

现阶段日本岩土锚固的研究课题

岛山三树男〔日〕

前言 当今,世界上岩土锚固技术应用已很广泛。日本亦用的很多,因其是岛国和多地震国家。在此情况下岩土锚固技术无疑是很加固工程措施重要的。所以岩土锚固方面的研究也很活跃。本文就日本的岩土锚固方面的研究的情况作一些介绍。

1. 岩土锚固方面的问题

岩土锚固方面的问题很多,在日本很多人感兴趣的问题主要有:

(1)、岩土锚固的抵抗机构

(2)、推测锚杆·锚固的变位量

(3)、锚固段长度

(4)、最合适的锁定荷载和它的随时时间的损失

(5)、锚杆·锚具防锈问题

关于(1)~(3)的问题采用现场试验研究的

较多。以下主要介绍有关这三个问题的

试验经验。

2. 岩土锚固的抵抗机构

这个问题在国际土质力学会议上已讨论过很多。现在很多人认为锚固段张拉时发生了裂缝,在土中发生了雷诺尔现象,为了约束压力效果岩土锚固发生了很大的抵抗力。这时候破坏面扩大到了锚固段周围以外的地方,超过最大的荷载以后破坏面又回复到锚固段周围并拔了出来(图-1)。由于锚固段里面发生裂缝,因而锚杆的防锈问题很重要。这个现象与锚固直径(一般锚固直径 $\varnothing 100 \sim \varnothing 200\text{mm}$ 左右)及土质条件有关,当土质很软,约束压力没有或者很少时,不会发生裂缝和雷诺尔现象,锚固段破坏面一定是沿着锚固段周围的。

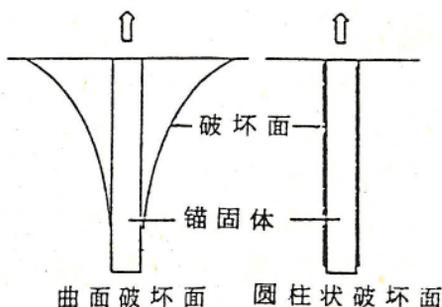


图-1 破坏面的形状



图-2 纵方向裂缝

岛山三树男:柳州欧维姆建筑机械有限公司总经理助理,日本岩土锚固技术专家

关于这个问题日本西松建设公司技术研究部的宫崎先生和其他人根据他们做的试验介绍了如下情况。

他们在张拉试验后,挖掘出锚固段部分,观测锚固段的状况。他们确认在锚固头部附近有6等份纵方向的裂缝(图—2),还有15公分间隔水平方向的裂缝。他们认为裂缝发生后,锚固段部分对地盘的粘结力下降,有效的锚固段移动到深部的地方。

这种现象在锚固段的水泥灌浆的锚杆之间的握裹力也存在,这方面日本鹿岛建设公司技术研究所的木下先生和其他人已研究过。

3. 推测锚杆·锚固的变位量

在日本,这个问题是从桩的变位量计算技术发展起来的,也适用岩土锚固的变位量。在日本土质工学会(现在叫“地盘工学会”)的岩土锚固规范里面提出了如下的计算式。但是这个计算式可用于摩擦型锚固,不能用于承压型锚固,还有计算式里面最困难的问题是剪切地基反力系数的决定,参见表—1。

$$u = \frac{T \cdot l_{fs}}{A \cdot E_s} + \frac{T}{A \cdot E \cdot \alpha} \coth(\alpha \cdot l_a)$$

式中— u :变位量

T :锚杆的张拉力

$$\alpha = \frac{\sqrt{k_s \cdot \pi \cdot D_A}}{E \cdot A}$$

D_A :锚固直径

k_s :剪切地基反力系数(表—1)

l_{fs} :锚杆自由段长度

l_a :锚固段长度

A :锚固段断面积

E :锚固段弹性模量

$$E = \frac{A_s \cdot E_s + A_m \cdot E_m}{A_s + A_m}$$

A_s :锚杆断面积

A_m :水泥灌浆断面积

E_s :锚杆弹性模量

E_m :水泥灌浆弹性模量

表—1 剪切地基反力系数

地盘的种类	kgf/cm ² /cm(ks)
硬 岩	50~100
软 岩	15~30
风 化 岩	10~20
泥 泥	15~25
洪泥层砂或沙砾	4~7
洪积层粘土	4~10
冲积层砂	0.5~2

决定剪切地基反力系数最好的方法是做应变测定试验,分析后用倒算决定。还有一个方法是先用几个剪切地基反力系数计算变位量后做张拉试验,比较计算变位量结果和试验的变位量结果以后,再选择最合适的一个剪切地基反力系数。

4. 锚固段长度

原来日本的一些工程技术家理解锚固段长度有一定的局限。认为随张拉荷载增高,锚固段长度应增长,其实这种作法没有意义。87年土质工学会改造岩土锚固规范工作时,委员会最后决定对于摩擦型锚固,锚固段长度原则上是从3m到10m以内。这对取得经济效益是一个重要的问题。

在日本还有一个岩土锚固规范,这是日本建筑学会的规范。该规范对张拉

型和摩擦型锚固规定锚固长度与土质工学会规范一样,即从3m到10m。但是他们考虑到建筑大楼的安全性,附加了适用条件,锚固段长度超过3m以上的部份,其摩擦强度要用60%。

85~88年,日本的建设公司做了很多岩土锚固现场试验。他们从一系列的试验中确认了锚固长度增加与张拉荷载是不成比例的。从现场试验得出两个经验,介绍如下:

一是西松建设公司宫崎先生等的试验结果。锚固段长度是在洪积沙砾里面,长度是20m。锚杆是用SEEE钢缆。他们将应变片贴在钢缆上面做张拉试验,应变测定的结果和倾向见图一3。

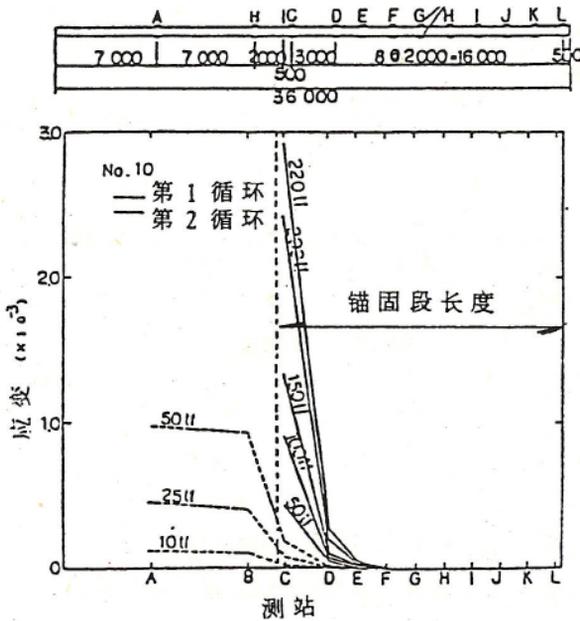


图3 锚固体的应变分布

图一3中,在锚固段的头部发生了很大的应变,但是在锚固段深部没有发生应变。这就是说,施加于锚头的荷载没有传到锚固段深部,过长的锚固段深部是

没有作用的。还有一个例子是日本大成建设公司的宫泽先生和其他人的试验经验。锚固段在洪积砂质土里面,锚固段长度是3m(A锚固)和13.5m(B锚固)。他们提出了两种长度的锚固段的应变测量结果。他们用应变计算了锚固全长度的摩擦强度,写出了锚固全长度的情况。

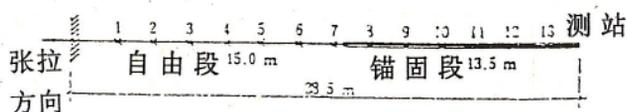
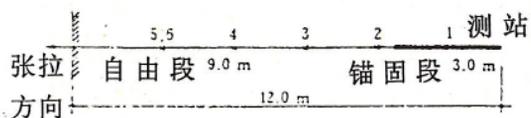
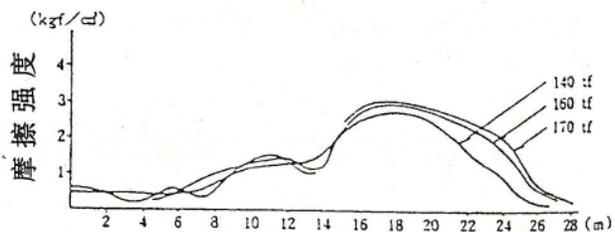
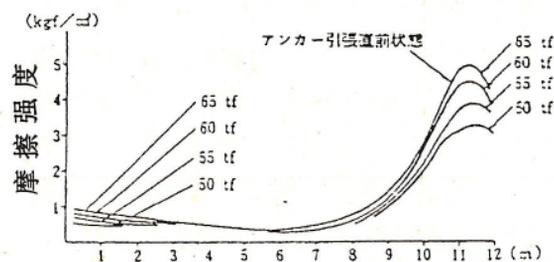
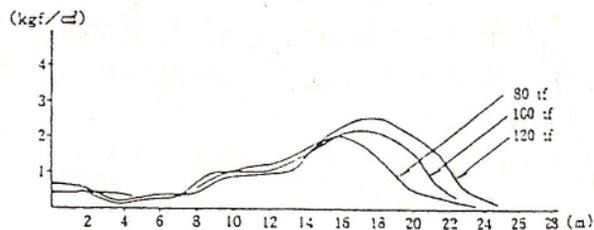
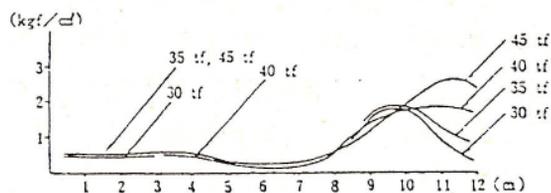
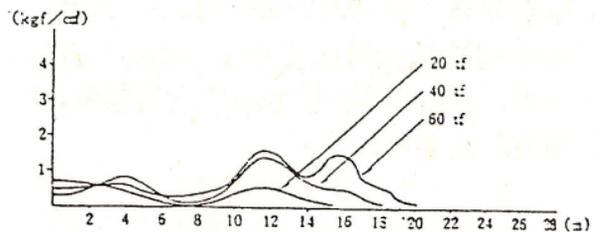
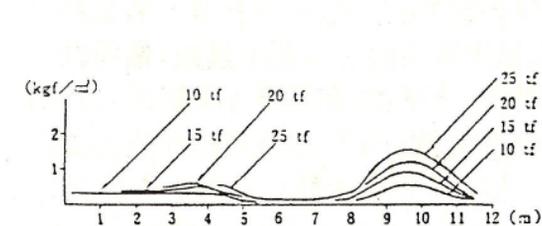
A种锚固张拉力到30t,锚固段的头部发现抵抗,40t时,锚固段全长都发现抵抗,45t以上时,抵抗状态是锚固段最深部呈突出的形状。最后达65t时被拔了出来。

B种锚固,到40t时,自由段全长发现了抵抗,锚固段长度没有抵抗。80t时,在锚固段长度的4m之内有抵抗。120t时,锚固段7m处发现了抵抗,摩擦强度分布形状呈三角形。140t时到8m处,170t时在10m处发现了抵抗,摩擦强度分布形状呈梯形,锚固段最深部还没转递新荷载。而荷载已超过锚杆的容许应力,试验到170t结束。如果锚固荷载更高时,他们估量会得到与A种锚固相似的结果。他们还指出自由段部份发现了抵抗的问题,在自由段长度很长时,锚固设计一定要注意这方面问题。

比较上述两个例子的应变,应变的倾向和应变量有很大的差别。这个差异来自土质条件。前一个的锚固段在密度高的沙砾里面,后一个的是在中密的砂质土里面,所以分别产生了相应的应变倾向和应变量。

结束语

上面介绍了日本岩锚固的几个问题和经验。意在希望中国的技术家在包括日本等外国同行的经验的基础上提出更好的规范,开发出更好的岩土锚固技术。



图—4 A锚固体摩擦强度分布

图—5 B锚固体摩擦强度分布

参考资料

日本地盘(土质)工学会:岩土锚杆·锚固设计·施工规范,同说明(1990年)

西松建设公司宫崎和其他人:1)关于很长的锚固长度岩土锚固的举动(其3)土质工学研究发表会(1987年)

2)关于很长的锚固长度岩土锚固的举动,土质工学研究发表会(1986年)

鹿岛建设公司木下和其他人:岩土锚固锚固段的举动,土质工学研究发表会(1988年)

大成建设公司宫泽和其他人:很长的锚固长度的地盘摩擦强度分布,土质工学研究发表会(1988年)