

耐震制約條件을 갖는 擁壁의 最適設計 Optimum Design of Retaining Wall with Seismic Constraints

김 기 대*
Kim, Kee-Dae*

<Abstract>

In this paper, optimum design is considered over the retaining wall with seismic constraints. The sequential linear programming method(SLP) is used as a rational approach to this optimum design. To make a comparison between the seismic design and the normal design, retaining wall with 4 ~ 7m height were adopted. It is shown that the seismic design is more expensive (over 30%) than the normal design for the construction cost.

Keyword : optimum design, retaining wall, construction cost, seismic constraints

1. 서론

옹벽은 구조적으로는 간단하지만 자중, 토압, 지진력 등의 불확실한 외력을 받기 때문에 안정에 대해 심각한 문제가 자주 대두되고 있다. 이와 같은 현상은 옹벽이 대개 간단한 구조물이므로 소홀히 다루는 경향이 있고, 기존의 옹벽중에는 내진 검토가 되지 않은 것이 많기 때문인 것으로 판단된다.

내진 제약 조건을 갖는 구조물의 최적설계에 관한 연구는 동적특성과 동적응답에 착안한 것으로 분류될 수 있다. 동적특성은 주로 구조물의 고유 진동수가 그 대상이 되고, 동적응답은 응답spectrum곡선을 사용해서 지진시 구조물의 응답을 구하는 방법¹⁾, 확률론에 기초한 방법²⁾ 및 탄소성 응답을 고려한⁴⁾ 최

적내진설계에 관한 연구가 있었다. 본 연구에서는 옹벽의 최소 건설비용을 목적으로 하고, 안정제약조건 및 응력제약조건을 만족하는 높이 4.0m~7.0m의 옹벽에 대해 평상시와 지진시에 대한 단면 및 치수의 최적화를 시도하였다.

최적화 방법으로 SLP (Sequential Linear Programming)기법을 도입하고, 설계변수로는 단면치수, 부재길이, 철근단면적 등을 채택하였다. 적용된 알고리즘의 타당성과 신뢰성을 확인하 위하여 평상시 및 지진시, 기존설계를 비교·검토하여 본 연구의 효용성을 입증하였다.

2. 최적설계의 방법

2.1 최적설계의 정식화

* 정희원, 대구대학교 건설환경공학부 교수, 工博
E-mail : gdkim@taegu.ac.kr

* prof. Dept. of Construction Environmental Engineering,
Taegu University

구조물의 최적설계는 설계변수의 함수로 표시되는 제약조건을 만족하면서 목적함수를 최소 또는 최대로 하는 설계변수의 조합을 수학적방법에 의해 구하는 설계방법이다.

목적함수로는 통상 최소비용, 최소중량, 최소오차, 최대단면계수, 최대강성 등이 고려될 수 있으며, 제약 조건으로는 응력, 변위, 단면치수, 처짐 등의 제한치가 고려될 수 있다.

Kirsch(1981)에 의하면 이러한 구조물 최적화를 위한 일반적인 정식화는 다음과 같다.⁸⁾

$$\begin{aligned} \text{Minimize } Z &= f(X) & (2.1) \\ \text{subject to } g_i(X) &\leq 0 \quad i=1,2,3, \dots, k \end{aligned}$$

여기서, X 는 설계변수의 vector이고, Z 는 목적함수이며, g_i 는 제약조건이다.

2.2 최적화 기법

Morris(1982), Rao(1996)에 의하면 수학적 계획법의 기본이 되는 선형 제약조건을 갖는 선형계획문제의 최적화는 Simplex 알고리즘을 이용하여 비교적 쉽게 해를 구할 수 있으며, 비선형 제약조건을 갖는 최적화 문제는 그 해법으로 다양한 기법들이 사용되고 있는데, 그 중 대표적인 방법은 Lagrange Multiplier Method, SUMT(Sequential Unconstrained Minimization Technique), Feasible Direction Method, SLP등이 있다.^{6)~10)}

이들 중 SLP방법은 연속적인 선형 최적화 기법으로 그 해법이 간단하고, 기존의 Simplex 알고리즘을 이용하여 비선형 문제를 해결할 수 있는 방법이다(Kirsch, 1981).⁸⁾

(1) SLP방법

SLP방법으로 최적해를 구하는 정식화는 먼저 식(2.1)을 X^* 점에 관해 Taylor급수로 전개하여 1차항까지 취하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \text{Minimize } Z &= f^* + \{\nabla f^*\}^T(X - X^*) & (2.2) \\ \text{subject to } g_i^* &+ \{\nabla g_i^*\}^T(X - X^*) \leq 0 \end{aligned}$$

여기서, 첨자 *는 초기 가정해 또는 전 단계의 해를 뜻하고, ∇ 은 Gradient 벡터이다.

(2) 이동한계

SLP방법을 적용하여 최적해를 얻는 과정에

서 설계변수의 Oscillation을 방지하여 최적해에 빨리 수렴시키기 위해 다음의 이동한계(Move Limits)를 제약조건에 포함시킨다.

$$-\Delta X^L \leq X - X^* \leq \Delta X^U \quad (2.3)$$

여기서, ΔX^L 과 ΔX^U 는 각각 하한과 상한의 설계변수 변동량이다.

3. 옹벽의 설계

3.1 옹벽의 안정

(1) 전도에 대한 안정

① 평상시

$$\frac{M_{r1} - M_{o1}}{V_1} - \frac{B}{3} \geq 0 \quad (3.1)$$

여기서,

V_1 : 기초저면에 작용하는 자중, 재토중량, 활하중에 의한 연직력 (tonf)

M_{r1} : 원점(기초저면 선단)을 중심으로 하는 V_1 에 의한 저항 모멘트 (tonf · m)

M_{o1} : 원점을 중심으로 하는 평상시 수평하중(토압, 활하중 토압)에 의한 전도 모멘트(tonf · m)

B : 기초 저판의 폭 (m)

② 지진시

$$\frac{M_{r2} - M_{o2}}{V_2} - \frac{B}{6} \geq 0 \quad (3.2)$$

여기서,

V_2 : 기초저면에 작용하는 자중, 재토중량에 의한 연직력 (tonf)

M_{r2} : 원점을 중심으로 하는 V_2 에 의한 저항모멘트 (tonf · m)

M_{o2} : 원점을 중심으로 하는 지진시 수평하중(토압, 자중 및 재토중량, 지진수평진도)에 의한 전도 모멘트 (tonf · m)

(2) 활동에 대한 안정

① 평상시

평상시에 대한 안정조건은 다음과 같다.

$$\frac{V_1 \cdot \mu}{H_{o1}} \geq 1.5 \quad (3.3)$$

여기서, H_{o1} 는 평상시의 수평하중, μ 는 기초지반의 마찰계수

② 지진시

지진시에 대한 안정조건은 다음과 같다.

$$\frac{V_2 \cdot \mu}{H_{o2}} \geq 1.2 \quad (3.4)$$

여기서, H_{o2} 는 지진시의 수평하중

(3) 지지력에 대한 안정

합력의 작용위치가 저면 핵 내에 있을 경우 기초 저면에 작용하는 반력이 사다리꼴 분포를 하고 있으므로 지반 반력은 다음 식과 같다.

$$Q_{\min}^{\max} = \frac{V_1}{B} \left(\frac{1 \pm 6e_1}{B} \right) \leq Q_a \quad (3.5)$$

여기서,

Q_{\max} : 기초저면의 최대지반반력 (tonf/m')

Q_{\min} : 기초저면의 최소지반반력 (tonf/m')

Q_a : 지반의 허용지지력 (tonf/m')

e_1 : 하중의 편심거리 (m),

$$e_1 = \frac{B}{2} - \left(\frac{M_1 - M_{a1}}{V_1} \text{ or } \frac{M_2 - M_{a2}}{V_2} \right)$$

합력의 위치가 저면 핵 외에 있을 경우 기초저면에 작용하는 반력이 삼각형 분포를 하고 있으므로 지반 반력은 다음 식과 같다.

$$Q_{\max} = \frac{2(V_1 \text{ or } V_2)}{3x_2} \leq Q_a \quad (3.6)$$

여기서,

x_2 : 지반 반력의 작용폭(m),

$$x_2 = \frac{M_1 - M_{a1}}{V_1} \text{ or } \frac{M_2 - M_{a2}}{V_2}$$

3.2 토압의 산정

옹벽에 작용하는 토압을 계산하는 방법에는 대표적인 것으로서 Rankine, Coulomb, Terzaghi의 토압론을 들 수 있다.

본 연구에서는 Coulomb의 토압론을 사용하였는데, 뒷채움 흙은 양질이고 충분히 다져지는 사질토로서 점착력은 없는 것으로 하며, 옹벽의 全主動土壓은 다음 식에 의해 산정한다.

(1) 평상시

① 상재하중이 있을 때

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 + K_A q H \quad (3.7)$$

여기서,

P_a : 全主動土壓 (tonf)

γ : 흙의 단위체적중량 (tonf/m')

H : 옹벽의 높이 또는 가상배면의 높이 (m)

q : 평상시의 지표 載荷重 (tonf/m')

K_A : Coulomb 토압에 의한 主動土壓係數 또한,

K_A 는 다음식으로 표현된다.

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3.8)$$

여기서,

ϕ : 흙의 내부마찰각

δ : 벽배면과 흙의 마찰각으로 흙과 흙의

경우는 평상시 $\delta = \phi$, 지진시 $\delta = \frac{\phi}{2}$

이고, 흙과 concrete의 경우는 평상시

$\delta = \frac{\phi}{3}$, 지진시는 $\delta = 0$ 이다.

θ : 벽 배면과 연직면이 이루는 각

α : 지표면과 수평면이 이루는 각

② 상재하중이 없을 때

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 \quad (3.9)$$

여기서,

기호는 상재하중이 있을 때와 같다.

(2) 지진시의 토압

지진시의 토압 계산에는 상재하중은 고려하지 않으며, 物部岡部法에 의해 산정하면 옹벽의 全主動土壓은 다음 식에 의해 산정한다.

$$P_a = \frac{1}{2} (1 - k_v) \gamma K_{EA} H^2 \quad (3.10)$$

여기서,

k_v : 최대 연직 진도

P_a, γ, H 는 평상시의 경우와 같다.

K_{EA} : 지진시의 主動土壓係數

또한, K_{EA} 는 다음식으로 표현된다.

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_n - \theta)}{\cos \theta_n \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \theta_n) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \theta_n)}{\cos(\delta + \theta + \theta_n) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (3.11)$$

여기서,

$$\theta_n : \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v}, \quad k_h \text{는 최대 수평 진도,}$$

나머지 기호는 평상시의 경우와 같다.

4. 擁壁의 最適化

내진 제약조건을 가진 擁壁의 最適化에서 설계변수를 부재의 길이 및 단면치수, 철근의 단면적으로 하고, 목적함수를 최소비용문제로 설정하며, 제약조건은 擁壁이 주어진 하중조건뿐만 아니라 철근비, 단면치수 및 부재길이의 제한, 휨·전단 및 축응력 등을 고려한다.

철근, 콘크리트 및 거푸집 단가에 따라 특정 부재단면에 대한 비용이 정해지는데, 모든 제약조건을 만족하면서 암거의 건설비용이 최소가 되는 설계변수의 조합을 구하면 최적해가 된다.

4.1 목적함수식

암거를 건설하는 데에는 콘크리트, 철근, 거푸집, 지보공 등의 비용이 포함되는데, 다음과 같이 표시 할 수 있다.¹⁾

$$Z = C_c V_c + C_s V_s + C_f A_f + C_m \quad (4.1)$$

여기서, Z 는 擁壁의 총건설비용이고, C_c 는 콘크리트의 단위체적당 경비, C_s 는 철근의 단위체적당 경비, C_f 는 거푸집의 단위면적당 경비, C_m 은 기타 경비이며, V_c 는 콘크리트의 체적, V_s 는 철근의 체적, A_f 는 거푸집의 면적, $V_{s,i}$ 는 지보공의 체적이다.

4.2 제약 조건식

擁壁은 안정에 대한 제약조건과 주어진 하중조건에 따라 벽체, 저판 등의 擁壁요소에 대한 응력 제약조건이 지배적인 것으로서 그 제약조건은 아래와 같다.^{1),3)}

(1) 안정제약 조건

擁壁의 안정에는 전도, 활동, 침하에 대한 제약조건이 있다. 이들 중 활동에 대해서는

활동방지벽이나 기초에 사항을 설치하므로써 해결할 수 있고, 침하에 대해서도 pile를 설치하여 안정조건을 만족시킬 수 있으므로, 본 연구에서는 안정제약조건으로 전도에 대해서만 고려하기로 한다. 따라서 식(3.1) 및 식(3.2)에 대한 제약조건만을 적용하는 것으로 한다. 그러나 식(3.5) 및 식(3.6)의 지지력에 대한 안정 제약조건은 저판(압굽판 및 뒷굽판)의 응력제약 조건에 필요하게 된다.

(2) 휨응력 제약 조건

$$\phi_f A_s f_y d \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{f_{ck} b d} \right) \geq \gamma_D M_{Dn} + \gamma_E \cdot M_{En} \quad (4.2)$$

여기서, ϕ_f 는 휨에 대한 저항감소계수, γ_D 는 고정하중에 대한 하중계수, γ_E 은 토압에 대한 하중계수, f_y 는 철근의 항복강도, d 는 부재의 유효높이, f_{ck} 는 콘크리트의 설계기준강도, b 는 부재의 폭, A_s 는 철근의 단면적, M_{Dn} 는 공칭 고정하중으로 인한 휨moment, M_{En} 는 공칭 토압으로 인한 휨moment이다.

(3) 철근비 제약 조건

1) 최대 철근비의 제약

최대 철근비는 다음식과 같다.

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \left(0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (4.3)$$

여기서, ρ_b 는 평형 철근비이고, β_1 은 등가 응력 사각형의 높이와 중립축의 비이다.

따라서, 최대 철근비의 제약조건은 다음식과 같이 표현할 수 있다.

$$\rho < \rho_{\max} \quad (4.4)$$

여기서, ρ 는 사용 철근비이다.

2) 최소 철근비의 제약

최소 철근비는 다음식과 같다.

$$\rho_{\min} = \frac{0.8 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \quad (4.5)$$

또는,

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (4.6)$$

따라서 최소 철근비의 제약조건은 식(4.5)와 식(4.6)중 큰 값을 ρ_{\min} 으로 하며, 다음식과 같이 표현할 수 있다.

$$\rho_{\min} < \rho \quad (4.7)$$

(4) 이동한계

이동한계의 상한 및 하한에 대한 제약조건은 식(2.3)으로부터 다음식과 같다.

$$X \leq X^* + \Delta X^u \quad (4.8a)$$

$$X \geq X^* - \Delta X^L \quad (4.8b)$$

5. 수치계산에 및 고찰

5.1 옹벽의 설계조건 및 설계변수

(1) 설계조건

- 구조형식 : 독립T형 철근콘크리트 옹벽
- 기 초 : 직접기초
- 지진수평진도 : 0.20, 연직진도 : 0.0
- 흙의 단위중량 : $\gamma=1.8 \text{ tonf/m}^3$
- 흙의 전단저항각 : $\phi=35^\circ$
- 콘크리트의 설계 기준강도 : $f_{ck}=270\text{kgf/cm}^2$
- 철근의 항복강도 : $f_y=4000\text{kgf/cm}^2$
- 재료단가 : Concrete 110,000원/ m^3
철근 900,000원/ton
- 거푸집 - 미소하므로 생략
- 하중계수 : 고정 하중 $\gamma_D=1.40$
활하중 $\gamma_L=1.70$
토압 $\gamma_E=1.80$

(2) 옹벽의 설계변수

설계변수는 $X_1 \sim X_7$ 의 7개로 정하였으며 Fig.1과 같다.

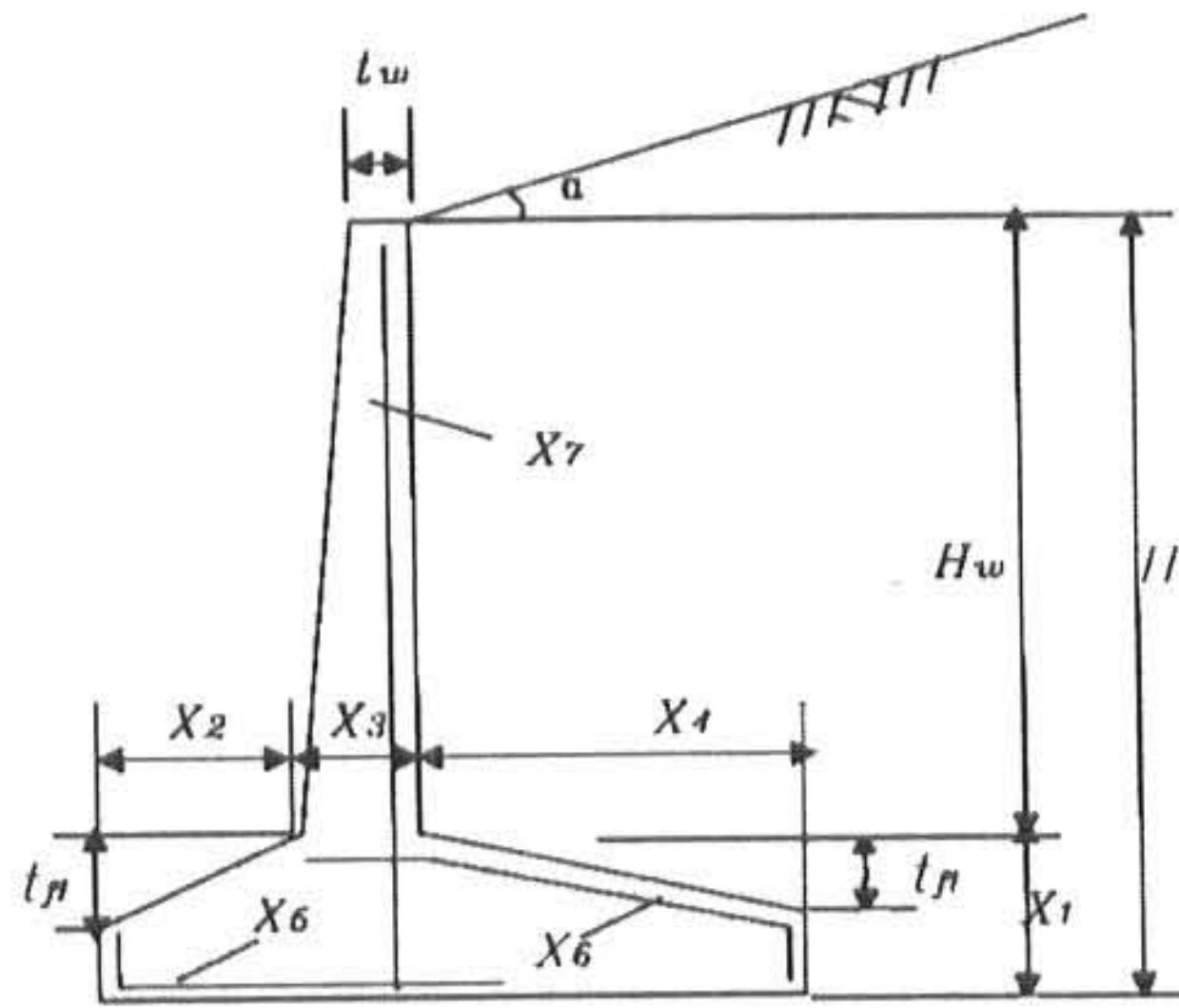


Fig. 5.1 옹벽의 설계변수

- t_w : 벽체 상단의 두께
- α : 지표면의 경사각 (20°)
- H : 옹벽의 높이
- H_w : 벽체 높이

식(5.1)은 $X_1 \sim X_7$ 의 함수이므로 식(2.2)와 같이 선형화하면 다음식과 같다.

$$Z = F(X) = C_1 X_1 + C_2 X_2 + C_3 X_3 + \dots + C_7 X_7 + C_8 \quad (5.2)$$

여기서,

$$C_1 = C_c(X_2 + X_3 + X_4 - t_w/2 - X_3/2)$$

$$C_2 = C_c(X_1 - t_{f1}/2) + C_s(3 X_5)$$

$$C_3 = C_c(X_1 + H)/2$$

$$C_4 = C_c(X_1 - t_{f1}/2) + C_s(2.5 X_6)$$

$$C_5 = C_s(3 X_2)$$

$$C_6 = C_s(2.5 X_4)$$

$$C_7 = C_s(1.3 H)$$

$$C_8 = F(X)^* - C_1 X_1^* - C_2 X_2^* - \dots - C_7 X_7^*$$

(2) 제약조건식의 작성

1) 안정 제약 조건

식(3.1) 및 식(3.2)의 전도에 대한 제약조건식은 다음과 같이 설계 변수의 함수로 표현할 수 있다.

$$g_1(\mathbf{X}) = g_1(X_1, X_2, X_3, X_4) \geq 0 \quad (5.3)$$

식(5.3)은 $X_1 \sim X_4$ 의 함수이므로 수치해석

$$Z = C_c(X_1(X_2 + X_3 + X_4) - (X_2 + X_4) \cdot t_{f1}/2 + (t_w + X_3) \cdot (H - X_1)/2) + C_s(3X_2X_5 + 2.5X_4X_6 + 1.3HX_7) + C_m \quad (5.1)$$

적 방법에 의해 선형화 하면 다음식과 같다.

$$g_1 = a_{11}X_1 + a_{12}X_2 + a_{13}X_3 + a_{14}X_4 + a_{15} \geq 0 \quad (5.4)$$

여기서,

$$a_{ij} = \left(\frac{\Delta g_i}{\Delta X_j} \right)_*, \quad i=1, j=1 \sim 4$$

$$a_{15} = g_1^* - a_{11} X_1^* - a_{12} X_2^* - a_{13} X_3^* - a_{14} X_4^*$$

2) 응력 제약 조건

평상시 및 지진시에 대한 휨응력 제약조건은 식(4.2)를 옹벽 각 요소의 설계 단면에 적용하면 아래와 같다.

① 연직벽

$$g_2 = \phi X_7 f_y (X_3 - d_w) \left(1 - \frac{0.59 X_7 f_y}{f_{ck} b (X_3 - d_w)} \right) - FM(X_1, X_4) \geq 0 \quad (5.5)$$

여기서,

d_w 는 연직벽의 인장연단에서 인장철근의 중심까지의 거리, $FM(X_1, X_4)$ 는 계수 휨모멘트로서 X_1, X_4 의 함수이다. 그러나 응력 제약 조건식을 일반화 하기 위해서 $g_2(X_1 \sim X_7)$ 로 보고, 식(5.5)를 수치해석적 방법에 의해 선형화하면 다음식과 같다.

$$g_2 = a_{21}X_1 + a_{22}X_2 + \dots + a_{27}X_7 + a_{28} \geq 0 \quad (5.6)$$

여기서,

$$a_{ij} = \left(\frac{\Delta g_i}{\Delta X_j} \right)_*, \quad i=2, j=1 \sim 7$$

$$a_{28} = g_2^* - \sum_{j=1}^7 a_{2j} X_j^*$$

② 압굽판

$$g_3 = \phi X_5 f_y (X_1 - d_f) \left(1 - \frac{0.59 X_5 f_y}{f_{ck} b (X_1 - d_f)} \right) - FM(X_1 \sim X_4) \geq 0 \quad (5.7)$$

여기서,

d_f 는 옹벽저판의 인장연단에서 인장철근의 중심까지의 거리(7cm)이다. 식(5.9)를 선형화하면 다음식과 같다.

$$g_3 = a_{31}X_1 + a_{32}X_2 + \dots + a_{37}X_7 + a_{38} \geq 0 \quad (5.8)$$

여기서,

$$a_{ij} = \left(\frac{\Delta g_i}{\Delta X_j} \right)_*, \quad i=3, j=1 \sim 7$$

$$a_{38} = g_3^* - \sum_{j=1}^7 a_{3j} X_j^*$$

③ 뒷굽판

$$g_4 = \phi X_6 f_y (X_1 - d_f) \left(1 - \frac{0.59 X_6 f_y}{f_{ck} b (X_1 - d_f)} \right) - FM(X_1 \sim X_4) \geq 0 \quad (5.9)$$

식(5.9)를 선형화하면 다음식과 같다.

$$g_4 = a_{41}X_1 + a_{42}X_2 + \dots + a_{47}X_7 + a_{48} \geq 0 \quad (5.10)$$

여기서,

$$a_{ij} = \left(\frac{\Delta g_i}{\Delta X_j} \right)_*, \quad i=4, j=1 \sim 7$$

$$a_{48} = g_4^* - \sum_{j=1}^7 a_{4j} X_j^*$$

2) 최대 철근비 제약조건

식(4.4)에 의해 아래식과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} X_1 - 45.5664 X_5 &\geq 0.070 \\ X_1 - 45.5664 X_6 &\geq 0.070 \\ X_3 - 45.5664 X_7 &\geq 0.070 \end{aligned}$$

3) 최소 철근비 제약조건

식(4.6)에 의해 아래식과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} X_1 - 285.7143 X_5 &\geq 0.070 \\ X_1 - 285.7143 X_6 &\geq 0.070 \\ X_3 - 285.7143 X_7 &\geq 0.070 \end{aligned}$$

4) 이동 한계 제약조건

① 상한의 이동한계

식(4.8a)에 의해 다음식과 같다.

$$X_i \leq X_i^* + \Delta X_i^u$$

여기서, $i=1, 2, 3, \dots, 7$

② 하한의 이동한계

식(4.8b)에 의해 다음식과 같다.

$$X_i \geq X_i^* - \Delta X_i^L$$

여기서, $i=1, 2, 3, \dots, 7$

5.3 최적해의 결과 및 고찰

옹벽 높이 4.0m, 5.0m, 6.0m, 7.0m 각각에 대해 앞굽판 길이를 옹벽높이의 20%로 하여 평상시와 지진시에 대한 최적해의 결과는 Table 1, Table 2와 같고, 앞굽판의 길이에 따른 최적해의 영향을 확인하기 위하여 옹벽 높이 5.0m일 때 앞굽판을 0.4~1.0m로 변화시켜서 평상시와 지진시에 대한 최적해의 결과는 Table 4, Table 5와 같다.

Table 1. 최적해의 결과(평상시)

설계변수 \ 옹벽 높이 (m)	4.0	5.0	6.0	7.0	비고
X ₁ (m)	0.156	(0.500) 0.195	0.233	0.274	
X ₂ (m)	0.800	(0.500) 1.000	1.200	1.400	
X ₃ (m)	0.332	(0.450) 0.430	0.551	0.679	
X ₄ (m)	0.623	(2.600) 0.722	0.885	1.009	
X ₅ (m)	0.000383	(0.00244) 0.000546	0.00071	0.000903	
X ₆ (m)	0.000716	(0.00369) 0.000833	0.001179	0.001423	
X ₇ (m)	0.001172	(0.001910) 0.001643	0.002133	0.002661	
공사비 (만원)	18.5	(60.9) 30.4	47.2	67.9	60.9/30.4 =2.00

()내는 참고문헌²⁾의 값

Table 2. 최적해의 결과(지진시)

설계변수 \ 옹벽 높이 (m)	4.0	5.0	6.0	7.0	비고
X ₁ (m)	(0.500) 0.212	0.247	0.346	0.374	
X ₂ (m)	(0.800) 0.800	1.000	1.200	1.400	
X ₃ (m)	(0.500) 0.476	0.575	0.698	0.880	
X ₄ (m)	(1.300) 0.728	0.651	0.582	0.769	
X ₅ (m)	(0.00133) 0.00050	0.00105	0.00140	0.00187	
X ₆ (m)	(0.00042) 0.00078	0.00062	0.00097	0.00106	
X ₇ (m)	(0.00085) 0.00162	0.00235	0.00299	0.00379	
공사비 (만원)	(33.3) 26.8	41.3	62.9	91.3	33.3/26.8 =1.343

()내는 참고문헌⁵⁾의 값

Table 1.의 평상시(내진 제약조건을 고려하지 않은 설계)의 결과로 볼 때 옹벽높이 5.0일 때 기존설계²⁾와 본 연구의 최적해에 대한 공

Table 3. 최적해의 결과 비교

옹벽높이(m)	4.0	5.0	6.0	7.0	비고	
공사비 (만원)	평상시	18.5	30.4	47.2	67.9	
	증가율		1.643	1.553	1.439	
	지진시	26.8	41.3	62.9	91.3	
	증가율		1.541	1.523	1.452	
공사비 비교 (지진시/평상시)	1.449	1.359	1.333	1.345		

※증가율은 옹벽높이 1.0m 변화에 대한 값

Table 4. 앞굽판의 길이에 따른 최적해(평상시, H=5.0m)

설계변수 \ 앞굽판 길이 (m)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	비고
X ₁ (m)	0.161	(0.500) 0.169	0.177	0.181	0.186	0.190	0.195	
X ₂ (m)	0.400	(0.500) 0.500	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000	
X ₃ (m)	0.439	(0.450) 0.448	0.439	0.442	0.439	0.436	0.430	
X ₄ (m)	0.701	(2.600) 0.712	0.738	0.739	0.747	0.745	0.722	
X ₅ (m)	0.00034	(0.00244) 0.00039	0.00049	0.00047	0.00050	0.00053	0.00055	
X ₆ (m)	0.00148	(0.00369) 0.00132	0.00119	0.00110	0.00103	0.00097	0.00083	
X ₇ (m)	0.00163	(0.00191) 0.00158	0.00163	0.00160	0.00162	0.00163	0.00191	
공사비 (만원)	27.4	(60.9) 27.8	28.6	29.0	29.6	30.1	30.4	60.9/27.8 =2.191

()내는 참고문헌²⁾의 값

Table 5. 앞굽판의 길이에 따른 최적해(지진시, H=5.0m)

설계변수 \ 앞굽판 길이 (m)	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	비고
X ₁ (m)	0.351	0.235	0.268	0.285	0.297	0.299	0.247	
X ₂ (m)	0.400	0.500	0.600	0.700	0.800	0.900	1.000	
X ₃ (m)	0.663	0.660	0.635	0.604	0.577	0.572	0.575	
X ₄ (m)	0.973	0.883	0.792	0.709	0.652	0.636	0.651	
X ₅ (m)	0.00098	0.00079	0.00069	0.00075	0.00079	0.00097	0.00105	
X ₆ (m)	0.00152	0.00165	0.00159	0.00129	0.00088	0.00066	0.00062	
X ₇ (m)	0.00208	0.00213	0.00216	0.00221	0.00227	0.00235	0.00235	
공사비 (만원)	46.2	43.9	42.1	41.4	40.7	40.6	41.3	

사비의 비교는 본 연구의 경우가 100%정도 경제적인 것으로 나타나 최적 설계의 필요성이 입증되었다.

Table 2.의 지진시(내진 제약조건을 고려한

설계)의 결과로 볼 때 옹벽높이 4.0일 때 기존 설계⁵⁾와 본 연구의 최적해에 대한 공사비의 비교는 본 연구의 경우 24% 정도 경제적인 것으로 나타났다.

Table 3.의 공사비 비교에서 옹벽높이가 1.0m증가함에 따라 평상시는 44%~64%, 지진시는 45%~54%의 공사비 증가를 보였고, 평상시와 지진시의 공사비 비교는 33%~45%정도로 지진시에 공사비가 더 많이 드는 것으로 나타났다.

Table 4., Table 5.의 옹벽높이 5.0m일 때 앞굽판의 길이 변화에 따른 공사비의 비교에서 평상시에는 앞굽판의 길이가 짧을수록 경제적이고, 지진시는 앞굽판의 길이가 옹벽높이의 15%~20%정도 일 때 경제적인 것으로 나타났다. 따라서 앞굽판의 적절한 길이가 옹벽의 최적해와 연관이 있는 것으로 볼 수 있다.

6. 결론

본 연구는 내진 제약조건을 갖는 옹벽의 최적화를 위하여 목적함수와 제약조건식을 모두 선형식으로 유도하여 선형 계획 프로그램만으로 쉽게 최적해를 얻을 수 있는 SLP방법에 의한 최적화 알고리즘을 도출하였다.

본 연구에서 제안한 알고리즘의 타당성과 신뢰성을 확인하기 위해 옹벽높이 4.0m, 5.0m, 6.0m, 7.0m를 갖는 철근콘크리트 옹벽을 예로 들어 내진 제약조건을 갖는 경우와 평상시의 경우에 대한 최소 건설공사비를 비교·검토하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

- 1) 본 연구의 경우 평상시와 지진시 최적해의 비교는 지진시가 30%이상 건설공사비가 더 드는 것으로 나타났다.
- 2) 압굽판의 길이 변화에 따른 건설공사비의 비교에서 평상시에는 압굽판의 길이가 짧을수록 경제적이고, 지진시에는 앞굽판의 길이가 옹벽높이의 15%~20%정도 일 때 경제적인 것으로 나타났다.
- 3) 기존 설계예를 본 연구와 비교한 결과 본 연구의 최적해가 평상시는 100% 지진시는 24%경제적인 것으로 나타나, 경제성으로 볼 때 최적설계의 필요성을 확인할 수 있었다.
- 4) 옹벽높이가 1.0m증가함에 따라 평상시와

지진시 모두 공사비의 증가가 40% 이상인 것으로 나타나, 옹벽높이가 공사비 증가에 결정적요인임을 알 수 있다.

참 고 문 헌

- 1) 金基大, 梁昌鉉, & 趙孝男. (1989). 鐵筋콘크리트 卍대구조의 信賴性 最適 設計에 관한 研究. 大韓土木學會論文集, 第9卷, 第3号, 57-64
- 2) 金生彬. (2001). 土木構造物設計. 서울 : 技文堂
- 3) 邊東均, 申鉉默, & 文濟吉. (2000). 鐵筋콘크리트. 第5板, 서울 : 東明社
- 4) 山田善一, 家村浩和, 古川浩平, 坂本辛三, 目標 塑性率に 基づく 最適彈塑性 耐震設計法に 關する 研究, 土木學會論文報告集, 第341号, pp. 87~95.
- 5) 栗原利榮外3人, (1975), 擁壁の設計(第2版), 東京 : オーム社
- 6) Adeli, H. (1994). Advances in Design Optimization(pp.400-450). London : chapman & Hall.
- 7) Atrek, E., Gallagher, R. H., Ragsdell, K. M., & Zienkiewicz, O. C. (1984). New Directions in Optimum Structural Design (pp. 89-166). New York : John wiley & Sons Ltd.
- 8) Kirsch, U. (1981). Optimum Structural Design. New York : McGraw-Hill
- 9) Morris. (1982). Foundations of Structural Optimization : A unified Approach (pp. 545~558). New York : John wiley & sons Ltd.
- 10) Rao, S. S. (1996). Engineering Optimization (3rd). New York : John wiley & sons Inc.
- 11) Zagajeski, S. W. and V. V. Bertero. (1979). Optimum Seismic - Resistant Design of R/C Frames, Jour. of Structural Division, Proc. of ASCE, Vol. 105, NO. ST5, PP. 829~845.
- 12) Davidson, J. W., L. P. Felton and G. C. Hart.(1980). On Reliability - Based Structural Optimization for Earthquakes, computer & structures, Vol. 12, pp. 99~105.

(2002년 12월18일 접수, 2003년 5월 25일 채택)