b)_{i,j,k}, (A'_b)_{i,j,k}, (d_c)_{i,l}, (A_c)_{i,l,k}, (A_v)_{i,l,k}\}$$

$$\begin{aligned} V_c &= F\{b_i, (d_b)_i, (d_c)_{i,l}\} \\ &= \sum_{i=1}^{NF} b_i \{ (d_b)_i + (d'_b)_i \} \sum_{j=1}^{NS} L_j \\ &\quad + \sum_{i=1}^{NF} \sum_{l=1}^{NS+1} b_l \{ H_l - (d_b)'_i - (d'_b)'_i \} \\ &\quad \{ (d_c)_{i,l} + (d'_c)_{i,l} \} \end{aligned} \quad (3.2)$$

$$V_s = F\{b_i, (A_b)_{i,j,k}, (A'_b)_{i,j,k}, (d_c)_{i,l}, (A_c)_{i,l,k}, (A_v)_{i,l,k}\}$$

$$\begin{aligned}
&= 0.5 \sum_{i=1}^{NF} \sum_{j=1}^{NS} \sum_{k=1}^2 L_j \{ (A_b)_{i,j,k} + (A_b')_{i,j,k} \} \\
&+ \sum_{i=1}^{NF} \sum_{l=1}^{NS+1} \sum_{k=1}^2 H_l (A_c)_{i,l,k} \\
&+ \sum_{i=1}^{NF} \sum_{l=1}^{NS+1} \sum_{k=1}^2 (A_v)_{i,l,k} \{ b_l + (d_c)_{i,l} \} \frac{H_l}{0.67(d_c)_{i,l}}
\end{aligned} \tag{3.3}$$

여기서 C : 철근콘크리트 뼈대구조물의 주재료  
경비

$C_c, C_s$  : 단위체적당 콘크리트 및 주철근  
경비

$V_c, V_s$  : 콘크리트 및 주철근의 전체 체적

$b_l$  : i번째층의 보와 기둥의 유효폭

$(d_b)_i$  : i번째층의 보의 유효높이

$(A_b)_{i,j,k}, (A_b')_{i,j,k}$  : 보의 i번째층 j번째 경간  
k번째 설계단면의 인장철근 및 압축철근  
의 면적

$(d_c)_{i,l}$  : i번째층 l번째 기둥의 유효높이

$(A_c)_{i,l,k}, (A_v)_{i,l,k}$  : 기둥의 i번째층 l번째 경간  
k번째 설계단면의 인장철근 및 전단철근  
의 면적

$i=1, 2, 3, \dots, NF$

$j=1, 2, 3, \dots, NS$

$k=1, 2$

$l=1, 2, 3, \dots, NS+1$

NF : 층수

NS : 경간수

$L_j$  : j번째 경간의 거리

$H_l$  : i번째층의 높이

### 3.2 제약 조건식

설계단면력은 동적해석을 하여 나오는 시간에 따  
른 단면이 같은 부재내에서 발생하는 요소력의 최  
대값을 취하였다.

#### 3.2.1 보의 제약조건식

##### (1) (+) 휨모멘트 제약조건식

한계상태 설계법에 의하여 그림 3-1, 그림 3-2로  
부터 (+)휨모멘트에 대한 제약 조건식을 유도하면  
다음과 같다.

$$G1_{i,j,k} = (M_u)_{i,j,k} - (M_b)_{i,j,k} \geq 0 \tag{3.4}$$

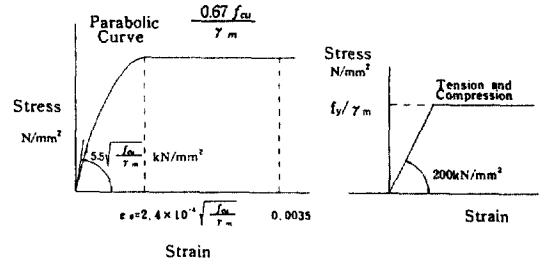


그림 3.1. 응력 변형을 곡선.

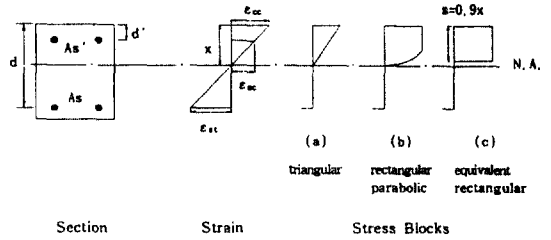


그림 3.2. 한계상태 설계법에 의한 휨부재 설계.

식 (3.4)에서

$$\begin{aligned}
(M_u)_{i,j,k} &= \frac{f_y}{\gamma_m} \{ (A_b)_{i,j,k} - (A_b')_{i,j,k} \} [(d_b)_i \\
&- \frac{f_y}{0.9\gamma_m b_l f_{cu}} \{ (A_b)_{i,j,k} - (A_b')_{i,j,k} \}] \\
&+ (A_b')_{i,j,k} \frac{f_y}{\gamma_m} \{ (d_b)_i - (d_b')_i \}
\end{aligned} \tag{3.5}$$

여기서  $(M_u)_{i,j,k}, (M_b)_{i,j,k}$  : i번째층의 j번째 경간의  
보의 k번째 설계단면의 (+)극한저항모멘  
트 및 (+)작용모멘트

$\gamma_m$  : 철근의 강도에 대한 부분안전계수

$f_y$  : 철근의 항복응력

$f_{cu}$  : 입방형 콘크리트 공시체의 특성강도

$d_b'$  : 보의 철근덮개 깊이

##### (2) (-)휨모멘트 제약조건식

식 (3.4)와 마찬가지로 (-)휨모멘트 제약조건식을  
유도하면 다음과 같다.

$$G2_{i,j,k} = (M_u')_{i,j,k} - (M_b')_{i,j,k} \geq 0 \tag{3.6}$$

식 (3.4)에서

$$(M_u')_{i,j,k} = \frac{f_y}{\gamma_m} \{ (A_b')_{i,j,k} - (A_b)_{i,j,k} \} [(d_b)_i$$

$$-\frac{f_y}{0.9\gamma_m b_i f_{cu}} \{ (A_b')_{i,j,k} - (A_b)_{i,j,k} \} + (A_t')_{i,j,k} \frac{f_y}{\gamma_m} (d_b - d_b')_i \quad (3.7)$$

여기서  $(M_u')_{i,j,k}$ ,  $(M_b')_{i,j,k}$  : i번째층의 j번째 경간의 보의 k번째 설계단면의 (-)극한저항모멘트 및 (-)작용모멘트

(3) 중립축 거리의 제약조건식

i) (+)휨모멘트에 대한 중립축 거리의 제약조건식

(+)최대 휨모멘트가 작용하는 보의 단면에서의 압축단으로부터 중립축까지의 거리에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G3_{i,j,k} = 0.6(d_b)_i - X_{i,j,k} \geq 0 \quad (3.8)$$

식 (3.8)에서

$$X_{i,j,k} = \frac{f_y}{0.41\gamma_m b_i f_{cu}} \{ (A_b)_{i,j,k} - (A_b')_{i,j,k} \} \quad (3.9)$$

여기서  $X_{i,j,k}$ 는 i층 j번째 보의 k번째 단면의 (+)휨모멘트에 대한 중립축거리이다.

ii) (-)휨모멘트에 대한 중립축 거리의 제약조건식

식 (3.8)과 마찬가지로 (-)휨모멘트에 대한 중립축 거리의 제약조건식은 다음과 같다.

$$G4_{i,j,k} = 0.6(d_b)_i - X'_{i,j,k} \geq 0 \quad (3.10)$$

식 (3.10)에서

$$X'_{i,j,k} = \frac{f_y}{0.41\gamma_m b_i f_{cu}} \{ (A_b')_{i,j,k} - (A_b)_{i,j,k} \} \quad (3.11)$$

여기서  $X'_{i,j,k}$ 는 i층 j번째 보의 k번째 단면의 (-)휨모멘트에 대한 중립축거리이다.

(4) 철근비의 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110<sup>9)</sup>에서 규정하고 있는 보의 최소 및 최대 철근비에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G5_{i,j,k} = (A_b)_{i,j,k} - P_m b_i (d_b)_i \geq 0 \quad (3.12)$$

$$G6_{i,j,k} = (A_b')_{i,j,k} - P_m b_i (d_b)_i \geq 0 \quad (3.13)$$

여기서  $P_m$ 은 보의 최소 철근비이다.

$$G7_{i,j,k} = 0.04b_i(d_b + d_b')_i - (A_b)_{i,j,k} \geq 0 \quad (3.14)$$

$$G8_{i,j,k} = 0.04b_i(d_b + d_b')_i - (A_b')_{i,j,k} \geq 0 \quad (3.15)$$

(5) 최소 유효깊이의 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110 에서는 처짐의 한계를 규정하기 위하여 보의 길이와 유효깊이와의 관계를 규정하고 있다. 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G9_{i,j} = 26(d_b)_i - L_j \geq 0 \quad (3.16)$$

(6) 유효 깊이와 폭의 관계의 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110에서 규정하고 있는 보의 단면형상에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G10_i = (d_b)_i = (d_b)_i - b_i \geq 0 \quad (3.17)$$

$$G11_i = 3b_i - (d_b)_i \geq 0 \quad (3.18)$$

3.2.2 기둥의 제약조건식

기둥의 제약조건에도 여러종류가 있으나 주로 휨응력, 축응력, 장주효과, 전단응력 등을 제약조건으로 하여 제약조건식을 유도하였다.

1) 축력만으로 지배설계되는 단주의 제약조건식

$$G12_{i,l,k} = (N_u)_{i,l,k} - (N_c)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.19)$$

식 (3.21)에서

$$(N_u)_{i,l,k} = \frac{0.00161E_s}{0.004025E_s + f_y} b_i \{ (d_c)_{i,l} + (d_c')_{i,l} \} f_{cu} + \frac{2f_y}{\gamma_m} (A_c)_{i,l,k} \quad (3.20)$$

여기에서  $(N_c)_{i,l,k}$  : i층의 l번째 기둥의 k번째 단면의 작용축력이다.

2) 축력과 휨모멘트로 지배설계되는 단주의 제약조건식

축력과 휨모멘트로 지배설계되는 단주는 다음과 같은 극한저항 축력과 극한저항 모멘트에 대한 제약조건식들을 만족하여야 한다.

i) 극한저항 축력에 대한 제약조건식

$$G13_{i,l,k} = (N_u)_{i,l,k} - (N_c)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.21)$$

식 (3.22)에서

$$(N_u)_{i,l,k} = \frac{0.00161E_s}{0.004025E_s + f_y} b_i(d_c)_{i,l}f_{cu} \quad (3.22)$$

ii) 극한저항 모멘트에 대한 제약조건식

$$G14_{i,l,k} = (M_u)_{i,l,k} - (M_c)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.23)$$

식 (3.23)에서

$$(M_u)_{i,l,k} = 0.2f_{cu}b_i \frac{0.004025E_s}{0.004025E_s + f_y} (d_c)_{i,l}[(d_c + d'_c)_{i,l} - \frac{0.004025E_s}{0.004025E_s + f_y} (d_c)_{i,l}] + \frac{f_y}{\gamma_m} (A_c)_{i,l,k}(d_c + d'_c)_{i,l} \quad (3.24)$$

여기에서  $(M_c)_{i,l,k}$  : i층의 l번째 기둥의 k번째 단면의 작용모멘트이다.

3) 휨모멘트만으로 지배설계되는 단주의 제약조건식

$$G15_{i,l,k} = (M_u)_{i,l,k} - (M_c)_{i,l,k} - 0.5(N_c)_{i,l,k}(d_c + d'_c)_{i,l} \geq 0 \quad (3.25)$$

여기서  $(M_u)_{i,l,k}$ 는 식 (3.24)와 동일하다.

4) 장주로 지배설계될 때의 제약조건식

기둥이 장주로 지배설계되는 경우에는 다음과 같은 극한 저항 축력과 극한 저항 모멘트에 대한 제약조건식들을 만족해야 한다.

i) 극한 저항 축력에 대한 제약 조건식

$$G16_{i,l,k} = (N_u)_{i,l,k} - (N_c)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.26)$$

여기서  $(N_u)_{i,l,k}$ 는 식 (3.22)와 동일하다.

ii) 극한 저항 모멘트에 대한 제약조건식

$$G17_{i,l,k} = (M_u)_{i,l,k} - (M_c)_{i,l,k} - (N_c)_{i,l,k}(a_u)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.27)$$

여기서  $(M_u)_{i,l,k}$ 는 식 (3.24)와 동일하다.

$$(a_u)_{i,l,k} = (\beta_a)_{i,l}K_{i,l,k}(d_c + d'_c)_{i,l}$$

$$(\beta_a)_{i,l} = \frac{1}{2000} \left( \frac{(l_c)_{i,l}}{b'_{i,l}} \right)^2$$

$b'_{i,l}$  :  $b_i$ 와  $(d_c + d'_c)_{i,l}$  중 작은 값

$$K_{i,l,k} = \frac{(N_{uz})_{i,l,k} - (N_c)_{i,l,k}}{(N_{uz})_{i,l,k} - (N_{bal})_{i,l}} \leq 1.0$$

$$(N_{uz})_{i,l,k} = 0.45f_{cu}b_i(d_c)_{i,l} + 1.74f_y(A_c)_{i,l,k}$$

$$(N_{bal})_{i,l} = 0.25f_{cu}b_i(d_c)_{i,l}$$

5) 기둥의 일반 제약조건식

(1) 전단에 대한 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110에서 규정하고 있는 전단에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G18_{i,l,k} = (v_c)_{i,l,k}b_i(d_c)_{i,l} + 1.3(A_v)_{i,l,k}f_{yv} - V_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.28)$$

여기서  $v_c$  : 극한 저항응력(콘크리트 강도와 철근비에 따라 결정)

$V_{i,l,k}$  : i층 l번째 기둥의 k번째 설계단면의 전단력

(2) 최소 철근면적에 대한 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110에서 규정하고 있는 기둥의 최소 및 최대 철근면적에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G19_{i,l,k} = (A_c)_{i,l,k} - 0.002b_i(d_c + d'_c)_{i,l} \geq 0 \quad (3.29)$$

$$G20_{i,l,k} = 0.03b_i(d_c + d'_c)_{i,l} - (A_c)_{i,l,k} \geq 0 \quad (3.30)$$

(3) 처짐 및 단면형상에 관한 제약조건식

한계상태 설계시방서 BS 8110에서 규정하고 있는 기둥의 처짐 및 단면에 대한 제약조건을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$G21_i = 60b_i - H_i \geq 0 \quad (3.31)$$

$$G22_{i,l} = (d_c)_{i,l} + (d'_c)_{i,l} - b_i \geq 0 \quad (3.32)$$

$$G23_{i,l} = (d_b)_{i,l} - (d_c)_{i,l} \geq 0 \quad (3.33)$$

$$G24_{i,l} = b_i - 0.4(d_c)_{i,l} \geq 0 \quad (3.34)$$

### 3.3 연속선형계획법에 의한 최적화

각 설계점에서 비선형의 제약조건식 및 목적함수를 Taylor 급수 전개에 의하여 선형화하고 이 변형된 선형문제에 선형계획 알고리즘을 적용하므로써 근사해를 구한후 이 근사해를 이용하여 초기 설계점을 수행한다. 이런 과정을 만족할만한 값이 구하여 질때 까지 반복하므로써 최종적으로 최적해를 얻게 된다.



즉, 목적함수  $C(X)$ 와 제약조건  $G(X)$ 를 설계점  $X^j$  주위에서 Taylor 급수 전개에 의하여 설계변수  $X$ 의 1차항까지만을 취하여  $j+1$ 번째의 설계를 위한 선형계획문제로 변환하면 식 (3.35) 및 식 (3.36)과 같이 정립된다.

$$\text{Min } C(X) = C(X^j) + \nabla C(X^j)(X - X^j) \quad (3.35)$$

$$\text{subject to } J(X^j) X \geq J(X^j) X^j - G(X^j) \quad (3.36)$$

다 설계변수를 갖는 고차의 비선형 문제로 유도되는 목적함수와 제약조건을  $j+1$ 번째 선형화를 위한  $j$ 번째 선형화된 설계변수  $X^j$  주위에서 선형화한 목적함수 및 제약조건들을 Matrix로 표시하면 다음과 같다.

$$C(X) = \left[ \frac{\partial C(X)}{\partial X} \right] \{X\} - C(X^j) \quad (3.37)$$

$$J(X) \{X\} \geq [J(X^j)] \{X^j\} - [F(X^j)] \quad (3.38)$$

식 (3.38)에서

$$F(X) = [G_1(X), G_2(X), G_3(X), \dots, G_m(X)] \quad (3.39)$$

여기서  $G_1(X), G_2(X), G_3(X), \dots, G_m(X)$ 은 각각 앞에서 유도된 제약 조건식들이며  $\nabla C(X)$ 와  $J(X)$ 는 설계점  $X$ 에 대한  $C(X)$ 와  $G(X)$ 의 gradient vector와 Jacobian matrix이다.

### 3.4 최적화 알고리즘

본 연구에서 적용한 연속선형 계획법에 의한 철근 콘크리트 뼈대 구조의 최적화 알고리즘을 요약하면 다음과 같다.

- ① 초기가정 설계 변수, 구조물의 기하학적조건 및 설계하중 등 layout 부여
- ② 구조물의 수치 해석(설계 단면력 결정)
- ③ 보의 설계방법 부여
- ④ 기둥의 장주, 단주 판별 및 지배 단면력에 적합한 각 기둥단면의 설계 방법 부여
- ⑤ 뼈대구조의 제약조건 조합 및 연속 선형계획법을 이용하여 다음 설계변수 결정
- ⑥ ⑤에서 계산된 설계변수를 ①의 초기가정 설계변수로 바꾸어 되풀이 과정을 수행

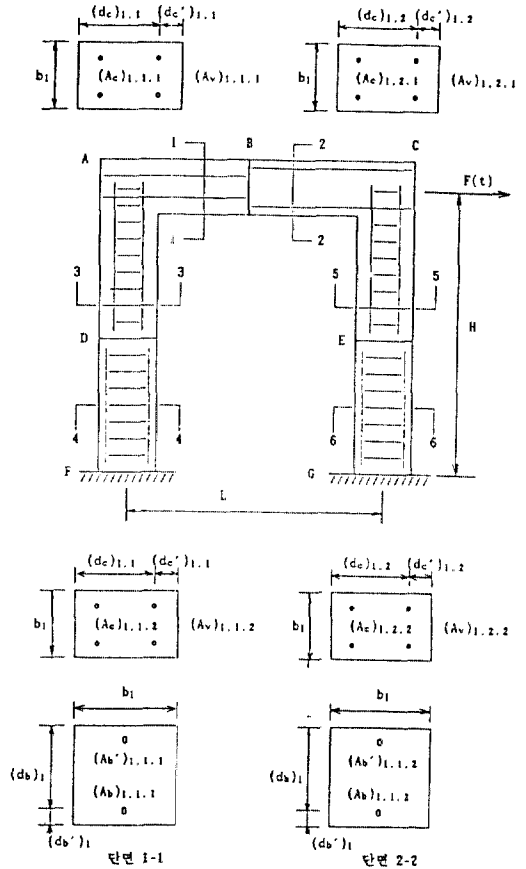


그림 4.1. 단순 뼈대의 구조 형상.

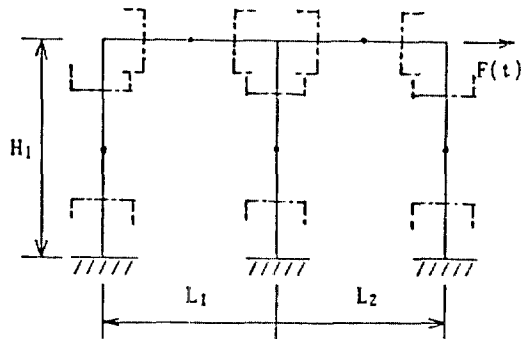


그림 4.2. 1층 2경간 뼈대구조의 형상.

- ⑦ ⑥의 초기가정 설계변수와 최적 설계변수가 요구되는 정도만큼 같아질 때까지 ①~⑥을 반복 수행하여 최적설계 변수를 결정한다.

표 4.1. 뼈대구조물의 최적설계 결과

구 분 단위(cm, cm <sup>2</sup> )		단순 뼈대 (H=L=3 m)	단순 뼈대 (2H=L=6 m)	1층 2경간	2층 1경간
설계변수	초기치	최적치	최적치	최적치	최적치
b <sub>1</sub>	30	20.17	20.00	16.00	22.29
b <sub>2</sub>	30	—	—	—	15.04
(d <sub>b</sub> ) <sub>1</sub>	30	60.52	60.00	48.00	66.88
(d <sub>b</sub> ) <sub>2</sub>	30	—	—	—	28.98
(A <sub>b</sub> ) <sub>1,1,1</sub>	5	2.44	2.40	1.54	3.89
(A <sub>b</sub> ) <sub>1,1,2</sub>	5	3.06	2.40	1.54	2.98
(A <sub>b</sub> ) <sub>1,2,1</sub>	5	—	—	3.53	—
(A <sub>b</sub> ) <sub>1,2,2</sub>	5	—	—	2.11	—
(A <sub>b</sub> ) <sub>2,1,1</sub>	5	—	—	—	0.85
(A <sub>b</sub> ) <sub>2,1,2</sub>	5	—	—	—	4.53
(A <sub>b</sub> ') <sub>1,1,1</sub>	5	2.44	2.61	1.54	2.98
(A <sub>b</sub> ') <sub>1,1,2</sub>	5	5.28	4.30	1.89	9.83
(A <sub>b</sub> ') <sub>1,2,1</sub>	5	—	—	1.54	—
(A <sub>b</sub> ') <sub>1,2,2</sub>	5	—	—	3.54	—
(A <sub>b</sub> ') <sub>2,1,1</sub>	5	—	—	—	9.69
(A <sub>b</sub> ') <sub>2,1,2</sub>	5	—	—	—	1.02
(d <sub>c</sub> ) <sub>1,1</sub>	30	17.17	17.00	13.01	19.29
(d <sub>c</sub> ) <sub>1,2</sub>	30	50.43	50.00	40.01	55.73
(d <sub>c</sub> ) <sub>1,3</sub>	30	—	—	40.01	—
(d <sub>c</sub> ) <sub>2,1</sub>	30	—	—	—	37.60
(d <sub>c</sub> ) <sub>2,2</sub>	30	—	—	—	37.60
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,1,1</sub>	10	3.26	3.26	1.02	2.29
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,1,2</sub>	10	3.53	3.20	1.02	3.04
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,2,1</sub>	10	4.74	4.24	6.72	9.23
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,2,2</sub>	10	17.0	14.16	9.50	18.45
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,3,1</sub>	10	—	—	3.71	—
(A <sub>c</sub> ) <sub>1,3,2</sub>	10	—	—	11.88	—
(A <sub>c</sub> ) <sub>2,1,1</sub>	10	—	—	—	4.29
(A <sub>c</sub> ) <sub>2,1,2</sub>	10	—	—	—	7.30
(A <sub>c</sub> ) <sub>2,2,1</sub>	10	—	—	—	3.11
(A <sub>c</sub> ) <sub>2,2,2</sub>	10	—	—	—	3.13
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,1,1</sub>	1	0.0	0.0	0.0	0.0
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,1,2</sub>	1	0.0	0.0	0.0	0.0
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,2,1</sub>	1	1.47	1.33	1.37	3.06
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,2,2</sub>	1	2.65	1.89	1.62	2.74
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,3,1</sub>	1	—	—	1.29	—
(A <sub>v</sub> ) <sub>1,3,2</sub>	1	—	—	2.85	—
(A <sub>v</sub> ) <sub>2,1,1</sub>	1	—	—	—	0.88
(A <sub>v</sub> ) <sub>2,1,2</sub>	1	—	—	—	0.67
(A <sub>v</sub> ) <sub>2,2,2</sub>	1	—	—	—	0.27
(A <sub>v</sub> ) <sub>2,2,2</sub>	1	—	—	—	0.73
COST (원)	초기치 최적치	43640 34270	56650 44966	71965 40750	87281 67324
수렴 회수		10회	6회	10회	12회

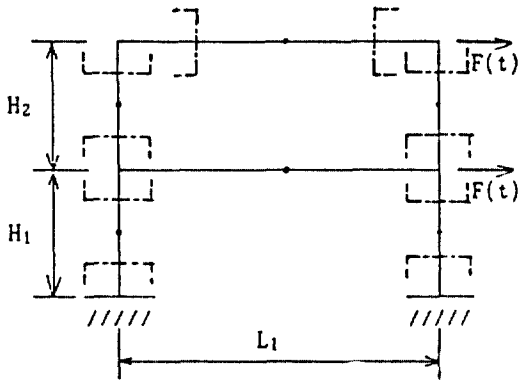


그림 4.3. 2층 1경간 뼈대구조의 형상.

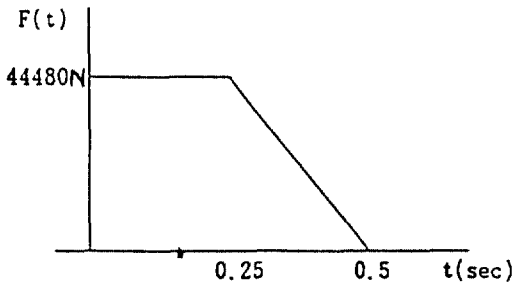


그림 4.4. 절점에 작용하는 하중함수.

#### 4. 수치에 및 결과고찰

한계상태 설계법에 의한 철근콘크리트 뼈대구조물의 최적화 가능성과 실제의 활용성, 경제성, 수렴성 및 최적화 경향 등을 검토하기 위하여 앞에서 소개한 동적 구조해석 및 최적화 알고리즘을 이용하여 단순뼈대구조물, 1층 2경간 뼈대구조물 및 2층 1경간 뼈대구조물에 적용한다.

##### 4.1 최적설계 예

###### 4.1.1 대상구조의 선정

층고 3m이고 경간이 3m와 6m인 그림 4.1과 같은 철근콘크리트 단순뼈대구조물과 층고 3m이고 경간 3m인 그림 4.2의 1층 2경간 뼈대구조와 그림 4.3의 2층 1경간 뼈대구조의 최적설계를 수행한다.

###### 4.1.2 설계조건

그림 4.4와 같은 하중을 절점에 주고 다음과 같은 설계조건을 입력자료로 주어 수치계산을 행한다.

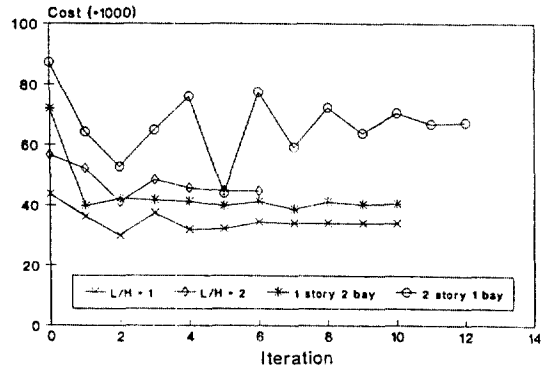


그림 4.5. 최적 설계 결과.

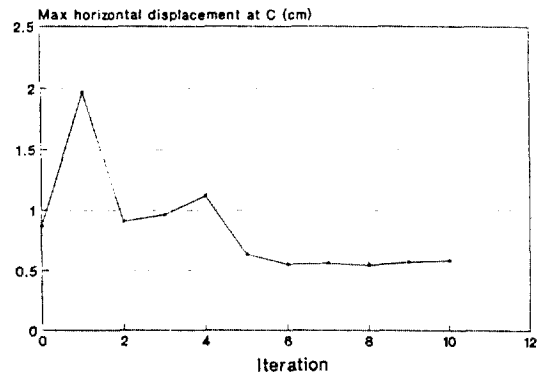


그림 4.6. H=L=3m인 단순 뼈대구조물의 절점 C의 최대 수평변위의 수렴.

표 4.2. 단순뼈대 구조물의 최적설계 결과(층고 3m, 경간 3m)

Iteration (회)	건설 재료경비(원)	절점 C에서의 최대수평변위 (cm)
0	43640.58	0.864953
1	36360.88	1.967383
2	30104.61	0.908653
3	37586.06	0.966312
4	32085.35	1.124577
5	32394.95	0.629785
6	34568.20	0.546770
7	34235.56	0.556051
8	34246.76	0.569828
9	34276.55	0.566139
10	34270.45	0.580100

$C_c = 0.026 \text{ 원/cm}^3$	$C_s = 1.7623 \text{ 원/cm}^3$
$f_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
$f_{yv} = 250 \text{ N/mm}^2$	$E_c = 26 \text{ KN/mm}^2$
$E_s = 200 \text{ KN/mm}^2$	$P_m = 0.002$
$d' = 3 \text{ cm}$	감쇠비 = 0

#### 4.1.3 최적설계 결과

철근콘크리트 뼈대구조물을 앞에서 개발한 구조 해석 알고리즘과 최적화 알고리즘을 이용하여 최적화한 결과는 표 4.1~4.2와 그림 4.5~4.6에 나타나 있다.

#### 4.2 결과고찰

본 연구에서 적용된 모드중첩법에 의한 뼈대구조의 동적구조해석을 이용하여 개발한 최적화 알고리즘을 사용하여 수행한 최적설계 예들을 중심으로 결과를 고찰하면 다음과 같다.

그림 4.5는 양단고정 철근콘크리트 뼈대구조물(portal frame)의 최적화 경향을 보인 것인데, 임의로 택한 초기의 설계변수의 값으로 인하여 만족치 않는 제약조건들을 가능한 한 빨리 조절하기 위하여 초기의 시행들에서는 다음 설계변수값들을 큰 값으로 조정하고 있다. 이는 큰 폭으로 진동하는 목적함수값의 변화로부터 알 수 있다. 시행회수 6회 이후부터는 최적설계점 근처에서 이들과 연관된 임계제약 조건들(critical constraints)에 관계되는 설계변수들을 미소한 범위내에서 수정하게 된다. 이후부터는 시행회수의 전후의 목적함수의 값의 차의 백분율로 제한한 tolerance의 값에 따라 다소 진행회수가 다르게 되나 1%의 tolerance로 제한한 경우 대개 10회 내외에서 최적해로 수렴함을 보여주었다.

큰 폭으로 진동하는 과정이 끝난 이후의 대개 7~9회 시행에서 얻은 설계변수들은 거의 feasible 영역 안에 있는 값이므로 이를 최적해로 택하여도 가능하리라 생각된다.

그림 4.6은 절점 C에서의 최대수평변위의 최적화 경향을 살펴본 것인데 이경우도 목적함수의 최적화 경향과 유사한 형상을 나타내고 있다. 이는 본 논문에서의 동적해석이론과 최적화 알고리즘이 정확하고 합리적이라는 것을 간접적으로 입증한 것이다. 또한 본 논문에서의 최적화알고리즘은 상한, 하한 초기설계변수값에 관계없이 대개의 경우 10회 내외

의 반복시행 과정으로 최적화에 수렴하므로 문헌<sup>(16)</sup>의 철근콘크리트 뼈대구조의 최적화에 gradient projection 최적화 알고리즘을 적용하여 40회의 반복시행으로 최적해를 얻은 것과 문헌<sup>(17)</sup>의 입체강 뼈대구조물에 선형계획 최적화 알고리즘을 적용하여 10여회 정도의 반복시행으로 최적해를 얻은 것과는 비교하여 볼 때 본 연구에서의 최적화 알고리즘의 수렴속도가 비교적 빠르다는 것을 간접적으로 보여준 것이다.

본 논문의 최적화 알고리즘을 이용하여 많은 뼈대구조물의 최적화를 시도한 것중에서 총고 3m, 경간 3m인 단순뼈대구조물의 경우는 6회 이후의 반복시행 이후부터 약간의 진동현상을 일으키며 수렴하는 경우이다. 상한치, 중간치 및 하한치의 목적함수값을 주기적으로 반복하며 각각 수렴하며 진동하는데 상한치의 경우는 다소 과대 철근비를 갖는 단면 형상으로 수렴으로 설계변수값을 수정하며 수렴하나 일부의 휨모멘트에 대한 제약조건이 아주 적은 범위내에서 만족치 않으므로 설계점이 feasible 영역 경계의 인접된 바로 밖에 존재하게 되어 다음 반복시행으로 설계변수를 수정하게 된다. 이렇게 하여 얻는 설계점이 하한치가 되는데 이 경우는 다소 과소 철근비를 갖는 단면현상으로 최적화한 경우이다. 이 경우에도 휨모멘트에 대한 제약조건이 아주 미미한 범위내에서 만족치 않는 고로 다음 수정치는 이들 두 경우의 사이에 있는 중간치로 변경하게 되는데 이 경우 역시 feasible 영역의 경계 밖에서 설계변수 값들이 존재하게 된다. 이와 같은 세 경우를 반복하면서 진동하게 되는데 이는 최적해 바로 근처의 제약조건이 오목집합의 형태를 갖으므로 일어난 현상으로 이를 개선하기 위하여서는 목적함수 또는 제약조건식들을 거의 같은 단위로 scaling하거나 직접 관계되는 설계변수들 중의 일부에 대하여 사용성을 고려한 제약조건을 추가하여 부가하면 된다. 그림 4.5에서 삼각형으로 연결한 최적화 경향은 동그라미로 연결된 진동현상의 최적화를 개선하기 위하여 보의 폭에 대한 사용성 제약조건( $b = 20 \text{ cm}$ )을 부가하여 최적화한 경우로 진동현상이 완전히 제거됨을 보여 주었다. 각종 불확실한 요소로 인하여 철근콘크리트 구조해석 및 설계시에 엄청나게 크게 적용되는 안전율을 고려하면 feasible 영역의 경계근처에 존재하는, 진동현상으로 수렴하는,

상한치, 중간치 및 하한치의 설계변수들도 거의 feasible 영역내에 있으므로 최적해로 간주하여도 무방하리라 생각된다.

동적하중을 받는 구조물의 설계에서는 한 단면이 받는 단면력이 정적해석시와 같이 일정치 않고 재하시간에 따른 하중함수의 변화에 따라 변하게 되므로 이를 수용할수 있도록 제약조건을 형성하여야 된다. 즉 동적해석 진동모드에 따라 형성되는 한 단면에서의 단면력들중 최대 정·부 단면력을설계 단면력으로 동시에 고려하여 최적설계를 수행하여야 한다. 본 연구에서 개발한 최적화 알고리즘을 이용하여 많은 수치해를 수행한 결과 최적해에 직접적으로 영향을 준 제약조건들은 대체로 정·부 휨모멘트, 전단력, 중립축거리, 축력의 제약들이 주제약이 되므로 동적하중을 받는 뼈대구조물의 최적화를 수행할 경우 이들 제약조건들은 반드시 고려하여야 된다고 생각된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 철근콘크리트 뼈대구조의 동적해석과 최적설계를 동시에 수행할 수 있는 자동화된 최적화 알고리즘을 제안하였으며 이 알고리즘을 이용하여 구조설계예를 수행하여 얻은 최적화 결과를 중심으로 결론을 내리면 다음과 같다.

① 본 연구에서 개발한 동적 하중을 받는 철근 콘크리트 구조물의 최적화 알고리즘은 대개의 경우 수렴회수가 8~10회로서 수렴성이 양호하며 이는 다제약, 다설계변수를 갖는 고차의 비선형문제로 형성되는 철근콘크리트 구조물의 최적화에 매우 적합하다고 생각된다.

② Feasible 영역근처에서 진동현상을 일으키며 상,하한의 설계변수로 각각 수렴할 경우, 이를 개선하기 위해서는 목적함수와 제약조건을 거의 같은 단위를 갖도록 scaling하거나 직접 관계되는 설계변수들 중에서 가장 민감한 설계변수에 대하여 사용성 제약조건을 부가하면 된다고 생각한다.

③ 뼈대구조의 동적해석 진동모드에 따라 형성되는 한단면에서의 단면력들중 최대 정·부 단면력을 설계 단면력으로 동시에 고려하여 최적설계를 수행하여야 하며 다제약, 다설계변수를 갖는 고차의

비선형문제로 형성되는, 본연구에서 개발한 철근콘크리트 뼈대구조물의 최적화 알고리즘을 이용할 경우 정·부 휨모멘트, 전단력, 중립축거리, 축력의 제약조건들이 주제약이되므로 최적화를 수행할 경우 이들 제약조건들은 반드시 고려하여야 한다고 생각 된다.

## 감사의 글

본 논문은 1991 년 학술진흥재단 및 경북대학교 학술진흥재단 연구 조성비에 의해서 수행된 것이며 이에 양 재단에 감사를 드립니다.

## 참고문헌

1. F.Y. Cheng and M.E. Botkin. Nonlinear optimum design of dynamic damped frames. *J. Struct. Div., SDCE* 102, 609-627 (1976).
2. R.J. Balling, K.S. Pister and V. Ciampi, Optimal seismic-resistant design of planarsteel frame. *earth-quake Engng. Struct. Dyn.* 11, 541-556 (1983).
3. A.K. Jain, Seismic response of R.C. frames with steel braces. *Struct. Div., ASCE* 111, 2138-2148 (1985).
4. J.P. Desai, Hydteresis behaviour of R.C. braces and the seismic response of braced frames. Ph.D. thesis submitted to the University of Roorkee, Roorkee, December 1986.
5. Moon Ho Park, I.E. Harik, "Optimum Design of Horizontally Curved R/C Slabs", *Journal of Structural Engineering*, ASCE Vol. 113, No. 11, Nov., 1987, pp. 2195-2211.
6. 박문호, "한계상태 설계법에 의한 철근 콘크리트 플랫 슬래브형 구조체의 최적화에 관한 연구", **대한토목학회 논문집**, 제 4권 제 1호, 1984, pp. 11-26.
7. 박문호, "이방성 연속곡평면 슬래브 시스템의 수치해석과 최적화 알고리즘의 개발", **대한토목학회 논문집**, 제 12권 제 3호, 1992, pp. 1-15.
8. A.K. Govil, J.S. Arora and E.J. Haug, "Optimal Design of Frame with Substructuring", *Compu. Strut.* 12, 1-10, 1980.
9. BS 8110, Structural use of concrete, Parts 1, 2 and 3.
10. M. Paz, Structural Dynamics, Second Ed. Van No-

- strand Reinhold, 1985.
11. Kellog, H.J., "The Cutting Plane Method for Solving Complex Programs", *SIAM J.*, 8, 1960, pp. 703-712.
  12. Griffith, R.E., and Stewart, R.A., "A Nonlinear Programming Technique for the Optimization of Continuous Processing Systems", *Management Science*, 7, 1961, pp. 379-392.
  13. Beale, E.M.L., "Numerical Methods", Non-Linear Programming, J. Abadie, ed., North-Holland, 1967, pp. 97-131.
  14. Moses, F., "Optimum Structural Design Using Linear Programming", *J. Struct. Div.*, ASCE, 90, (ST 6), 1964, pp. 88-104.
  15. Reinschmidt, K., Cornell, C.A., and Brotchie, J.F., "Iterative Design and Structural Optimization", *J. Struct. Div.*, ASCE, 92, (ST6), 1966, pp. 281-318.
  16. Horace Randolph Thomas, JR., "Optimum Least-Cost Design of a Reinforced Concrete Portal Frame", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Univ. of Raleigh, 1970, pp. 1-62.
  17. Donald E. Grierson and Ahmed A. Aly, "Plastic Design Under Combined Stresses", *J. of Mechanics Division*, ASCE, Vol. No. EM4, Aug., 1980, pp. 585-607.

(接受：1994. 1. 4)