

III-133 組合せ(変断面)鋼矢板壁の設計法について

東京大学生産技術研究所

正員

久保慶三郎

富士製鐵株式会社

同

石黒健

富士製鐵株式会社

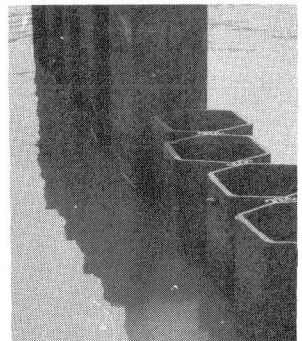
同

○白川興一

1. 概要

U形鋼矢板を筒形に溶接して補強した組合せ鋼矢板が開発された。組合せ鋼矢板工法は、大きな断面係数が得られること、豊富な断面係数が得られること、および組合せ鋼矢板の組合せ長さと設計条件に応じて適宜増減し得ること等によって経済的な矢板壁を形成できる利点がある。組合せ鋼矢板の組合せ長さと合理的に決定する為には、矢板壁の根入地盤面以上及び根入部における曲げモーメントとせん断力の分布を明らかにすると共に、組合せ長さの増減が矢板壁に生ずる最大曲げモーメントに与える影響をいかに把握し、如何なる影響を与えるかということも併せて解析されなければならない。

写真-1 組合せ鋼矢板壁



このため、著者は地盤反力と矢板壁のたわみとの間に線形関係を想定し、級数解法を適用して、横方向変断面鋼矢板壁の若干の例について電子計算機を用いて解析した。これによって、組合せ鋼矢板壁の合理的な設計が可能となった。

2. 変断面鋼矢板壁の解析理論

図-1の様に座標軸を取り、矢板の根入長さを D_2 とし、

矢板壁の断面二次モーメント及びたわみ曲線式をそれぞれ

$$x \leq D_1 \text{ において } I_1, y_1$$

$$x \geq D_1 \text{ において } I_2, y_2 \text{ とする。土圧荷重 } p \text{ と}$$

矢板壁のたわみ曲線の関係は次の様に表わされる。

$$p = p_a + p_w = EI_1 \frac{d^2 y_1}{dx^2} \quad (x \leq 0) \quad (1)$$

$$p = p_0 - p_r = EI_1 \frac{d^2 y_1}{dx^2} \quad (0 \leq x \leq D_1) \quad (2)$$

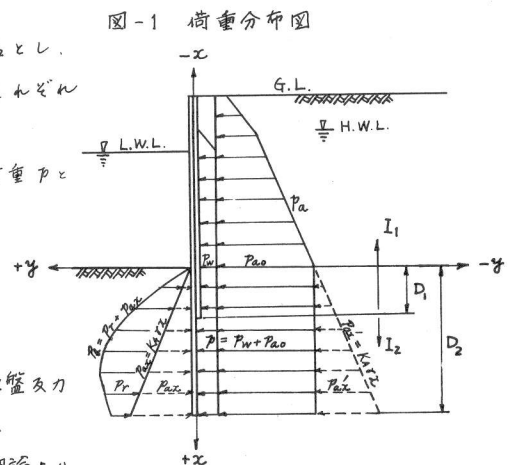
$$p = p_0 - p_r = EI_2 \frac{d^2 y_2}{dx^2} \quad (D_1 \leq x \leq D_2) \quad (3)$$

ただし、 p_a : 主動土圧 p_w : 水圧荷重 p_r : 地盤反力

$$p_0: \text{根入地盤面における荷重強度 } p_0 = p_w + p_r$$

根入部分の安定が Free Earth Support の極限平衡理論より

も余裕のある時は、矢板壁の根入長さにも余裕があり、反力土圧の発生状況は深部では極限受働土圧よりも小さいと考えられる。このような範囲の反力土圧を扱うには、受働土圧係数 K_p による受働土圧を考へるかわりに、矢板壁面の地中変位に關係をもつ反力土圧成分に着目し、地盤反力係数の概念に従って反力土圧と矢板の地中変位との間に比例関係を想定する方が実際に則した合理的な扱い方といえる。K. Terzaghi, P.W. Rowe 等は式(2),(3)における地盤反力 p_r と、砂質土の場合次の様に取



ることを提唱している。すなわち $p_r = \frac{N_c x_0}{D}$ (4)

ここに、 p_r : 地盤反力 D : 根入長さ N_c : 砂の横方向地盤反力係数

x : 根入地盤面からの距離 x : 矢矢の位置における矢板のたわみ

式(4)は P.W. Rowe 等の土圧実験値とよく合致している。式(4)を用いれば式(2), (3)から

$$p_0 - \frac{N_c x_0}{D_2} = EI_1 \frac{d^4 y_1}{dx^4} \quad (0 \leq x \leq D_1) \quad (5) \quad p_0 - \frac{N_c x_0}{D_2} = EI_2 \frac{d^4 y_2}{dx^4} \quad (D_1 \leq x \leq D_2) \quad (6)$$

という弾性曲線方程式が得られる。式(5), (6)の形を有する微分方程式に対しては一般解は求められていない。よってこれを級数展開法によって解くこととし、まず解 y_1 の一般形として x の無限べき級数を想定した様におく。すなわち、

$$y_1 = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_n x^n + \dots = \sum_{n=0,1,2,\dots} a_n x^n \quad (0 \leq x \leq D_1) \quad (7)$$

$$y_2 = b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + \dots + b_n x^n + \dots = \sum_{n=0,1,2,\dots} b_n x^n \quad (D_1 \leq x \leq D_2) \quad (8) \quad \text{とする。}$$

式(5), (6)に式(7), (8)を代入し式の両辺を EI_1 または EI_2 で割れば

$$\frac{p_0}{EI_1} - \frac{N_c x_0}{D_2 EI_1} \sum_{n=0,1,2,\dots} a_n x^n = \sum_{n=0,1,2,\dots} \frac{(n+4)!}{n!} a_{n+4} x^n \quad (0 \leq x \leq D_1) \quad (9)$$

$$\frac{p_0}{EI_2} - \frac{N_c x_0}{D_2 EI_2} \sum_{n=0,1,2,\dots} b_n x^n = \sum_{n=0,1,2,\dots} \frac{(n+4)!}{n!} b_{n+4} x^n \quad (D_1 \leq x \leq D_2) \quad (10) \quad \text{となる。}$$

式(9), (10)がそれぞれ $0 \leq x \leq D_1$ 及び $D_1 \leq x \leq D_2$ の範囲の x の値の如何に拘らず成立するためには、それぞれの式の左辺に右辺における x の指数の等しい項の係数同士が互いに等しくなければならぬ。 x^0 の項に関して $a_4 = \frac{p_0}{4! EI_1}$ (11) , $b_4 = \frac{p_0}{4! EI_2}$ (12)

x^n の項に関しては一般に

$$\text{式(9)より} \quad a_{n+4} = - \frac{(n+1)!}{(n+5)!} \cdot \frac{N_c}{D_2 EI_1} a_n \quad (13)$$

$$\text{式(10)より} \quad b_{n+4} = - \frac{(n+1)!}{(n+5)!} \cdot \frac{N_c}{D_2 EI_2} b_n \quad (14) \quad \text{となる。}$$

式(13), (14)より弾性曲線の解のべき級数の係数は全て、 $a_0 \sim a_4$ 及び $b_0 \sim b_4$ の10個の係数で表わされることになる。このうち a_4, b_4 は式(11), (12)によって既に求められている。未定係数 $a_0, a_1, a_2, a_3, b_0, b_1, b_2, b_3$ は矢板壁の境界条件及び $x=D_1$ における連続条件から次の様にして求められる。

まず、根入地盤の表面すなわち $x=0$ における曲げモーメント、せん断力 $M_0, \bar{p}_0$ とすれば

$$M_0 = EI_1 \left[\frac{d^2 y_1}{dx^2} \right]_{x=0} \quad (15)$$

$$\bar{p}_0 = EI_1 \left[\frac{d^3 y_1}{dx^3} \right]_{x=0} \quad (16)$$

式(15), (16)に式(7), (8)を代入すれば

$$M_0 = 2! EI_1 a_2 \quad (17)$$

$$\bar{p}_0 = 3! EI_1 a_3 \quad (18) \quad \text{となる。}$$

矢板壁に対する外力荷重すなわち土圧、水圧等の既知量外力荷重による $x=0$ 矢の外力モーメント、外力せん断力を $\bar{M}_0, \bar{p}_0$ と表わし、タイロッド等の横支材の張り(未知量)を T とし、横支材の位置と根入地盤面の距離を H とすれば、

$$M_0 = \bar{M}_0 - TH = 2! EI_1 a_2 \quad (19)$$

$$\bar{p}_0 = \bar{p}_0 - T = 3! EI_1 a_3 \quad (20)$$

次に矢板の根入下端すなわち $x=D_2$ における境界条件から、通常の地盤の場合、

$$M_{x=D_2} = EI_2 \left[\frac{d^2 y_2}{dx^2} \right]_{x=D_2} = 0 \quad (21)$$

$$\bar{p}_{x=D_2} = EI_2 \left[\frac{d^3 y_2}{dx^3} \right]_{x=D_2} = 0 \quad (22)$$

また、 $x=D_1$ におけるたわみ、たわみ角、モーメント、せん断力の連続の条件から

$$[y_1]_{x=D_1} = [y_2]_{x=D_1} \quad (23) \quad \left[\frac{dy_1}{dx} \right]_{x=D_1} = \left[\frac{dy_2}{dx} \right]_{x=D_1} \quad (24)$$

$$[M_1]_{x=D_1} = [M_2]_{x=D_1} \quad \text{すなわち} \quad I_1 \left[\frac{d^2 y_1}{dx^2} \right]_{x=D_1} = I_2 \left[\frac{d^2 y_2}{dx^2} \right]_{x=D_1} \quad (25)$$

$$[S_1]_{x=D_1} = [S_2]_{x=D_1} \quad \text{すなわち} \quad I_1 \left[\frac{d^3 y_1}{dx^3} \right]_{x=D_1} = I_2 \left[\frac{d^3 y_2}{dx^3} \right]_{x=D_1} \quad (26)$$

横支材を有しない自立式矢板壁の場合には、式(19)、(20)において $T=0$ であるから未知量は $a_0 \sim a_3$, $b_0 \sim b_3$ の8個となり、それに対して条件式は式(19)～(26)の8個であるから解を求めることができる。タイロッド式矢板壁の様な横支材付き矢板壁では、横支材の取付位置における変位の適合条件から、
$$\delta_T = a_0 + a_1 H + b_0 - \frac{H^3}{3EI_1} T_0 \quad (27)$$

ここに、 H : 横支材取付位置と根入地盤面の距離

δ_0 : 土圧、水圧等の既知外力による下端埋込梁としての矢板壁の横支材取付位置のたわみ

δ_T : 横支材取付位置における矢板壁のたわみ

結局、条件式(19)～(27)から横支材付き矢板壁の未知量 $a_0 \sim a_3$, $b_0 \sim b_3$, T を全て求められることが分る。なお、根入地盤面より上の部分($x \leq 0$)における諸数値は通常の微分方程式の解法に従って(1)式と解くことにより容易に求められる。

3. 変断面組合せ鋼矢板壁の設計例

設計条件:

水深 $H_w = 10 \text{ m}$, 天端高 $H_{GL} = 4 \text{ m}$, 土載荷重 $q = 1.5 \text{ t/m}^2$, $\delta_T = 0$

地震強度 $k_1 = 0.2$, $k_2 = 0.4$ (水中の見かけの震度) 土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$

地盤反力係数 $k_h = 3.8 \text{ kg/cm}^3$, 壁面摩擦角 $\delta = \pm 15^\circ$, 残留水位 $+1.0 \text{ m}$

タイロッド取付位置 $+1.0 \text{ m}$, 土の単位重量 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, $\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ (水中)

矢板の根入長さ $D_2 = 9 \text{ m}$ (Free Earth Support 法による), 組合せ鋼矢板 FSP R-12

根入地盤面から組合せ位置までの距離 D_1 を種々に変化させた場合の曲げモーメント、せん断力、たわみ、地盤反力及び最大曲げモーメントの変化を図-2～6に示す。曲げモーメントについていえば、図-6で分る様に組合せ長さ L が短くするに従い、根入地盤面より上の矢板壁に生ずる最大曲げモーメント $M_{1 \max}$ は増加する傾向を示し、根入部の矢板壁に生ずる最大曲げモーメント $M_{2 \max}$ は減少する傾向を示す。この場合 $M_{1 \max}$ の変化割合は極く小さいのに比し、 $M_{2 \max}$ の変動はかなり大で特に $D_1 = 3 \text{ m} \sim 6 \text{ m}$ の間で激しい。また $M_{2 \max}$ は $M_{1 \max}$ に比較して非常に小さく、その割合は組合せ長さによって異なるが大概 30～55% である。次に、鋼矢板に生じる応力の上から見れば図-2で明らかな様に、全長組合せ ($D_1 = 9 \text{ m}$) の場合海底面から上の矢板壁に生じる最大応力は

$\sigma_{1 \max} = 1.960 \text{ kg/cm}^2$ であるのに対し、根入部の矢板壁に生じる最大応力は $\sigma_{2 \max} = 1.100 \text{ kg/cm}^2$ と

地震時応力としては非常に余裕のあることが分る。従って二り様な矢板壁は不経済であって、根入部の断面を小さくする方が合理的なやり方といえる。今、組合せ長さを短くし $D_1 = 0 \text{ m}$ としても

$\sigma_{1 \max} = 2.100 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{2 \max} = 1.500 \text{ kg/cm}^2$ であるから、1種鋼矢板 (降伏点 $3,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上) で応力的に十分安全である。一方、矢板壁のたわみについて見れば、図-4で明らかな様に根入部における組合せ長さの増減がたわみに及ぼす影響は極めて小さい。よって本例では、鋼矢板の組合せは根入地盤表面付近で止め、根入部は組合せの補強なしとするのが合理的で経済的な組合せ鋼矢板の設計法であると言える。このとき組合せ率は約 60% となる。なお、図-2又は図-6で分る様に、本例の場合は弾性理論による $M_{1 \max}$ はいわゆる海底面假想鉛直によるよりも 20% 程度大きくなる。また、図-2において $D_1 = 9 \text{ m}$ の場合の曲げモーメント図と $D_1 = -14 \text{ m}$ の曲げモーメント図と比較すれば分る様に、断面剛性が約 50% 減少すれば $M_{1 \max}$ は約 13% 減少し、 $M_{2 \max}$ はわずが

が増加しないことも示されている。一方、このとき矢板壁のたれは約2倍になることが図-4から分る。

図-2 モーメント図

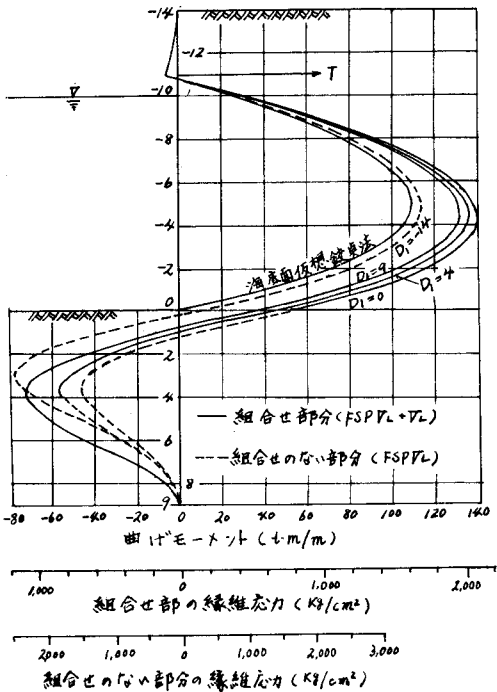


図-3 せん断力図

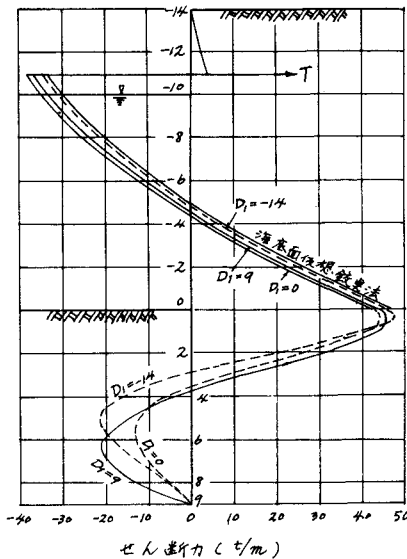


図-6 最大曲げモーメント

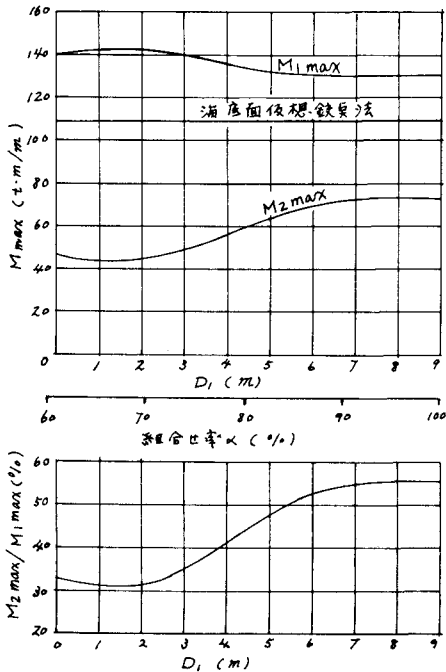


図-4 たれ外図

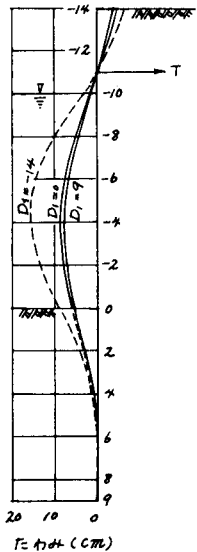


図-5 地盤反力図

