

교량기초의 신뢰성 설계기준에 관한 연구

A Study on Reliability Based Design Criteria for Bridge Foundation

손 용 우*

Sohn, Yong-Woo

정 철 원**

Jung, Chul-Won

Abstract

Current Bridge foundation design is based on Working Stress Design(WSD), but Load Factor Based on Optimum Reliability(LFBOR) design method is more rational than the WSD. For this reason, this study proposes a reliability based design criteria for the bridge foundation, which is most common type of bridge foundation(Shallow, Pile and Caission), and also proposes the theoretical basis of nominal safety factors of stability analysis by introducing the reliability theory. The limit state equations of stability analysis of bridge foundation and the uncertainty measuring algorithms of each equation are also derived by Cornell's MFOSM(Mean First Order 2nd Moment Methods)using the stability analysis formula Highway Bridge Design Codes.

1. 서 론

교량기초 구조물을 안전하고 경제적으로 설계하여 시공하기 위해서는 기초구조물의 안정해석 및 각부 단면설계에 관련된 교량 하부의 지반 자체에 대한 공학적 성질을 나타내는 여러 지반 정수 값들을 정확히 파악하는 것이 가장 중요한 문제라 할 수 있다. 이와 같은 교량하부 지반의 공학적 특성 즉, 흙의 상대밀도, 함수비, 예민비, 다짐, 압밀 등에 따른 흙의 단위 중량과 내부마찰각, 점착력의 토성 자료 및 기초지반의 지지력, 교량 기초의 수명 기간내에 발생할 최대 제하조건등을 확정량

으로 보기에 너무나 많은 불확실량이 내포되어 있음으로 현행 확률론적 설계법인 허용응력 설계법 보다는 확률이론에 기초를 둔 설계법의 개발이 시급히 요구된다 하겠다.

이러한 확률론적 설계이론에 기초를 둔 교량기초의 불확실량 산정은 가장 중요한 문제로서 저항의 불확실량은 현행 도로교시방서¹⁾의 극한연직지 지력, 수평지지력, 활동, 전도공식을 모델로 하여 기본 내하력의 산정식을 추정분석하고, 하중효과의 불확실량은 직접기초의 저면, 말뚝기초의 말뚝 머리와 설계지반에서 케이슨에 작용하는 반력, 즉 연직력, 수평력, 전도모멘트의 모델²⁾을 사용하여

* 원광대학교 토목공학과 박사과정

** 정회원, 원광대학교 토목공학과 교수

이 논문은 1991년도 원광대학교 학술연구조성비(교비)에 의하여 연구되었음

이 논문에 대한 토론을 1993년 9월 30일까지 본학회에 보내주시면 1994년 3월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

설계변수의 평균 및 분산 추정식을 유도하였다.

따라서 본 연구에서는 우리나라의 서, 남해안 지역인 광양제철건설현장등(3), 4), 5)에서 실시된 재하실험결과 및 토성자료의 통계적분석을 토대로 하여 교량기초의 안전해석 및 각부단면설계의 불확실량을 Cornell의 MFOSM법(6), 7)으로 분석하였고, 이 불확실량을 토대로 교량기초의 한계상태 방정식을 유도하여 하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석모델(LFBOR : Load Factors-Based Optimun Reliability)(8), 13)로 교량기초의 신뢰성 설계기준인 저항-하중계수를 산정하였고, 또한 우리 현실에 맞는 최적목표신뢰성지수에 따른 형행 도로교시방서에서 사용한 공칭안전율의 개정 방향을 검토, 제시하는데 목적을 두고 있다.

2. 신뢰성해석 모델

신뢰성해석에 대한 내용은 문헌(8), 9), 10)등에 상술 되었으며 본 연구에서는 문헌(5), 7)에서와 같이 2차 모멘트법에 의한 신뢰성 이론인 MFOSM법과 AFOSM법을 교량기초에 적용하여 유도된 결과식을 기술하였다.

2.1 안정해석

교량기초의 안정해석은 통상 연직지지력, 수평지지력, 활동 및 전도에 대한 안정을 검토해야 한다.

본 연구에서는 그림-1과 같이 직접기초는 통상 양질의 지지층에 근입된 깊이가 작기 때문에 독립 확대 기초를 대상으로 저항 R은 도로교시방서의 공식을 사용한다. 그리고 하중효과 S는 확대기초의 저면에 작용하는 연직력(S_V), 수평력(S_H), 전도모멘트(S_M)로 해석하고, 케이슨기초에서 저항 R은 저면지반의 연직 지지력(R_Q), 전면지반의 수평지지력(R_H), 및 저면의 전단 저항력(R_S)이며, 하중효과 S는 저면지반의 연직지반반력 (S_V), 전면지반의 수평지반반력(S_H), 저면의 전단력(S_S)으로 한다.

한편 말뚝기초의 안정해석에 있어서 저항 R은

도로교시방서에서 사용하는 Terzaghi의 극한지지형식과 change의 극한수평지지력의 공식을 사용한다. 그리고 하중효과 S는 군말뚝머리에 작용하는 연직력(S_V), 수평력(S_H), 및 전도모멘트(S_M)를 구하는 변위법으로 해석한다.(1), 2).

따라서 안정해석에 대한 저항을 R_i 로 표시하고 하중효과를 사하중과 활하중에 의한 하중효과 S_{iD} , S_{iL} 로 구분하여 표시하면 한계상태방정식은 다음과 같다.

$$1) \text{ 연직지지력} : \phi_Q \bar{R}_Q = \gamma_{VD} \bar{S}_{VD} + \gamma_{VL} \bar{S}_{VL} \quad (1)$$

$$2) \text{ 수평지지력} : \phi_H \bar{R}_H = \gamma_{HD} \bar{S}_{HD} + \gamma_{HL} \bar{S}_{HL} \quad (2)$$

$$3) \text{ 활동} : \phi_S R_S = \gamma_{SD} \bar{S}_{SD} + \gamma_{SL} \bar{S}_{SL} \quad (3)$$

$$4) \text{ 전도} : \phi_M R_M = \gamma_{MD} \bar{S}_{MD} + \gamma_{ML} \bar{S}_{ML} \quad (4)$$

여기서, ϕ_i = 안전해석의 저항계수

γ_{iD} = 안전해석의 사하중계수

γ_{iL} = 안전해석의 활하중계수

\bar{R}_i = 안전해석의 평균저항

\bar{S}_{ij} = 안전해석의 평균하중효과

2.2. 각부단면의 설계

직접기초의 각부단면 설계시 저항 R의 휨은 직접기초를 안전히 가로지른 연직단면을 생각하여 그 연직면 외측에 있는 직접기초 전면에 작용하는 위험단면의 휨모멘트로 해석하고, 전단은 집중하중을 받는 2방향슬래브의 위험단면으로 해석하며, 케이슨기초의 경우 휨과 전단에 대해 측벽, 상슬래브, 저판슬래브의 3부분으로 나누어 해석한다. 한편 말뚝기초의 PC말뚝을 대상으로 압축과 휨에 대한 극한내하력식으로 해석한다.

따라서 각부 단면의 설계에 대한 신뢰성해석모델 안정해석에 대한 신뢰성해석모델과 같이 하면 한계상태 방정식은 다음과 같다.

$$1) \text{ 휨} : \phi_M \bar{M} = \gamma_{ML} \bar{S}_{ML} + \gamma_{ML} \bar{S}_{ML} \quad (5)$$

$$2) \text{ 전단} : \phi_V \bar{V} = \gamma_{VD} \bar{S}_{VD} + \gamma_{VL} \bar{S}_{VL} \quad (6)$$

$$3) \text{ 압축} : \phi_P \bar{P} = \gamma_{PD} \bar{S}_{PD} + \gamma_{PL} \bar{S}_{PL} \quad (7)$$

3. 불확실량의 산정

3.1 안정해석

3.1.1 저항

1) 직접기초

a) 연직 지지력

일반적으로 전단전단과괴를 전제하는 Prandtl Terzaghi 계의 지지력식을 사용하면 문헌 5), 9)에 서와 같이 정역학식에 의한 극한 연직지지력은 다음과 같다.

$$R_Q = A' [\alpha C N_c + 0.5 r_1 \beta B N_r + r_2 D_f N_g] \quad (8)$$

여기서 A' = 유효재하면적

C = 지반의 점착력

r₁, r₂ = 흙의 단위 중량

B = 기초의 폭

D_f = 기초의 근입깊이

α, β = 기초의 형상계수

N_c, N_r, N_g = 지지력 계수

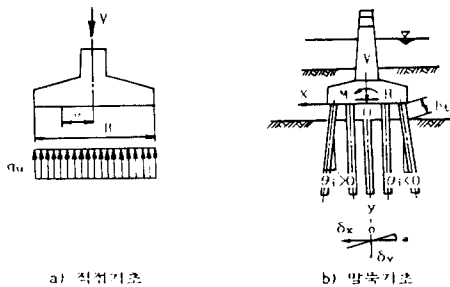


그림 1. 교량기초의 신뢰성해석 모델

따라서 C, r₁, r₂, B, D_f, N_c, N_r, N_g를 확률 변수로 취하면 평균(R_Q)과 변동계수 Ω_{RQ}는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_Q = A' [\alpha \bar{C} \bar{N}_c + 0.5 \bar{r}_1 \beta \bar{B} \bar{N}_r + \bar{r}_2 \bar{D}_f \bar{N}_g] \quad (9a)$$

$$\Omega_{R_Q} =$$

$$\sqrt{\bar{Q}_c^2 \Omega_{Qc}^2 + \bar{Q}_r^2 \Omega_{Qr}^2 + \bar{Q}_g^2 \Omega_{Qg}^2} / \bar{R}_Q \quad (9b)$$

여기서, $\bar{Q}_c = \alpha \bar{C} \bar{N}_c$, $\bar{Q}_r = 0.5 \beta \bar{r}_1 \bar{B} \bar{N}_r$, $\bar{Q}_g = \bar{r}_2 \bar{D}_f \bar{N}_g$.

$$\Omega_{Qc} = \sqrt{\Omega_C^2 + \Omega_{Nc}^2}$$

$$\Omega_{Qr} = \sqrt{\Omega_{r1}^2 + \Omega_B^2 + \Omega_{Nr}^2}$$

$$\Omega_{Qg} = \sqrt{\Omega_{r2}^2 + \Omega_{Df}^2 + \Omega_{Ng}^2}$$

b) 활동

기초저면에 있어서 극한전단저항력은 기초저면과 지반사이의 점착력 및 마찰각에 지배되기 때문에 지반과 시공조건을 충분히 검토할 필요가 있다. 본 연구에서 도로교시방서의 극한전단저항력식을 사용하면 다음과 같다.

$$R_s = CA' + V \tan \phi \quad (10)$$

여기서, φ = 기초저면과 지반사이의 마찰각

V = 연직력 (연직하중)

따라서 C, A', V, φ를 확률변수로 취하면 평균 (\bar{R}_s)과 변동계수 Ω_{Rs}는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_s = \bar{C} \bar{A}' + \bar{V} \tan \phi \quad (11a)$$

$$\Omega_{R_s} = \sqrt{\bar{H}_c^2 \Omega_{HC}^2 + \bar{H}_s^2 \Omega_{HS}^2} / \bar{R}_s \quad (11b)$$

여기서, $\bar{H}_c = \bar{C} \bar{A}'$, $\bar{H}_s = \bar{V} \tan \phi$

$$\Omega_{H_c} = \sqrt{\Omega_C^2 + \Omega_{A'}^2}$$

$$\Omega_{H_s} = \sqrt{\Omega_V^2 + \Omega_\phi^2}$$

c) 전도

직접기초의 전도에 대한 안정해석은 기초저면의 중심축에서 편심하중이 생기지 않는 상부구조

의 연직하중과 직접기초하중, 근입깊이의 흙의 중량으로 계산한 모멘트를 구하면

$$R_M = 1/2B(V + r_c W_c + r_D W_D) \quad (12)$$

로 되고 따라서, V , R_c , r_D , B 를 확률변수로 취하면 이에 대한 평균(R_M)과 변동계수(Ω_{RM})는 다음과 같이 된다.

$$\bar{R}_M = 1/2\bar{B}(\bar{V} + \bar{r}_c \bar{W}_c + \bar{r}_D \bar{W}_D) \quad (13a)$$

$$\Omega_{RM} = \sqrt{\bar{M}_V^2 \Omega_{M_V}^2 + \bar{M}_c^2 \Omega_{M_c}^2 + \bar{M}_D^2 \Omega_{M_D}^2} / \bar{R}_M \quad (13b)$$

여기서, $M_V = 0.5VB$, $M_c = 0.5r_c W_c B$,

$$M_D = r_D W_D B$$

$$\Omega_{HV} = \sqrt{\Omega_V^2 + \Omega_B^2}, \quad \Omega_{MC} = \sqrt{\Omega_{r_c}^2 + \Omega_B^2}$$

$$\Omega_{MD} = \sqrt{\Omega_{r_D}^2 + \Omega_B^2}$$

2) 케이슨기초

케이슨기초의 안정해석에 대한 불확실량 산정은 문헌 9)에 상술되어 있으므로 여기서는 기본개념만 요약하면 다음과 같다.

케이슨 저면지반의 연직지지력은 직접기초와 같이 Terzaghi의 지지력공식을 사용하고, 케이슨 저면의 수평토압강도식을 사용하였으며 케이슨저면의 전단저항력은 직접기초의 활동과 같이 도로교시방서에서 사용하는 공식으로 불확실량을 산정한다.

3) 말뚝기초

말뚝기초의 안정해석에 대한 불확실량 산정은 문헌 7)에 상술되어 있으므로 본 연구에서는 기본개념만 요약하면 다음과 같다.

말뚝기초의 연직지지력은 근말뚝을 대상으로 도로교시방서의 극한지지력공식을 선단지지력(R_P)과 주변마찰력(R_F)력으로 구분하여 불확실량을 산정하고, 말뚝기초의 수평지지력은 지상에 돌출한 말뚝의 수평저항력으로 하여 불확실량을 산정한다.

3.1.2 하중효과

교량기초에 대한 하중효과의 불확실량 산정은 Galambos의 기본확률변수의 조합을 이용하는 방법과 Ellingwood와 같이 부분하중의 하중효과 조합을 이용하는 방법이 있는데 본 연구에서는 Ellingwood의 방법을 이용하였다^{5),7)}.

직접기초

a) 연직지지력

직접기초의 자중, 기둥의 자중, 직접기초 상부의 흙의 중량 및 연직하중의 총화(S_{VD})와 상부의 연직활하중(S_{VL})의 하중조합으로 하면 하중효과는 다음과 같이 된다.

$$S_V = S_{VD} + S_{VL} \quad (14)$$

여기서, S_{VD} = 직접기초 저면의 사하중의 총화

S_{VL} = 직접기초 저면의 활하중의 총화

따라서 평균(\bar{S}_V)과 변동계수 (Ω_{SV})는 다음과 같다.

$$\bar{S}_V = \bar{S}_{VD} + \bar{S}_{VL} \quad (15a)$$

$$\Omega_{SV} = \sqrt{\bar{S}_{VD}^2 \Omega_{S_{VD}}^2 + \bar{S}_{VL}^2 \Omega_{S_{VL}}^2} / \bar{S}_V \quad (15b)$$

b) 활동

직접기초 저면 중앙에 수평작용력을 사하중과 활하중의 하중효과 조합으로 하면 평균(S_H)과 변동계수(Ω_{RH})는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_H = \bar{S}_{HD} + \bar{S}_{HS} \quad (16a)$$

$$\Omega_{SH} = \sqrt{\bar{S}_{HD}^2 \Omega_{S_{HD}}^2 + \bar{S}_{HS}^2 \Omega_{S_{HS}}^2} / \bar{S}_H \quad (16b)$$

c) 전도

직접기초 저면 중앙의 전도모멘트와 수평력에 의한 모멘트, 직접기초 자중 및 상재토압에 수평력에 의한 모멘트의 총화로 사하중의 전도모멘트(S_{MD})와 활하중의 전도모멘트(S_{ML})로 나타내면 이에 대한 평균(\bar{S}_M)과 변동계수(Ω_{SM})는 다음과

같이 된다.

$$\bar{S}_M = \bar{S}_{MD} + \bar{S}_{ML} \quad (17a)$$

$$\Omega_{SM} = \sqrt{\bar{S}_{MD}^2 \Omega_{SM}^2 + \bar{S}_{ML}^2 \Omega_{SM}^2} / S_M \quad (17b)$$

2) 케이슨 기초

그림-1에서와 같이 설계지반면에 있어서 케이슨에 작용하는 연직력, 수평력 및 모멘트를 받는 경우의 지반반력을 3층지반의 사다리꼴 분포로 가정하여 안정해석에 대한 하중효과의 불확실량 산정은 문헌 9)에 상술되어 있으므로 본 연구에서는 기본개념만 요약하면 다음과 같다.

케이슨의 수평저지력의 하중효과는 케이슨기초의 저면 지반반력으로 불확실량을 산정한다. 이때 사다리꼴 분포의 지반반력은 지반의 수평반력계수(K_H), 케이슨의 회전각(θ), 케이슨의 회전중심 깊이(h)의 함수로 결정되어지고 연직저지력의 불확실량은 도로교시방서의 공식을 사용하였고, 활동의 안정해석에 대한 하중효과는 저면의 전단력으로 계산되는 도로교시방서의 공식을 사용한다.

3) 말뚝 기초

말뚝머리와 기초저면의 연결이 고정이고 경사 말뚝을 가지고 있지 않으며 말뚝위치가 대칭일 때 원점에 작용하는 연직력(S_V), 수평력(S_H), 및 전도모멘트(S_M)로 하는 변위법에 의해 말뚝머리 반력을 계산하는데 말뚝기초의 안정해석에 대한 불확실량산정은 문헌 7)에 상술되어 있으므로 본 연구에서는 문헌 7)의 불확실량을 사용하기로 한다.

3.2 각부 단면의 설계

3.2.1 저항

1) 직접기초

직접기초의 각부 단면설계는 기둥의 갓선의 접합부를 고정단으로 생각한 캔틸레버보의 휨모멘트와 전단력으로 설계되므로 본 연구에서는 문헌 5)를 이용하여 저항의 불확실량을 산정하면 다음과 같이 된다.

a) 휨

직접기초 단면의 극한휨강도는

$$M_u = A_s \sigma_y d (1 - 0.59 A_s \sigma_y / b d \sigma_{ck}) \quad (18)$$

이다. 이때 평균(\bar{M}_u)과 변동계수(Ω_{Mu})는 다음과 같이 된다.

$$\bar{M}_u = \bar{A}_s \bar{\sigma}_y d (1 - 0.59 \bar{A}_s \bar{\sigma}_y / b d \sigma_{ck}) \quad (19a)$$

$$\Omega_{Mu}^2 = \left[\frac{1 - 1.18 \bar{q}}{1 - 0.59 \bar{q}} \right]^2 (\Omega_{\sigma_y}^2 + \Omega_{A_s}^2) + \left[\frac{0.59 \bar{q}}{1 - 0.59 \bar{q}} \right]^2 (\Omega_{\sigma_{ck}}^2 + \Omega_b^2 + \Omega_d^2) \quad (19b)$$

여기서, $q = \bar{A}_s \bar{\sigma}_y / \sqrt{b d \sigma_{ck}}$ 임

b) 전단

트러스유사이론에 의한 직접기초의 극한전단강도 V_u 는 다음과 같이 된다.

$$V_u = V_c + V_s \quad (20)$$

여기서, $V_c = 0.53 \sqrt{\sigma_{ck}} \times b d$ (1방향 슬래브)

$V_c = 1.1 \sqrt{\sigma_{ck}} \times b d$ (2방향 슬래브)

$V_s = A_v \sigma_y / s$

따라서 전단강도의 평균(\bar{V}_u)과 변동계수(ΩV_u)는 다음과 같이 된다.

$$\bar{V}_u = \bar{V}_c + \bar{V}_s \quad (21a)$$

$$\Omega V_u =$$

$$\sqrt{\bar{V}_c^2 \Omega V_c^2 + \bar{V}_s^2 (\Omega_{A_v}^2 + \Omega \sigma_y^2 + \Omega_d^2 + \Omega S^2) / V_u} \quad (21b)$$

2) 케이슨 기초

케이슨 본체의 각부설계는 주로 측벽, 상슬래브, 저판슬래브의 3부분으로 해석되어지는데 이에 대한 휨 및 전단의 불확실량 산정식은 문헌 9)에 상술되어 있으므로 여기서는 기본개념만 요약하면 다음과 같다.

a) 휨

측벽의 수평방향의 단면력산정은 통상 평면뼈

대구조해석을 사용하는데 휨과 축방향력(압축)을 받는 복철근보로 해석하고 축벽의 연직방향의 단면력은 근입철근보로 해석하고 축벽의 연직방향의 단면력은 근입 깊이 방향의 단면력으로 상자형 라아멘 구조로 해석되므로 본 연구에서는 T형보를 중립축이 플랜지 내에 있는 직사각형단면으로 해석하면 직접기초의 저항에 대한 극한휨강도식(18), (19)와 같이 된다. 그리고 상슬래브의 단면산정은 케이슨 축벽과 상슬래브의 연결상태에 따라 다르며 단순지지 또는 고정지지 슬래브로 취급해야 한다.

따라서 본 연구에서는 상슬래브를 단순지지 슬래브로 해석하고 저판슬래브를 고정지지슬래브로 해석하면 이에 대한 극한휨강도식은 보의 폭을 $b=1m$ 로 하여 식(18), (19)을 사용한다.

b) 전단

케이슨 기초의 극한 전단강도식은 휨에서 해석하여 식(20), (21)과 동일하다.

3) 말뚝기초

도로교시방서에서는 전길이를 지중에 매립한 말뚝의 방향 압입력은 원칙적으로 단주로 설계하고 축방향 인발력은 인장부재로 설계된다.

따라서 본 연구에서는 문헌 7)에서 상술된 P.C 말뚝의 단면내하력모델로 해석한다.

3.2.2 하중효과

1) 직접 기초

a) 휨

직접기초의 휨에 대한 하중효과는 직접기초를 가로지르는 연직단면을 생각하고, 그 연직면 바깥쪽에 있는 직접기초면적에 작용하는 극한토압강도함수로 계산되는데 이에 대한 극한강도식은 다음과 같이 된다.

$$S_M = 1/8q_u L(B-t)^2 \quad (22)$$

$$\text{여기서, } q_u = \frac{P_n}{A}(1 \pm \frac{6e}{L})$$

P_n =축방향 하중

t =기둥의 폭

q_u =극한 토압 강도

따라서 식(52)에서 q_u , L , B , t 를 확률변수로 취하면 평균(\bar{S}_M)과 변동계수(Ω_{SM})는 다음과 같이

된다.

$$\bar{S}_M = 1/8q_u \bar{L}(\bar{B}-\bar{t})^2 \quad (23a)$$

$$\Omega_{SM} = \sqrt{\Omega_{q_u}^2 + \Omega_L^2 + \frac{4[B^2\Omega_B^2 + t^2\Omega_t^2]}{(\bar{B}-\bar{t})^2}} \quad (23b)$$

b) 전단

전단의 하중효과는 2방향슬래브에 의한 펀칭 전단과 1방향슬래브에 의한 보로서 이 두 경우 중 좀 더 위험한 전단으로 계산하는데, 본 연구에서는 1방향슬래브로 해석하면 다음과 같이 된다.

$$S_v = q_u B \left(\frac{L}{2} - \frac{t}{2} - d \right) \quad (24)$$

따라서, 식(54)에서 q_u , B , L , t , d 를 확률변수로 취하면 평균(\bar{S}_v)과 변동계수(Ω_{sv})는 다음과 같이 된다.

$$\bar{S}_v = q_u \bar{B} \left(\frac{\bar{L}}{2} - \frac{\bar{t}}{2} - \bar{d} \right) \quad (25a)$$

$$\Omega_{Sv} = \sqrt{\Omega_{q_u}^2 + \Omega_B^2 + \frac{0.25(\bar{L}^2\Omega_L^2 + t^2\Omega_t^2) + \bar{d}^2\Omega_d^2}{(0.5\bar{L}^2 - 0.5\bar{t}^2 - \bar{d})^2}} \quad (25b)$$

2) 케이슨 기초

a) 휨

축벽의 수평방향의 하중효과는 전면의 지반반력, 정수압, 정지토압등의 외력을 받게 되는데 본 연구에서는 정수압과 정지토압을 확정량하여 해석되고 케이슨본체의 연직방향의 휨의 계산방법은 주변지반의 상태에 따라 달라지게 된다. 본 연구에서는 그림-1(c)와 같이 설계지반으로부터 최대휨모멘트가 생기는 근입깊이로 하면 휨의 하중효과에 대한 불확실량을 산정하였고, 상슬래브는 축벽간의 간격에 비하여 단면치수가 크므로 높이가 높은 슬래브 또는 보(Deep beam)로 해석하였으며 문헌 9)에 상술되어 있다.

b) 전단

케이슨기초의 전단에 대한 불확실량 산정은 케이슨 기초의 각부 단면설계에 대한 휨의 경우와 같고, 본 연구에서는 문헌 9)에 상술되어 있으며

로 이에 대한 불확실량을 사용한다.

3) 말뚝기초

말뚝기초의 안정해석과 같이 변위법에 의해 말뚝머리 고정으로서 구한 것을 말뚝머리 휨모멘트로 하면 각부단면설계의 하중효과는 문헌 7)에 상술한 식을 사용한다.

4. 최적 신뢰성이론 및 해석

4.1 신뢰성 최적화 이론

불확실량 확률 및 통계적으로 취급하는 신뢰성 설계범중에서 총비용 최소화의 원칙을 이용한 최적신뢰성설계방법은 대상 구조물의 안전성과 경제성을 고려한 것이다. 이 방법은 통계적 의사결정 이론에 기초한 방법으로서 가장 간단한 신뢰성 최적화이론은 다음과 같이 된다.^{8), 11) 12), 13)}

$$C_T = C_1 + P_f C_f \tag{26}$$

여기서, C_T =구조물의 건설 비용

C_1 =구조물의 초기 건설 비용

C_f =구조물 파괴시의 손실 비용

P_f =구조물의 파괴 확률

식(26)은 표준 공간내에서 $R^* = S^*$ 일 때의 초기 건설비용 C_0 , 공칭건설 비용 k , 공칭 파괴건설 비용 g 의 함수로 정리하면 문헌 8), 14)에서와 같이 된다.

$$C_T = C_0[1 + k(R^*/S^* - 1)] + C_0 P_f \cdot g \\ = C_0[1 + k(R^*/S^* - 1)] + P_f G \tag{27a}$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{27b}$$

여기서, R^* =공칭 또는 설계 저항

S^* =공칭 또는 설계하중 효과

4.2 최적신뢰성해석

본 연구에서는 문헌 8)에서 상술한 바와 같이 r^* , s^* 는 파괴상에서 원점까지의 최소거리의 좌표점으로서 설계점이라 부르기도 하는데 $r^* = s^*$, $R^* = S^*$ 로 놓고 대수정규표준화변환 시키면 최적

신뢰성지수 β_{opt} 는 다음과 같이 된다.

$$\beta_{opt} = \sqrt{(\alpha_s \Omega_s)^2 + 2 \ln \frac{g}{\sqrt{2\pi k} \alpha_s \Omega_s}} - \alpha_s \Omega_s \tag{28}$$

여기서, $\Omega_s = \sqrt{\Omega_{SD}^2 + \rho^2 \Omega_{SL}^2} / (1 + \rho)$,

$\rho = \bar{L}/\bar{D}$ (하중비)

4.3 최적신뢰성설계규준

본 연구에서 도입한 최적신뢰성해석 및 설계규준해석은 문헌 8)에서 상술한 바와 같이 구조물의 역학적 안정성에 대상 구조물의 파괴로 인한 인명 재산피해와 사회, 경제적 중요도를 고려하여 정책적결정까지 확보한 방법으로서 선형화계수(α_i) 및 공칭건설비용비(k)와 공칭파괴건설비용과의 비 즉, g/k 로 부터 부분대수 표준화변환 근사법으로

표 1. 교량기초의 안정해석에 대한 저항 및 하중 통계치

		불확실량			평균-공칭비			
		Ω_R	Ω_{SD}	Ω_{SL}	R/R_0	S_D/S_{Dr}	S_L/S_{Lr}	
직접기초	연직지지역	0.37	0.10	0.21	1.17	0.99	1.20	본 연구
	환 동	0.16	0.16	0.25	1.18	1.00	1.05	
	전 도	0.14	0.20	0.26	1.15	1.00	1.05	
말뚝기초	연직지지역	0.43	0.05	0.20	1.53	1.00	1.15	문헌 7)
	수평지지역	0.23	0.05	0.20	1.26	1.00	1.07	
케이슨기초	연직지지역	0.41	0.06	0.27	1.17	1.00	1.05	문헌 9)
	수평지지역	0.17	0.16	0.26	1.19	1.05	1.03	
	환 동	0.29	0.10	0.56	1.05	1.05	0.85	

표 2. 교량기초의 각부단면설계에 대한 저항 및 하중 통계치

		불확실량			평균-공칭비				
		Ω_R	Ω_{SD}	Ω_{SL}	R/R_0	S_D/S_{Dr}	S_L/S_{Lr}		
직접기초	휨	0.18	0.09	0.26	1.12	1.05	1.20	본 연구	
	전단	0.22	0.10	0.26	1.09	1.05	1.20		
말뚝기초	휨	0.13	0.10	0.22	1.07	1.00	1.05	문헌 7)	
	압축	0.14	0.05	0.37	1.12	1.00	1.02		
케이슨기초	휨	축벽	0.16	0.10	0.25	1.12	1.05	1.24	문헌 9)
		상슬래브	0.16	0.23	0.35	1.12	1.00	1.07	
	전단	저관슬래브	0.18	0.36	0.40	1.05	1.00	1.07	
		축벽	0.23	0.10	0.25	1.20	1.05	1.24	
	압축	상슬래브	0.17	0.23	0.35	1.06	1.00	1.07	
		저관슬래브	0.19	0.36	0.40	1.05	1.00	1.07	

저항계수 ϕ , 하중계수 r_i 를 구하면 다음과 같이 된다.

$$\phi = \exp\left(-\frac{rs\Omega_R^2\beta_{opt}}{\sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}}\right) \quad (29a)$$

$$r_D = 1 + \frac{\Omega_{SD}^2\beta_{opt}}{(1+\rho)\sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (29b)$$

$$r_L = 1 + \frac{\rho\Omega_{SL}^2\beta_{opt}}{(1+\rho)\sqrt{rs^2\Omega_R^2 + \Omega_S^2}} \quad (29c)$$

여기서, $rs = 1 + \frac{\Omega_s^2\beta_{opt}}{\sqrt{\lambda\Omega_R^2 + \Omega_S^2}}$

$$\lambda = \frac{1 - \alpha_s^2}{\alpha_s^2} \cdot \frac{\Omega_s^2}{\Omega_S^2}$$

5. 계산 및 고찰

5.1 불확실량의 산정

교량기초의 상시에 대한 안정해석 및 각부단면 설계의 저항 및 하중효과 불확실량은 전절 3에서 제시한 Cornell의 MFOSM법 모델의 공식을 이용하여 문헌 3), 4), 5), 6), 7)의 자료 데이터 통계치에 의해 Simulation한 결과로 표 1, 2와 같은 결과를 얻었다.

표 1, 2의 불확실량은 교량기초기반의 흙의 투수층이 얇은 사질토에 점토가 섞인 토질로 보았으며 도로교시방서의 교량기초설계에 따른 침하량은 고려하지 않았다. 그리고 기초지중부의 흙의 내부마찰각과 점착력, 기초본체에 생기는 주변마찰력사이의 상관 관계는 무시하였다.

여기서 불확실량 산정시 유의할점은 하중효과와 평균-공칭비 및 변동계수, 하중비 등은 큰 값을 취할 수록 안전한 설계가 될 수 있게 하는 값들이며, 그만큼 비경제적인 설계가 되지만, 우리나라에서는 이들에 관한 일부 연구가 이루어지고 있는 상황이므로 안정수준을 고려하여 비교적 큰 값을 사용하였다. 특히 표 1,2의 저항(R/Rn)의 평균-공칭비는 문헌 3), 4)의 토성자료의 통계치와 문헌 5), 6), 7), 8), 9)의 불확실량 산정공식에 의해 공칭비를 대입하므로써 예상외로 낮은 값으로

산정됨을 알 수 있었다.

5.2 도로교시방서와 최적신뢰성 검증

신뢰성 설계기준의 안전수준은 최적 신뢰성지수 β_{opt} 에 의해 결정되므로 이 β_{opt} 의 선택이 무엇보다 중요하다. 본 연구에서는 문헌 8), 13)과 같이 하중계수에 기초한 최적신뢰성 모델인 부분대수변환법을 이용하였고, 교량기초에 통상 설계시공하고 있는 직접, 말뚝, 케이슨기초에 대한 안정해석 및 각 부단면설계의 β_{opt} 를 현행시방서의 강도설계법(USD)으로 검증(Calibration)하여 도시한 것이 그림 2, 3이다. 그림 2, 3은 최적신뢰성 해석할 때 선형화계수 $\alpha_s = 0.85$ 에서 최적 신뢰성지수 β_{opt} 가 되므로 하중비 $\rho = L/D = 1.0$ 인 경우의 g/k (g =공칭 파괴 비용, k =공칭경비)에 따라 β_{opt} 를 계산하여 나타낸 것인데, 그림에서 보면

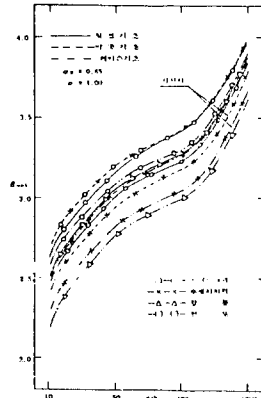


그림 2. 교량기초의 안정 해석에 대한 β_{opt} 값

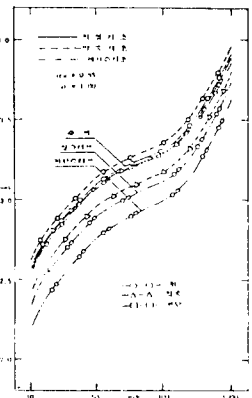


그림 3. 교량기초의 각부단면 설계에 대한 β_{opt} 값

$g/k = 50 \sim 100$ 사이에서 β_{opt} 가 완만하게 변화하는 반면에 $g/k = 10 \sim 50, 100 \sim 1000$ 사이에서의 β_{opt} 는 예민하게 급변하면서 단계적으로 증가됨을 알 수 있다.

이는 총비용 최소화 원칙을 이용한 식(27)를 파괴확률까지 고려하여 계산한 값으로 k 의 대소에 따라 설계하중이 감소됨을 의미하는데, 문헌 8), 14)에 의하면 통상 교량, 건물, 기술구조물의 β_{opt} 값은 $g/k = 15 \sim 50$ 범위 값으로 결정되어진다.

그림 2의 교량기초의 안정해석에서 각 기초의

연직지지력의 β_{opt} 를 $g/k=50\sim 100$ 범위에서 비교하면 말뚝기초>직접기초>케이슨기초 순위로 0.05~0.12 정도 커짐을 알 수 있고 수평지지력의 β_{opt} 는 직접기초가 케이슨기초보다 0.54정도 높게 나타나고 있다. 이는 저항과 하중효과의 불확실량이 커짐에 따라 β_{opt} 가 커지기 때문이다.

그리고, 교량기초에 대한 안정해석의 β_{opt} 는 직접 기초일때 $\beta_{opt}=2.62\sim 3.97$ (연직지지력), 2.50~3.89(활동), 2.45~3.85(전도)정도로서 교량기초의 파괴시 피해정도를 비교해 보면 β_{opt} 가 전도>활동>연직지지력의 순서이며, 케이슨기초일때도 $\beta_{opt}=2.54\sim 3.91$ (연직지지력), 2.49~3.88(수평지지력), 2.17~3.62(활동) 범위로서 활동>수평지지력>연직지지력의 순서가 되고, 말뚝

표 3. 교량기초의 안정해석에 대한 신뢰성해석 값($\alpha_s=0.85, \rho=1.0$)

		β_{opt}	$\hat{\sigma}_{opt}$	평균저항-하중계수			공칭저항-하중계수		
				$\hat{\sigma}$	τ_D	τ_L	$\hat{\sigma}$	τ_D'	τ_L'
직접기초	연직지지력	3.2537	3.3110	0.3132	1.0385	1.0385	0.3679	1.0281	1.4039
	활 동	3.1634	1.6736	0.6630	1.1533	1.3369	0.7822	1.1539	1.4563
	전 도	3.1207	1.6385	0.7183	1.2485	1.4200	0.8260	1.2485	1.4909
말뚝기초	연직지지력	3.3104	3.0449	0.2495	1.0087	1.1403	0.3817	1.0087	1.3113
	수평지지력	3.1304	1.8673	0.4930	1.0148	1.2376	0.6211	1.0148	1.3242
	연직지지력	3.1936	3.4732	0.2855	1.0119	1.2422	0.3340	1.0119	1.3042
케이슨기초	수평지지력	3.1519	1.7285	0.6441	1.1509	1.3086	0.7065	1.2084	1.4416
	활 동	2.8797	1.6962	0.4949	1.0267	1.8076	0.7721	1.0800	1.5364

표 4. 교량기초의 각부단면설계에 대한 신뢰성해석 값($\alpha_s=0.85, \rho=1.0$)

		β_{opt}	$\hat{\sigma}_{opt}$	평균저항-하중계수			공칭저항-하중계수			
				$\hat{\sigma}$	τ_D	τ_L	$\hat{\sigma}$	τ_D'	τ_L'	
직접기초	휨	3.1958	2.036	0.6128	1.0499	1.4138	0.6863	1.1024	1.6965	
	전단	3.1907	2.238	0.5369	1.0530	1.5396	0.7392	1.1656	1.6303	
말뚝기초	휨	3.2486	1.6346	0.7128	1.0803	1.3389	0.7035	1.0803	1.4583	
	압축	3.0223	1.7199	0.7334	1.0903	1.7679	0.8091	1.0140	1.8102	
케이슨기초	휨	측벽	3.2048	1.9543	0.6334	1.0633	1.4148	0.7317	1.1196	1.7544
		상슬래브	3.0081	1.8864	0.6990	1.2538	1.5877	0.7038	1.2538	1.6388
		저판슬래브	2.8809	2.3390	0.8656	1.4755	1.5670	0.6736	1.4755	1.6980
	전단	측벽	3.2048	2.228	0.5166	1.0524	1.3275	0.6190	1.1069	1.6461
		상슬래브	3.0081	1.9233	0.6776	1.2405	1.5789	0.7396	1.2405	1.6808
		저판슬래브	2.8809	2.2535	0.8657	1.4630	1.5728	0.6990	1.4630	1.6825
	압축	측벽	3.1957	2.1181	0.6350	1.0626	1.4233	0.6865	1.1157	1.7079

기초일 때 $\beta_{opt}=2.67\sim 4.01$ (연직, 수평지지력)범위로서 수평=연직지지력이 되므로 현행시방서의 강도설계시 파괴확률 $P_f=10^{-3}\sim 10^{-4}$ ($\beta=3.09\sim 3.719$)정도 보다 0.29정도 상한해를 주고 있고 우리의 기술 수준을 고려한다면 교량기초에 대한 안정해석의 β_{opt} 는 $g/k=50\sim 100$ 의 평균치로 계산하여 나타낸 표3과 같이 직접기초에 대해 $\beta_{opt}=3.26$ (연직지지력), 3.16(활동), 3.12(전도), 말뚝기초에 대해 3.31(연직·수평지지력), 케이슨기초에 대해 3.19(연직지지력), 3.15(수평지지력), 2.87(활동)로 택하는 것이 바람직하다고 본다.

또한 그림 3에서와 같이 교량기초에 대한 각부 단면설계의 β_{opt} 는 직접기초일 때 $\beta_{opt}=2.54\sim 3.91$ (휨), 2.53~3.91(전단), 말뚝기초일 때, $\beta_{opt}=2.60\sim 3.96$ (휨), 2.38~3.80(압축), 케이슨기초일 때 휨과 전단의 $\beta_{opt}=2.55\sim 3.92$ (측벽), 2.32~3.75(상슬래브), 2.17~3.64(저판슬래브), 압축의 $\beta_{opt}=2.53\sim 3.91$ (측벽)의 범위로서 휨에 대한 β_{opt} 는 말뚝기초>직접기초>케이슨기초의 순서로서 안정해석시의 연직지지력의 β_{opt} 순서와 같고, 전단의 β_{opt} 는 직접기초가 케이슨기초보다 0.19~0.31정도 압축의 β_{opt} 는 케이슨기초가 말뚝기초보다 0.13정도 더 높게 나타남을 알 수 있다.

한편 케이슨에 대한 각부단면 설계의 β_{opt} 는 휨과 전단 똑같이 측벽>상슬래브>저판슬래브의 순서로 0.12~0.20 정도 높게됨을 알 수 있다.

이는 저항의 불확실량이 크고 하중효과의 불확실량이 적어짐에 따라 β_{opt} 가 커지기 때문이다.

본 연구에서 $g/k=50\sim 100$ 사이의 평균치로 계산한 최적신뢰성지수 $\beta_{opt}=2.88\sim 3.25$ 정도의 Ellingwood 등이 R.C 부재단면의 설계규준에서 채택한 목표신뢰성지수 $\beta_o=2.8\sim 3.25$ 보다 $g/k=100$ 근처에서 0.25정도 낮은 β_{opt} 로 됨을 알 수 있다. 이는 본 연구의 β_{opt} 가 Ellingwood^{14), 15)}의 β_{opt} 보다 낮은 신뢰성을 갖는 설계가 됨을 나타낸 것이다.

그러므로 교량기초에 대한 각부 단면 설계의 β_{opt} 는 ACI, ANSI^{14), 15)}에서는 목표신뢰성지수 β_o

=2.5~3.0 정도, 문헌 8), 14)에서와 같이 $10 < g/k < 50$ 사이의 β_{opt} 를 선정함이 타당하지만 우리의 설계 및 시공수준을 고려하면 $g/k=50\sim 100$ 의 평균치로 직접기초에 대해 $\beta_{opt}=3.19$ (휨, 전단), 말뚝기초에 대해 $\beta_{opt}=3.24$ (휨), 3.06(압축), 케이슨 기초에 대해 휨, 전단의 $\beta_{opt}=3.24$ (측벽), 3.00(상슬래브), 2.88(저판슬래브), 압축의 $\beta_{opt}=3.19$ (측벽) 정도로 표 4와 같이 채택함이 바람직하다고 본다.

따라서 현행 시방서에서 WSD와 USD설계기준의 안전성 수준을 검정할 때 WSD의 파괴확률은 $P_f=10^{-5}\sim 10^{-7}$ ($\beta=4.265\sim 5.199$)이고, USD의 파괴확률은 $P_f=10^{-3}\sim 10^{-4}$ ($\beta=3.090\sim 3.719$)정도를 사용하고 있는데 현행 USD설계기준의 신뢰성수준의 검정시에는 본 연구에서의 파괴확률까지 고려하는 총비용 최소화 원칙을 사용한 $50 < g/k < 100$ 사이의 β_{opt} 로 결정함이 타당하다.

5.3 교량기초의 최적신뢰성 설계기준

5.3.1 하중-저항계수의 계산

전절 5.2에서 해석한 최적신뢰성지수 β_{opt} 를 사용하여 AFOSM의 부분대수변환 근사법으로 교량기초에 대한 안정해석 및 각부단면 설계의 평균저항계수(ϕ)와 하중계수(r_L)를 g/k 의 변화에 따라 도시하여 나타낸 것이 그림 4, 5, 6, 7이다.

그림 4에서 보면 교량기초에 대한 안정해석의 저항계수 ϕ 는 g/k 의 증가에 대체로 완만하게 감소하고 사하중계수 r_D 는 g/k 의 증가에 거의 일정한 값으로 증가하나 활하중계수 r_L 은 급변한다. 이는 r_L 가 교량기초상의 활하중 재하상태와 지중횡방향 지반상태에 따라 민감함을 나타낸 것이다.

그리고 안정해석에 대한 연직지지력의 ϕ 는 직접(0.24~0.39) > 케이슨(0.21~0.36) > 말뚝(0.18~0.32)의 순서이고, 수평지지력의 ϕ 는 말뚝기초일 때 0.42~0.56(상시), 0.47~0.63(지진시), 케이슨기초일 때 0.57~0.71(상시), 0.62~0.76(지진시) 범위로서 케이슨기초가 말뚝기초보다 0.2정도 높게 나타나며, 활동의 ϕ 는 직접(0.59~0.72) > 케이슨(0.40~0.59)로 0.15정도 직접기초가 높게 나타

내고 있다.

사하중계수 r_D 는 1.00~1.29사이 값으로 교량기초 대부분이 거의 비슷한 값을 나타내고 있는 반면에 활하중계수 r_L 은 각 교량기초에 따라 큰 차이를 나타내고 있는데, 연직지지력의 r_L 은 말뚝기초(1.11~1.16) < 직접기초(1.13~1.20) < 케이슨기초(1.19~1.29)의 순서로서 말뚝기초의 r_L 이 가장 적은 값인데 이는 연직지지력의 저항 $\Omega_R=0.43$ 으로 매우 큰데 비하여 하중효과의 불확실량은 상대적으로 적기 때문이다. 그리고 수평지지력의 r_L 도 말뚝기초일 때 1.19~1.28, 케이슨기초일 때 1.32~1.47로 케이슨기초의 r_L 이 말뚝기초보다 0.13~0.19 정도 높게 나타나고 있고, 활동의 경우 $r_L=1.37\sim 1.46$ (직접기초), 1.64~1.97(케이슨기초)로 케이슨기초가 0.27~0.51정도 상한값으로 되는데 이것은 케이슨기초 r_L 의 저항 및 하중효과의 불확실량이 직접기초보다 크기 때문이다.

한편, 연직, 수평지지력, 활동, 전도의 ϕ , r_L 값은 전도 > 수평지지력 > 활동 > 연직지지력의 순서로 됨을 엿볼 수 있다.

그림 5에서와 같이 직접기초와 말뚝기초의 휨은 $\phi=0.54\sim 0.68$ (직접기초), 0.65~0.76(말뚝기초)로 말뚝기초가 직접기초보다 0.08~0.11 정도 상한 값을 주고, r_L 은 $r_L=1.61\sim 1.92$ (말뚝기초 : 압

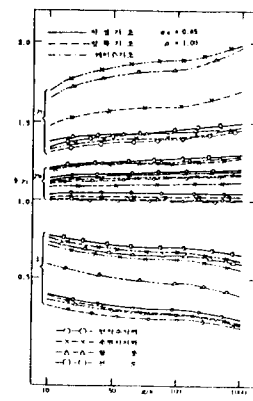


그림 4. 교량기초의 안정해석에 대한 ϕ , r_L 값

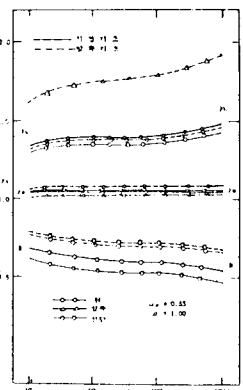


그림 5. 교량기초의 각부단면 설계에 대한 ϕ , r_L 값

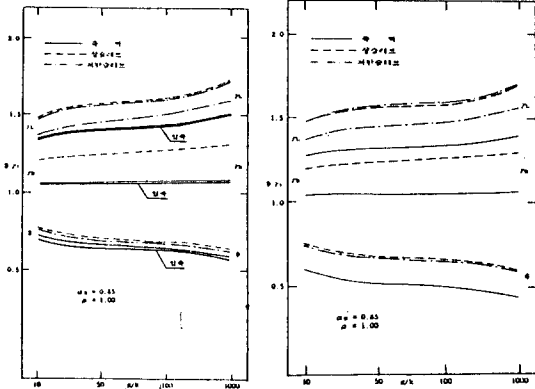


그림 6. 케이슨기초의 휨에 대한 ϕ, r_L 값

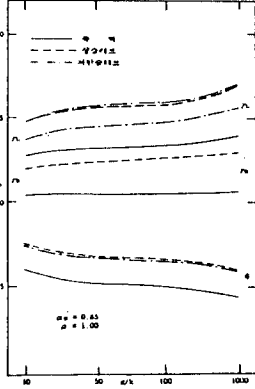


그림 7. 케이슨기초의 전단에 대한 ϕ, r_L 값

축) $\gg 1.33 \sim 1.49$ (직접기초 : 휨) $\gg 1.31 \sim 1.46$ (말뚝기초 : 휨) $\gg 1.29 \sim 1.52$ (직접기초 : 전단)의 순서로 교량기초에 대한 각부 단면 설계의 저항 및 하중효과의 불확실량에 따라 좌우됨을 알 수 있다.

따라서 ϕ, r_L 값이 g/k 의 변화에 대단히 민감하게 나타나므로 최적신뢰성지수 β_{opt} 의 선택이 무엇보다 중요하다 하겠다.

그림 6, 7은 케이슨기초에 대한 휨 및 전단의 ϕ, r_L 값을 나타낸 것인데, 휨의 경우 축벽의 r_D, r_L 이상, 저판슬래브 값보다 0.25~0.50 정도 상한치 해를 주고 있는데, 이것은 하중효과의 불확실량이 현저히 크기 때문이다. 전단의 경우도 휨의 경우와 같이 축벽의 저항 불확실량이 0.23정도로 큰데 비하여 하중효과의 불확실량이 상·저판슬래브보다 적기 때문이다. 따라서 하중저항계수의 계산에 있어서 저항 및 하중효과의 불확실량의 선택이 선별적으로 중요하며 막연한 기존의 목표신뢰성지수(β_0)를 결정하여 ϕ, r_L 값을 결정하는 방법보다는 통계적 의사결정 이론을 도입한 총비용 최소화 원칙에 의한 g/k 의 함수로 결정되는 β_{opt} 를 선정하여 케이슨기초에 대한 휨과 전단의 ϕ, r_L 값은 축벽의 경우로 결정하는 것이 합리적이라 하겠다.

5.3.2 최적신뢰성 설계규준의 비교

도로교시방서의 설계규준인 USD의 최적공칭안전율 n'_{opt} 는 문헌 8)에서 밝힌바와 같이 공칭하중-저항계수값이 요구되는데, 이 공칭 ϕ, r_L 를 표

1, 2의 평균-공칭비로 계산하여 나타내면 표 3, 4와 같이 된다.

현행 WSD의 교량기초에 대한 안정해석의 공칭안전율 n' 는 직접기초의 연직지지력인 경우 $n'=3.0$ (상시), 활동 및 전도의 경우 $n'=1.5$ (상시), 이며 말뚝 기초의 연직지지력인 경우 $n'=2 \sim 4$ (상시), 이고 케이슨기초의 연직지지력인 경우 $n'=3.0$ (상시), 수평지지력인 경우 $n'=1.5$ (상시), 활동인 경우 $n'=1.5$ (상시)로 규정하고 있는데^{1), 2)} 표 3과 그림 8에서 수평지지력, 활동, 전도의 n'_{opt} 는 현행 WSD의 n' 보다 0.19~1.36정도 높은 값으로 g/k 의 증가에 대체로 완만하게 변화하는데 반하여 연직지지력의 n'_{opt} 는 케이슨기초>직접기초>말뚝기초의 순서로 현행 WSD의 $n'=3.0$ 보다 0.31~0.47정도로 대단히 민감하게 변화한다. 이는 현행 시방서에서 교량기초의 저항 및 하중효과의 불확실량에 대한 통계적 결핍, 기술수준과 교량교통하중 등의 불예측 오차로 인해 β_{opt} 의 결정시 $50 < g/k < 100$ 범위에서 10~20%내외의 안전축설계로 했기 때문이다.

또한 교량기초의 각부단면 설계시에 현행 WSD의 공칭안전율 $n'=2.0$ (휨, 압축), $n'=1.8$ (전단)에 의해 계산되고, 현행 USD의 $n'=1.76$ (휨, 압축), $n'=2.30$ (전단)으로 계산되는데⁵⁾ 표 4와 그림 9에서와 같이 휨, 압축 및 전단의 n'_{opt} 가 g/k

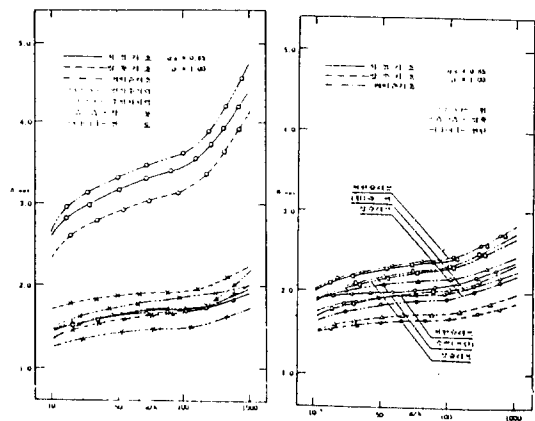


그림 8. 교량기초의 안정해석에 대한 n'_{opt} 값

그림 9. 교량기초의 각부단면 설계에 대한 n'_{opt} 값

의 증가에 대체로 완만하게 변화하고 휨의 n'_{opt} 가 현행 USD의 n' 보다 0.12~0.57정도 높게 되고 전단의 n'_{opt} 는 거의 비슷한 값이 나타남이 특징이라 할 수 있다.

따라서 교량기초에 대한 안정해석 및 각부단면 설계에서 강도설계법(USD)의 공칭안전율 n' 는 본 연구에서 제시한 표 3, 4의 n'_{opt} 값을 사용함이 보다 합리적이라 본다.

표 5, 6은 Ellingwood¹⁴⁾ 등, 문헌 15)의 LRED에서 사용한 오차최소화 방법에 의하지 않고 Level-I형계기준으로 r_D' 와 r_L' 를 통일하여 공칭 저항계수 ϕ 를 재 조정하여 나타낸 것이다.

표 5에서와 같이 교량기초의 안정해석에 대한 강도설계기준은 문헌 16) 및 BS5400-83시방서에서 규정한 $r_D'=0.8\sim 1.1$, $r_L'=1.15\sim 1.25$ (상시)로 규정하고 ϕ' 에 대해 직접기초의 연직지지력, 활동, 전도 $\phi'=0.37$ (상시), 말뚝기초의 $\phi'=0.59$ (연직지지력), 1.0(수평지지력), 케이슨기초의 연직, 수평지지력 및 활동 $\phi'=0.33\sim 0.83$ 으로 규정하고 있는데 반하여 본 연구에서 규정한 ϕ' , r_i' 를 안전측설계로 했기 때문에 다소 높게 책정됨은 당연한 일

이다.

그리고 표 6에서와 같이 각부단면 설계의 강도 설계기준은 문헌 16)에서 규정한 $\phi'=0.86$ (휨), 0.64~0.76(전단)값으로 본 연구에서 검토한 ϕ' 값이 거의 비슷한 수준이며, 현행 R.C구조물에 대한 강도설계기준 $\phi'=0.85$ (휨), 0.65(압축), 0.70(전단) $r_D'=1.2$, $r_L'=1.8$ 로 설계되어지는 데 본 연구에서 제시한 ϕ' , r_i' 값과 다소 차이가 있음을 알 수 있다. 따라서 교량기초의 강도설계기준으로 시방서를 개정함에 있어서 보다 토성재료의 특성과 기초지반에 대한 통계치의 확립이 절실히 요구되어지며 이와 같은 토질특성 및 기초지반의 불확실성인 자연적인 오차와 인위적인 오인등이 교량기초의 안정해석 및 각부단면설계에 악영향을 미치게 되어 공칭저항계수가 낮은 값을 가질 것이라는 것을 쉽게 예측할 수 있다. 이러한 결과를 고려할 때 현행 도로교시방서의 공칭 안전율이 높게 나타남을 알 수 있으며 신뢰성 설계기준의 합리성을 확인할 수 있다.

6. 결 론

본 연구에서는 교량기초의 안정해석 및 각부단면 설계에 대한 설계기준을 통계적 의사결정이론을 사용한 총비용 최소화 원칙에 의한 LFBOR모델로 해석하였고 우리 현실을 고려한 불확실량수준 및 최적목표신뢰성지수에 의해 공칭안전율을 제시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 총비용 최소화의 원칙모델에 의한 최적신뢰성 해석 및 설계기준을 결정 또는 규정할 때는 하중효과의 선형화계수 $\alpha_s=0.85$ 로 계산되는 g/k 의 범위는 $50 < g/k < 100$ 으로 함이 우리의 기술 및 시공수준을 볼 때 바람직하다고 본다.

2) 교량기초에서 강도설계법을 도입 할 때에는 본 연구에서 제안한 강도방정식 및 공칭안전율은 표 3, 4, 5, 6의 값을 취하는 것이 바람직하다고 사료된다.

3) 본 연구에서 제안된 신뢰성설계기준의 취약점은 통계자료의 불정확성에 있으므로 이에 관련된 연구가 시급히 보완되어야 한다고 본다.

표 5. 교량기초의 안정해석에 대한 설계기준

		최적신뢰성지수	저항계수	하중계수		비고
		β_{opt}	ϕ^3	r_D'	r_L'	
직접기초	연직지지력	3.26	0.36	1.1	1.3	
	활 동	3.16	0.72	1.1	1.3	
	전 도	3.12	0.72	1.1	1.3	
말뚝기초	연직지지력	3.31	0.39	1.1	1.3	
	수평지지력	3.31	0.64	1.1	1.3	
케이슨기초	연직지지력	3.19	0.35	1.1	1.3	
	수평지지력	3.15	0.69	1.1	1.3	
	활 동	2.87	0.71	1.1	1.3	

표 6. 교량기초의 각부단면설계에 대한 설계기준

		최적신뢰성지수	저항-하중계수			비고
		β_{opt}	D	r_D'	r_L'	
직접기초	휨	3.19	0.69	1.1	1.7	
	전 단	3.19	0.69	1.1	1.7	
말뚝기초	휨	3.24	0.84	1.1	1.7	
	압 축	3.06	0.81	1.1	1.7	
케이슨기초	휨	3.20	0.71	1.1	1.7	
	전 단	3.20	0.63	1.1	1.7	
	압축 축 변	3.19	0.66	1.1	1.7	

4) 본 연구에서 최적신뢰성해석 모델은 파괴확률에 따른 파괴비용까지 설계에 반영되고 구조적 안정성 및 사회적 경제적 중요도를 고려한 정책적 결정까지 확보한 방법으로서 교량기초 구조신뢰성 최적화 설계에까지 응용될 수 있다.

참 고 문 헌

1. 건설부, "도로교표준시방서", 1988.
2. 임태준, "최신기초설계 · 시공핸드북", 1986, pp.143-295.
3. 백낙진, "60,000BPSD정유공장부지 2차지질조사 보고서", 극동석유(주), 1984, 9
4. 포항제철(주), "광양제철소 기초항타항 및 재하시험보고서", 1984, 9.
5. 조효남, 정태송, 전재명, "신뢰성이론에 의한 R. C용벽의 안정해석 및 설계기준", 대한토목학회논문집, 제3권 제35호, 1983, 9, pp.71-86.
6. 이증빈, "신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석" 한국전산구조 공학회 학술발표 논문집 제3권 제2집, 1990.10, pp.85-90.
7. 이증빈 외 4인, "신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석 및 설계기준", 한국전산구조 공학회 학술발표논문집, 제1권 제1집, 1991. 10, pp.102-107
8. 이증빈, 신형우, "하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석모델 개발", 한국 전산 구조 공학회 학술발표 논문집, 제5권 제1집, 1992. 4 pp.134-139.
9. 정철원, 이증빈, "교량케이슨기초의 최적신뢰성 설계기준", 한국전산구조공학회 학술발표회 논문집, 제5권 제2집, 1992년. 10, pp.79-89.
10. Lind, N.C. and Hasofer, A.M., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", Journal of the Engineering Mechanics Div., ASCE, Vol.100, No.EM1 Fed, 1974, pp.11-121.
11. Cornell, C.A., "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No.3, Soli Mechanics Div., Univ. of Waterloo, Ontario, 1971, pp.87-111.
12. Sugiyama, T., Saksi, t., Fujino, Y. and Ito, M., "Decisions on Reliability Level and Safety Factor for Structural Design", Proc. of JSCE, No 327, Nov., 1982, pp.1-28
13. Sugiyama, T. and Fujio, Y., "Optimal Allocation of the Safety Factors in A Long-Span Suspension Bridge Design", Proc. of JSCE, No.398, I-10. 1988, pp.167-175.
14. Ellingwood, B. and Kanda, J., "Formulation of Load Factors Based on Optimum Reliability", Structural Safety, 9, Elsevier, 1991, pp. 197-210.
15. Ellingwood, B. MacGregor J.G., Galambos V. and Cornell C.A., "Probability Based Load Criteria:Assessment of Current Design Practice" Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No.ST5, May, 1982, pp.959-977.
16. Ellingwood, B. MacGregor, J.G., Galambos T. V. and Cornell C. A., "Reliability Nased Load Criterial:Load Factors and Load Combinations", Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No.ST5, May 1982, pp. 978-997.
17. 町田馬彦, "橋梁下部 · 基礎構造物の設計", 技報堂出版, 1988.

(접수일자 : 1992. 10. 24)