

“说三道四”议规范(二)

李广信

在我国岩土工程的技术规范标准方面呈现高度不一致的局面。目前岩土规范标准种类繁多、各自为政。甚至同一行业,由同一单位主编的规范之间也无接口可以衔接。以岩石的命名分类为例,在给土木系学生上课时,要讲建筑业的土的分类;反之,水利系学生要学水利行业的土的分类。土木系学生试验要用“搓条法”测塑限;水利系用联合测定仪法。本来要实行“学分制”,学生可以不受时间和课堂的限制自由选课,却因此而不能实现。在关于云南省元磨高速公路一隧洞事故的现场讨论中,几个不同行业的院士专家有的说是五级围岩,有的说是一级围岩,使相互间的交流比与外国人交流还困难。

同一个指标,在不同的规范中有不同的名字,不同的表示方法。例如细粒土的人工加密程度可以用加密后土的干密度与在标准击实试验中确定的土的最大干密度的比值表示。即:加密程度 = $\frac{d}{d_{\max}}$ 。它在不同的规范中被称为压实系数、压实度、挤密系数;有的用小数表示,有的用百分数表示;其表示的符号至少有4种。不同行业的岩土工程师要想交流谈何容易。秦始皇在2200多年前就统一了度量衡,实现了“车同轨,书同文字”。现在看来,我们现在真还需要一个“秦始皇”。

岩土工程是由工程地质、岩石力学和土力学及相关工程和环境分支组成的。它服务于工业民用建筑、市政、水利、水电、采矿、冶金、港口、公路、铁路、海洋、航空、军事,甚至航天等各工程门类和行业。在我国,由于建国初期全面学习前苏联,实行计划经济,形成了“条条专政”的体系。国务院各个行政部各自设置相应的研究院所、高等学校、施工工程局和质检管理系统。这一体系的后遗症之一就是我国不同行业的岩土工程技术人员相互隔绝,老死不相往来,缺少共同语言。这些问题在“注册岩土工程师”考试中充分暴露出来。最近参加一个部编“标准”的审查,笔者小心翼翼地提出是否与国家标准和其他行业标准稍加协调的意见,马上被主持会议的某司长否定:“我们只管我们行业的”。其实即使是在这个部里,其“水”和“陆”还是两套。所以,为了标准的定名就占了讨论时间之半。

据初步统计,不包括各省市所编制的地方标准,目前我国岩土工程方面的国家标准和行业标准就有200多种。其中各行业规范自成体系,形成了各术语、岩石分类、参数、公式、设计理论的高度不一致。

1 建筑桩基技术规范

如上文所述,《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-94)(以下简称《桩基规范》)是完全采用可靠度的分项系数方法设计计算的。这在理论上是相当“完美”的,即可以准确地给出失事的概率。可是仔细分析,发现这只是徒有其名。以钻孔灌注桩为例,它规定侧阻力、端阻力及综合阻力的分项系数都是相等的。即 $s = p = sp = 1.6 \sim 1.7$ 。我们知道,在不同的荷载阶段,侧阻与端阻的发挥程度是不同的;另一方面,对一般的施工质量讲,由于桩底虚土的普遍存在和不确定性,侧阻的变异系数应当比端阻的变异系数小。所以作为随机变量其概率分布函数是不同的。二者的分项系数也不应当相同。看来要全面实现可靠度的分项系数方法还需要作很多工作。

《桩基规范》中,有些参数的取值很不确定。不同的人可以有完全不同理解。如果查一下各种“注册岩土工程师考试”的辅导材料,就可以发现取值几乎各不相同。在平时设计中,相差不多时可取偏于保守(安全)的值;而在考试中答案必须惟一,这就难为了考生们。

比如规范中表5.2.8-2中桩的“入土深度”是从承台底起算,还是从设计(原)地面起算?表5.2.16-2中 l_0 与 l_n 分别为“中性点深度和桩周沉降变形土层下限深度。”它们应当从承台底起算,从原地面起算,还是从该土层顶面起算呢?

在验算承台的抗弯、抗剪和抗冲切时,式中 $N_i(Q_i)$ 是净反力还是全部反力,其规定很不一致。例如在抗弯验算的式(5.6.2)中: $M_x = N_{iy}i$, 其中“ N_i —扣除承台和承台上土自重设计值后第 i 桩竖向净反力设计值;当不考虑承台效应的条件时,则为第 i 桩竖向总反力设计值。”这一规定是比较清楚和合理的。

在式(5.6.6)中,柱下冲切力设计值为 F_l :

$$F_l = F - Q_i$$

“ Q_i —冲切破坏锥体范围内各基桩的净反力设计值之和。”这里未讲不考虑承台作用情况。

但在式(5.6.7)中关于角桩的冲切验算, $0 N_l \leq$ 抗冲切力。“ N_l —作用于角桩顶的竖向压力设计值。”那么就是总的竖向压力或总的反力了。让人不解的是同样是中国建筑工业出版社出版的“注册岩土工程师必备规范汇编”(2003年版修订编印本)中同一规范中的同一公式则变成:“ N_l —角桩竖向净反力的设计值。”同一个 N_l 一到汇编就“修订”成了净反力,真让人们无所适从。

而在斜截面受剪承载力验算时,没有规定“斜截面最大剪应力设计值 v ”用桩的总反力,还是净反力。可见,在不同情况和公式中,记住和使用什么反力是颇为不易的。而实际上是可以统一的。

《地基规范》中关于矩形独立扩展基础的冲切中,是按最不利一侧进行验算的。所谓“最不利”包括两重意义,一是基底压力分布不均匀时,具有最大基底反力的一侧;二是在基底压力均布时,冲切力面积大而抗冲切力面积小的一侧。如图1(a)所示。此时尽管基底压力均布,但左右两侧产生冲切力面积大而抗冲切力面积小,上下两侧反之,二者的不平衡力靠 ab,cd 两个小斜截面是无法传递的。所以应验算左或右的一侧。

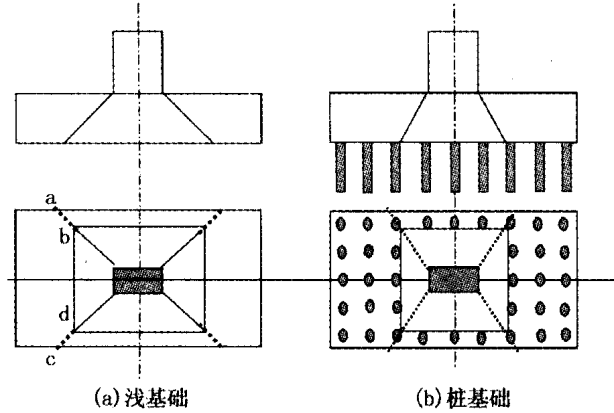


图1 浅基础和桩基础的冲切验算

在《桩基规范》中对于柱下桩基承台的冲切计算建议公式为式(5.6.6)。

$$0 F_l \leq f_t u_m h_0$$

其中 F_l 为作用于冲切破坏锥体上的冲切力设计值, $F_l = F - Q_i$, Q_i 为冲切破坏锥体范围内各基桩净反力设计值之和。实际上 $F_l = F - Q_i$ 就是冲切锥体之外的各基桩净反力之和了。图1(b)左

右两侧的冲切力(锥体外桩的净反力之和)大得多,而上下两侧冲切锥体外桩数少得多,二者的抗冲切面积又相反,这样,靠这两个孱弱肩膀承担这巨大的不平衡力与力矩,能不令人担心吗?

在有地下室的内墙条形基础软弱下卧层验算时,存在“自重应力”如何选取的问题。根据《桩基规范》,在计算软弱下卧层的附加应力时,基底压力扣除了四周的摩阻力,没有扣除原地面到承台底的土重 d_2 (见图2)。即原规范的公式:

$$z + i z \leq q_{uk} / q \tag{5.2.13 - 1}$$

$$z = \frac{0(F + G) - 2(A_0 + B_0) q_{sik} l_i}{(A_0 + 2t \cdot \text{tg}) (B_0 + 2t \cdot \text{tg})} \tag{5.2.13 - 2}$$

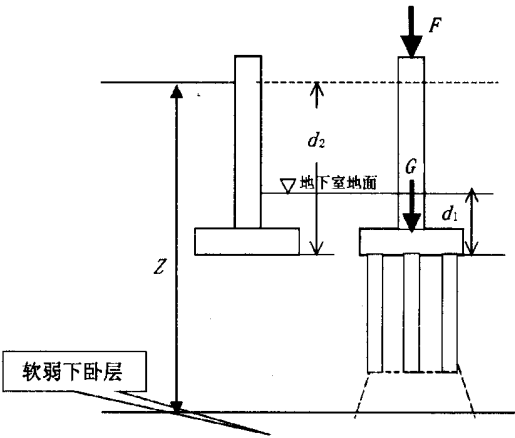


图2 软弱下卧层的承载力验算

从图2可见计算桩底的“净压力”时,应当从 $F + G$ 中减去 d_2 。这样就大大减少了附加压力,按《桩基规范》计算的扩散应力 z 是偏大的。而在公式(5.2.13 - 1)中,由于未计地下室开挖的部份, $i z$ (宜为 z —疑原规范有误)又明显偏大了。这种情况下,软弱下卧层承载力的验算就太保守了。

2 建筑基坑支护技术规程

今年四月北京某基坑失事,基坑深 17.72 m,采用土钉墙支护。作者查询了我国有关规范中对于土钉墙支护的最大允许深度的规定。结果是《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120 - 90)中规定:土钉墙支护的基坑“基坑深度不宜大于 12 m”。《建筑基坑技术规范》(YB9258 - 97)中规定:“场地土质较好且均匀,基坑开挖深度在 5 ~ 15 m 以内时,可采用土钉加固土体构成土钉支护。《基坑土钉支护技术规程》(CECS96:97)中规定:“采用以钢筋作为中心钉体的钻孔注浆型土钉,基坑深度不宜超过 18 m。”并
(下转第 26 页)

易受到污染和腐蚀,成桩后几乎不可能再进行维修保养和难于加强加固,所以制造厂、施工单位和监督、监理单位必须互相合作,又互相监督,共同把桩基工程完成好,这是社会和历史赋予大家的责任。在沉桩过程中,可能遇到种种尴尬情况,要作具体分析,不能一股脑儿把责任推给管桩厂。

管桩的技术资料,一般只需要提供钢筋、混凝土和结构性能三项就够了,不必太烦琐。管桩的外观和尺寸偏差,只要按合格品检查就足够。对一个埋在土中的构件没有什么必要横挑鼻子竖挑眼,按一级品、优等品标准去检查。

6 慎用“人造砂”

国标 GB13476 - 1999 指出:细骨料宜采用洁净

的天然硬质中粗砂,细度模数为 2.3 ~ 3.4,其质量应符合 GB/T14684 的规定。

由于浙江省及长三角的建筑业极为发达,天然资源黄砂频频告急,有一些管桩厂开始试用人造砂即破碎磨细的石子代砂。这个问题必须慎重,因为管桩生产需要高质量的混凝土,即混凝土应具有高强度和耐久性,易于施工,所以要慎重。天然砂是经过风雨冲刷滚磨后形成的颗粒核心体,强度很高,很密实,很稳定。而人造砂是机械加工产品,多次破碎和磨细使颗粒中存在微裂缝,对抗渗性、耐久性产生不利影响,所以应慎重使用。

(上接第 23 页)

且在条文说明中又介绍:“国外用于基坑的土钉支护最深达 21 m。”

关于土钉墙的墙面坡度的规定差异也很大。上述的第一个规程规定不宜大于 10.1;第二个规程规定为 0°~25°;第三个规程没有指明,但其所附图几乎全是垂直墙面。近年来,土钉墙使用越来越多,使用者也越来越胆大,报价又越来越低,加之甲方为了尽可能多利用建筑红线内的土地,使降水井距支护很近,墙面几乎都是垂直的。结果是事故频发;是否更有必要从严掌握呢?

类似的规定相互矛盾情况颇多。比如《地基规范》关于地下水以下支护结构后的土压力计算为“对粘性土宜按水土合算的原则计算;也可按地区经验确定。”对于饱和粘性土用在“自重压力下预固结的不固结不排水三轴试验确定抗剪强度指标。”但《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)则规定,在地下水以下的荷载和抗力的土压力计算中,对于粉土及粘性土用水土合算,同时采用固结不排水(快)剪的强度指标。《建筑基坑工程技术规程》(YB9258-97)则规定:地下水位以下,“对于粘性土作用于支护结构上的侧压力可按水土合算原则计算,地下水以下取饱和重度和总应力固结不排水抗剪强度指标计算。”在《建筑边坡工程技术规范》(GB50330-2002)中规定,对于地下水以下,“1. 对于砂土和粉土按水土分算原则计算;2. 对于粘性土宜根据工程经验按水土分算或水土合算原则计算。”并采用总应力抗剪强度指标计算。

这些规范中关于主动土压力的计算和分布的规定也五花八门。不知这些规定都有什么根据,而关于水土分算和合算曾经引发了岩土工程界的一场大争论。

在《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99)中,对于砂土土,地下水位以下情况的土压力给出了一个十分复杂而艰深的公式(3.4.1-2)。

$$e_{Ojk} = a_{jk}k_{ai} - 2c_{ik} \sqrt{K_{ai}} + [(z_j - h_{wa}) - (m_j - h_{wa})_{wa} K_{ai}] w$$

这是将简单问题复杂化的典型例子。其实只要说明采用朗肯土压力理论,地下水位以下采用水土分算,及坑底平面下 z 不变,有点土力学知识的人都会正确计算其水土压力。这种形式复杂,使用别扭的例子还有一些。它低估了工程技术人员的能力和水平。姑且不说坑底平面下 z 不变这个假设是否合理。这个别扭的公式还有一十分荒谬的规定,即对于碎石和砂土竟赫然给出了粘聚力 c_{ik} 。并且规定用“三轴固结不排水(快)剪”试验。快剪(直剪)试验尚可理解,对于砂石材料用固结不排水三轴确定强度指标真是不可理喻,有谁见过用饱和碎石土作三轴固结不排水试验吗?试验目的是什么?难道在正常情况下砂石中会有超静孔隙压力吗?真使人百思不得其解,以致夜不能寐。人们常说“理论落后与实践”,指工程中提出的许多问题,尚不能得到理论上的解释与解决。那么这个例子就是“实践落后于理论”的情况。表现出某些工程技术人员的岩土力学的基本概念和基本理论的缺乏。