

刚性地下闭合墙基础变位与 内力计算方法的研究

孙学先

(兰州铁道学院土木工程系)

一、引言

地下闭合墙是一种新型的桥梁及其它建筑物的基础。日本在近10余座桥梁上采用了这种基础,经济效果显著。我国有关铁路设计部门正准备引进这种基础的设计和施工技术,但考虑到我国的具体情况和现行的设计规范,需研究出一套适合我国情况的比较实用、简易的设计方法。地下闭合墙是就地挖槽浇灌混凝土,不挖出中间的土壤,施工方法类似钻孔灌注桩和地下连续墙,挖掘量小,对周围地基土扰动也小,基础完成后其墙壁与地基能良好密合,使基础能充分利用与周围地基土的摩擦力来承载,增强了基础与地基共同工作的性能。

地下闭合墙基础的设计与施工方法、施工质量有密切关系,墙与墙的垂直接头的质量高低是关系到基础受力性状和计算方法的重要因素。日本《建筑物设计标准》的要求是:当 $\beta L < 2$ 时,将基础当作周边弹性支承的刚性受力体来进行分析。其中 $\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4EI}}$, K 为基础正面水平地基系数, D 为基础横向受力计算宽度, EI 为基础抗弯刚度, L 为基础入土深度。而我国《铁路桥涵设计规范》定为 $\beta L \leq 2.5$ 。 $\beta = \sqrt[5]{\frac{mD}{4EI}}$, m 为基础正面水平地基系数的比例系数,其余符号意义同前。本文拟就地下闭合墙作为刚性深基础的变位和内力计算方法进行讨论。

二、基础的变位计算公式

设基础计算模型如图1所示,基础周围有8种类型的地基弹性抗力,分别用 $K_0, \alpha K_0, K_s, \epsilon K_s, K'_s, \beta K'_s, K_c$ 和 K_b 表示。因基础被看作刚性体,空间变位也非常小,所以在竖向力、水平力和力矩的作用下,分别进行计算。假定基础在外力和周围地基弹性抗力作用下,绕中心轴处某点转动,转动角 θ ;基础前后墙面的水平向地基系数 $K_0 = (z_0 + y)m$;基础两侧墙面剪切地基系数 K'_s 和前后墙面竖向剪切地基系数 K_s 均为常量;基础内部土的剪切地基系数分别为 $\beta K'_s$ 和 ϵK_s , αK_0 为内部土体水平向地基系数; α, β, ϵ 为折减系数均小于1。在地震时因基础内土壤与其共同振动,以及在水平荷载作用下基础内上部一定高度土体有与基础一起变位的趋势,因而设基础内土体抗力作用的有效高度为 h 。 h 对非地震力计算可取一半基础入土深度,当地震力计算时可取如图1所示高度^[1]。

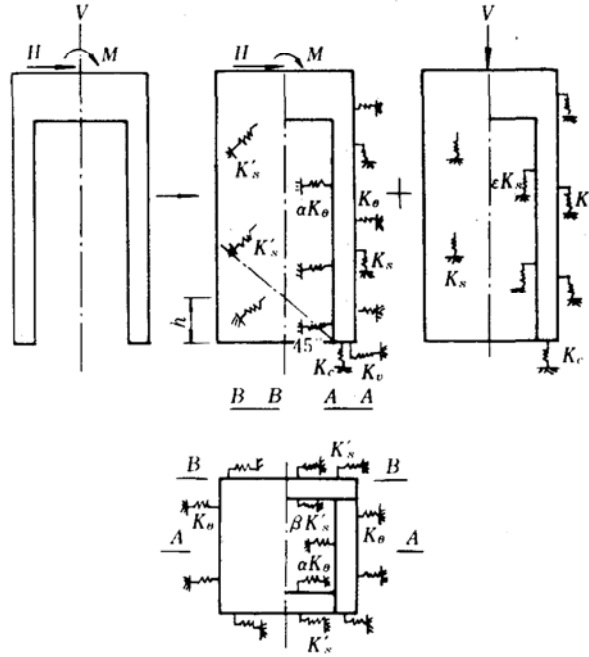


图1 计算模型

由基础的力学计算图示(图2), 可列出如下两个平衡方程:

$$\sum F_x = 0$$

$$H + P_c - \int_0^L \sigma_x B_0 dy - 2 \int_0^L \tau_x A_0 dy - \int_{L-h}^L \alpha \sigma_x b_0 dy - 2 \int_{L-h}^L \beta \tau_x a_0 dy = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_n = 0$$

$$\begin{aligned} M + Hy_0 - \int_0^L \sigma_x B_0 (y_0 - y) dy - 2 \int_0^L \tau_x A_0 (y_0 - y) dy - \int_{L-h}^L \alpha \sigma_x b_0 (y_0 - y) dy \\ - 2 \int_{L-h}^L \beta \tau_x (y_0 - y) a_0 dy - P_c (L - y_0) - 2 \int_0^L \frac{A^2}{4} \theta K_s B dy - \int_0^{\frac{L}{2}} \theta x K_c (B - b) dx \\ - \int_{\frac{L}{2}}^L \theta x^2 K_c B dx = 0 \end{aligned} \quad (2)$$

将 $\sigma_x = (z_0 + y)m \cdot (y_0 - y)\theta$, $\tau_x = K'_s \theta (y_0 - y)$ 等系数代入式(1)、(2)中, 积分后并联立求解,

$$\begin{aligned} \text{得} \quad \theta &= \frac{t_1 H + t_2 M}{t_3 t_2 - t_1^2} \\ y_0 &= \frac{t_3}{t_1} - \frac{M}{\theta t_1} \\ x_0 &= \theta y_0 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \text{其中} \quad t_1 &= \frac{1}{3} m B_0 [(1 + \eta) L^3 - \eta \lambda^3] + \frac{1}{2} m B_0 z_0 [(1 + \eta) L^2 - \eta \lambda^2] + A_0 K'_s [(1 + \xi) L^2 - \xi \lambda^2] - J \\ t_2 &= \frac{1}{2} m B_0 [(1 + \eta) L^2 - \eta \lambda^2] + m B_0 z_0 [(1 + \eta) L - \eta \lambda] + 2 K'_s A_0 [(1 + \xi) L - \xi \lambda] \\ t_3 &= \frac{1}{4} m B_0 [(1 + \eta) L^4 - \eta \lambda^4] + \frac{1}{3} m B_0 z_0 [(1 + \eta) L^3 - \eta \lambda^3] \\ &\quad + \frac{2}{3} K'_s A_0 [(1 + \xi) L^3 - \xi \lambda^3] + \frac{W}{4} A K_c + \frac{A}{2} K_s B L + J L \end{aligned} \quad (4)$$

上式中 m 为地基系数 K_0 的比例系数, 对多层地基土, $m = \frac{1}{L^2} \sum_{i=1}^n m_i l_i (l_i + \sum_{j=1}^{i-1} 2l_j)$, kN/m^4 ; l_i, l_j 为各土层的厚度, m ; W 为基底截面模量, m^3 ; $\lambda = L - h$; $\eta = \alpha b_0 / B_0$; $\xi = \beta a_0 / A_0$; B_0, A_0, b_0, a_0 分别为基础外正面、外侧面、内正面和内侧面的计算宽度, m ; 按《铁路桥涵设计规范》 $B_0 = B + 1$, 其余可近似按基础实有尺寸取值, 即: $A_0 \approx A, b_0 \approx b, a_0 \approx a$; K_c 为基底竖向地基系数, kN/m^3 ; α, β 为折减系数, 无试验资料可近似取 $0.2 \sim 0.4$; P_c 为基底面水平摩擦力, $P_c = J\theta$, $J = \frac{1}{8} K_v (A^2 B - a^2 b)$; K_v 为基底水平向剪切地基系数, kN/m^3 , $K_v = f \cdot K_c$; f 为折减系数 (或认为是摩擦系数); A, B, a, b 为基础外边和内边的平面尺寸, m ; z_0 是基础顶面到地面 (或局部冲刷线) 的距离。当 K_0 假定为梯形分布时, 则基础顶面处有 $K_0 = z_0 m$; 当 $z_0 = 0$ 时, K_0 按三角形分布。

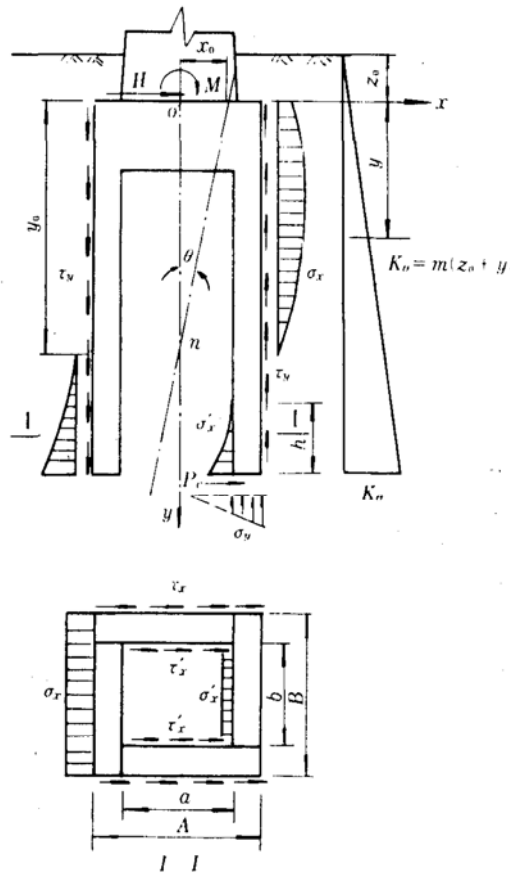


图2 计算图示

$y_0 = L$, 即基础绕基底中心转动 (例如基底嵌入岩层) 时, 则有

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{M + HL}{T} \\ x_0 &= \theta L \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

其中
$$T = \frac{1}{12} B_0 m [(1 + \eta) L^4 - \eta \lambda^2 (6L^2 - 8\lambda L + 3\lambda^2)] + \frac{2}{3} K'_s A_0 [(1 + \xi) L^3 - \xi \lambda \times (3\lambda^2 - 3\lambda L + L^2)] + \frac{A^2}{2} K_s B L + \frac{W}{4} A K_c \quad (6)$$

上式中各符号的意义同式(4)。

对较为松散的砂土地基,也可以假定剪切地基系数 $K'_s = m'y$; $K_s = m_0 y$ 。那么式(4)改写为

$$\left. \begin{aligned} t_1 &= \frac{1}{3} m B_0 [(1+\eta)L^3 - \eta\lambda^3] + \frac{1}{2} m B_0 z_0 [(1+\eta)L^2 - \eta\lambda^2] \\ &\quad + \frac{2}{3} m' A_0 [(1+\xi)L^3 - \xi\lambda^3] - J \\ t_2 &= \frac{1}{2} m B_0 [(1+\eta)L^2 - \eta\lambda^2] + m B_0 z_0 [(1+\eta)L - \eta\lambda] + A_0 m' [(1+\xi)L^2 - \xi\lambda^2] \\ t_3 &= \frac{1}{4} m B_0 [(1+\eta)L^4 - \eta\lambda^4] + \frac{1}{3} m B_0 z_0 [(1+\eta)L^3 - \eta\lambda^3] \\ &\quad + \frac{1}{2} A_0 m' [(1+\xi)L^4 - \xi\lambda^4] + \frac{1}{4} A^2 L^2 B m_0 + \frac{1}{4} A W K_c + J L \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

同理,基础绕基底中心处转动时,式(6)变为

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{12} B_0 m [L^4(1+\eta) - 3\eta\lambda^4 - 6\eta\lambda^2 L^2 + 8\eta\lambda^3 L] \\ &\quad + \frac{1}{6} A_0 m' [L^4(1+\xi) - \xi\lambda^2(6L^2 - 8L\lambda + 3\lambda^2)] + \frac{1}{4} A^2 L^2 B m_0 + \frac{1}{4} A W K_c \end{aligned} \quad (8)$$

式(7)、(8)中, m' 和 m_0 分别为 K'_s 和 K_s 的比例系数,其余符号均同前。

三、关于剪切地基系数 K_s , K'_s 的讨论

为了准确计算基础墙面与地基土之间的摩擦力,确定剪切地基系数 K_s (或 K'_s)是关键。剪切地基系数不仅与作用在墙面上的法向土压力,墙面与地基土的摩擦角,土的粘聚力 c 和土的其它一些力学性质有关,还与基础的施工工艺等因素有关。目前,对于剪切地基系数的变化规律和确定方法,在理论研究和经验资料方面还不很充分,有待今后进一步探讨。本文在分析了有关地下连续墙和桩的测试资料后,依据摩擦力极限理论,提出了一个确定剪切地基系数 K_s 的简易方法。

首先设墙面与地基土竖向极限摩擦力为 τ_f , Terzaghi, Meyerhof 等^[2]建议

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= s_u \cdot \mu \quad (\text{粘性土}) \\ \tau_f &= K_z \sigma_z \tan \delta \quad (\text{砂土}) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

日本国铁建议

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= c \text{ (或 } \tau_f = N_{63.5}) \leq 150 \text{ kPa} \quad (\text{粘性土}) \\ \tau_f &= 0.5 N_{63.5} \leq 200 \text{ kPa} \quad (\text{砂土}) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

上两式中 s_u 为土的不排水抗剪强度, kPa; μ 为递减系数, 根据试验资料和经验确定, 缺少资料时, 可参照文献[2]查取; σ_z 为有效垂直应力, kPa; $N_{63.5}$ 为标准贯入试验锤击数; δ 为墙面与土体的摩擦角, 对粗颗粒土或墙表面粗糙时可取 $\delta = \phi'$ (ϕ' 是土的有效内摩擦角); K_z 为作用在墙面上的法向土压力系数, 大致与静土压力系数 K_0 相当: $K_z \approx K_0 = 1 - \sin \phi'$ 。当考虑到墙与土的接触面上有膨润土覆盖膜的作用时, 可将土的抗剪强度折减后再计算 τ_f 。

当按式(9)、(10)计算或实测得到 τ_f 后, 设 $\tau = K_s \cdot x_u$, 并有关系式 $\tau_f = K_s \cdot x_f$, 即可求得 $K_s = \frac{\tau_f}{x_f}$ (图3)。 x_f 是基础墙面与土体之间的摩擦力接近或达到极限时的相对位移, 如能确定不同土类的 x_f 值范围, 问题也就解决了。观察图4^[2,3], 荷载试验中各阶段试验墙轴向力分布, 在8MN级荷载之前外力几乎全部由摩擦力来平衡, 而此时, 试验墙的沉降均达到1cm左右 (图5^[2,3]) 摩擦力接近其极限值。图5显示了各种不同尺寸、不同施工方法、不同地质条件下桩和地下试验墙的沉降曲线。

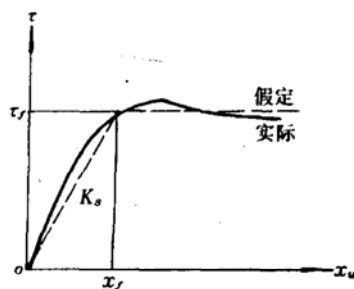
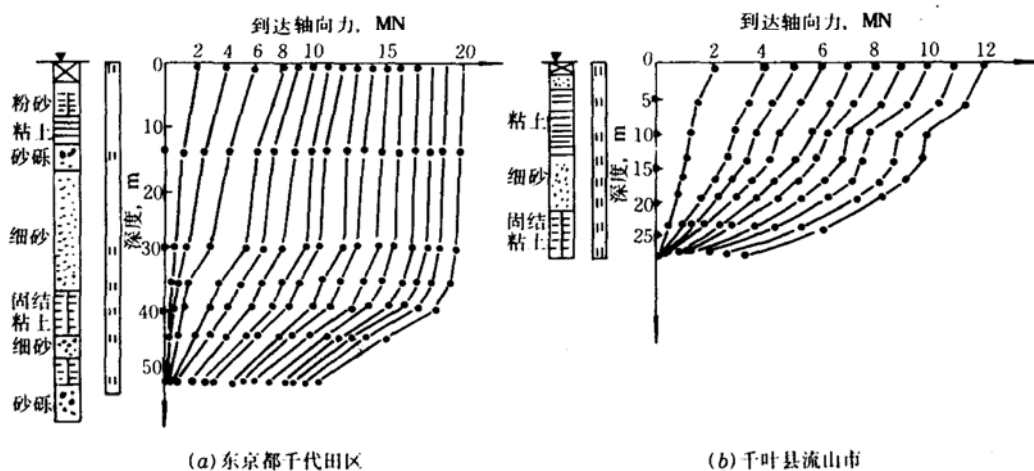
图3 $\tau-x_u$ 曲线

图4 地下试验墙荷载试验

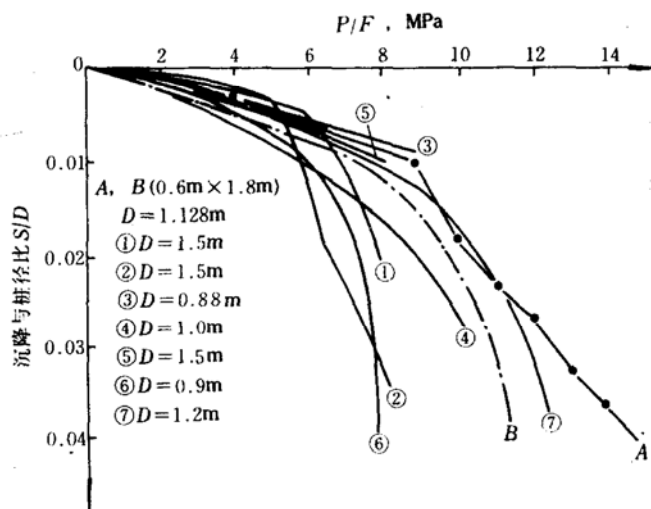
图5 $(S/D)-(P/F)$ 曲线

图6^[2]为由试验测定的桩周不同深度土层摩擦力 τ 与位移的关系曲线。由图6知,对于软弱粘土层,相对位移仅6mm,摩擦力就到最大值,然后暂时维持在这个数值,直至位移值到20~30mm。另一个极端情况是固结粉砂和细砂层(深23.4~27.0m)的相对位移达17mm左右,摩擦力才到极限值 τ_f 。从上可知,不同深度土层的 τ_f 值所对应的 x_f 不尽相同,但对一般良好土层, x_f 约在10~15mm,从统计平均值来看,也是如此。在满足工程要求和计算方便的前提下,本文认为对良好地基土均可以取 $x_f=10\text{mm}$ 来计算。

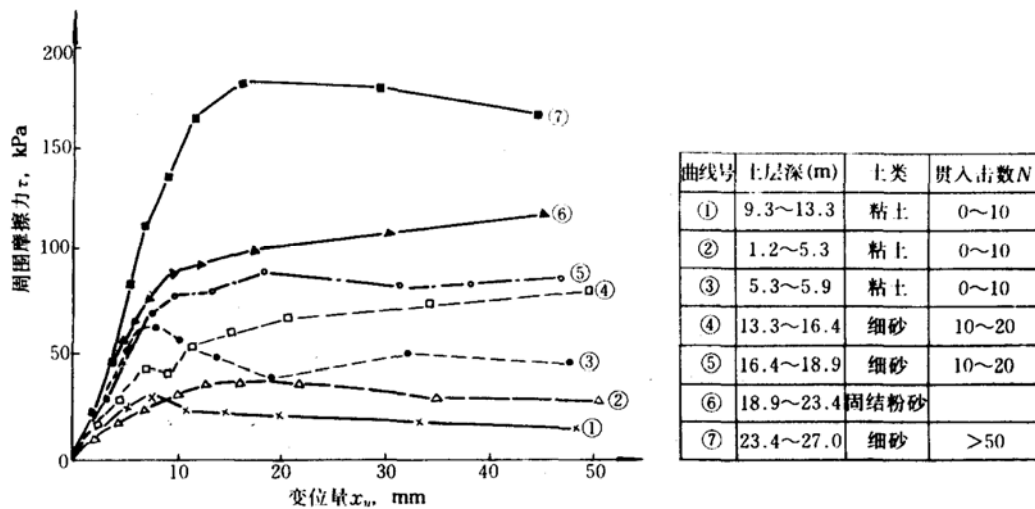


图6 桩荷载试验 τ - x_u 曲线

对砂土地基,当假定 $K_s = m_0 \gamma$ 时,由式(9)得到

$$\tau_f = K_z \gamma y \tan \delta = m_0 \gamma x_f, \text{ 即 } m_0 = \frac{k_z \gamma \tan \delta}{x_f} \quad (11)$$

γ 为计算土层中点处的有效重度。

基础外侧墙面水平剪切地基系数 K'_s 的性状与 K_s 相近,据文献[1], K'_s 比 K_s 要大些, $K'_s \approx (1.2 \sim 1.4) K_s$ 。在设计时, K'_s 宜按试验确定,当缺少试验资料时,考虑到安全因素,不妨设同一墙面内土的各向剪切地基系数相同,即 $K'_s = K_s$ 。

四、基础内力、地基反力计算

在求出基础的变位后,参照图2,就可容易地计算基础任一截面 y 处的内力和地基反力。如 $L-h$ 范围的内力计算式有

$$M_y = M + Hy - \theta m B_0 y^3 \frac{1}{12} (2y_0 - y) - \frac{1}{3} \theta K'_s A_0 y^2 (3y_0 - y) - \frac{1}{6} m B_0 z_0 \theta y^2 (3y_0 - y) - \frac{1}{2} A^2 B \theta K_s y \quad (12)$$

$$Q_y = H - \frac{1}{12} \theta m B_0 y^2 (6y_0 - 4y) - \frac{1}{3} \theta K'_s A_0 y (6y_0 - 3y) - \frac{1}{6} m z_0 \theta B_0 y (6y_0 - 3y) \quad (13)$$

$$V_y = V + G_y - A \cdot B y K_s \Delta y \quad (14)$$

$$\Delta = \Delta_y + \Delta_z \quad (15)$$

六、结 语

本文在借鉴了国外学者所做的研究工作的基础上,结合我国现行桥梁设计规范,对刚性地下闭合墙基础的计算作了初步研究,所推求的内力、变位计算公式还有待进一步验证和完善,特别是基础与地基共同作用机理以及地基抗力的变化规律还需通过系统的试验分析去印证、解决。

参 考 文 献

- [1] 大志万和也.地中連続壁基礎の設計.桥梁と基礎, 1986, 20(1).
- [2] 陆震铨, 祝国荣.地下连续墙的理论与实践.人民铁道出版社, 1987: 426~433.
- [3] 金谷祐二, 宫崎祐助.地下連続壁杭の载荷试验.基礎工(特集), 1982.
- [4] 春原俊英, 曾根義雄, 中井雅彦.連続壁剛体基礎工法の設計——东北新干线王子南部工区.铁道土木, 1984, (8).
- [5] 铁路工程设计技术手册, 桥梁地基和基础, 人民铁道出版社.1983: 37~38.