

小湾拱坝抗震钢筋粘结滑移试验研究

曲阜杰,吴胜兴,刘龙强,陈玉泉,陈厚群

(河海大学土木工程学院,江苏 南京 210098)

摘要 采用钢筋内贴电阻片的方法,对小湾拱坝抗震钢筋与混凝土间的粘结滑移关系进行循环荷载作用下拉拔试验研究,探讨了循环作用下钢筋与混凝土间的粘结性能与机理.试验结果表明 抗震钢筋宜采用具有明显屈服极限的软钢 加载端设置“无粘结段”,对于防止加载端劈裂裂缝十分有效 小湾拱坝抗震钢筋在循环荷载作用下表现出良好的粘结延性.

关键词 拱坝抗震钢筋 拉拔试验 粘结滑移

中图分类号 :TU375 **文献标识码** :A **文章编号** :1000-1980(2004)03-0308-05

在抗震计算中,一般将拱坝视为整体,但拱坝横缝灌浆的抗拉强度较低,在地震作用下容易被拉裂^[1].为了增强拱坝的整体性,限制横缝在地震作用下的张开度,工程中常采用配置横缝抗震钢筋的措施,防止止水破坏引起渗漏.横缝灌浆前进行坝体人工冷却时,抗震钢筋两端是固定的,自由段钢筋产生的变形使横缝张开,以利于接缝灌浆.地震时抗震钢筋可以承受拉力,以减小横缝张开度从而保证坝体的整体性^[2].抗震钢筋的配置到目前为止还没有成熟的设计原则和计算方法,过量配置抗震钢筋,虽然能够严格限制地震时横缝张开度,却不利于横缝灌浆,并可能导致混凝土被拉裂.抗震钢筋配置过少又不能满足地震时横缝张开度尽可能小的要求.此外,地震荷载下横缝反复张合,跨越横缝的抗震钢筋与混凝土之间发生滑移,此时钢筋锚固长度多长才合理?横缝两侧钢筋与混凝土的无粘结段长度对于抗震钢筋的粘结性能有何影响?已有的钢筋混凝土粘结滑移理论对于这些问题难以做出令人满意的解答.未来几十年,我国西部大开发将建设一批大型主体为高拱坝的水电工程,如小湾拱坝、溪洛渡拱坝等,研究高强度大直径抗震钢筋与混凝土在反复循环加载条件下的粘结滑移特性,将对评估地震荷载下高拱坝的安全性提供重要依据.

为考察小湾拱坝抗震钢筋与混凝土在循环荷载作用下的粘结滑移性能,在工程初步设计方案的基础上,本文将钢筋内贴电阻片方法与有限元方法结合,进行了循环荷载作用下钢筋拉拔试验研究,探讨了循环荷载作用下钢筋与混凝土间的粘结性能与机理,验证了工程设计的合理性和可行性,并得到了一些对工程有益的结论.

1 试验方案设计

1.1 试验方法研究

目前,循环荷载下抗震钢筋粘结滑移性能的试验研究还很少,抗震钢筋的配置还没有成熟的设计原则和计算方法,钢筋锚固长度、加载端“无粘结段”等因素对于钢筋粘结滑移性能的影响也还没有清楚的认识.一次性确定试验方案有很大难度,有必要对试验方法进行研究.为此通过数批预备性试验对试验方法进行研究,预备性试验情况介绍如下.

第一批试验只进行了一个试件.试件截面尺寸为 600 mm × 600 mm.受力钢筋采用无明显屈服极限的硬钢,直径为 32 mm.锚固长度为 1 500 mm,加载端无粘结段长度暂设为 500 mm.所谓无粘结段,是指在某一段钢筋的外表面加上一个塑料套管,使得这段钢筋与混凝土分离,不产生粘结,以此来模拟坝体横缝两侧的钢筋与混凝土之间的无粘结状态.当钢筋所受拉力达到 700 kN 左右时,试件底部被拉断,混凝土外表面出现多条裂缝.试件破坏位置在柱子的底座部分.由于这个试件的底座厚度仅为 200 mm,斜坡也只有 200 mm 高,在这两个部位抗剪能力相对薄弱,导致底座剪切破坏先于其它破坏.试验表明,虽然无明显屈服极限的硬钢能限制横缝张开,但容易使混凝土拉裂,因此以后的试验采用了带明显屈服极限的软钢.

第二批试验共进行了 4 个试件.为方便施工,试件底部的锥台形已改为梯形.受力钢筋采用了具有明显屈服极限的软钢.试件锚固长度设为 1 000 mm,无粘结段长度由 500 mm 改为 200 mm.试件均在底座发生破坏,各试件发生底座破坏时的荷载值分别为 408 kN,480 kN,410 kN,479 kN,均已超过钢筋屈服荷载,底座以上部分均未观察到裂缝.钢筋屈服时并没有被拔出,说明锚固长度足够,混凝土也没有被拉裂.

第三批试验与第二批试验有以下几点不同.锚固长度由 1 000 mm 增至 1 500 mm.加载端部不设置塑料套管,即去掉“无粘结段”.采取钢筋内开槽贴片的方法量测钢筋应变.为观察试件最后的破坏形态,本次试验对试件Ⅲ-1 在钢筋屈服后继续进行加载,直至混凝土被拉断,其余试件则在钢筋屈服后即停止加载.当试件Ⅲ-1 加载至 270 kN 左右时,试件在锚深约 400 mm 处的混凝土外表面出现了明显的贯通裂缝,沿变形钢筋的纵肋方向,混凝土两侧出现了纵向的劈裂裂缝.钢筋屈服后,改为静力加载,混凝土劈裂裂缝趋于明显,从柱顶俯视可以明显看出主劈裂裂缝发生在钢筋纵肋方向.由于未劈裂部分的钢筋仍与混凝土存在足够的粘结强度,粘结力继续向下传递,当荷载超过 420 kN 时,混凝土柱沿预留孔洞处(锚深为 1 500 mm)截面被拉断.其余 3 个试件加载端在受力钢筋的周围出现了明显的环向裂缝,形成锥状的混凝土块,并有拔出的趋势.鉴于第三批试验破坏时试件端部发生锥体破坏,这是不允许的,而且实际工程中也有足够长度的无粘结段,因此,第四批试件将无粘结段长度定为 400 mm.

预备性试验结果表明,锚固长度 600 ~ 1 000 mm 处的钢筋应力已经很小,这说明荷载已经通过粘结力传给混凝土,考虑到安全储备,建议锚固长度不小于 1 200 mm.加载端不设置“无粘结段”时,加载端遭到局部破坏,加载端出现劈裂裂缝.而设置“无粘结段”的试件,加载端未出现劈裂裂缝,这充分说明加载端设置“无粘结段”对于防止加载端劈裂裂缝是十分有效的.最终确定的试件参数如下:(a)试件截面尺寸为 600 mm × 600 mm;(b)采用直径为 32 mm 的变形钢筋;(c)无粘结段长度定为 400 mm;(d)锚固长度定为 1 200 mm;(e)钢筋内开槽贴片,开槽尺寸 10 mm × 10 mm.

试件的形状与尺寸如图 1 所示.试件材料参数详见表 1.

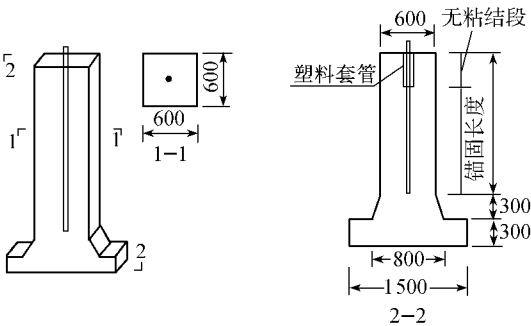


图 1 试件形状与尺寸
Fig.1 Shape and dimensions of specimens

表 1 材料参数
Table 1 Material parameters

变形钢筋			混凝土		
直径 /mm	屈服强度 /MPa	极限强度 /MPa	抗压强度 (立方体)/MPa	抗拉强度 /MPa	弹性模量 /MPa
32	472.5	634.1	13.64	1.31	21 079

1.2 加载方案

试验采用具有 100 t 加载能力的动力液压伺服系统进行加载,并通过计算机控制加载过程和数据采集.试验加载频率为 3 Hz,每一级荷载由 8 个完整的正弦波组成.试验过程中,钢筋伸出混凝土柱外一定长度以便加载,为防止外伸的钢筋屈曲,给上述正弦波加一个偏置,使钢筋在整个试验过程中全程受拉,荷载波形如图 2 所示.

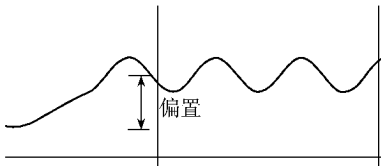


图 2 荷载波形
Fig.2 Loading wave

1.3 量测方案

为测定钢筋在锚固起点和终点的位移,在锚固起点和终点处的混凝土内预留孔洞,悬挑出两根细钢筋,通过在试件两侧布置的 4 个千分表来量测.为考察粘结力的传递过程,在试件表面两侧,钢筋与混凝土的粘结锚固段各均匀布置了 9 个应变片,各片间距为 100 mm.钢筋应变的量测采用钢筋开槽内贴片技术,具体做法是:沿锚固长度,共布置了 40 个应变片,贴片的间距主要分成 3 段,根据钢筋应变从加载端向自由端逐渐减小的规律,应变片的布置也由密变疏.锚深 0~300 mm 内各间距 25 mm,300~900 mm 内间距 60 mm,900~1 200 mm 内间距 100 mm.

2 试验结果与分析

第四批试验为正式试验.试件破坏荷载在 400 kN 左右.试件破坏之前上部混凝土外表面未发现明显裂缝.本批试件的破坏形态基本相同,均是在锚固末端形成贯通裂缝而使试件沿全截面拉断,并且粘结应力主要集中在锚固长度的前 1 000 mm 范围内,这说明本文采用的 1 200 mm 锚固长度是合理的.试件加载端未观察到劈裂裂缝.160 kN 荷载作用下锚深 650 mm 处,外表面混凝土应变时程见图 3(a),钢筋应变时程见图 3(b).图中①、⑧ 编号表示第 1、第 8 荷载循环.从图中可以看出,第 1 荷载循环和第 8 荷载循环作用下,试件外表面混凝土应变相差很小,这说明较少的荷载循环次数对于试件外表面混凝土应变影响很小.第 1 荷载循环和第 8 荷载循环作用下,钢筋应变相差也不大,这说明较少的荷载循环次数对于钢筋应变的影响也很小.从图 4 可以看出,至锚深 600~1 000 mm 处钢筋应力已基本衰减殆尽,表明此时外荷载已经由粘结力传递给混凝土.

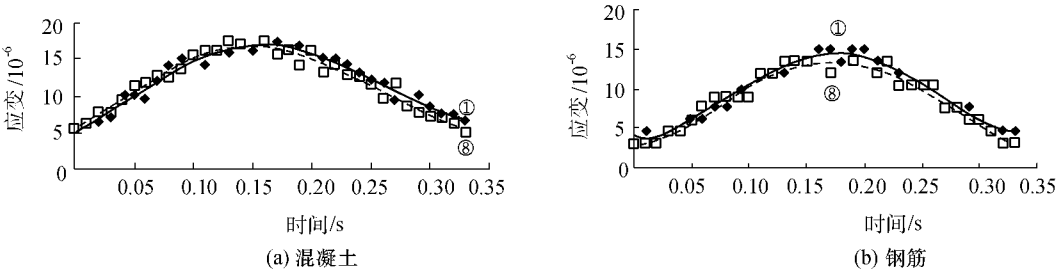


图 3 应变时程
Fig.3 History of strain

通过钢筋内贴片拔出试验,可以得到钢筋内部不同位置的应变.由于屈服段主要集中在试件加载端,在整个试验过程中,可以认为混凝土内的钢筋处于线弹性状态,故有 $\sigma = E\epsilon$,从而可以得出钢筋轴向应力分布.得到钢筋轴向应力分布后,通过钢筋微段(见图 5)的平衡条件可以求出钢筋与混凝土之间的粘结应力.

从粘结部分的钢筋中取一微段,由长度为 dx 的微段平衡条件可建立方程

$$\tau \pi dl = (\sigma_1 - \sigma_2) \pi d^2 / 4 = \Delta \sigma \pi d^2 / 4$$

将 $\sigma = E\epsilon$ 代入式(1)并化简得

$$\tau = (d/4) (\Delta \epsilon / l) E$$

式中: d ——钢筋直径; $\Delta \epsilon$ ——钢筋微段两端的应变差值; l ——钢筋微段的长度; E ——钢筋的弹性模量.

通过平衡条件求得钢筋与混凝土之间的粘结应力,见图 6(a).钢筋与混凝土接触面上任一点的滑移是该点处的钢筋位移与混凝土位移的差值,要量测接触面上混凝土的位移非常困难.因为在钢筋与混凝土的接触面贴应变片不但操作上不切实际,而且即使能成功贴片,也破坏了钢筋与混凝土的粘结状态,与实际锚固条件不符.所以本文采用有限元方法,通过上面求得的粘结应力反算出混凝土任意点的位移.钢筋与混凝土之间的粘结应力既是混凝土作用在钢筋上阻止钢筋被拔出的锚固应力,也是钢筋作用在混凝土上的表面剪应力,这两者是一对相互平衡的作用力与反作用力.将上述的粘结应力作用在混

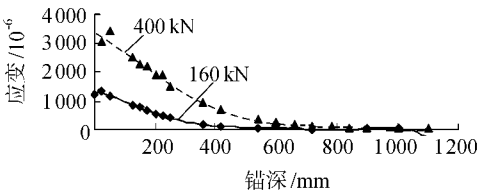


图 4 第一峰值荷载时钢筋应变分布
Fig.4 Strain distribution of bars under first peak loading

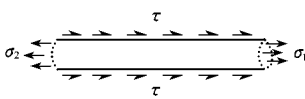


图 5 钢筋微段受力
Fig.5 Stress distribution along micro-segment of bar

凝土与钢筋的接触面上即可求得混凝土任一点的位移.任一点处钢筋位移与混凝土位移之差便是钢筋与混凝土之间的相对滑移,如图 6(b)所示.

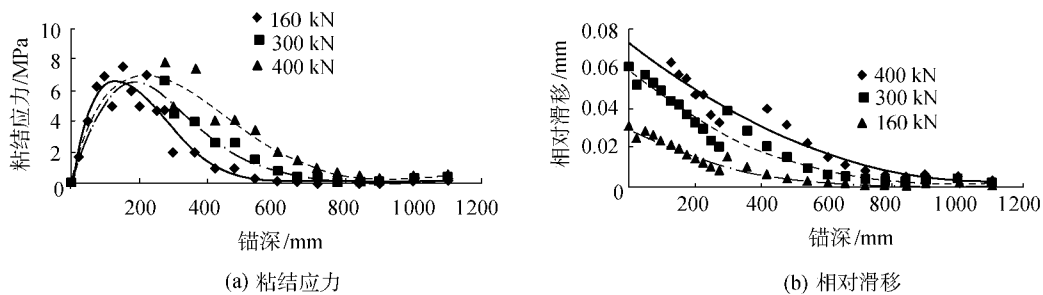


图 6 第一峰值荷载时粘结应力及相对滑移沿锚固长度分布

Fig.6 Distributions of bond stress and relative slip along anchorage length under first peak loading

试验时量测的混凝土柱外表面应变可以作为检验计算结果的一个参考值.有限元计算利用商业化有限元软件 ANSYS 进行,采用 D-P 准则模拟混凝土材料的非线性特性,钢筋材料应力应变曲线采用双折线模型.200 kN 荷载作用下量测的混凝土外表面的峰值应变同有限元计算结果进行比较,验证了此方法的可行性,如图 7 所示.

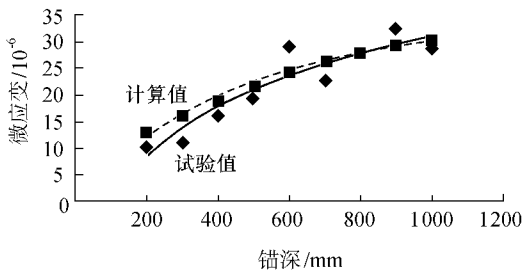


图 7 试件外表面混凝土峰值应变试验值与计算值比较

Fig.7 Comparison of experimental and calculated results of peak strains on the concrete surface of specimen

3 循环荷载作用下的粘结滑移分析

在循环荷载作用下,钢筋与混凝土间的粘结退化及相对滑移增大,不仅影响钢筋混凝土构件刚度和裂缝的开展,而且影响构件的强度.钢筋的粘结强度主要由 3 部分组成:水泥凝胶体与钢筋表面的化学胶着力,钢筋与混凝土接触面间的摩擦力,钢筋表面粗糙不平的机械咬合作用.从图 8 可以看出,加载初期,钢筋与混凝土即发生相对滑移,但加载端滑移与粘结应力近似为直线关系,此时的粘结强度主要由胶着力承担.由于胶着强度很小,不大的钢筋应力即足以产生使胶着力破坏的局部滑移.随荷载增大,相对滑移逐渐沿锚固长度发展,胶着长度减小,应力峰值内移(图 6(a)).一旦出现滑动,钢筋与混凝土脱离,粘结力即由摩擦咬合作用承担.胶着力破坏的发展使粘结应力-滑移曲线逐渐表现出非线性特征.随着荷载的进一步增加,粘结应力峰值有继续内移的趋势,粘结应力沿锚固长度的分布曲线也越来越饱满(图 6(a)).图 8 中随荷载循环次数(①,⑧)的增加,由于混凝土的局部挤碎及内裂缝的发展,相对滑移也略有增加(图 9).粘结应力-滑移关系的曲线有较长的水平段,表明抗震钢筋与混凝土之间有较好的粘结延性.

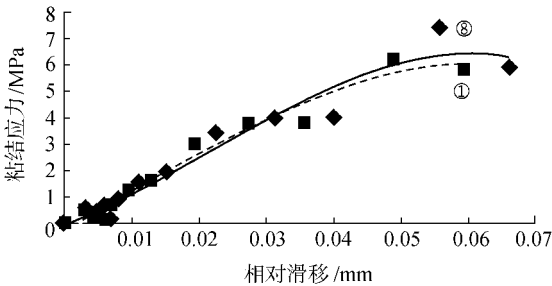


图 8 粘结应力-滑移关系曲线

Fig.8 Relationship of bond stress and slip

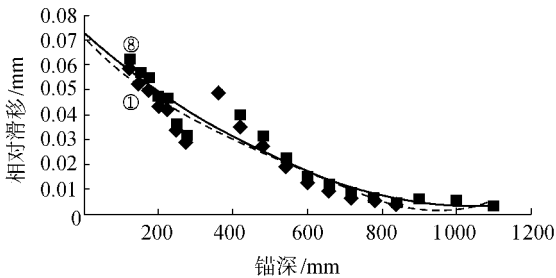


图 9 相对滑移沿锚固长度分布

Fig.9 Relative slip distribution along anchorage length

4 结 论

a. 将钢筋内贴电阻片的拉拔试验与有限元分析相结合,对小湾拱坝抗震钢筋与混凝土间的粘结滑移特

性进行试验研究是可行的. 试验得到了抗震钢筋与混凝土在各级循环荷载作用下的应变时程曲线, 以及粘结应力和相对滑移沿锚固长度的分布曲线. 该方法有效避免了在钢筋与混凝土的接触面贴应变片对钢筋与混凝土的粘结状态造成的破坏.

b. 抗震钢筋宜采用具有明显屈服极限的软钢, 这样既能保证地震时起到限制横缝张开度的作用, 又不会造成混凝土开裂.

c. 建议抗震钢筋锚固长度为 1 200 mm, 试验过程中未发生锚固破坏, 并且粘结应力主要集中在锚固长度的前 1 000 mm 范围内.

d. 加载端设置‘无粘结段’对于防止加载端劈裂裂缝是十分有效的, ‘无粘结段’的长度需要根据具体情况计算确定.

e. 小湾拱坝的抗震钢筋在循环作用下表现出较好的粘结延性.

f. 本试验采用截面尺寸 600 mm × 600 mm, 这相当于坝体配筋间距取 600 mm, 有必要对试件截面尺寸进行进一步分析, 以确定合理的配筋间距.

参考文献:

[1] 陈观福, 张楚汉, 金峰, 等. 反复循环加载下拱坝横缝钢筋简化分析[J]. 长江科学院院报, 2001, (12): 19—22.

[2] 朱伯芳. 强地震区高拱坝抗震配筋问题[J]. 水力发电, 2000, (7): 18—23.

Experimental study on bond-slip characteristics of earthquake-resistant bars for Xiaowan arch dam

QU Zhuo-jie, WU Sheng-xing, LIU Long-qiang, CHEN Yu-quan, CHEN Hou-qun

(College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China)

Abstract: Pull-out tests under reversed loading are performed to study the bond-slip relationship between earthquake-resistant bars and concrete of the Xiaowan arch dam with strain gauges placed in bars, and the mechanism of bond between bars and concrete is also discussed. The rationality of the anchorage length suggested in the paper and setting the non-bonding-range at the loaded end is testified. Finally, some conclusions are drawn: earthquake-resistant reinforced bars should be made of mild steel with distinct yield strength; the non-bonding-range at the loaded end is very useful to prevent the splitting cracks; the earthquake-resistant bars of the Xiaowan arch dam have good bonding ductility.

Key words: earthquake-resistant bar of arch dam; pull-out test; bond-slip