

信賴性 理論에 의한 R.C.擁壁의 安定解析 및 設計規準

Reliability Based Stability Analysis and Design Criteria for Reinforced Concrete Retaining Wall

趙	太	松*
Cho,	Tae	Song
趙	孝	男**
Cho,	Hyo	Nam
全	載	明***
Chun,	Chai	Myung

Abstract

Current R.C. retaining wall design is based on WSD, but the reliability based design method is more rational than the WSD. For this reason, this study proposes a reliability based design criteria for the cantilever retaining wall, which is most common type of retaining wall, and also proposes the theoretical bases of nominal safety factors of stability analysis by introducing the reliability theory.

The limit state equations of stability analysis and design of each part of cantilever retaining wall are derived and the uncertainty measuring algorithms of each equation are also derived by MFOSM using Coulomb's coefficient of the active earth pressure and Hansen's bearing capacity formula. The levels of uncertainties corresponding to these algorithms are proposed appropriate values considering our actuality.

The target reliability indices (overturning : $\beta_0=4.0$, sliding : $\beta_0=3.5$, bearing capacity : $\beta_0=3.0$, design for flexure : $\beta_0=3.0$, design for shear : $\beta_0=3.2$) are selected as optimal values considering our practice based on the calibration with the current R.C. retaining wall design safety provisions.

Load and resistance factors are measured by using the proposed uncertainties and the selected target reliability indices. Furthermore, a set of nominal safety factors, allowable stresses, and allowable shear stresses are proposed for the current WSD design provisions.

It may be asserted that the proposed LRFD reliability based design criteria for the R.C. retaining wall may have to be incorporated into the current R.C. design codes as a design provision corresponding to the USD provisions of the current R.C. design code.

*正會員·國民大學校 工科大学 土木工學科 副教授

**正會員·陸軍士官學校 教授

***正會員·國民大學校 大學院 卒業(碩士課程)

要 旨

現在 WSD 로 設計되고 있는 우리 나라 鐵筋콘크리트 擁壁構造物에 있어서 가장 보편적으로 사용되고 있는 캔틸레버 擁壁의 安定解析 및 各部設計를 보다 合理的이며 確率的인 信賴性 理論을 도입하여 信賴性 모델에 따른 安定解析 및 各部設計에 대한 信賴性 設計規準을 LRFD 에 의거하여 提案하고, 또 安定解析의 公稱安全率에 대한 理論的인 근거를 提示하는 것이 本研究의 主要內容이다.

信賴性 理論에 의해 安定解析 및 各部設計에 대한 限界狀態方程式을 유도하고, Coulomb의 主動土壓係數, Hansen의 支持力公式를 사용하여 Cornell의 MFOSM에 의해 不確實量 算定の 알고리즘을 유도하였으며 그에 따른 不確實量水準은 우리 나라의 現實을 고려한 적절한 값으로 提案하였다.

現行 R.C. 擁壁設計規準에 따라 Calibration 하므로서 目標信賴性指數 β_0 를 다음과 같이 선택 하고(轉倒: $\beta_0=4.0$, 滑動: $\beta_0=3.5$, 支持力: $\beta_0=3.0$, 휨: $\beta_0=3.0$, 剪斷: $\beta_0=3.2$), 이 β_0 에 대응하는 荷重 및 抵抗係數를 算定하였으며, 安定解析에 대한 現行 鐵筋콘크리트 標準示方書의 安全率을 검토한 결과 다음과 같은 값이 적절하다는 것을 알았다(轉倒: 1.8, 滑動: 1.9, 支持力: 3.6). 또한 現行 WSD R.C. 擁壁의 設計規準을 위해 信賴性 理論에 의한 公稱安全率과 許容應力을 提案하였다.

그리고 本研究에서 提案하는 R.C. 擁壁의 LRFD 信賴性 設計規準을 現行 R.C. 標準示方書의 設計規準에 對應하는 設計規準으로 도입함이 바람직하다는 사실을 확인할 수 있었다.

1. 序 論

擁壁에 작용하는 荷重으로는 擁壁의 自重 및 흙의 單位重量, 그리고 上載荷重 등이 있는데 擁壁의 수명기간내에 발생할 最大載荷條件을 確定的으로 推定하기란 거의 不可能하며, 특히 흙의 種類에 따른 각각의 特性들 즉, 흙의 相對密度, 函水比, 銳敏比, 다짐, 壓密 등에 따라 흙의 單位重量과 摩擦角 등은 確定量으로 보기에는 너무나 많은 不確實성이 있으므로 確率理論에 基礎를 둔 設計法의 개발이 시급히 요구된다 하겠다.

現在 우리 나라 鐵筋콘크리트 擁壁의 設計는 許容應力設計法(WSD)으로 되어 있는데 WSD는 주로 荷重 및 抵抗의 不確實量을 고려하지 않은 在來式 設計法인 ACI 318-63에 근거하였고 또한 現行 R.C. 標準示方書에서 擁壁의 安定에 대한 安全率은 어떤 理論的인 근거가 없이 주로 設計者의 經驗 및 判斷에 의존하여 책정되었으므로 보^(2,3)와 道路橋⁽⁴⁾에서 입증된 바 있듯이 擁壁에 있어서도 LRFD 設計規準의 도입이 절실

히 요구되고 있다.

信賴性 理論에 의한 擁壁의 研究資料로는 滑動에 대한 安定을 論한 Lumb⁽¹⁷⁾, Rankine 土壓係數의 不確實量 및 Rankine 土壓係數에 의한 主動土壓의 不確實量을 算定한 Tang^(20,21), 그리고 흙의 內部摩擦角에 대해서 언급한 Singh⁽¹⁹⁾, Meyerhof⁽¹⁸⁾ 등으로 擁壁에 대한 종합적이며 체계적인 研究는 발표되고 있지 않다.

本研究에서는 前述한 바와 같이 장차 우리 나라에도 도입될 수 있도록 擁壁에 대한 安定解析 및 各部材斷面의 設計規準을 LRFD 規準에 의거하여 提案하므로써 現行 R.C. 標準示方書의 擁壁에 대한 公稱安全率을 검토하고 또 우리 나라의 現實을 고려한 不確實量水準의 선택과 目標信賴性指數에 따른 公稱安全率을 提示하는 것을 그 目的으로 한다.

設計例로서 캔틸레버 擁壁에 準하였으며, 土壓係數는 擁壁背面과 뒷채움흙의 摩擦角을 고려한 Coulomb 土壓係數를, 그리고 Terzaghi의 極限支持力 公式은 不正確한 破壞模型에 근거하였

고 또 Hansen에 의해 확장된 極限支持力 公式이 더 나은 결과를 주므로⁽⁸⁾ Hansen 式을 사용하여 Taylor 級數의 線型近似化에 의한 平均과 分散을 이용한 Cornell⁽⁹⁾의 平均 第1階 2次 모멘트法에 의하여 抵抗 및 荷重效果의 不確實量을 算定하는 式을 유도하였다.

또한 現行 R.C. 標準示方書의 許容應力 設計 規準에 의하여 Calibration을 하고 荷重效果를 死荷重, 흙의 荷重, 上載荷重에 의한 荷重效果의 組合으로 하므로서 보다 合理的인 LRFD 設計 規準을 提案하여 實際 R.C. 擁壁의 設計에 적용하므로서 기존 在來式 設計와 比較 考察하였다.

2. 擁壁의 信賴性 解析 모델

信賴性 理論에 대한 內容은 文獻 3, 5, 10, 15 등에 詳述되어 있으며 本 研究에서는 文獻 3에서와 같이 2次 모멘트法에 의한 信賴性 理論인 Cornell의 MFOSM (Mean First Order-Second Moment)法⁽⁹⁾과 Hasofer-Lind의 不變型最小거리法⁽¹⁰⁾을 擁壁에 적용하여 유도된 結果式을 記述하였다.

2.1 安定解析

2.1.1 轉倒

抵抗을 R 로 表示하고 荷重效果 S 를 뒷채움흙 및 上載荷重에 의한 荷重效果 S_s, S_L 로 구분하여 表示하던 限界狀態方程式은 다음과 같다.

$$\phi R = \gamma_s \bar{S}_s + \gamma_L \bar{S}_L \quad (1)$$

여기서 ϕ 는 抵抗係數, γ_s, γ_L 은 荷重係數이며 \bar{R}, \bar{S}_i 는 平均抵抗 및 荷重을 의미한다.

2.1.2 滑動

抵抗을 W , 荷重效果를 P 로 表示하고, 荷重效果 P 를 뒷채움흙 및 上載荷重에 의한 荷重效果 P_s 와 P_L 의 部分荷重의 組合으로 나타내면 限界狀態方程式은 다음과 같다.

$$\phi W = \gamma_s \bar{P}_s + \gamma_L \bar{P}_L \quad (2)$$

2.1.3 支持力

抵抗을 Q 로 表示하고 荷重效果 Q_r 를 擁壁의 自重, 뒷채움흙 및 上載荷重에 의한 鉛直力 즉, Q_D, Q_s, Q_L 로 구분하면 限界狀態方程式은 式 (3)과 같다.

$$\phi Q = \gamma_D \bar{Q}_D + \gamma_s \bar{Q}_s + \gamma_L \bar{Q}_L \quad (3)$$

2.2 各部의 設計

2.2.1 휨 (flexure)

휨에서는 抵抗을 M , 荷重效果는 擁壁의 自重, 뒷채움흙 및 上載荷重에 의한 荷重效果 S_D, S_s, S_L 의 部分荷重의 荷重效果組合으로 表示하였다.

1) 전면벽 (stem)

전면벽에 대한 設計時는 擁壁의 自重에 의한 荷重效果 S_D 가 없으므로 限界狀態方程式은 다음과 같다.

$$\phi M = \gamma_s \bar{S}_s + \gamma_L \bar{S}_L \quad (4)$$

2) 앞굽판 (toe)

$$\phi M = \gamma_D \bar{S}_D + \gamma_s \bar{S}_s + \gamma_L \bar{S}_L \quad (5)$$

3) 뒷굽판 (heel)

앞굽판에서와 같은 式이다.

2.2.2 剪斷

剪斷에서는 抵抗을 V , 荷重效果 S_V 를 擁壁의 自重, 뒷채움흙에 의한 荷重 및 上載荷重에 의한 荷重效果 S_{VD}, S_{Vs}, S_{VL} 의 部分荷重의 荷重效果組合으로 表示하였다.

1) 전면벽 (stem)

휨에서와 같이 擁壁의 自重에 의한 荷重效果 S_{VD} 는 없으므로 限界狀態方程式은 다음과 같다.

$$\phi V = \gamma_s \bar{S}_{Vs} + \gamma_L \bar{S}_{VL} \quad (6)$$

2) 앞굽판 (toe)

$$\phi V = \gamma_D \bar{S}_{VD} + \gamma_s \bar{S}_{Vs} + \gamma_L \bar{S}_{VL} \quad (7)$$

3) 뒷굽판 (heel)

앞굽판에서와 같은 式이다.

3. 不確實量의 算定

本 研究에서는 그림 1과 같은 擁壁 뒷면이 鉛

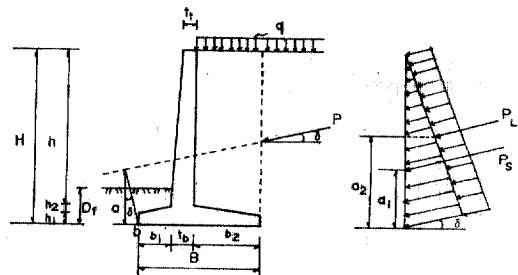


그림 1. 캔틸레버 옹벽

直면과 이루는 角 θ 와 擁壁뒤에 地表面이 水平面과 이루는 角 α 를 0으로 놓은 캔틸레버 擁壁에 대한 不確實量을 算定하였으며 基礎地盤의 粘着力과 受動土壓은 安全側으로 보아 무시하였다. 그리고 擁壁뒤편과 뒷채움흙사이의 摩擦角 δ 와 뒷채움흙의 內部摩擦角 ϕ 간의 相關係數 $\rho_{\phi, \delta}$ 는 文獻 15, 17에 의해 무시할 수 있다고 보았다.

3.1 安定解析

3.1.1 抵抗

1) 轉倒

抵抗모멘트는 擁壁의 自重과 뒷굽판 위의 흙의 重量 및 上載荷重에 의한 모멘트이므로 $R_u = \gamma_c V_c x_c + \gamma_b V_b x_b + \frac{1}{2} q b_2 (2B - b_2)$ 이며 γ_c, γ_b, q 를 확률변수로 취급하면,

$$\bar{R}_u = \bar{\gamma}_c V_c x_c + \bar{\gamma}_b V_b x_b + \frac{1}{2} \bar{q} b_2 (2B - b_2) \quad (8)$$

이고, 抵抗의 分散 $\sigma_{R_u}^2$ 은

$$\sigma_{R_u}^2 \approx \sum \left(\frac{\partial f}{\partial R_{ui}} \right)^2 \sigma_{R_{ui}}^2 + \sum_i \sum_j \rho_{ij} \left(\frac{\partial f}{\partial R_{ui}} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial R_{uj}} \right) \sigma_{R_{ui} R_{uj}} \quad (9)$$

그런데 MFOSM法에서는 기본변수들은 統計學的으로 서로 독립으로 보는 것이 常例이므로^(10, 15) \bar{R}_{ui} 와 \bar{R}_{uj} 의 相關係數 ρ_{ij} 는 0이 된다. 따라서 式(9)의 두번째 項도 0이다. 그리고 抵抗의 不確實量 Ω_{R_u} 는 $\Omega_{R_u} = \sigma_{R_u} / \bar{R}_u$ 이므로

$$\Omega_{R_u} = \sqrt{\frac{(V_c x_c)^2 \bar{\gamma}_c^2 \Omega_{\gamma_c}^2 + (V_b x_b)^2 \bar{\gamma}_b^2 \Omega_{\gamma_b}^2 + \frac{1}{4} b_2^2 (2B - b_2)^2 \bar{q}^2 \Omega_q^2 / \bar{R}_u}{\bar{R}_u}} \quad (10)$$

여기서 γ_c 는 콘크리트의 單位重量, γ_b 는 뒷채움 흙의 單位重量, q 는 上載荷重이며, $V_c x_c$ 및 $V_b x_b$ 는 그림 1에서 콘크리트 및 뒷굽판 위의 흙의 單位길이당 면적에 b 점에서 各부분의 圖心까지의 水平거리의 곱의 합이므로,

$$\begin{aligned} V_c x_c &= \frac{1}{6} h (t_b - t_t) (3b_1 + 2t_b - 2t_t) \\ &+ \frac{1}{2} t_t h (2b_1 + 2t_b - t_t) + \frac{1}{3} b_1^2 h_2 \\ &+ \frac{1}{2} t_t h_2 (2b_1 + t_t) + \frac{1}{6} b_2 h_2 (3B - 2b_2) \\ &+ \frac{1}{2} B^2 h_1 \end{aligned} \quad (11a)$$

$$V_b x_b = \frac{1}{2} b_2 h (2B - b_2) + \frac{1}{6} b_2 h_2 (3B - b_2) \quad (11b)$$

또한, 實斷面에 대한 平均 및 變動係數는 文獻 3, 10에서와 같이

$$\bar{R} = \bar{B} \bar{R}_u, \quad \Omega_R^2 = \Omega_{R_u}^2 + (\sigma / \bar{B})^2 \quad (12)$$

여기서 \bar{B} 는 모델편기평균,

$$\sigma^2 = \text{Var}[R/R_u | R_u = m]$$

2) 滑動

滑動에 대한 抵抗力은 콘크리트 自重, 뒷굽판 위의 흙의 重量 및 上載荷重에 의한 鉛直力에 擁壁底面과의 마찰에 의한 減少係數 $\tan \phi_B$ 를 곱한 값으로서 $W_u = (\gamma_c V_c + \gamma_b V_b + q b_2) \tan \phi_B$ 로 되며, $\gamma_c, \gamma_b, q, \phi_B$ 를 확률변수로 취급하면,

$$\bar{W}_u = (\bar{\gamma}_c V_c + \bar{\gamma}_b V_b + \bar{q} b_2) \tan \bar{\phi}_B \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{W_u}^2 &= \left(\frac{\partial W_u}{\partial \gamma_c} \right)^2 \sigma_{\gamma_c}^2 + \left(\frac{\partial W_u}{\partial \gamma_b} \right)^2 \sigma_{\gamma_b}^2 \\ &+ \left(\frac{\partial W_u}{\partial q} \right)^2 \sigma_q^2 + \left(\frac{\partial W_u}{\partial \phi_B} \right)^2 \sigma_{\phi_B}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Omega_{W_u} &= \sqrt{\frac{\tan^2 \bar{\phi}_B (V_c^2 \bar{\gamma}_c^2 \Omega_{\gamma_c}^2 + V_b^2 \bar{\gamma}_b^2 \Omega_{\gamma_b}^2 + b_2^2 \bar{q}^2 \Omega_q^2) + (\bar{\gamma}_c V_c + \bar{\gamma}_b V_b + \bar{q} b_2)^2 \sec^4 \bar{\phi}_B \bar{\phi}_B^2 \Omega_{\phi_B}^2 / \bar{W}_u}{\bar{W}_u}} \quad (14) \end{aligned}$$

여기서 ϕ_B 는 基礎地盤흙과 壁背面과의 마찰각이고, V_c 및 V_b 는 그림 1에서 콘크리트 및 뒷굽판 위의 흙의 單位길이당 면적의 합으로 다음과 같이 표시된다.

$$V_c = \frac{1}{2} h (t_b + t_t) + \frac{1}{2} h_2 (b_1 + b_2 + 2t_b) + B h_1 \quad (15a)$$

$$V_b = \frac{1}{2} b_2 (2h + h_2) \quad (15b)$$

또한 實斷面の 抵抗力은,

$$\bar{W} = \bar{B} \bar{W}_u, \quad \Omega_W^2 = \Omega_{W_u}^2 + (\sigma / \bar{B})^2 \quad (16)$$

3) 支持力

Terzaghi의 極限支持力 公式은 不正確한 破壞模型에 근거하였고 또 너무 安全側으로 算定되었기 때문에 Hansen에 의해 확장된 極限支持力 公式이 더 나은 결과를 주므로⁽⁸⁾ 本 研究에서는 Hansen 式을 유도하였다.

$$\begin{aligned} Q_u &= B (c N_c s_d i_c g_c b_c + \bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q \\ &+ \frac{1}{2} \gamma B N_s s_d i_r g_r b_r) \end{aligned} \quad (17)$$

여기서 N_c, N_q, N_r 는 支持力係數로 地盤흙의 內部摩擦角 ϕ_1 의 함수로 표시된다.

$$\text{즉, } N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi_1)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_1$$

$$N_r = 1.50(N_q - 1) \tan \phi_1$$

$$\bar{q} = \gamma_b D_f \quad (\text{有効上載應力})$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_q = \{1 - 0.5H / (V + A_f \cot \phi_1)\}^5$$

$$i_r = \{1 - 0.7H / (V + A_f \cot \phi_1)\}^5$$

$$d_c = 1 + 0.4 D_f / B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi_1 (1 - \sin \phi_1)^2 D_f / B$$

$$d_r = 1.0 \quad \text{for all } \phi_1$$

그런데 形狀率(shape factor) s_i 는 基礎의 길이를 單位길이로 보아 1.0으로 취했으며, 깊이率(depth factor) d_i 는 容積의 底面 폭 B 가 貫入 깊이 D_f 보다 큰 것이 일반적이기 때문에 $B \geq D_f$ 에 대한 값을 택했고, 地盤率(ground factor) g_i 및 底面率(base factor) b_i 는 地盤을 水平으로 보아 1.0으로 취했다. 그리고 傾斜率(inclination factor) i_i 에서 H 는 수평력이고 V 는 연직력인데 H 는 P_H 로, V 는 P_V 로 바꾸고 점착력 c 를 무시하면 $i_q = (1 - 0.5P_H/P_V)^5$, $i_r = (1 - 0.7P_H/P_V)^5$ 로 되는데 그림 1에서 P_H 와 P_V 는

$$P_H = \frac{1}{2} \gamma_b H^2 K_A \cos \delta + q H K_A \cos \delta \quad (18a)$$

$$P_V = V_c \gamma_c + \left(V_c + \frac{1}{2} H^2 K_A \sin \delta \right) \gamma_b + (b_2 + H K_A \sin \delta) q \quad (18b)$$

이며 地盤층의 單位重量을 γ_b 로, $K_A \cos \delta = K_{AH}$, $K_A \sin \delta = K_{AV}$ 로 나타내어 $\gamma_c, \gamma_b, \gamma_B, q, \phi, \delta, \phi_1$ 을 확률변수로 취급하면 式 (17)은,

$$\bar{Q}_u = B \bar{\gamma}_b D_f \bar{N}_q \bar{d}_q i_q + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r i_r \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{Q_u}^2 &= \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_c} \right)^2 \sigma_{\gamma_c}^2 + \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_b} \right)^2 \sigma_{\gamma_b}^2 \\ &+ \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_B} \right)^2 \sigma_{\gamma_B}^2 + \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial q} \right)^2 \sigma_q^2 \\ &+ \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \phi} \right)^2 \sigma_\phi^2 + \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \delta} \right)^2 \sigma_\delta^2 \\ &+ \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \phi_1} \right)^2 \sigma_{\phi_1}^2 \\ \therefore \Omega_{Q_u} &= \sigma_{Q_u} / \bar{Q}_u \quad (20) \end{aligned}$$

또한 모델링 오차를 고려한 支持力은,

$$\bar{Q} = \bar{B} \bar{Q}_u, \quad \Omega_Q^2 = \Omega_{Q_u}^2 + (\sigma / \bar{B})^2 \quad (21)$$

여기서,

$$\left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_c} \right) = B \bar{\gamma}_b D_f \bar{N}_q \bar{d}_q \left(\frac{\partial i_q}{\partial \gamma_c} \right) + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r \left(\frac{\partial i_r}{\partial \gamma_c} \right)$$

$$\left(\frac{\partial i_q}{\partial \gamma_c} \right) = 2.5 (1 - 0.5 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 V_c \bar{P}_H / \bar{P}_V^2$$

$$\left(\frac{\partial i_r}{\partial \gamma_c} \right) = 3.5 (1 - 0.7 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 V_c \bar{P}_H / \bar{P}_V^2$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_b} \right) &= B D_f \bar{N}_q \bar{d}_q \left\{ i_q + \bar{\gamma}_b \left(\frac{\partial i_q}{\partial \gamma_b} \right) \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r \left(\frac{\partial i_r}{\partial \gamma_b} \right) \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\partial i_q}{\partial \gamma_b} \right) = 2.5 (1 - 0.5 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4$$

$$\left\{ \left(V_c + \frac{1}{2} H^2 K_{AV} \right) \bar{P}_H - \frac{1}{2} H^2 K_{AH} \bar{P}_V \right\} / \bar{P}_V^2$$

$$\left(\frac{\partial i_r}{\partial \gamma_b} \right) = 3.5 (1 - 0.7 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4$$

$$\left\{ \left(V_c + \frac{1}{2} H^2 K_{AV} \right) \bar{P}_H - \frac{1}{2} H^2 K_{AH} \bar{P}_V \right\} / \bar{P}_V^2$$

$$\left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \gamma_B} \right) = \frac{1}{2} B^2 \bar{N}_r i_r$$

$$\left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial q} \right) = B \bar{\gamma}_b D_f \bar{N}_q \bar{d}_q \left(\frac{\partial i_q}{\partial q} \right) + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r \left(\frac{\partial i_r}{\partial q} \right)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial i_q}{\partial q} \right) &= 2.5 (1 - 0.5 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \{ (b^2 + H K_{AV}) \bar{P}_H \\ &- H K_{AH} \bar{P}_V \} / \bar{P}_V^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial i_r}{\partial q} \right) &= 3.5 (1 - 0.7 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \{ (b^2 + H K_{AV}) \bar{P}_H \\ &- H K_{AH} \bar{P}_V \} / \bar{P}_V^2 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \phi} \right) = B \bar{\gamma}_b D_f \bar{N}_q \bar{d}_q \left(\frac{\partial i_q}{\partial \phi} \right) + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r \left(\frac{\partial i_r}{\partial \phi} \right)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial i_q}{\partial \phi} \right) &= 2.5 (1 - 0.5 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma}_b H^2 \right. \\ &+ \bar{q} H \left. \right) \left[\bar{P}_H \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \phi} \right) - \bar{P}_V \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \phi} \right) \right] / \bar{P}_V^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial i_r}{\partial \phi} \right) &= 3.5 (1 - 0.7 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma}_b H^2 \right. \\ &+ \bar{q} H \left. \right) \left[\bar{P}_H \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \phi} \right) - \bar{P}_V \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \phi} \right) \right] / \bar{P}_V^2 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\partial \bar{Q}_u}{\partial \delta} \right) = B \bar{\gamma}_b D_f \bar{K}_q \bar{d}_q \left(\frac{\partial i_q}{\partial \delta} \right) + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_B B^2 \bar{N}_r \left(\frac{\partial i_r}{\partial \delta} \right)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial i_q}{\partial \delta} \right) &= 2.5 (1 - 0.5 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma}_b H^2 + \bar{q} H \right) \\ &\left[\bar{P}_H \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \delta} \right) - \bar{P}_V \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \delta} \right) \right] / \bar{P}_V^2 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\partial i_r}{\partial \delta} \right) = 3.5 (1 - 0.7 \bar{P}_H / \bar{P}_V)^4 \left(\frac{1}{2} \bar{\gamma}_b H^2 + \bar{q} H \right)$$

$$\left[\bar{P}_H \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \delta} \right) - \bar{P}_V \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \delta} \right) \right] / \bar{P}_V^2$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial Q_s}{\partial \phi_1}\right) &= B\bar{\gamma}_b D_f \bar{i}_r \left\{ \bar{d}_q \left(\frac{\partial N_q}{\partial \phi_1}\right) + \bar{N}_q \left(\frac{\partial \bar{d}_q}{\partial \phi_1}\right) \right\} \\ &\quad + \frac{1}{2} \bar{\gamma}_b B^2 \bar{i}_r \left(\frac{\partial N_r}{\partial \phi_1}\right) \\ \left(\frac{\partial N_q}{\partial \phi_1}\right) &= \bar{N}_q \sec \bar{\phi}_1 (2 + \pi \sec \bar{\phi}_1) \\ \left(\frac{\partial N_r}{\partial \phi_1}\right) &= 1.50 \left\{ \tan \bar{\phi}_1 \left(\frac{\partial N_q}{\partial \phi_1}\right) \right. \\ &\quad \left. + \sec^2 \bar{\phi}_1 (\bar{N}_q - 1) \right\} \\ \left(\frac{\partial \bar{d}_q}{\partial \phi_1}\right) &= 2D_f/B \left\{ \sec^2 \bar{\phi}_1 (1 - \sin \bar{\phi}_1)^2 - 2 \sin \bar{\phi}_1 \right\} \end{aligned}$$

그리고 Coulomb의 主動土壓係數 K_A 는

$$K_A = \frac{\cos^2 \bar{\phi}}{\cos \bar{\delta} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\bar{\phi} + \bar{\delta}) \sin \bar{\phi}}{\cos \bar{\delta}}} \right\}^2} \quad (22)$$

이며 $K_{AH} = K_A \cos \bar{\delta}$, $K_{AV} = K_A \sin \bar{\delta}$, $\bar{\phi} = \sin(\bar{\phi} + \bar{\delta}) \sin \bar{\phi} / \cos \bar{\delta}$ 로 놓아 정리하면

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \bar{\phi}}\right) &= \frac{-\sin 2\bar{\phi} (1 + \sqrt{\bar{\phi}})^2}{(1 + \sqrt{\bar{\phi}})^4} \\ &\quad - \frac{\cos^2 \bar{\phi} \sin(2\bar{\phi} + \bar{\delta}) (1 + 1/\sqrt{\bar{\phi}}) / \cos \bar{\delta}}{(1 + \sqrt{\bar{\phi}})^4} \\ \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \bar{\delta}}\right) &= \frac{-\frac{1}{2} \cos^2 \bar{\phi} \sin 2\bar{\phi} \sec^2 \bar{\delta} (1 + 1/\sqrt{\bar{\phi}})}{(1 + \sqrt{\bar{\phi}})^4} \\ \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \bar{\phi}}\right) &= \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \bar{\phi}}\right) \tan \bar{\delta} \\ \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \bar{\delta}}\right) &= \frac{\cos^2 \bar{\phi} \sec^2 \bar{\delta} \left\{ (1 + \sqrt{\bar{\phi}})^2 \right.}{(1 + \sqrt{\bar{\phi}})^4} \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \tan \bar{\delta} \sin 2\bar{\phi} (1 + 1/\sqrt{\bar{\phi}}) \right\}}{(1 + \sqrt{\bar{\phi}})^4} \end{aligned}$$

3.1.2 荷重效果

荷重效果의 不確實量 計算方法은 Galambos⁽¹⁴⁾의 基本確率變數의 組合을 利用하는 方法과 Ellingwood⁽¹⁰⁾와 같이 部分荷重의 荷重效果組合을 利用하는 方法이 있는데, ⁽⁴⁾本 研究에서는 Ellingwood의 方法을 利用하였다.

1) 轉倒 $S = S_s + S_L$ 이므로

$$\begin{aligned} \bar{S} &= \bar{S}_s + \bar{S}_L \\ \Omega_s &= \sqrt{\bar{S}_s^2 \Omega_{S_s}^2 + \bar{S}_L^2 \Omega_{S_L}^2} / \bar{S} \quad (23) \end{aligned}$$

여기서 $\bar{S}_s = \bar{E} \bar{C}_{S_s} \bar{\gamma}_b$, $\bar{S}_L = \bar{E} \bar{C}_{S_L} \bar{q}$

$$\begin{aligned} \Omega_{S_s} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{S_s}}^2 + \Omega_{\gamma_b}^2}, \\ \Omega_{S_L} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{S_L}}^2 + \Omega_q^2} \quad (24) \end{aligned}$$

그런데, \bar{E} 는 構造解析誤差, \bar{C}_{S_s} , \bar{C}_{S_L} 은 礎채움 흙 및 上載荷重을 荷重效果 \bar{S}_s , \bar{S}_L 로 變換시키

는 效果를 나타내는 確率變數이며 그림 1로부터 \bar{C}_{S_s} , \bar{C}_{S_L} 은 다음과 같이 表示된다.

$$\bar{C}_{S_s} = \frac{1}{6} H^3 \bar{K}_{AH} - \frac{1}{2} B H^2 \bar{K}_{AV} \quad (25a)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{C_{S_s}}^2 &= \left\{ \frac{1}{6} H^3 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\phi}}\right) - \frac{1}{2} B H^2 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\phi}}\right) \right\}^2 \sigma_{\bar{\phi}}^2 \\ &\quad + \left\{ \frac{1}{6} H^3 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\delta}}\right) - \frac{1}{2} B H^2 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\delta}}\right) \right\}^2 \sigma_{\bar{\delta}}^2 \\ \therefore \Omega_{C_{S_s}} &= \sigma_{C_{S_s}} / \bar{C}_{S_s} \quad (25b) \end{aligned}$$

$$\bar{C}_{S_L} = \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AH} - B H \bar{K}_{AV} \quad (26a)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{C_{S_L}}^2 &= \left\{ \frac{1}{2} H^2 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\phi}}\right) - B H \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\phi}}\right) \right\}^2 \sigma_{\bar{\phi}}^2 \\ &\quad + \left\{ \frac{1}{2} H^2 \left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\delta}}\right) - B H \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\delta}}\right) \right\}^2 \sigma_{\bar{\delta}}^2 \\ \therefore \Omega_{C_{S_L}} &= \sigma_{C_{S_L}} / \bar{C}_{S_L} \quad (26b) \end{aligned}$$

2) 滑動 $P = P_s + P_L$ 이므로

$$\begin{aligned} \bar{P} &= \bar{P}_s + \bar{P}_L \\ \Omega_P &= \sqrt{\bar{P}_s^2 \Omega_{P_s}^2 + \bar{P}_L^2 \Omega_{P_L}^2} / \bar{P} \quad (27) \end{aligned}$$

여기서, $\bar{P}_s = \bar{E} \bar{C}_{P_s} \bar{\gamma}_b$, $\bar{P}_L = \bar{E} \bar{C}_{P_L} \bar{q}$

$$\begin{aligned} \Omega_{P_s} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{P_s}}^2 + \Omega_{\gamma_b}^2}, \\ \Omega_{P_L} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{P_L}}^2 + \Omega_q^2} \quad (28) \end{aligned}$$

그런데 \bar{C}_{P_s} , \bar{C}_{P_L} 은 그림 1에서 다음과 같이 표시된다.

$$\bar{C}_{P_s} = \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AH} - \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \tan \bar{\phi}_B \quad (29a)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{C_{P_s}}^2 &= \frac{1}{4} H^4 \left\{ \left[\left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\phi}}\right) - \tan \bar{\phi}_B \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\phi}}\right) \right]^2 \sigma_{\bar{\phi}}^2 \right. \\ &\quad \left. + \left[\left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \bar{\delta}}\right) - \tan \bar{\phi}_B \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \bar{\delta}}\right) \right]^2 \sigma_{\bar{\delta}}^2 \right. \\ &\quad \left. + \bar{K}_{AV}^2 \sec^4 \bar{\phi}_B \sigma_{\bar{\phi}_B}^2 \right\} \end{aligned}$$

$$\therefore \Omega_{C_{P_s}} = \sigma_{C_{P_s}} / \bar{C}_{P_s} \quad (29b)$$

$$\bar{C}_{P_L} = H \bar{K}_{AH} - H \bar{K}_{AV} \tan \bar{\phi}_B \quad (30a)$$

$$\sigma_{C_{P_L}}^2 = \sigma_{C_{P_s}}^2 / \frac{1}{4} H^2 \quad \therefore \Omega_{C_{P_L}} = \Omega_{C_{P_s}} \quad (30b)$$

3) 支持力 $Q_T = Q_D + Q_S + Q_L$ 이므로

$$\begin{aligned} \bar{Q}_T &= \bar{Q}_D + \bar{Q}_S + \bar{Q}_L \\ \Omega_{Q_T} &= \sqrt{\bar{Q}_D^2 \Omega_{Q_D}^2 + \bar{Q}_S^2 \Omega_{Q_S}^2 + \bar{Q}_L^2 \Omega_{Q_L}^2} / \bar{Q}_T \quad (31) \end{aligned}$$

여기서, $\bar{Q}_D = \bar{E} \bar{C}_{Q_D} \bar{\gamma}_c$, $\bar{Q}_S = \bar{E} \bar{C}_{Q_S} \bar{\gamma}_b$, $\bar{Q}_L = \bar{E} \bar{C}_{Q_L} \bar{q}$

$$\begin{aligned} \Omega_{Q_D} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{Q_D}}^2 + \Omega_{\gamma_c}^2}, \\ \Omega_{Q_S} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{Q_S}}^2 + \Omega_{\gamma_b}^2}, \\ \Omega_{Q_L} &= \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{C_{Q_L}}^2 + \Omega_q^2} \quad (32) \end{aligned}$$

그런데 $\bar{C}_{Q_D} = V_C$ 이며 V_C 는 確定量이므로

$$\Omega_{C_{Q_D}} = 0 \quad (33)$$

$$\bar{C}_{qs} = V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \quad (34a)$$

$$\Omega_{Cqs} = \frac{1}{2} H^2 \sqrt{\left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \phi}\right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \delta}\right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2 / \bar{C}_{qs}} \quad (34b)$$

$$\bar{C}_{qL} = b_2 + H \bar{K}_{AV} \quad (35a)$$

$$\Omega_{CqL} = H \sqrt{\left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \phi}\right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \delta}\right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2 / \bar{C}_{qL}} \quad (35b)$$

3.2 各部材斷面設計

R.C. 擁壁의 各部材斷面設計는 각각 다른 部分과의 接合부를 고정단으로 생각한 캔틸레버로 보아 단면을 설계하며 휨모멘트와 剪斷力에 의하여 設計를 하므로 本研究에서는 文獻 4, 10을 이용하여 抵抗不確實量을 算定하였으며 荷重效果에 대해서는 平均 및 分散을 이용한 Cornell의 MFOSM 法에 의하여 不確實量을 구하는 알고리즘을 휨과 剪斷에 대하여 각각 유도하였다.

3.2.1 抵抗

1) 휨 (flexure)

R.C. 슬래브 斷面의 極限휨強度는,

$$M_u = A_s f_s d (1 - 0.59 A_s f_s / b d f_c) \quad (36a)$$

그런데 $b=1m$ 로 確定量이고 文獻 10에서와 같이 A_s 를 確定量으로 취하면 極限휨強度 \bar{M}_u 및 Ω_{M_u} 는 다음과 같이 된다.

$$\bar{M}_u = A_s \bar{f}_s \bar{d} (1 - 0.59 A_s \bar{f}_s / b \bar{d} \bar{f}_c) \quad (36b)$$

$$\Omega_{M_u}^2 = \{ (1 - 1.18 \bar{q})^2 \Omega_{f_s}^2 + (0.59 \bar{q})^2 \Omega_{f_c}^2 + \Omega_d^2 / (1 - 0.59 \bar{q})^2 \} \quad (36c)$$

여기서, $\bar{q} = A_s \bar{f}_s / b \bar{d} \bar{f}_c = \bar{\rho} \bar{f}_s / \bar{f}_c$.

또한 實斷面에 대한 平均 및 變動係數는

$$\bar{M} = \bar{B} \bar{M}_u, \quad \Omega_M^2 = \Omega_{M_u}^2 + (\sigma / \bar{B})^2 \quad (37)$$

2) 剪斷 (shear)

트러스類似理論에 의한 R.C.보의 計算極限剪斷強度 V_u 는

$$V_u = V_c + V_s = v_c b d + d A_s f_s / s \quad (38a)$$

$$\text{또는 } v_u = v_c + \rho_v f_s \quad (38b)$$

여기서, 균열발생시의 v_c 는 近似的으로 $0.53 \sqrt{\sigma_{ck}}$, $\rho_v = A_s / b s$, A_s 및 s 는 스티럽의 斷面積 및 간격이다.

剪斷에 대해서는 휨모멘트와 달리 편기변수들

콘크리트와 剪斷鐵筋部分으로 나누어 나타내는 것이 보다 合理的이므로

$$\bar{V} = \bar{B}_1 \bar{V}_c + \bar{B}_2 \bar{V}_s = \bar{B}_1 \bar{v}_c \bar{b} \bar{d} + \bar{B}_2 \bar{d} \bar{A}_s \bar{f}_s / s \quad (38c)$$

$$\sigma_v^2 = \bar{B}_1^2 \sigma_{v_c}^2 + \bar{B}_2^2 \sigma_{v_s}^2 + \sigma_s^2 \quad (38d)$$

여기서, $\sigma_s^2 = (v_c + \rho_v f_s)^2 \sigma^2$

3.2.2 荷重效果

1) 휨 (flexure)

$S = S_D + S_S + S_L$ 이므로

$$\bar{S} = \bar{S}_D + \bar{S}_S + \bar{S}_L$$

$$\Omega_S = \sqrt{\bar{S}_D^2 \Omega_{SD}^2 + \bar{S}_S^2 \Omega_{SS}^2 + \bar{S}_L^2 \Omega_{SL}^2 / \bar{S}} \quad (39)$$

여기서, $\bar{S}_D = \bar{E} \bar{C}_{SD} \bar{\gamma}_c$, $\bar{S}_S = \bar{E} \bar{C}_{SS} \bar{\gamma}_b$, $\bar{S}_L = \bar{E} \bar{C}_{SL} \bar{q}$

$$\Omega_{SD} = \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{CS_D}^2 + \Omega_{\gamma_c}^2}$$

$$\Omega_{SS} = \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{CS_S}^2 + \Omega_{\gamma_b}^2}$$

$$\Omega_{SL} = \sqrt{\Omega_E^2 + \Omega_{CS_L}^2 + \Omega_q^2} \quad (40)$$

그런데 荷重을 荷重效果로 變換시키는 效果를 나타내는 變數인 \bar{C}_{SD} , \bar{C}_{SS} , \bar{C}_{SL} 과 그에 따른 不確實量은 擁壁의 各部設計에 있어서 각각 다르므로 이들을 각 경우에 따라 유도하였으며 편심 e 는 $B/6$ 보다 작은 것이 대부분이므로 地盤反力의 分布를 사다리꼴로 나타내면 그림 2와 같고 또 편심 e 는 미소하므로 確定量으로 취급하였다.

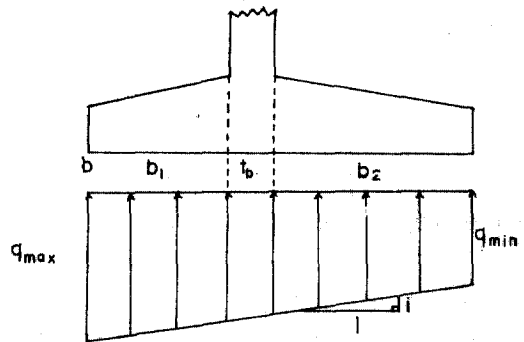


그림 2. 地盤反力圖

그림 2에서 $q_{max} = P_v (1 + 6e/B) / B$, $q_{min} = P_v (1 - 6e/B) / B$ 이므로

$$\bar{q}_{max} = (1 + 6e/B) / B \left\{ \bar{\gamma}_c V_c + \bar{\gamma}_b \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) + \bar{q} (b_2 + H \bar{K}_{AV}) \right\} \quad (41a)$$

$$\bar{q}_{min} = (1 - 6e/B) / B \left\{ \bar{\gamma}_c V_c + \bar{\gamma}_b \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) + \bar{q} (b_2 + H \bar{K}_{AV}) \right\} \quad (41b)$$

그런데 그림 1의 b 점에서의 抵抗 및 轉倒모멘트

의 합이 작용하는 점까지의 水平距離 x 는 抵抗 모멘트에서 轉倒모멘트를 뺀 값을 鉛直力의 합으로 나눈 값이므로,

$$x = \frac{V_c x_c \bar{\gamma}_c + \left(V_s x_s + \frac{1}{2} B H^2 \bar{K}_{AV} - \frac{1}{6} H^3 \bar{K}_{AH} \right) \bar{\gamma}_b}{V_c \bar{\gamma}_c + \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) \bar{\gamma}_b + (b_2 + H \bar{K}_{AV}) \bar{q}} + \frac{\left[\frac{1}{2} b_2 (2B - b_2) + B H \bar{K}_{AV} - \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AH} \right] \bar{q}}{(42a)}$$

따라서 편심 e 는 다음과 같다.

$$e = |B/2 - x| \quad (42b)$$

① 전면벽(stem)의 設計

전면벽의 設計時는 死荷重에 의한 荷重效果는 없으므로 $\bar{S}_D = 0$, $\Omega_{SD} = 0$ 이 되며 뒷채움흙 및 上載荷重의 \bar{C}_{SS} 와 \bar{C}_{SL} 은 다음과 같다.

$$\bar{C}_{SS} = \frac{1}{6} h^3 \bar{K}_{AH} \quad (43a)$$

$$\Omega_{CS} = \sqrt{\left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \phi} \right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}_{AH}}{\partial \delta} \right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2 / \bar{K}_{AH}} \quad (43b)$$

$$\bar{C}_{SL} = \frac{1}{2} h^2 \bar{K}_{AH} \quad \therefore \Omega_{CSL} = \Omega_{CSS} \quad (44)$$

② 앞굽판(toe)의 設計

그림 2에서 地盤反力の 傾斜率을 i 라 하면 $i = (q_{max} - q_{min})/B$ 이므로 앞굽판의 設計時 反力에 의한 모멘트는,

$$M_{RT} = \frac{1}{2} b_1^2 q_{max} - \frac{1}{6} b_1^3 i \\ = \frac{1}{2} b_1^2 (1 - b_1/3B) q_{max} + b_1^3 / 6B q_{min} \quad (45)$$

따라서 式(45)를 고려하고 앞굽판위의 上載應力에 의한 荷重效果는 安全側으로 하여 무시하면 앞굽판의 設計모멘트는 反力에 의한 모멘트와 콘크리트 自重에 의한 모멘트의 차이므로 \bar{C}_{SD} , \bar{C}_{SS} , \bar{C}_{SL} 은 다음과 같이 된다.

$$\bar{C}_{SD} = \frac{1}{6} b_1^2 \{ 3V_c/B (1 + 6e/B - 4eb_1/B^2) - (3h_1 + h_2) \} \quad (46a)$$

$$\therefore \Omega_{CS_D} = 0 \quad (46b)$$

$$\bar{C}_{SS} = b_1^2 / 2B \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) (1 + 6e/B - 4eb_1/B^2) \quad (47a)$$

$$\Omega_{CS_S} = \frac{1}{2} H^2 \sqrt{\left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \phi} \right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \delta} \right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2} / \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) \quad (47b)$$

$$\bar{C}_{SL} = b_1^2 / 2B (b_2 + H \bar{K}_{AV}) (1 + 6e/B - 4eb_1/B^2) \quad (48a)$$

$$\Omega_{CS_L} = H \sqrt{\left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \phi} \right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \delta} \right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2} / (b_2 + H \bar{K}_{AV}) \quad (48b)$$

③ 뒷굽판(heel)의 設計

그림 2에서 뒷굽판의 設計時 反力에 의한 모멘트는

$$M_{RH} = -b_2^3 / 6B q_{max} - \frac{1}{2} b_2^2 (1 - b_2/3B) q_{min} \quad (49)$$

따라서 뒷굽판의 設計모멘트는 콘크리트 自重과 뒷굽판위의 흙 및 主動土壓의 水直分力에 의한 모멘트의 합과 反力에 의한 모멘트와의 차이므로 式(49)를 고려하면 \bar{C}_{SD} , \bar{C}_{SS} , \bar{C}_{SL} 은 다음과 같이 된다.

$$\bar{C}_{SD} = \frac{1}{6} b_2^2 \{ (3h_1 + h_2) - 3V_c/B (1 - 6e/B + 4eb_2/B^2) \} \quad (50a)$$

$$\therefore \Omega_{CS_D} = 0 \quad (50b)$$

$$\bar{C}_{SS} = \frac{1}{6} b_2^2 (3h + 2h_2) + \frac{1}{2} b_2 H^2 \bar{K}_{AV} - b_2^2 / 2B \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 \bar{K}_{AV} \right) (1 - 6e/B + 4eb_2/B^2) \quad (51a)$$

$$\Omega_{CS_S} = \frac{1}{2} b_2 H^2 \{ 1 - b_2/2B (1 - 6e/B + 4eb_2/B^2) \} \sqrt{\left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \phi} \right)^2 \bar{\phi}^2 \Omega_{\phi}^2 + \left(\frac{\partial \bar{K}_{AV}}{\partial \delta} \right)^2 \bar{\delta}^2 \Omega_{\delta}^2} / \bar{C}_{SS} \quad (51b)$$

$$\bar{C}_{SL} = \frac{1}{2} b_2^2 + b_2 H \bar{K}_{AV} - b_2^2 / 2B (b_2 + H \bar{K}_{AV}) (1 - 6e/B + 4eb_2/B^2) \quad (52a)$$

$$\Omega_{CS_L} = 2 \Omega_{CS_S} \bar{C}_{SS} / H \bar{C}_{SL} \quad (52b)$$

2) 剪斷(shear)

$$S_v = S_{vD} + S_{vS} + S_{vL} \quad \text{이므로} \quad \bar{S}_v = \bar{S}_{vD} + \bar{S}_{vS} + \bar{S}_{vL} \\ \Omega_{S_v} = \sqrt{\bar{S}_{vD}^2 \Omega_{S_{vD}}^2 + \bar{S}_{vS}^2 \Omega_{S_{vS}}^2 + \bar{S}_{vL}^2 \Omega_{S_{vL}}^2} / \bar{S}_v \quad (53)$$

여기서, $\bar{S}_{vD} = \bar{E} \bar{C}_{S_{vD}} \bar{\gamma}_c$, $\bar{S}_{vS} = \bar{E} \bar{C}_{S_{vS}} \bar{\gamma}_b$, $\bar{S}_{vL} = \bar{E} \bar{C}_{S_{vL}} \bar{q}$

$$\Omega_{S_{vD}} = \sqrt{\Omega_B^2 + \Omega_{CS_{vD}}^2 + \Omega_{\gamma_c}^2}$$

$$\Omega_{S_{vS}} = \sqrt{\Omega_B^2 + \Omega_{CS_{vS}}^2 + \Omega_{\gamma_b}^2}$$

$$\Omega_{S_{vL}} = \sqrt{\Omega_B^2 + \Omega_{CS_{vL}}^2 + \Omega_q^2} \quad (54)$$

① 전면벽(stem)의 設計

전면벽의 設計時 死荷重에 의한 荷重效果는 없으므로 $\bar{S}_D = 0$, $\Omega_{S_{vD}} = 0$ 이며 $\bar{C}_{S_{vS}}$ 와 $\bar{C}_{S_{vL}}$ 은 다

음과 같이 유도된다.

$$\bar{C}_{SVS} = \frac{1}{2} H^2 K_{AH} \quad (55a)$$

$$\Omega_{CSVS} = \sqrt{\left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \phi}\right)^2 \phi^2 \Omega_\phi^2 + \left(\frac{\partial K_{AH}}{\partial \delta}\right)^2 \delta^2 \Omega_\delta^2 / K_{AH}} \quad (55b)$$

$$\bar{C}_{SVL} = h K_{AH} \quad \therefore \Omega_{CSVL} = \Omega_{CSVS} \quad (56)$$

② 앞굽판(toe)의 設計

그림 2에서 앞굽판의 設計時 反力에 의한 剪斷力은,

$$V_{RT} = b_1(1 - b_1/2B)q_{max} + b_1^2/2Bq_{min} \quad (57)$$

이고 앞굽판위의 上載應力에 의한 荷重效果를 무시하면 앞굽판의 設計剪斷力은 反力和 콘크리트 自重에 의한 전단력의 차이므로 \bar{C}_{SD} , \bar{C}_{SS} , \bar{C}_{SVL} 및 이에 따른 不確實量은 다음과 같이 유도된다.

$$\bar{C}_{SD} = \frac{1}{2} b_1 \{2V_c/B(1 + 6e/B - 6eb_1/B^2) - (2h_1 + h_2)\} \quad (58a)$$

$$\therefore \Omega_{CSVD} = 0 \quad (58b)$$

$$\bar{C}_{SVS} = b_1/B \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 K_{AV} \right) (1 + 6e/B - 6eb_1/B^2) \quad (59)$$

Ω_{CSVS} 는 式 (47b)의 Ω_{CS} 와 같다.

$$\bar{C}_{SVL} = b_1/B(b_2 + H K_{AV})(1 + 6e/B - 6eb_1/B^2) \quad (60)$$

Ω_{CSVL} 은 式 (48b)의 Ω_{CSL} 과 같다.

③ 뒷굽판(heel)의 設計

그림 2에서 뒷굽판의 設計時 反力에 의한 剪斷力은,

$$V_{RH} = -b_2^2/2Bq_{max} - b_2(1 - b_2/2B)q_{min} \quad (61)$$

이며 뒷굽판의 設計剪斷力은 콘크리트 自重, 뒷굽판위의 흙, 主動土壓의 수직분력에 의한 전단력의 합과 反力에 의한 전단력과의 차이므로 \bar{C}_{SD} , \bar{C}_{SVS} , \bar{C}_{SVL} 및 Ω_{CSVD} , Ω_{CSVS} , Ω_{CSVL} 은 다음과 같이 유도된다.

$$\bar{C}_{SD} = \frac{1}{2} b_2 \{ (2h_1 + h_2) - 2V_c/B (1 - 6e/B + 6eb_2/B^2) \} \quad (62a)$$

$$\therefore \Omega_{CSVD} = 0 \quad (62b)$$

$$\bar{C}_{SVS} = \frac{1}{2} b_2(2h + h_2) + \frac{1}{2} H^2 K_{AV} - b_2/B \left(V_s + \frac{1}{2} H^2 K_{AV} \right) (1 - 6e/B + 6eb_2/B^2) \quad (63a)$$

$$\Omega_{CSVS} = \frac{1}{2} H^2 \{ 1 - b_2/B(1 - 6e/B + 6eb_2/B^2) \}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \phi}\right)^2 \phi^2 \Omega_\phi^2 + \left(\frac{\partial K_{AV}}{\partial \delta}\right)^2 \delta^2 \Omega_\delta^2 / \bar{C}_{SVS}} \quad (63b)$$

$$\bar{C}_{SVL} = b_2 + H K_{AV} - b_2/B(b_2 + H K_{AV}) (1 - 6e/B + 6eb_2/B^2) \quad (64a)$$

$$\Omega_{CSVL} = 2\Omega_{CSVS} \bar{C}_{SVS} / H \bar{C}_{SVL} \quad (64b)$$

4. 信賴性 解析 및 設計規準

4.1 信賴性 解析

4.1.1 近似的 解析

Rosenblueth-Esteva^(6,12)에 의해 定義된 限界狀態函數는 $Z = \ln R - \ln S$ 이며 이때 抵抗 R 과 荷重效果 S 를 結果變數 R, S 로 그대로 사용하여 信賴性 指數 β 를 구하면,

$$\beta = \ln(\bar{R}/\bar{S}) / \sqrt{\Omega_R^2 + \Omega_S^2} \quad (65)$$

4.1.2 反復試行法

Ellingwood 등이 文獻 10에서 使用한 바와 같이 抵抗 R 을 標準對數正規變換시키고 荷重效果 S 는 標準正規變換시키면 文獻 3에서 提示된 形態로 다음과 같이 유도된다.

式 (1)은 다음과 같이 荷重效果의 比 ρ 와 中央安全率 n_0 로 表示할 수 있다.

$$\phi(1 + \rho_L)n_0 = \gamma_s + \rho_L \gamma_L \quad (66)$$

$$\text{여기서, } \phi = \exp(-\alpha_R \beta \Omega_R) \quad (67a)$$

$$\gamma_s = 1 + \alpha_{SS} \beta \Omega_{SS} \quad (67b)$$

$$\gamma_L = 1 + \alpha_{SL} \beta \Omega_{SL} \quad (67c)$$

$$\rho_L = \bar{S}_L / \bar{S}_S, \quad \rho_D = \bar{S}_D / \bar{S}_S$$

$$n_0 = \bar{R} / \bar{S}$$

이때 α_i 는 最小距離 β 의 方向벡터 成分이며

$$\alpha_R = \frac{\phi \Omega_R (1 + \rho_L) n_0}{\sqrt{\phi^2 \Omega_R^2 (1 + \rho_L)^2 n_0^2 + \Omega_{SS}^2 + \rho_L^2 \Omega_{SL}^2}} \quad (68a)$$

$$\alpha_{SS} = \Omega_{SS} / \sqrt{\quad \quad \quad} \quad (68b)$$

$$\alpha_{SL} = \rho_L \Omega_{SL} / \sqrt{\quad \quad \quad} \quad (68c)$$

따라서 信賴性 指數 β 를 구하는 數值的 알고리즘은 다음과 같다.

段階 1. ρ, Ω_i, n_0 가 주어지면 近似的으로 ϕ, γ_i 를 가정하여 式 (68)로부터 α_i 를 구하여 式 (67)을 式 (66)에 代入한 다음 式 (66)으로부터 β 계산

段階 2. 이 β 를 式 (67)에 代入하여 ϕ, γ_i 를 구

한 다음 식 (68)로부터 α_i 계산

段階 3. 前사이클의 α_i, β 値를 現사이클의 값과 비교한 후에, 수렴시까지 反復試行

以上の 알고리즘은 安定解析에 있어서의 轉倒에 대한 경우인데, 滑動 및 支持力 그리고 各部設計에 대해서도 같은 方法으로 적용된다.

4.1.3 公稱安全率에 의한 信賴性 解析

在來式 確定的 設計標準示方書에서는 設計安全率을 公稱安全率 n' 로 나타내고 있다. 즉 公稱安全率이란 公稱抵抗 R' 와 公稱荷重效果 S' 의 비로서 $n' = R'/S'$ 로 定義된다. (4) 前節에서 β 는 모두 中央安全率 n_0 의 函數이며 또 抵抗 및 荷重의 平均-公稱比 η 를 이용하면 n_0 로부터 n' 를 구할 수 있다. 그런데 抵抗 및 荷重의 平均値는 각각의 公稱値 또는 特性値로부터 平均-公稱比를 이용하여 구한다. (4)

$n' = R'/S'$ 에서 $S' = S'_S + S'_L$ 이므로

$$n' = R' / (S'_S + S'_L) \quad (69)$$

그런데 $R' = \bar{R}/\eta_R, S'_S = \bar{S}_S/\eta_S, S'_L = \bar{S}_L/\eta_L$ 이며 上 載荷重은 도로교(4) 에서와 같이 正規分布로 보면 $S'_L = \bar{S}_L(1 - K_p \Omega_g)$ 이므로 $\eta_L = 1/(1 - K_p \Omega_g)$ 가 된다. 따라서 식 (69)는 다음과 같이 정리된다.

$$n' = \frac{\eta_T \eta_L (1 + \rho_L)}{\eta_R (\eta_L + \eta_T \rho_L)} n_0 \quad (70)$$

以上の 轉倒에서와 같은 方法으로 나머지 各 경우에 대한 公稱安全率도 η_i, ρ_i, n_0 의 函數로 나타내어 진다.

4.2 信賴性 設計標準

文獻 3,4에 詳述되어 있는 바 本 研究에서는 現 우리 나라 R.C. 標準示方書는 ACI 強度設計法과 동일하므로 R.C. 擁壁에서도 보(9)와 도로교(4)에서와 같이 LFRD 設計規準의 도입이 적절하다는 前提下에 R.C. 擁壁의 安定解析 및 各部設計에 대한 限界狀態方程式을 中心으로 考察하였으며 一般的으로 正解法이라고 알려진 Ellingwood 等(10)이 사용하는 抵抗-對數正規標準化, 荷重-正規標準化의 알고리즘에 의해 考察하였다.

前節 4.1.2에서 詳述한 AFOSM 法 즉, Lind-Hasofer의 不變2次모멘트法에 의한 信賴性 解析 反復試行法은 ϕ, γ 의 決定問題에도 그대로 적용된다. 즉 ϕ, γ 를 決定하고자 하는 경우에는 $\beta = \beta_0$ 로 取하여 ϕ, γ 를 다음과 같은 反復試行 알고리즘에 의해 구할 수 있다.

段階 1. ρ, Ω_i, β_0 가 주어지면 ϕ, γ_i 를 近似的으로 假定하여 식 (66)으로부터 n_0 계산

段階 2. 식 (68)을 이용하여 α_i 계산

段階 3. ϕ, γ_i 를 식 (67)에 의해 계산한 다음 假定値와 비교하여 수렴시까지 反復試行 以上の 轉倒에서와 같은 方法으로 나머지 各 경우에 대한 ϕ, γ_i 를 구할 수 있다.

5. 計算 및 考察

5.1 不確實性

表 1과 表 2는 不確實量을 算定하기 위하여 文獻에서 인용한 各各의 平均 및 變動係數인데

表 1.

$\bar{\gamma}_c(t/m^3)$	Ω_{γ_c}	$\bar{\gamma}_s(t/m^3)$	Ω_{γ_s}	\bar{E}	Ω_E	\bar{B}	σ/B	Ω_g
2.369	0.005	2.0	0.05	1.0	0.05	1.11	0.07	0.2
日本土木學會(5)		Lumb(17)		Gallambos(14)		Ellingwood(10)		도로교(4)

表 2. 摩擦角의 平均 및 不確實量

文 獻	$\bar{\phi}$	$\bar{\delta}$	Ω_ϕ	Ω_δ	$\rho_{\phi, \delta}$	$\bar{\phi}_1$	$\bar{\phi}_B$	Ω_{ϕ_1}	Ω_{ϕ_B}
Lumb(17)	35°	17°	0.10	0.10	0~0.3	—	—	—	—
Tang(21)	30°	—	0.10	—	—	—	—	—	—
Meyerhof(18)	—	—	0.10~0.15	—	—	—	—	—	—
Singh(19)	—	—	0.10~0.20	—	—	—	—	—	—
本論文	35°	17°	0.10	0.10	0	30°	20°	0.10	0.10

表 3. 抵抗 및 荷重效果의 不確實量과 荷重比

		抵 抗	荷 重 效 果			荷 重 比		
			콘크리트	흙	上載荷重	ρ_D	ρ_L	
安定解析	轉 倒	0.09	—	0.20	0.26	—	0.15~1.0	
	滑 動	0.14	—	0.16	0.25	—	0.07~0.5	
	支 持 力	0.44	0.06	0.08	0.21	0.31~0.46	0.04~0.46	
各 部 設 計	휨	전면벽	0.16	—	0.16	0.25	—	0.12~0.75
		앞굽판	0.16	0.05	0.08	0.21	0.20~0.35	0.05~0.30
		뒷굽판	0.16	0.05	0.09	0.22	0.30~-0.05	0.05~0.33
	剪斷	전면벽	0.22	—	0.16	0.25	—	0.07~0.5
		앞굽판	0.22	0.05	0.08	0.21	0.20~0.33	0.05~0.30
		뒷굽판	0.22	0.05	0.08	0.21	-0.35~-0.11	0.05~0.30

表 4. 平均—公稱比

η_R	η_W	η_Q	η_M	η_V	η_D	η_r	η_L
1.19	1.18	1.17	1.12	1.18	0.99	1.14	1.34

表 2에서 보듯이 본 研究에서는 基礎地盤흙은 透水性이 얇은 砂質土로 보고 日本建築學會의 基礎設計規準⁽¹⁾에 따라 粘着力 $c=0$, 地盤흙의 內部摩擦角 $\phi_1=30^\circ$ 로 取했으며 우리 나라 R.C. 標準設計方書에서 地盤흙과 擁壁底面과의 摩擦角 ϕ_B 는 $\frac{2}{3}\phi_1$ 으로 定하였으며 $\phi_B=20^\circ$ 로 取했다. 또한 Lumb⁽¹⁷⁾은 뒷채움흙의 內部摩擦角과 擁壁 背面과의 摩擦角사이의 相關係數 $\rho_{\phi, \delta}$ 를 0~0.3으로 보았으나 이는 무시해도 되므로⁽¹⁵⁾ 본 研究에서는 相關係數를 무시하였다.

表 3은 우리 나라의 一部資料(擁壁 構造 標準設計圖)와 文獻 8, 13 그리고 表 1과 表 2의 數值들을 사용하여 擁壁의 各경우에 대한 不確實量 및 荷重比의 範圍를 나타낸 것인데 荷重比에 음수가 나오는 것은 뒷굽판의 設計時 擁壁自重에 의한 荷重效果 \bar{S}_D, \bar{S}_{VD} 가 음수이기 때문이다.

表 4의 安定解析에 대한 抵抗의 平均—公稱比 η_R, η_W, η_Q 는 式 (8)과 式 (12), 式 (13)과 式 (16), 그리고 式 (19)와 式 (21)에 表 1, 表 2의 數值들을 代入하고 또 여러 Text^(1, 8, 13)들을 참조하여 일반적으로 사용되고 있는 公稱值를 代入하므로서 위의 Text와 擁壁 標準設計圖에 나와있는 쉐일레버용벽의 部材길이에 따라 계산한 결과

$\eta_R=1.17\sim 1.20$, $\eta_W=1.17\sim 1.19$, $\eta_Q=1.16\sim 1.18$ 의 범위이나 본 研究에서는 代表值로서 表 4의 값을 사용하였으며 η_M, η_V 는 文獻 10의 값을, η_L 은 文獻 4에서와 같이 上載荷重을 正規分布로 보아 安全側으로 10% fractile值인 $K_p=1.28$ 을 취하면 η_L 은 1.34가 된다. 또한 η_r 는 1.11~1.17의 범위이나 平均值로서 η_r 는 1.14로 택했다.

5.2 示方書 信賴性 檢定

信賴性 設計規準의 安全水準은 目標信賴性指數 β_0 에 의해 決定되므로 最適 β_0 의 선택이 무엇보다도 중요하다. β_0 는 信賴性 最適化理論에 의해 구할 수 있다고 하나 실제로는 어렵기 때문에 통상적으로 사용되는 實用的인 方法으로는 기준示方書에 의한 Calibration 方法이다.^(4, 5)

ACI 318-77 示方書⁽⁷⁾에서는 死荷重, 活荷重, 그리고 土壓에 의한 水平荷重에 대한 荷重係數만 定하였을 뿐 上載荷重 및 뒷채움흙에 의한 土壓의 垂直成分에 대해서는 언급이 없으므로 본 論文에서 提案하는 死荷重, 흙에 의한 荷重, 上載荷重에 의한 荷重係數를 定하는 것이 보다 合理的이라고 사료되므로 WSD에 대해서만 Calibration 하였다.

그림 3과 그림 4는 擁壁의 安定解析 및 各部

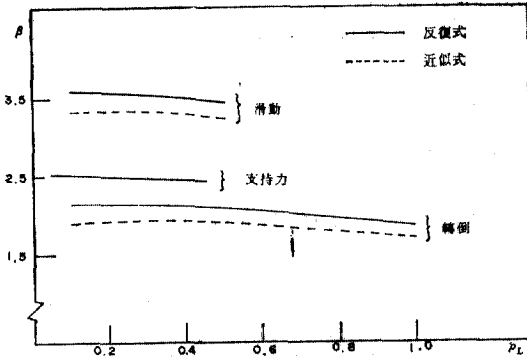


그림 3. 安定解析의 ρ_L vs. β

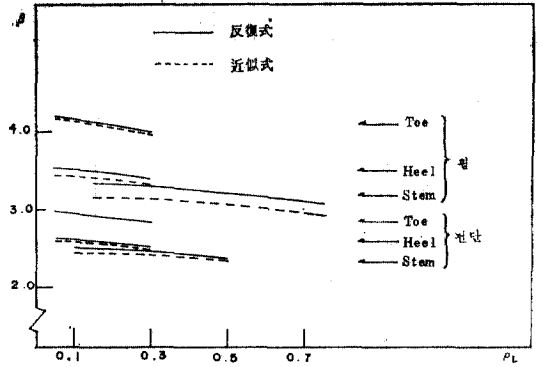


그림 4. 設計에서의 ρ_L vs. β

設計에 대하여 現行 WSD의 安全率 n' (轉倒 : 1.5, 滑動 : 2.0, 支持力 : 3.0, 휨 : 2.0, 전단 : 1.83)에 의해 계산된 β 값을 나타낸 것이다.

그림 3에서 β 는 荷重比의 變化에 민감하지 않으며 滑動에서는 높게 나타나나 支持力과 轉倒에 대한 β 는 낮으며 특히 轉倒에 있어서는 1.8~2.1로 대단히 낮음을 알 수 있다. 그런데 응력의 파괴시 破壞정도는 轉倒·滑動·支持力の 순서가 되므로 우리의 技術水準 및 現實을 고려하던 目標信賴性指數 β_0 를 轉倒에서 4.0, 滑動에서 3.5, 支持力에서는 3.0으로 택하는 것이 바람직하다고 사료된다. 또한 그림 4에서 β 는 휨에서 3.0~4.2, 전단에서 2.4~3.0의 값인데 Ellingwood⁽¹¹⁾는 R.C. 휨部材에 대해 目標信賴性指數를 ACI 318-77 示方書에 의해 檢定하므로서 $\beta_0=3.0$, 剪斷에 대해 $\beta_0=3.2$ 로 택하였으

며 도로교⁽⁴⁾에서는 휨에 대해 $\beta_0=3.5$, 보^(2,3)에서는 휨에 대해 $\beta_0=4.0$, 剪斷에 대해 $\beta_0=4.2$ 로 取하였으나 擁壁에서는 破壞時 재산이나 인명피해가 건물보다는 작을 것이므로 Ellingwood와 같이 휨보다 剪斷에 대해 좀더 높은 값을 取하여 휨에 대해 $\beta_0=3.0$, 剪斷에 대해 $\beta_0=3.2$ 가 적당하다고 사료된다.

그리고 近似式과 反復式에 의한 信賴性指數 β 는 그 차가 거의 없거나 0.2 정도이므로 近似的으로 信賴性 解析을 할 경우이고 本 研究에서 사용한 對數變換 近似式을 사용해도 좋다고 사료된다.

5.3 信賴性 設計規準

그림 5와 그림 6은 安定解析에 대하여 4.2의 反復試行法으로 ρ_L 및 β_0 의 變化에 따른 ϕ_i, γ_i 값을 圖示한 것이다.

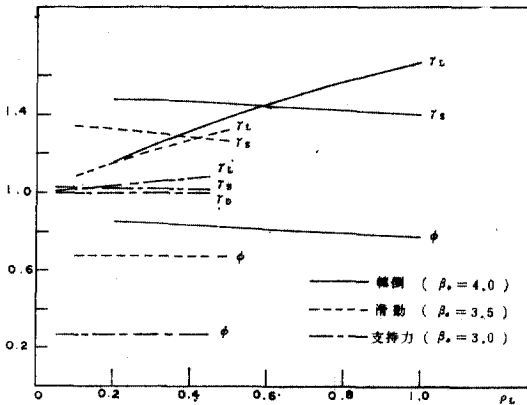


그림 5. 安定解析의 ρ_L vs. ϕ_i, γ_i

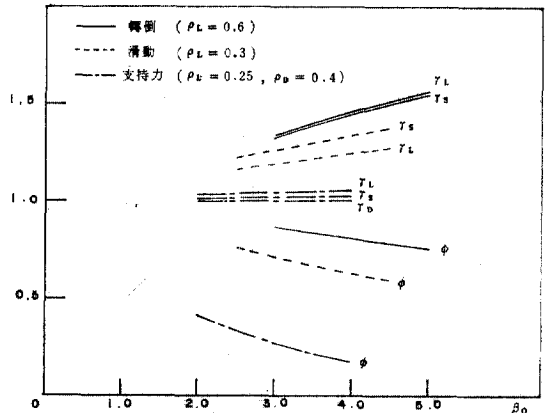


그림 6. 安定解析의 β_0 vs. ϕ_i, γ_i

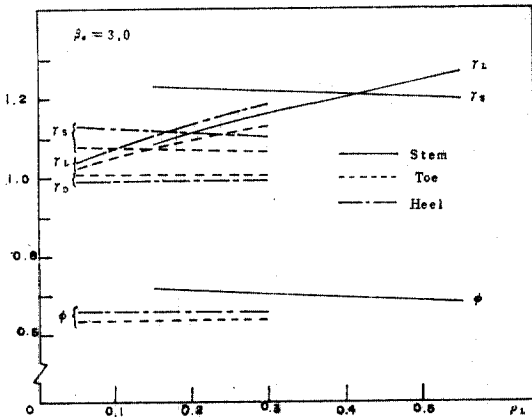


그림 7. 휨에 대한設計時 ρ_L vs. ϕ, γ_i

그림 5에서 ϕ, γ_S 는 荷重比의 증가에 대체로 완만하게 감소하나 γ_L 은 急變한다. 이는 γ_L 이 上載荷重의 載荷狀態에 따라 민감함을 나타내는 것이다. 따라서 그림 6에서는 荷重比의 일반적인 값을 取하여 β_0 의 變化에 따른 ϕ, γ_i 값을 보았는데, 轉倒에서는 滑動에서보다 ϕ, γ_S, γ_L 이 모두 큰 값을 갖고 γ_S 와 γ_L 은 거의 같은 값을 알 수 있다. 그러나 支持力에서 $\gamma_D, \gamma_S, \gamma_L$ 은 거의 같은 값을 갖고 매우 낮게 나타나며 또 ϕ 값도 0.2~0.4로 매우 작고 β_0 의 變化에 민감함을 알 수 있다. 이는 支持力에서 抵抗의 不確實量이 0.44로 매우 큰데 비하여 荷重效果의 不確實量

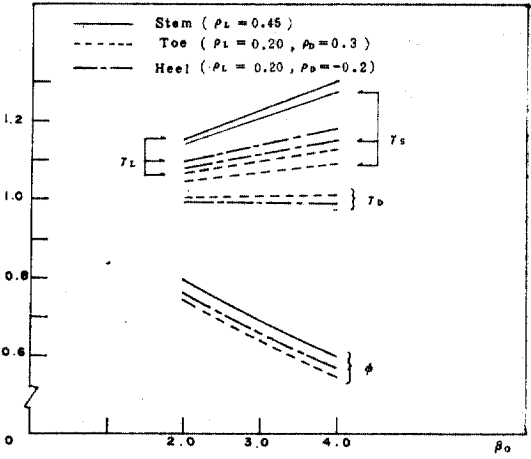


그림 8. 휨에 대한設計時 β_0 vs. ϕ, γ_i

은 상대적으로 작기 때문이다.

그림 7과 그림 8은 휨에 대한設計時 ρ_L 및 β_0 의 變化에 따른 ϕ, γ_i 값의 變化를 圖示한 것이다.

그림 7에서 보면 ϕ, γ_D, γ_S 는 安定解析에서와 같이 ρ_L 의 變化에 완만한 상태를 나타내는데 反하여 γ_L 은 아주 민감함을 알 수 있다. 그리고 γ_S 만이 Toe, Heel에서보다 Stem에서 0.1~0.15 정도 크게 나타날 뿐 ϕ, γ_D, γ_L 은 거의 같은 값이다. 또한 그림 8에서 γ_S, γ_L 과 ϕ 값은 β_0 의 變化에 대단히 민감하게 나타나므로 最適 β_0 의 선택이 무엇보다도 중요하다 하겠다.

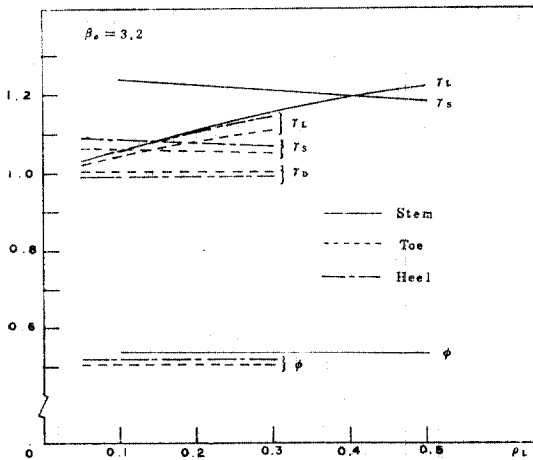


그림 9. 전단에 대한設計時 ρ_L vs. ϕ, γ_i

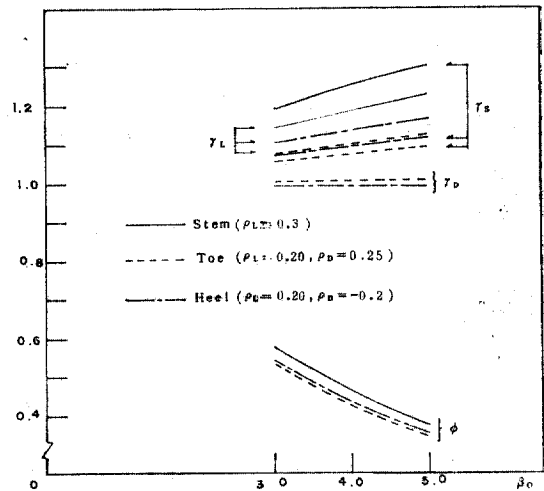


그림 10. 전단에 대한設計時 β_0 vs. ϕ, γ_i

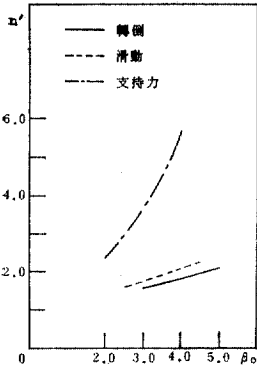


그림 11. 安定解析에서의 β_0 vs. n'

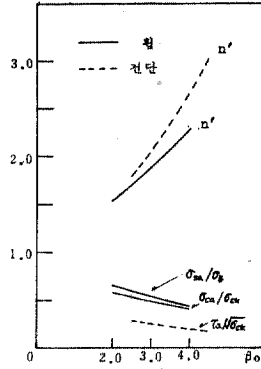


그림 12. 設計時 β_0 vs. n'

그림 9와 그림 10은 剪斷에 대하여 ϕ_i, γ_i 의變化를 나타낸 것인데 그림 9에서 알 수 있듯이 Stem에서의 γ_s 값이 Toe, Heel에서의 값보다 유독 크게 나타나는데 그것은 Stem에서의 뒷채움 흙에 의한 荷重効果의 不確實量이 0.16으로 Toe와 Heel에서의 0.08보다 두 배가 되기 때문에 그러한 차이를 나타내는 것이다.

그림 10에서 보면 ϕ 값이 그림 8의 휨에서보다 약 0.1정도 작는데 이것은 剪斷에 대한 抵抗不確實量이 휨에서보다 크기 때문이다.

그림 11은 安定解析에 있어서 式 (66)에서 구한 n_0 로부터 平均-公稱比를 이용하여 구하는 式 (70)에 의해 계산되는 n' 를 β_0 의變化에 따라 圖示한 것이다. 그림에서 轉倒와 滑動에서는 β_0 의 증가에 대체로 완만하게 변하는데 반하여 支持力에서는 대단히 민감하게 변한다.

그림 12는 휨 및 剪斷에 대한 設計時 β_0 의變化에 따른 $n', \sigma_{sa}/\sigma_y, \sigma_{ca}/\sigma_{ck}, \tau_a/\sqrt{\sigma_{ck}}$ 의變化를 나타낸 것인데 n' 는 β_0 의 증가에 매우 예민함을 나타내고 있다.

以上の結果에서 γ_L 은 ρ_L 의 증가에 크게 變하고 있으나 대표치 ρ_L 을 사용하므로서 Ellingwood⁽¹⁰⁾나 文獻 15에서 사용한 誤差最少化 方法에 의하지 않고 Level I型 設計規準의 ϕ, γ 를 구할 수 있는데 表 5에 나타나 있으며 表 6에서 콘크리트의 許容應力 σ_{ca} 는 文獻 2의 式 (12)를 이용하여 구하였다.

表 6. 휨에 대한 設計時 σ_{ca}/σ_{ck} 의 값 ($\beta_0=3.0$)

$\sigma_{ck} \backslash \sigma_y$	2400	3000	3500
210	0.4890	0.5094	0.5241
270	0.4656	0.4843	0.4976
320	0.4294	0.4453	0.4560

그런데 $\phi'R' = \gamma_D'S_D' + \gamma_S'S_S' + \gamma_L'S_L'$ 에 대응하는 公稱荷重 및 抵抗係數는 轉倒에서 $\phi' = 0.8105$, $\gamma_R = 0.8105 \times 1.19 = 0.96$, $\gamma_S' = 1.4472$, $\gamma_T = 1.4472 \times 1.14 = 1.65$, $\gamma_L' = 1.4535$, $\gamma_L = 1.4535 \times 1.34 = 1.95$ 이고 같은 方法으로 구하면 滑動에서는 $\phi' = 0.80$, $\gamma_S' = 1.49$, $\gamma_L' = 1.64$ 이며 支持力에서는 $\phi' = 0.32$, $\gamma_D' = 1.0$, $\gamma_S' = 1.17$, $\gamma_L' = 1.40$ 이 된다.

表 5의 휨과 剪斷에 대한 값들은 容積比계시 Stem, Toe, Heel의 세부분으로 각각 나누어 設計하므로 設計規準 또한 각각의 경우에 대하여 계산되나 設計者 및 적용상의 편의를 위하여 휨과 剪斷에 대한 設計規準을 각각 단일화시키는 것이 바람직하므로 安全側으로 보아서 最大값을 취한 것이다. 따라서 휨에 대해서는 $\phi' = 0.77$, $\gamma_D' = 1.0$, $\gamma_S' = 1.38$, $\gamma_L' = 1.65$ 이며 剪斷에 대해서는 $\phi' = 0.63$, $\gamma_D' = 1.0$, $\gamma_S' = 1.38$, $\gamma_L' = 1.55$ 가 된다.

安定解析의 公稱安全率 n' 는 현행의 값보다 약간 높게 됨을 알 수 있고, 各部設計時 휨에

表 5.

	β_0	ρ_L	ϕ	γ_D	γ_S	γ_L	n'
전도	4.0	0.6	0.8105	—	1.4472	1.4535	1.8148
활동	3.5	0.3	0.6763	—	1.3054	1.2237	1.9035
지지력	3.0	0.25	0.2702	1.0058	1.0256	1.0441	3.6395
휨	3.0	0.45	0.6919	1.0068	1.2090	1.2296	1.8893
전단	3.2	0.3	0.5348	1.0053	1.2123	1.1555	2.2436

대한 n' 는 表 5에서 1.8893이므로 $\sigma_{sa}/\sigma_y=1/1.8893$ 이다. 따라서 $\sigma_{sa}=0.53\sigma_y$ 가 된다. 이에 따른 σ_{ca}/σ_{ck} 의 값도 表 6에서 $\sigma_{ca}=0.48\sigma_{ck}$ 가 됨을 알 수 있다. 또한 剪斷에 대한 n' 는 表 5에서 2.2436이므로 $\tau_c/\tau_a=2.2436$ 이다. 따라서 $\tau_a=\tau_c/2.2436=0.53\sqrt{\sigma_{ck}}/2.2436=0.24\sqrt{\sigma_{ck}}$ 가 된다. 위의 n' 는 現行 R.C. 標準示方書의 값보다 휨에서는 0.11 정도 작고 剪斷에서는 0.41 정도 큰 값이나 보⁽²⁾에서 제안된 값보다 휨과 剪斷에 대해 모두 약 0.4 정도 낮은 값이며 도로교⁽⁴⁾ 보다는 약 0.2 정도 작다. 또한 전단에서의 $\tau_a=0.24\sqrt{\sigma_{ck}}$ 는 現行 示方書의 $\tau_a=0.29\sqrt{\sigma_{ck}}$ 보다는 작고 보⁽²⁾에서의 $\tau_a=0.20\sqrt{\sigma_{ck}}$ 보다는 큰데 이는 β_0 가 위 文獻들^(2,4)에서보다 작기 때문인데 前節 5.2에서 언급한 바와 같이 擁壁에서는 本 研究에서 提案하는 값이 타당하다고 사료된다.

6. 結 論

本 研究는 R.C. 擁壁의 安定解析 및 各部設計에 대한 設計規準을 Level I 信賴性 理論인 LRFD 設計規準에 의거하여 提示하므로써 現行 R.C. 標準示方書의 安全率을 검토하여 우리의 現實을 고려한 不確實量水準 및 目標信賴性指數에 의해 設計規準의 抵抗 및 荷重係數를 결정하고 또 公稱安全率을 提案하였다.

研究內容의 結果를 分析·考察해본 결과 다음과 같은 結論을 얻을 수 있었다.

1) 現行 示方書에 의한 R.C. 擁壁의 安定解析 및 各部設計에 있어서 信賴性 指數 β 는 考察에서 밝힌 바와 같이 一貫성이 없으며 적절하지 못하다. 따라서 擁壁에 있어서도 R.C. 設計示方書의 極限強度設計法에 對應하는 強度設計規準의 導入이 시급하다.

2) 이러한 強度設計法의 導入時에는 本 研究에서 提案한 信賴性 設計理論에 基礎를 둔 LRFD 設計規準과 같이 우리 現實을 고려하여 決定된 荷重 및 抵抗係數를 사용해야 할 것이다. 本 研究에서 提案하는 強度設計方程式의 ϕ', γ' 는 다음과 같다.

安定解析: 轉倒, $\phi'=0.96, \gamma_s'=1.65, \gamma_L'=1.95$
 滑動, $\phi'=0.80, \gamma_s'=1.49, \gamma_L'=1.64$

支持力, $\phi'=0.32, \gamma_D'=1.0, \gamma_s'=1.17, \gamma_L'=1.40$

各部設計: 휨, $\phi'=0.77, \gamma_D'=1.0, \gamma_s'=1.38, \gamma_L'=1.65$

剪斷, $\phi'=0.63, \gamma_D'=1.0, \gamma_s'=1.38, \gamma_L'=1.55$

3) 現行 R.C. 標準示方書의 擁壁에 대한 安全率은 擁壁의 特性을 反映하는 安全率로 되어야 하며 本 研究에서 提案한 信賴性 設計規準에 對應하는 公稱安全率과 鐵筋 및 콘크리트의 許容應力은 다음과 같다.

轉倒: $n'=1.8$, 滑動: $n'=1.9$, 支持力: $n'=3.6$

鐵筋의 許容應力: $\sigma_{sa}=0.53\sigma_y$

콘크리트의 許容壓縮應力: $\sigma_{ca}=0.48\sigma_{ck}$

콘크리트의 許容剪斷應力: $\tau_a=0.24\sqrt{\sigma_{ck}}$

4) R.C. 擁壁의 設計規準에 사용할 目標信賴性指數는 우리의 現實을 고려하여 轉倒에서 $\beta_0=4.0$, 滑動에서 $\beta_0=3.5$, 支持力에서 $\beta_0=3.0$, 그리고 휨에 대해 $\beta_0=3.0$, 剪斷에 대해 $\beta_0=3.2$ 가 바람직하다고 생각되며 不確實量의 범위도 보다 正確한 統計資料 및 信賴性 解析方法이 研究되기 前에는 本 研究에서 사용한 表 3의 값을 取하는 것이 바람직하다고 思料된다.

參 考 文 獻

1. 申鍾淳, 鐵筋콘크리트設計, 1982, 淸文閣.
2. 申鉉默, 趙孝男, 鄭煥浩, “現行 許容應力設計法으로 設計되는 R.C. 휨部材의 信賴性과 安全率 考察”, 大韓土木學會論文集 第1卷 第1號, 1981年 12月, pp. 33~42.
3. 趙孝男, “R.C. 휨部材의 L.R.F.D 信賴性 設計規準에 관한 研究”, 大韓土木學會論文集 第1卷 第1號, 1981年 12月 pp. 21~32.
4. 趙孝男, “鐵筋콘크리트 道路橋 上部構成의 信賴性 設計規準에 관한 研究”, 大韓土木學會論文集 第2卷 第3號, 1982年 10月, pp. 44~56.
5. “構造物의 安全性·信賴性”, 日本土木學會, 昭和 51年 10月.
6. 白石成人外 2人, “2次モメント法による 信賴性設計에 關する二, 三의 考察”, 日本土木學會論文集 第311號, 1981年 7月, pp. 1~12.
7. “ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (318-77)”, ACI, 1978.

8. Bowles, J.E., *Foundation Analysis and Design, Second Edition*, McGraw-Hill Book Company, 1977.
9. Cornell, C.A., "A First-Order Reliability Theory for Structural Design", in *Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No. 3, Solid Mechanics Div., Univ. of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1971*, pp. 87~111.
10. Ellingwood, B., "Reliability Basis of Load and Resistance Factors for Reinforced Concrete Design", *NBS Building Science Series 110, U.S. Dept. of Commerce, Feb. 1978*.
11. Ellingwood, B., "Reliability of Current Reinforced Concrete Designs", *Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 105, No. ST4, April 1979*, pp. 699~712.
12. Esteva, L. and Rosenblueth, "Use of Reliability Theory in Building Codes", in *Statistics and Probability in Civil Engineering, Hong Kong University Press, 1977*, pp. 17~34.
13. Ferguson, P.M., *Reinforced Concrete Fundamentals, Third Edition*, John Wiley & Sons, Inc., 1973.
14. Gallambos, T.V. and Ravindra, M.K., "Load and Resistance Factor Design for Steel", *Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 104, No. ST9, Sept. 1978*, pp. 1337~1353.
15. Leporati, E., "The Assessment of Structural Safety", *Series in Cement & Concrete Research Vol. 1*, Research Studies Press, 1979.
16. 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, Feb. 1974*, pp. 111~121.
17. Lumb, P., "Soil Variability and Engineering Design", in *Soil Mechanics Recent Development, William H. Sellen, PTY*, pp. 383~397.
18. Meyerhof, G.G., "Safety Factors in Soil Mechanics", in *Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No. 3, Solid Mechanics Div., Univ. of Waterloo, Waterloo, Ontario, 1971*, pp. 39~48.
19. Singh, A., "How Reliable is the Factor of Safety in Foundation Engineering?", in *Statistics and Probability in Civil Engineering, Hong Kong University Press, 1972*, pp. 389~424.
20. Tang, W.H., Yuceman, M.S. and Ang, A.H-S., "Reliability Analysis and Design of Braced Excavation Systems", in *Statistics and Probability in Civil Engineering, Hong Kong University Press, 1972*, pp. 187~202.
21. Tang, W.H., "Probabilistic Evaluation of Loads", *Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 107, No. GT3, March 1981*, pp. 287~304.

(接受: 1983. 6. 10)