

限界状態設計法による擁壁（直接基礎）の設計例

九州大学工学部 学生員 向井恭司 九州大学工学部 正員 大塚久哲
(株)建設技術研究所 正員 吉田直紹 奥村組(株) 郡司掛芳海

1. はじめに 世界の趨勢として、これまでの許容応力度設計法に代わる新しい設計法としての限界状態設計法が普及しつつあるが、基礎構造物の設計にこの限界状態設計法をどのような形で取り入れていくかは、少なくとも我が国ではほとんど論議されていない段階であると思われる。本研究発表会提出の別稿において、カナダオンタリオ州の道路橋設計基準（以下OHBCと略称する）をとりあげ、基礎構造物の限界状態設計法の概要を紹介したが、本稿では、簡単な擁壁を対象に、具体的に限界状態設計法と許容応力度設計法の比較を行う。

限界状態設計法は、OHBC 第2版に準拠し、許容応力度設計法は、道路土工指針（日本道路協会、昭和62年5月）に準拠するが、一部比較の整合性を図る目的で変更（例えば、注1)の例）した部分がある。

2. 設計条件 設計

表1

条件を表1に示す。

注1) 壁面摩擦角 $\delta=0$ とした。よって、 $K_a=(1-\sin\phi)/(1+\sin\phi)$ で求められる。 $\phi_b=30^\circ$ （規格値）を用いると、 $K_a=0.33$ 、これを使用限界状態と許容応力度設計法に用いる。 $(\phi_b)_r=24.8^\circ$ （設計用値）の場合、 $(K_a)_r=0.41$ 、これを終局限界状態に用いる。ここに、 $(\phi_b)_r=\tan^{-1}(F_\beta \tan\phi_b)$ 。

注2) μ は $\tan\phi_o$ と0.6の小さい方で決

まる。 $\tan(\phi_o)_r=F_\beta \tan\phi_o=0.582 \therefore (\phi_o)_r=30^\circ$

注3) x ：鉛直荷重の合力の作用位置（フーチング下面前端からの距離、表2の図参照）

B ：フーチング幅

注4) カナダ基礎工学マニュアル（2版、1985）に記載の数値。この安全率を確保するために荷重係数と土の強度係数を定めている。

3. 支持力 OHBCによれば終局限界状態の支持力の設計用値 q_r の計算は以下に行う。

$$q_r = c(N_c)_r + \gamma D(N_q)_r + 0.5 \gamma B(N_\gamma)_r$$

$(\phi_o)_r=30^\circ$ であるから図-1より、 $(N_c)_r=31$ 、 $(N_q)_r=19$ 、 $(N_\gamma)_r=15$ と読めるから

$$q_r = 0 \times 31 + 1.8 \times 1.2 \times 19 + 0.5 \times 1.8 \times 3.3 \times 15 = 85.6 \text{ tf/m}^2 \therefore 85 \text{ tf/m}^2$$

		許容応力度設計法		限界状態設計法 (OHBC; 第2版)
設計条件	裏込め土	密度等	$\gamma_b = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、 $c_b = 0$ 、 $\phi_b = 30^\circ$	
		土圧係数	$K_a = 0.33$	$K_a = 0.33$ 、 $(K_a)_r = 0.41$ ¹⁾
	基礎地盤	密度等	$\gamma_o = 1.8 \text{ tf/m}^3$ 、 $c_o = 0$ 、 $\phi_o = 36^\circ$ (N値=30に相当)	
		摩擦係数	$\mu = 0.6$	$\tan(\phi_o)_r = 0.582$ ²⁾
	鉄筋コンクリート		$\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$	
	安全率 (常時)	支持力に対する安全率：3.0 滑動に対する安全率：1.5 転倒に対する安定： $x \geq B/3$ ³⁾		(基礎構造物：2～3 ⁴⁾)
条件	荷重係数	———		コンクリート： $D_2=1.20$ 鉛直土圧： $D_4=1.25$ 水平土圧(主働)： $\alpha_E=1.25$
	土の強度係数	———		$F_\beta=0.8$

設計条件より、鉛直荷重の設計用値 $V = 36.04 \text{ tf}$ 、水平荷重の設計用値 $H_2 = 16.61 \text{ tf}$ であるから合成荷重の鉛直軸からの傾き 25° となる。OHBDC では、荷重の傾きによる支持力の低減係数 R を考えており、与えられた図から $R = 0.21$ となる。よって、最終的な支持力の設計用値 $q' r$ は、 $85 * 0.21 = 17.85 \text{ tf/m}^2$ である。使用限界状態の支持力の規格値 q_s は、土の内部摩擦角の規格値 $\phi_e = 36^\circ$ を用いて計算した支持力 q_u を安全率 3 で割って求めることとしている。したがって、

$$q_s = q_u / 3 = (c N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma) / 3$$

図-1より $\phi_e = 36^\circ$ のとき $N_c = 51$ 、 $N_q = 38$ 、 $N_\gamma = 40$ と読めるから、

$$q_s = (0 * 51 + 1.8 * 1.2 * 38 + 0.5 * 1.8 * 3.3 * 40) / 3 = 200 / 3 = 67 \text{ tf/m}^2$$

許容応力度設計法の場合、同じ支持力係数を用いるとすれば、日本の場合も安全率 3 であるから、同じ支持力 $q_s = 67 \text{ tf/m}^2$ を用いればよい。

4. 設計結果 かかと部の水平長を変数とし、これを 10cm きざみで変化させて算出した最終的な形状を表 2 に示す (他の寸法は統一した)。この時の安定計算も表 2 に併記した。

注5) 合成荷重の作用位置が中三分の一に入るので接地圧分布は台形分布となる。よって、 $f = (\Sigma V / B) * (1 \pm 6e / B)$ より算出する。

注6) 接地圧 $= \Sigma V / A'$; ΣV : 鉛直荷重の設計用値の合計
 A' : 荷重の偏心を考慮した有効接地面積

注7) $H_u = (\text{鉛直荷重の合計}) * \mu$ 、 $H_1 = \text{土圧による滑動水平力}$

注8) 左辺 = 粘着力

表 2

の設計用値および内部摩擦角の設計用値によって計算される抵抗力。
 右辺 = 水平荷重の設計用値の合計。

5. おわりに 表 2 にみられるように、OHBDC の現行の荷重係数と土の強度係数を用いると、同じ設計条件であっても我が国の許容応力度設計法と比較して若干大きめの基礎となった。OHBDC 作成委員長の Dorton 氏によれば、カナダでも OHBDC を用いれば許容応力度設計よりも大きな基礎となることが指摘されており、第 3 版において、これを是正したい考えのようである。

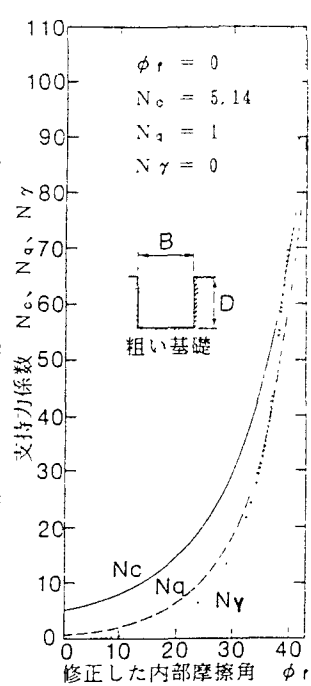


図-1

	許容応力度設計法		限界状態設計法 (OHBDC ; 第2版)	
形状				
安定計	地盤支持力	$q_s (\text{支持力}) > q (\text{接地圧})$ ⁵⁾ $67 \text{ tf/m}^2 > 16.33 \text{ tf/m}^2$	地盤支持力 (終局)	$q'_r (\text{支持力}) > q (\text{接地圧})$ ⁶⁾ $17.85 \text{ tf/m}^2 > 16.76 \text{ tf/m}^2$
	滑動	安全率 $F_s = H_u / H_1 > 1.5$ ⁷⁾ $F_s = 16.24 / 10.69$ $= 1.52 > 1.5$	滑動 (終局)	照査式: $A' (c_e) r + V \tan(\phi_e) r > H_2$ ⁸⁾ $20.98 \text{ tf} > 16.61 \text{ tf}$
	転倒	$x \geq B/3$ $1.10 \text{ m} \geq 1.03 \text{ m}$	地盤支持力 (使用)	$q_s (\text{支持力}) > f (\text{フーチング端部の圧力})$ ⁵⁾ $67 \text{ tf/m}^2 > 15.19 \text{ tf/m}^2$
算				