

钢筋砼大梁高效预应力加固法

项剑锋

摘要 本文介绍了钢筋砼大梁高效预应力加固法的优点,设计、计算和施工方法以及该方法在工程中的成功应用。

关键词 钢筋砼 高效预应力 加固法

一、前言

钢筋砼大梁由于设计或施工错误,材质不符合要求,使用功能改变、温差过大,遭受灾害损坏以及耐久性等原因,会出现超出设计规范允许值的结构裂缝,或造成承载能力不足,都应采取加固措施进行补强处理。

加固方法分非预应力加固法和预应力加固法二种。

传统的预应力加固法分水平拉杆法、下撑式拉杆法和组合式拉杆法三种。均采用低强度的Ⅰ级钢或Ⅱ级钢作为补强拉杆。传统下撑式拉杆法的做法见图1。

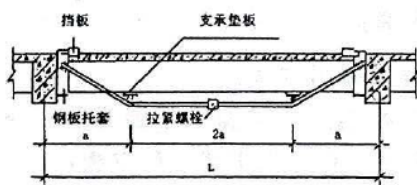


图1 传统的预应力下撑式拉杆加固法

预应力加固法的主要优点是见效快,随着预应力的施加,裂缝宽度变小,大梁产生反拱,原有钢筋的应力随即变小,是一种主动加固法。对于下撑式预应力补强拉杆法,还可以同时加固正截面强度和斜截面强度。而非预应力加固法要待大梁的变形继续增加以后才能逐渐起作用,所以加固以后裂缝宽度和挠度仍会继续增加,是一种被动加固法,而且正截面强度和斜截面强度一般不能同时得到加强。

由于传统的预应力加固法采用强度低、柔性

差、长度短的Ⅰ级钢或Ⅱ级钢作为补强拉杆,所以存在下述缺点:

1. 钢材耗用量较多,当需要拉杆承担较大的内力时,则材料面积很大,导致施工困难。
2. 由于预应力数值不高,预应力损失所占的比例较大,长期预应力效果不好。
3. 拉杆端部固定一般需要焊接,对于象棉纺车间等不允许有明火的场所不适宜采用。
4. 要弯成三折线形状,并进行横向张拉比较困难,弯折处的摩阻力也很大。
5. 不能搞连续跨加固。

为了克服上述缺点,近几年来,我们在传统的下撑式预应力补强拉杆法的基础上发展了一用高强度钢绞线作为补强拉杆的“高效预应力加固法”。做法见图2。

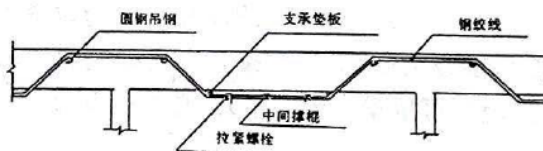


图2 高强度钢绞线预应力加固法

二、设计和施工方法

1. 钢绞线的布置:

钢绞线的规格一般采用 $\Phi^15(7\Phi^5)$,成对布置在梁的两侧,钢绞线的形心至梁侧的距离一般不小于2.5cm。在一般情况下,采用二根钢绞线便能满足要求,当需要补强的钢绞线数量很多时可以排成数排。钢绞线的形状一般与梁的弯矩图形

相一致。在实际工程中,我们曾采用过如图3所示的几种形状。

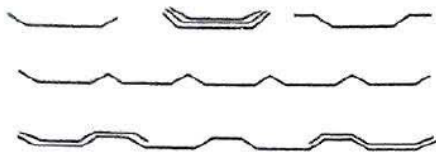


图3 工程中曾采用过的几种钢绞线形状

2. 铁件的布置:

为了通过横向张拉使钢绞线的应力达到设计要求,必须设置端部锚板、支承垫板,及一定数量的中间撑棍和拉紧螺栓等铁件。在负弯矩区还需设置钢吊棍,使钢绞线的形状与弯矩图形相一致,如图2所示。中间撑棍和拉紧螺栓的数量应通过计算确定:对于一般跨长的梁,如6~9m,一般可设置一根中间撑棍和二根拉紧螺栓;当梁的跨度不大时,如小于6m,一般可取消中间撑棍,仅设置一根拉紧螺栓;当梁的跨长很大时,如大于9m,一般需设置二根中间撑棍和三根拉紧螺栓或三根中间撑棍、四根拉紧螺栓。

3. 中间撑棍数量的确定方法:

钢绞线的应力是通过拧紧设在梁底的拉紧螺栓进行横向张拉使钢绞线的长度伸长而建立起来的。如果不考虑转折点处的摩阻力,其应力值为钢绞线的总伸长量除以总长度,再乘上弹性模量值。为了达到要求的总伸长量,必须设置一定数量的拉紧螺栓和中间撑棍。

当不设中间撑棍,仅有一根拉紧螺栓时,总伸长量按图4的几何关系求算(图中 a_1 为拉紧螺栓至支承垫板的距离, b 为拉紧螺栓处钢绞线的横向位移量,可取梁宽的一半)。总伸长量为:

$$\Delta L = 2(c_1 - a_1) = 2[\sqrt{a_1^2 + b^2} - a_1]$$

当设一根中间撑棍和二根拉紧螺栓时,总伸长量按图5的几何关系求算(图中 a_2 为拉紧螺栓至中间撑棍的距离)。总伸长量为:

$$\Delta L = 2[(c_1 - a_1) + (c_2 - a_2)] = 2[\sqrt{a_1^2 + b^2} + \sqrt{a_2^2 + b^2} - a_1 - a_2]$$

当设二根中间撑棍和三根拉紧螺栓时,总伸长量按图6的几何关系求算:

$$\Delta L = 2(c_1 - a_1) + 4(c_2 - a_2) = 2\sqrt{a_1^2 + b^2} + 4\sqrt{a_2^2 + b^2} - 2a_1 - 4a_2$$

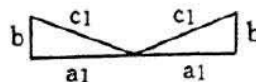


图4 总伸长量的计算简图1

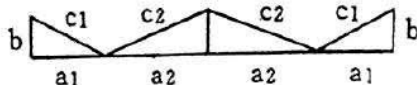


图5 总伸长量计算简图2

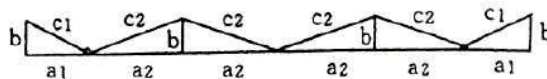


图6 总伸长量计算简图3

4. 拉紧螺栓位置的确定:

当不设中间撑棍时,可将拉紧螺栓设在中点位置。

当设有一根中间撑棍时,为了使拉紧螺栓两侧的钢绞线应力尽量均衡一点,减少钢绞线在拉紧螺栓处的纵向滑移量,应使拉紧螺栓靠近支承垫板一些,使 $a_1 < a_2$,并使得 $\frac{c_2 - a_2}{a_2} = \frac{c_1 - a_1}{L/2 - a_2}$

当设有二根中间撑棍时,应使拉紧螺栓至中间撑棍的距离相等,并将两边拉紧螺栓至支承垫板的距离靠近一些,使得 $\frac{c_2 - a_2}{a_2} = \frac{c_1 - a_1}{L/2 - 2a_2}$

5. 端部锚固方法:

钢绞线端部的锚固采用圆套筒三夹片式夹具。端部支承可采用下述二种方法:

1) 当有垂直支承面时,可将夹具通过槽钢垫板支承于梁端,如图7所示:

2) 当无法设置槽钢垫板时,可用取芯机在梁端上部截面钻孔,设置圆钢销棍,将夹具通过圆钢销棍支承于梁端,如图8所示。

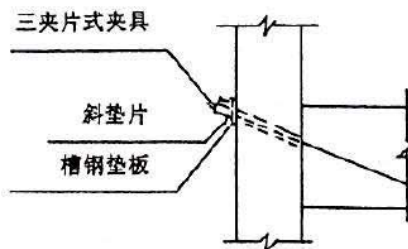


图7 端部锚固方法1

加固技术

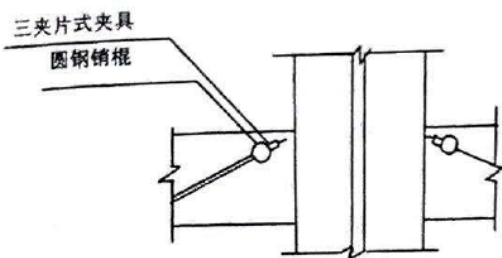


图8 端部锚固方法2

6. 中间连续节点做法:

在加固工程中,中间连续节点我们曾采用过下述四种作法:

1)在加固杭州第二棉纺织厂南纺车间预制工字形简支风道大梁时,我们将中间双柱伸缩缝两侧的五跨风道梁和六跨风道梁分别采用连续跨加固。其中间连续节点采用如图9所示的做法;

2)在加固浙江缙云棉纺织厂南纺车间现浇连续屋架托梁时,其中间连续节点采用如图10所示的做法。

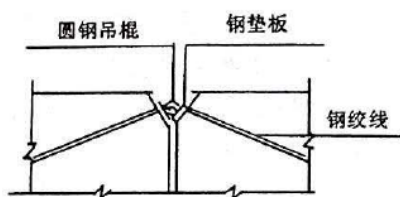


图9 中间连续节点做法1

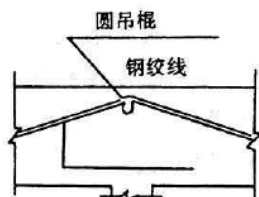


图10 中间连续节点做法2

3)在加固上海仪表电子工人俱乐部3号楼二跨楼面梁时,为了满足补强负筋的要求,其中间连续节点采用如图2所示的做法。

4)在加固上海仪表电子工人俱乐部3号楼二跨屋面梁及浙江桐乡崇德丝厂新建缂丝车间四跨13.5m连续屋架托梁时,为了提高截面有效高

度,将连续节点处水平段的钢绞线上升到梁顶部。与梁底一样,设置支承垫板、中间撑棍和拉紧螺栓,进行横向张拉。然后利用梁顶的水箱梁垫和天沟底板砼封闭。

7. 预应力的施加方法:

预应力的施加是利用U字形拉紧螺栓,用手工旋紧螺帽,使梁侧的钢绞线向梁底中间位置靠拢,从而使钢绞线伸长,建立起所需要的应力。在进行横向张拉之前,引伸仪初读数之后,先将转折点处的支承垫板向外侧敲紧,对钢绞线进行初张拉,然后再通过拉紧螺栓横向施加预应力。在各跨拉紧螺栓拉紧时,应尽量保持同步。

8. 钢绞线应力测试方法:

为了控制钢绞线的应力值,在每跨梁的二个斜向段和较长水平段的钢绞线上各设置一对铜头测点,用50公分或25公分标距的手持式引伸仪测试钢绞线的应变值,进而推算应力值。初读数在支承垫板向外侧敲紧前进行,当横向张拉拧紧螺栓感到吃力时,再开始用手持式引伸仪测试应变,然后逐步使应变值达到设计要求(应力值等于应变值乘钢绞线的弹性模量值)。

9. 张拉应力控制值:

根据设计规范规定,钢绞线的张拉控制应力可取 $0.75f_y$,考虑到进行横向张拉时钢绞线的应力值是由应变值乘弹性模量推算得到的,如果应力过高,钢绞线的塑性变形增加,则推算得到的应力值就不能反映实际情况,而且转折点处的钢绞线应力一般较大,如果测点处的应力值过高,则钢绞线有可能在转折点处被拉断。故张拉控制应力不宜过高,一般不大于 $0.65f_y$ 。

10. 防腐措施:

钢绞线的防腐措施我们在工程中采用过下述二种方法:

一种方法是仅在钢绞线表面作防腐处理。例如在宁海县工业供销公司综合楼框架加固工程中,是采用涂沫黄油、外包塑料布,缠上布条、刷上水柏油的方法进行防腐;在杭二棉风道大梁加固工程中,是采用涂刷PU-1防腐涂料进行防腐。采用这种防腐方法有一个好处,当发现钢绞线应力损失较大时可以进行补张。但也有一个缺点。外观不漂亮。为了使外观漂亮,应采取措施遮盖梁底水平段的钢绞线和铁件。杭二棉工程是在梁底钢

绞线水平段处挂了一个三夹板制作的装饰盒,盒上漆白色调合漆。

另一种方法是在钢绞线表面作防腐处理后再用 C_{30} 砼进行包裹。例如浙江缙云县棉纺织厂连续大梁加固工程,就是先用 PU-1 防腐涂料进行防腐处理,然后用 C_{30} 砼进行包裹。最近加固的几个工程,是先用环氧胶泥进行防腐处理,然后用 C_{30} 砼进行包裹。为了增加大梁的耐久性,和使大梁加固后显得更加美观,在加固后用 1:2 水泥砂浆对大梁重新粉刷,并用玻璃纤维石灰浆抹面。对于张拉后宽度仍大于 0.2mm 的裂缝,用凿子凿出宽约 1cm,深约 0.5cm 的 V 型槽,用环氧胶泥嵌缝。经这样处理以后,大梁不仅安全可靠,而且给人以舒适感,外形比加固前的大梁更加美观。

三、构件强度计算方法

钢绞线数量的确定需通过强度计算。由于钢绞线与大梁砼没有粘结在一起,在每一截面上钢绞线的应变与截面其它部位的应变不符合平截面假定,所以达极限状态时钢绞线应力增量的计算变得相当复杂,除利用截面上的轴向力平衡和弯矩平衡二个静力平衡条件外,还要利用下述变形协调条件:两锚固端之间钢绞线的总伸长值与钢绞线同高度处截面纤维的总伸长值相等。通常需根据钢绞线的形状和荷载的作用形式及截面的刚度曲线,利用积分的方法计算。

考虑到加固构件的数量有限,而且钢绞线用量在整个加固费用中所占比例不是很大,所以可采用保守的近似计算方法。计算中,可以假定达极限状态时钢绞线的应力即为施加预应力时的张拉控制应力,即假定钢绞线的应力增量值与预应力损失值相等。于是便可以像普通钢筋砼大梁一样作正截面和斜截面的强度计算。

四、高强钢绞线预应力加固法的优点

自从一九八八年十二月对浙江省宁海县工业供销公司综合楼的单层单跨 8m 框架横梁(上部为四层砖混结构)首次采用这种加固法以来,已先后用该法加固了浙江省诸几市腾器厂车间的三层单跨 9m 的框架横梁、浙江杭州第二棉纺织厂南纺车间的 271 根工字形预制风道大梁、浙江缙云县缝纫机厂车间带气楼的双坡屋面梁、浙江缙云县壶镇公路稽征所会议室的屋面大梁、缙云县棉

纺织厂南纺车间 15 根共 82 跨连续大梁、金华市供销学校图书馆楼面的主次梁、上海仪表电子工人俱乐部 3 号楼和 5 号楼的屋面梁,浙江桐乡市崇德丝厂新建缂丝车间 4 根 4 跨 13.5m 连续屋架托梁、浙江椒江市台州地区绣衣厂设计楼的 10m 跨屋面梁、浙江永康县二轻局综合大楼的五层 10m 跨框架横梁、上海紫云路小学教学楼层面梁、上海洗涤剂五厂综合楼底层二跨 6m 连续墙梁、上海洗涤剂五厂主车间火灾受损楼面大梁、上海美新制衣有限公司三、四层楼面梁、杭州余杭仪表厂车间火烧受损屋面大梁、温州市迎祥大楼二楼服装商场火灾受损楼面梁、浙江宁海县服装总厂车间火烧受损楼面梁、浙江临海市浙东绣服城火烧受损楼面梁、浙江宁海县胡陈港邮局综合楼砼强度严重不足的楼屋面大梁、浙江宁海县金属制品厂车间严重开裂的屋面梁,均取得了令人满意的加固效果。

经过五年多二十来个工程 700 多跨大梁的实际应用,我们觉得用强度高、柔性好、长度长的高强钢绞线作为预应力补强拉杆的“高效预应力加固法”具有下述优点:

1. 材料用量省:当需拉杆承担较大内力时,材料面积不大,施工起来比较方便。
2. 预应力损失全部发生以后仍有很高的有效预应力值,长期预应力效果好。
3. 钢绞线有现成的夹具可以利用,安全可靠,不需要在现场烧电焊,特别适宜象棉纺车间等不允许有明火的场所采用。
4. 钢绞线材料柔性好,很容易形成设计形状,施工起来方便,横向张拉也很容易;而且由于可以将钢绞线的形状布置成与弯矩形状相一致,让外加的压力总是作用在受拉区,所以对原结构砼标号的要求不高,特别适宜火灾受损构件和砼强度严重不足构件的加固。
5. 可以采用连续跨加固、加强了结构的整体性。
6. 由于采用横向张拉,可以保证弯矩较大区域钢绞线的有效预应力值也大,可以充分利用高强钢绞线的强度。
7. 施工速度快,而且不受气温影响。
8. 由于原有大梁的强度可以充分利用,而且只需要对大梁本身进行加固,柱子和基础可以不

加处理,所以加固费用比较低。

为了了解本加固法的长期效果,我们对二个加固工程钢绞线的应变值和加固后的使用效果进行了近四年的测试和观察。

从89年2月至92年12月对宁海县工业供销公司综合楼5根加固后大梁15根钢绞线上的近100个测点的应变值作了5次测试,并对上部四层砖混结构的墙体裂缝作了全面检查。检查结果,钢绞线的应变变化范围绝大部分小于5%(详见表1);原有墙体斜裂缝基本稳定,没有明显变化。

从90年11月至93年2月,对杭州第二棉纺织厂南纺车间271根加固后风道大梁钢绞线上近500个测点应变值作了4次测试,并仔细检查了大梁裂缝情况。检查结果,钢绞线的应变变化范围也绝大部分小于5%(详见表2);大梁上没有发现裂缝。

根据长期观察、测试结果,表明本加固法结构性能可靠。

表1 宁海县工业供销公司综合楼钢绞线
应力变化范围所占的比例(%)

应力变化范围	-5%~0	0~1%	1~2%	2~3%	3~4%	4~5%	5~6%	6~7%
89年2.15测	0	0	0	0	0	0	0	0
89.5.17测	99	1						
89.8.24测	47	26	19	7	1			
90年2月测			4	15	17	24	19	21
93.8.30测			11	31	29	24	5	
92.12.16测	82	15	3					

注:表中“-”数表示应力增大

表2 杭二棉南纺车间风道大梁钢绞线
应力变化范围所占的比例(%)

应力变化范围	-5%~0	0~1%	1~2%	2~3%	3~4%	4~5%	5~6%	6~7%
90年11月测	0	0	0	0	0	0	0	0
91年7月测	0.6	17.0	29.0	28.0	16.0	8.4	1.6	0.4
92年1月测	0.4	0.6	17.0	29.0	28.0	16.0	1.6	0.4
92年7月测	25.3	29.9	26.3	15.6	2.7	0.2	0	0
93年2月测	3.7	14.4	43.1	28.7	6.9	2.4	0.4	0.4

注:表中“-”数表示应力增大

(上接第9页)

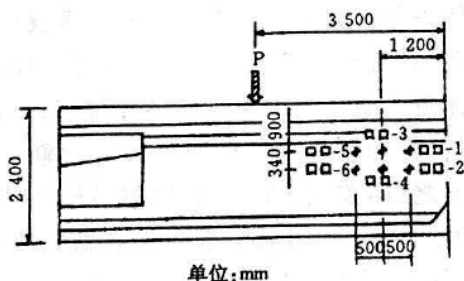


图20 混凝土应变的检测位置

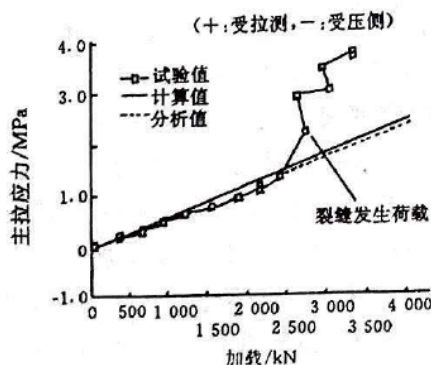


图21 主拉应力的滞后现象

表2 分析值和试验值的比较

加载/kN	主拉应力/MPa			试验结果
	计算值1	计算值2	计算值3	
0	-0.7	0.0	0.0	0.0
1200	-1.4	-0.7	-0.6	-0.6
2400	-2.1	-1.4	-1.3	-1.2
2700	-2.3	-1.6	-1.5	-1.7
3450	-2.7	-2.0	-1.9	-
4000	-3.0	-2.4	-2.3	-

在剪切加载试验时,从与试验准备等有关自重以及索的张力起作用的状态起进行检测。因此,用应变仪测定出的值相当于只有加载影响的应力。

如果把计算值2和试验结果进行比较可以发现,到发生裂缝之前的2400kN为止,计算值和试验值都基本一致。

在发生了裂缝的加载2700kN时,在腹板上产生的全荷载引起的主拉应力为-2.3MPa,出现了超过主拉应力限值的剪切裂缝。而且,裂缝在2400kN的加载附近一次出现,然后随着荷载的增加,显示出不分散地伸展的剪切裂缝性状。

参考文献

桥梁と基础,2000,(10):2-9.

(本文原载《国外桥梁》2001年第3期)