

目前日本在岩土锚固方面的研究课题

岛山三树男

[前言]现在世界上岩土锚固技术使用得很多了,在日本应用尤为广泛。因为日本是岛国和多地震国家,为防治滑坡和岩崩,岩土锚固技术是十分重要的。所以对岩土锚固方面的研究也很活跃。下面简要介绍日本在岩土锚固方面的研究情况。

1. 岩土锚固方面的问题

岩土锚固方面的问题有很多,但是在日本很多人感兴趣的问题有如下几点:

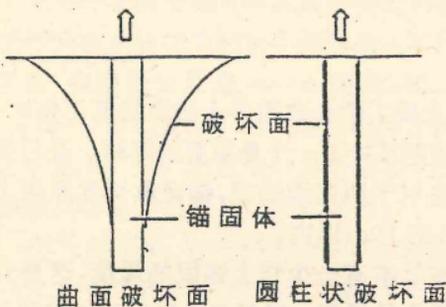
- 1) 岩土锚固的抵抗机构;
- 2) 推测锚杆、锚固的变位置;
- 3) 锚固段长度;
- 4) 最合适的锁定荷载和它的随时间的损失;
- 5) 锚杆、锚具防锈问题

上面 1) — 3) 项在现场试验研究的较多。在此介绍这三个问题的试验经验。

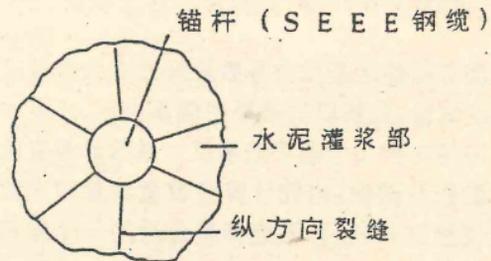
2. 岩土锚固的抵抗机构

关于这个问题在国际岩土力学会议

上已讨论了很多。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,为了约束压力效应,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还再回到锚固段周围并拔了出来(图—1)。由于锚固段里面发生裂缝,锚杆的防锈问题是十分重要的。但是这个现象与锚固直径有关(一般锚固直径 $\Phi 100$ — $\Phi 200$ mm 左右),还与土质条件有关的,如果土质很软的时候,约束压力没有或者很少,那时候没有发生裂缝没有发生雷诺尔现象,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

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,讲了如下的情况。

张拉试验以后他们挖掘锚固段部分,观测锚固段的状况。那时候他们确认了在锚固头部附近有6等分纵方向的裂缝(图-2),还有15公分间隔水平方向的裂缝。他们还说裂缝发生后那部分对地盘的传递力下降,有效的锚固段移动到深部的地方。

这样的现象在锚固段里面的水泥灌浆和锚杆的关系上也存在着,这方面日

$$u = \frac{T \cdot l_f}{A \cdot E_s} + \frac{T}{A \cdot E \cdot a} \coth(a \cdot l)$$

式中 u : 变位量

T : 锚杆的张拉力

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

D_A : 锚固直径

k_s : 剪切地基反力系数(表-1)

l_f : 锚杆自由段长度

l : 锚固段长度

A : 锚固断面积

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

确定剪切地基反力系数最好的方法是做应变测定试验,分析以后还要用倒算决定。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

原来日本的很多技术专家理解锚固段长度要有一定限度。因为张拉荷载太高所以锚固段长度增加很长,但是这样的方法是没有意义的。

本鹿岛建设公司技术研究所的木下先生和其他人也做过同样的研究。

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,现在可以适用于岩土锚固的变位量。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。但是这个计算式可以用摩擦型锚固,不能用承压型锚固,还有这计算式里面最难的问题是剪切地基反力系数的决定(表-1)。

E_s : 锚杆弹性模量

E_m : 水泥灌浆弹性模量

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

表-1 剪切地基反力系数

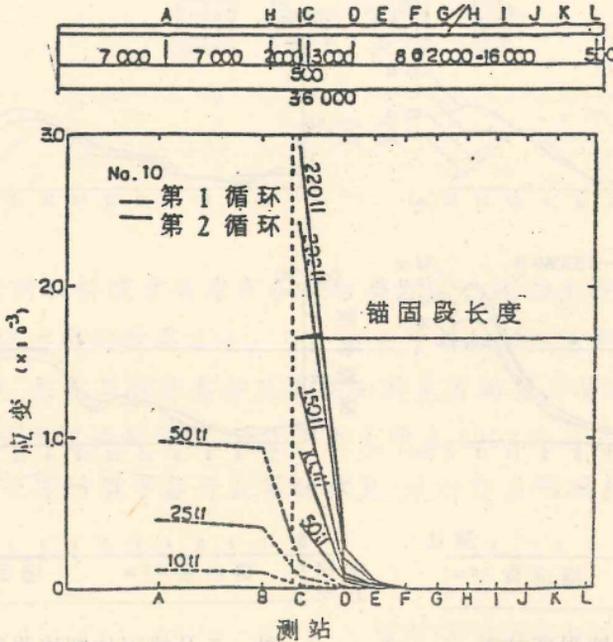
87年土质工学会改造岩土锚固规范工作时,这是有关经济方面一个最重要的问题。最后委员会决定对于摩擦型锚固,锚固段长度原则上是从3m到10m以内。

在日本有一个岩土锚固的规范,这是日本建筑学会的规范。建筑学会决定对张拉型和摩擦型锚固,锚固段长度与土质工学会规范一样从3m到10m。但是他们按照建筑大楼的安全性还附加适用的条件,锚固段长度超过3m以上时,超过长度段的摩擦强度要用60%。

85—88 年左右,日本的建设公司做过了很多岩土锚固现场试验。他们从一系列的试验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。

一是先提出过的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,它长度是 20m。锚杆是用 SEEE 钢缆。他们把应变片在钢缆上面贴上做了张拉试验,他们发表应变测定的结果和倾向(图—3)。



图—3 锚固体的应变分布 - 3 -

看图—3 时你们马上就明白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。这是说给锚头的荷载没有传达到锚固段深部。

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)。他们提出了两个锚固段里面的应变测定的结果。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。

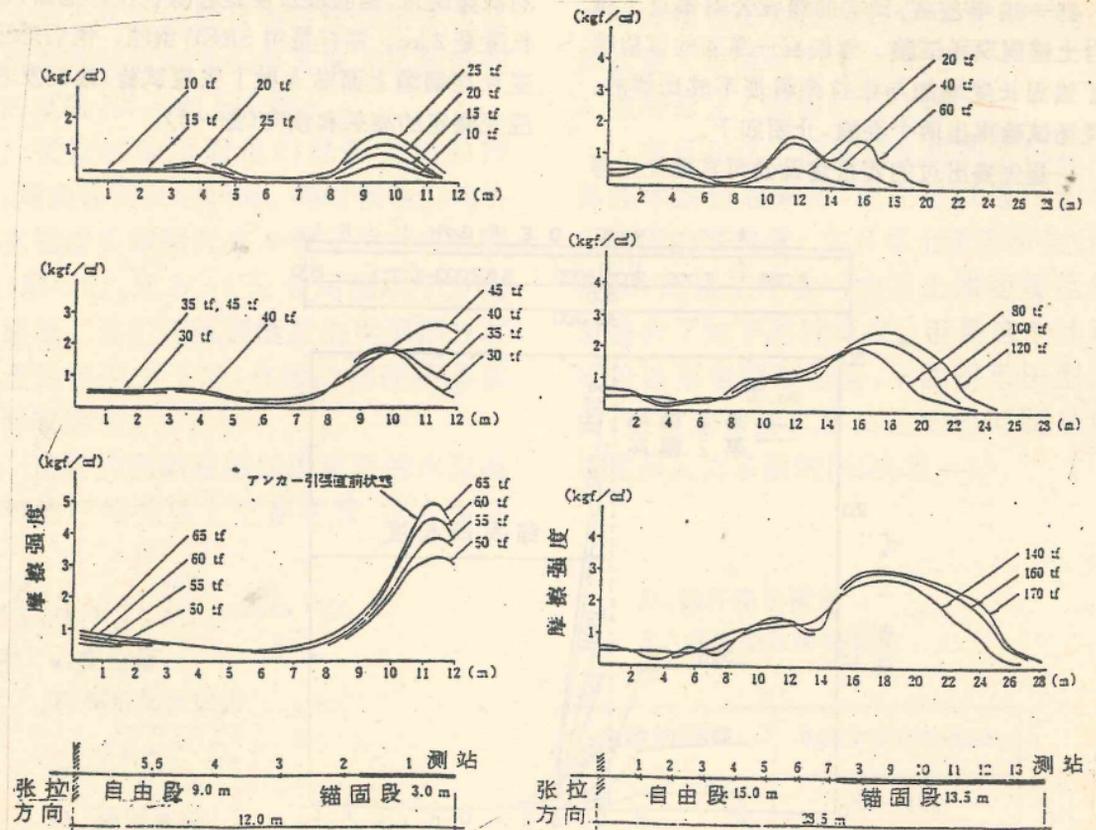
在 A 锚固到 30t 时锚固段的头部发现抵抗,40t 时锚固段长度都发现抵抗,45t 以上时抵抗状态是锚固段最深部突出的形状。最后 65t 时拔出来了。

关于 B 锚固到 40t 时自由段长度发现了抵抗,锚固段长度没有抵抗。80t 时到锚固段长度

的 4m,120t 时到 7m 发现了抵抗,摩擦强度分布形状呈梯形,140t 时到 8m,170t 时到 10m 发现了抵抗,摩擦强度分布形状呈梯形,但是锚固段最深部还没转达荷载。由于这以上的荷载超过锚杆的容许应力,这试验到 170t 结束。如果把它锚固更高的荷载时,他们估计将得到与 A 锚固相似的结果。

还有他们指出了自由段长度发现了抵抗的问题,如果自由段长度很长时锚固设计方面一定要注意。

比较这两个例子的应变,应变的倾向和应变变量有很大的差别。这个差异是从土质条件来的。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,所以这样的条件分别产生了相应的应变的倾向和应变变量。



图一 4 A 锚固体摩擦强度分布

- 4 -

图一 5 B 锚固体摩擦强度分布

总结

关于岩土锚固的几个问题我介绍了日本的经验。我希望中国的技术家做出更好的规范,开发出更好的岩土锚固技术。

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: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: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: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)

岛山三树男:日本岩土锚固技术专家,现为柳州 OVM 公司 总经理助理