

花岗岩残积土软化对基坑支挡结构嵌固端的影响分析

张 畅

广州地铁设计研究院股份有限公司 广东 广州 510000

摘 要：花岗岩残积土作为一种在华南地区广泛分布的具有特殊工程特性的土层，力学特性普遍容易受到外部环境变化的扰动而发生剧烈变化，如遇水软化崩解。在基坑工程的施工过程中，当基坑底部为花岗岩残积土时，在基坑开挖到底后到地下室底板施工前，通常仍有大量施工工序穿插，导致基坑坑底土层软化，进而影响基坑结构安全。本文对比了基坑设计时采用不同规范的计算方法及实际的围护结构变形监测数据，认为对于花岗岩残积土在软化崩解前后需采用不同的土水平反力比例系数来计算围护结构变形，可以得到与实际相符的围护结构变形结果。研究结论可以为花岗岩残积土地区的类似工程设计提供参考。

关键词：基坑；花岗岩残积土；土水平反力；比例系数

引言

残积土是岩石被风化后残留在原位的较为松散的岩石碎屑和土形成的堆积物，残积土向下可以逐渐过渡为全风化层。而花岗岩类岩石是大陆上广泛分布的岩石类型，由于在我国东南部、南部强烈的化学与物理风化作用，形成了分布广泛的花岗岩残积土^{[1][4]}。花岗岩残积土其具有孔隙比大、遇水软化崩解的特点^{[1][3]}，随着城市化进程的不断加快和深入，大量基础设施及工业、民用建筑建设在表层残积土上，残积土遇水软化的工程特性也造成了一些列工程问题^[2]。

本文以广州某花岗岩残积土地区的基坑为例，通过对基坑支挡结构的变形数据分析，探究花岗岩残积土遇水崩解软化对围护结构变形影响，以求对常用的基坑设计方法进行适当的修正，为其他花岗岩残积土地区的岩土工程设计提供借鉴。

1 工程概况

本项目位于广东省广州市番禺区，占地总面积约为

7.1万平方米，其中基坑面积为4.2万平方米，基坑长度为333米，宽度为57米~168米，基坑深度约为21.5米。共采用三道混凝土支撑，基坑典型剖面如图1：从原状地面放坡约2.2~3.9米后为冠梁，周边地质自上而下分别为人工填土、黏土、局部粉细砂、花岗岩残积土、花岗岩全风化、花岗岩强风化、局部存在花岗岩微风化。其中对于勘察报告中基坑内侧土的水平抗力比例系数，可参考勘察报告中根据广东省标准推荐方法得出的计算值，如表1。而根据《建筑基坑支护技术规程》提出的方法计算，水平反力系数的比例值根据勘察报告取值，当缺少试验及经验时，可以按以规程提出的经验公式：

$$m = \frac{0.2\varphi^2 - \varphi + c}{v_b}$$
 计算，式中c、φ：分别为土的粘聚力kPa、内摩擦角(°)，本项目根据土工试验得出；v_b为挡土构件在坑底处的水平位移量(mm)，当水平位移不大于10mm时可取v_b = 10。各层土的岩土参数建议值如下表：

表1 岩土参数建议值

岩土分层	岩土名称	天然密度 ρ (g/cm ³)	黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 φ (°)	地基系数的比例系数 (MN/m ⁴)	
					勘察参考值	国标经验值
<1-2>	人工填土层	1.95	15.00	19.00	6	6.8
<3-1>	冲洪积 粉细砂层	1.85	/	24.00	15	9.1
<4N-2>	冲洪积 可塑状 粉质粘土层	1.93	17.00	16.00	15	5.2
<5Z-2>	硬塑~坚硬状 混合花岗岩残积土层	1.89	17.00	19.00	35	7.0
<6Z>	混合花岗岩 全风化层	1.96	25.00	21.03	45	9.2
<7Z>	混合花岗岩 强风化层	1.99	31.00	24.00	150	11.2

2 花岗岩残积土软化对围护结构嵌固端影响

由于基坑内支撑共有三层，首层支撑以上有约2.5m放坡，而对于首层支撑以上土方开挖不影响基坑围护结

构变形。所以在基坑开挖过程中，将整个开挖阶段可以分为3个阶段，分别为：首层支撑、二层支撑、三层支撑以下的土方开挖。基坑开挖到底后，由于需要在坑底进

行桩基检测、抗浮锚杆施工、底板防水及主体施工等一些列施工作业，在底板施工完成前底板下的花岗岩残积土暴露于大气中会产生明显的软化崩解，所以基坑开挖到底到底板完成封闭前划分第四个开挖阶段。四个开挖阶段围护结构变形监测值和计算值对比如图2：

根据以上围护结构变形图可以看出，首层、二层土方开挖时，围护结构变形监测数据比计算值大，而在三层土方开挖和底板施工时，围护结构变形反而比计算小，尤其是前三个土方开挖阶段围护结构变形均为增加，而在底板施工期间，基坑底部花岗岩残积土存在崩解软化，应该会导致围护结构变形继续增加，但监测数据却显示围护结构测斜数据减少，其中顶部围护结构测斜为较大的负位移，其原因很可能是由于监测数据的计算假定的围护结构嵌固端底部固定，监测数值均为围护结构变形相对于围护结构底部的相对量，但实际在围护结构施工过程及基坑开挖过程中，对围护结构嵌固端周边土体均有扰动，可能会导致嵌固端周边土体反力系数会比实际

小，且围护结构底部实际发生了位移，与监测数据的假定不符。

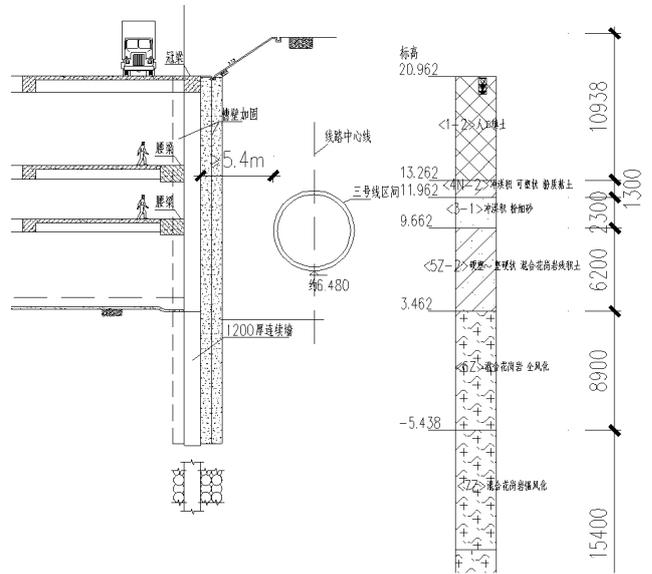


图1 基坑典型剖面

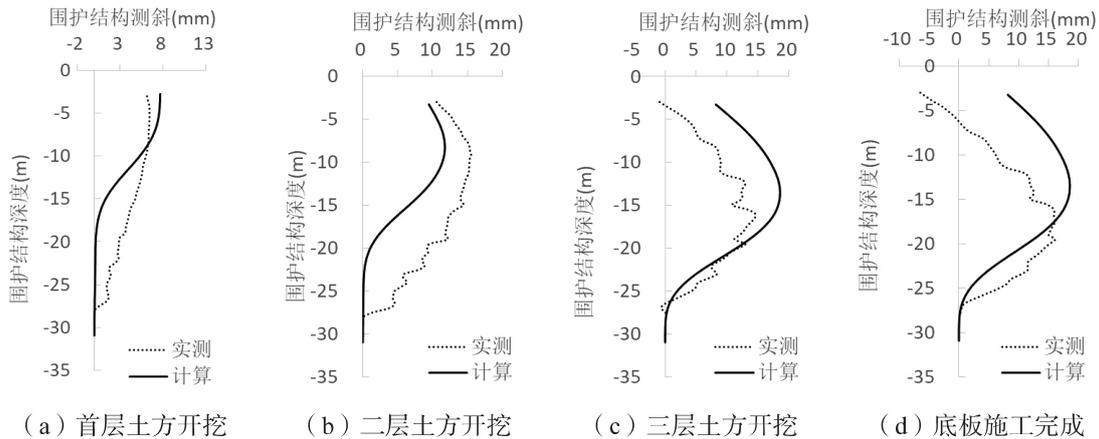


图2 各施工阶段围护结构变形

由于土方开挖后，挖至坑底时围护结构嵌固长度达到设计值为最短，所以土体软化对于最后两个阶段影响最大，而在此过程中，根据计算结果及轴力监测数据显示：首层支撑在最后一层土方开挖时，轴力变化较小，基于此结果，可以假定围护结构支撑在首层支撑位置的变形接近，坑底花岗岩残积土的软化主要影响二层支撑及以下位置的围护结构变形，故对最后两个阶段变形数据修正，修正结果如图3：

根据围护结构变形修正后的结果，最后一层土方开挖后，围护结构变形的计算值和实测值较接近，而此时围护结构底部变形值已经达到6mm左右。当基坑开挖到底之后，底板施工期约有2个月左右，根据图3(c)开挖

到底和底板封闭后的监测结果对比，两个月中由于坑底软化导致围护结构变形最大增加约9mm，围护结构底部变形增加约5mm。在底板施工期间，围护结构周边土体及围护结构及内支撑状态几乎没有变化，变形增加产生的主要原因是底板施工期间，导致坑底软化，从而使得水平反力系数的m值减小，而且随着时间推移，坑底位置土体软化情况不断加剧，临近表面部分的残积土失去原有结构，土体整体接近软塑或流塑状态，无法起到对围护结构的嵌固作用，相当于对基坑进行了超挖。根据现场情况及变形监测数据，可以分别考虑通过基坑增加计算深度和减少m值来模拟坑底土体的软化，并根据计算结果估计土体软化程度。

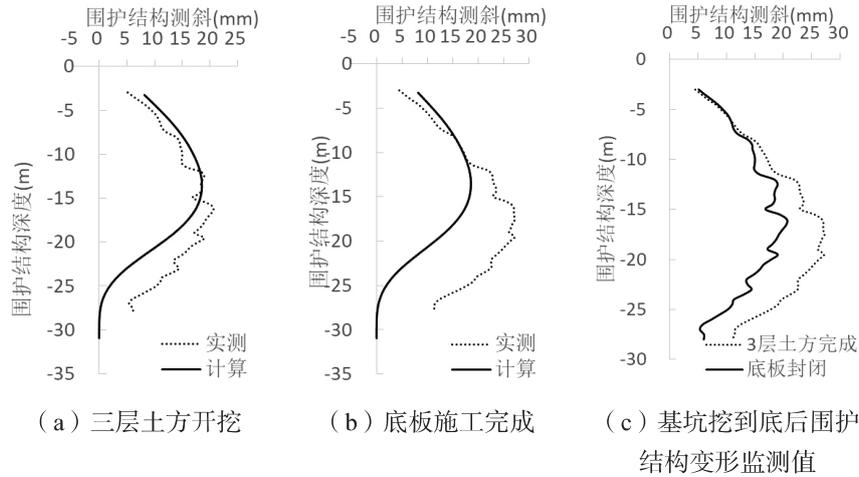


图3 围护结构变形实测值修正

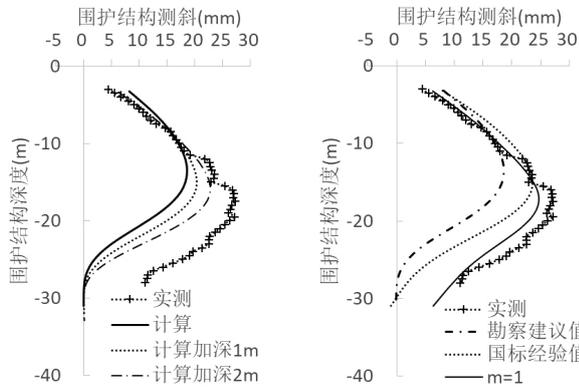


图4 基坑超挖试算结果 图5 坑底土反力系数试算结果

根据图4可以看出，当基坑按超挖考虑，基坑开挖至底，围护结构底部位移计算值很小，而考虑坑底软化时，实际围护结构底部可能已经产生一定位移，故围护结构在底部变形结果与计算值相差较大。而当基坑不考虑超挖，将 m 值根据计算结果进行折减进行试算时，花岗岩残积土 m 值按勘察建议值即广东省标准建议值为 $45\text{MN}/\text{m}^4$ ，同时分别取基坑规程的经验值和 $1\text{MN}/\text{m}^4$ 进行试算，围护结构变形计算如图5。可以看出，根据不同规范计算出的围护结构变形，围护结构底部位移均几乎为0，为当 m 取值很小至 $m = 1\text{MN}/\text{m}^4$ 时，围护结构实际变形与计算结果接近。可能的情况是围护结构原有的嵌固深度为10m，坑底面层的花岗岩残积土软化情况严重，相当于围护结构深度增加，嵌固深度减小；同时由于基坑外侧土的受力状态可能受到扰动，也发生了部分变化，导致计算中基坑外部的主动土压力计算偏小，进一步加剧了围护结构的实际变形，而这部分土压力是计算中并未考

虑，所以导致嵌固端的土反力比例系数很小，甚至小于素填土，同时围护结构底部发生了一定的位移。

3 结论及建议

根据以上数据及分析，可以得到以下结论，并对类似工程提出建议：

(1) 当围护结构底部及嵌固端为花岗岩残积土时，花岗岩残积土的软化可能导致围护结构在土压力作用下，底部发生位移。建议设置围护结构顶部绝对位移测量，对围护结构测斜数据进行修正；

(2) 花岗岩残积土的软化会降低基坑内土的水平抗力比例系数，并且降低幅度会随着时间和土体的软化程度增加而增加。反映到计算结果上，土的水平抵抗力系数 m 值，在花岗岩残积土未软化前，可以根据规范的经验公式进行估计，而随着花岗岩残积土软化崩解， m 值会逐渐减小，并可能远小于经验公式。建议此类基坑工程设计阶段增加支挡结构的裙边加固，减小花岗岩残积土软化带来的不利影响。

参考文献

[1]吴能森.结构性花岗岩残积土的特性及工程问题研究[D].南京:南京工业大学,2005
 [2]杨光华.广东深基坑支护工程的发展及新挑战[J].岩石力学与工程学报,2012,31(1): 2276-2284
 [3]戴继,高广运,王铁宏.花岗岩残积土的地区差异及其工程特性的研究[J].港工技术,2009,46(01):56-59.
 [4]吴能森.花岗岩残积土的分类研究[J].岩土力学,2006(12):2299-2304.