

某核电站安全壳锚固区性能优化研究

彭翰泽¹ 李军² 付委² 朱万旭²

(1 广西工学院土木建筑工程系 广西柳州 545006 2 柳州欧维姆机械股份有限公司 广西柳州 545005)

摘要:针对核电站安全壳锚固体系的结构安全性,利用有限元分析软件ANSYS对OVM15R-37C型锚垫板与优化后OVM15R-37CP型锚垫板进行受力分析对比,结果表明,优化后的锚垫板不仅性能更好,而且较前者也更为经济。结合OVM15R-37CP型锚垫板荷载传递实验结论和锚固区混凝土应力分布规律,验证结构的安全性以及有限元模拟的合理性。

关键词:核电站安全壳 锚垫板 优化 有限元分析

引言

安全壳是核安全的最后一道屏障,在发生核安全事故时包容泻出的放射性物质,并使释放到周围大气的放射性剂量水平限制在容许范围之内。在事故压力荷载下,预应力锚固体系系统可以保证安全壳的完整性,其在安全壳的结构设计中处于十分重要的位置。研究表明:在张拉设计吨位、锚具布置位置和锚下混凝土强度等级已经确定情况下,锚垫板的结构形式将会直接影响到锚下混凝土的应力分布状况^[1]。因此,为了确保预应力锚固体系的安全性及可靠性,本文对某核电站安全壳筒体的竖向锚固区进行有限元优化分析,根据锚下混凝土的应力分布特征与荷载传递试验,共同验证锚下结构与锚垫板的安全性,并为优化锚具结构和降低成本提供理论依据。

1 工程概况

由于福岛核电站事故的发生,使得国内对核电安全壳的结构设计更为谨慎与重视。某核电工程采用双层安全壳,在内层安全壳采用预应力锚固体系,外层安全壳为普通的钢筋混凝土结构。由于内层安全壳直径加大,高度增加,原有的预应力系统不能满足设计要求,根据核电站对锚固体系的特殊要求,在OVM15R-37C型锚垫板的基础上进行模型优化,并通过优化前后进行三维应力分析,为施工单位正确选择锚固体系提供依据。

2 有限元模型应力分析与比较

2.1 模型概况

采用大型商用软件ANSYS建立混凝土锚固区的有限元模型。为保证结构模拟分析具有可对比性,除锚垫板本身结构形式不同外,其它参数设

置皆应相同。混凝土尺寸根据实际取800mm×1000mm×2000mm,设计最大荷载为8254.4kN(0.8F_{pk}),螺旋筋间距60mm,共8圈。ANSYS有限元分析中材料属性参数取值如表1所示,两种锚垫板皆为整体铸造锚垫板,其构造如图1所示。采用SOLID65单元模拟混凝土,SOLID185单元模拟锚垫板,PIPE16单元模拟钢筋;根据对称情况建立四分之一模型,在对称面施加对称约束,远端地面施加支撑约束。整体结构有限元模型如图2所示。

表1 材料属性参数表

材料名称	规格/型号	弹性模量 E	泊松比 μ
锚垫板	OVM15R-37C OVM15R-37CP	ZG310-570	E=190GPa, 泊松比 $\mu=0.3$
混凝土试件	C50	E=34.5GPa	泊松比 $\mu=0.17$
间接钢筋	螺旋筋 网格筋	Q235	E=195GPa, 泊松比 $\mu=0.3$

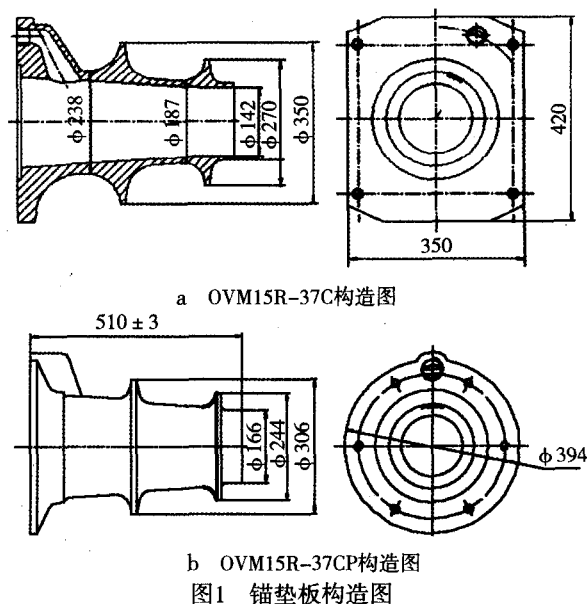
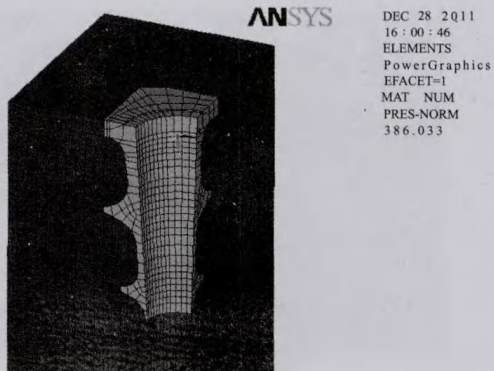
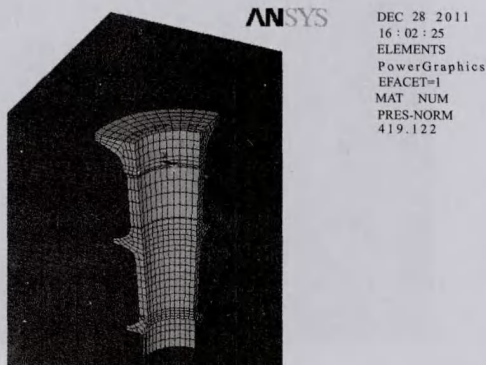


图1 锚垫板构造图



a OVM15R-37C



b OVM15R-37CP

图2 锚固体系有限元模型

2.2 有限元应力分析

2.2.1 锚下混凝土

作为整个锚固体系关键的部分,锚下混凝土拉应力较高的区域分布在锚垫板下部区域和混凝土试件侧表面,产生的破坏形式以侧表面拉应力过大开裂为主^[2]。

研究发现,单锚模型的线弹性结果中,当混凝土主拉应力最大值在5MPa(抗压强度50MPa的1/10)以下时,对应的弹塑性结果中混凝土无等效塑性拉应变出现,证明此时混凝土未发生拉伸屈服,混凝土试件能够满足抗裂性要求^[3]。本文混凝土锚固区主要依据计算出来的侧表面最大拉应力值来判断结构的安全性。混凝土侧表面拉应力对比见图3。

从图3中可知,OVM15R-37CP的混凝土侧表面最大拉应力为4.16MPa,而OVM15-37C的混凝土侧表面最大拉应力为4.76MPa,皆小于其抗拉强度极限,结构是安全可靠的。

比较两种锚下混凝土侧表面最大拉应力结

果,OVM15R-37CP锚固体系的混凝土试件比OVM15R-37C锚固体系的混凝土试件更安全。

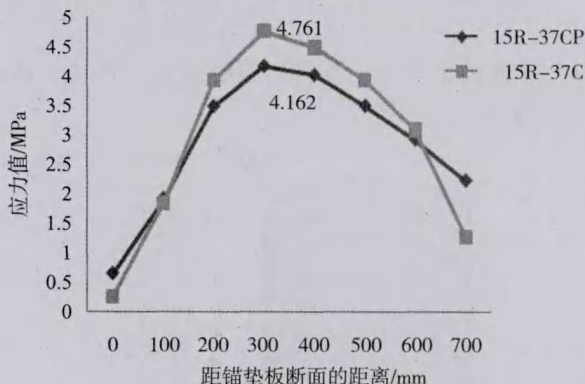


图3 混凝土侧表面拉应力对比

2.2.2 锚垫板

OVM15R-37C重90.7kg,而OVM15R-37CP重67kg,优化后的锚垫板减轻了23.3kg,经济性较前者更好。如图4所示,OVM15R-37CP、OVM15R-37C型锚垫板材料皆为ZG310-570,屈服强度为310MPa,极限抗拉强度为570MPa。OVM15R-37CP型号锚垫板最大拉应力为87.367MPa,小于其材料的屈服强度,更远小于材料的极限抗拉强度;OVM15R-37C型号锚垫板最大拉应力为78.473MPa,小于其材料的屈服强度,亦远小于材料的极限抗拉强度。所以两种锚垫板结构是安全可靠的。

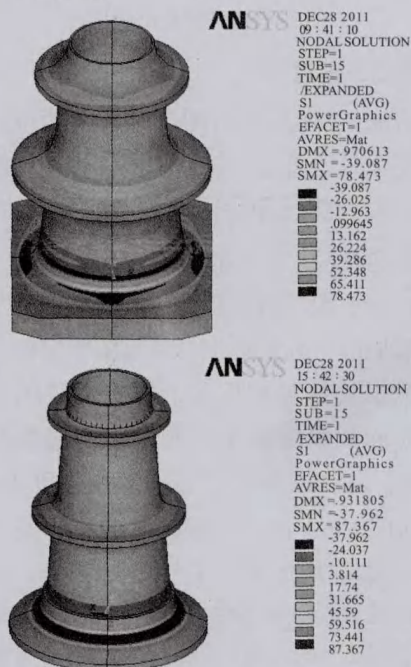


图4 锚垫板拉应力图

2.2.3 螺旋筋

如图5所示, OVM15R-37CP螺旋筋Mises应力为37.51MPa, OVM15R-37C螺旋筋Mises应力为47.376MPa, 皆小于其材料屈服强度235MPa, 因此螺旋筋是安全的。

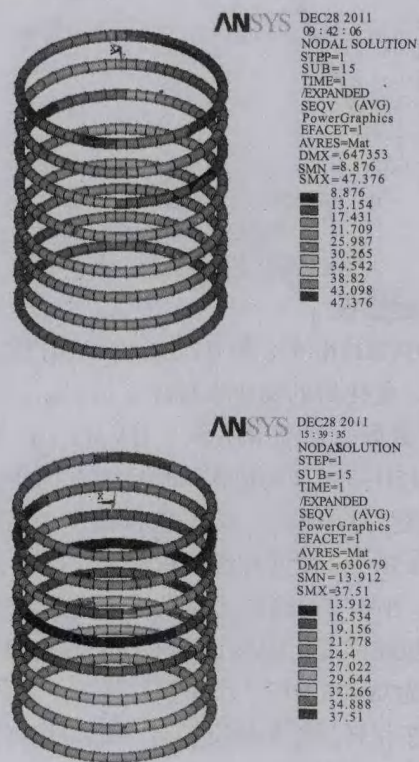


图5 螺旋筋MISES应力图

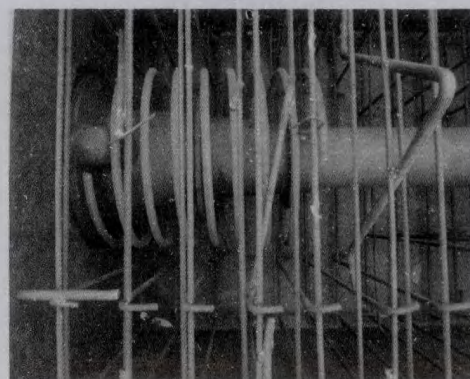
3 荷载传递试验

为保证结构的安全性, 铸造垫板锚具产品的锚固安全应当通过预应力锚固区传力性能试验来保证。因此对OVM15R-37CP锚垫板进行了荷载传递性能试验。试验情况如图6所示。

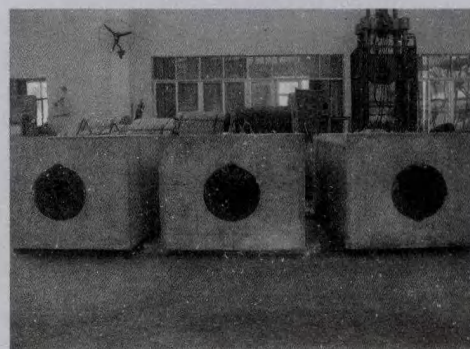
试验模型与模拟计算的参数相同, 加载结束后, 锚垫板下沉量很小, 且锚垫板完好, 满足安全要求。加载完成后锚下混凝土情况如图6c所示, 实验数据根据表2可知, 试件破坏荷载均大于 $1.1F_{pk}$ (11349.8kN), 最大裂缝宽度为0.2mm, 未超过0.2mm; 试件最后2次荷载循环应变增量小于5%, 裂缝增加宽度未超过0.02mm, 锚下结构满足FIP-1993《后张预应力体系验收建议》^[4]中的相关要求。为了对比分析, 在混凝土侧表面离锚垫板外表面1/2试件宽度 (即500mm) 处贴应变



a 试验准备



b 锚下混凝土配筋图



c 加载完成后混凝土情况图

图6 试验情况

片, 取此处沿加载方向的实验应变平均值与有限元模型对应位置的应变值进行对比分析, 结果如表3所示。结果显示, 试件的实验值与有限元模拟值很接近, 所建立的有限元模型是合理的。

表2 实验数据

试件编号	1号	2号	3号
破坏荷载 (kN)	12008	11966	11990
最大裂缝宽度(mm)	0.18	0.20	0.19
最后两次荷载循环应变增量	3.99%	2.56%	3.54%
最后两次荷载循环裂缝宽度增量 (mm)	0	0.01	0.01

(下转第20页)

混凝土达到设计标号80%即可开始张拉,也有规定必须达到100%时才允许张拉。现代的混凝土几乎都掺有早强剂,从 $0.85f_{cu,k}$ 到 $1.0f_{cu,k}$ 可能只有一两天的时间,这项试验的时间安排及对 F_u 的要求,宜从当前情况出发。棱柱体试件混凝土强度如超过规定怎么办?作废或适度宽限,对试验值如何修正?

(3) 棱柱体下半部不必要求符合GB50010正截面受压承载力验算。本试验要求的是破坏阶段值,而上述设计规程要求的是设计值。棱柱体截面积不可能随意增加,混凝土标号也不能提高,这牵涉结构设计和试验设计等多种问题。

(4) 中国现代的锚具市场已是“标准件商品供应”(国外也类似)的时代,荷载传递试验中棱柱体截面和混凝土标号不可能沿用过去那种按具体结构设计来确定的办法。只能是生产厂根据预应力筋的破断力 F_{pk} 和常用混凝土标号(例如C40)来设计生产成套锚具,棱柱体试件截面尺寸只能按锚具尺寸来确定,设计单位通常按锚具性能布置锚固区域。遇特殊情况按照个案处理。

本文建议:方形锚垫板的边长 b 或圆形锚垫板的直径 D_0 确定后,螺旋筋外径 D 就可选定,一般可取 $D \approx (1.35 \sim 1.40)b$ 或 $D \approx (1.10 \sim 1.15)D_0$,如图1所示,令锚垫板完全居于螺旋筋之中,能获得最大承载力。当锚具中心距 C 最小时可采用 $C_{\min} = D + 20\text{mm}$,建议棱柱体边长参考PTI第3.2.1条的规定,取 $a = D + 75\text{mm}$ 。75mm是供安放棱柱体试件箍筋和混凝土保护层之用,已是最小尺寸。这个尺寸是否合适,修订标准时还应积

累试验经验加以验证。

“荷载传递试验”今后应列入产品标准GB/T 14370中。要求锚具生产单位对自己的预应力体系必须按规定完成每个锚具类型(系列)的“荷载传递试验”。同时,又应限制个别用户不必要的要求供应单位专为其进行这项试验。如设计单位(用户)有特需,可委托检测单位进行试验。JGJ 85是供用户使用的技术规程,“进场验收”中如规定“必试”,会发生很大的试验工作量及经费支出,也可能严重影响工程进度,只验证供应商的试验合格证明即可。

(5) 荷载传递试验的规格选择及试验数量,标准修订时很值得斟酌,过多过少都不妥当。

(6) 关于“荷载传递试验”的探索,杭州浙锚预应力有限公司已列项投资,筹建试验装备,开展相关的试验研究。

(7) 锚垫板的计算,国内外至今都没有可供使用的良好方法。如果方形垫板边长 b 、圆形锚垫板直径 D_0 都不是计算得出的,棱柱体试件截面尺寸 a 就不可能准确确定。希望业内专家在锚固区及锚垫板等方面多做研究。

参考文献

- [1] BS 4447-1973 Specification for the performance of prestressing anchorages for post-tensioned construction October 1973
- [2] FIP Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems March 1981
- [3] FIP Recommendations for the acceptance of post-tensioning systems June 1993
- [4] JGJ 85-2010预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程。北京,中国建筑工业出版社,2010年7月
- [5] PTI Guide Specification: Acceptance Standards for Post-Tensioning Systems Post-Tensioning Institute. U.S.A. Sept. 1998

(上接第10页)

表3 有限元应变与实验应变对比

施加荷载	试验平均值	有限元值	相对误差
$0.2F_{pk}$	-28.3	-29.0	-2.67%
$0.4F_{pk}$	-64.4	-69.2	-7.4%
$0.6F_{pk}$	-102.7	-108.8	-5.92%
$0.8F_{pk}$	-138.6	-146.9	-5.97%

4 结论

1) 在设计荷载下,优化后的锚下混凝土侧面拉应力减少了12.6%,并且质量较前者更轻。可认为优化后的锚垫板不仅性能更优越,而且也更为经济。

2) 由锚垫板最大拉应力比较可得,OVM15R-37CP比OVM15R-37C更充分利用材料

强度,还有进一步优化的空间。

3) 通过荷载传递试验,肯定了优化后的锚垫板及其锚下结构的安全性。

4) 通过有限元模拟与试验数据的对比,说明有限元模拟有一定的可靠性与精度,也为进一步研究与优化锚下结构提供了技术铺垫。

参考文献

- [1] 房贞政. 预应力结构理论与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [2] 桂志光,朱万旭. 核电站安全壳锚固区局部应力研究[J]. 特种结构,2010(8):58-61.
- [3] 陈嘉毅. 大跨度预应力混凝土箱梁锚固区局部应力的理论分析与试验研究[D]. 硕士学位论文,浙江大学,2006:82.
- [4] FIP-1993《后张预应力体系验收建议》[S].