



混凝土结构加固设计规范 算例



HUNNINGTU

JIEGOUJIAGU
SHEJIGUIFANSUANLI

卜良桃 周靖 叶蓁 编著

中国建筑工业出版社

混凝土结构加固设计规范算例

卜良桃 周 靖 叶 蓁 编著

中国建筑工业出版社

图书在版编目(CIP)数据

混凝土结构加固设计规范算例/卜良桃等编著. —北京:
中国建筑工业出版社, 2007
ISBN 978-7-112-09745-6

I. 混… II. 卜… III. 混凝土结构—加固—结构设计—建筑规范 IV. TU37-65

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2007)第 175261 号

本书系主要根据《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 编写的算例, 全书分为 9 章, 分别介绍了增大截面加固法、置换混凝土加固法、外加预应力加固法、外粘型钢加固法、粘贴纤维复合材料加固法、粘贴钢板加固法、增设支点加固法、植筋技术等 8 种加固技术的专项设计算例, 最后为综合加固设计算例。书中算例均来自于实际工程, 力求通过算例的分析计算使规范内容具体化、形象化, 方便读者对规范的学习和理解。

本书内容全面, 其目的就是为了帮助广大读者熟悉和应用新规范。本书可供工程结构加固的设计人员、施工人员、研究人员学习参考, 也可供高校土建专业师生阅读。

* * *

责任编辑: 范业庶
责任设计: 董建平
责任校对: 王雪竹 张虹

混凝土结构加固设计规范算例

卜良桃 周靖 叶 葵 编著

*

中国建筑工业出版社出版、发行(北京西郊百万庄)
各地新华书店、建筑书店经销
北京天成排版公司制版
北京市铁成印刷厂印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 11 $\frac{3}{4}$ 字数: 281 千字
2008 年 2 月第一版 2008 年 2 月第一次印刷
印数: 1—4000 册 定价: 26.00 元

ISBN 978-7-112-09745-6
(16409)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换
(邮政编码 100037)

前 言

根据建设部建标 [1999] 308 号文件要求, 由四川省建筑科学研究院会同同济大学、西南交通大学、福州大学、湖南大学等 23 家单位 29 位专家组成修订组, 对原推荐性标准《混凝土结构加固技术规范》CECS 25: 90 进行了全面修订和补充完善。建设部于 2006 年 6 月 19 日以 [2006] 年第 440 号文“关于发布国家标准《混凝土结构加固设计规范》的公告”批准公布, 通知规定新标准编号为 GB 50367—2006, 自 2006 年 11 月 1 日起施行。

《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 主要内容有: 混凝土结构加固设计的基本规定、材料、增大截面加固法、置换混凝土加固法、外加预应力加固法、外粘型钢加固法、粘贴纤维复合材料加固法、粘贴钢板加固法、增设支点加固法、绕丝加固法、钢丝绳网片—聚合物砂浆外加层加固法等的设计、计算与构造规定以及有关的附录。此外, 还有与各种加固方法配套使用的植筋技术、锚栓技术、混凝土裂缝修补技术和钢筋阻锈技术等。

世界上各先进国家每隔一段时间全面修订规范, 为在其本国内设计中贯彻新规范, 也均纷纷出版设计实例或算例。本书编写目的就是协助加固设计人员在具体的加固设计中贯彻应用新规范, 使得该规范的发布能够更好地为建筑结构加固领域从业人员服务, 从而促进建筑加固改造行业又好又快发展。本算例全文分为九章, 以规范中的八种常用的加固方法为依据, 结合编者在规范试设计中选用的设计算例和典型工程实例, 每一章突出一种方法的设计, 一目了然。

本算例由卜良桃、周靖、叶蓁编著, 胡尚瑜、罗新华、郭曙、黎红兵、彭超、全月、于丽分别参加了各章的起草, 高伟、岳锋校对了书稿。卜良桃为本规范编制组成员, 从事建筑结构加固方面的设计、施工和研究工作多年, 具有丰富的工程经验。当然, 书中不妥与疏漏之处在所难免, 敬请读者拨冗指正。同时书中有些实例是编者所在单位的工程经验, 并未包括在规范内容中, 仅供读者参考借鉴。

编制一本规范的工作量非常大, 经过初稿、征求意见稿、送审稿、报批稿以及试设计、征求意见、审查会、校对、总校对、专题讨论, 层层把关, 其成果是参与编制的 23 家单位 29 位专家花 7 年多心血, 通力合作的共同结晶。因此, 本书利用了新规范的集体成果, 在此, 谨向规范编制组各位专家致以衷心的感谢!

目 录

第 1 章 增大截面加固法	1
1.1 增大截面加固设计理论	1
1.1.1 受弯构件正截面加固设计	1
1.1.2 受弯构件斜截面加固设计	3
1.1.3 受压构件正截面加固设计	4
1.1.4 增大截面加固构造规定	6
1.2 加固设计算例	8
1.2.1 框架梁增大截面加固算例	8
1.2.2 某砖混结构楼盖 T 形截面梁加固算例	11
1.2.3 楼板增大截面加固算例	12
1.2.4 综合楼框架梁加固算例	13
1.2.5 框架梁斜截面加固算例	16
1.2.6 某框架结构办公楼加层改造柱加固算例	18
1.2.7 加固工程综合实例	23
第 2 章 置换混凝土加固法	28
2.1 轴心受压构件置换加固设计	28
2.1.1 加固设计基本方法	28
2.1.2 加固设计算例	29
2.2 偏心受压构件置换加固设计	31
2.2.1 加固设计基本方法	31
2.2.2 加固设计算例	32
2.3 受弯构件置换加固设计	35
2.3.1 加固设计基本方法	35
2.3.2 加固设计算例	35
2.4 置换混凝土加固法构造设计	40
第 3 章 外加预应力加固法	41
3.1 预应力加固设计方法	41
3.1.1 钢筋混凝土梁加固	41
3.1.2 钢筋混凝土桁架加固	43
3.1.3 钢筋混凝土轴心受压柱加固	44
3.1.4 钢筋混凝土偏心受压柱加固	45
3.2 预应力加固设计算例	46
3.2.1 算例 3-1	46

3.2.2	算例 3-2	47
3.2.3	算例 3-3	50
3.2.4	算例 3-4	51
3.2.5	算例 3-5	53
3.2.6	算例 3-6	54
3.2.7	算例 3-7	56
3.2.8	算例 3-8	59
第 4 章	外粘型钢加固法	62
4.1	轴心受压构件正截面加固计算	62
4.1.1	加固设计基本方法	62
4.1.2	加固设计算例	63
4.2	偏心受压构件正截面加固计算	68
4.2.1	加固设计基本方法	68
4.2.2	算例 4-3	69
4.3	受弯构件正截面加固计算	72
4.3.1	加固设计基本方法	72
4.3.2	算例 4-4	74
4.4	受弯构件斜截面加固计算	76
4.4.1	加固设计基本方法	76
4.4.2	算例 4-5	76
第 5 章	粘贴纤维增强复合材加固法	79
5.1	粘贴纤维增强复合材加固设计方法	79
5.1.1	受弯构件正截面加固计算	79
5.1.2	受弯构件斜截面加固计算	82
5.1.3	受压构件正截面加固计算	84
5.1.4	受压构件斜截面加固计算	85
5.1.5	大偏心受压构件加固计算	86
5.1.6	受拉构件正截面加固计算	87
5.1.7	提高柱的延性的加固计算	88
5.1.8	构造设计	88
5.2	加固设计算例	92
5.2.1	受弯构件正截面加固算例	92
5.2.2	受弯构件斜截面加固算例	100
5.2.3	受压构件正截面加固算例	101
5.2.4	受压构件斜截面加固算例	102
5.2.5	柱的抗震延性加固算例	102
第 6 章	粘贴钢板加固计算	104
6.1	受弯构件正截面加固计算方法	104

6 目 录

6.2	受弯构件斜截面加固计算方法	106
6.3	大偏心受压构件正截面加固计算方法	107
6.4	受拉构件正截面加固计算	108
6.5	构造设计	108
6.6	加固设计算例	110
6.6.1	受弯构件正截面加固设计	110
6.6.2	受弯构件斜截面加固计算	117
第7章	增设支点加固法	119
7.1	增设支点加固法基本步骤	119
7.2	增设支点加固设计算例	119
7.2.1	框架梁增设一个支点加固计算	119
7.2.2	框架梁增设二个支点加固计算	125
7.2.3	悬挑梁增设支点加固计算	130
7.3	梁、柱及砖墙托换加固计算	136
7.3.1	算例 7-8	136
7.3.2	算例 7-9	141
7.3.3	算例 7-10	146
第8章	植筋技术	150
8.1	植筋锚固设计基本方法	150
8.2	植筋技术设计算例	151
8.2.1	新增一般梁与原柱的连接	151
8.2.2	新增悬挑梁与原柱的连接	153
8.2.3	减小梁高度后新增纵筋与原结构的连接	153
8.2.4	非地震区加大截面梁纵筋与原结构的连接	154
8.2.5	地震区加大截面梁纵筋与原结构的连接	155
8.2.6	加大截面柱纵筋与原结构的连接	157
第9章	混凝土结构加固设计综合算例	160
9.1	工程概况	160
9.1.1	原结构设计概况	160
9.1.2	检测评定结果	160
9.1.3	加固设计要求	160
9.2	加固设计依据及计算基本条件	162
9.2.1	所依据的国家规范	162
9.2.2	结构计算的基本条件	162
9.2.3	荷载标准值的确定方法	162
9.2.4	加固设计计算原则	162
9.3	框架结构加固设计	162
9.3.1	加层、加固设计的基本思路	162
9.3.2	框架柱加固设计	163
9.3.3	框架梁加固设计	170

第 1 章 增大截面加固法

增大截面加固法，也称为外包混凝土加固法，它通过增大构件的截面和配筋，来提高构件的承载力、刚度、稳定性和抗裂性。该方法施工工艺简单，适用面广，可广泛用于梁、板、柱、墙、基础、屋架等混凝土构件的加固。根据构件受力特点和加固目的、构件几何尺寸、便于施工等要求可设计为单侧、双侧或三侧的加固和四面包套的加固。例如梁常用上、下侧加固层加固，中心受压柱常用四面外包加固，偏心受压柱常用单侧或者双侧加厚层加固。根据不同的加固要求，此法又可分为加大断面为主的加固和加配钢筋为主的加固，或者两者兼备的加固。加大断面为主的加固，为了保证补加的混凝土正常工作，亦需适当配置构造钢筋；加配钢筋为主的加固，为了保证配筋的正常工作，需按钢筋的间距和保护层等构造要求适当增大截面尺寸。加固中应将新旧钢筋加以焊接，做好新旧混凝土的结合。增大截面加固法的混凝土一般为普通的混凝土，强度等级不低于 C20。当加厚层较薄，钢筋较密时，可用细石混凝土，在条件许可的情况下还可采用钢纤维混凝土加固。配置的钢筋除普通钢筋外，还可采用型钢和钢板等。

增大截面法的技术特点是，在设计构造方面必须注意解决好新加部分与原有部分的整体工作、共同受力问题。加固结构在受力过程中，结合面会出现拉压弯剪等各种复杂应力，其中主要是拉力和剪力。在弹性阶段，结合面的剪应力和法向拉应力主要是靠结合面两边新旧混凝土上的粘结强度承担；开裂后至极限状态，则主要是通过贯穿结合面的锚固钢筋或锚固螺栓所产生的被动剪切摩擦力传递。

这种方法要求的现场湿作业工作量大，养护时间较长，对生产和生活有一定影响，而且构件的截面增大后对结构的外观和房屋净空也有一定影响，故在采用时应考虑其局限性及使用效果。

1.1 增大截面加固设计理论

1.1.1 受弯构件正截面加固设计

采用增大截面法加固受弯构件时，应根据原结构构造和受力的实际情况，选用在受压区或者受拉区增设现浇钢筋混凝土外加层的加固方式。当仅在受压区加固受弯构件时，其承载力、抗裂度、钢筋应力、裂缝宽度及挠度的计算和验算，可按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 关于叠合式受弯构件的规定进行。若验算表明，仅需增设混凝土叠合层即可满足承载要求时，也应按构造要求配置受压钢筋和分布钢筋。其原因是为了提高新增混凝土的耐久性，同时也为了与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 中的“应在板的未配筋表面布置温度、收缩钢筋”的规定相协调。因为这种措施，可以大大减少新增混凝土发生温度、收缩应力引起的裂缝。

2 第1章 增大截面加固法

当在受拉区加固矩形截面受弯构件，如图 1-1 所示，其正截面受弯承载力可按下列公式计算：

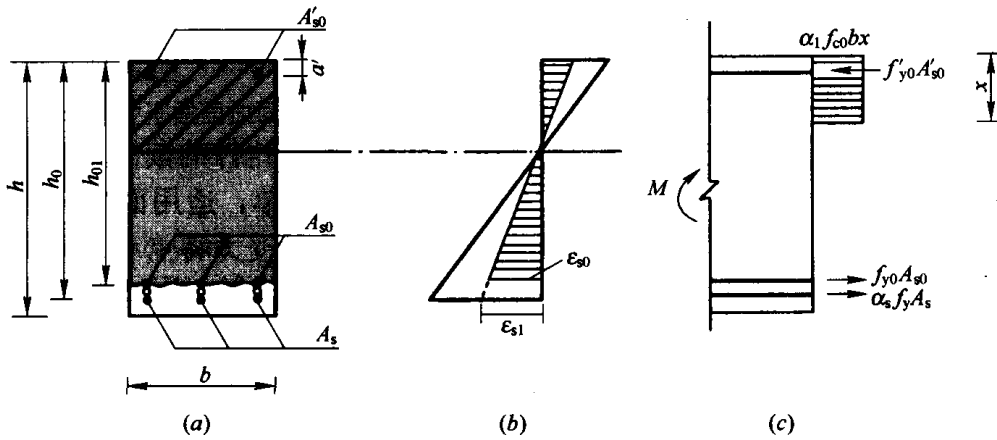


图 1-1 受弯构件加固计算

$$M \leq \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} \left(\frac{x}{2} - a' \right) \quad (1-1)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s - f'_{y0} A'_{s0} \quad (1-2)$$

$$2a' \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (1-3)$$

式中 M ——构件加固后弯矩设计值；

α_s ——新增钢筋强度利用系数，取 $\alpha_s = 0.9$ ；

f_y ——新增钢筋的抗拉强度设计值；

A_s ——新增受拉钢筋的截面面积；

h_0 、 h_{01} ——构件加固后和加固前的截面有效高度；

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度，简称混凝土受压区高度；

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

A_{s0} 、 A'_{s0} ——原受拉钢筋和原受压钢筋的截面面积；

a' ——纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离；

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\alpha_1 = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\alpha_1 = 0.94$ ；其间按线性内插法确定；

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值；

b ——矩形截面宽度；

ξ_b ——构件增大截面加固后的相对界限受压区高度，按公式(1-4)计算。

由于加固后的受弯构件正截面承载力可以近似地按照一次受力构件计算，试验研究也验证过新增主筋一般能够屈服，因而受弯构件增大截面加固后的相对受压区高度 ξ_b ，应按公式(1-4)计算。另外，需要说明的是新增钢筋位置处的初始应变值计算公式的确定问题。该公式从表面看来似乎是根据 $x_b = 0.375h_{01}$ 推导的，其实是引用前苏联在预应力加固设计指南中对受弯构件内力臂系数的取值推导而成的，之所以决定引用该值，是因为注意到原

推荐性标准早在 1990 年即已引用,我国西南交通大学和东南大学的相关研究结果也认为该值可以近似地用于加固构件初始应变,而不会有显著的偏差。

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\alpha_s f_y}{\epsilon_{cu} E_s} + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}}} \quad (1-4)$$

$$\epsilon_{s1} = \left(1.6 \frac{h_0}{h_{01}} - 0.6\right) \epsilon_{s0} \quad (1-5)$$

$$\epsilon_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 h_{01} A_{s0} E_{s0}} \quad (1-6)$$

式中 β_1 ——计算系数;当混凝土强度等级不超过 C50 时, β_1 值取为 0.8;当混凝土强度等级为 C80 时, β_1 值取为 0.74;其间按线性内插法确定;

ϵ_{cu} ——混凝土极限压应变,取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$;

ϵ_{s1} ——新增钢筋位置处,按平截面假设确定的初始应变值;当新增主筋与原主筋的连接采用短钢筋焊接时,可近似取 $h_{01} = h_0$, $\epsilon_{s1} = \epsilon_{s0}$;

M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值;

ϵ_{s0} ——加固前,在初始弯矩 M_{0k} 作用下原受拉钢筋的应变值。

当按公式(1-1)及公式(1-2)算得的加固后混凝土受压区高度 x 与加固前原截面有效高度 h_{01} 之比 x/h_{01} 大于原截面相对界限受压区高度 ξ_{b0} 时,应考虑原纵向受拉钢筋应力 σ_{s0} 尚达不到 f_{y0} 的情况。此时,应将上述两公式中的 f_{y0} 改为 σ_{s0} ,并重新进行验算。验算时, σ_{s0} 值可按式(1-7)确定:

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) \epsilon_{cu} E_s \leq f_{y0} \quad (1-7)$$

若算得 $\sigma_{s0} < f_{y0}$,则按此验算结果确定加固钢筋用量;若算得的结果 $\sigma_{s0} \geq f_{y0}$,则表示原计算结果无需变动。

对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件,其受拉区增设现浇配筋混凝土层的正截面受弯承载力,应按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 5.2.3 条至第 5.2.5 条的计算原则和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于 T 形截面受弯承载力的规定进行计算。

1.1.2 受弯构件斜截面加固设计

对受剪截面限制条件的规定与现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 完全一致,而从增大截面构件的荷载试验过程来看,增大截面还有助于减缓斜裂缝宽度的发展,特别是围套法更为有利,因此,受弯构件加固后的斜截面应符合下列条件:

$$\text{当 } h_w/b \leq 4 \text{ 时,} \quad V \leq 0.25 \beta_c f_c b h_0 \quad (1-8a)$$

$$\text{当 } h_w/b \geq 6 \text{ 时,} \quad V \leq 0.2 \beta_c f_c b h_0 \quad (1-8b)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时,按线性内插法确定。

式中 V ——构件加固后的剪力设计值;

β_c ——混凝土强度影响系数,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用;

b ——矩形截面的宽度或 T 形、I 形截面的腹板宽度;

4 第1章 增大截面加固法

h_w ——截面的腹板高度；对矩形截面，取有效高度；对T形截面，取有效高度减去翼缘高度；对I形截面，取腹板净高。

采用增大截面法加固受弯构件时，其斜截面受剪承载力可按如下公式确定：

① 当受拉区增设配筋混凝土层，并采用U形箍与原箍筋逐个焊接时：

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t b(h_0 - h_{01}) + 1.25f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 \quad (1-9)$$

② 当增设钢筋混凝土三面围套，并采用加锚式或胶锚式箍筋时：

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t A_c + 1.25\alpha_s f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 1.25f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_{01} \quad (1-10)$$

式中 α_c ——新增混凝土强度利用系数，取 $\alpha_c = 0.7$ ；

f_t 、 f_{t0} ——新、旧混凝土轴心抗拉强度设计值；

A_c ——三面围套新增混凝土截面面积；

α_s ——新增箍筋强度利用系数，取 $\alpha_s = 0.9$ ；

f_{yv} 、 f_{yv0} ——新箍筋和原箍筋的抗拉强度设计值；

A_{sv} 、 A_{sv0} ——同一截面内新箍筋各肢截面面积之和及原箍筋各肢截面面积之和；

s 、 s_0 ——新增箍筋或原箍筋沿构件长度方向的间距。

斜截面受剪承载力的计算与原规范比较，主要有三点不同：一是将新、旧混凝土上的斜截面受剪承载力分开计算，并给出了具体公式；二是新、旧混凝土的抗拉强度设计值分别按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 和现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002的规定取用；三是按试验和分析结果重新确定了混凝土和钢筋的强度利用系数。经试算按照上面公式计算的斜截面承载力，其安全储备有所提高。

1.1.3 受压构件正截面加固设计

(1) 轴心受压构件承载力计算

采用增大截面加固钢筋混凝土轴心受压构件时(图 1-2)，其正截面受压承载力应符合下列规定：

$$N \leq 0.9\varphi [f_{c0}A_{c0} + f'_{y0}A'_{s0} + \alpha_{cs}(f_c A_c + f'_y A'_s)] \quad (1-11)$$

式中 N ——构件加固后的轴向压力设计值；

φ ——构件稳定系数，根据加固后的截面尺寸，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定值采用，见表 1-1 所列；

A_{c0} 、 A_c ——构件加固前混凝土截面面积和加固后新增部分混凝土截面面积；

f'_y 、 f'_{y0} ——新增纵向钢筋和原纵向钢筋的抗压强度设计值；

A'_s ——新增纵向受压钢筋截面面积；

α_{cs} ——综合考虑新增混凝土和钢筋强度利用程度的修正系数，取 α_{cs} 为 0.8。该值与原推荐性标准 α 值相同，只是表达需要将 α 改为 α_{cs} 。

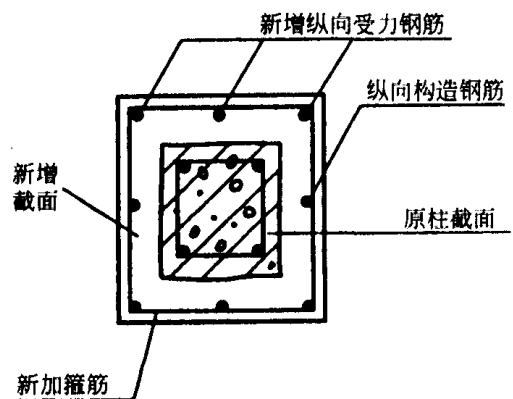


图 1-2 轴心受压构件增大截面加固

钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

表 1-1

l_0/b	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
l_0/d	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24	26
l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
φ 值	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52

注：表中 l_0 为构件计算长度； b 为矩形截面短边尺寸； d 为圆形截面直径； i 为截面最小回转半径。

(2) 偏心受压构件承载力计算

采用增大截面加固钢筋混凝土偏心受压构件时，其矩形截面正截面承载力按下列公式计算(图 1-3)：

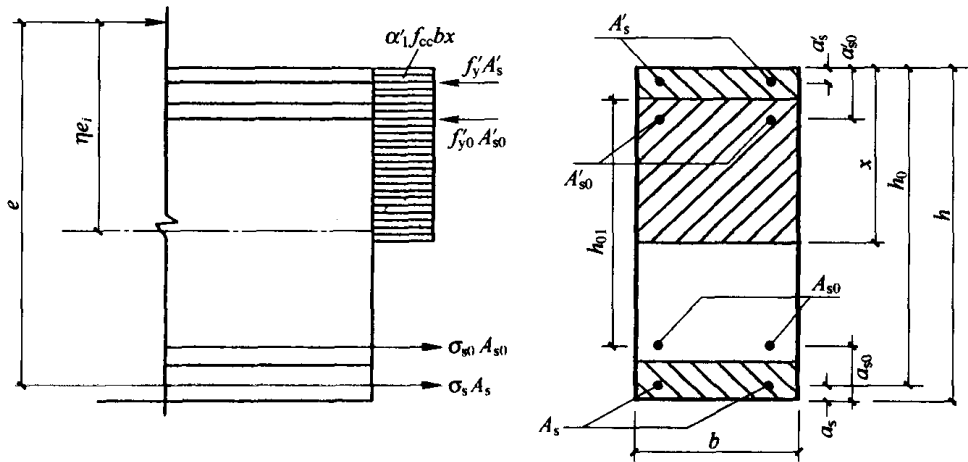


图 1-3 矩形截面偏心受压构件加固的计算

注：当为小偏心受压构件时，图中 σ_{s0} 可能变向。

$$N \leq \alpha_1 f_{cc} b x + 0.9 f'_y A'_s + f'_{y0} A'_{s0} - 0.9 \sigma_s A_s - \sigma_{s0} A_{s0} \quad (1-12)$$

$$N e \leq \alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s) \quad (1-13)$$

$$\sigma_{s0} = \left[\frac{0.8 h_{01}}{x} - 1 \right] E_s \epsilon_{cu} \leq f_{y0} \quad (1-14)$$

$$\sigma_s = \left[\frac{0.8 h_0}{x} - 1 \right] E_s \epsilon_{cu} \leq f_y \quad (1-15)$$

式中 α_1 ——系数，按公式(1-2)对应规定取值；

f_{cc} ——新旧混凝土组合截面的混凝土轴心抗压强度设计值，可按 $f_{cc} = \frac{1}{2} (f_{c0} + 0.9 f_c)$ 确定；

f_c 、 f_{c0} ——新、旧混凝土轴心抗压强度设计值；

σ_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋应力；当算得 $\sigma_{s0} > f_{y0}$ 时，取 $\sigma_{s0} = f_{y0}$ ；

σ_s ——受拉边或受压较小边的新增纵向钢筋应力；当算得 $\sigma_s > f_y$ 时，取 $\sigma_s = f_y$ ；

A_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋截面面积；

A'_s ——原构件受压较大边纵向钢筋截面面积；

- e ——偏心距，为轴向压力设计值 N 的作用点至新增受拉钢筋合力点的距离，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 5.4.3 条的规定进行计算；
- a_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋合力作用点至加固后截面近边的距离；
- a'_{s0} ——原构件受压较大边纵向钢筋合力点到加固后截面近边的距离；
- a_s ——受拉边或受压较小边新增纵向钢筋合力点至加固后截面近边的距离；
- a'_s ——受压较大边新增纵向钢筋合力点至加固后截面近边的距离；
- h_0 ——受拉边或受压较小边新增纵向钢筋合力点至加固后截面受压较大边缘的距离；
- h_{01} ——原构件截面有效高度。

其他符号同前。

(3) 偏心距 e

按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定进行计算，但其增大系数 η 尚应乘以下列修正系数 ψ_η ：

1) 对围套或其他对称形式的加固：

当 $e_0/h \geq 0.3$ 时： $\psi_\eta = 1.1$ ；

当 $e_0/h < 0.3$ 时： $\psi_\eta = 1.2$ 。

2) 对非对称形式的加固：

当 $e_0/h \geq 0.3$ 时： $\psi_\eta = 1.2$ ；

当 $e_0/h < 0.3$ 时： $\psi_\eta = 1.3$ 。

1.1.4 增大截面加固构造规定

采用增大截面法，应满足如下构造要求：

1) 新增混凝土的强度等级不低于 C20，且宜比原构件设计的混凝土等级提高一级。

2) 新增混凝土的最小厚度，板不应小于 40mm；梁、柱采用人工浇筑时，不应小于 60mm；采用喷射混凝土施工时，不应小于 50mm。

3) 加固用钢筋，应采用热轧钢筋。板的受力钢筋直径不应小于 8mm；梁的受力钢筋直径不应小于 12mm；柱的受力钢筋直径不应小于 14mm；加锚式箍筋不应小于 8mm；U 形箍直径应与原箍筋直径相同；分布筋直径不应小于 6mm。

4) 新增受力钢筋与原受力钢筋的净间距不应小于 20mm，并应采用短筋或箍筋与原钢筋焊接。其构造应符合下列要求：

① 当新增受力钢筋与原受力钢筋的连接采用短筋 [图 1-4(a)] 焊接时，短筋的直径不应小于 20mm，长度不应小于其 5 倍直径，各短筋的中距不应大于 500mm。

② 当截面受拉区一侧加固时，应设置 U 形箍筋 [图 1-4(b)]。U 形箍筋应焊在原有箍筋上，单面焊缝长度为箍筋直径的 10 倍，双面焊缝长度为箍筋直径的 5 倍。

当受构造条件限制必须采用植筋方式埋设 U 形箍 [图 1-4(c)] 时，应采用锚固专用的结构胶种植，不得采用自行配制的环氧树脂砂浆或其他水泥砂浆。

③ 当采用混凝土围套加固时，应设置环形箍筋或加锚式箍筋 [图 1-4(d)或(e)]。

5) 梁的新增纵向受力钢筋，其两端应可靠锚固；柱的新增纵向受力钢筋的下端应伸入基础并应满足锚固要求；上端应穿过楼板与上层柱脚连接或在屋面板处封顶锚固。

6) 对于加固后为整体工作的板，在支座处应配负钢筋，并与跨中分布筋相搭接。分

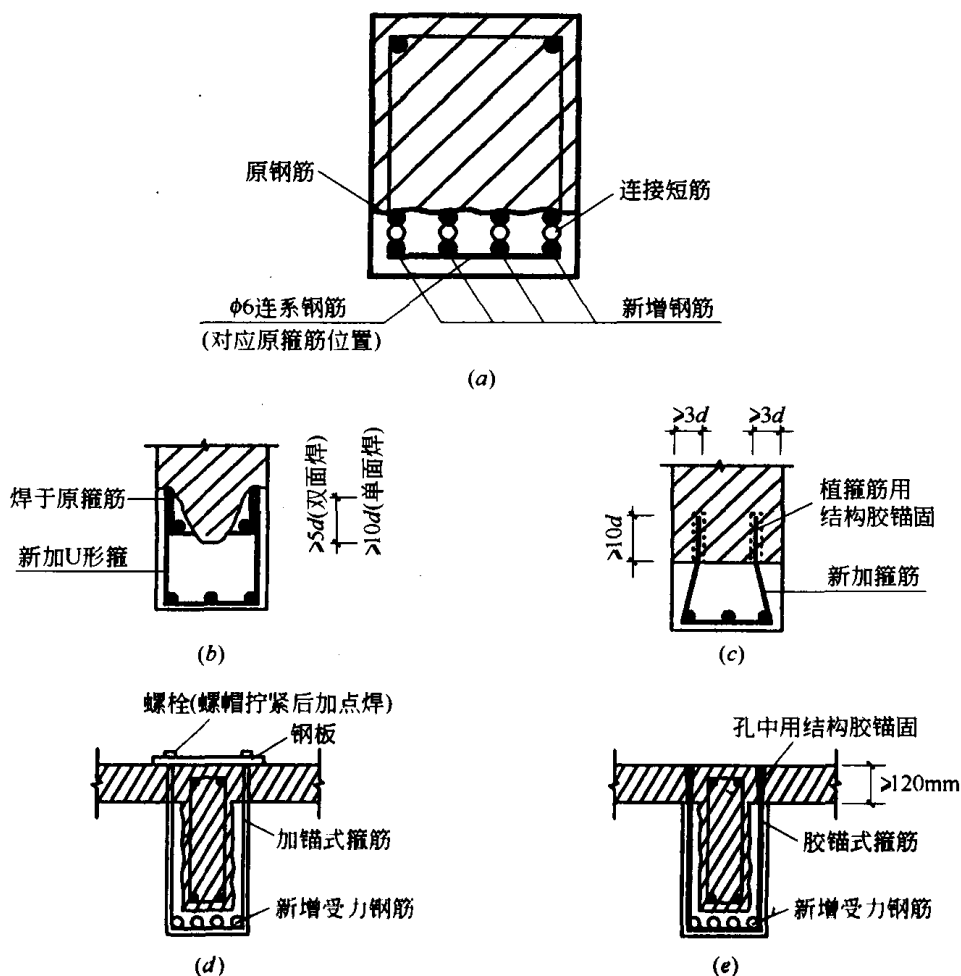


图 1-4 增大截面配置新增箍筋的连接构造

注: d 为箍筋直径。

布筋应采用直径大于 4mm、间距不大于 300mm 的钢筋网,以防止产生收缩裂缝。

7) 混凝土的最大粒径不宜超过新浇混凝土最小厚度的 1/2 及钢筋最小间距的 3/4。

8) 进行加固柱的构造设计及施工时,应特别注意如下几点:

① 当采用四周外包混凝土加固时,应将原柱面凿毛、洗净。箍筋采用封闭箍,如图 1-5(a)和(b)所示,间距应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定。

② 当采用单面或双面加厚混凝土的方法加固时,应将原柱表面凿毛。凸凹不平应不小于 6mm,并应采取下述构造措施:

A. 当新浇混凝土较薄时,用短钢筋将加固钢筋焊接在原柱的受力钢筋上,如图 1-5(c)所示。短钢筋直径不应小于 20mm,长度不小于 $5d$ (d 为新增纵筋和原有纵筋直径的较小者),各短筋的中距不大于 500mm。

B. 当新浇混凝土较厚时,应用“U”形箍固定纵向受力钢筋,“U”形箍筋与原柱子连接,可用焊接法,如图 1-5(d)所示,也可用锚固法,如图 1-5(e)所示。当采用焊接法时,单面焊缝长度为 $10d$,双面焊缝长度为 $5d$ (d 为“U”形箍筋直径)。锚固法的具体做法是:在距柱边不小于 $3d$,且不小于 40mm 处的原柱上钻孔,孔洞深度不小于 $10d$,孔径

应比“U”形箍筋直径大4mm，然后用结构胶将“U”形箍筋固定在原柱的钻孔内。

C. 新增混凝土的最小厚度不应小于60mm，用喷射混凝土施工时不应小于50mm。

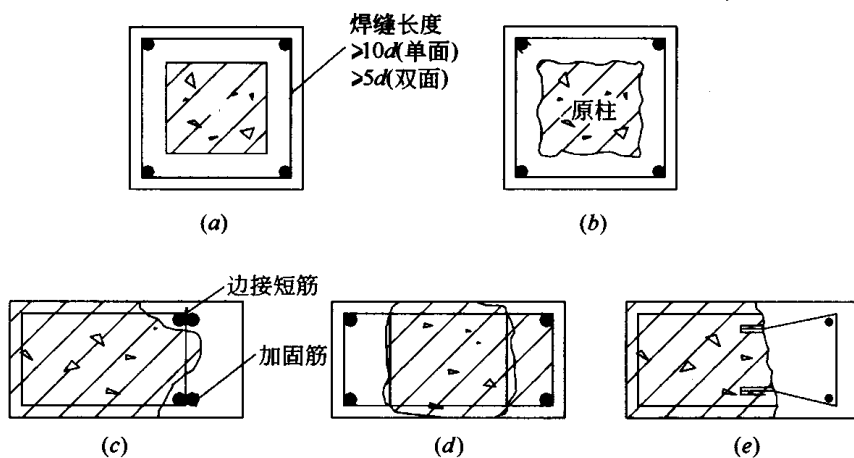


图 1-5 补浇混凝土层的结构

1.2 加固设计算例

1.2.1 框架梁增大截面加固算例

(1) 工程概况

某综合楼为6层钢筋混凝土底框结构，其中1~2层为框架结构，3~6层为砖混结构，按6度抗震设防设计。建筑总长度为50.64m，总宽度为21.24m。综合楼1层层高3.60m，2层层高为3.90m，3~6层层高均为2.90m。现由于2层建筑使用功能的改变，楼面活荷载增至 6.0kN/m^2 。楼层平面如图1-6所示，楼板、部分框架梁因承载力不足，故采用增大截面外包改性混凝土加固及楼面板现浇叠合板综合加固。

(2) 加固设计计算

以①轴交⑥~⑩轴框架梁为例，增大截面加固设计验算如下。框架梁原设计条件：截面尺寸 $b=400\text{mm}$ ， $h=1000\text{mm}$ ，混凝土强度等级C30，主筋 $8\phi 25$ ，箍筋 $\phi 10@100$ 。楼面活荷载由原来的 2.0kN/m^2 增至 6.0kN/m^2 ，经计算框架梁跨中最大弯矩由原标准值 $950.10\text{kN}\cdot\text{m}$ 增至 $1232\text{kN}\cdot\text{m}$ （设计值 $1540.01\text{kN}\cdot\text{m}$ ）。采用C35改性混凝土外包增大截面法加固。

1) 按原梁设计条件下，对矩形截面梁进行跨中承载力验算。

$$b=400\text{mm}, h=1000\text{mm}, h_{01}=1000-60=940\text{mm}, A_{s0}=3928\text{mm}^2$$

$$f_{c0}=14.3\text{N/mm}^2, f_{y0}=300\text{N/mm}^2$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b} = \frac{300 \times 3928}{14.3 \times 400} = 206.01\text{mm}$$

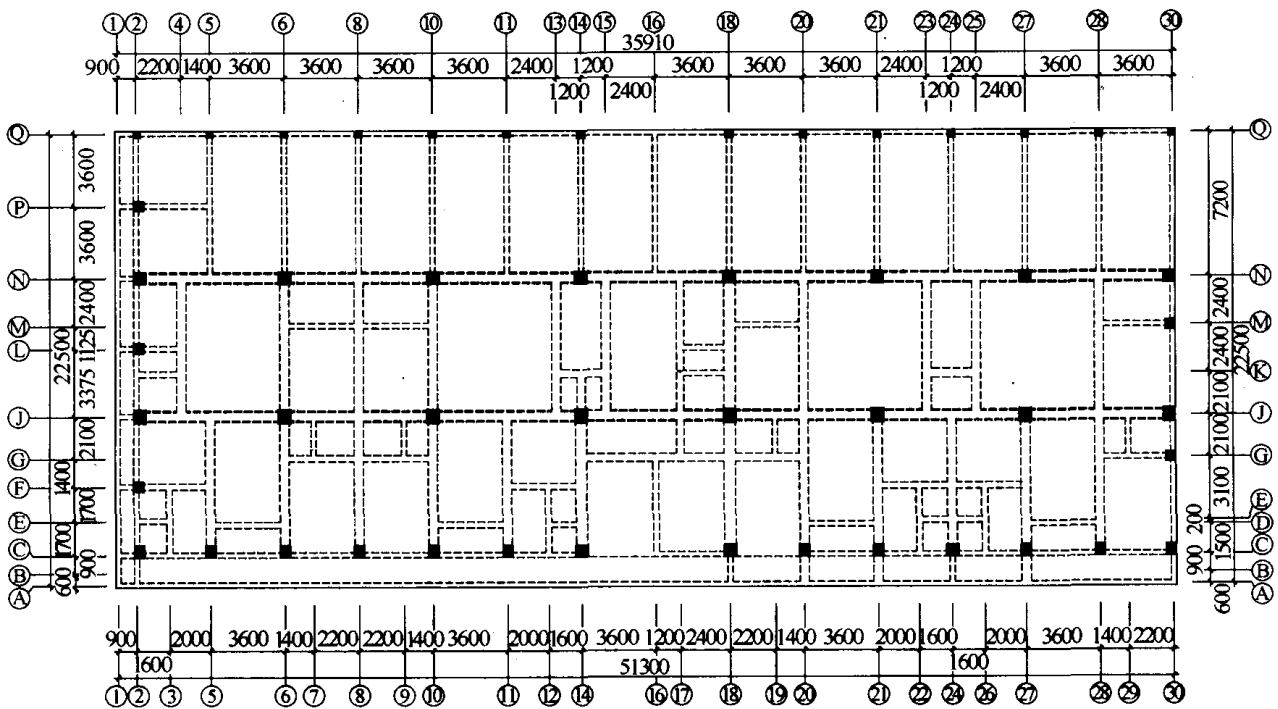


图 1-6 结构平面布置图

$$M = \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) = 14.3 \times 400 \times 206.01 \times \left(940 - \frac{206.01}{2} \right) = 986.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = 986.30 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 1540.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

原梁截面不满足现荷载使用要求，故需要采用增大截面加固。

2) 加固设计条件下，加固梁正截面受弯承载力验算。

加固设计基本条件如下，加固层厚度为 100mm， $\Delta h = 100\text{mm}$ ， $h = 1100\text{mm}$ ， $h_0 = 1100 - 35 = 1065\text{mm}$ ， $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ， $f_{y0} = 300\text{N/mm}^2$ 。

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s$$

$$1.0 \times 14.3 \times 400 x = 300 \times 3928 + 0.9 \times 360 \times A_s$$

$$M_u = \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right)$$

$$1540.01 \times 10^6 \leq 0.9 \times 360 \times A_s \times \left(1065 - \frac{x}{2} \right) + 300 \times 3928 \times \left(940 - \frac{x}{2} \right)$$

联立方程解得： $x = 327.3\text{mm}$

$$\epsilon_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 h_{01} A_{s0} E_{s0}} = \frac{950.10 \times 10^6}{0.87 \times 940 \times 3928 \times 2 \times 10^5} = 0.001478$$

$$\epsilon_{s1} = \left(1.6 \frac{h_0}{h_{01}} - 0.6 \right) \epsilon_{s0} = \left(1.6 \times \frac{1065}{940} - 0.6 \right) \times 0.001478 = 0.00178$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\alpha_s f_y}{\epsilon_{cu} E_s} + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.9 \times 360}{0.0033 \times 2.0 \times 10^5} + \frac{0.00178}{0.0033}} = 0.394$$

$$x = 327.3\text{mm} \leq \xi_b h_0 = 0.394 \times 1065 = 419.61\text{mm}$$

$$\text{由上式得: } A_s = \frac{1.0 \times 14.3 \times 400 \times 327.3 - 300 \times 3928}{0.9 \times 360} = 2140.5 \text{mm}^2$$

加固底筋选用 $6\Phi 22$, 钢筋面积为 2280mm^2 。

(3) 加固设计承载力验算

以⑩轴交⑨~⑮轴框架梁为例, 框架梁原设计条件: 截面尺寸 $b=300 \text{mm}$, $h=600 \text{mm}$, 混凝土强度等级 C30, 梁底钢筋 $4\Phi 25$, 梁顶部钢筋 $4\Phi 16$, 箍筋 $\Phi 8@150$ 。楼面活荷载标准值由原来的 2.0kN/m^2 增至 6.0kN/m^2 时, 此框架梁跨中最大弯矩由原设计标准值 $224.08 \text{kN} \cdot \text{m}$ 增至 $440.16 \text{kN} \cdot \text{m}$ (设计值 $550.20 \text{kN} \cdot \text{m}$)。采用 C35 改性混凝土外包增大截面法加固, 加固方式如图 1-7 所示。增大截面加固设计承载力验算如下。

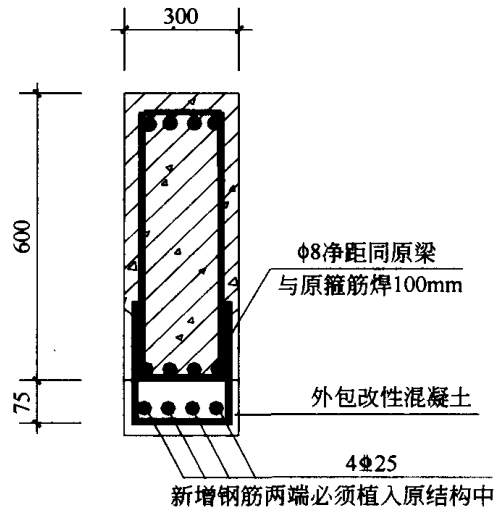


图 1-7 加固梁截面设计图

1) 按原梁设计条件下, 矩形截面进行承载力验算。

$$h_{01} = 600 - 35 = 565 \text{mm}; A_{s0} = 1964 \text{mm}^2$$

$$\alpha_1 f_{c0} bx + f'_{y0} A'_{s0} = f_{y0} A_{s0}$$

$$1.0 \times 14.3 \times 300x + 300 \times 804 = 300 \times 1964$$

$$x = \frac{300 \times 1964 - 300 \times 804}{14.3 \times 300} = 81.11 \text{mm}$$

$$M_u = \alpha_1 f_{c0} bx \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_{01} - a'_s)$$

$$= 14.3 \times 300 \times 81.11 \times (565 - 81.11/2) + 300 \times 804 \times (565 - 35) = 310.33 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 310.33 \text{kN} \cdot \text{m} < M = 550.20 \text{kN} \cdot \text{m}$$

原梁截面不满足现荷载使用要求, 故需增大截面加固。

2) 加固设计条件下, 加固梁正截面受弯承载力验算。

加固设计基本条件如下, 加固层厚度为 75mm , $\Delta h = 75 \text{mm}$, $h = 675 \text{mm}$, 加固钢筋面积 $A_s = 1964 \text{mm}^2$, $A_{s0} = 1964 \text{mm}^2$, $f_y = 360 \text{N/mm}^2$, $f_{y0} = 300 \text{N/mm}^2$, $h_0 = 675 - 35 = 640 \text{mm}$ 。

$$\alpha_1 f_{c0} bx = f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 14.3 \times 300x = 300 \times 1964 + 0.9 \times 360 \times 1964 - 300 \times 804$$

求得: $x = 229.45 \text{mm}$

$$\epsilon_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 h_{01} A_{s0} E_{s0}} = \frac{224.08 \times 10^6}{0.87 \times 565 \times 1964 \times 2 \times 10^5} = 0.00116$$

$$\epsilon_{s1} = \left(1.6 \frac{h_0}{h_{01}} - 0.6 \right) \epsilon_{s0} = \left(1.6 \times \frac{640}{565} - 0.6 \right) \times 0.00116 = 0.00141$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\alpha_s f_y}{\epsilon_{cu} E_s} + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.9 \times 360}{0.0033 \times 2.0 \times 10^5} + \frac{0.00141}{0.0033}} = 0.417$$

$$x = 229.45 \text{mm} \leq \xi_b h_0 = 0.417 \times 640 = 266.88 \text{mm}$$

$$M_u = \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right)$$

$$M_u = 0.9 \times 360 \times 1964 \times \left(640 - \frac{229.45}{2} \right) + 300 \times 1964 \times \left(565 - \frac{229.45}{2} \right) \\ = 599.6 > 550.20 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

加固梁跨中截面抗弯承载力满足要求。

1.2.2 某砖混结构楼盖 T 形截面梁加固算例

(1) 工程概况

某试验楼为砖混结构，其钢筋混凝土楼盖 T 形截面梁跨度 $L=8\text{m}$ ，简支于砖墙上。T 形梁截面尺寸为 $b=200\text{mm}$ ， $b'=400\text{mm}$ ， $h=600\text{mm}$ ， $h'_f=80\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C20，主筋 $4\Phi 20$ ，箍筋 $\Phi 6@250$ 。该梁承受恒荷载为 $g_k=8\text{kN/m}$ ，活荷载为 $q_k=12\text{kN/m}$ ，由于改变使用功能，实际活荷载为 $q_k=16\text{kN/m}$ ，要求进行加固处理，如图 1-8 所示。

(2) 设计计算

1) 原梁承载力复核算。

$$\text{跨中弯矩: } M = \frac{1}{8} (1.2g_k + 1.4q_k) L^2 =$$

$$\frac{1}{8} (1.2 \times 8 + 1.4 \times 16) \times 8^2 = 256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{梁端剪力: } V = \frac{1}{2} (1.2g_k + 1.4q_k) L = \frac{1}{2} (1.2 \times 8 + 1.4 \times 16) \times 8 = 128 \text{ kN}$$

$$\text{截面有效高度: } h_{01} = 600 - 35 = 565 \text{ mm}$$

当翼缘全部受压承受弯矩所需相应的受拉钢筋应为：

$$A_{s0} = \frac{b'_f h'_f f_{c0}}{f_{y0}} = \frac{400 \times 80 \times 9.6}{300} = 1024 \text{ mm}^2$$

$$\text{实际钢筋面积: } A_s = 1256 \text{ mm}^2 > 1024 \text{ mm}^2$$

因此，中和轴在截面腹板内：

$$A_{s10} = \frac{(b'_f - b) h'_f f_{c0}}{f_{y0}} = \frac{(400 - 200) \times 80 \times 9.6}{300} = 512 \text{ mm}^2$$

$$M_{u10} = f_{c0} (b'_f - b) h'_f \left(h_{01} - \frac{h'_f}{2} \right) = 9.6 \times (400 - 200) \times 80 \times \left(565 - \frac{80}{2} \right) = 80.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s20} = A_s - A_{s10} = 1256 - 512 = 744 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s20}}{f_{c0} b} = \frac{300 \times 744}{9.6 \times 200} = 116.25 \text{ mm}$$

$$M_{u20} = f_{y0} A_{s20} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 744 \times \left(565 - \frac{116.25}{2} \right) = 113.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁能承受的最大弯矩：

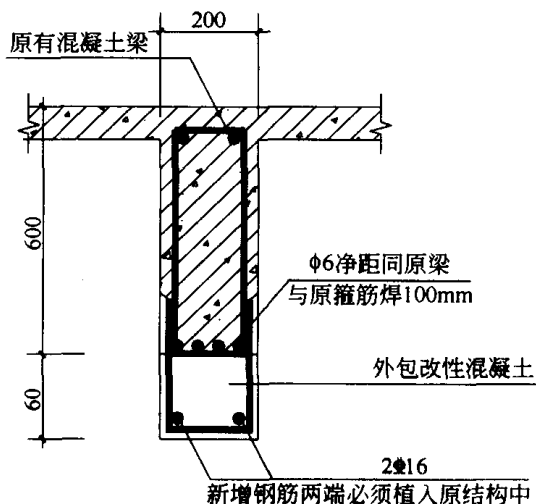


图 1-8 T 形截面梁

12 第1章 增大截面加固法

$$M_u = M_{u10} + M_{u20} = 80.60 + 113.00 = 193.60 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 256.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

因此，正截面受弯承载力不满足要求。

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7f_{t0}bh_0 + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_{01} \\ &= 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 565 + 1.25 \times 210 \times \frac{57}{250} \times 565 = 120.83 \text{ kN} < V = 128.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

因此，斜截面承载力也不满足要求。

2) 加固梁正截面受弯承载力验算。

加固设计基本条件如下：加固层厚度为 60mm， $h=660\text{mm}$ ， $\Delta h=60\text{mm}$ ，C25 改性混凝土，箍筋 $\Phi 6@250$ ，与箍筋焊接， $\alpha_s=0.9$ ， $h_0=660-35=625\text{mm}$ ， $f_y=360\text{N/mm}^2$ 。

$$\begin{aligned} M &\leq \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) \\ 256 \times 10^6 &\leq 0.9 \times 360 \times A_s \times \left(625 - \frac{x}{2} \right) + 300 \times 1256 \times \left(565 - \frac{x}{2} \right) \\ \alpha_1 f_{c0} [bx + (b'_f - b)h'_f] &= f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s \\ 11.9 \times [200x + (400 - 200) \times 80] &= 300 \times 1256 + 0.9 \times 360 \times A_s \end{aligned}$$

解得： $x=128.82\text{mm}$ ， $A_s=370.96\text{mm}^2$

受压区高度 $x=128.82\text{mm} > h'_f=80\text{mm}$ ，为第二类 T 形截面。

实配钢筋 $A_s=1256\text{mm}^2$ ，需补加纵向钢筋 370.96mm^2 ，实配 $A_s=402\text{mm}^2 (2\Phi 16)$ 。

3) 加固梁斜截面受剪承载力验算。

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t b(h_0 - h_{01}) + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_0 \\ &= 0.7 \times 1.10 \times 200 \times 565 + 0.7 \times 0.7 \times 1.27 \times 200 \times 60 + 1.25 \times 210 \times \frac{57}{250} \times 625 \\ &= 131.90 \text{ kN} > 128.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

加固梁截面满足承载力要求。

1.2.3 楼板增大截面加固算例

(1) 工程概况

某 4 层宾馆，其会议厅楼板为多跨单向板，板厚 80mm，混凝土强度等级 C20，跨度为 2m，跨中配筋 $\Phi 6@150$ ，支座配筋为 $\Phi 8@180$ ，现欲改会议厅为康乐室，活荷载为 6kN/m^2 ，要求对楼板进行加固处理。

(2) 加固设计计算

1) 按最小配筋率验算(整体式)。

原配筋 $\Phi 6@150$ ， $A_s=189\text{mm}^2$ 。按最小配筋率要求(0.2%)，楼板厚需为 95mm。

$$\begin{aligned} x &= \frac{f_{y0} A_{s0}}{f_{c0} b} = \frac{210 \times 189}{9.6 \times 1000} = 4.1 \text{ mm} \\ M_u &= \alpha_1 f_{c0} x b \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) = 9.6 \times 4.1 \times 1000 \times \left(75 - \frac{4.1}{2} \right) \\ &= 2.871 \times 10^6 \text{ N} = 2.871 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

恒载:

楼板自重 $(0.08+0.015) \times 25 = 2.38 \text{ kN/m}^2$;

面层 0.65 kN/m^2 ;

底层 0.35 kN/m^2 ;

合计 3.38 kN/m^2 ;

活载 6 kN/m^2 。

第一跨跨中最大弯矩为:

$$M_t = 0.078 \times 1.2 \times 3.38 \times 2^2 + 0.1 \times 1.4 \times 6 \times 2^2 = 4.62 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u$$

不能满足要求, 改按分离式设计, 板面加厚 90mm, 混凝土强度等级为 C25, 施工时, 板底加支撑。

2) 原结构跨中承载力计算。

板厚 80mm, 混凝土为 C20, 跨中配筋 $\Phi 6 @ 150$ (每米 $A_s = 189 \text{ mm}^2$)。

$$\xi = \frac{A_{s0} f_{y0}}{f_{c0} b h_{01}} = \frac{189 \times 210}{9.6 \times 1000 \times 60} = 0.069$$

查表得 $\gamma_s = 0.97$, 则

$$M_{1u} = A_{s0} f_{y0} h_{01} \gamma_s = 189 \times 210 \times 60 \times 0.97 = 2.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

现浇混凝土叠合板厚 90mm, 板自重为 2.25 kN/m^2 。

$$M_t = [0.078 \times 1.2 \times (3.38 + 2.25) + 0.1 \times 1.4 \times 6] \times 2^2 = 5.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2u} = M_t - M_{1u} = 5.47 - 2.31 = 3.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_s = \frac{M_{2u}}{\alpha_s f_{c0} b h_0^2} = \frac{3.16 \times 10^6}{0.9 \times 11.9 \times 1000 \times 70^2} = 0.0602$$

查得 $\gamma_s = 0.969$, 则

$$A_s = \frac{M_{2u}}{\alpha_s \gamma_s f_y h_0} = \frac{3.16 \times 10^6}{0.9 \times 0.969 \times 210 \times 70} = 246.5 \text{ mm}^2$$

现浇混凝土叠合板配筋 $\Phi 6 @ 100$ ($A_s = 283 \text{ mm}^2$)。

1.2.4 综合楼框架梁加固算例

(1) 工程概况

某综合楼为框架, 二层楼板混凝土构件设计强度等级为 C30, 现由于综合楼二层楼面使用功能的改变, 活荷载由原设计值 2.5 kN/m^2 增加至 8.0 kN/m^2 。根据综合楼中二层楼面结构体系设计条件和现场检测数据, 对活荷载由原来 2.5 kN/m^2 增加至 8.0 kN/m^2 时, 通过计算分析表明原楼板结构不满足正常使用要求, 需对该层楼板结构中梁板构件进行加固。楼板结构加固方案可采用增加次梁、改变板的跨度及传力途径、原楼板结构双向板受力体系改为单向板受力体系等。楼板结构中原主梁和次梁加固可以采用增大截面法加固, 柱和基础可以满足承载力要求不需处理。结构改造平面如图 1-9 所示。

(2) 三面围套加固方案

⑨轴交③~⑤轴 L3 梁(即图 1-9 中加固梁 3)设计截面尺寸为 $b = 300 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C30, 主筋 $4\Phi 25$, 箍筋 $\Phi 8 @ 100$ 。原设计最大剪力为 300 kN , 剪力设计值增加至 650 kN 。现采用改性混凝土增大截面法三面 U 形围套, 并采用加锚式方式加固框

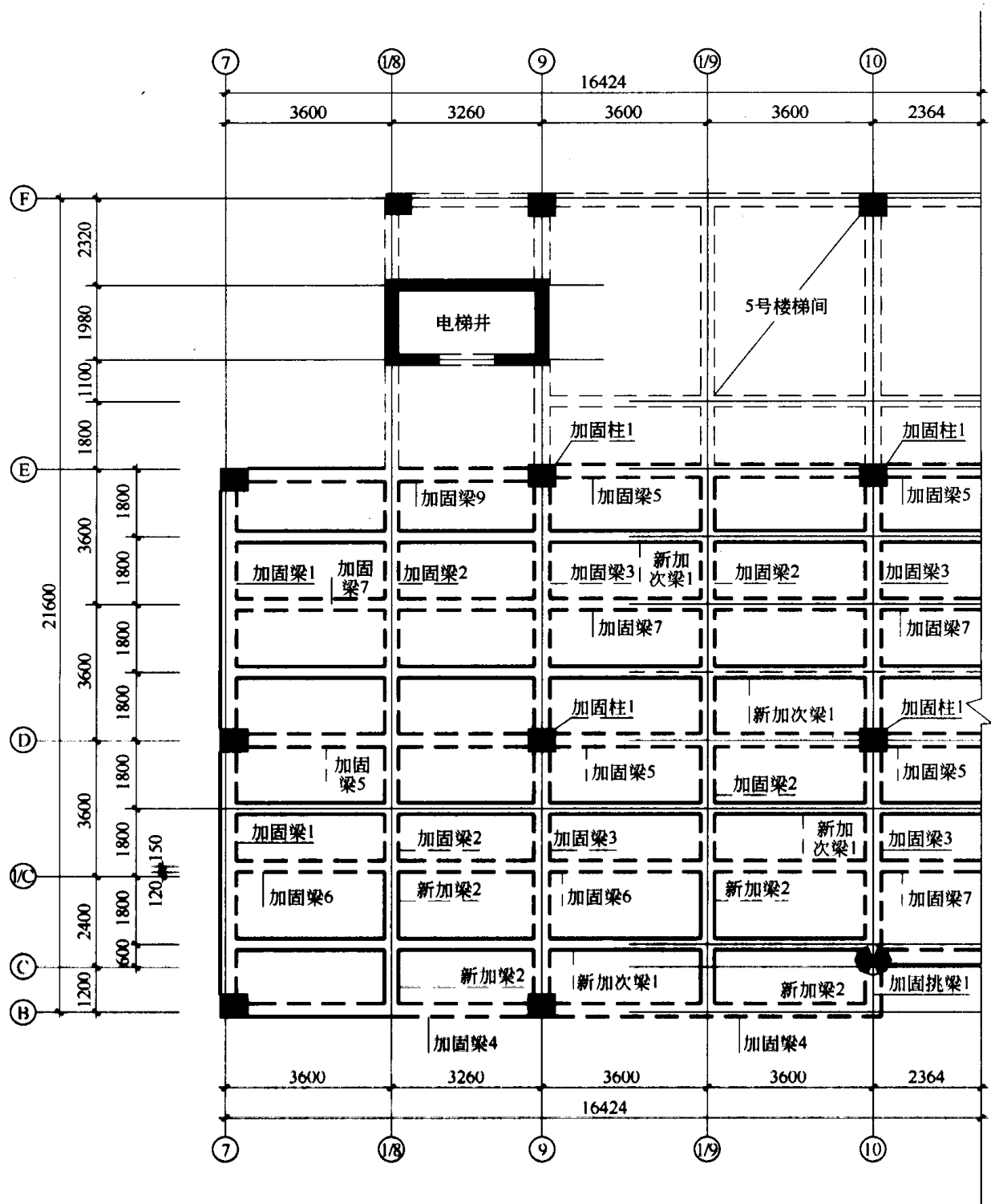


图 1-9 结构改造平面布置图

架梁，改性混凝土强度等级为 C35。

设计已知条件： $h=600\text{mm}$ ， $b=300\text{mm}$ ， $f_{co}=14.3\text{N/mm}^2$ ， $f_t=1.57\text{N/mm}^2$ ， $f_{t0}=1.43\text{N/mm}^2$ ， $f_{y0}=210\text{N/mm}^2$ ， $A_{s0}=100.5\text{mm}^2$ ， $s=100$ ， $h_0=750-40=710\text{mm}$ ， $h_{01}=560\text{mm}$

1) 原梁设计受剪承载力验算

加固前梁受剪承载力 V_u

$$V_u = 0.7f_{t0}bh_{01} + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_{01}$$

$$= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.5}{100} \times 560 = 315.90 \text{ kN} < 650 \text{ kN}$$

原梁斜截面承载力不满足现使用荷载要求。

2) 加固梁受剪承载力设计验算

截面验算:

$$h_w/b = \frac{710}{300} = 2.37 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 300 \times 710 = 761 \text{ kN} > 650 \text{ kN}$$

截面尺寸设计符合要求。

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t A_c + 1.25\alpha_s f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 1.25f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_{01}$$

$$V \leq 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 0.7 \times 0.7 \times 1.57 \times (75 \times 610 + 350 \times 110) + 1.25 \times 0.9$$

$$\times 210 \times \frac{A_{sv}}{s} \times 710 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.5}{100} \times 560$$

$$\text{得出: } 1.605 \leq \frac{A_{sv}}{s}$$

$$\text{加固梁新增 U 形箍筋为 } \Phi 12 @ 100, \frac{A_{sv}}{s} = \frac{226.08}{100} = 2.26 \geq 1.61。$$

故加固梁采用 U 形箍筋为 $\Phi 12 @ 100$ 围套加锚式方式, 加固梁截面抗剪承载力满足现使用荷载要求。

(3) U 形箍焊接加固方案

采用改性混凝土增大截面法, 采用 U 形箍与原箍筋焊接连接。改性混凝土强度等级为 C35, U 形箍筋为 $\Phi 10 @ 100$ 。设计已知条件: $h = 600 \text{ mm}$, $b = 300 \text{ mm}$, $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$, $f_t = 1.57 \text{ N/mm}^2$,

$$f_{t0} = 1.43 \text{ N/mm}^2, f_{yv0} = 210 \text{ N/mm}^2, A_{sv} = 157 \text{ mm}^2, A_{sv0} = 157.0 \text{ mm}^2,$$

$$s = 100, s_0 = 100, h_{01} = 560 \text{ mm},$$

加固梁受剪承载力设计验算。

截面验算:

$$h_w/b = \frac{710}{300} = 2.37 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 16.7 \times 300 \times 710 = 889.3 \text{ kN} > 650 \text{ kN}$$

截面符合要求。

抗剪承载力验算:

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t b(h_0 - h_{01}) + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_0$$

$$650000 \leq 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 0.7 \times 0.7 \times 1.57 \times 300 \times (h_0 - 560) + 1.25 \times 210$$

$$\times \frac{157.0}{100} \times h_0 \quad h_0 \geq 950.5 \text{ mm}$$

所需截面高度 $h \geq 950.5 + 35 = 985.5\text{mm}$,

则采用 U 形箍与原箍筋焊接连接加固方案, 需增大截面高度为 385.5mm, 加固梁斜截面承载力才满足现荷载使用要求。

综上所述, 通过对三面 U 形围套加锚式方式和 U 形箍与原箍筋焊接连接加固梁斜截面承载力计算分析, 可知, 斜截面承载力提高值相同时, 三面 U 形围套加锚式方式梁截面增大高度相对 U 形箍与原箍筋焊接连接加固要小 61.1%。

1.2.5 框架梁斜截面加固算例

(1) 三面围套加固方案

如图 1-10 结构改造平面图所示, 加固梁 3 设计截面尺寸为 $b=300\text{mm}$, $h=600\text{mm}$, 混凝土强度等级 C30, 主筋 $4\Phi 25$, 箍筋 $\Phi 8@100$ 。原设计最大剪力为 250kN, 现剪力设计值增加至 540kN。现采用改性混凝土增大截面法三面 U 形围套, 并采用加锚式方式加固框架梁, 混凝土强度等级为 C35, 箍筋为 $\Phi 10@100$, 加固配筋方式如图 1-11 所示。

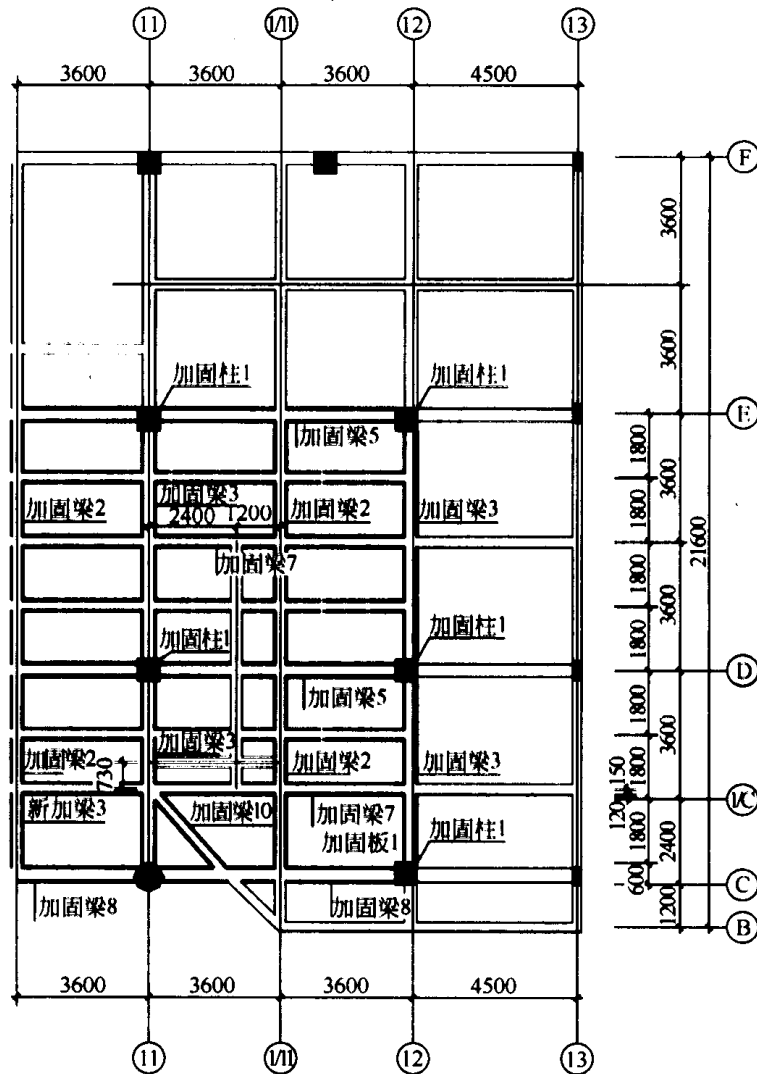


图 1-10 结构改造平面图

设计已知条件： $h = 600\text{mm}$ ， $b = 300\text{mm}$ ， $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$ ， $f_t = 1.57\text{N/mm}^2$ ， $f_{t0} = 1.43\text{N/mm}^2$ ， $f_{yv0} = 210\text{N/mm}^2$ ， $A_{sv} = 157\text{mm}^2$ ， $A_{sv0} = 100.5\text{mm}^2$ ， $s_0 = 100$ ， $s = 100$ ， $h_0 = 750 - 60 = 690\text{mm}$ ， $h_{01} = 560\text{mm}$ 。

① 原梁设计受剪承载力验算

加固前梁受剪承载力 V_u

$$V_u = 0.7f_{t0}bh_{01} + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_{01}$$

$$= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.5}{100} \times 560$$

$$= 315.90\text{kN} < 540\text{kN}$$

原梁斜截面承载力不满足要求。

② 加固梁受剪承载力设计验算

截面验算

$$h_w/b = \frac{750 - 60 - 120}{300} = 1.9 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 450 \times 690 = 11.1 \times 10^5 \text{N} = 1110\text{kN} > 540\text{kN}$$

截面尺寸设计符合要求。

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t A_c + 1.25\alpha_s f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 1.25f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_{01}$$

$$V = 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 0.7 \times 0.7 \times 1.57 \times [(600 + 150 - 120) \times 150 + 300 \times 150]$$

$$+ 1.25 \times 0.9 \times 210 \times \frac{157.0}{100} \times 690 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.5}{100} \times 560 = 679.15\text{kN} > 540.00\text{kN}$$

加固后梁抗剪承载力满足要求。

(2) U形箍焊接加固方案

梁设计截面尺寸为 $300\text{mm} \times 600\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C30，箍筋 $\phi 10@100$ 。原设计最大剪力值为 350kN ，现剪力设计值增加至 450kN 。采用改性混凝土增大截面法，采用 U形箍与原箍筋焊接连接。改性混凝土强度等级为 C35，箍筋为 $\phi 10@100$ ，增大截面配筋方式，如图 1-12 所示。

设计已知条件： $h = 600\text{mm}$ ， $b = 300\text{mm}$ ，

$$f_c = 14.3\text{N/mm}^2, f_t = 1.57\text{N/mm}^2,$$

$$f_{t0} = 1.43\text{N/mm}^2, f_{yv0} = 210\text{N/mm}^2,$$

$$A_{sv} = 157\text{mm}^2, A_{sv0} = 100.5\text{mm}^2,$$

$$s = 100, s_0 = 100, h_0 = 690\text{mm}, h_{01} = 560\text{mm}.$$

原梁设计受剪承载力验算

加固前梁受剪承载力 V_u

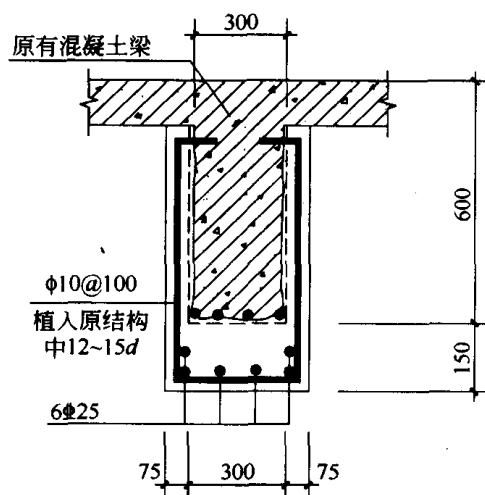


图 1-11 加固梁 3 加固配筋图

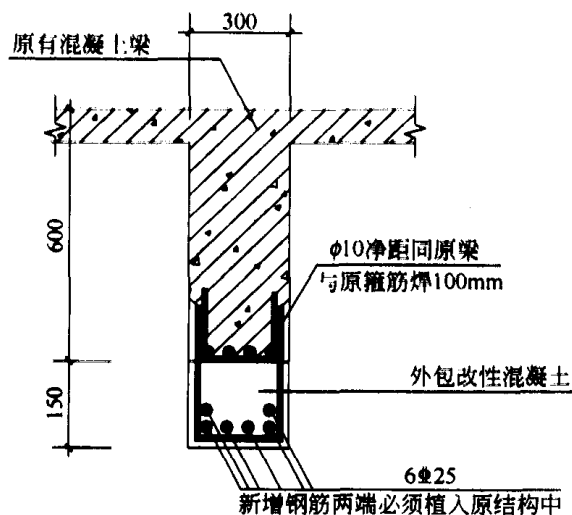


图 1-12 加固配筋图

$$V_u = 0.7f_{t0}bh_{01} + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_{01}$$

$$= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 1.25 \times 210 \times \frac{157.0}{100} \times 560 = 398.96 \text{ kN} < 450.00 \text{ kN}$$

原梁设计条件下斜截面承载力不满足要求。

② 加固梁受剪承载力设计验算

截面验算

$$h_w/b = \frac{690}{300} = 2.3 < 4$$

$$0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 300 \times 690 = 740.00 \text{ kN} > 450.00 \text{ kN}$$

截面符合要求。

受剪承载力验算

$$V \leq 0.7f_{t0}bh_{01} + 0.7\alpha_c f_t b (h_0 - h_{01}) + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_0$$

$$V = 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 0.7 \times 0.7 \times 1.57 \times 300 \times (690 - 560) + 1.25 \times 210 \times \frac{157.0}{100} \times 710$$

$$= 490.7 \text{ kN} > 450.00 \text{ kN}$$

加固梁斜截面承载力满足要求。

1.2.6 某框架结构办公楼加层改造柱加固算例

(1) 工程概况

某办公楼为7层钢筋混凝土框架结构，按6度抗震设防。柱、梁混凝土强度等级分别为C35和C30。房屋基础为钢筋混凝土柱下独立基础，基础混凝土强度等级为C30，采用强风化岩作为持力层，地基承载力按350kPa设计。楼面采用预应力空心板，局部卫生间、厨房等采用现浇板，屋面为可上人预应力钢筋混凝土空心板平屋面。主体工程始建于1997年，尚未投入使用。房屋平面总长度为70m，总宽度为25m，总高度为26.8m，总建筑面积为9790.7m²。办公楼主体7层，局部8层，1层为大空间办公用房，2~6层为办公用房，7层设大会议室。现业主欲在原结构上新加2层框架结构，局部为3层，共计10层，建筑高度为37.4m，二类建筑，耐久年限为50年。柱平面布置如图1-13所示。

(2) 加层可行性分析

1) 原结构设计条件检测评定

业主提出的增加2层的方案在技术上是否可行，在经济上是否合理，很大程度取决于该办公楼原有的结构形式、基础形式、刚度、整体性、施工质量等先决条件。湖南大学土木工程检测中心通过对原办公楼施工质量的抽样检测、设计质量的评估，得出的结论如下：

① 办公楼结构方案选型正确，传力途径明确，节点连接可靠，满足现行规范要求；

② 办公楼地基基础变形值及倾斜值均满足现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007，以及《民用建筑可靠性鉴定标准》等要求；办公楼地基基础稳定；

③ 通过对检测结果的分析评定，该办公楼结构施工质量满足现行规范要求，可按原设计条件——即柱混凝土强度等级按C35、梁按C30进行加层结构复核。

综上所述，办公楼主体结构施工质量满足现行规范要求，能按原设计条件进行加层处理。

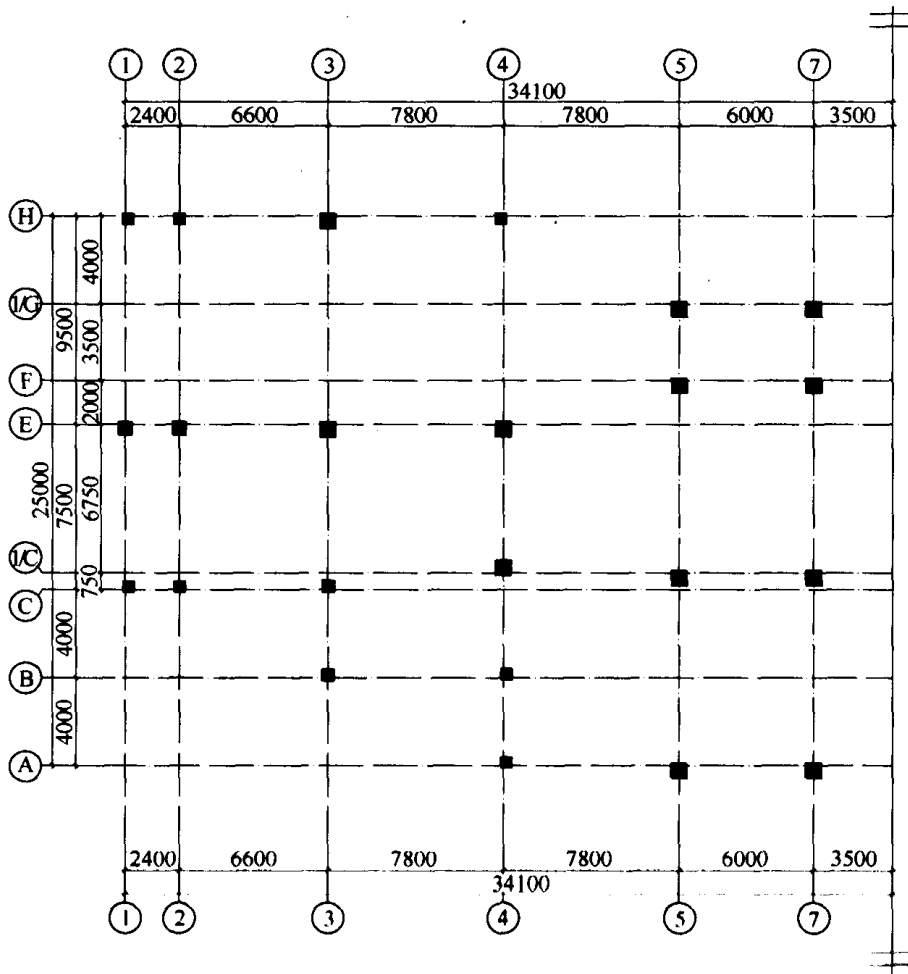


图 1-13 柱平面布置图

2) 按原结构设计条件进行加层计算分析

采用广厦结构设计软件对原结构设计进行加层计算复核。计算结果表明原结构在加层后，局部构件承载力不能满足现行规范要求。加层后，各层柱的轴压比大幅度提高，部分柱承载力不满足要求，部分柱轴压比不满足规范要求，见表 1-2 所列。因此，柱加固是该工程加固改造的重点。对于该办公楼的加层改造，依据结构检测及加层计算分析，可以得出以下主要结论：该楼结构体系较为合理，结构刚度较大，整体性较好，为加层改造创造了较好的条件。从检测结果来看，现办公楼的基础情况良好，没有明显的不均匀沉降造成的倾斜。依据计算，加层后基础仍完全能够满足承载力要求，基础可不需要加固。鉴于加层后，部分柱轴压比不满足规范要求以及部分柱承载力不满足要求，采用改性混凝土增大截面法加固部分柱，使其能够满足现行规范的标准和使用要求。加固后，柱轴压比大幅度降低，见表 1-2 对比分析所示。

加层前后 1 层柱轴压比比较

表 1-2

构件	原设计截面	轴压比	加固后截面	轴压比
⊙轴交①轴柱	400×400	0.76	500×500	0.49
⊕轴交①轴柱	450×450	1.42	600×600	0.80
⊗轴交①轴柱	400×400	0.83	500×500	0.53

续表

构件	原设计截面	轴压比	加固后截面	轴压比
①轴交③轴柱	400×400	0.96	500×500	0.62
⑤轴交④轴柱	400×400	1.17	550×550	0.62
④轴交⑤轴柱	550×550	1.05	700×700	0.65
⑩轴交⑤轴柱	700×700	1.15	850×850	0.78
④轴交⑦轴柱	550×550	1.10	700×700	0.68
⑩轴交⑦轴柱	700×700	1.03	850×850	0.70

(3) 柱加固设计计算

1) 柱加固设计计算

分别对部分轴压比不满足要求、承载力不足的框架柱和部分轴压比满足要求而承载力不足的框架柱采用改性混凝土增大截面法加固。

2) 偏心受压构件设计计算

框架柱, ④轴交⑤轴柱截面尺寸为 $b=550\text{mm}$, $h=550\text{mm}$, 计算高度 $l_0=5000\text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, 纵向受拉钢筋 $4\Phi 16$, 受压钢筋 $4\Phi 25$, 因加层改造, 柱需承受的荷载增至 4500kN , 弯矩为 $M=850.45\text{kN}\cdot\text{m}$, 采用改性 C35 混凝土增大截面法加固, 设计增大后截面为 $b=700\text{mm}$, $h=700\text{mm}$ 。

偏心受压承载力验算

$$e_0 = M/N = 850450/4500 = 188.99\text{mm}$$

$$e_n = 20 \text{ 或 } h/30 = 700/30 = 23.3\text{mm}, \text{ 取 } 23.3\text{mm}$$

$$\text{初始偏心距 } e_i = e_0 + e_n = 188.99 + 23.3 = 212.29\text{mm}$$

$$l_0/h = 5000/700 = 7.14, \text{ 需考虑 } \eta$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times (14.3 \times 700 \times 700)}{4500000} = 0.778$$

$$l_0/h = 7.14 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{212.29}{660}} \times \left(\frac{5000}{700} \right)^2 \times 0.778 \times 1.0 = 1.182$$

采用围套对称形式加固: $e_0/h < 0.3$ 时, 取 $\psi_\eta = 1.2$;

$$e = \psi_\eta \eta e_i = 1.2 \times 1.182 \times 212.29 = 301.1\text{mm}.$$

设计已知条件:

$$f_{cc} = \frac{1}{2} (f_{c0} + 0.9 f_c) = \frac{1}{2} (14.3 + 0.9 \times 16.7) = 14.6\text{N/mm}^2, A_{s0} = 803\text{mm}^2,$$

$$A'_{s0} = 2946\text{mm}^2, f'_y = 360\text{N/mm}^2, f'_{y0} = 300\text{N/mm}^2, b = 700\text{mm}, h = 700\text{mm}.$$

加固受拉钢筋 $4\Phi 16$, $A_s = 803\text{mm}^2$ 。

截面承载力计算按下式

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8 \times 510}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 660 \left(\frac{408}{x} - 1 \right)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8 \times 660}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 660 \left(\frac{528}{x} - 1 \right)$$

根据《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2006)中式(5.4.2-1),即本书式(1-12)、式(1-13),得

$$4500000 = 14.6 \times 700x + 0.9 \times 360 \times A'_s + 300 \times 2946 - 0.9 \times 660 \left(\frac{528}{x} - 1 \right) \times 803 - 660 \left(\frac{408}{x} - 1 \right) \times 803$$

$$4500000 \times 301.1 = 14.6 \times 700x \left(660 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 \times 360 A'_s (660 - 40) + 300 \times 2946 \times (660 - 115) - 660 \left(\frac{408}{x} - 1 \right) \times 803 \times 75$$

解得: $x = 277.65 \text{mm}$

$$\sigma_{s0} = 660 \times \left(\frac{408}{x} - 1 \right) = 660 \times \left(\frac{408}{277.65} - 1 \right) = 309.85 \text{N/mm}^2 > 300 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8 \times 660}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 660 \times \left(\frac{528}{x} - 1 \right) = 660 \times \left(\frac{528}{277.65} - 1 \right) = 595.1 \text{N/mm}^2 > 360 \text{N/mm}^2$$

σ_{s0} , σ_s 计算值大于原钢筋和加固钢筋强度设计值,取 σ_{s0} 、 σ_s 为材料强度设计值重新代入式(1-12)和式(1-13)求解得: $x = 260.32 \text{mm}$

$$4500000 = 14.6 \times 700 \times 260.32 + 0.9 \times 360 \times A'_s + 300 \times 2946 - 0.9 \times 360 \times 803 - 300 \times 803$$

解得: $A'_s = 5768 \text{mm}^2$

柱增大截面后受压区钢筋配筋选用 $12\Phi 25$, $A'_s = 5892 \text{mm}^2$, 柱截面承载力满足现使用荷载要求。

3) 加固柱按轴心受压计算。

框架①轴交④轴柱,柱截面尺寸为 $b = 400 \text{mm}$, $h = 400 \text{mm}$, 计算高度 $l_0 = 5000 \text{mm}$, 混凝土强度等级为 C30, 截面纵向受力钢筋配置 $8\Phi 20$, 因加层改造, 柱需承受的荷载增至 5600kN 。采用改性 C35 混凝土增大截面法加固, 加固后截面为 $b = 550 \text{mm}$, $h = 550 \text{mm}$ 。

加固柱截面按轴心受压计算如下:

构件稳定系数, 根据加固后的截面尺寸, 按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)的规定值采用。

$l_0/b = 5000/550 = 9.09$, 查表得 $\varphi = 0.99$

设计已知条件: $f_{t0} = 14.3 \text{N/mm}^2$, $f_c = 16.7 \text{N/mm}^2$, $A'_{s0} = 2512 \text{mm}^2$,

$f'_y = 360 \text{N/mm}^2$, $f'_{y0} = 300 \text{N/mm}^2$, $A_c = 75 \times 550 \times 2 + 400 \times 75 \times 2 = 142500 \text{mm}^2$ 。

截面承载力按式(1-11)计算

$$5600000 \leq 0.99 \times 0.99 \times [14.3 \times 400 \times 400 + 300 \times 2512 + 0.8 \times (16.7 \times 142500 + 360 \times A'_s)]$$

$A'_s \geq 4651.6 \text{mm}^2$ 。

加固柱纵向受力钢筋选用 $10\Phi 25$ 对称布置, $A'_s = 4906 \text{mm}^2$, 柱加固后承载力满足规范要求。

(4) 柱加固设计验算

1) 偏心受压构件验算。

分别对部分轴压比不满足要求、承载力不足的框架柱进行加固处理。采用改性混凝土增大截面法加固。框架柱截面尺寸为 $b = 450 \text{mm}$, $h = 450 \text{mm}$, 计算高度 $l_0 = 5000 \text{mm}$, 混

混凝土强度等级为 C30，纵向受拉钢筋 $6\Phi 18$ ，受压钢筋 $4\Phi 25$ ，因多层改造，柱需承受的荷载增至 2500.0kN ，弯矩为 $M=421.0\text{kN}\cdot\text{m}$ ，采用改性 C35 混凝土增大截面法加固，设计加固纵向受拉钢筋 $6\Phi 18$ ，受压钢筋 $6\Phi 18$ ，如图 1-14(b) 所示。加固后截面为 $b=600\text{mm}$ ， $h=600\text{mm}$ 。

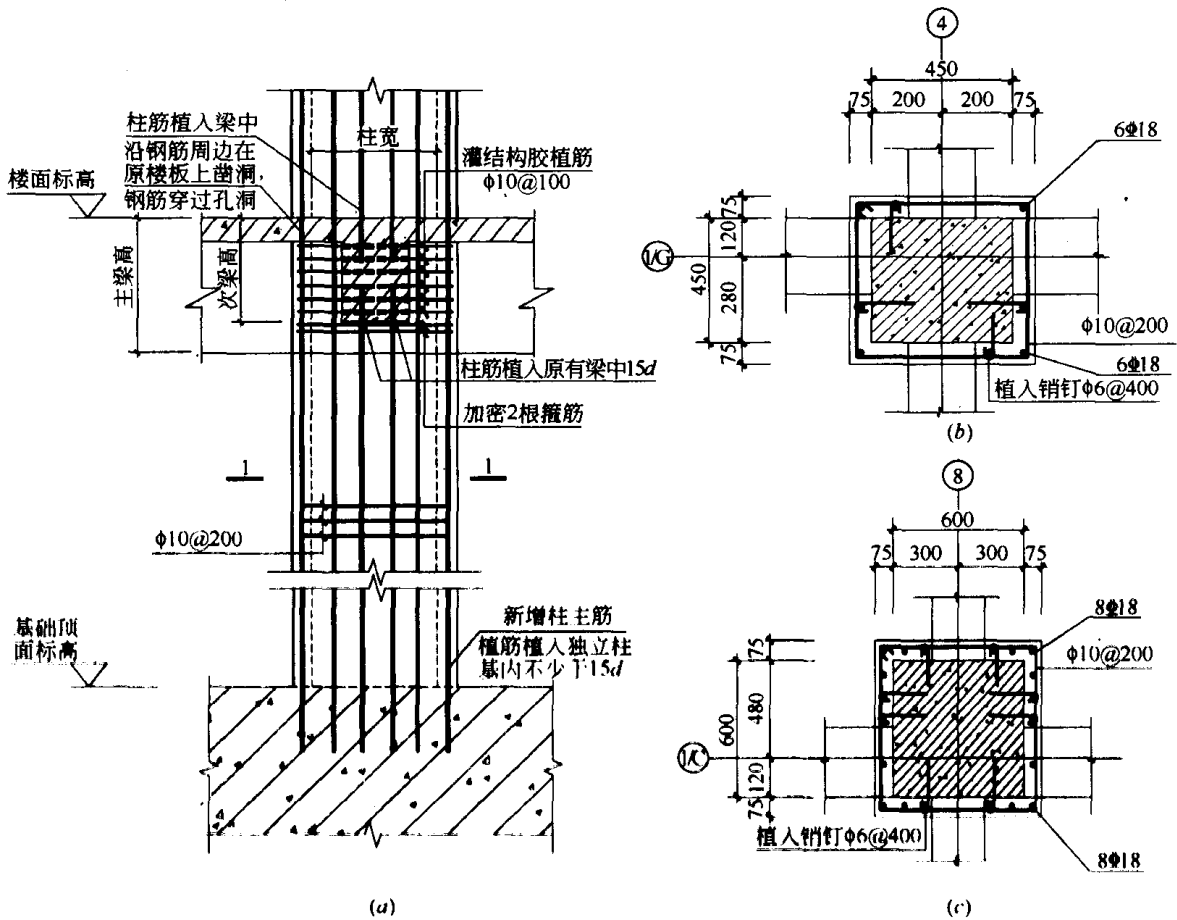


图 1-14 柱增大截面法加固配筋图
(a) 立面图；(b) 截面图；(c) 截面图

偏心受压承载力验算。

$$e_0 = M/N = 421000/2500 = 168.4\text{mm}$$

$$e_a = 20\text{mm} \text{ 或 } h/30 = 600/30 = 20\text{mm}, \text{ 取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$\text{初始偏心距 } e_i = e_0 + e_a = 168.4 + 20 = 188.4\text{mm}$$

$$l_0/h = 5000/600 = 8.3, \text{ 需考虑 } \eta$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 600 \times 600}{2500000} = 1.03 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0$$

$$l_0/h = 8.3 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{188.4}{560}} \times \left(\frac{5000}{600} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.15$$

$$e_0/h < 0.3 \text{ 时, } \psi_\eta = 1.2;$$

$$e = \psi_\eta \eta e_i = 1.2 \times 1.15 \times 188.4 = 260.0\text{mm}$$

已知: $f_{cc} = \frac{1}{2}(f_{c0} + 0.9f_c) = \frac{1}{2}(14.3 + 0.9 \times 16.7) = 14.6 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 1964 \text{ mm}^2$, $A_{s0} = 1527 \text{ mm}^2$, $f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $f'_{y0} = 300 \text{ N/mm}^2$, $A'_s = 1527 \text{ mm}^2$, $A_s = 1527 \text{ mm}^2$ 。

截面承载力按式(1-12)~式(1-15)计算

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8 \times 410}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 660 \left(\frac{327}{x} - 1 \right)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8 \times 560}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 660 \left(\frac{448}{x} - 1 \right)$$

$$N = 1.0 \times 14.6 \times 600x + 0.9 \times 360 \times 1527 + 300 \times 1964 - 0.9 \times 660 \times \left(\frac{448}{x} - 1 \right) \times 1527 - 660 \times \left(\frac{327}{x} - 1 \right) \times 1527$$

$$N \times 260.0 = 1.0 \times 14.6 \times 600x \left(560 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 \times 360 \times 1527 \times (560 - 40) + 300 \times 1964 \times (560 - 115) - 660 \left(\frac{327}{x} - 1 \right) \times 1527 \times 75$$

解得: $x = 248.1 \text{ mm}$

$$N = 14.6 \times 550 \times 273.0 + 0.9 \times 360 \times 1526 + 300 \times 1519.8 - 0.9 \times 360 \times 1526 - 660 \left(\frac{327}{248.11} - 1 \right) \times 1526$$

$$N = 2749.9 \text{ kN} > 2500.00 \text{ kN}$$

加固后柱承载力满足要求。

2) 加固柱按轴心受压计算。

框架中柱, 柱截面尺寸为 $b = 600 \text{ mm}$, $h = 600 \text{ mm}$, 计算高度 $l_0 = 5000 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C30, 原柱截面配筋为 $12 \Phi 18$, 因加层改造, 柱需承受的荷载增至 8500 kN 。采用改性 C35 混凝土增大截面法方法加固, 加固后截面为 $b = 750 \text{ mm}$, $h = 750 \text{ mm}$ 。设计加固柱截面纵向受力钢筋配筋 $16 \Phi 18$, 对称布置如图 1-14(c) 所示。

构件稳定系数, 根据加固后的截面尺寸, 按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定值采用。

$$l_0/b = 5000/750 = 6.67, \text{ 查表得 } \varphi = 1.0$$

已知: $f_{c0} = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 3052 \text{ mm}^2$, $A'_s = 4069 \text{ mm}^2$, $f'_y = 360 \text{ N/mm}^2$, $f'_{y0} = 300 \text{ N/mm}^2$, $A_c = 75 \times 750 \times 2 + 600 \times 75 \times 2 = 202500 \text{ mm}^2$ 。

截面承载力按式(1-11)计算

$$N \leq 0.9 \times 1.0 \times [14.3 \times 600 \times 600 + 300 \times 3052 + 0.8 \times (16.7 \times 202500 + 360 \times 4069)]$$

$$N = 8946.8 \text{ kN} > 8500.00 \text{ kN}$$

加固后柱承载力满足使用要求。

1.2.7 加固工程综合实例

(1) 工程基本概况

某政府机关办公楼于 1989 年建成投入使用, 办公楼地下 2 层, 地上 17 层, 总建筑面积为 8832.0 m^2 , 总高度为 59.80 m 。平面形状近似为矩形, 基本开间为 3.6 m , 基本进深 5.5 m 。1 层层高 3.9 m , 标准层层高 3.3 m 。办公楼按 7 度抗震设防, 箱形基础, 兼作 5 级

人防,箱形基础底标高为-6.80m(绝对标高 35.782m)。根据长沙市勘察设计院提供的地质勘察报告,办公楼采用了天然地基,基础落在第四系冲积粉质黏土层上,地质报告提供的该层承载力允许值为 350kN/m^2 ,设计要求承载力不低于 250kN/m^2 。

办公楼采用框架—剪力墙结构体系,所有框架梁、柱、剪力墙、屋面板、楼面板均为现浇,按当时的旧规范设计,1、2层楼面活载为 4.0kN/m^2 ,其余均为 1.5kN/m^2 ;箱形基础混凝土设计强度等级为 C30 防渗混凝土, -2.20~10.50m(负1层至3层)混凝土设计强度等级为 C35, 20.40~43.5m(7层至13层)混凝土设计强度为 C25, 43.5m 以上混凝土设计强度等级为 C20。该工程各层的钢筋混凝土剪力墙、框架梁、板、柱设计为同强度等级的混凝土。混凝土构件的钢筋保护层厚度设计为:基础底板 30mm;地下室墙壁、顶板为 20mm;地上结构梁、柱为 25mm;剪力墙 15~20mm,板 15mm。

现办公楼需进行加层改造,故委托对其原结构进行检测鉴定,并对加固和加层方案予以论证。

(2) 计算分析

1) 原结构复核

根据原设计文件,现场检测的各层混凝土强度等级和混凝土构件的几何尺寸;采用中国建筑科学研究院 TBSA 多层及高层建筑结构空间分析程序,对原结构进行计算分析,荷载取值如下:

屋面、楼面活荷载:

1、2层	4.0kN/m^2
3~18层 办公楼、上人的屋面	2.0kN/m^2
阳台、门厅、走廊、楼梯	2.5kN/m^2

屋面、楼面恒荷载:

轻钢龙骨吊顶	0.2kN/m^2
瓷砖地面	0.55kN/m^2
水磨石地面残余	0.35kN/m^2

混凝土结构:

150mm 厚	3.75kN/m^2
450mm 厚	11.25kN/m^2
120mm 厚	3.00kN/m^2
200mm 厚	5.00kN/m^2

墙体荷载:

外围墙	14.70kN/m^2
内隔墙	7.56kN/m^2

计算结果为基础底板以下荷载设计值为 379.9kN/m^2 ,平均每层单位面积重力荷载设计值为 19.95kN/m^2 。

设计地基允许承载力不小于 250kN/m^2 ,地质勘察报告提供的设计地基允许承载力为 350kN/m^2 ,复核时地基允许承载力取 350kN/m^2 ,基础宽度、深度修正提高 84.78kN/m^2 。 $434.78\text{kN/m}^2 > 379.9\text{kN/m}^2$,说明 $R/(r_0 \cdot S) > 1$,地基基础满足要求,上部结构的承载力、变形均满足正常使用要求。

根据对原结构计算分析,说明原结构满足正常使用要求。

2) 原结构上增加 5 层计算分析

荷载取值:

屋面、楼面活荷载:

1、2 层	4.0kN/m ²
3~18 层 办公楼、上人的屋面	2.0kN/m ²
阳台、门厅、走廊、楼梯	2.5kN/m ²

屋面、楼面恒荷载:

轻钢龙骨吊顶	0.2kN/m ²
瓷砖地面	0.55kN/m ²
水磨石地面残余	0.35kN/m ²

混凝土结构:

150mm 厚	3.75kN/m ²
450mm 厚	11.25kN/m ²
120mm 厚	3.00kN/m ²
200mm 厚	5.00kN/m ²

墙体荷载:

外围墙	14.70kN/m ²
内隔墙	7.56kN/m ²

计算荷载值:

- ① 基础底板以下荷载设计值 483.0kN/m²;
- ② 平均每层单位面积上重力荷载设计值 20.125kN/m²。

地基承载力设计取值:

- ① 地基允许承载力取值 350.0kN/m²;
- ② 加宽加深修正提高 84.78kN/m²。

基础底板需加宽 1.0m 可满足加 5 层要求。1~3 层部分柱轴压比大于 0.9。

3) 原结构上增加 8 层计算分析

荷载取值:

屋面、楼面活荷载:

1、2 层	4.0kN/m ²
3~18 层 办公楼、上人的屋面	2.0kN/m ²
阳台、门厅、走廊、楼梯	2.5kN/m ²

屋面、楼面恒荷载:

轻钢龙骨吊顶	0.2kN/m ²
瓷砖地面	0.55kN/m ²
水磨石地面残余	0.35kN/m ²

混凝土结构:

150mm 厚	3.75kN/m ²
450mm 厚	11.25kN/m ²

120mm 厚	3.00kN/m ²
200mm 厚	5.00kN/m ²
墙体荷载:	
外围墙	14.70kN/m ²
内隔墙	7.56kN/m ²

计算荷载值:

- ① 基础底板以下荷载设计值: 549.20kN/m²;
- ② 平均每层单位面积上重力荷载设计值: 20.34kN/m²。

地基承载力设计取值:

- ① 地基允许承载力 350.0kN/m²;
- ② 地基加宽加深修正提高 84.78kN/m²。

基础底板加宽 1.8m 可满足加 8 层要求。1~5 层部分柱轴压比大于 0.9。

加固分析: 加 8 层需扩大基础底面积较大, 挑出长度扩至 3.3m(原挑出 1.5m, 加宽 1.8m), 下部多层墙柱需加固, 施工难度增大, 工期增长, 不是很经济的方案。

(3) 加固设计方案

加 5 层后基础底板以下荷载 483kN/m², 地基允许承载力 434.78kN/m², 故基础底板沿原底板四周加宽 1.0m, 加宽底板下打钢管桩, 并在负 2 层纵横向框架处加垂直钢筋混凝土肋板;

根据计算在原结构上增加 8 层, 其基础底板以下荷载为 549.2kN/m², 地基允许承载力 434.78kN/m², 故基础底板沿原底板四周加宽 1.8m, 在加宽底板下打钢管桩, 并在负 1~2 层范围内纵横向框架处加垂直钢筋混凝土肋板;

根据计算, 加 5 层时基础底板需加厚 200mm; 加 8 层时基础底板需加厚 350mm;

加 5 层时负 1~2 层, 地上 1~3 层; 加 8 层时负 1~2 层, 地上 1~5 层, 柱的部分轴压比大于 0.9, 对框架柱采用外包混凝土加固;

负 2 层钢筋混凝土墙板采用外包改性混凝土加固;

负 1 层至地上 1~2 层钢筋混凝土剪力墙采用外包混凝土加固;

原顶层梁、柱节点采用粘贴碳纤维片材加固;

加层框架柱与剪力墙钢筋连接采用植入钢筋连接;

新加固混凝土均采用 C40 改性混凝土, 即在混凝土内掺入外加剂使混凝土为早强、高强、无收缩微膨胀、自流密实成形且新老混凝土界面有效结合。利用改性混凝土的无收缩微膨胀消除新加混凝土的应力滞后, 使新老混凝土共同工作。

(4) 加固效果评定

办公楼原结构其结构体系受力明确, 传力途径正确, 节点连接可靠, 除楼面活荷载设计值外(原规范 1.5kN/m², 现行规范 2.0kN/m²)均满足现行规范要求。

办公楼地基基础稳定, 未发现不均匀沉降的迹象。

办公楼混凝土强度等级满足设计要求, 钢筋数量位置满足设计要求, 虽经十几年使用, 但混凝土的碳化深度较小, 说明原结构钢筋未受腐蚀影响。

根据原设计及现场检测、计算复核, 经对基础、剪力墙、柱及局部节点加固处理后在原结构上增加 8 层是可行的, 但增加 5 层较 8 层更为经济。后附加固方案图(图 1-15)均按加 5 层考虑。

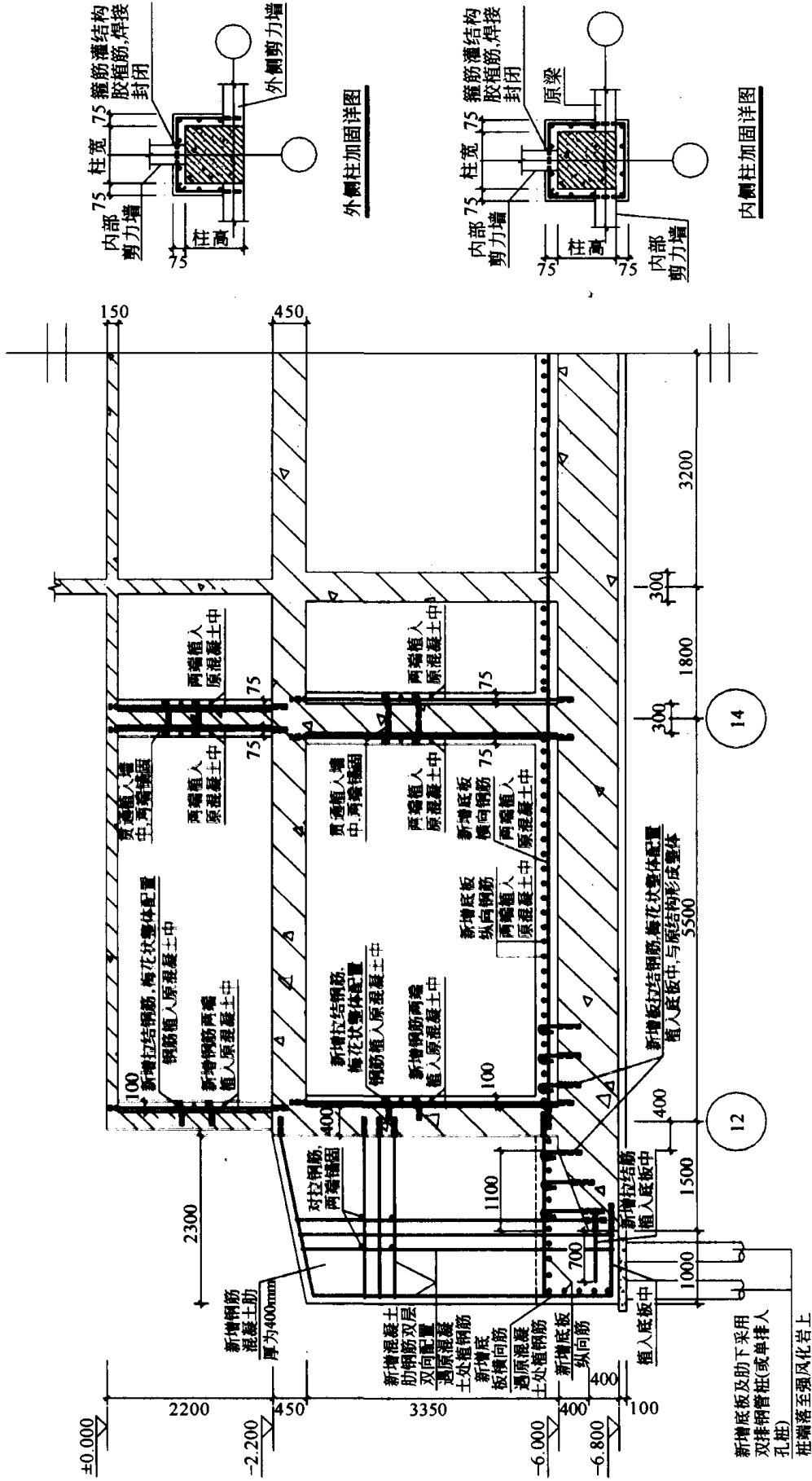


图 1-15 剪力墙、柱加固详图

第2章 置换混凝土加固法

置换混凝土加固法适用于承重构件受压区混凝土强度偏低或有严重缺陷的局部加固。置换混凝土加固法能否在承重结构中得到应用，关键在于新旧混凝土结合面的处理效果是否能达到可以采用协同工作假定的程度。国内外大量试验表明：当置换部位的结合面处理使得旧混凝土露出坚实的结构层，且具有粗糙而洁净的表面时，新浇混凝土的水泥胶体便能在微膨胀剂的预压应力促进下渗入其中，并在水泥水化过程中，粘合成一体。因此，当混凝土置换构件的置换部分界面处理及其施工质量符合加固规范的要求时，加固构件可按整体工作计算。根据这一个规定，置换混凝土加固法不仅可用于新建工程混凝土质量不合格的返工处理，而且可用于已有混凝土承重结构受腐蚀、冻害、火灾烧损以及地震、强风和人为破坏后的修复。

采用置换法加固混凝土结构构件时，应对原构件加以有效的支顶。当采用置换法加固柱、墙等构件时，应对原结构、构件在施工全过程的承载状态进行验算、观测和控制，置换界面处的混凝土不应出现拉应力，若控制有困难，应采取支顶等措施进行卸荷。置换时其非置换部分的原构件混凝土强度等级，按现场检测的结果不应低于该混凝土结构建造时规定的强度等级。对原构件非置换部分混凝土强度等级的最低要求，之所以应按其建造时规范的规定进行确定，主要有两点原因：按原规范设计的构件，不能随意否定其安全性；如果非置换部分的混凝土强度等级低于建造时规范的规定时也应进行置换。

2.1 轴心受压构件置换加固设计

2.1.1 加固设计基本方法

当采用置换法加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面承载力应符合下列规定：

$$N \leq 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + \alpha_c f_c A_c + f'_{yo}A'_{yo}) \quad (2-1)$$

式中 N ——构件加固后的轴向压力设计值；

φ ——受压构件稳定系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用；

α_c ——置换部分新增混凝土的强度利用系数，当置换过程无支顶时，取 $\alpha_c = 0.8$ ；当置换过程采取有效的支顶措施时，取 $\alpha_c = 1.0$ ；

f_{co} 、 f_c ——原构件混凝土和置换部分新混凝土的抗压强度设计值；

A_{co} 、 A_c ——原构件截面扣去置换部分后的剩余面积和置换部分的截面面积；

f'_{yo} ——原构件纵向受压钢筋抗压强度设计值；

A'_{yo} ——原构件纵向受压钢筋的截面面积。

2.1.2 加固设计算例

(1) 算例 2-1

某商品住宅楼，共 4 层，为装配式楼盖，由于施工质量原因，不能正常使用，对其 1 层柱进行检测，发现其强度不足，需进行加固处理。首层柱高 $H = 5600\text{mm}$ ，截面尺寸为 $700\text{mm} \times 700\text{mm}$ ，原柱一侧配筋为 $5\Phi 18 + 3\Phi 20$ ，对称配置，加固钢筋为 $9\Phi 16$ ，柱的承载力设计值为 6500kN 。

1) 加固设计基本资料

采用置换混凝土的方法加固，柱加固详图如图 2-1 所示。

2) 加固前柱承载力计算

经检测， $f_{co} = 7.2\text{N/mm}^2$ 。

已知： $A'_{s0} = 4429\text{mm}^2$ ， $f'_{y0} = 360\text{N/mm}^2$

加固前按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 计算：

$$\frac{l_0}{b} = \frac{1.25 \times 5600}{700} = 10, \text{查 GB 50010—2002 表 7.3.1, 得 } \varphi = 0.98,$$

$$\begin{aligned} N &\leq 0.9\varphi(f_{co}A_{co1} + f'_{y0}A'_{s0}) \\ &= 0.9 \times 0.98 \times (7.2 \times 700 \times 700 + 360 \times 4429) \\ &= 4518.0\text{kN} < 6500\text{kN} \end{aligned}$$

故承载力不足。

3) 加固设计计算

采用 C35 混凝土进行加固置换，加固后按式(2-1)计算，根据加固图得：

$$A_c = 80 \times (700 + 30 + 30) \times 2 + 600 \times 80 \times 2 = 217600\text{mm}^2$$

$$A'_s = 1810\text{mm}^2$$

$$\begin{aligned} N &\leq 0.9\varphi[f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0} + \alpha_t(f_c A_c + f'_y A'_s)] \\ &= 0.9 \times 0.98 \times [7.2 \times 600 \times 600 + 360 \times 4429 + 0.8 \times (16.7 \times 217600 + 1810 \times 360)] \\ &= 6716\text{kN} > 6500\text{kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(2) 算例 2-2

某工程轴心受压柱，截面尺寸为 $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ ，柱计算高度为 4.5m ，混凝土强度等级为 C20，配筋为 $4\Phi 20$ ，承受轴向荷载标准值 $G_k = 1500\text{kN}$ ， $Q_k = 500\text{kN}$ 。初始时发现漏算某些荷载，要求对原柱承载力进行鉴定和加固处理。

1) 原柱正截面承载力验算

已知： $f_{co} = 9.6\text{N/mm}^2$ ， $A'_{s0} = 1256\text{mm}^2$ ， $f'_{y0} = 360\text{N/mm}^2$

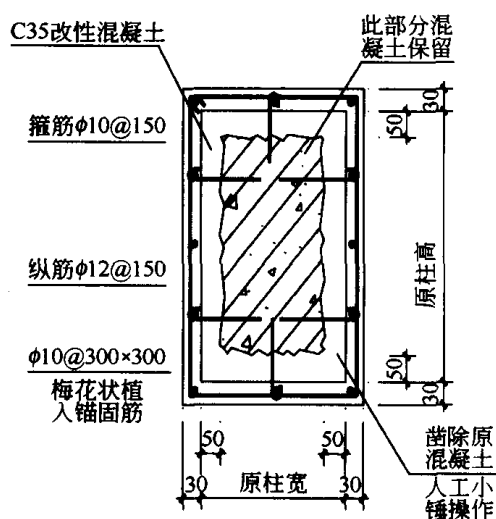


图 2-1 柱加固详图

钢筋端部植入原结构中，加固范围为楼层楼面至楼层楼面。凿除范围为楼层楼面至楼层楼面梁底，梁柱节点部位凿除原保护层即可。

原柱轴向力设计值

$$N_1 = 1.2G_k + 1.4Q_k = 1.2 \times 1500 + 1.4 \times 500 = 2500 \text{ kN}$$

$l_0/b = 4500/450 = 10$, 查 GB 50010—2002 表 7.3.1 得 $\varphi = 0.98$,

$$N = 0.9\varphi(f'_{y0}A'_{s0} + f_{c0}A_{c01})$$

$$= 0.9 \times 0.98 \times (360 \times 1256 + 9.6 \times 450 \times 450) = 2113.4 \text{ kN} < 2500 \text{ kN}$$

不满足要求。

2) 在无支顶情况下加固柱承载力验算

已知: $f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0} = 9.6 \text{ N/mm}^2$, $f'_{y0} = 360 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 1256 \text{ mm}^2$

采用 C40 混凝土置换, 柱截面尺寸保持与原来相同大小。

加固后按式(2-1)计算:

$$N \leq 0.9\varphi(f_{c0}A_{c0} + \alpha_c f_c A_c + f'_{y0}A'_{s0})$$

当无支顶时, $\alpha_c = 0.8$, 即

$$2500 \times 10^3 \leq 0.9 \times 0.98 \times [9.6 \times (450 \times 450 - A_c) + 0.8 \times 19.1 \times A_c + 360 \times 1256]$$

$$A_c \geq 77167 \text{ mm}^2$$

所以无支顶时, 置换面积至少为 77167 mm^2 。

3) 加固设计如图 2-2 所示:

$$A_c = 50 \times 450 \times 2 + (450 - 50 \times 2) \times 50 \times 2$$

$$= 80000 \text{ mm}^2 > 77167 \text{ mm}^2$$

故采用上述加固方法, 满足要求。

(3) 算例 2-3

某教学楼为 10 层框剪结构, 由于该结构使用荷载增加, 框架结构内柱要求加固后的承载力为 1800 kN , 加固前荷载标准值为 1500 kN 。柱截面尺寸为 $350 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, 柱计算高度为 4.2 m ; 混凝土为 C20, 受压钢筋为 $4\Phi 16$, $A'_{s0} = 804 \text{ mm}^2$, 采用置换混凝土的方法加固。

1) 原柱正截面承载力验算

已知: $f_{c0} = 9.6 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 804 \text{ mm}^2$, $f'_{y0} = 360 \text{ N/mm}^2$

$l_0/b = 4200/350 = 12$, 查表得 $\varphi = 0.95$ 。

$$N = 0.9\varphi(f'_{y0}A'_{s0} + f_{c0}A_{c01})$$

$$= 0.9 \times 0.95 \times (360 \times 804 + 9.6 \times 350 \times 500)$$

$$= 1683.87 \text{ kN} < 1800 \text{ kN}$$

2) 加固设计

采用 C40 混凝土置换, 已知:

$f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$, $f_{c0} = 9.6 \text{ N/mm}^2$, $f'_{y0} = 360 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 804 \text{ mm}^2$ 。

当有支顶时, $\alpha_c = 1.0$

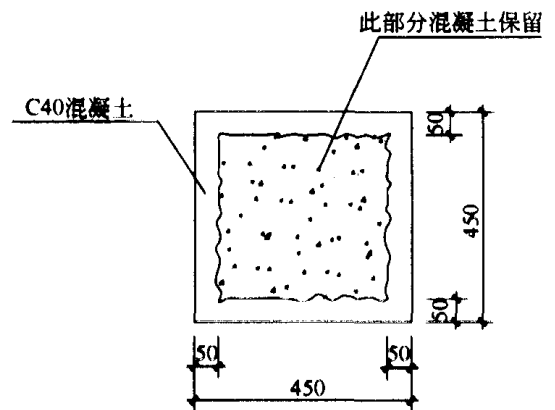


图 2-2 柱加固详图

$$N \leq 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + \alpha_c f_c A_c + f'_{y0} A'_{s0})$$

$$1800 \times 10^3 \leq 0.9 \times 0.95 \times [9.6 \times (350 \times 350 - A_c) + 1.0 \times 19.1 \times A_c + 360 \times 804]$$

$$A_c \geq 67349.81 \text{mm}^2$$

当采用支顶时,用 C40 混凝土置换,置换面积至少为 67350mm^2 。

3) 加固设计如图 2-3 所示:

$$\begin{aligned} A_c &= 50 \times 350 \times 2 + (500 - 50 \times 2) \times 50 \times 2 \\ &= 75000 \text{mm}^2 > 67350 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

故采用上述加固方法,满足要求。

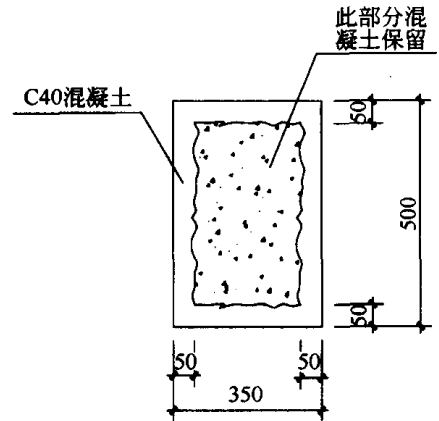


图 2-3 柱加固详图

2.2 偏心受压构件置换加固设计

2.2.1 加固设计基本方法

当采用置换法加固钢筋混凝土偏心受压构件时,其正截面承载力应按下列两种情况分别计算:

(1) 压区混凝土置换深度 $h_n \geq x_n$, 按新混凝土强度等级和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行正截面承载力计算。

(2) 压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$, 其正截面承载力应符合下列规定:

$$N \leq \alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{co} b (x_n - h_n) + f'_y A'_s - \sigma_s A_s \quad (2-2)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b h_n h_{on} + \alpha_1 f_{co} b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (2-3)$$

- 式中 N 构件加固后的轴向压力设计值;
- e 轴向压力作用点至受拉钢筋合力点的距离;
- f_c 构件置换用混凝土抗压强度设计值;
- f_{co} 原构件混凝土的抗压强度设计值;
- x_n 加固后混凝土受压区高度;
- h_n 受压区混凝土的置换深度;
- h_0 纵向受拉钢筋合力点至受压区边缘的距离;
- h_{on} 纵向受拉钢筋合力点至置换混凝土形心的距离;
- h_{00} 纵向受拉区钢筋合力点至原混凝土 $(x_n - h_n)$ 部分形心的距离;
- A_s 、 A'_s 受拉区、受压区纵向钢筋的截面面积;
- b 矩形截面的宽度;
- a'_s 纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离;
- f'_y 纵向受压钢筋的抗压强度设计值;
- σ_s 纵向受拉钢筋的应力。

2.2.2 加固设计算例

(1) 算例 2-4

某工厂现浇框架边柱，柱截面尺寸为 $b = 400\text{mm}$ ， $h = 600\text{mm}$ ，计算高度 $l_0 = 4000\text{mm}$ ，混凝土强度等级 C20，纵向受拉钢筋 $4\Phi 16$ ，受压钢筋 $4\Phi 25$ ，因结构加厚，荷载增加，柱的轴向压力设计值为 1500kN ，弯矩设计值为 $390\text{kN}\cdot\text{m}$ ，用 C40 混凝土置换方法加固，置换深度为 $h_n = 150\text{mm}$ 。

1) 原柱承载力计算

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{390 \times 10^6}{1500 \times 10^3} = 260\text{mm}$$

$$e_a = 20\text{mm} \text{ 或 } h/30 = 600/30 = 20\text{mm}, \text{ 取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$\text{初始偏心距 } e_i = e_0 + e_a = 260 + 20 = 280\text{mm}$$

$$l_0/h = 4000/600 = 6.67 > 5, \text{ 需考虑 } \eta$$

$$\text{采用 C40 混凝土置换, } \zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 400 \times 600}{1500000} = 0.768$$

$$l_0/h = 6.67 < 15, \text{ 故取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{280}{565}} \times \left(\frac{4000}{600} \right)^2 \times 0.768 \times 1.0 = 1.049$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.049 \times 280 + 600/2 - 35 = 558.72\text{mm}$$

$$\eta e_i = 1.049 \times 280 = 293.72\text{mm}$$

$$0.3h_0 = 0.3 \times 565 = 169.5\text{mm}$$

可知

$$\eta e_i > 0.3h_0$$

按大偏心受压考虑

$$\begin{cases} N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \\ Ne = \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \end{cases}$$

$$\text{得 } \begin{cases} N = 1.0 \times 9.6 \times 400 x + 1964 \times 300 - 804 \times 300 \\ N \times 558.72 = 1.0 \times 9.6 \times 400 x (565 - x/2) + 300 \times 1964 \times (565 - 35) \end{cases}$$

$$\text{求得: } x = 253.83\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.55 \times 565 = 310\text{mm}$$

$$\text{代入 } N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s$$

$$= 1.0 \times 9.6 \times 400 \times 253.83 + 300 \times 1964 - 300 \times 804$$

$$= 1322.71\text{kN} < 1500\text{kN}$$

因此，不满足要求。

2) 加固设计

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times (9.6 \times 400 \times 450 + 16.7 \times 400 \times 150)}{1500000} = 0.91$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{280}{565}} \times \left(\frac{4000}{600} \right)^2 \times 0.91 \times 1.0 = 1.058$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.058 \times 280 + 600/2 - 35 = 561.24 \text{ mm}$$

$$\eta e_i = 1.058 \times 280 = 296.24 \text{ mm}$$

$$0.3h_0 = 0.3 \times 565 = 169.5 \text{ mm}$$

可知

$$\eta e_i > 0.3h_0$$

按大偏心受压考虑

$$\begin{aligned} \text{由于 } \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \\ &= 1.0 \times 16.7 \times 400 \times 150 + 300 \times 1964 - 300 \times 804 \\ &= 1350 \text{ kN} < 1500 \text{ kN} \end{aligned}$$

故 $h_n < x_n$ 。

当受压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$ ，其正截面承载力应符合式(2-2)和式(2-3)规定：

$$\begin{cases} N = 1.0 \times 16.7 \times 400 \times 150 + 1.0 \times 9.6 \times 400 \times (x_n - 150) + 300 \times (1964 - 1256) \\ N \times 561.24 = 1.0 \times 16.7 \times 400 \times 150 \times (565 - 75) + 1.0 \times 9.6 \times 400 \times (x_n - 150) \\ \quad \times \left(565 - 150 - \frac{x_n - 150}{2} \right) + 300 \times 1964 \times (565 - 35) \end{cases}$$

求得： $x_n = 294.90 \text{ mm}$ ，代入式(2-2)

$$\begin{aligned} N &= \alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) + f'_y A'_s - f_y A_s \\ &= 1.0 \times 16.7 \times 400 \times 150 + 1.0 \times 9.6 \times 400 \times (294.90 - 150) + 300 \times (1964 - 1256) \\ &= 1770.816 \text{ kN} > 1500 \text{ kN} \end{aligned}$$

故采用 C40 混凝土置换，置换深度为 150mm，满足要求。

(2) 算例 2-5

某框架结构，矩形柱截面尺寸为 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ ，计算高度 $l_0 = 5000 \text{ mm}$ ，混凝土强度等级为 C20，纵向受拉钢筋 $3\Phi 22$ ，受压钢筋 $4\Phi 25$ ，由于该结构使用功能改变，荷载增加。柱的轴向压力设计值为 1000 kN ，弯矩设计值为 $350 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，用 C40 混凝土置换方法加固，置换深度为 $h_n = 150 \text{ mm}$ 。

1) 原梁承载力计算

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{350 \times 10^6}{1000 \times 10^3} = 350 \text{ mm}$$

$e_a = 20 \text{ mm}$ 或 $h/30 = 600/30 = 20 \text{ mm}$ ，取 $e_a = 20 \text{ mm}$

初始偏心距 $e_i = e_0 + e_a = 350 + 20 = 370 \text{ mm}$

$l_0/h = 5000/600 = 8.33 > 5$ ，需考虑 η 。

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 300 \times 600}{1000000} = 0.864$$

$l_0/h = 8.33 < 15$ ，故取 $\zeta_2 = 1.0$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{370}{565}} \times \left(\frac{5000}{600} \right)^2 \times 0.864 \times 1.0 = 1.065$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.065 \times 370 + 600/2 - 35 = 659.05 \text{ mm}$$

$$\eta e_i = 1.065 \times 370 = 394.05 \text{ mm}$$

$$0.3h_0 = 0.3 \times 565 = 169.5 \text{mm} < 394.05 \text{mm}$$

$$\eta e_i > 0.3h_0$$

按大偏心受压考虑

$$\begin{cases} N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \\ Ne \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \end{cases}$$

$$\text{得} \begin{cases} N = 1.0 \times 9.6 \times 300x + 300 \times 1964 - 300 \times 1140 \\ N \times 659.05 = 1.0 \times 9.6 \times 300x(565 - x/2) + 300 \times 1964 \times (565 - 35) \end{cases}$$

$$\text{解得} \quad x = 241.46 \text{mm} < \xi_b h_0 = 0.55 \times 565 = 310 \text{mm}$$

$$\text{代入} \quad N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s$$

$$= 1.0 \times 9.6 \times 300 \times 241.46 + 300 \times 1964 - 300 \times 1140$$

$$= 942.60 \text{kN} < 1000 \text{kN}$$

不满足要求。

2) 加固设计计算

$$\text{采用 C40 混凝土置换, } \zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times (9.6 \times 300 \times 450 + 19.1 \times 300 \times 150)}{1000000}$$

$$= 1.078 > 1.0$$

$$\text{取} \quad \zeta_1 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{370}{565}} \times \left(\frac{5000}{600} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.076$$

$$e = \eta e_i + h/2 - a_s = 1.076 \times 370 + 600/2 - 35 = 663.12 \text{mm}$$

$$\eta e_i = 1.076 \times 370 = 398.12 \text{mm}$$

$$0.3h_0 = 0.3 \times 565 = 169.5 \text{mm} < 398.12 \text{mm}$$

$\eta e_i > 0.3h_0$, 按大偏心受压考虑。

$$\text{由于} \quad \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s$$

$$= 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 150 + 300 \times 1964 - 300 \times 1140$$

$$= 1106.7 \text{kN} > 1000 \text{kN}$$

故 $h_n > x_n$

$$\text{由} \begin{cases} N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s \\ Ne = \alpha_1 f_c b x (h_0 - x/2) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \end{cases}$$

$$\text{得} \begin{cases} N = 1.0 \times 19.1 \times 300x + 300 \times 1964 - 300 \times 1140 \\ N \times 663.12 = 1.0 \times 19.1 \times 300x(565 - x/2) + 300 \times 1964 \times (565 - 35) \end{cases}$$

$$\text{解得} \quad x = 149.69 \text{mm} < \xi_b h_0 = 0.55 \times 565 = 310 \text{mm}$$

$$\text{代入} \quad N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - f_y A_s$$

$$= 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 149.69 + 300 \times 1964 - 300 \times 1140$$

$$= 1104.92 \text{kN} > 1000 \text{kN}$$

故采用 C40 混凝土置换, 满足要求。

2.3 受弯构件置换加固设计

2.3.1 加固设计基本方法

当采用置换法加固钢筋混凝土受弯构件时,其正截面承载力应按下列两种情况分别计算:

(1) 压区混凝土置换深度 $h_n \geq x_n$,按新混凝土强度等级和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行正截面承载力计算。

(2) 压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$,其正截面承载力应按下列公式计算:

$$M \leq \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (2-4)$$

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) = f_y A_s - f'_y A'_s \quad (2-5)$$

式中 M ——构件加固后的弯矩设计值;

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原构件纵向受拉钢筋的抗拉、抗压强度设计值。

其余符号含义同式(2-1)~式(2-3)的定义。

2.3.2 加固设计算例

(1) 算例 2-6

某 2 层混凝土框架结构,梁的尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$,混凝土强度等级 C20,受拉钢筋 $4\Phi 28$,受压钢筋 $3\Phi 18$,由于使用需要增加 1 层,改造之后梁的弯矩设计值为 $300\text{kN} \cdot \text{m}$,采用置换混凝土的方法对梁进行加固。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s = f_y A_s$$

$$1.0 \times 9.6 \times 250 x + 300 \times 763 = 300 \times 2463$$

求得: $x = 212.5\text{mm}$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{212.5}{465} = 0.457 < \xi_b = 0.550$$

$$\begin{aligned} M &= \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 9.6 \times 250 \times 212.5 \times \left(465 - \frac{212.5}{2} \right) + 300 \times 763 \times (465 - 35) \\ &= 281.39\text{kN} \cdot \text{m} < 300\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因此不满足要求。

2) 加固设计验算

采用 C35 混凝土置换,设 $h_n = 160\text{mm}$,已知 $f_c = 16.7\text{N}/\text{mm}^2$,则

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 160 = 668\text{kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (2463 - 763) = 510\text{kN}$$

因为 $\alpha_1 f_c b h_n > f_y A_s - f'_y A'_s$

所以 $h_n > x_n$,即

$$\alpha_1 f_c b x_n = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 16.7 \times 250 x_n = 300 \times (2463 - 763)$$

求得: $x_n = 122.16 \text{mm}$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_c b x_n \left(h_0 - \frac{x_n}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 122.16 \times \left(465 - \frac{122.16}{2} \right) + 300 \times 763 \times (465 - 35) \\ &= 304.43 \text{kN} \cdot \text{m} > M = 300 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

因此,采用 C35 混凝土,置换深度为 160mm 时,满足加固要求。

(2) 算例 2-7

某大厦屋面需要增加使用荷载,要求加固后的弯矩设计值达到 $385 \text{kN} \cdot \text{m}$,加固前的原作用的弯矩标准值为 $300 \text{kN} \cdot \text{m}$,梁截面 $b \times h = 300 \text{mm} \times 600 \text{mm}$,采用 C20 混凝土,受拉钢筋 $4\Phi 28$,受压钢筋 $4\Phi 16$,梁的抗剪能力满足要求,仅需要进行抗弯加固。

1) 原梁承载力计算

$$\text{由 } \alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$9.6 \times 300 x = 300 \times 2463 - 300 \times 804$$

求得: $x = 172.81 \text{mm}$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{172.81}{565} = 0.307 < \xi_b = 0.550$$

$$\begin{aligned} M &= \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 9.6 \times 300 \times 172.81 \times (565 - 172.81/2) + 300 \times 804 \times (565 - 35) \\ &= 366.03 \text{kN} \cdot \text{m} < 385 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

不满足要求。

2) 加固设计

采用 C30 混凝土置换,设置换深度 $h_n = 100 \text{mm}$,已知 $f_c = 14.3 \text{N/mm}^2$, $h_n = 100 \text{mm}$,则

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 14.3 \times 300 \times 100 = 429 \text{kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (2463 - 804) = 497.7 \text{kN} > 429 \text{kN}$$

由 $\alpha_1 f_c b h_n < f_y A_s - f'_y A'_s$ 得 $h_n < x_n$

当受压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$,其正截面承载力应按下列公式计算:

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 14.3 \times 300 \times 100 + 1.0 \times 9.6 \times 300 \times (x_n - 100) = 300 \times (2463 - 804)$$

求得: $x_n = 123.85 \text{mm}$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - A'_s) \\ &= 1.0 \times 14.3 \times 300 \times 100 \times \left(565 - \frac{100}{2} \right) + 1.0 \times 9.6 \times 300 \times (123.85 - 100) \\ & \quad \times \left(565 - 100 - \frac{123.85 - 100}{2} \right) + 300 \times 804 \times (565 - 35) \\ &= 379.89 \text{kN} \cdot \text{m} < M = 385 \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故采用 C30 混凝土置换加固不满足设计要求。

3) 置换混凝土强度等级改为 C40, 重新验算

$$f_c = 19.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 100 = 573 \text{ kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (2463 - 804) = 497.7 \text{ kN} < 573 \text{ kN}$$

可知: $h_n > x_n$

$$\alpha_1 f_c b x_n = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 19.1 \times 300 x_n = 300 \times 2463 - 300 \times 804$$

求得: $x_n = 86.86 \text{ mm}$

$$\alpha_1 f_c b x_n \left(h_0 - \frac{x_n}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$= 1.0 \times 19.1 \times 300 \times 86.86 \times \left(565 - \frac{86.86}{2} \right) + 300 \times 804 \times (565 - 35)$$

$$= 387.43 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 385 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求, 故应采用 C40 混凝土, 置换深度为 100mm 进行加固。

(3) 算例 2-8

某矩形截面梁 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, C20 混凝土, 受拉钢筋 $4 \Phi 28$, 受压钢筋 $3 \Phi 18$ 。梁的抗剪能力满足要求, 仅需要进行抗弯加固, 要求采用置换加固, 加固后的弯矩设计值为 $303 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

1) 原梁承载力计算

$$\text{由 } \alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$9.6 \times 250 x = 300 \times 2463 - 300 \times 763$$

求得: $x = 212.50 \text{ mm}$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{212.50}{465} = 0.457 < \xi_b = 0.550$$

$$M = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$= 1.0 \times 9.6 \times 250 \times 212.50 \times (465 - 212.50/2) + 300 \times 763 \times (465 - 35)$$

$$= 281.39 \text{ kN} \cdot \text{m} < 303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

不满足要求。

2) 加固设计

采用 C35 混凝土置换, 设置换深度 $h_n = 70 \text{ mm}$ 。

已知 $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$, $h_n = 70 \text{ mm}$

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 70 = 292.25 \text{ kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (2463 - 763) = 510 \text{ kN} > 292.25 \text{ kN}$$

由 $\alpha_1 f_c b h_n < f_y A_s - f'_y A'_s$ 得 $h_n < x_n$

当压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$, 其正截面承载力应按下列公式计算:

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{co} b (x_n - h_n) = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 16.7 \times 250 \times 70 + 1.0 \times 9.6 \times 250 \times (x_n - 70) = 300 \times (2463 - 763)$$

求得: $x_n = 160.73 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_c b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 70 \times \left(465 - \frac{70}{2}\right) + 1.0 \times 9.6 \times 250 \times (160.73 - 70) \\ & \quad \times \left(465 - 70 - \frac{160.73 - 70}{2}\right) + 300 \times 763 \times (465 - 35) \\ &= 300.23 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 303 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

不满足设计要求。

3) 置换深度改为 $h_n = 130 \text{ mm}$, 重新验算

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 130 = 542.75 \text{ kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (2463 - 763) = 510 \text{ kN} < 542.75 \text{ kN}$$

由 $\alpha_1 f_c b h_n > f_y A_s - f'_y A'_s$ 得 $h_n > x_n$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 16.7 \times 250 x = 300 \times 2463 - 300 \times 763$$

求得: $x = 122.16 \text{ mm}$

$$\alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$= 1.0 \times 16.7 \times 250 \times 122.16 \times \left(465 - \frac{122.16}{2}\right) + 300 \times 763 \times (465 - 35)$$

$$= 304.43 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求, 故可采用 C35 混凝土置换, 置换深度为 130mm 进行加固。

(4) 算例 2-9

某 T 形截面梁 $b = 250 \text{ mm}$, $h = 500 \text{ mm}$, $b'_i = 800 \text{ mm}$, $h'_i = 150 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C20, 受拉钢筋为 $4\Phi 28$, 采用置换混凝土方法加固, 加固后设计弯矩为 $430 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

1) 原梁承载力计算

已知 $f_c = 9.6 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$, $A_s = 2463 \text{ mm}^2$

$$\alpha_1 f_c b'_i x + f'_y A'_s = f_y A_s$$

$$1.0 \times 9.6 \times 800 x = 300 \times 2463$$

求得: $x = 96.21 \text{ mm} < h'_i$, 为第一类 T 形截面。

$$M = \alpha_1 f_c b'_i x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$= 1.0 \times 9.6 \times 800 \times 96.21 \times (615 - 96.21/2) = 418.87 \text{ kN} \cdot \text{m} < 430 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

不满足要求。

2) 加固设计

采用 C40 混凝土置换, 预估置换深度 $h_n = 70 \text{ mm}$ 。

$$\alpha_1 f_c b'_i h_n = 19.1 \times 800 \times 70 = 1069.6 \text{ kN}$$

$$f_y A_s = 300 \times 2463 = 738.9 \text{ kN} < 1069.6 \text{ kN}$$

$$\alpha_1 f_c b'_i h_n > f_y A_s$$

可知 $h_n > x_n$, 则

$$\alpha_1 f_c b x_n + f'_y A'_s = f_y A_s$$

$$1.0 \times 19.1 \times 800 x_n = 300 \times 2463$$

$x_n = 48.36\text{mm} < h'_f$, 仍为第一类 T 形截面。

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_c b x_n \left(h_0 - \frac{x_n}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 19.1 \times 800 \times 48.36 \times (615 - 48.36/2) \\ &= 436.58\text{kN} \cdot \text{m} > 430\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

满足要求, 故可以采用 C40 混凝土置换, 置换深度为 70mm 进行加固。

(5) 算例 2-10

某教学楼楼盖中的矩形截面梁尺寸为 $200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 原设计采用 C20 混凝土, 受拉钢筋为 $3\Phi 28$, 受压钢筋为 $3\Phi 20$, 经检测发现其混凝土强度等级只达到了 C15, 需加固, 加固后的弯矩设计值为 $238\text{kN} \cdot \text{m}$, 采用置换混凝土的方法对梁进行加固。

1) 原梁承载力计算

由 $\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s$

$$1.0 \times 7.2 \times 200x = 300 \times 1847 - 300 \times 942$$

求得: $x = 188.54\text{mm}$

$$\begin{aligned} M &= \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 7.2 \times 200 \times 188.54 \times (465 - 188.54/2) + 300 \times 942 \times (465 - 35) \\ &= 222.17\text{kN} \cdot \text{m} < 238\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

不满足要求。

2) 加固设计

采用 C35 混凝土置换, 设置换深度 $h_n = 70\text{mm}$ 。

已知 $f_c = 16.7\text{N/mm}^2$, $h_n = 70\text{mm}$, 则

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 16.7 \times 200 \times 70 = 233.80\text{kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (1847 - 942) = 271.50\text{kN} > 233.80\text{kN}$$

由 $\alpha_1 f_c b h_n < f_y A_s - f'_y A'_s$ 得 $h_n < x_n$

当压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$, 其正截面承载力应按下列公式计算:

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_c b (x_n - h_n) = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 16.7 \times 200 \times 70 + 1.0 \times 7.2 \times 200 \times (x_n - 70) = 300 \times (1847 - 942)$$

求得: $x_n = 96.18\text{mm}$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_c b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \\ &= 1.0 \times 16.7 \times 200 \times 70 \times \left(465 - \frac{70}{2} \right) + 1.0 \times 7.2 \times 200 \times (96.18 - 70) \\ & \quad \times \left(465 - 70 - \frac{96.18 - 70}{2} \right) + 300 \times 942 \times (465 - 35) \\ &= 236.45\text{kN} \cdot \text{m} < M = 238\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

不满足要求。

3) 置换混凝土的强度等级改为 C40, 重新验算

已知 $f_c = 19.1\text{N/mm}^2$, 则

$$\alpha_1 f_c b h_n = 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 70 = 267.40\text{kN}$$

$$f_y A_s - f'_y A'_s = 300 \times (1847 - 942) = 271.50\text{kN} > 267.40\text{kN}$$

由 $\alpha_1 f_c b h_n < f_y A_s - f'_y A'_s$ 得 $h_n < x_n$, 则

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_c b (x_n - h_n) = f_y A_s - f'_y A'_s$$

$$1.0 \times 19.1 \times 200 \times 70 + 1.0 \times 7.2 \times 200 \times (x_n - 70) = 300 \times (1847 - 942)$$

求得: $x_n = 72.85 \text{mm}$

$$\alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_c b (x_n - h_n) h_{00} + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$= 1.0 \times 19.1 \times 200 \times 70 \times \left(465 - \frac{70}{2}\right) + 1.0 \times 7.2 \times 200 \times (72.85 - 70)$$

$$\times \left(465 - 70 - \frac{72.85 - 70}{2}\right) + 300 \times 942 \times (465 - 35)$$

$$= 238.12 \text{kN} \cdot \text{m} > M = 238 \text{kN} \cdot \text{m}$$

满足要求, 故可采用 C40 混凝土置换, 置换深度为 70mm 进行加固。

2.4 置换混凝土加固法构造设计

1. 置换用混凝土的强度等级应比原构件混凝土提高一级, 且不应低于 C25。
2. 混凝土的置换深度, 板不应小于 40mm; 梁、柱采用人工浇筑时, 不应小于 60mm, 采用喷射法施工时, 不应小于 50mm。置换长度应按混凝土强度和缺陷的检测及验算结果确定, 但对非全长置换的情况, 其两端应分别延伸不小于 100mm 的长度。
3. 置换部分应位于构件截面受压区内, 且应根据受力方向, 将有缺陷混凝土剔除; 剔除位置应在沿构件整个宽度的一侧或对称的两侧; 不得仅剔除截面的一侧。

第3章 外加预应力加固法

外加预应力加固法是指采用预应力筋对建筑物的梁、板、柱或桁架进行加固的方法。这种方法不仅具有施工简便的特点，而且可在基本不增加梁、板截面高度和不影响结构使用空间的条件下，提高梁、板的抗弯、抗剪承载力，改善其在使用阶段的性能。这主要是因为预应力所产生的负弯矩抵消了一部分荷载弯矩，致使梁(板)的弯矩减小。

外加预应力加固法适用于下列场合的梁、板、柱和桁架的加固：

- (1) 原构件截面偏小或需要增加其使用荷载；
- (2) 原构件需要改善其使用性能；
- (3) 原构件处于高应力、应变状态，且难以直接卸除其结构上的荷载。

采用外加预应力方法加固混凝土结构时，应根据被加固构件的受力性质、构造特点和现场条件，选择适用的预应力方法：

(1) 对正截面受弯承载力不足的梁、板构件，可采用预应力水平拉杆进行加固；正截面和斜截面均需加固的梁式构件，可采用下撑式预应力拉杆进行加固；若工程需要，且构造条件允许，也可同时采用水平拉杆和下撑式拉杆进行加固。

(2) 对受压承载力不足的轴心受压柱、小偏心受压柱以及弯矩变号的大偏心受压柱，可采用双侧预应力撑杆进行加固；若弯矩不变号，也可采用单侧预应力撑杆进行加固。

(3) 对桁架中承载力不足的轴心受拉构件和偏心受拉构件，可采用预应力拉杆进行加固；对受拉钢筋配置不足的大偏心受压柱，也可采用预应力拉杆进行加固。

3.1 预应力加固设计方法

3.1.1 钢筋混凝土梁加固

(1) 预应力水平拉杆加固

当采用预应力水平拉杆加固钢筋混凝土梁时，应按下述步骤进行设计计算：

1) 预应力水平拉杆截面面积 $A_{p,est}$ 的估算：

$$A_{p,est} \geq \frac{\Delta M}{f_{py} \cdot \eta_1 h_{01}} \quad (3-1)$$

式中 $A_{p,est}$ ——预应力水平拉杆的总截面面积；

ΔM ——加固梁验算点处受弯承载力需要的增量；

f_{py} ——预应力钢拉杆抗拉强度设计值；

h_{01} ——由被加固梁上缘到水平拉杆截面形心的距离；

η_1 ——内力臂系数，取 0.85。

2) 计算在新增外荷载作用下拉杆产生的作用效应增量 ΔN 。

3) 确定对水平拉杆施加的预应力值 σ_p 。 σ_p 值的确定, 除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对张拉控制应力和预应力损失值等的有关规定外, 尚应符合下式的要求:

$$\sigma_p + \Delta N / A_P \leq \beta_1 f_{py} \quad (3-2)$$

式中 A_P ——实际选用的预应力水平拉杆总截面面积;

β_1 ——两根水平拉杆的协同工作系数, 取 0.85 以增大安全储备。

4) 验算被加固梁跨中和支座截面的偏心受压承载力, 以及支座附近斜截面的受剪承载力。验算时, 应将水平拉杆的作用效应作为外力。若验算结果不能满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求, 应加大拉杆截面或改用其他加固方法。

5) 按采用的施加预应力方法, 计算施工控制量。若采用千斤顶张拉, 可按张拉力 $\sigma_p A_P$ 控制; 若按伸长率控制, 伸长率中应计入裂缝闭合的影响。

6) 采用两根预应力水平拉杆横向拉紧时, 横向张拉量 ΔH (图 3-1), 可近似按式(3-3)计算:

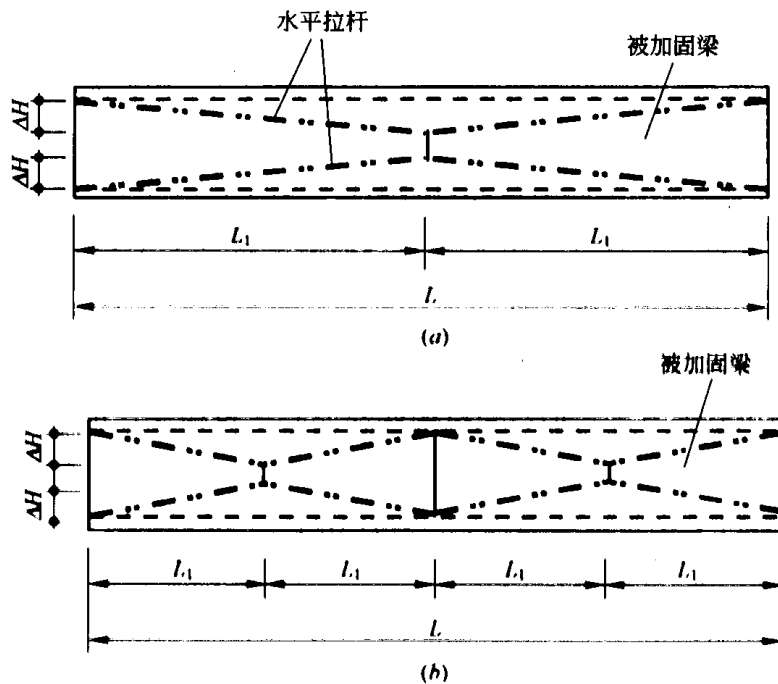


图 3-1 水平拉杆横向张拉量计算

(a) 一点张拉; (b) 两点张拉

$$\Delta H \leq L_1 \sqrt{2\sigma_p / E_s} \quad (3-3)$$

式中 ΔH ——横向张拉量;

L_1 ——张拉后的斜段在张拉前的长度;

E_s ——拉杆钢筋的弹性模量。

(2) 预应力下撑式拉杆加固

采用预应力下撑式拉杆加固钢筋混凝土梁时, 应按下述步骤进行设计计算:

1) 预应力下撑式拉杆的截面面积 A_P , 可用式(3-4)估算:

$$A_P = \frac{\Delta M}{f_{py} \eta_2 h_{02}} \quad (3-4)$$

式中 A_p ——预应力下撑式拉杆的总截面面积；

f_{py} ——下撑式钢拉杆抗拉强度设计值；

h_{02} ——由下撑式拉杆中部水平段的截面形心到被加固梁上缘的垂直距离；

η_2 ——内力臂系数，取 0.80。

2) 计算在新增外荷载作用下该拉杆中部水平段产生的作用效应增量 ΔN 。

3) 确定下撑式拉杆应施加的预应力值 σ_p 。确定时，除应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定确定控制张拉应力并计入预应力损失值外，尚应按下式进行验算：

$$\sigma_p + \Delta N / A_p < \beta_2 f_{py} \quad (3-5)$$

式中 β_2 ——下撑式拉杆的协同工作系数，取 0.80。

4) 验算被加固梁在跨中和支座截面的偏心受压承载力，以及由支座至拉杆弯折处的斜截面受剪承载力。验算时，将下撑式拉杆中的作用效应作为外力。若验算结果不能满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求时，应加大拉杆截面或改用其他加固方法。

5) 采用施加预应力方法加固，施工控制量应按采用的施工预应力方法计算。

6) 当采用两根预应力下撑式拉杆进行横向张拉时，可按式(3-6)计算拉杆中部横向张拉量 ΔH ：

$$\Delta H \leq (L_2/2) \sqrt{2\sigma_p/E_s} \quad (3-6)$$

式中 L_2 ——拉杆中部水平段的长度。

(3) 加固梁挠度计算

加固梁的挠度 w ，可用式(3-7)进行近似计算：

$$w = w_1 + w_p + w_2 \quad (3-7)$$

式中 w_1 ——加固前梁在原荷载标准值作用下产生的挠度；计算时，梁的刚度 B_1 ，可根据原梁开裂的情况，近似取 $0.35E_c I_0 \sim 0.50E_c I_0$ ；

w_p ——张拉预应力引起的梁的反拱；计算时，梁的刚度 B_p 可近似取为 $0.75E_c I_0$ ；

w_2 ——加固结束后，在后加荷载作用下梁所产生的挠度；计算时，梁的刚度 B_2 可取等于 B_p ；

E_c 和 I_0 ——原梁的混凝土弹性模量和换算截面惯性矩。

3.1.2 钢筋混凝土桁架加固

采用预应力拉杆加固桁架受拉杆件时，应按下述步骤进行设计计算：

(1) 计算在设计荷载作用下原桁架各杆件的作用效应；

(2) 根据需加固杆件的作用效应(拉力设计值) N_i 与原截面受拉承载力设计值 N_w 的差值，按式(3-8)确定预应力拉杆的总截面面积 A_p 的估算值 $A_{p,est}$ ：

$$A_{p,est} \geq (N_i - N_w) / \beta_1 f_{py} \quad (3-8)$$

(3) 选定预应力拉杆的截面面积 A_p 和应施加的预应力值 σ_p ，并将 $N_p = A_p \sigma_p$ 视为外力(图 3-2)，计算其在桁架各杆件中引起的作用效应；

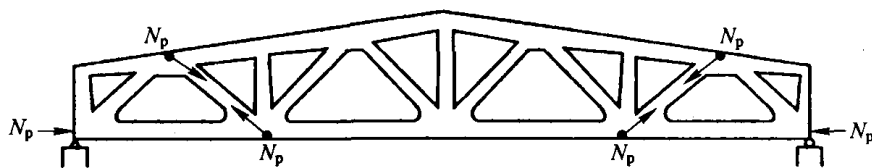


图 3-2 预应力拉杆加固桁架杆件

(4) 将(1)、(3)两项的作用效应叠加, 验算各杆件承载力, 必要时, 还应验算其抗裂度及桁架挠度等, 若验算结果不符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求, 应调整 A_p 值或 σ_p 值, 直至 $N_i \leq N_{ui}$ 。

3.1.3 钢筋混凝土轴心受压柱加固

采用预应力双侧撑杆加固轴心受压钢筋混凝土柱时, 应按下述步骤进行设计计算:

(1) 确定加固后轴向压力设计值 N 。

(2) 按式(3-9)验算原柱轴心受压承载力 N_0 , 按式(3-10)计算需由撑杆承受的轴向压力 N_1 :

$$N_0 = 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{yo}A'_{yo}) \quad (3-9)$$

$$N_1 = N - N_0 \quad (3-10)$$

式中 φ ——原柱的稳定系数;

A_{co} ——原柱的截面面积;

f_{co} ——原柱的混凝土抗压强度设计值;

A'_{yo} ——原柱的受压纵向钢筋总截面面积;

f'_{yo} ——原柱的纵向钢筋抗压强度设计值;

N ——柱加固后轴向压力设计值。

(3) 预应力撑杆的总截面面积计算:

$$N_1 \leq \varphi\beta_3 f'_{py} A'_p \quad (3-11)$$

式中 β_3 ——撑杆与原柱的协同工作系数, 取 0.9;

f'_{py} ——撑杆钢材的抗压强度设计值;

A'_p ——预应力撑杆的总截面面积。

预应力撑杆每侧杆肢由两根角钢或一根槽钢构成。

(4) 柱加固后轴向受压承载力设计值可按式(3-12)验算:

$$N \leq 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{yo}A'_{yo} + \beta_3 f'_{py} A'_p) \quad (3-12)$$

若验算结果不满足规范的要求, 应加大撑杆截面面积, 再重新验算。

(5) 缀板计算。缀板应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 进行设计计算, 其尺寸和间距应保证撑杆受压肢及单根角钢在施工时不致失稳。

(6) 确定预压应力值。撑杆施工时应施加的预压应力值 σ'_p , 可按式(3-13)近似计算:

$$\sigma'_p \leq \varphi_1 \beta_4 f'_{py} \quad (3-13)$$

式中 σ'_p ——施工时的预加压应力值;

β_4 ——经验系数, 取 0.75;

φ_1 ——撑杆的稳定系数。确定该系数所需的撑杆计算长度, 当采取横向张拉方法时, 取其全长的 1/2; 当采用顶升方法时, 取其全长; 按格构式压杆计算其

稳定系数。

(7) 施工控制量计算。

1) 当用千斤顶、楔子等进行竖向顶升安装撑杆时, 顶升量 ΔL 可按式(3-14)计算:

$$\Delta L = \frac{L\sigma_p'}{\beta_5 E_a} + a_1 \quad (3-14)$$

式中 E_a ——撑杆钢材的弹性模量;

L ——撑杆的全长;

β_5 ——经验系数, 取 0.90;

a_1 ——撑杆端顶板与混凝土间的压缩量, 取 2~4mm。

2) 当采用横向张拉法(图 3-3)安装撑杆时, 横向张拉量 ΔH 按式(3-15)近似计算:

$$\Delta H \leq \frac{L}{2} \sqrt{\frac{2.2\sigma_p'}{E_a}} + a_2 \quad (3-15)$$

式中 a_2 ——综合考虑各种误差因素对张拉量影响的修正项,

可取 $a_2 = 5 \sim 7 \text{mm}$ 。

实际弯折撑杆肢时, 宜将长度中点处的横向弯折量取为 $\Delta H + (3 \sim 5 \text{mm})$, 但施工中只收紧 ΔH , 以确保撑杆处于预压状态。

根据国内外有关试验研究成果, 当被加固柱需要提高的受压承载力不大于 1200kN 时, 采用预应力撑杆加固是较为合适的。若需要通过加固提高的承载力更大, 则应考虑选用其他加固方法。

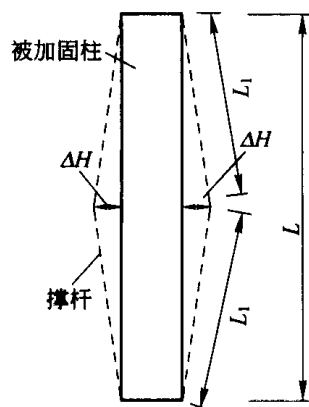


图 3-3 预应力撑杆横向张拉量计算图

3.1.4 钢筋混凝土偏心受压柱加固

当采用单侧预应力撑杆加固弯矩不变号的偏心受压柱时, 应按下述步骤进行设计计算:

(1) 偏心受压荷载计算

确定该柱加固后需承受的最不利偏心荷载, 轴向压力 N 和弯矩 M ; 确定撑杆肢承载力时, 可试用两根较小的角钢或一根槽钢作撑杆肢, 其有效受压承载力取 $0.9f'_{yv}A'_p$, 这主要是考虑协同工作不充分的影响, 即撑杆肢的极限承载力有所降低, 其承载力降低系数取 0.9 是根据国内外试验结果确定的。

根据静力平衡条件, 原柱加固后需承受的偏心受压荷载按式(3-16)和式(3-17)计算:

$$N_{01} = N - 0.9f'_{yv}A'_p \quad (3-16)$$

$$M_{01} = M - 0.9f'_{yv}A'_p a/2 \quad (3-17)$$

(2) 偏心受压柱加固后承载力验算

原柱截面偏心受压承载力按式(3-18)~式(3-21)验算:

$$N_{01} \leq \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_{s0} A_{s0} \quad (3-18)$$

$$N_{01} e \leq \alpha_1 f_{c0} b x (h_0 - 0.5x) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) \quad (3-19)$$

$$e = e_0 + 0.5h - a'_{s0} \quad (3-20)$$

$$e_0 = M_{01} / N_{01} \quad (3-21)$$

式中 b ——原柱宽度；

x ——原柱的混凝土受压区高度；

σ_{s0} ——原柱纵向受拉钢筋的应力；

a'_{s0} ——纵向受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

e ——轴向力作用点至原柱纵向受拉钢筋合力点之间的距离。

当原柱偏心受压承载力不满足上述要求时，可加大撑杆截面面积，再重新验算。

(3) 其他构件的计算

缀板的设计应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定，并应保证撑杆肢或角钢在施工时不失稳。撑杆施工时应预加的压应力值 σ'_p 宜取为 50~80MPa，因为撑杆中的预应力主要是以保证撑杆与被加固柱能较好地共同工作为度，故施工中的预应力值不宜过高。横向张拉量 ΔH 按公式(3-15)确定。

(4) 对承受正负弯矩作用的柱(即弯矩变号的柱)，应采用双侧撑杆进行加固

采用双侧预压力撑杆加固弯矩变号的偏心受压钢筋混凝土柱时，可按受压荷载较大一侧用单侧撑杆加固的步骤进行计算。选用的角钢截面面积应能满足柱加固后需要承受的最不利偏心受压荷载；柱的另一侧应采用同规格的角钢组成压杆肢，使撑杆的双侧截面对称。

3.2 预应力加固设计算例

3.2.1 算例 3-1

已知某商场楼盖中的矩形截面梁 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，原设计采用 C20 混凝土，采用 HRB335 级钢筋，受拉钢筋为 $4\Phi 16 (A_s = 804\text{mm}^2)$ ，配筋率 0.67%。现拟将该梁的弯矩设计值提高到 $160.67\text{kN} \cdot \text{m}$ ，加固前原作用的弯矩标准值为 $65\text{kN} \cdot \text{m}$ 。梁的抗剪能力满足使用要求，仅需要进行抗弯加固。

(1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{cd} b x = f_{yd} A_s$$

$$x = \frac{300 \times 804}{9.6 \times 250} = 100.5\text{mm}, \xi = 100.5 / (500 - 35) = 0.216$$

$$M = f_{yd} A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 804 \times (465 - 100.5/2) = 100.04\text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 加固设计

$$1) \Delta M = 160.67 - 100.04 = 60.63\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$h_{01} = 500 - 35 = 465\text{mm}$$

预应力钢拉杆采用 Φ^{HT} 钢筋， $f_{py} = 1040\text{N}/\text{mm}^2$

$$A_{p,\text{est}} \geq \frac{\Delta M}{f_{py} \eta_1 h_{01}} = \frac{60.63 \times 10^6}{1040 \times 0.85 \times 465} = 147.5\text{mm}^2$$

取 2 根直径为 10mm 的 Φ^{HT} 钢筋， $A_p = 157\text{mm}^2$

$$2) \Delta N = f_{py} A_p = 1040 \times 157 / 1000 = 163.3\text{kN}$$

3) 张拉控制应力限值

$$\sigma_{\text{con}} = 0.65 f_{\text{ptk}} = 0.65 \times 1470 = 955.5 \text{ N/mm}^2$$

4) 预应力内力及其效应计算

预应力损失值的计算:

由于预应力筋采用焊接锚固, 故取 $\sigma_{l1} = 0$

预应力筋为体外配筋, 故取 $\sigma_{l2} = 0$ 。

此法为后张法, 故 $\sigma_{l3} = 0$

应力松弛引起的损失为:

$$\sigma_{l4} = 0.05 \sigma_{\text{con}} = 47.78 \text{ N/mm}^2$$

由于该梁已投入使用, 故不考虑混凝土的收缩徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 。

5) 水平拉杆应施加的预应力

$$\sigma_p = \sigma_l + \frac{\Delta N}{A_p} = 47.78 + \frac{163300}{157} = 1087.91 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{\text{con}}$$

选用 2 根 16mm 的预应力筋, 即

$$\sigma_p = \sigma_l + \frac{\Delta N}{A_p} = 47.78 + \frac{163300}{402} = 454.0 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{\text{con}}$$

$$\sigma_p + \frac{\Delta N}{A_p} = 454.0 + \frac{163300}{402} = 860.22 \text{ N/mm}^2 \leq \beta_1 f_{py} = 0.85 \times 1040 = 884 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足验}$$

算要求。

6) 抗剪承载力

由于原梁的抗剪能力满足使用要求, 加固后由于轴向压力的存在, 抗剪承载力得到加强, 故可不进行抗剪承载力验算。

3.2.2 算例 3-2

某钢厂的设备平台大梁, 其计算跨度 $l = 9\text{m}$, 承受均布恒载 19.7kN/m , 均布活载 14kN/m , 在跨中承受设备荷重 26kN (图 3-4)。现需改换设备, 跨中设备荷重增加至 46kN 。试对此梁进行加固 (以上荷载为设计值)。

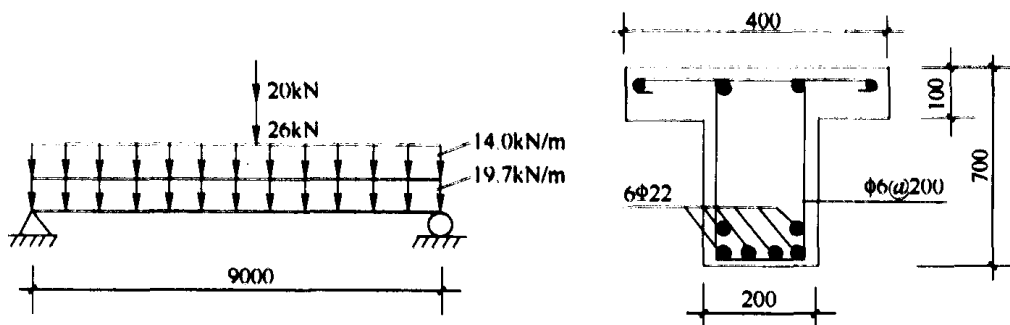


图 3-4 某平台梁荷载截面图

梁基本设计参数: 受拉主筋为 $6\Phi 22$, $A_{s0} = 2281\text{mm}^2$, $f_{y0} = 300\text{N/mm}^2$; 混凝土为 C20, $f_{c0} = 9.6\text{N/mm}^2$ 。 $h_0 = 700 - 60 = 640\text{mm}$, 截面形心至下边缘的距离 $y_0 = 387.5\text{mm}$, 截面惯性矩 $I_0 = \frac{1}{3} \times 2.1925 \times 10^{10} \text{mm}^4$ 。

(1) 加固方法

采用竖向顶撑法进行加固(图 3-5)。预应力筋的两端用 U 形钢板进行锚固。为防止其下滑,在 U 形锚固板的端部用四个膨胀螺栓加以固定。张拉方法为竖向千斤顶顶撑法。待顶撑到位后,在支撑点和预应力筋之间垫以钢板,并用点焊固定,最后用细石混凝土将预应力筋粘结在原梁上。

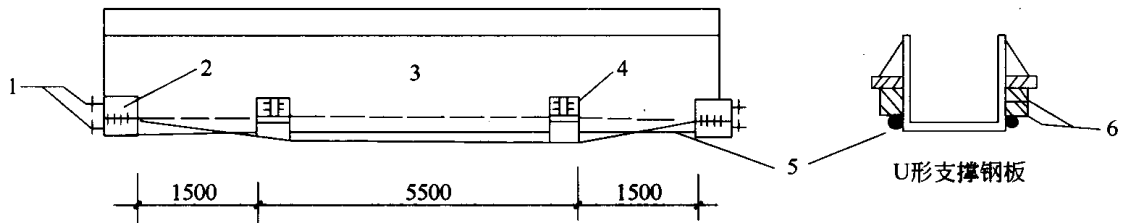


图 3-5 平台梁加固示意图

1—膨胀螺栓; 2—U 形锚固板; 3—原梁; 4—U 形支撑钢板; 5—预应力加固筋; 6—钢垫板

(2) 内力计算

加固时,梁上仅有均布恒载作用产生的弯矩:

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 19.7 \times 9^2 = 199.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

在全部荷载作用下

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times (19.7 + 14) \times 9^2 + \frac{1}{4} \times 46 \times 9 = 444.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \times (19.7 + 14) \times 9 + \frac{1}{2} \times (20 + 26) = 174.7 \text{ kN}$$

(3) 梁的弯矩 ΔM

补强拉杆采用 1×7 股钢绞线, $f_{py} = 1320 \text{ N/mm}^2$ 。

因为, $f_{co} b'_i h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) = 9.6 \times 400 \times 100 \times \left(640 - \frac{100}{2} \right) = 2.27 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} < M_{\max} =$

$4.447 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm}$

故梁属于第 2 类 T 形截面梁。

求受压区高度 x :

由 $\Sigma M = 0$, 得 $M = \alpha_1 f_{co} (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) + \alpha_1 f_{co} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$

$$\begin{aligned} \text{则 } x &= h_0 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left[M - \alpha_1 f_{co} (b'_i - b) h'_i \left(h_0 - \frac{h'_i}{2} \right) \right]}{\alpha_1 f_{co} b h_0^2}} \right] \\ &= 640 \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left[4.447 \times 10^8 - 1.0 \times 9.6 (400 - 200) \times 100 \times \left(640 - \frac{100}{2} \right) \right]}{1.0 \times 9.6 \times 200 \times 640^2}} \right] \\ &= 386.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

受压区的形心至上边缘的距离为:

$$y'_0 = \frac{(400 - 200) \times 100 \times \frac{100}{2} + 200 \times 386.3 \times \frac{386.3}{2}}{(400 - 200) \times 100 + 200 \times 386.3} = 163.7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{则 } \Delta M &= M_{\max} - A_{s0} f_{y0} (h_0 - y'_0) \\ &= 4.447 \times 10^8 - 2281 \times 300 \times (640 - 163.7) = 1.188 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

(4) 估算预应力筋的截面面积

$$A_p = \frac{\Delta M}{f_{py} (h + a_p - y'_0)} = \frac{1.188 \times 10^8}{1320 \times (700 + 15 - 163.7)} = 163 \text{ mm}^2$$

因此, 取 1×7 股钢绞线 2Φ^s12.7, $A_p = 197 \text{ mm}^2$

(5) 斜截面承载力计算

复核截面尺寸:

$$0.25 f_{co} b h_{01} = 0.25 \times 9.6 \times 200 \times 640 = 3.072 \times 10^5 \text{ N} > V_{\max} = 1.747 \times 10^5 \text{ N}$$

故截面满足要求。

验算加固梁的斜截面承载力:

原梁箍筋为 Φ6@200, 弯筋 1Φ22, 原梁斜截面抗剪承载力 V'_u 为:

$$\begin{aligned} V'_u &= 0.7 f_{to} b h_0 + 1.25 f_{y0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 + 0.8 A_{sb0} f_{y0} \sin \theta \\ &= 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 640 + 1.25 \times 210 \times \frac{28.3 \times 2}{200} \times 640 + 0.8 \times 380.1 \times 300 \times 0.707 \\ &= 2.11 \times 10^5 \text{ N} > V_{\max} \end{aligned}$$

由计算结果可知仅靠原梁的截面尺寸及配筋, 即可满足增荷后的斜截面抗剪承载力。

(6) 确定张拉控制应力, 计算预应力损失值

1) 控制应力可取为: $\sigma_{con} = 0.85 f_{ptk} = 0.85 \times 1860 = 1581 \text{ N/mm}^2$

2) 预应力损失值的计算:

由于预应力筋采用焊接锚固, 故取 $\sigma_{l1} = 0$;

预应力筋的初始状态为直线, 竖向张拉量很少, 故取 $\sigma_{l2} = 0$;

应力松弛引起的损失为 $\sigma_{l3} = 0.05 \sigma_{con} = 79.1 \text{ N/mm}^2$ 。

(7) 计算预应力筋内力及其效应

$$N_p = (\sigma_{con} - \sigma_l) A_p = (1581 - 79.1) \times 197 = 2.96 \times 10^5 \text{ N}$$

$$M_p = N_p \times (y_0 + a_p) = 2.96 \times 10^5 \times (387.5 + 15) = 1.19 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} = 119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由于 $M_p < M_0 = 199.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 故在施工时截面不会出现反向(负)弯矩。

(8) 加固梁的反拱和挠度计算

$$E_c I_0 = 2.55 \times 10^4 \times \frac{1}{3} \times 2.1925 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 = 18.6 \times 10^{10} \text{ kN} \cdot \text{mm}^2 = 18.6 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

在张拉预应力筋时, 梁的残余挠度:

$$f_1 = \frac{5}{48} d \frac{M_0 l^2}{B_1} = \frac{5}{48} \times 1.1 \times \frac{199.46 \times 9^2}{0.75 \times 18.6 \times 10^4} = 0.014 \text{ m}$$

预应力引起的反拱 f_p 为:

$$f_p = \frac{M_p l^2}{12 \times B_p} = \frac{119 \times 9^2}{12 \times 0.75 \times 18.6 \times 10^4} = 0.0057 \text{ m}$$

后加荷载作用下梁的挠度 f_2 为:

$$f_2 = \frac{5}{48} \times \frac{M_2 l^2}{B_p} = \frac{5}{48} \times \frac{(444.7 - 199.46) \times 9^2}{0.75 \times 18.6 \times 10^4} = 0.0148 \text{ m}$$

其中, $I_2 = A_2 y^2 = 0.2 \times 0.03 \times (0.443 + 0.015)^2 = 1.259 \times 10^{-3} \text{m}^4$

加固梁的总挠度为:

$$f = f_1 - f_p + f_2 = 0.014 - 0.0057 + 0.0148 = 0.0231 \text{m}$$

$\frac{l_0}{300} = \frac{8.7}{300} = 0.029 \text{m} > 0.0231 \text{m}$, 故挠度满足要求。

(9) 顶撑量计算

本例为水平筋双点顶撑, 竖向顶撑量为:

$$\Delta H = \frac{l_2}{2} \sqrt{\frac{2\sigma_{\text{con}}}{E_s}} = \frac{5500}{2} \times \sqrt{\frac{2 \times 1581}{1.8 \times 10^5}} = 364.5 \text{mm}$$

3.2.3 算例 3-3

某框架结构(框架按无侧移结构考虑), 底层门厅柱为矩形截面, 截面尺寸 $450 \text{mm} \times 450 \text{mm}$, 混凝土强度等级为 C25, 纵向钢筋采用 HRB400 级钢筋, 配有对称钢筋 $8\Phi 16$ ($A'_{s0} = 1608 \text{mm}^2$), 柱为轴心受压构件, 计算长度 $l_0 = 4 \text{m}$, 现因房屋功能的改变, 柱的轴向压力设计值增至 $N = 3000 \text{kN}$, 试对该柱进行加固设计。

(1) 加固方法

由于加固时不卸载, 原柱的应力还较高, 为确保新加柱能有效地参加工作, 以及原柱在后加荷载作用下的安全, 采用双侧撑杆预应力加固法(图 3-6), 张拉方法采用横向张拉法。张拉结束后, 用 U 形箍加以固定。

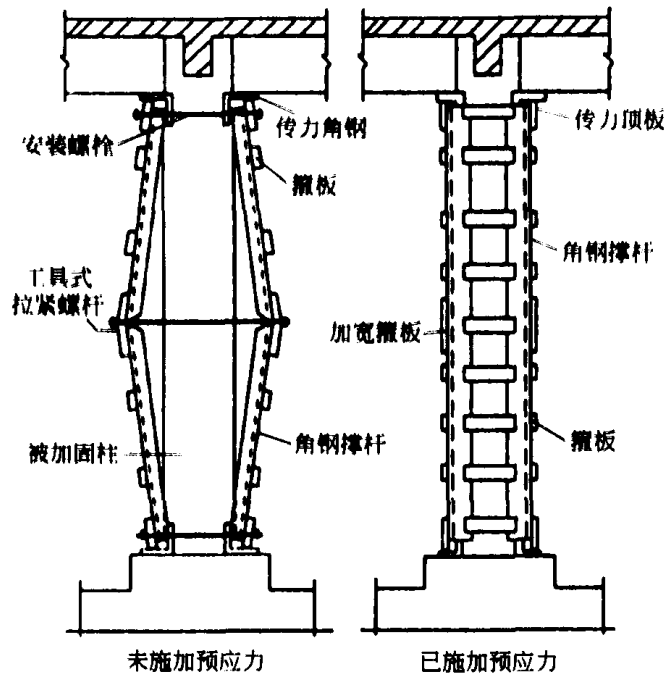


图 3-6 钢筋混凝土柱双侧预应力加固撑杆构造

(2) 计算原柱的轴心受压承载力设计值 N_0

混凝土强度等级 C25: $f_{c0} = 11.9 \text{N/mm}^2$;

受压钢筋采用 HRB400 级钢筋: $f'_{y0} = 360 \text{N/mm}^2$ 。

$l_0/b=4000/450=8.89$, 查表得 $\varphi=0.98$ 。

$$\begin{aligned} N_0 &= 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0}) \\ &= 0.9 \times 0.98 \times (11.9 \times 450 \times 450 + 360 \times 1608) \\ &= 2636 \text{ kN} \end{aligned}$$

则加固后撑杆承受的轴向压力设计值

$$N_1 = N - N_0 = 3000 - 2636 = 364 \text{ kN}$$

(3) 计算预应力撑杆的总截面面积 A'_p

$$N_1 = \varphi\beta_3 f'_{py} A'_p$$

由规范查 $\beta_3=0.9$, 选用 Q235 钢, $f'_{py}=215 \text{ N/mm}^2$ 。

$$\text{则 } A'_p = \frac{N_1}{\varphi\beta_3 f'_{py}} = \frac{364000}{0.98 \times 0.9 \times 215} = 1919 \text{ mm}^2$$

查表选用 4L 50×5 ($A'_p=1920 \text{ mm}^2$)。

(4) 加固后轴心受压承载力设计值验算

$$\begin{aligned} N &\leq 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0} + \beta_3 f'_{py}A'_p) \\ &= 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0} + \beta_3 f'_{py}A'_p) \\ &= 0.9 \times 0.98 \times (11.9 \times 450 \times 450 + 360 \times 1608 + 0.9 \times 215 \times 1920) \\ &= 2963.7 \text{ kN} < N = 3000 \text{ kN} \end{aligned}$$

不满足要求, 重新选择角钢 4L 70×4 ($A'_p=2228 \text{ mm}^2$), 承载力验算:

$$\begin{aligned} &0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0} + \beta_3 f'_{py}A'_p) \\ &= 0.9 \times 0.98 \times (11.9 \times 450 \times 450 + 360 \times 1608 + 0.9 \times 215 \times 2228) \\ &= 3016 \text{ kN} > N = 3000 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(5) 计算预应力控制值 σ'_p

$$\sigma'_p \leq \varphi_1 \beta_4 f'_{py}$$

当采用横向张拉法时, 取 $l - \frac{l_0}{2} = 200 \text{ cm}$ 查表得: $i = 2 \times 2.18$, 长细比 $\lambda = \frac{l}{i} =$

$$\frac{200}{2 \times 2.18} = 45.9。$$

对称角钢属于 b 类截面, 查得压杆稳定系数 $\varphi_1 = 0.874$ 。

故, $\sigma'_{pm} = \varphi_1 \cdot \beta_4 \cdot f'_{py} = 0.874 \times 0.75 \times 215 = 141 \text{ N/mm}^2$

(6) 计算横向张拉量 ΔH

$$\Delta H = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{2.2\sigma'_p}{E_s}} + a_2 = \frac{4000}{2} \times \sqrt{2.2 \times 141 / (206 \times 10^3)} + 6 = 83.6 \text{ mm}$$

3.2.4 算例 3-4

某钢筋混凝土平台柱, 其宽 $b \times$ 高 h 为 $300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$, 柱的计算长度 $l_0 = 3 \text{ m}$, 混凝土强度等级为 C20, 采用 HRB335 级钢筋, $A_s = A'_s = 763 \text{ mm}^2$, 承受设计轴向压力 410 kN , 设计弯矩 $120 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。现因增加一台设备, 增加设计轴向力 $\Delta N = 130 \text{ kN}$, 设计弯矩 $\Delta M = 30 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 需加固处理。

(1) 加固方法

由于加固时原设备不能拆除，原柱的应力还较高，为确保新加柱能有效地参加工作以及原柱在后加荷载作用下的安全，采用单侧预应力加固法，即在受压边施加预应力钢撑杆(图 3-7)，钢撑杆由两根角钢加焊缀板后构成(图 3-8)。张拉方法采用横向张拉法。张拉结束后，用 U 形箍加以固定，并喷射 1:2 水泥砂浆加以保护。

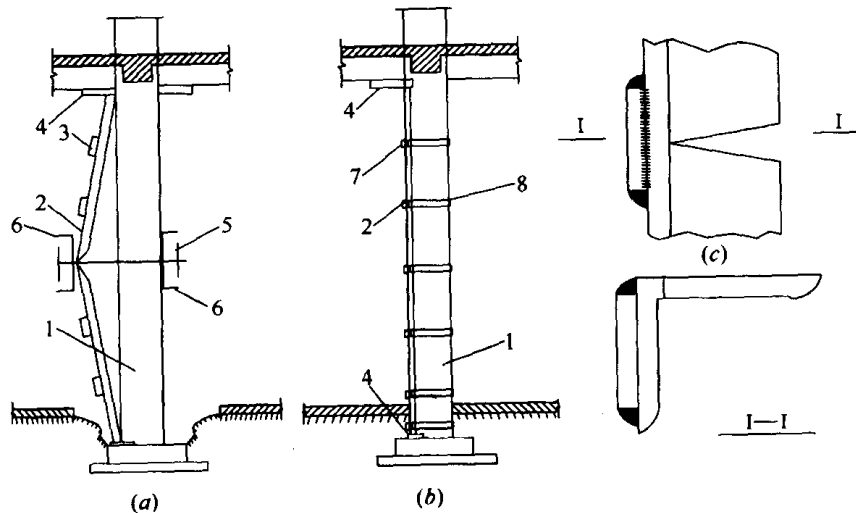


图 3-7 单侧预应力撑杆加固

- 1—被加固构件；2—加固撑杆；3—预焊缀板；4—钢垫板；
5—拉紧螺栓；6—钢垫板(或槽钢)；7—后焊传力角钢；8—后焊 U 形缀板

(2) 选用角钢型号

按构造要求先选用 2L 75×5(Q235 钢)， $A'_p = 1482.4\text{mm}^2$ ， $f'_{pw} = 215\text{N/mm}^2$ ， $a_s = 40\text{mm}$ ；

$$h_0 = h - a_s = 400 - 40 = 360\text{mm}$$

(3) 计算 η 和 e

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3000}{400} = 7.5 > 5, \text{ 应考虑偏心距增大系数;}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400}{540000} = 1.067, \text{ 所以}$$

$$\text{取 } \zeta_1 = 1.0; \frac{l_0}{h} = 7.5 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{150 \times 10^3}{540} = 278\text{mm}$$

$$e_n = 20\text{mm 或 } h/30 = 400/30 = 13.3\text{mm}, \text{ 取 } e_n = 20\text{mm};$$

$$e_i = e_0 + e_n = 278 + 20 = 298\text{mm}$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{298}{360}} 7.5^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.049$$

$$\eta e_i = 1.049 \times 298 = 312.6\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 360 = 108\text{mm}$$

按大偏心受压破坏:

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.049 \times 298 + \frac{400}{2} - 40 = 472.6\text{mm}$$

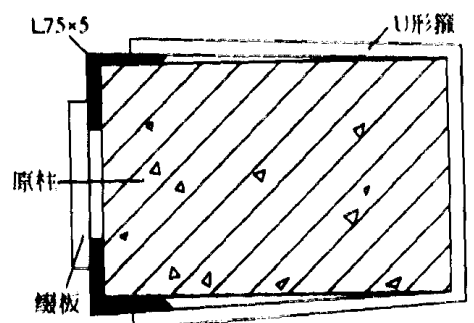


图 3-8 预应力钢支撑杆加固某钢筋混凝土柱

(4) 验算截面承载力

$$x = \frac{N - 0.90 f'_{py} A'_p}{f_c b} = \frac{540 \times 10^3 - 0.90 \times 215 \times 1482.4}{9.6 \times 300} = 87.9 \text{ mm}$$

$$N_{01} = N - 0.9 f'_{py} A'_p = 540 \times 10^3 - 0.9 \times 215 \times 1482.4 = 253.2 \text{ kN}$$

$$M_{01} = M - 0.9 f'_{py} A'_p \frac{h}{2} = 150 \times 10^6 - 0.9 \times 215 \times 1482.4 \times \frac{400}{2} = 92.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} N_{01} e &= 2.53 \times 10^5 \times 472.6 = 1.2 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \leq \alpha_1 f_c b x (h_0 - 0.5x) + f'_{yo} A'_{yo} (h_0 - a'_{yo}) \\ &= 9.6 \times 300 \times 87.9 \times \left(360 - \frac{87.9}{2} \right) + 300 \times 763 \times (360 - 40) = 1.53 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

原柱截面承载力符合要求。

(5) 确定预应力控制值

$$\text{查表得 } i = 2 \times 23.2; \text{ 长细比 } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1500}{2 \times 23.2} = 32.3。$$

查得压杆稳定系数 $\varphi_1 = 0.928$

$$\text{故, } \sigma'_{con} = \varphi_1 \cdot \beta_1 \cdot f'_{py} = 0.928 \times 0.75 \times 215 = 149.64 \text{ N/mm}^2$$

(6) 计算横向张拉量 ΔH

$$\Delta H = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{2.2 \sigma'_p}{E_n} + a_2} = \frac{3000}{2} \times \sqrt{2.2 \times 149.64 / (206 \times 10^3)} + 6 = 66.0 \text{ mm}$$

3.2.5 算例 3-5

某厂房钢筋混凝土柱截面 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$, 计算长度 $l_0 = 3 \text{ m}$, 承受轴向压力 $N = 357 \text{ kN}$, $M = 190 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 设计用混凝土 C20, 采用 HRB335 级钢筋, 取 $a_s = a'_s = 35 \text{ mm}$, 对称配筋, 截面每侧选用钢筋 $2 \Phi 18 + 2 \Phi 25 (A_s = A'_s = 1491 \text{ mm}^2)$ 。由于房屋改造需要, 需增加荷载, 要求加固后的承载力 $N = 1071 \text{ kN}$, $M = 288 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 采用单侧撑杆加固, 试进行加固设计。

根据已知条件可首先检验是否可采用单侧撑杆加固。

(1) 原构件抗弯承载力

$$M_f = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \times 1491 \times (365 - 35) = 1.476 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{则有: } \frac{hN}{2} + M_f = \frac{0.4 \times 1071}{2} + 148 = 362 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求, 故可以采用撑杆加固。

取角钢撑杆强度折减系数 $\gamma = 0.9$, 试选角钢 $2 \text{ L } 75 \times 8 (\text{Q345 钢})$, $A'_p = 2300 \text{ mm}^2$, $f'_p = 300 \text{ N/mm}^2$ 则加固后原柱仍需承受:

$$N_{01} = N - \gamma f'_p A'_p = 1071 - 0.9 \times 300 \times 2300 / 1000 = 450 \text{ kN}$$

$$M_{01} = M - \gamma f'_p A'_p h / 2 = 288 - 0.9 \times 300 \times 2300 \times \frac{400}{2} \times \frac{1}{1000000} = 163.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\xi = \frac{N_{01}}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{450 \times 10^3}{9.6 \times 300 \times 365} = 0.428 < \xi_b = 0.544$$

(2) 计算 η 和 e

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3000}{400} = 7.5 > 5, \text{ 应考虑偏心距增大系数;}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N_{01}} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400}{450000} = 1.28, \text{ 因为 } \zeta_1 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0;$$

$$\frac{l_0}{h} = 7.5 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0;$$

$$e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{163.8 \times 10^3}{450} = 364 \text{ mm}$$

$e_a = 20 \text{ mm}$ 或 $h/30 = 400/30 = 13.3 \text{ mm}$, 取 $e_a = 20 \text{ mm}$;

$$e_i = e_0 + e_a = 364 + 20 = 384 \text{ mm}$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{384}{365}} 7.5^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.038$$

$$\eta e_i = 1.038 \times 384 = 398.6 \text{ mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 365 = 109.5 \text{ mm}$$

按大偏心受压破坏;

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.038 \times 384 + \frac{400}{2} - 35 = 563.6 \text{ mm}$$

(3) 则加固后柱子实际所需配筋量

$$\begin{aligned} \bar{A}'_s &= \bar{A}_s = \frac{N_{01} e - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5\xi)}{f_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{450 \times 10^3 \times 563.6 - 1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365^2 \times 0.428 \times (1 - 0.5 \times 0.428)}{300 \times (365 - 35)} \\ &= 1258 \text{ mm}^2 < A'_s = A'_{s0} = 1491 \text{ mm}^2 \text{ (原柱配筋量)} \end{aligned}$$

故, 选用 2L 75×8 可以满足加固要求。

3.2.6 算例 3-6

某框架结构底层钢筋混凝土柱, 柱为矩形截面, 截面尺寸 $b \times h = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C30, 纵向钢筋采用 HRB400 级钢筋, 对称配筋 $6 \Phi 20 (A'_{s0} = A_{s0} = 1884 \text{ mm}^2)$, 柱为偏心受压构件, 计算长度 $l_0 = 4 \text{ m}$, 现因房屋改变用途, 增加了设备后该柱的轴向压力设计值增至 $N = 3500 \text{ kN}$, 弯矩设计值 $M = 650 \text{ kN}$, 试对该柱进行加固设计。

(1) 加固方法的选择: 为了使加固的构件与原柱更好地协同工作, 并保证原柱在后加荷载作用下的安全, 考虑到柱为偏心受压构件, 初步确定选用单侧撑杆预应力加固法, 张拉方法采用横向张拉法。

(2) 混凝土强度等级 C30: $f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$;

受压钢筋采用 HRB400 级钢筋: $f'_{y0} = f_{y0} = 360 \text{ N/mm}^2$

初步选用角钢型号: 2L 75×5 ($A'_p = 1482.4 \text{ mm}^2$), Q235 钢。

则其有效受压承载力:

$$N' = 0.9 f'_{py} A'_p = 0.9 \times 215 \times 1482.4 = 286.8 \text{ kN}$$

则原柱加固后需承受的偏心受压荷载为

$$N_{01} = N - 0.9f'_{py}A'_p = 3500 - 286.8 = 3213.2\text{kN}$$

$$M_{01} = M - 0.9f'_{py}A'_p h/2 = 650 \times 10^6 - 0.9 \times 215 \times 1482.4 \times 600/2 = 563.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

(3) 对原柱截面偏心受压承载力进行验算

取 $a_s = a'_s = 40\text{mm}$, 则

$$h_0 = h - a_s = 600 - 40 = 560\text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{563.9 \times 10^3}{3213.2} = 175.5\text{mm}$$

$$e_a = 20\text{mm} \text{ 或 } h/30 = 600/30 = 20\text{mm}, \text{ 取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4000}{600} = 6.7, \text{ 应考虑偏心距增大系数 } \eta;$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N_{01}} = \frac{0.5 \times 14.3 \times 600 \times 600}{3213.2 \times 10^3} = 0.8$$

$$\frac{l_0}{h} = 6.7 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0;$$

$$e_i = e_0 + e_a = 175.5 + 20 = 195.5\text{mm}$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{195.5}{560}} 6.7^2 \times 0.8 \times 1.0 = 1.07$$

$$\eta e_i = 1.07 \times 195.5 = 209.2\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 560 = 168\text{mm}$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 209.2 + \frac{600}{2} - 40 = 469.2\text{mm}$$

按大偏心受压构件计算

$$x = \frac{N_{01}}{\alpha_1 f_c b} = \frac{3213.2 \times 10^3}{1.0 \times 14.3 \times 600} = 374.5\text{mm}$$

$$A'_s = A_s = \frac{N_{01} e - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f'_y (h'_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{3213.2 \times 10^3 \times 469.2 - 1.0 \times 14.3 \times 600 \times 374.5 \times (560 - 374.5/2)}{360 \times (560 - 40)}$$

$$= 1655\text{mm}^2 < 1884\text{mm}^2 \text{ (原柱的配筋)}$$

选用 21 75×5 可以满足加固要求。

(4) 计算撑杆施工时预应力的压应力值

计算预应力控制值 σ'_p , 即

$$\sigma'_p \leq \varphi_1 \beta_4 f'_{py}$$

当采用横向张拉法时取 $l = \frac{l_0}{2} = 200\text{cm}$, 查表得 $i = 2 \times 2.32$; 长细比 $\lambda = \frac{l}{i} =$

$$\frac{200}{2 \times 2.32} = 43.1.$$

对称角钢属于 b 类截面, 查得压杆稳定系数 $\varphi_1 = 0.887$ 。

$$\text{故 } \sigma'_{con} = \varphi_1 \cdot \beta_4 \cdot f'_{py} = 0.887 \times 0.75 \times 215 = 143\text{N/mm}^2$$

(5) 计算横向张拉量 ΔH

$$\Delta H = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{2.2\sigma_p'}{E_a}} + a_2 = \frac{4000}{2} \times \sqrt{2.2 \times 143 / (206 \times 10^3)} + 6 = 84.2 \text{ mm}$$

3.2.7 算例 3-7

某综合楼建于1990年，为地下2层、地上4层的钢筋混凝土框架结构，后因房屋使用功能的改变需增加自动扶梯。现该楼自动扶梯位置处，梁已影响到扶梯运行时对空间的要求，故需对该部位进行重新改造，计划对扶梯处局部梁拆除，改设混凝土柱，底层原柱截面尺寸 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ ，柱高 $l_0 = 3 \text{ m}$ ，承受轴向压力 $N = 357 \text{ kN}$ 、弯矩 $M = 190 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，设计用混凝土 C20，采用 HRB335 级钢筋，取 $a_s = a'_s = 35 \text{ mm}$ ，对称配筋，截面每侧选用钢筋 $2\phi 18 + 2\phi 25 (A_s = A'_s = 1491 \text{ mm}^2)$ 。加固平、立面如图 3-9、图 3-10 所示。设置自动扶梯后增加荷载，要求加固后底层柱的承载力达到 $N = 1428 \text{ kN}$ 、 $M = 390 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。采用双侧预应力撑杆加固，试进行加固设计。

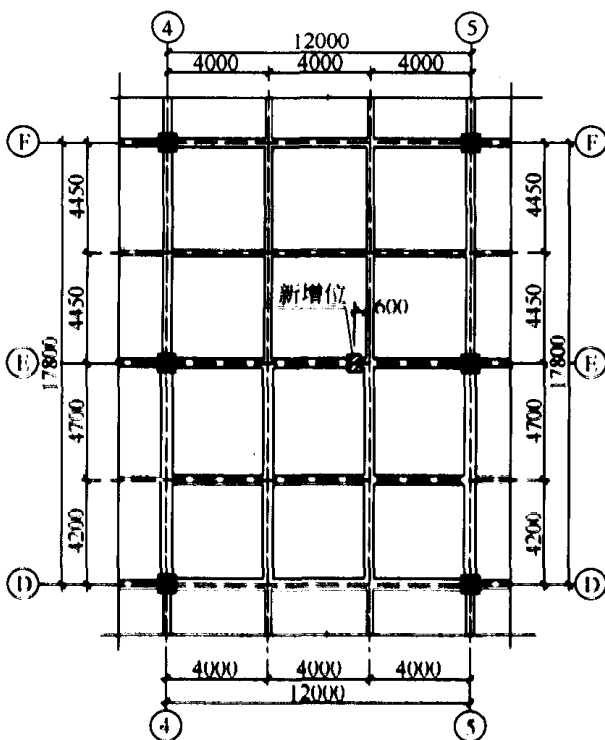


图 3-9 加固平面图

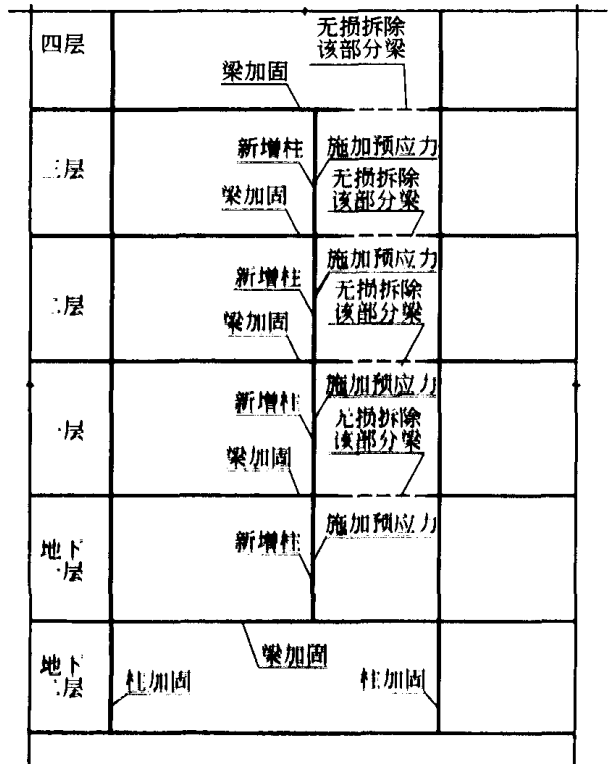


图 3-10 加固立面图

根据《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2006)采用双侧预应力撑杆加固偏心受压钢筋混凝土柱时，可按受压荷载较大一侧用单侧撑杆加固的步骤进行计算。选用的角钢截面面积应能满足柱加固后需要承受的最不利偏心受压荷载；柱的另一侧应采用同规格的角钢组成压杆肢，使撑杆的双侧截面对称。加固局部如图 3-11 所示。

原构件抗弯承载力为：

$$M_f = f'_y A'_s (h_0 - a'_s) = 300 \times 1491 \times (365 - 35) = 1.476 \times 10^8 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 148 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{则有：} \frac{hN}{2} + M_f = \frac{400 \times 1428 / 1000}{2} + 148 = 433.6 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 390 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

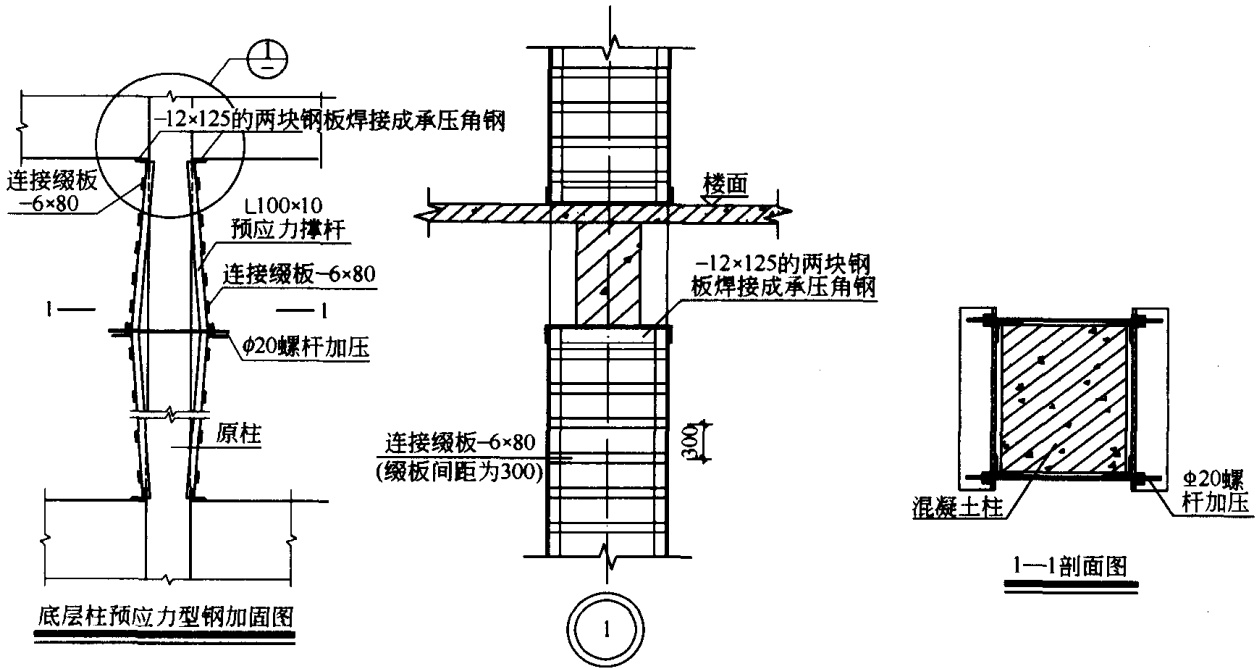


图 3-11 加固示意图

满足要求，故可以采用撑杆加固。

取角钢撑杆强度折减系数 $\gamma = 0.9$ ，试选角钢 $2L 90 \times 10$ ，Q345 钢 $A_p' = 3440\text{mm}^2$ ， $f_{pw}' = 310\text{N/mm}^2$ ，则加固后原柱仍需承受：

$$N_{01} = N - \gamma f_{pw}' A_p' = 1428 - 0.9 \times 310 \times 3440 / 1000 = 468.2\text{kN}$$

$$M_{01} = M - \gamma f_{pw}' A_p' h / 2 = 390 - 0.9 \times 310 \times 3440 \times \frac{400}{2} \times \frac{1}{1000000} = 198.0\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\xi = \frac{N_{01}}{a_1 f_{co} b h_0} = \frac{1.0 \times 468.2 \times 10^3}{9.6 \times 300 \times 365} = 0.445 < \xi_b = 0.544$$

计算 η 和 e

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3000}{400} = 7.5 > 5, \text{ 应考虑偏心距增大系数:}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N_{01}} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400}{499000} = 1.15, \text{ 因为 } \zeta_1 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0;$$

$$\frac{l_0}{h} = 7.5 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0;$$

$$e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{198.0 \times 10^3}{468.2} = 422.9\text{mm}$$

$$e_n = 20\text{mm 或 } h/30 = 400/30 = 13.3\text{mm}, \text{ 取 } e_n = 20\text{mm};$$

$$e_i = e_0 + e_n = 422.9 + 20 = 442.9\text{mm}$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{442.9}{365}} 7.5^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.033$$

$$\eta e_i = 1.033 \times 442.9 = 457.5\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 365 = 109.5\text{mm}$$

按大偏心受压破坏;

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.033 \times 442.9 + \frac{400}{2} - 35 = 622.5 \text{ mm}$$

则加固后柱子所需配筋量:

$$\begin{aligned} \overline{A'_s} = \overline{A_s} &= \frac{N_{01} e - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= [468.2 \times 10^3 \times 622.5 - 1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365^2 \times 0.445 \times (1 - 0.5 \times 0.445)] / [300 \times (365 - 35)] \\ &= 1603.1 \text{ mm}^2 > A_s = A'_s = 1491 \text{ mm}^2 \text{ (原柱配筋)} \end{aligned}$$

不能满足加固要求, 重新试选 2L 100×10, Q345 钢 $A'_p = 3840 \text{ mm}^2$, $f'_{py} = 310 \text{ N/mm}^2$ 。

则加固后原柱需承受:

$$N_{01} = N - \gamma f'_{py} A'_p = 1428 - 0.9 \times 310 \times 3840 / 1000 = 356.6 \text{ kN}$$

$$M_{01} = M - \gamma f'_{py} A'_p h / 2 = 390 - 0.9 \times 310 \times 3840 \times \frac{400}{2} \times \frac{1}{1000000} = 175.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\xi = \frac{N_{01}}{\alpha_1 f_c b h_0} = \frac{356.6 \times 10^3}{1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365} = 0.339 < \xi_b = 0.55$$

计算 η 和 e

$$\frac{l_0}{h} = \frac{3000}{400} = 7.5 > 5, \text{ 应考虑偏心距增大系数;}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_c A}{N_{01}} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 300 \times 400}{356600} = 1.62, \text{ 因为 } \xi_1 > 1.0, \text{ 取 } \xi_1 = 1.0;$$

$$\frac{l_0}{h} = 7.5 < 15, \text{ 取 } \xi_2 = 1.0;$$

$$e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{175.7 \times 10^3}{356.6} = 492.7 \text{ mm}$$

$e_n = 20 \text{ mm}$ 或 $h/30 = 400/30 = 13.3 \text{ mm}$, 取 $e_n = 20 \text{ mm}$;

$$e_i = e_0 + e_n = 492.7 + 20 = 512.7 \text{ mm}$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{512.7}{365}} 7.5^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.03$$

$$\eta e_i = 1.03 \times 512.7 = 528.1 \text{ mm} > 0.3 h_0 = 0.3 \times 365 = 109.5 \text{ mm}$$

按大偏心受压破坏;

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.03 \times 512.7 + \frac{400}{2} - 35 = 693.1 \text{ mm}$$

则加固后柱子所需配筋量:

$$\begin{aligned} \overline{A'_s} = \overline{A_s} &= \frac{N_{01} e - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1 - 0.5 \xi)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\ &= \frac{356.6 \times 10^3 \times 693.1 - 1.0 \times 9.6 \times 300 \times 365^2 \times 0.339 \times (1 - 0.5 \times 0.339)}{300 \times (365 - 35)} \end{aligned}$$

$$= 1405 \text{ mm}^2 < A_s = A'_s = 1491 \text{ mm}^2 \text{ (原柱配筋量)}$$

故选用 2L 100×10 可以满足加固要求。

3.2.8 算例 3-8

某钢筋混凝土厂房，作用于吊车梁顶面处的荷载：轴向压力为 $N=1000\text{kN}$ ；弯矩为 $M=380\text{kN}\cdot\text{m}$ 。混凝土强度等级为 C20， $f_c=9.6\text{N}/\text{mm}^2$ ，柱截面尺寸为 $b\times h=500\text{mm}\times 500\text{mm}$ ， $h_0=465\text{mm}$ ；钢筋：HRB335 级， $f_y=f'_y=300\text{N}/\text{mm}^2$ ；纵向钢筋采用 $4\Phi 25$ ， $A_s=A'_s=1964\text{mm}^2$ ，取 $a_s=a'_s=35\text{mm}$ 。对该厂房的柱进行承载力复核，如不满足要求，试进行加固计算。

(1) 承载力复核

1) 求初始偏心距 e_i

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{380 \times 10^3}{1000} = 380\text{mm},$$

$$e_a = 20\text{mm} \text{ 或 } h/30 = 500/30 = 16.7\text{mm}, \text{ 取 } e_a = 20\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 380 + 20 = 400\text{mm}$$

2) 判别是否考虑 η

取上柱计算长度 $l_0 = 8.0\text{m}$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{8000}{500} = 16 > 5, \text{ 应考虑偏心距增大系数 } \eta;$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 500 \times 500}{1000 \times 10^3} = 1.2, \text{ 因为 } \zeta_1 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0; \zeta_2 = 1.15 -$$

$$0.01 \frac{l_0}{h} = 1.15 - 0.01 \frac{8000}{500} = 0.99。$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \frac{e_i}{h_0}} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{400}{465}} 16^2 \times 1.0 \times 0.99 = 1.21$$

3) 求轴向力作用点至普通受拉钢筋之间的距离 e

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.21 \times 400 + \frac{500}{2} - 35 = 699\text{mm}$$

4) 求受压区高度 x

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b} \left(0.8 - \frac{x}{h_0} \right) = \frac{f_y}{0.8 - \xi_b} \left(0.8 - \frac{x}{h_0} \right) = \frac{300}{0.8 - 0.55} \left(0.8 - \frac{x}{465} \right)$$

$$= 960 - 2.581x$$

$$N = \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s$$

$$= 1.0 \times 9.6 \times 500x + 300 \times 1964 - (960 - 2.581x) \times 1964$$

$$= 4800x + 589200 - 1885440 + 5069x = 9869x - 1296240$$

代入

$$N \cdot e = \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s),$$

$$\text{得 } (9869x - 1296240) \times 699 = 1.0 \times 9.6 \times 500x \left(465 - \frac{x}{2} \right) + 300 \times 1964 \times (465 - 35)$$

解得： $x = 222.9\text{mm} \approx 223\text{mm}$

$$\text{相对受压区高度为 } \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{223}{465} = 0.48 < \xi_b = 0.544,$$

$\eta e_i = 1.21 \times 400 = 484 \text{mm} > 0.3h_0 = 139.5 \text{mm}$, 属于大偏心受压构件。

5) 求原柱的轴力设计值和弯矩设计值

$$N = 9869x - 1296240 = 9869 \times 223 - 1296240 = 904547 < 1000000 \text{N}$$

$$M = N \cdot e_0 = 904547 \times 380 = 343727860 \text{N} \cdot \text{m} \approx 343.7 \text{kN} \cdot \text{m} < 380 \text{kN} \cdot \text{m}$$

说明均不满足要求, 故需进行加固。

(2) 加固计算

为了加固后构件与原柱更好地协同工作, 初步确定选用双侧撑杆预应力加固法, 张拉方法采用横向张拉法。

初步选用角钢型号: 2L 75×8, Q235 钢, $A'_p = 2300 \text{mm}^2$, $f'_{py} = 215 \text{N/mm}^2$ 。

则其有效受压承载力:

$$N' = 0.9f'_{py}A'_p = 0.9 \times 215 \times 2300 = 445 \text{kN}$$

则原柱加固后需承受的偏心受压荷载为

$$N_{01} = N - 0.9f'_{py}A'_p = 1000 - 445 = 555 \text{kN}$$

$$M_{01} = M - 0.9f'_{py}A'_pa/2 = 380 \times 10^6 - 0.9 \times 215 \times 2300 \times \frac{500}{2} = 268.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

对原柱截面偏心受压承载力进行验算

$$a_s = a'_s = 35 \text{mm}$$

$$h_0 = 465 \text{mm}$$

$$e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{268.8 \times 10^3}{555} = 484 \text{mm}$$

$e_s = 20 \text{mm}$ 或 $h/30 = 500/30 = 16.7 \text{mm}$, 取 $e_s = 20 \text{mm}$

$$e_i = e_0 + e_s = 484 + 20 = 504 \text{mm}$$

$\frac{l_0}{h} = \frac{8000}{500} = 16 > 5$, 应考虑偏心距增大系数 η ;

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_cA}{N_{01}} = \frac{0.5 \times 9.6 \times 500 \times 500}{555 \times 10^3} = 2.16, \text{ 因为 } \zeta_1 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0; \zeta_2 = 1.15$$

$$0.01 \frac{l_0}{h} = 1.15 = 0.01 \times \frac{8000}{500} = 0.99$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400} \times \frac{504}{465} \times 16^2 \times 1.0 \times 0.99 = 1.16$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.16 \times 504 + \frac{500}{2} - 35 = 799.6 \text{mm}$$

$\eta e_i = 1.16 \times 504 = 584.6 \text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 465 = 139.5 \text{mm}$

属于大偏心受压构件, 按对称配筋计算

$$\begin{aligned} N_b &= \alpha_1 f_c b \xi_b h_0 = 1.0 \times 9.6 \times 500 \times 0.55 \times 465 \\ &= 1227.6 \text{kN} > N_{01} = 555 \text{kN} \end{aligned}$$

$$x = \frac{N_{01}}{\alpha_1 f_c b} = \frac{555 \times 10^3}{9.6 \times 500} = 115.6 \text{mm}$$

$$\begin{aligned}
 A'_s = A_s &= \frac{N_{01} e - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{f'_y (h_0 - a'_s)} \\
 &= \frac{555 \times 10^3 \times 799.6 - 1.0 \times 9.6 \times 500 \times 115.6 \times \left(465 - \frac{115.6}{2} \right)}{300 \times (465 - 35)} \\
 &= 1688.6 \text{ mm}^2 < 1964 \text{ mm}^2 \text{ (原柱配筋)}
 \end{aligned}$$

选用 2L 75×8 可以满足加固要求。

计算撑杆施工时预应力的压应力值

计算预应力控制值 σ'_p

$$\sigma'_p \leq \varphi_1 \beta_4 f'_{py}$$

当采用横向张拉法时取 $l = \frac{l_0}{2} = 400 \text{ cm}$

查表得: $i = 2 \times 2.28$; 长细比 $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{400}{2 \times 2.28} = 87.7$

对称角钢属于 b 类截面, 查得压杆稳定系数 $\varphi_1 = 0.658$, 则

故 $\sigma'_p = \varphi_1 \cdot \beta_4 \cdot f'_{py} = 0.658 \times 0.75 \times 215 = 106.1 \text{ N/mm}^2$

计算横向张拉量 ΔH

$$\Delta H = \frac{l_0}{2} \sqrt{\frac{2.2\sigma'_p}{E_a}} + a_2 = \frac{8000}{2} \times \sqrt{2.2 \times 106.1 / (206 \times 10^3)} + 6 = 140.6 \text{ mm}$$

第4章 外粘型钢加固法

外粘型钢加固法是在钢筋混凝土梁、柱四周包以型钢的一种加固方法。例如，在构件截面的四角沿构件通长或沿某一段设置角钢，横向用箍板或螺栓套箍将角钢连接成整体，成为外包于构件的刚构架(角钢套箍)。外包刚构架可以完全替代或部分替代原构件工作，达到加固的目的。对于矩形构件大多在构件四角包角钢，横向用箍板连接；对于圆形柱、烟囱等圆形构件，多用扁钢加套箍的办法加固。

外粘型钢加固法优点是构件截面尺寸增加不多，而构件承载力可大幅度提高，并且经加固后原构件混凝土受到外包钢的约束，原柱子的承载力和延性得到改善。同时，此法还具有施工简便、工期短等特点，目前广泛用于加固钢筋混凝土柱、梁、桁架弦、腹杆。

采用外粘型钢加固混凝土结构构件时，应使用改性环氧树脂胶粘剂进行灌注(图4-1)。

采用外粘型钢加固钢筋混凝土构件时，外粘型钢的胶缝厚度宜控制在3~5mm，局部允许有长度不大于300mm、厚度不大于8mm的胶缝，但不得出现在角钢端部600mm范围内。型钢表面(包括混凝土表面)应抹厚度不小于25mm的高强度等级水泥砂浆(应加钢丝网防裂)作防护层，也可采用其他具有防腐蚀和防火性能的饰面材料加以保护，提高其耐久性。

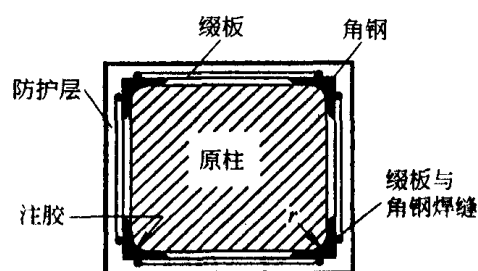


图4-1 外粘型钢加固

4.1 轴心受压构件正截面加固计算

4.1.1 加固设计基本方法

采用外粘型钢加固法时，应优先选用角钢。角钢的厚度不应小于5mm，角钢的边长对柱不应小于75mm。沿柱轴线方向应每隔一定的距离用扁钢制作的缀板与角钢焊接(图4-2a、b)。缀板应在胶粘前与加固角钢焊接。缀板截面不应小于40mm×4mm，其间距不应大于 $20r$ (r 为单根角钢截面的最小回转半径)，且不应大于500mm；在节点区间距应适当加密。外粘型钢加固柱时，应将原构件截面的棱角打磨成半径 $r \geq 7\text{mm}$ 的圆角，以使型钢与混凝土之间在注胶后能相互粘合。与此同时，扁钢箍也应在注胶前与型钢焊接。外粘型钢的注胶应在型钢构架焊接完成后进行。

外粘型钢两端应有可靠的连接和锚固(图4-2)。对钢筋混凝土柱的加固，角钢下端应锚固于基础中；中间应穿过各层楼板，上端应伸至加固层的上一层楼板或屋面板底；必要时，还需焊扁钢带或钢筋条，使柱两侧的梁相互连接[图4-2(c)]。对桁架的加固，角钢应伸过该杆件两端的节点，或设置节点板将角钢焊在节点板上。

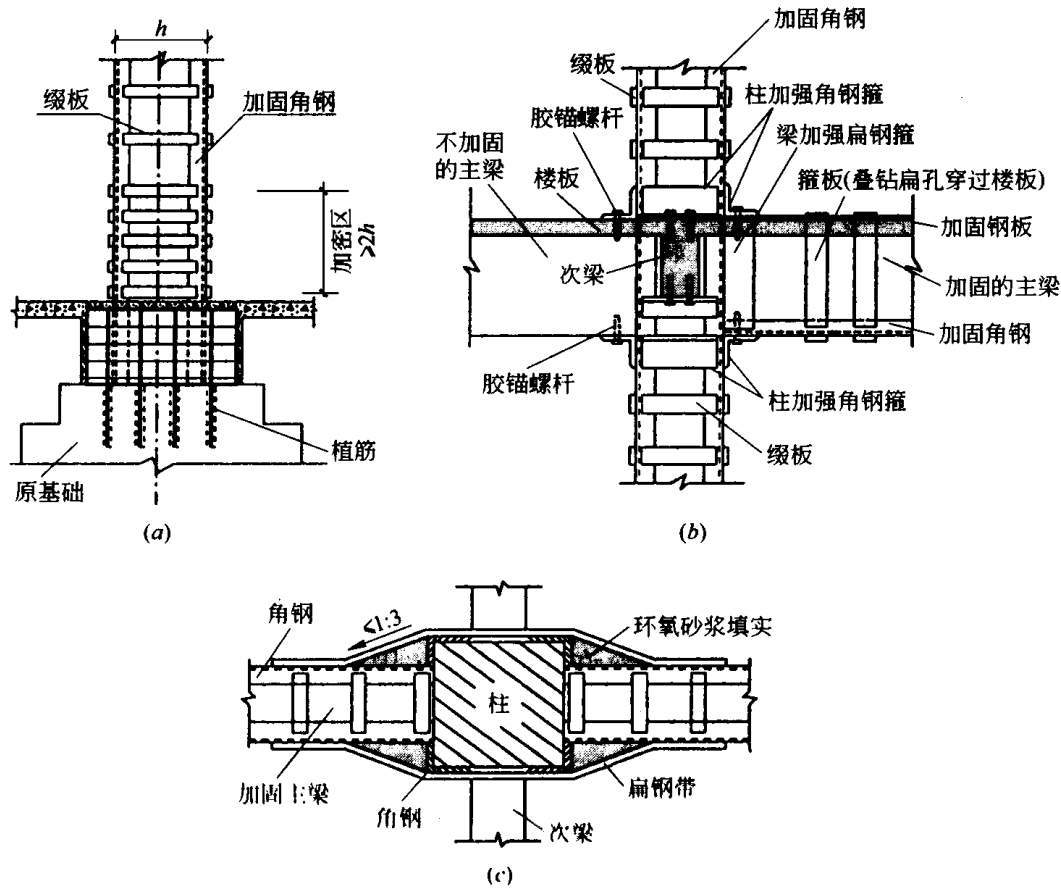


图 4.2 外粘型钢梁、柱、基础节点构造
(a)柱基节点；(b)楼层节点；(c)加焊扁钢带

当按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 的构造要求采用外粘型钢加固排架柱时，应将加固的型钢与原柱头顶部的承压型钢相互焊接。对于二阶柱，上下柱交接处及牛腿处的连接构造应予加强。

采用外粘角钢或槽钢加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面承载力应按下式计算：

$$N \leq 0.9\varphi(f_{co} + A_{co} + f'_{co}A'_{co} + \alpha_n f'_n A'_n) \quad (4-1)$$

- 式中 N 构件加固后轴向压力设计值；
 φ 轴心受压构件的稳定系数，应根据加固后的截面尺寸，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 采用；
 α_n 新增型钢强度利用系数，除抗震设计取 $\alpha_n = 1.0$ 以外，其他取 $\alpha_n = 0.9$ ；
 f'_n 新增型钢抗压强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用；
 A'_n 全部受压肢型钢的截面面积。

4.1.2 加固设计算例

(1) 算例 4-1

1) 工程概况

某商住楼钢筋混凝土框架结构底层中柱，因结构加层，需承受轴向荷载：恒载标准值

$G_k=1230\text{kN}$, 活载标准值 $Q_k=920\text{kN}$ 。柱截面尺寸 $b=400\text{mm}$, $h=500\text{mm}$, 柱计算高度 $l_0=5400\text{mm}$ 。混凝土强度等级为 C20, 原柱对称配筋共配 $6\Phi 18 (A'_{s0}=1526\text{mm}^2)$, 环境类别为一类。要求对该柱进行验算, 如需加固对其进行加固设计。

2) 加固设计计算

原结构承载力计算:

$$N_1 = 1.2G_k + 1.4Q_k = 1.2 \times 1230 + 1.4 \times 920 = 2764\text{kN}$$

$$\frac{l_0}{b} = \frac{5400}{400} = 13.5, \text{查《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 表 7.3.1 得 } \varphi = 0.93,$$

则原柱极限承载力

$$\begin{aligned} N_u &= 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{y0}A'_{s0}) \\ &= 0.9 \times 0.93 \times (9.6 \times 400 \times 500 + 300 \times 1526) \\ &= 1990.2\text{kN} < N_1 = 2764\text{kN} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{N_1} = \frac{1990.2}{2764} = 0.72$$

不满足要求, 必须进行加固后才允许多层施工。因底层为商业店层, 不允许加大截面, 故决定采用外粘型钢进行加固。

$$\Delta N = N_1 - N_u = 0.9\varphi\alpha_n f'_n A'_n = 773.8\text{kN}$$

$$A'_n = \frac{\Delta N}{0.9\varphi\alpha_n f'_n} = \frac{773.8 \times 10^3}{0.9 \times 0.93 \times 0.9 \times 215} = 4777.7\text{mm}^2$$

选角钢 4L 80×8, $A'_n = 4921.2\text{mm}^2 > 4777.7\text{mm}^2$, 符合要求。角钢和缀板的连接处采用焊接, 角钢与基础连接部位缀板加密, 节点处加宽缀板加强。加固示意图, 如图 4-3 所示。

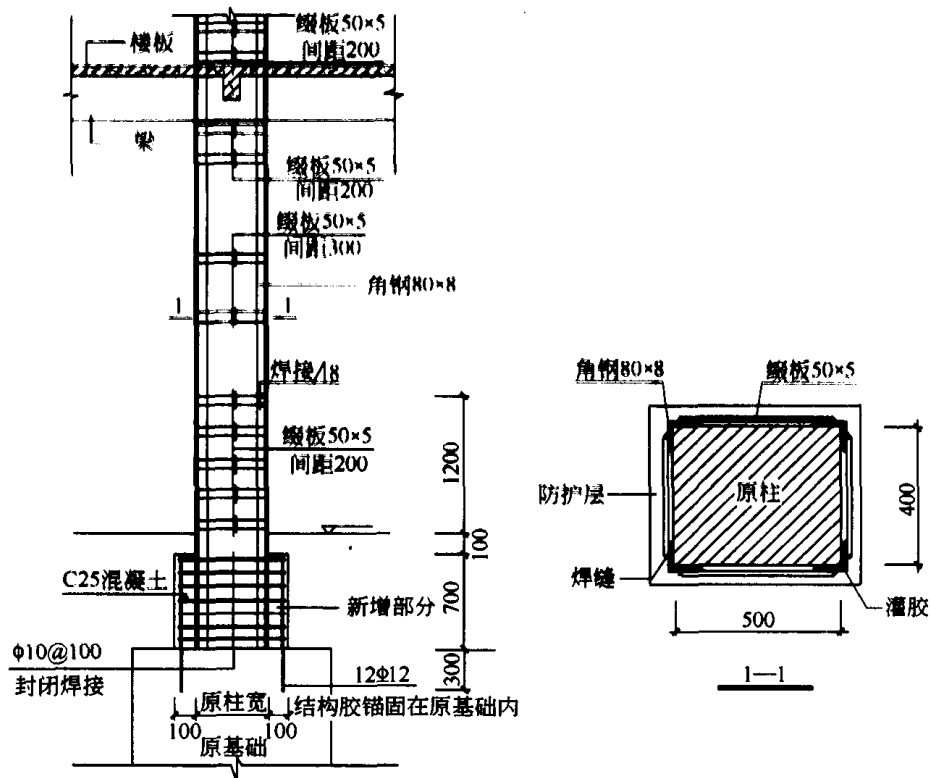


图 4-3 中柱外粘型钢加固示意图

(2) 算例 4-2

1) 工程概况

某商住楼共有 12 层，为框剪结构，1999 年施工到第 4 层后，由于资金短缺，被迫停建。2003 年开发商续建，已建部分施工资料已经丢失，为了保证该结构的安全使用，需对已建部分进行检测鉴定。一、二层框架柱的截面尺寸为 650mm×650mm，三、四层为 550mm×550mm，一、二层柱高为 4.5m，设计配筋为每边 4Φ25，共配 12Φ25。三、四层柱高为 3.6m，设计配筋为 4Φ22，共配 12Φ22。抗震等级为 3 级，混凝土设计强度等级为 C30。用钻芯法取样测得混凝土强度等级为 C25，没有达到设计要求。对已建柱进行核算，有一根中间柱(图 4-4)1~4 层的轴向压力分别为 5279.14kN、5178.58kN、3599.75kN、3455.76kN，试验算其安全性。

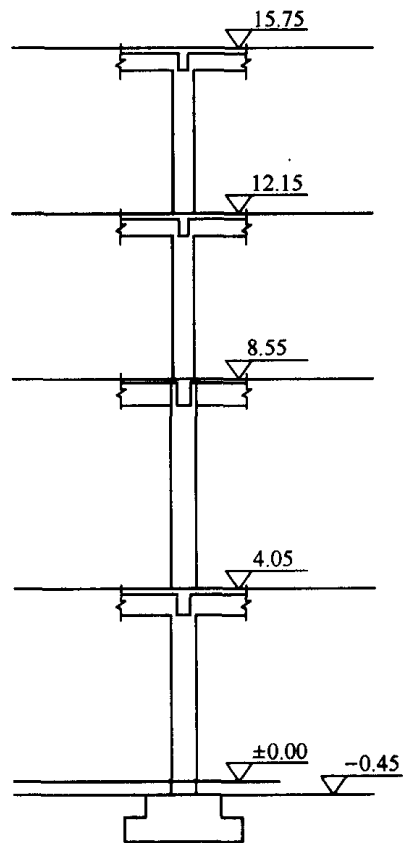


图 4-4 框架柱剖面图

2) 加固计算

① 按现场实测混凝土强度等级验算该柱各层的抗压承载能力

1~4 层柱的计算长度分别为： $l_1 = 4.5\text{m}$ ， $l_2 = 1.25 \times 4.5 = 5.62\text{m}$ ， $l_3 = 1.25 \times 3.6 = 4.5\text{m}$ ， $l_4 = 1.25 \times 3.6 = 4.5\text{m}$

$$\frac{l_1}{b_1} = \frac{4500}{650} = 6.9, \quad \frac{l_2}{b_2} = \frac{5620}{650} = 8.6, \quad \frac{l_3}{b_3} = \frac{4500}{550} = 8.2, \quad \frac{l_4}{b_4} = \frac{4500}{550} = 8.2$$

查《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 表 7.3.1 得该柱各层的稳定系数分别为： $\varphi_1 = 1.0$ ， $\varphi_2 \approx 1.0$ ， $\varphi_3 = \varphi_4 \approx 1.0$ 。则

$$N_{u1} = 0.9\varphi_1(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 1.0 \times (11.9 \times 650 \times 650 + 300 \times 5892) = 6115.81\text{kN}$$

$$N_{u2} = 0.9\varphi_2(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 1.0 \times (11.9 \times 650 \times 650 + 300 \times 5892) = 6115.81\text{kN}$$

$$N_{u3} = 0.9\varphi_3(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 1.0 \times (11.9 \times 550 \times 550 + 300 \times 4560) = 4470.97\text{kN}$$

$$N_{u4} = 0.9\varphi_4(f_c A + f_y' A_s') = 0.9 \times 1.0 \times (11.9 \times 550 \times 550 + 300 \times 4560) = 4470.97\text{kN}$$

$$\frac{N_1}{N_{u1}} = \frac{5279.14}{6115.81} = 0.86, \quad \frac{N_2}{N_{u2}} = \frac{5178.58}{6115.81} = 0.84, \quad \frac{N_3}{N_{u3}} = \frac{3599.75}{4470.97} = 0.80, \quad \frac{N_4}{N_{u4}} = \frac{3455.76}{4470.97} = 0.77,$$

各层柱均满足抗压承载能力的要求。

② 按现场实测混凝土强度等级验算该柱各层轴压比

$$\text{第一层: } \lambda_1 = \frac{N_1}{\alpha_1 f_c b h} = \frac{5279.14 \times 10^3}{11.9 \times 650 \times 650} = 1.05 > \lambda_{\max} = 0.95$$

$$\text{第二层: } \lambda_2 = \frac{N_2}{\alpha_1 f_c b h} = \frac{5178.58 \times 10^3}{11.9 \times 650 \times 650} = 1.03 > \lambda_{\max} = 0.95$$

$$\text{第三层: } \lambda_3 = \frac{N_3}{\alpha_1 f_c b h} = \frac{3599.75 \times 10^3}{11.9 \times 550 \times 550} = 1.0 > \lambda_{\max} = 0.95$$

$$\text{第四层: } \lambda_4 = \frac{N_4}{\alpha_1 f_c b h} = \frac{3455.76 \times 10^3}{11.9 \times 550 \times 550} = 0.96 > \lambda_{\max} = 0.95$$

一~四层框架柱轴压比均超出现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的要求,要进行加固处理,由于开发商要求不能减小建筑面积,考虑到需要提高的承载能力幅度较大,故决定采用外粘型钢加固法对该柱进行加固。

③ 按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011允许的最大轴压比计算各层柱需减荷的大小

第一层柱

$$\Delta N_1 = N_1 - \alpha_1 \lambda_{\max} f_c b h = 5279.14 - 1.0 \times 0.95 \times 11.9 \times 650 \times 650 \times 10^{-3} = 502.78 \text{ kN}$$

第二层柱

$$\Delta N_2 = N_2 - \alpha_1 \lambda_{\max} f_c b h = 5178.58 - 1.0 \times 0.95 \times 11.9 \times 650 \times 650 \times 10^{-3} = 402.22 \text{ kN}$$

第三层柱

$$\Delta N_3 = N_3 - \alpha_1 \lambda_{\max} f_c b h = 3599.75 - 1.0 \times 0.95 \times 11.9 \times 550 \times 550 \times 10^{-3} = 179.99 \text{ kN}$$

第四层柱

$$\Delta N_4 = N_4 - \alpha_1 \lambda_{\max} f_c b h = 3455.76 - 1.0 \times 0.95 \times 11.9 \times 550 \times 550 \times 10^{-3} = 36.00 \text{ kN}$$

④ 加固计算

新增型钢强度利用系数 α_n 取 1.0。采用 Q235 钢, $f_n' = 215 \text{ N/mm}^2$ 。

一层柱加固需要的型钢面积:

$$A_{n1}' = \frac{\Delta N_1}{0.9 \varphi \alpha_n f_n'} = \frac{502.78 \times 10^3}{0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 215} = 2599 \text{ mm}^2$$

二层柱加固需要的型钢面积:

$$A_{n2}' = \frac{\Delta N_2}{0.9 \varphi \alpha_n f_n'} = \frac{402.22 \times 10^3}{0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 215} = 2079 \text{ mm}^2$$

三层柱加固需要的型钢面积:

$$A_{n3}' = \frac{\Delta N_3}{0.9 \varphi \alpha_n f_n'} = \frac{179.99 \times 10^3}{0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 215} = 931 \text{ mm}^2$$

四层柱加固需要的型钢面积:

$$A_{n4}' = \frac{\Delta N_4}{0.9 \varphi \alpha_n f_n'} = \frac{36 \times 10^3}{0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 215} = 186 \text{ mm}^2$$

对一~四层柱用外包型钢加固需采用的型钢单肢面积分别为 650 mm^2 、 520 mm^2 、 233 mm^2 、 47 mm^2 。

一~四层柱加固型钢采用 L 75×75×5 (单肢面积 741.2 mm^2)。加固详图如图 4-5~图 4-12 所示。

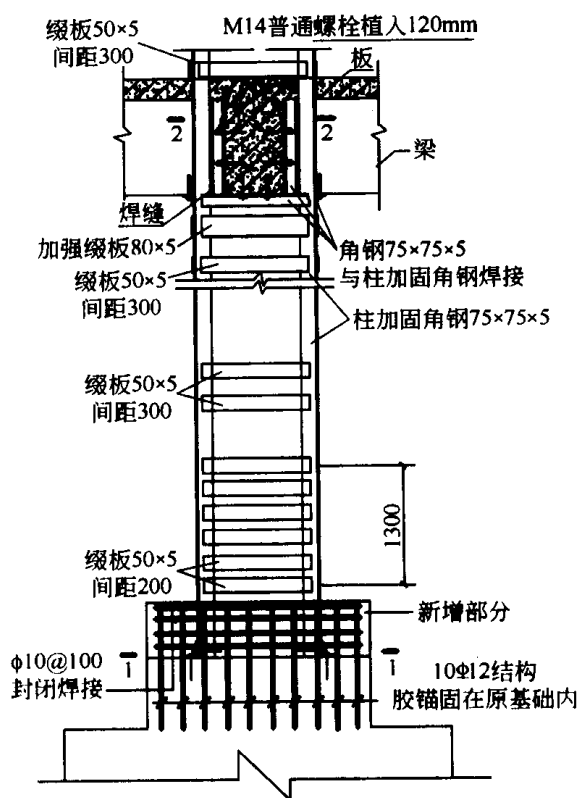


图 4-5 一层柱加固剖面大样

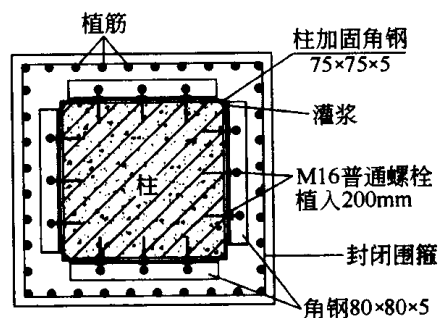


图 4-6 1—1 剖面图

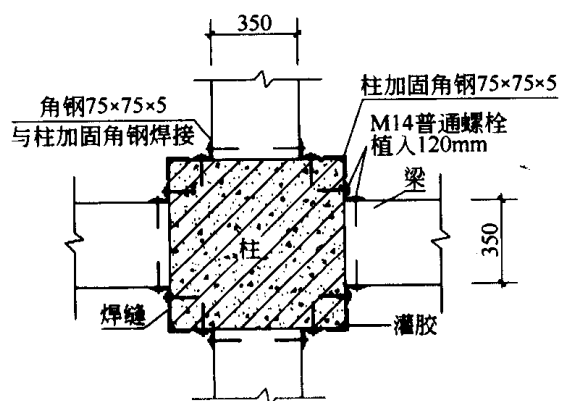


图 4-7 2—2 剖面图

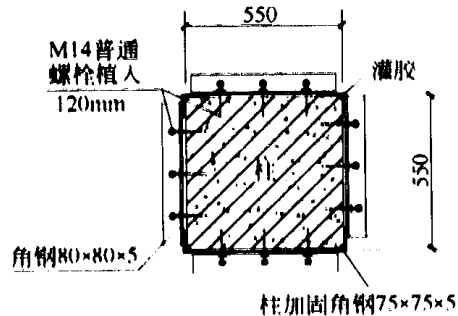


图 4-9 3—3 剖面图

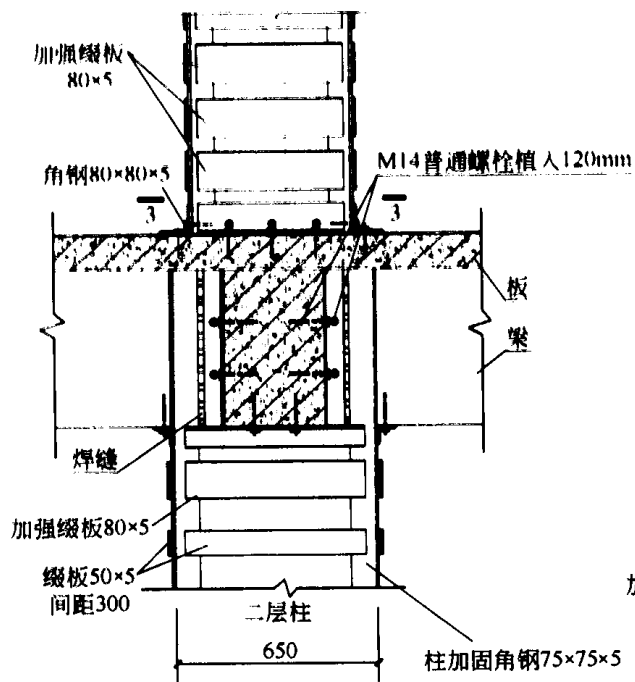


图 4-8 二层柱顶节点加固剖面大样

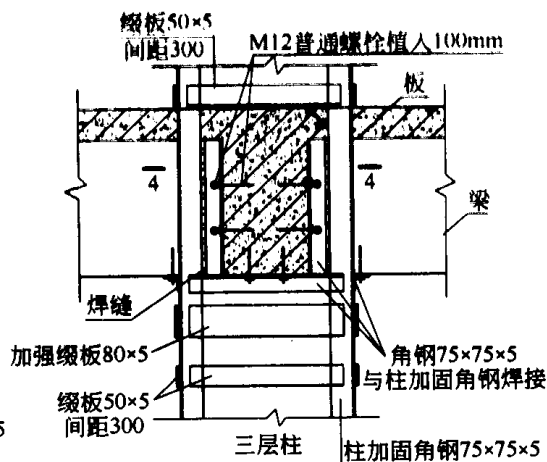


图 4-10 三层柱顶节点加固剖面大样

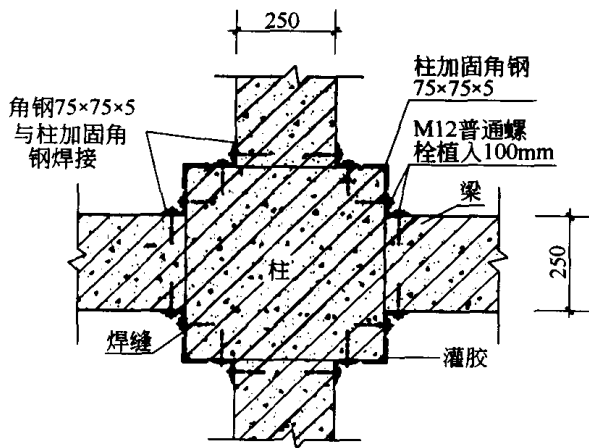


图 4-11 4—4 剖面图

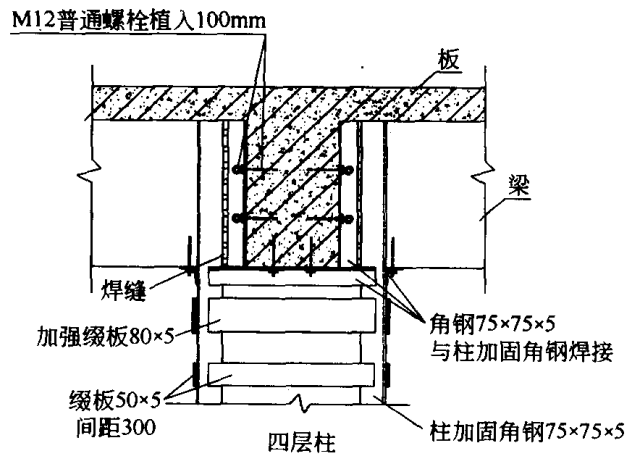


图 4-12 四层柱顶节点加固剖面大样

4.2 偏心受压构件正截面加固计算

4.2.1 加固设计基本方法

采用外粘型钢加固钢筋混凝土偏心受压构件时，其矩形截面正截面承载力应按下列公式确定(图 4-13)：

$$N \leq \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_{s0} A_{s0} + \alpha_n f'_n A'_n - \alpha_n \sigma_n A_n \quad (4-2)$$

$$N e \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) + \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_n) + \alpha_n f'_n A'_n (h_0 - a'_n) \quad (4-3)$$

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} \quad (4-4)$$

$$\sigma_n = \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right) E_n \epsilon_{cu} \quad (4-5)$$

式中 N 构件加固后轴向压力设计值；

α_1 按受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值之比确定的系数；当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\alpha_1 = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\alpha_1 = 0.94$ ；其间按线性内插法确定；

b ——原构件截面宽度；

x ——混凝土受压区高度；

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值；

f'_{y0} ——原构件受压区纵向钢筋抗压强度设计值；

A'_{s0} ——原构件受压较大边纵向钢筋截面面积；

σ_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋应力，当 $\sigma_{s0} > f_{y0}$ 时，应取 $\sigma_{s0} = f_{y0}$ ；

A_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋截面面积；

α_n ——新增型钢强度利用系数，除抗震设计取 $\alpha_n = 1.0$ 外，其他取 $\alpha_n = 0.9$ ；

- f'_a ——型钢抗压强度设计值；
 A'_a ——全部受压肢型钢截面面积；
 σ_a ——受拉肢或受压较小肢型钢的应力，可按式(4-5)计算，也可近似取 $\sigma_a = \sigma_{s0}$ ；
 A_a ——全部受拉肢型钢截面面积；
 h_{01} ——加固前原截面有效高度；
 h_0 ——加固后受拉肢或受压较小肢型钢的截面形心至原构件截面受压较大边的距离；
 a'_{s0} ——原截面受压较大边纵向钢筋合力点至原构件截面近边的距离；
 a'_a ——受压较大肢型钢截面形心至原构件截面近边的距离；
 a_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点至原截面近边的距离；
 a_a ——受拉肢或受压较小肢型钢截面形心至原构件截面近边的距离；
 E_s ——型钢的弹性模量；
 e ——偏心距，为轴向压力设计值作用点至受拉区型钢形心的距离，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行计算，但其增大系数 η 尚应乘以下列修正系数 φ_η ：①对围套或其他对称形式的加固，当 $e_0/h \geq 0.3$ 时， $\varphi_\eta = 1.1$ ；当 $e_0/h < 0.3$ 时， $\varphi_\eta = 1.2$ ；②对非对称形式的加固，当 $e_0/h \geq 0.3$ 时， $\varphi_\eta = 1.2$ ； $e_0/h < 0.3$ 时， $\varphi_\eta = 1.3$ 。

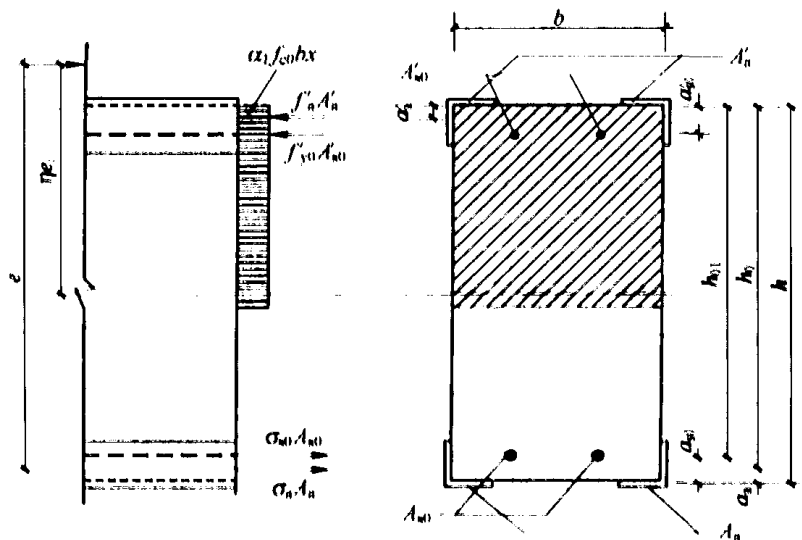


图 4-13 外粘型钢加固柱的截面计算简图

注：当为小偏心受压构件时，图中 σ_{s0} 可能变号

4.2.2 算例 4-3

(1) 工程概况

某钢筋混凝土框架边柱，截面尺寸为 $b = 400\text{mm}$ ， $h = 500\text{mm}$ ，计算高度 $l_0 = 5400\text{mm}$ 。混凝土强度等级为 C25，对称配筋，每边分别配 $4\Phi 20$ 。承受轴向压力 $N = 1050\text{kN}$ ，沿柱截面高度方向的轴向力对截面重心的偏心距 $e_0 = 290\text{mm}$ ，要求对该柱承载力进行校核并进行加固处理。环境类别为一类。

(2) 加固设计计算

1) 原柱承载力验算

$$e_a = 20\text{mm 或 } \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 16.6\text{mm, 取 } e_a = 20\text{mm.}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 290 + 20 = 310\text{mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} = \frac{0.5 \times 11.9 \times 400 \times 500}{1050000} = 1.13 > 1.0, \text{ 取 } \zeta_1 = 1.0$$

$$l_0/h = 5400/500 = 10.8 < 15, \text{ 取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \frac{310}{465}} 10.8^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1 + 0.12 = 1.12$$

$$\eta e_i = 1.12 \times 310 = 347.2\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3 \times 465 = 139.5\text{mm}$$

按大偏心求受压区高度 x

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{1050000}{1.0 \times 11.9 \times 400} = 220.5\text{mm} < \xi_b h_0 = 0.55 \times 465 = 255.8\text{mm}$$

表明截面为大偏心受压。

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 347.2 + 500/2 - 35 = 562.2\text{mm}$$

$$A_s' = \frac{Ne - \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{f_y' (h_0 - a_s')} = \frac{1050000 \times 562.2 - 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 220.5 \times \left(465 - \frac{220.5}{2}\right)}{300 \times (465 - 35)}$$

$$= 1690\text{mm}^2 > 1256\text{mm}^2$$

计算结果表明配筋量不够, 不满足承载力要求, 需加固。

以轴心受压验算垂直于弯矩作用方向的承载能力:

$l_0/b = 5400/400 = 13.5 < 15$, 查《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002 表 7.3.1,

得 $\varphi = 0.93$, 则

$$\begin{aligned} N_u &= 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f_{yo}'A_{yo}') \\ &= 0.9 \times 0.93 \times (11.9 \times 400 \times 500 + 300 \times 2512) \times 10^{-3} \\ &= 2623 \text{ kN} > N_1 = 1050 \text{ kN} \end{aligned}$$

故在垂直弯矩方向是满足要求的。

采用外粘型钢加固法。

2) 加固后承载力验算

初选角钢为 L75×5, Q235 钢 $A_s = A_s' = 2 \times 741.2 = 1482\text{mm}^2$, $f_s' = 215\text{N/mm}^2$, 则

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) E_s \varepsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 465}{x} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = \frac{245520}{x} - 660$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1\right) E_s \varepsilon_{cu} = \left[\frac{0.8(500 - 20.3 + 5)}{x} - 1\right] \times 2.06 \times 10^5 \times 0.0033 = \frac{263599.2}{x} - 679.8$$

将 σ_{s0} 、 σ_a 代入式(4-2):

$$1.0 \times 11.9 \times 400x + 300 \times 1256 - \left(\frac{245520}{x} - 660 \right) \times 1256 + 0.9 \times 215 \times 1482 - 0.9 \times \left(\frac{263599.2}{x} - 679.8 \right) \times 1482 = 1050000$$

解得: $x = 256.6 \text{ mm}$

$$\text{加固后偏心距 } e = \psi_1 \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.1 \times 347.2 + 250 - 20.3 + 5 = 616.6 \text{ mm}$$

$$Ne = 1050 \times 0.6166 = 647.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} &\geq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) + \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s) + \alpha_s f'_a A'_a (h_0 - a'_a) \\ &= 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 256.6 \times \left(500 - 20.3 + 5 - \frac{256.6}{2} \right) + 0 + 296.8 \times 1256 \times \\ &\quad (35 - 20.3 + 5) + 0.9 \times 215 \times 1482 \times (500 - 20.3 + 5 - 20.3 + 5) \\ &= 577.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

所选角钢 L 75×5 不满足承载能力的要求。

选用角钢 L 75×8, Q235 钢, $A_s = A'_s = 2 \times 1150.3 = 2300.6 \text{ mm}^2$, $f'_s = 215 \text{ N/mm}^2$, 则

$$\begin{aligned} \sigma_{s0} &= \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 465}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = \frac{245520}{x} - 660 \\ \sigma_a &= \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right) E_s \epsilon_{cu} = \left[\frac{0.8(500 - 21.5 + 8)}{x} - 1 \right] \times 2.06 \times 10^5 \times 0.0033 = \frac{264578.16}{x} - 679.8 \end{aligned}$$

σ_{s0} 、 σ_a 代入式(4-2):

$$1.0 \times 11.9 \times 400x + 300 \times 1256 - \left(\frac{245520}{x} - 660 \right) \times 1256 + 0.9 \times 215 \times 2300.6 - 0.9 \times \left(\frac{264578.16}{x} - 679.8 \right) \times 2300.6 = 1050000$$

解得: $x = 262.7 \text{ mm}$

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} = \frac{245520}{262.7} - 660 = 274.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{加固后偏心距 } e = \psi_1 \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.1 \times 347.2 + 250 - 21.5 + 8 = 618.4 \text{ mm}$$

$$Ne = 1050 \times 0.6184 = 649.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{aligned} &\leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) + \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s) + \alpha_s f'_a A'_a (h_0 - a'_a) \\ &= 1.0 \times 11.9 \times 400 \times 262.7 \times \left(500 - 21.5 + 8 - \frac{262.7}{2} \right) + 0 + 274.6 \times 1256 \times \\ &\quad (35 - 21.5 + 8) + 0.9 \times 215 \times 2300.6 \times (500 - 21.5 + 8 - 21.5 + 8) \\ &= 662.1 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

计算结果表明采用外粘型钢加固后, 混凝土受压区高度接近界限受压区高度。缀板选用 40mm×4mm, 间距为 300mm, 柱端加密间距为 200mm。加固示意图如图 4-14 所示。

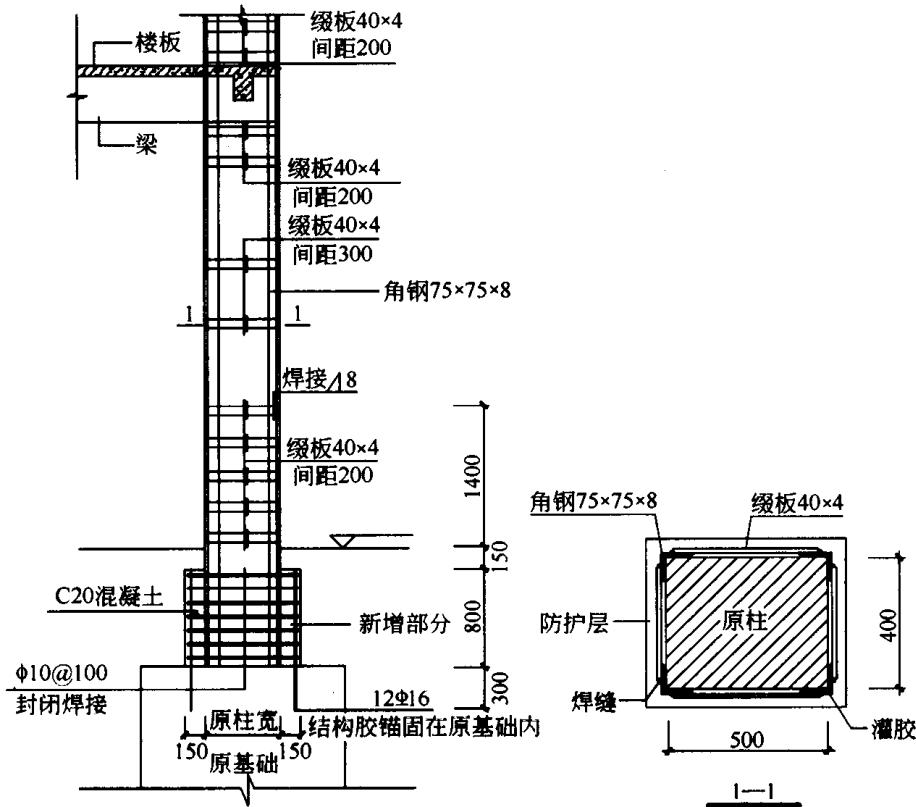


图 4-14 边柱外粘型钢加固示意图

4.3 受弯构件正截面加固计算

4.3.1 加固设计基本方法

采用外粘型钢加固钢筋混凝土梁时，应在梁截面的四隅粘贴角钢，若梁的受压区有翼缘或有楼板时，应将梁顶面两隅的角钢改为型钢。当梁的加固构造符合下列要求时，其正截面及斜截面的承载力可按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 10 章的要求进行计算，但应将对应的型钢截面面积改为角钢截面面积。

采用外粘型钢加固法时，应优先选用角钢。角钢的厚度不应小于 5mm。角钢的边长，对梁和桁架，不应小于 50mm。沿梁轴线方向应每隔一定距离用扁钢制作的箍板(图 4-15)与角钢焊接。当有楼板时，U 形箍板应穿过楼板，与另加的型钢焊接 [图 4-15(a) 和 (b)] 或胶锚 [图 4-15(c)]。箍板应在胶粘前与加固角钢焊接。箍板截面不应小于 40mm×4mm，其间距不应大于 20r (r 为单根角钢截面的最小回转半径)，且不应大于 500mm；在节点区，其间距应适当加密。特别注意：当钢箍板需穿过楼板或胶锚时，可采用半重叠钻孔法，将圆孔扩成矩形扁孔；待箍板穿插安装、焊接完毕后，再用结构胶注入孔中予以封闭或锚固。

外粘型钢加固梁时，应将原构件截面的棱角打磨成半径 $r \geq 7\text{mm}$ 的圆角，以使型钢与混凝土之间在注胶后能相互粘合。与此同时，扁钢箍也应在注胶前与型钢焊接。外粘型钢的注胶应在型钢构架焊接完成后进行。对梁的加固，梁角钢(或型钢)应与柱角钢相互焊接。

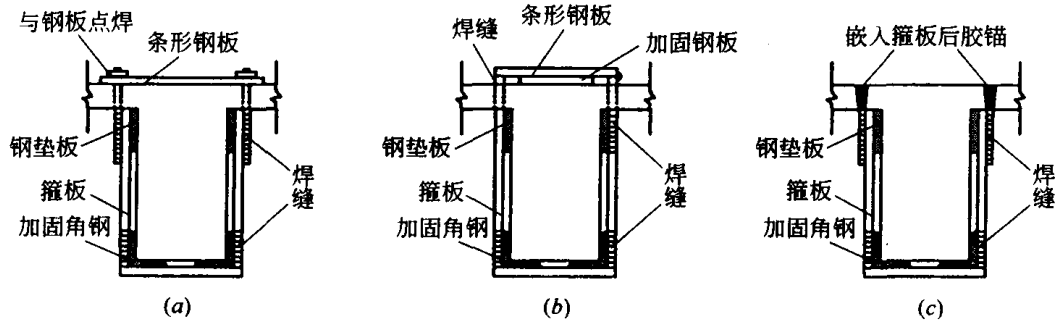


图 4-15 加锚式箍板

混凝土结构构件采用符合《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 设计要求的外粘型钢加固时，其加固后的承载力和截面刚度可按整截面计算；其截面刚度 EI 的近似值，可按式(4-6)计算：

$$EI = E_{c0} I_{c0} + 0.5 E_a A_a a_a^2 \quad (4-6)$$

式中 E_{c0} 和 E_a ——原构件混凝土和加固型钢的弹性模量；

I_{c0} ——原构件截面惯性矩；

A_a ——加固构件一侧外粘型钢截面面积；

a_a ——受拉与受压两侧型钢截面形心间的距离。

在矩形截面受弯构件的受拉面粘贴型钢和受压面粘贴钢板进行加固时，其正截面承载力应符合下列规定(图 4-16)：

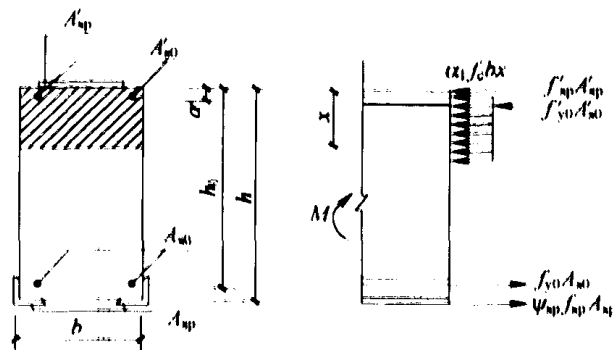


图 4-16 矩形截面正截面受弯承载力计算

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f'_{sp} A'_{sp} h_0 - f_{y0} A_{s0} (h_0 - h_{01}) \quad (4-7)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} - f'_{sp} A'_{sp} \quad (4-8)$$

$$\psi_{sp} = \frac{(0.8 \epsilon_{cu} h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} \quad (4-9)$$

$$x \geq 2a' \quad (4-10)$$

式中 M ——构件加固后弯矩设计值；

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度，简称混凝土受压区高度；

b 、 h ——矩形截面宽度和高度；

f_{sp} 、 f'_{sp} ——加固型钢的抗拉强度、钢板抗压强度设计值；

- A_{sp} 、 A'_{sp} ——受拉型钢和受压钢板的截面面积；
- a' ——纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；
- h_0 ——构件加固前的截面有效高度；
- ψ_{sp} ——考虑二次受力影响时，受拉型钢抗拉强度有可能达不到设计值而引用的折减系数；当 $\psi_{sp} \geq 1.0$ ，取 $\psi_{sp} = 1.0$ ；
- ϵ_{cu} ——混凝土极限压应变，取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ；
- $\epsilon_{sp,0}$ ——若不考虑二次受力影响，取 $\epsilon_{sp,0} = 0$ ；考虑二次受力影响时，受拉型钢的滞后应变，应按规定计算。

当考虑二次受力影响时，加固型钢的滞后应变 $\epsilon_{sp,0}$ 应按式(4-11)计算：

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} \quad (4-11)$$

- 式中 M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上作用的弯矩标准值；
- α_{sp} ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响的计算系数，按表 4-1 的规定采用。

计算系数 α_{sp} 值 表 4-1

ρ_{te}	≤ 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注： ρ_{te} 为原有混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率，即 $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ ； A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。当原构件钢筋应力 $\sigma_w \approx 150 \text{MPa}$ ，且 $\rho_{te} < 0.05$ 时，表中 α_{sp} 值可乘以调整系数 0.9。

加固设计时，若受压面没有粘贴型钢(即 $A'_{sp} = 0$)，可根据公式(4-7)计算出混凝土受压区的高度 x ，并按公式(4-9)计算出强度折减系数 ψ_{sp} ，然后代入公式(4-8)，即可求出受拉面应粘贴的型钢加固量 $A_{sp,0}$ 。

4.3.2 算例 4-4

(1) 工程概况

某 7 层综合楼建于 1985 年，底层为商用门面，上部 6 层为民用住宅。结构形式为底层框架，上部 6 层为砖混结构。底部框架的中间部位有一通道宽 7.8m，高 4.2m，该通道结构平面如图 4-17 所示。原主梁设计最不利荷载效应设计值为 $280 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，标准值为 $230 \text{kN} \cdot \text{m}$ 。由于建筑使用功能的改变将增加使用荷载 35%，约增至 $378 \text{kN} \cdot \text{m}$ ，从而导致底层框架主梁承载力不足，故需对框架主梁进行加固改造处理。采用外粘型钢对钢筋混凝土框架梁进行加固，原主梁设

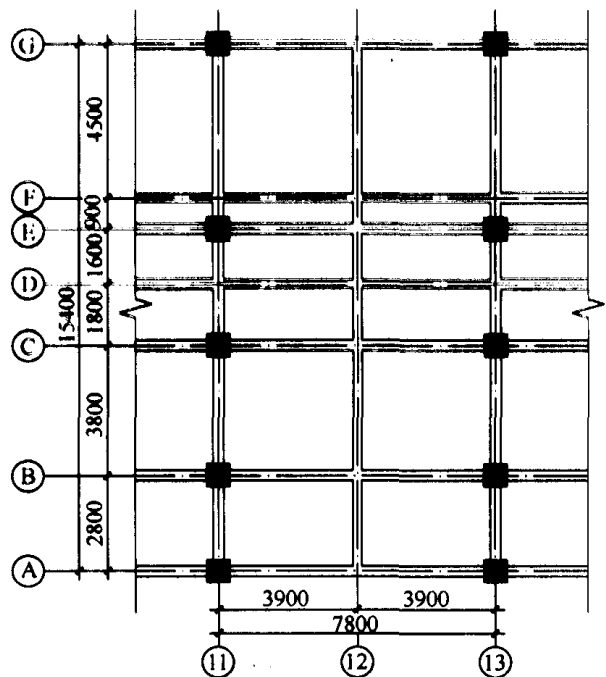


图 4-17 局部结构平面图

计已知条件如下:

截面尺寸为 $h=650\text{mm}$, $b=250\text{mm}$; 混凝土强度等级为 C30, $f_c=14.3\text{N/mm}^2$; 钢筋为 HRB335, $f_y=300\text{N/mm}^2$, $A_s=1963\text{mm}^2$, 环境类别为一类。

(2) 设计计算

原主梁抗弯承载力计算:

$$h_0=650-35=615\text{mm}$$

$$\rho=\frac{A_s}{bh_0}=\frac{1963}{250\times 615}=1.27\%>\rho_{\min}=45\frac{f_t}{f_y}\% =45\times\frac{1.43}{300}\%=0.21\%, \text{同时 } \rho>0.2\%,$$

满足要求。

$$\xi=\rho\frac{f_y}{\alpha_1 f_c}=0.0127\times\frac{300}{1.0\times 14.3}=0.266<\xi_b=0.55$$

满足使用条件。

$$\begin{aligned} M_u &= \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi (1-0.5\xi) \\ &= 1.0 \times 14.3 \times 250 \times 615^2 \times 0.266 \times (1-0.5 \times 0.266) \\ &= 311.84 \text{ kN} \cdot \text{m} < 378 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

当不在主梁顶粘钢板时, 有 $A'_{s0}=0$, $A'_{sp}=0$, 则代入式(4-7)有

$$1.0 \times 14.3 \times 250 x \left(650 - \frac{x}{2}\right) - 300 \times 1963 \times 35 = 378 \times 10^6$$

解得: $x=203\text{mm}$, $\xi=\frac{x}{h_0}=\frac{203}{615}=0.33<\xi_b=0.55$, 符合要求。

考虑二次受力影响, 则 $\rho_{te}=\frac{A_s}{A_{te}}=\frac{1963}{0.5 \times 250 \times 650}=0.024$, 查表得 $\alpha_{sp}=1.17$ 。

$$\text{则 } \epsilon_{sp,0}=\frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0}=\frac{1.17 \times 230 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 1963 \times 615}=0.0011$$

$$\psi_{sp}=\frac{(0.8\epsilon_{cu} h/r) \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}}=\frac{(0.8 \times 0.0033 \times 650/203) - 0.0033 - 0.0011}{215/(2.06 \times 10^5)}=3.88, \text{取}$$

$\psi_{sp}=1.0$

代入式(4-8)有

$$1.0 \times 14.3 \times 250 \times 203 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times 1963, \text{解得 } A_{sp}=636\text{mm}^2$$

底部角钢采用 2L 75×5; 箍板采用 4mm×80mm, 间距为 300mm; 主梁端部, 跨中次梁两侧加密间距为 200mm。如图 4-18 所示。

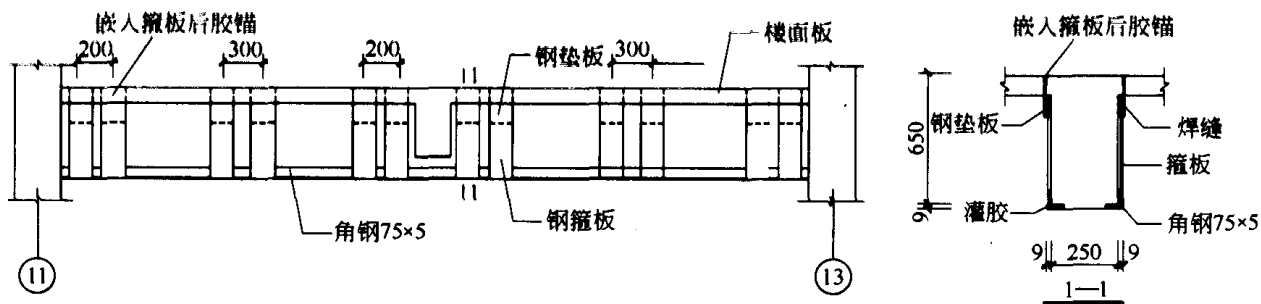


图 4-18 主梁加固示意图

4.4 受弯构件斜截面加固计算

4.4.1 加固设计基本方法

1) 当采用钢板箍对受弯构件的斜截面承载力进行加固时, 应粘贴垂直于构件轴线方向的加锚封闭箍, 以承受剪力的作用。

2) 受弯构件加固后的斜截面应符合下列条件:

$$\text{当 } h_w/b \leq 4 \text{ 时, } V \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 \quad (4-12)$$

$$\text{当 } h_w/b \geq 6 \text{ 时, } V \leq 0.2\beta_c f_{co} b h_0 \quad (4-13)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法确定。

式中 V ——构件斜截面加固后的剪力设计值;

b ——矩形截面的宽度; T形或I形截面的腹板宽度;

h_w ——截面的腹板高度; 对矩形截面, 取有效高度; 对T形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对I形截面, 取腹板净高。

3) 采用加锚封闭箍或其他U形箍对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时, 其斜截面承载力应符合以下规定:

$$V \leq V_{ho} + V_{h,sp} \quad (4-14)$$

$$V_{h,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{sp} h_{sp} / s_{sp} \quad (4-15)$$

式中 V_{ho} ——加固前, 梁的斜截面承载力, 按现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002) 计算;

$V_{h,sp}$ ——粘贴钢板加固后, 梁斜截面承载力的提高值;

ψ_{vb} ——与钢板的粘贴方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数, 按表4-2采用;

A_{sp} ——配置在同一截面处箍板的全部截面面积; $A_{sp} = 2b_{sp}t_{sp}$, b_{sp} 、 t_{sp} 分别为箍板宽度和箍板厚度;

h_{sp} ——梁侧面粘贴箍板的竖向高度;

s_{sp} ——箍板的间距。

抗剪强度折减系数 ψ_{vb} 值

表 4-2

箍板构造		加锚封闭箍	胶锚或钢板锚U形箍	一般U形箍
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda \geq 3$	1.0	0.92	0.85
	剪跨比 $\lambda \leq 1.5$	0.68	0.63	0.58

注: 当 λ 为中间值时, 按线性内插法确定 ψ_{vb} 的值。

4.4.2 算例 4-5

(1) 工程概况

某7层综合楼竣工于2005年, 1~2层为框架结构, 3~7层为砖混结构。建筑总长度为36.32m, 总宽度为23.52m。柱网尺寸为5400mm×5400mm, 梁的尺寸为250mm×

650mm。

使用过程中发现⑤~⑦轴交⑥轴框架梁和⑤~⑦轴交⑦轴框架梁(图 4-19)出现较明显的裂缝。通过检测,发现框架结构的施工质量有两处不满足设计要求:原混凝土设计强度等级为 C30 的框架梁,经过回弹评定大部分只能达到 C20;箍筋间距设计为 $\Phi 8@100$ (双肢箍),实测约为 $\Phi 8@200$ 双肢箍。以上两点原因造成框架梁出现典型的斜裂缝,实测最大斜裂缝宽度超过 0.6mm,已严重不满足正常使用的要求(图 4-20),需对框架梁进行加固改造处理。

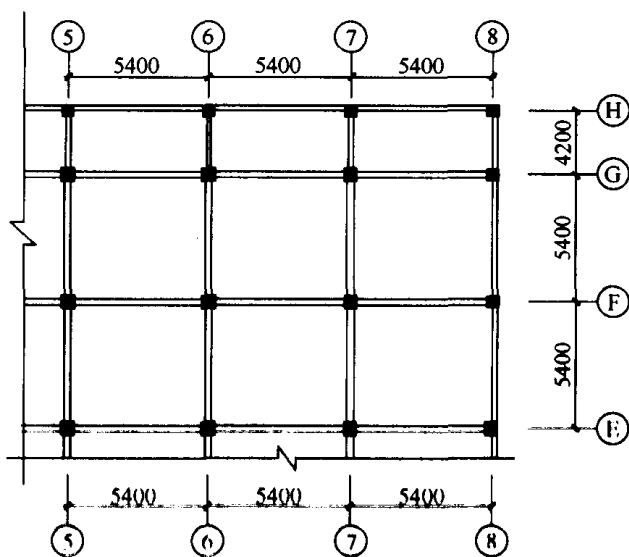


图 4-19 局部结构平面图



图 4-20 框架梁典型斜裂缝

(2) 加固设计计算

按原设计要求,混凝土强度等级应达到 C30,箍筋间距为 100mm,按此条件计算的原梁斜截面受剪承载力为:

$$V_u = 0.7f_tbh_0 + 1.25f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$0.7 \times 1.43 \times 250 \times 615 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.6}{100} \times 615 = 316310\text{N}$$

按现场检测的结果,计算出梁的受剪承载力为:

$$V_u = 0.7 \times 1.10 \times 250 \times 615 + 1.25 \times 210 \times \frac{100.6}{200} \times 615 = 199591\text{N}$$

由于混凝土强度等级不够、箍筋间距过大,实际抗剪承载力较原设计值低了 116719N。

⑥、⑦轴主梁的⑤~⑦轴间采用外粘型钢(Q235 钢)加固,由上述计算结果:

令 $V_{b,sp} = 116719\text{N}$,查表 4-2 得 $\psi_{vb} = 0.92$

代入式(4-15)有: $0.92 \times 215 \times 650 \times A_{sp} / 300 = 116719$

解得: $A_{sp} = 272\text{mm}^2$

梁端箍板的截面尺寸选用 $4\text{mm} \times 50\text{mm}$,间距为 200mm,中间箍板间距为 300mm。

梁底角钢选用 2L 75×5。加固图如图 4-21 所示。

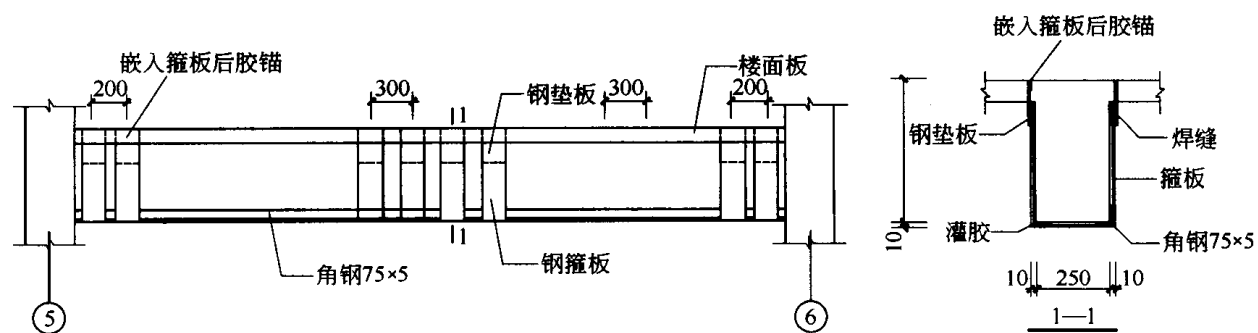


图 4-21 主梁加固示意图

第5章 粘贴纤维增强复合材料加固法

粘贴纤维结构加固技术是指采用高性能粘结剂将纤维布粘贴在建筑结构构件表面，使两者共同工作，提高结构构件的(抗弯、抗剪)承载能力，由此而达到对建筑物进行加固、补强的目的。

碳纤维增强聚合物(Carbon Fibre Reinforced Polymer 简称 CFRP，也称为碳纤维增强组塑料)是由环氧树脂粘高抗拉强度的碳纤维束而成。使用碳纤维布加固具有以下优点：

- (1) 强度高(强度约为普通钢材的 10 倍)，效果好；
- (2) 加固后能大大提高结构的耐腐蚀性及耐久性；
- (3) 自重轻(约 $200\text{g}/\text{m}^3$)，基本不增加结构自重及截面尺寸，柔性好，易于裁剪，适用范围广；
- (4) 施工简便(不需大型施工机械及周转材料)，易于操作，经济性好；
- (5) 施工工期短。

因此，碳纤维结构加固技术在混凝土结构方面已广泛应用。

通过以上分析可知，采用纤维复合材加固法有很多区别于其他加固方法的优点。但是，由于纤维复合材和混凝土是两种不同性质的材料，所以纤维复合材加固法加固的难点在于如何保证加固后的纤维材料能够和原构件协调受力，对于两者间界面的研究一直是该加固法发展过程中的难点。另外，纤维材料高强度低弹性模量也是妨碍其发挥出最大加固效果的一个因素。

目前的研究结果表明，要使得粘贴纤维复合材加固法发挥其加固效果，必须保证加固材料和原构件有足够的锚固措施，需严格保证施工质量，这对施工人员提出了较高的要求。另外，对碳纤维材料施加预应力也可使得其材料强度的利用率进一步提高。

5.1 粘贴纤维增强复合材料加固设计方法

5.1.1 受弯构件正截面加固计算

(1) 采用纤维复合材对梁、板等受弯构件进行加固时，除应遵守现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截面承载力计算的基本假定外，尚应遵守下列规定：

1) 纤维复合材的应力与应变关系取直线式，其拉应力 σ_f 取等于拉应变 ϵ_f 与弹性模量 E_f 的乘积；

2) 当考虑二次受力影响时，应按构件加固前的初始受力情况，确定纤维复合材的滞后应变；

3) 在达到受弯承载能力极限状态前，加固材料与混凝土之间不致出现粘结剥离破坏。

(2) 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 ξ_b 应按下列规定确定：

1) 对重要构件, 采用构件加固前控制值的 0.75 倍, 即: $\xi_{fb} = 0.75\xi_b$;

2) 对一般构件, 采用构件加固前控制值的 0.85 倍, 即: $\xi_{fb} = 0.85\xi_b$ 。

式中, ξ_b 为构件加固前的相对界限受压区高度, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

(3) 在矩形截面受弯构件的受拉边混凝土表面上粘贴纤维复合材进行加固时, 其正截面承载力应按下列公式确定(图 5-1):

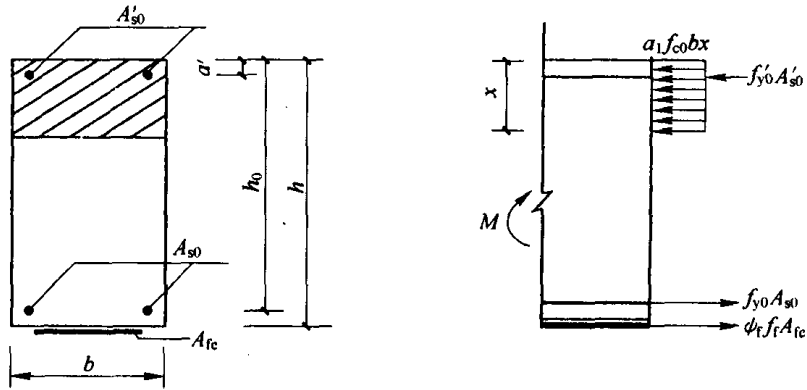


图 5-1 矩形截面构件正截面受弯承载力计算

$$M = \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (5-1)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0} + \psi_f f_f A_{fc} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (5-2)$$

$$\psi_f = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h / x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0}}{\epsilon_f} \quad (5-3)$$

$$x = 2a' \quad (5-4)$$

- 式中 M 构件加固后弯矩设计值;
- x 等效矩形应力图形的混凝土受压区高度, 简称混凝土受压区高度;
- b 、 h 矩形截面宽度和高度;
- f_{y0} 、 f'_{y0} 原截面受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值;
- A_{s0} 、 A'_{s0} 原截面受拉钢筋和受压钢筋的截面面积;
- a' 纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离;
- h_0 构件加固前的截面有效高度;
- f_f 纤维复合材的抗拉强度设计值, 应根据纤维复合材的品种, 分别按表 5-1 及表 5-2 采用;
- A_{fc} 纤维复合材的有效截面面积;
- ψ_f 考虑纤维复合材实际抗拉应变达不到设计值而引入的强度利用系数, 当 $\psi_f > 1.0$ 时, 取 $\psi_f = 1.0$;
- ϵ_{cu} 混凝土极限压应变, 取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$;
- ϵ_f 纤维复合材拉应变设计值, 应根据纤维复合材的品种, 分别按表 5-1 和表 5-2 采用;
- ϵ_{f0} 考虑二次受力影响时, 纤维复合材的滞后应变, 应按《混凝土结构加固设计

规范》GB 50367—2006 第 9.2.8 条的规定计算，若不考虑二次受力影响，取 $\epsilon_{R0} = 0$ 。

碳纤维复合材料设计计算指标 表 5-1

性能项目		单向织物(布)		条形板	
		高强度 I 级	高强度 II 级	高强度 I 级	高强度 II 级
抗拉强度设计值 f_t (MPa)	重要构件	1600	1400	1150	1000
	一般构件	2300	2000	1600	1400
弹性模量设计值 E_f (MPa)	重要构件	2.3×10^5	2.0×10^5	1.6×10^5	1.4×10^5
	一般构件				
拉应变设计值 ϵ_f	重要构件	0.007	0.007	0.007	0.007
	一般构件	0.01	0.01	0.01	0.01

注：L 形板按高强度 II 级条形板的设计计算指标采用。

玻璃纤维复合材料(单向织物)设计计算指标 表 5-2

项目 类别	抗拉强度设计值 f_t (MPa)		弹性模量 E_f (MPa)		拉应变设计值 ϵ_f (MPa)	
	重要结构	一般结构	重要结构	一般结构	重要结构	一般结构
S 玻璃纤维	500	700	7.0×10^4		0.007	0.01
E 玻璃纤维	350	500	5.0×10^4		0.007	0.01

(4) 实际粘贴的纤维复合材料截面面积 A_f ，应按下列公式计算：

$$A_f = A_{fc} / k_m \quad (5-5)$$

纤维复合材料厚度折减系数 k_m ，应按下列规定确定：

- 1) 当采用预成型板时， $k_m = 1.0$ ；
- 2) 当采用多层粘贴的纤维织物时， k_m 值按下式计算，

$$k_m = 1.16 \frac{n_f E_f t_f}{308000} \leq 0.90 \quad (5-6)$$

式中 E_f ——纤维复合材料弹性模量设计值(MPa)，应根据纤维复合材料的品种，分别按表 5-1 和表 5-2 采用；

n_f 、 t_f ——纤维复合材料(单向织物)层数和单层厚度。

(5) 对受弯构件正弯矩区的正截面加固，其粘贴纤维复合材料的截断位置应从其充分利用的截面算起，取不小于按下式确定的粘贴延伸长度(图 5-2)：

$$l_c = \frac{\psi_t f_t A_f}{f_{t,v} b_f} + 200 \quad (5-7)$$

式中 l_c ——纤维复合材料粘贴延伸长度(mm)；

b_f ——对梁为受拉面粘贴的纤维复合材料的总宽度(mm)，

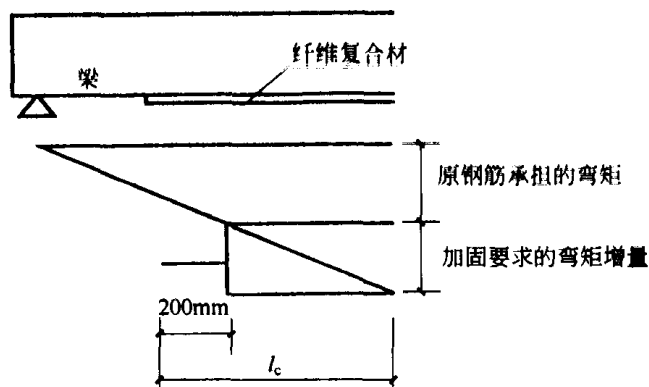


图 5-2 纤维复合材料的粘贴延伸长度

对板为 1000mm 板宽范围内粘贴的纤维复合材料总宽度；

f_t ——纤维复合材料抗拉强度设计值，分别按表 5-1 和表 5-2 采用；

$f_{t,v}$ ——纤维与混凝土之间的粘结强度设计值(MPa)，取 $f_{t,v}=0.40f_t$ ； f_t 为混凝土抗拉强度设计值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用；当 $f_{t,v}$ 计算值低于 0.40MPa 时，取 $f_{t,v}=0.40\text{MPa}$ ；当 $f_{t,v}$ 计算值高于 0.70MPa 时，取 $f_{t,v}=0.7\text{MPa}$ ；

ψ_t ——修正系数，对重要构件，取 $\psi_t=1.45$ ；对一般构件取 $\psi_t=1.0$ 。

(6) 当考虑二次受力影响时，纤维复合材料的滞后应变 ϵ_{f0} 应按下列式计算：

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} \quad (5-8)$$

式中 M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值；

α_f ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响等的计算系数，应按表 5-3 采用。

计算系数 α_f 值

表 5-3

ρ_{te}	≤ 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注：表中 ρ_{te} 为混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率，即 $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ ， A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的规定计算；当原构件钢筋应力 $\sigma_{sk} \geq 150\text{MPa}$ ，且 $\rho_{te} \geq 0.05$ 时，表中 α_f 值可乘以调整系数 0.9。

(7) 当纤维复合材料全部粘贴在梁底面(受拉区)有困难时，允许将部分纤维复合材料对称地粘贴在梁的两侧面。此时，侧面粘贴区域应控制在距受拉区边缘 $1/4$ 梁高范围内，且应按下列式计算确定梁的两侧面实际需要粘贴的纤维复合材料截面面积 $A_{f,v}$ ：

$$A_{f,v} = \eta_i A_{f,b} \quad (5-9)$$

式中 $A_{f,b}$ ——按梁底面计算确定的，但需改贴到梁的两侧面的纤维复合材料截面面积；

η_i ——考虑改贴梁侧面引起的纤维复合材料受拉合力及其力臂改变的修正系数，应按表 5-4 采用。

修正系数 η_i 值

表 5-4

h_1/h	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
η_i	1.09	1.19	1.30	1.43	1.59

注：表中 h_1 为从梁受拉边缘算起的侧面粘贴高度； h 为梁截面高度。

5.1.2 受弯构件斜截面加固计算

对斜截面加固的纤维粘贴方式作了统一的规定，并且在构造上，只允许采用环形箍、加锚封闭箍、胶锚 U 形箍和加织物压条的一般 U 形箍，如图 5-3 所示。不允许仅在侧面粘贴条带受剪，因为试验表明，这种粘贴方式受力不可靠。

(1) 受弯构件加固后的斜截面应符合下列条件：

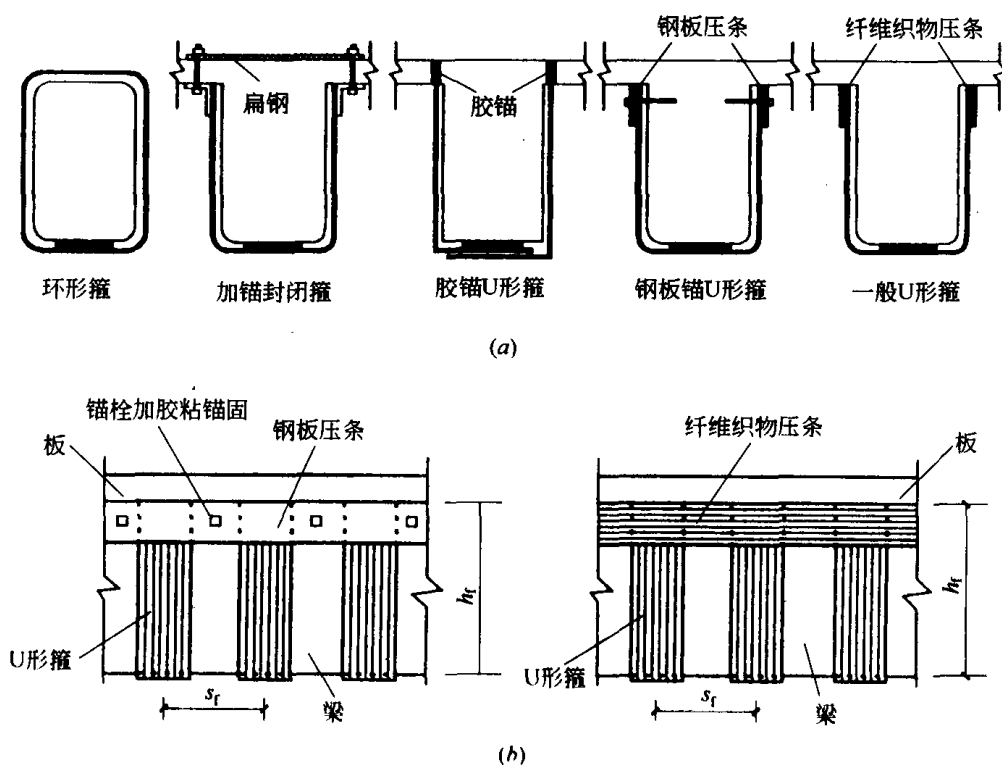


图 5-3 纤维复合材料抗剪箍及其粘贴方式
(a)粘贴方式; (b)U形箍加纵向压条

$$\text{当 } h_w/b \leq 4 \text{ 时 } \quad V \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 \quad (5-10)$$

$$\text{当 } h_w/b \geq 6 \text{ 时 } \quad V \leq 0.20\beta_c f_{co} b h_0 \quad (5-11)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法确定。

- 式中 V —— 构件斜截面加固后的剪力设计值；
 β_c —— 混凝土强度影响系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用；
 f_{co} —— 原构件混凝土轴心抗压强度设计值；
 b —— 矩形截面的宽度、T形或I形截面的腹板宽度；
 h_0 —— 截面有效高度；
 h_w —— 截面的腹板高度；对矩形截面，取有效高度；对T形截面，取有效高度减去翼缘高度；对I形截面，取腹板净高。

(2) 当采用条带构成的环形(封闭)箍或U形箍对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时，其斜截面承载力应符合下列规定：

$$V \leq V_{t0} + V_{bf} \quad (5-12)$$

$$V_{bf} = \psi_{vb} f_t A_f h_f / s_f \quad (5-13)$$

式中 V_{t0} —— 加固前梁的斜截面承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算；

V_{bf} —— 粘贴条带加固后，对梁斜截面承载力的提高值；

ψ_{vb} —— 与条带加锚方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数，按表 5-5 取值；

f_t ——受剪加固采用的纤维复合材料抗拉强度设计值，按表 5-1 和表 5-2 规定的抗拉强度设计值乘以调整系数 0.56 确定；当为框架梁或悬挑构件时，调整系数改取 0.28；

A_f ——配置在同一截面处构成环形或 U 形箍的纤维复合材料条带的全部截面面积； $A_f=2n_f b_f t_f$ ，此处： n_f 为条带粘贴的层数， b_f 和 t_f 分别为条带宽度和条带单层厚度；

h_f ——梁侧面粘贴的条带竖向高度，对环形箍， $h_f=h$ ；

s_f ——纤维复合材料条带的间距。

抗剪强度折减系数 ψ_{vb} 值

表 5-5

条带加锚方式		环形箍及加锚封闭箍	胶锚或钢板锚 U 形箍	加织物压条的一般 U 形箍
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda \geq 3$	1.00	0.92	0.85
	$\lambda \leq 1.5$	0.68	0.63	0.58

注：当 λ 为中间值时，按线性内插法确定 ψ_{vb} 值。

5.1.3 受压构件正截面加固计算

(1) 轴心受压构件可采用沿其全长无间隔地环向连续粘贴纤维织物的方法(简称环向围束法)进行加固。

(2) 采用环向围束加固轴心受压构件仅适用于下列情况：

1) 长细比 $l/b \leq 12$ 的圆形截面柱；

2) 长细比 $l/b \leq 14$ 、截面高宽比 $h/b \leq 1.5$ 、截面高度 $h \leq 600\text{mm}$ ，且截面棱角经过圆化打磨的正方形或矩形截面柱。

当 $l/d > 12$ (圆形截面柱)或 $l/b > 14$ (正方形或矩形截面柱)，构件的长细比已经比较大，有可能因纵向弯曲而导致纤维材料不起作用；与此同时，若矩形截面边长过大，也会使纤维材料对混凝土的约束作用明显降低，故明确规定了采用此方法加固时的适用条件。

(3) 采用环向围束的轴心受压构件，其正截面承载力应符合下列规定：

$$N \leq 0.9[(f_{c0} + 4\sigma_l)A_{\text{cor}} + f'_{y0}A'_{s0}] \quad (5-14)$$

$$\sigma_l = 0.5\beta_c k_c \rho_l E_l \epsilon_{lc} \quad (5-15)$$

式中 N ——轴向压力设计值；

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值；

σ_l ——有效约束应力；

A_{cor} ——环向围束内混凝土面积；对圆形截面： $A_{\text{cor}} = \pi D^2/4$ ；对正方形和矩形截面：

$$A_{\text{cor}} = bh - (4 - \pi)r^2；$$

D ——圆形截面柱的直径；

b ——正方形截面边长或矩形截面宽度；

h ——矩形截面高度；

r ——截面棱角的圆化半径(倒角半径)；

β_c ——混凝土强度影响系数；当混凝土强度等级不大于 C50 时， $\beta_c=1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时， $\beta_c=0.8$ ；其间接线性内插法确定；

k_c ——环向围束的有效约束系数，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 9.4.4 条的规定采用；

ρ_f ——环向围束体积比，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 9.4.4 条的规定计算；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

ϵ_{fe} ——纤维复合材料的有效拉应变设计值；对重要构件取 $\epsilon_{fe}=0.0035$ ；对一般构件取 $\epsilon_{fe}=0.0045$ 。

(4) 环向围束的计算参数 k_c 和 ρ_f ，应按下列规定确定：

1) 有效约束系数 k_c 值的确定

对圆形截面柱： $k_c=0.95$ ；

对正方形和矩形截面柱，应按下列公式计算(图 5-4)：

$$k_c = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3A_{cor}(1-\rho_s)} \quad (5-16)$$

式中 ρ_s ——柱中纵向钢筋的配筋率。

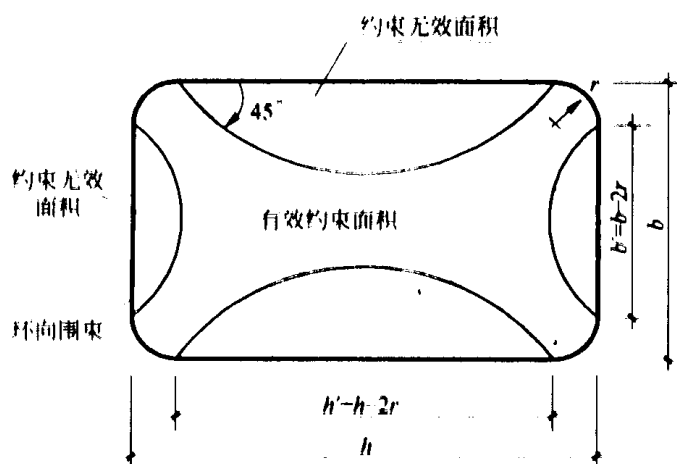


图 5-4 环向围束内矩形截面有效约束面积

2) 环向围束体积比 ρ_f 值的确定

对圆形截面柱：

$$\rho_f = A n_f t_f / D \quad (5-17)$$

对正方形和矩形截面柱：

$$\rho_f = 2n_f t_f (b+h) / A_{cor} \quad (5-18)$$

式中 n_f 和 t_f ——纤维复合材料的层数及每层厚度。

5.1.4 受压构件斜截面加固计算

采用环形箍加固的柱，其斜截面受剪承载力应符合下列规定：

$$V \leq V_{co} + V_{cf} \quad (5-19)$$

$$V_{cf} = \psi_{vc} f_t A_f h / s_f \quad (5-20)$$

$$A_f = 2n_f b_f t_f \quad (5-21)$$

式中 V ——构件加固后剪力设计值；

V_{co} ——加固前原构件斜截面受剪承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算；

V_{cf} ——粘贴纤维复合材加固后，对柱斜截面承载力的提高值；

ψ_{vc} ——与纤维复合材受力条件有关的抗剪强度折算系数，按表 5-6 的规定值采用；

f_t ——受剪加固采用的纤维复合材抗拉强度设计值，按表 5-1 和表 5-2 规定的抗拉强度设计值乘以调整系数 0.5 确定；

A_f ——配置在同一截面处纤维复合材环形箍的全截面面积；

n_f 、 b_f 和 t_f ——纤维复合材环形箍的层数、宽度和每层厚度；

h ——柱的截面高度；

s_f ——环形箍的中心间距。

ψ_{vc} 值

表 5-6

轴压比		≤0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
受力条件	均布荷载或 $\lambda_c \geq 3$	0.95	0.84	0.72	0.62	0.51
	$\lambda_c < 1$	0.90	0.72	0.54	0.34	0.16

注： λ_c 为柱的剪跨比。对框架柱 $\lambda_c = H_n / 2h_0$ ， H_n 为柱的净高， h_0 为柱截面有效高度；中间值按线性内插法确定。

5.1.5 大偏心受压构件加固计算

矩形截面大偏心受压柱的加固，其正截面承载力应符合下列规定：

$$N \leq \alpha_1 f_{co} b x + f'_{y0} A'_{s0} - f_{y0} A_{s0} - f_t A_f \quad (5-22)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{co} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f_t A_f (h - h_0) \quad (5-23)$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a \quad (5-24)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5-25)$$

式中 e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋 A_s 合力点的距离；

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，除应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算外，尚应乘以《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 5.4.3 条规定的修正系数 ψ_η ；

e_i ——初始偏心距；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距， $e_0 = M/N$ ；

e_a ——附加偏心距，按偏心方向截面最大尺寸 h 确定；当 $h \leq 600\text{mm}$ 时， $e_a = 20\text{mm}$ ；当 $h > 600\text{mm}$ 时， $e_a = h/30$ ；

a 、 a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；

f_t ——纤维复合材抗拉强度设计值，应根据其品种，分别按表 5-1 和表 5-2 采用。

5.1.6 受拉构件正截面加固计算

当采用外贴纤维复合材料加固钢筋混凝土受拉构件(如水塔、水池等环形或其他封闭形结构)时,应按原构件纵向受拉钢筋的配置方式,将纤维织物粘贴于相应位置的混凝土表面上,且纤维方向应与构件受拉方向一致,并处理好围拢部位的搭接和锚固。

由于非预应力的纤维复合材料在受拉杆件(如桁架弦杆、受拉腹杆等)端部锚固的可靠性很差,因此一般仅用于环形结构和方形封闭结构的加固,而且仍然要处理好围拢部位的搭接与锚固问题,如图 5-5 所示。由此可见,其适用性范围是很有限的,应事先做好可行性论证。

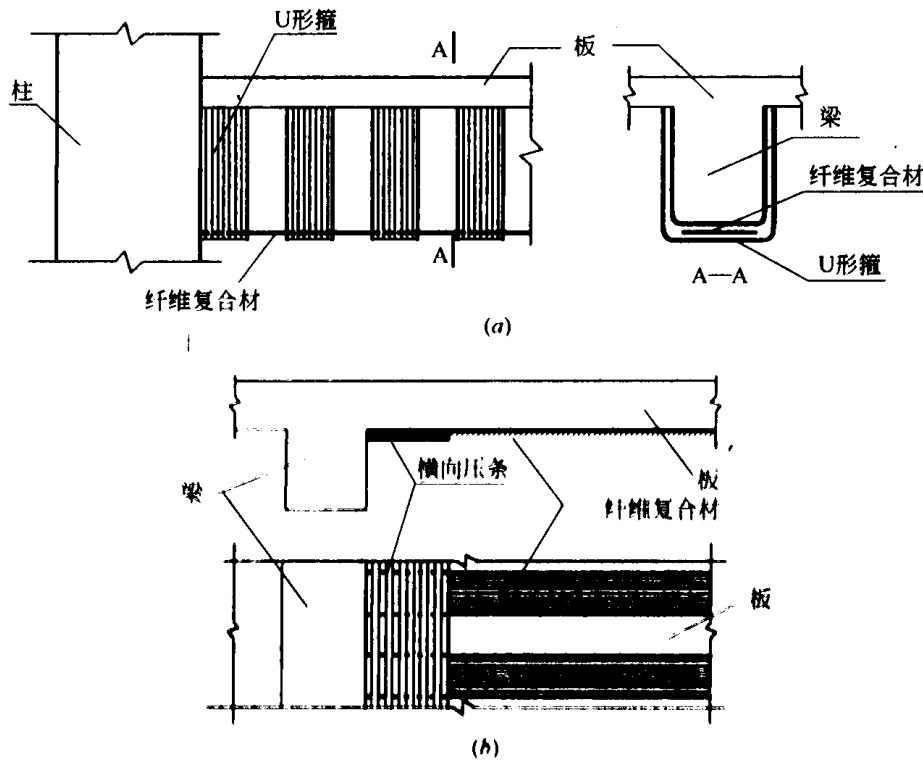


图 5-5 梁、板粘贴纤维复合材料端部锚固措施
(a)U形箍(未圆压条); (b)横向压条

(1) 轴心受拉构件的加固,其正截面承载力应按下式确定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_t A_f \tag{5-26}$$

式中 N —— 轴向拉力设计值;

f_t —— 纤维复合材料抗拉强度设计值,应根据其品种,分别按表 5-1 和表 5-2 采用。

(2) 矩形截面大偏心受拉构件的加固,其正截面承载力应符合下列规定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_t A_f - \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} \tag{5-27}$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_s) + f_t A_f (h - h_0) \tag{5-28}$$

式中 N —— 轴向拉力设计值;

e —— 轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;

f_t ——纤维复合材抗拉强度设计值,应根据其品种,分别按表 5-1 和表 5-2 采用。

5.1.7 提高柱的延性的加固计算

当采用环向围束作为附加箍筋时,应按下列公式计算柱箍筋加密区加固后的箍筋体积配筋率 ρ_v ,且应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

$$\rho_v = \rho_{v,e} + \rho_{v,i} \quad (5-29)$$

$$\rho_{v,i} = k_c \rho_t \frac{b_t f_t}{s_t f_{yv}} \quad (5-30)$$

式中 $\rho_{v,e}$ ——被加固柱原有箍筋的体积配筋率,当需重新复核时,应按箍筋范围内的核心截面进行计算;

$\rho_{v,i}$ ——环向围束作为附加箍筋算得的箍筋体积配筋率的增量;

ρ_t ——环向围束体积比,按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 9.4.4 条的规定计算;

k_c ——环向围束的有效约束系数;圆形截面, $k_c = 0.90$;正方形截面, $k_c = 0.66$;矩形截面, $k_c = 0.42$ 。

b_t ——环向围束纤维条带的宽度;

s_t ——环向围束纤维条带的中心间距;

f_t ——环向围束纤维复合材的抗拉强度设计值,应根据其品种,分别按表 5-1 和表 5-2 采用;

f_{yv} ——原箍筋抗拉强度设计值。

5.1.8 构造设计

(1) 对钢筋混凝土受弯构件正弯矩区进行正截面加固时,其受拉面沿轴向粘贴的纤维复合材应延伸至支座边缘,且应在纤维复合材的端部(包括截断处)及集中荷载作用点的两侧,设置纤维复合材的 U 形箍(对梁)或横向压条(对板)。

(2) 当纤维复合材延伸至支座边缘仍不满足《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 2006 第 9.2.5 条延伸长度的要求时,应采取下列锚固措施:

1) 对梁,应在延伸长度范围内均匀设置 U 形箍锚固,并应在延伸长度端部设置一道。U 形箍的粘贴高度应为梁的截面高度,若梁有翼缘或有现浇楼板,应伸至其底面。U 形箍的宽度,对端箍不应小于加固纤维复合材宽度的 2/3,且不应小于 200mm;对中间箍不应小于加固纤维复合材宽度的 1/2,且不应小于 100mm。U 形箍的厚度不应小于受弯加固纤维复合材厚度的 1/2。

2) 对板,应在延伸长度范围内通长设置垂直于受力纤维方向的压条。压条应在延伸长度范围内均匀布置。压条的宽度不应小于受弯加固纤维复合材条带宽度的 3/5,压条的厚度不应小于受弯加固纤维复合材厚度的 1/2。

(3) 当采用纤维复合材对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时,应采取下列构造措施:

1) 支座处无障碍时,纤维复合材应在负弯矩包络图范围内连续粘贴;其延伸长度的截断点应位于正弯矩区,且距正弯矩转换点不应小于 1m。

2) 支座处虽有障碍, 但梁上有现浇板, 且允许绕过柱位时, 宜在梁侧 4 倍板厚(h_b)范围内, 将纤维复合材料粘贴于板面上(图 5-6)。

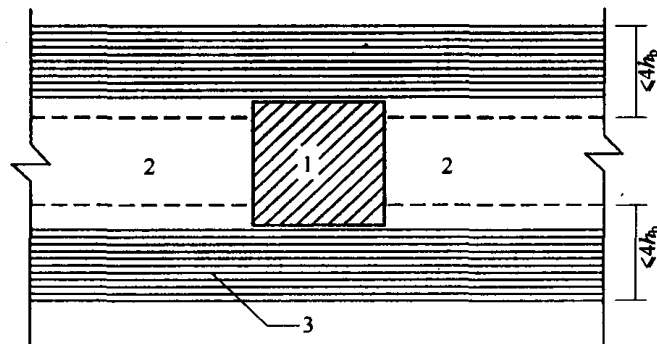


图 5-6 绕过柱位粘贴纤维复合材料

1—柱; 2—梁; 3—板顶面粘贴的纤维复合材料

3) 在框架顶层梁柱的端节点处, 纤维复合材料只能贴至柱边缘而无法延伸时, 应加贴 L 形钢板及 U 形钢箍板进行锚固(图 5-7), L 形钢板的总截面面积应按下式进行计算:

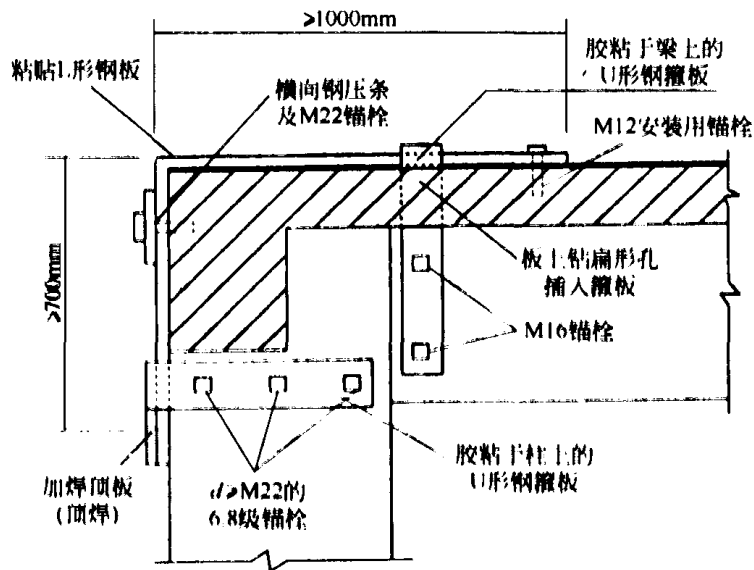


图 5-7 柱顶加贴 L 形钢板及 U 形钢箍板的锚固构造示例

$$A_{n,i} = 1.2\psi_f f_f A_f / f_y \quad (5-31)$$

式中 $A_{n,i}$ ——支座处需粘贴的 L 形钢板截面面积;

ψ_f ——纤维复合材料的强度利用系数, 按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 9.2.3 条采用;

f_f ——纤维复合材料的抗拉强度设计值, 分别按表 5-1、表 5-2 采用;

A_f ——支座处实际粘贴的纤维复合材料截面面积;

f_y ——L 形钢板抗拉强度设计值。

L 形钢板总宽度不宜小于 90% 的梁宽, 且宜由多条钢板组成, 钢板厚度不宜小于 3mm。

4) 当梁上无现浇板, 或负弯矩区的支座处需采取加强的锚固措施时, 可采取图 5-8 的构造方式。

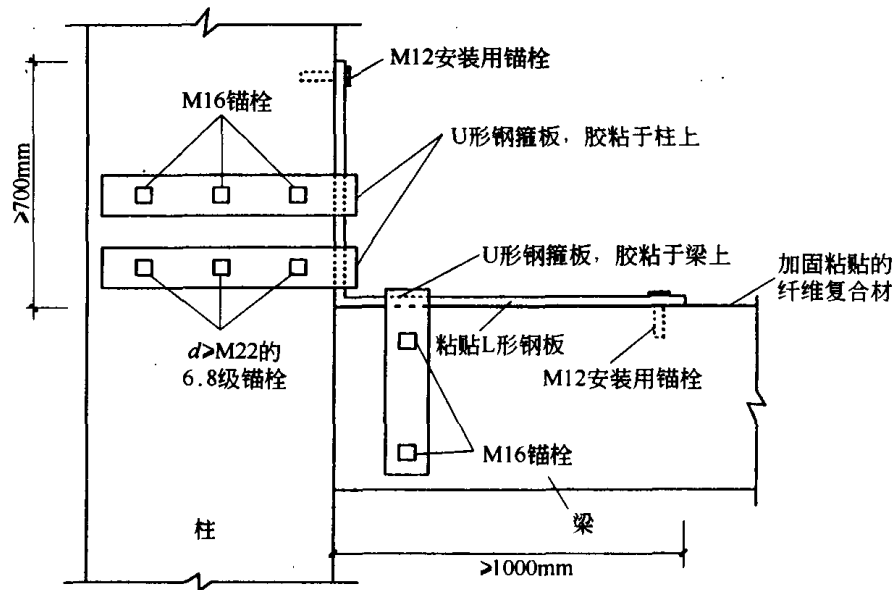


图 5-8 柱中部加贴 L 形钢板及 U 形钢箍板的锚固构造示例

若梁上有现浇板, 也可采取这种构造方式进行锚固, 其 U 形钢箍板穿过楼板处, 应采用半重叠钻孔法, 在板上钻出扁形孔以插入箍板, 再用结构胶予以封固。

(4) 当加固的受弯构件为板、壳、墙和筒体时, 纤维复合材应选择多条密布的方式进行粘贴, 不得使用未经裁剪成条的整幅织物满贴。

(5) 当受弯构件粘贴的多层纤维织物允许截断时, 相邻两层纤维织物宜按内短外长的原则分层截断, 外层纤维织物的截断点宜越过内层截断点 200mm 以上, 并应在截断点加设 U 形箍。

(6) 当采用纤维复合材对钢筋混凝土梁或柱的斜截面承载力进行加固时, 其构造应符合下列规定:

1) 宜选用环形箍或加锚的 U 形箍; 仅按构造需要设箍时, 也可采用一般 U 形箍。

2) U 形箍的纤维受力方向应与构件轴向垂直。

3) 当环形箍或 U 形箍采用纤维复合材条带时, 其净间距 $s_{t,n}$ (图 5-9) 不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的最大箍筋间距的 0.7 倍, 且不应大于梁高的 0.25 倍。

4) U 形箍的粘贴高度应符合《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 9.9.2 条的要求; U 形箍的上端应粘贴纵向压条予以锚固。

5) 当梁的高度 $h \geq 600\text{mm}$ 时, 应在梁的腰部增设一道纵向腰压带 (图 5-9)。

(7) 当采用纤维复合材的环向围束对钢筋混凝土柱进行正截面加固或提高延性的抗震加固时, 其构造应符合下列规定:

1) 环向围束的纤维织物层数, 对圆形截面柱不应少于 2 层, 对正方形和矩形截面柱不应少于 3 层。

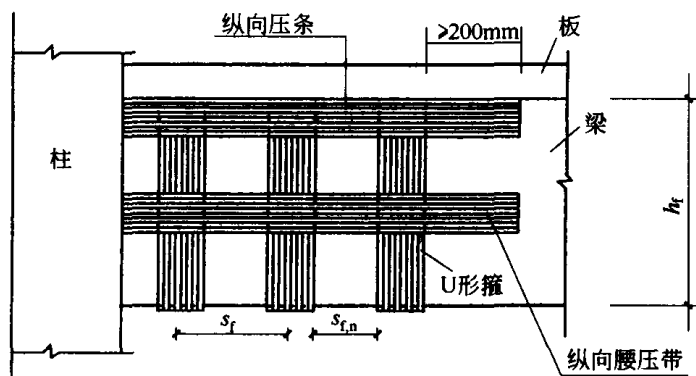


图 5-9 纵向腰压带

2) 环向围束上下层间的搭接宽度不应小于 50mm, 纤维织物环向截断点的延伸长度不应小于 200mm, 且各条带搭接位置应相互错开。

(8) 当沿柱轴向粘贴纤维复合材对大偏心受压柱进行正截面承载力加固时, 除应按受弯构件正截面和斜截面加固构造的原则粘贴纤维复合材外, 尚应在柱的两端增设机械锚固措施。

(9) 当采用环形箍、U形箍或环向围束加固正方形和矩形截面构件时, 其截面棱角应在粘贴前通过打磨加以圆化(图 5-10); 梁的圆化半径 r , 对碳纤维不应小于 20mm, 对玻璃纤维不应小于 15mm; 柱的圆化半径, 对碳纤维不应小于 25mm, 对玻璃纤维不应小于 20mm。

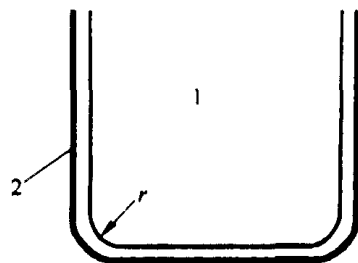


图 5-10 构件截面棱角的圆化打磨
1 构件截面外表面; 2 纤维复合材;
 r 棱角圆化半径

根据粘贴纤维复合材的受力特性, 在使用该方法加固混凝土结构构件时, 还应注意以下几点:

(1) 该加固方法不推荐用于小偏心受压构件的加固。由于纤维复合材仅适合于承受拉应力作用, 而且小偏心受压构件的纵向受拉钢筋达不到屈服强度, 采用粘贴纤维将造成材料的极大浪费。

(2) 该加固方法不适用于素混凝土构件(包括配筋率不符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 最小配筋率构造要求的构件)的加固。据此, 提请注意: 对于梁板结构, 若曾经在构件截面的受压区采用增大截面法加大了其混凝土厚度, 而今又拟在受拉区采用粘贴纤维的方法进行加固时, 应首先检查其最小配筋率能否满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。

(3) 在实际工程中, 经常会遇到原结构的混凝土强度低于现行设计规范规定的最低强度等级的情况。如果原结构混凝土强度过低, 它与纤维增强复合材的粘结强度也必然很低, 易发生呈脆性的剥离破坏。此时, 纤维增强复合材不能充分发挥作用, 所以使用该加固方法时, 被加固的混凝土结构构件, 其现场实测混凝土强度等级不得低于 C15, 且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa。

(4) 纤维复合材料不能设计为承受压力, 而只能考虑抗拉作用, 所以应将纤维受力方

式设计成仅承受拉应力作用。

(5) 粘贴在混凝土构件表面上的纤维复合材, 不得直接暴露于阳光或有害介质中, 其表面应进行防护处理。表面防护材料应对纤维及胶粘剂无害, 且应与胶粘剂有可靠的粘结强度及相互协调的变形性能。

(6) 根据常温条件下普通型结构胶粘剂的性能, 采用该方法加固的结构, 其长期使用的环境温度不应高于 60°C ; 处于特殊环境(如高温、高湿、介质侵蚀、放射等)的混凝土结构采用本方法加固时, 除应按国家现行有关标准的规定采取相应的防护措施外, 尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂, 并按专门的工艺要求进行粘贴。

(7) 粘贴纤维复合材的胶粘剂一般是可燃的, 故应按照现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级和耐火极限要求, 对纤维复合材进行防护。

(8) 采用纤维复合材加固时, 应采取措施尽可能地卸载。其目的是减少二次受力的影响, 亦即降低纤维复合材的滞后应变, 使得加固后的结构能充分利用纤维材料的强度。

5.2 加固设计算例

某综合楼建于 1988 年, 为两跨 5 层钢筋混凝土框架结构, 两跨跨度分别为 6.6m 和 5.4m, 框架柱距 6.0m, 总高度 18.48m。该综合楼按抗震设防烈度 7 度抗震设防。基础为挖孔灌注桩, 桩径 350mm, 单桩承载力由施工单位提供资料认证大于 250kN。框架中柱截面 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 配 $12 \Phi 18$ 主筋、 $\Phi 8@200$ 箍筋, 边柱截面 $350\text{mm} \times 400\text{mm}$, 配 $8 \Phi 18$ 主筋、 $\Phi 8@200$ 箍筋。梁、柱混凝土设计强度等级分别为 C20 和 C30, 均为 HRB335 级钢筋。

经鉴定, 该综合楼为不合格工程, 需对该综合楼进行加固改造, 并在原综合楼南向扩建二跨, 跨度分别为 6.3m 和 5.7m。其中南向第一跨仅地上 1 层、地下 1 层, 第二跨地下 1 层, 地上 7 层。

改造后的综合楼是一座集停车、购物、娱乐、商务办公、住宅于一体的综合性大楼, 总建筑面积 7568m^2 (其中原有建筑面积 3400m^2)。原有建筑物地下室平面如图 5-11 所示, 改造扩建后综合楼某层平面如图 5-12 所示, 加固前后的立面对比如图 5-13 所示。

5.2.1 受弯构件正截面加固算例

(1) 算例 5-1

该综合楼楼盖中的某矩形截面梁截面尺寸为 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 受拉钢筋面积为 $4 \Phi 16 (A_{s0} = 804\text{mm}^2)$, 配筋率 0.86% 。加固前的弯矩设计值为 $97.01 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 现拟将该梁的弯矩设计值提高到 $118 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 加固前原作用的弯矩标准值为 $65 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$ 。该梁的抗剪能力满足使用要求, 仅需进行抗弯加固。

1) 原梁承载力计算

由 $\alpha_1 f_c b x = f_y A_{s0}$, 得

$$x = \frac{f_y A_{s0}}{\alpha_1 f_c b} = \frac{300 \times 804}{1.0 \times 9.6 \times 200} = 125.625\text{mm}, \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{125.625}{500 - 35} = 0.270$$

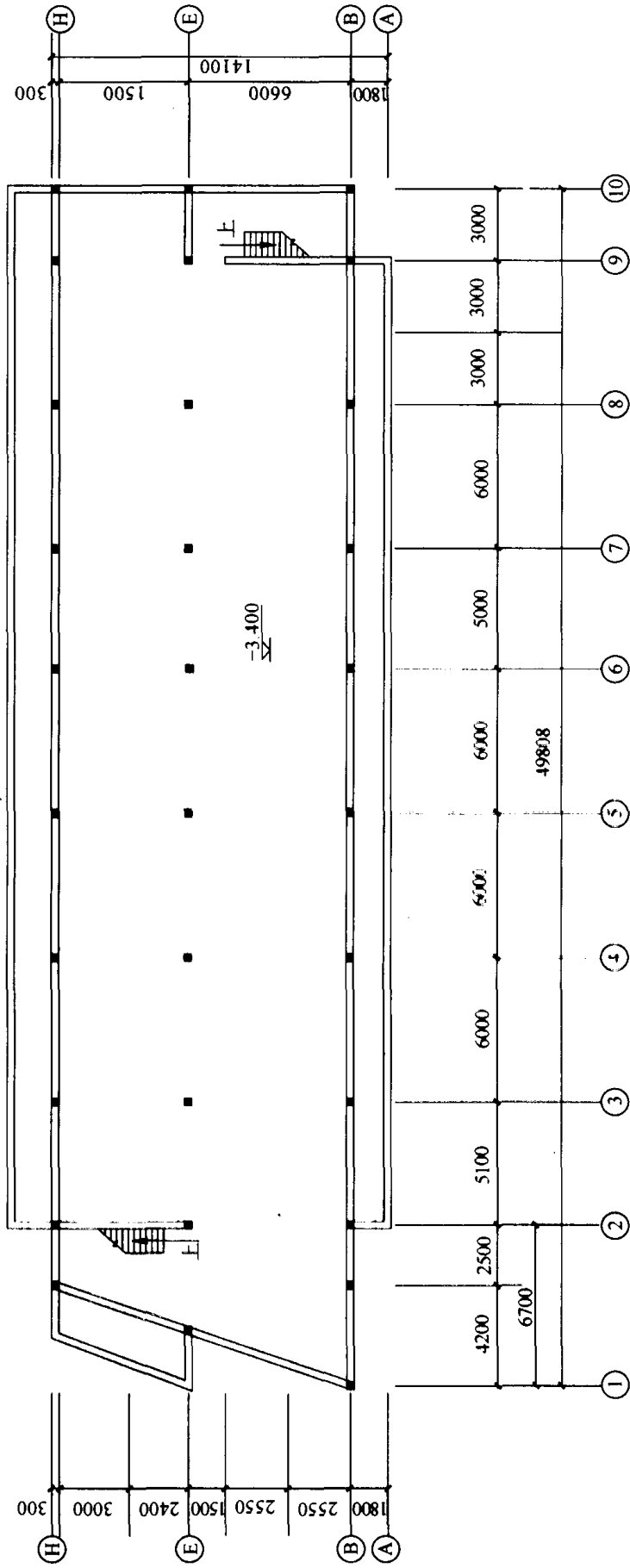


图 5-11 原有建筑物地下室平面图

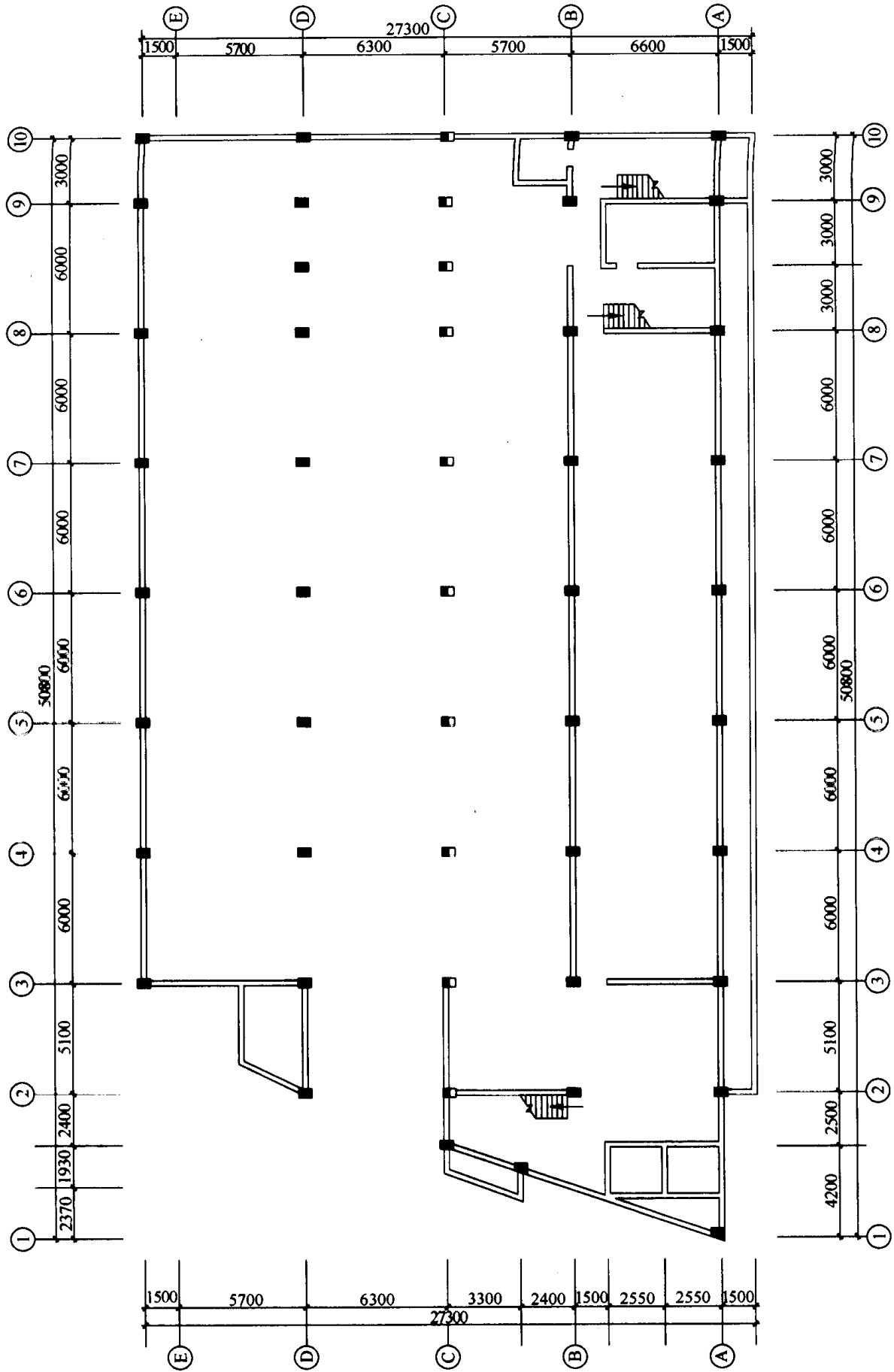


图 5-12 加固后某层平面图

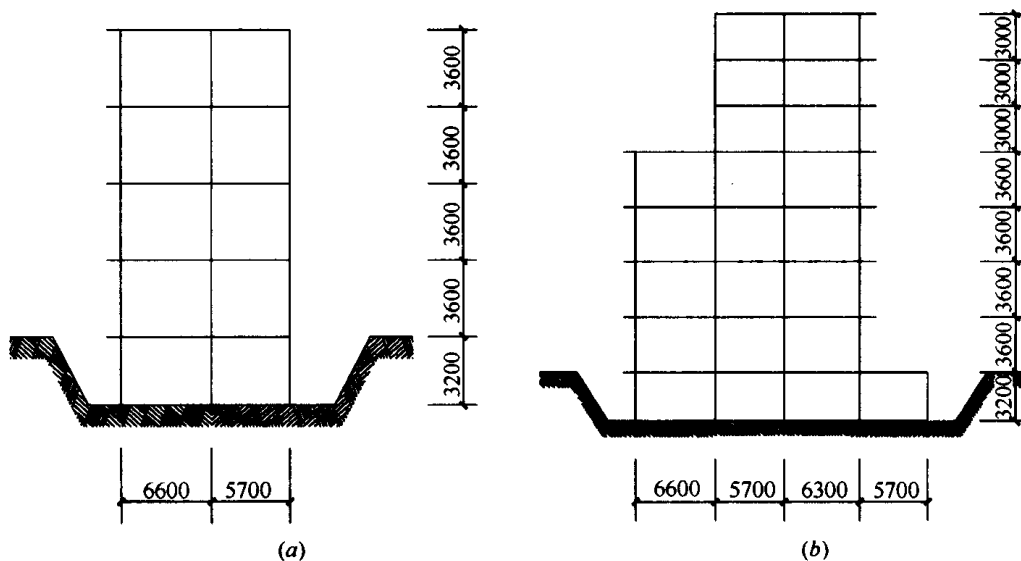


图 5-13 加固前后立面对比
(a)原立面图；(b)加固后立面图

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 804 \times \left(465 - \frac{125.625}{2} \right) = 97.01 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

弯矩提高系数： $\frac{118 - 97.01}{97.01} = 0.2164 = 21.64\% < 40\%$

$$M = \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 9.6 \times 200 x \left(500 - \frac{x}{2} \right) + 0 - 300 \times 804 \times (500 - 465) = 118 \times 10^6$$

得 $x = 156.07\text{mm}$ ，则

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{156.07}{465} = 0.336 < \xi_{fb} = 0.85\xi_b = 0.85 \times 0.55 = 0.4675, \text{ 满足要求。}$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{804}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.01608$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87A_s h_0} = \frac{65 \times 10^6}{0.87 \times 804 \times 465} = 199.84 \text{ MPa}$$

$$\alpha_f = \left(\frac{0.01608 - 0.01}{0.02 - 0.01} \right) \times (1.15 - 0.9) + 0.9 = 1.052$$

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.052 \times 65 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 804 \times 465} = 9.145 \times 10^{-4}$$

$$\psi_f = \frac{0.8\epsilon_{cu} h}{x} - \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0}$$

$$= \frac{0.8 \times 0.0033 \times \frac{500}{156.07} - 0.0033 - 9.145 \times 10^{-4}}{0.01} = 0.4243$$

由 $\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_f \cdot f_t A_{te} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$ ，得

采用高强度Ⅱ级碳纤维布:

$$1.0 \times 9.6 \times 200 \times 156.07 = 0.4243 \times 2000 \times A_{fe} + 300 \times 804 - 0, \text{ 得 } A_{fe} = 68.88 \text{mm}^2$$

预估采用3层0.167mm厚规格的碳纤维布:

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} = 1.16 - \frac{3 \times 2.0 \times 10^5 \times 0.167}{308000} = 0.8347 < 0.90$$

$$\text{实际应粘贴的碳纤维面积: } A_f = \frac{A_{fe}}{k_m} = \frac{68.88}{0.8347} = 82.52 \text{mm}^2$$

$$\text{碳纤维布总宽度为: } B = \frac{82.52}{0.167} = 494 \text{mm}$$

因此选用200mm宽的碳纤维布3层可满足要求。

(2) 算例 5-2

该综合楼中某矩形截面梁 $b \times h = 250 \text{mm} \times 500 \text{mm}$, C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋为 $3 \Phi 22 (A_{s0} = 1140 \text{mm}^2, \text{配筋率 } 0.98\%)$ 。梁的抗剪能力满足要求, 仅需考虑抗弯加固, 抗弯承载力提高 40%, 不考虑二次受力。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{co} b x = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{co} b} = \frac{300 \times 1140}{1.0 \times 9.6 \times 250} = 142.5 \text{mm}, \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{142.5}{500 - 35} = 0.306, \text{ 则}$$

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 1140 \times \left(465 - \frac{142.5}{2} \right) = 134.66 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$M = 134.66 \times 10^6 \times (1 + 40\%) = 188.524 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$M = \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 9.6 \times 250 x \left(500 - \frac{x}{2} \right) + 0 - 300 \times 1140 \times (500 - 465) = 188.524 \times 10^6$$

得 $x = 212.04 \text{mm}$, 则

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{212.04}{465} = 0.456 < \xi_b = 0.85, \quad \xi_b = 0.85 \times 0.55 = 0.4675, \text{ 满足要求。}$$

$$\psi_f = \frac{\frac{0.8 \epsilon_{cu} h}{x} - \epsilon_{cu} - \epsilon_{ft}}{\epsilon_f} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times \frac{500}{212.04} - 0.0033 - 0}{0.01} = 0.2925$$

采用高强度Ⅰ级碳纤维布:

$$\alpha_1 f_{co} b x = \psi_f \cdot f_f A_{fe} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 250 \times 212.04 = 0.2925 \times 2300 \times A_{fe} + 300 \times 1140 - 0$$

得 $A_{fe} = 248.1 \text{mm}^2$

预估采用3层0.167mm厚规格的碳纤维布:

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} = 1.16 - \frac{3 \times 2.3 \times 10^5 \times 0.167}{308000} = 0.7859 < 0.90$$

$$\text{实际应粘贴的碳纤维面积: } A_f = \frac{A_{fe}}{k_m} = \frac{248.1}{0.7859} = 315.7 \text{mm}^2$$

碳纤维布总宽度为: $B = \frac{315.7}{0.167} = 1890.4\text{mm}$

如采用 0.167mm 厚规格的碳纤维布, 需要粘 250mm 宽的碳纤维布超过 7 层。现改为采用碳纤维板(高强度 I 级):

$$1.0 \times 9.6 \times 250 \times 212.04 = 0.2925 \times 1600 \times A_{fe} + 300 \times 1140$$

$$A_{fe} = 356.6\text{mm}^2$$

如采用高强度 I 级 1.5mm 厚规格的碳纤维板: $B = \frac{356.6}{1.5} = 237.7\text{mm}$

因此选用粘贴 1 层 250mm 宽 1.5mm 厚的碳纤维板。

(3) 算例 5-3

该综合楼中某 T 形截面梁 $b \times h = 250\text{mm} \times 550\text{mm}$, $b'_f = 750\text{mm}$, $h'_f = 80\text{mm}$, C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋面积为 $3 \Phi 22 (A_{s0} = 1140\text{mm}^2)$, 配筋率 0.98%。梁的抗剪能力满足要求, 仅需进行抗弯加固, 要求抗弯承载力提高 40%, 不考虑二次受力。

1) 原梁承载力计算

由 $\alpha_1 f_{co} b'_f x = f_{y0} A_{s0}$, 得

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{co} b'_f} = \frac{300 \times 1140}{1.0 \times 9.6 \times 750} = 47.5\text{mm} < h'_f, \text{ 属于第一类 T 形截面。}$$

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 1140 \times \left(515 - \frac{47.5}{2} \right) = 168.0 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$M = 168.0 \times 10^6 \times (1 + 40\%) = 235.2 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 750 x \left(515 - \frac{x}{2} \right) - 300 \times 1140 \times (550 - 515) = 235.2 \times 10^6$$

得 $x = 71.6\text{mm} < h'_f$, 仍属于第一类 T 形截面。

且 $x < 2a'_f$

$$\psi_f = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h}{x} \frac{\epsilon_{cu} - \epsilon_{t0}}{\epsilon_f} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 550}{71.6} \frac{0.0033 - 0}{0.01} = 1.698 > 1.0, \text{ 取 } \psi_f = 1.0。$$

采用高强度 I 级碳纤维布:

$$\alpha_1 f_{co} b'_f x = \psi_f f_f A_{fe} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 750 \times 71.6 = 1.0 \times 2300 \times A_{fe} + 300 \times 1140 - 0$$

得 $A_{fe} = 75.44\text{mm}^2$

预估采用 3 层 0.167mm 厚规格的碳纤维布:

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} = 1.16 - \frac{3 \times 2.3 \times 10^5 \times 0.167}{308000} = 0.7859 < 0.90$$

实际应粘贴的碳纤维面积: $A_f = \frac{A_{fe}}{k_m} = \frac{75.44}{0.7859} = 95.99\text{mm}^2$

碳纤维布总宽度为: $B = \frac{95.99}{0.167} = 575\text{mm}$

因此选用粘贴 3 层 250mm 宽的碳纤维布。

(4) 算例 5-4

该综合楼中某框架梁支座钢筋不足,需要进行加固,其弯矩设计值 $M=1000 \times 10^6$ N·mm,梁截面 $b \times h=300\text{mm} \times 800\text{mm}$,C25 混凝土,HRB335 级钢筋,梁顶受力钢筋为 $8 \Phi 25 (A_{s0}=3927\text{mm}^2)$,梁底受力钢筋为 $4 \Phi 25 (A'_{s0}=1964\text{mm}^2)$ 。梁的抗剪能力满足要求,仅需进行抗弯加固,加固前原作用的弯矩标准值为 350×10^6 N·mm。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b} = \frac{300 \times (3927 - 1964)}{1.0 \times 11.9 \times 300} = 165.0\text{mm} > 2a'_s = 70\text{mm}$$

说明受压钢筋能达到屈服。

$$M_u = \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a'_s)$$

$$= 1.0 \times 11.9 \times 300 \times 165 \times \left(800 - \frac{165}{2} \right) + 300 \times 1964 \times (800 - 35)$$

$$= 873.38 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$\text{弯矩提高系数: } \frac{1000 - 873.38}{873.38} = 0.145 = 14.5\% < 40\%$$

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a'_s) - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 11.9 \times 300 x \left(800 - \frac{x}{2} \right) + 300 \times 1964 \times (800 - 35) - 300 \times 3927 \times (800 - 740)$$

$$= 1000 \times 10^6$$

得 $x=258.99\text{mm}$, 则

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{258.99}{740} = 0.350 < \xi_b = 0.75 \xi_{b1} = 0.75 \times 0.55 = 0.4125, \text{ 满足要求。}$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{3927}{0.5 \times 300 \times 800} = 0.0327 > 0.05$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{350 \times 10^6}{0.87 \times 3927 \times 740} = 138.44\text{MPa} < 150\text{MPa}$$

$$\alpha_f = 0.9 \times \left[\frac{0.0327 - 0.03}{0.04 - 0.03} \times (1.35 - 1.30) + 1.30 \right] = 1.182$$

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.182 \times 350 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 3927 \times 740} = 7.118 \times 10^{-4}$$

$$\psi_f = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h / x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0}}{\epsilon_f}$$

$$= \frac{0.8 \times 0.0033 \times 800 / 259 - 0.0033 - 7.118 \times 10^{-4}}{0.007} = 0.5918$$

采用高强度 I 级碳纤维布, 则

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_f \cdot f_f A_{fe} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 11.9 \times 300 \times 258.99 = 0.5918 \times 1600 \times A_{fe} + 300 \times (3927 - 1964)$$

$$\text{得 } A_{fe} = 354.53\text{mm}^2, \text{ 则碳纤维布总宽度为: } B = \frac{354.53}{0.167} = 2123\text{mm}$$

如采用 0.167mm 厚规格的碳纤维布, 需粘贴 300mm 宽的碳纤维布将超过 7 层, 宜改用碳纤维板, 如采用高强度 I 级 1.7mm 厚规格的碳纤维板:

$$1.0 \times 11.9 \times 300 \times 258.99 = 0.5918 \times 1150 \times A_{fe} + 300 \times (3927 - 1964)$$

得 $A_{fe} = 493.3 \text{ mm}^2$, 则碳纤维板总宽度为

$B = 493.3 / 1.7 = 290.2 \text{ mm}$, 因此选用粘贴 1 层 300mm 宽 1.7mm 厚的碳纤维板。

(5) 算例 5-5

该综合楼中某矩形截面梁, 承受均布荷载, 混凝土强度等级为 C30, 截面尺寸 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$, 配有受拉钢筋 $3 \Phi 20$ 。原设计弯矩标准值为 $72 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 现增加设计弯矩至 $250 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

1) 确定混凝土受压区高度 x

已知: $M = 250 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$, $f_{co} = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{yo} = 300 \text{ N/mm}^2$, $b = 300 \text{ mm}$, $h = 750 \text{ mm}$, $h_0 = 750 - 40 = 710 \text{ mm}$, $A_{so} = 942 \text{ mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$

$$M = \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) - f_{yo} A_{so} (h - h_0)$$

$$\text{故 } 250 \times 10^6 = 1.0 \times 14.3 \times 300 x \left(750 - \frac{x}{2} \right) - 300 \times 942 \times (750 - 710)$$

得 $x = 86.2 \text{ mm}$

2) 判定受压区高度范围

$$2a_s = 2 \times 40 = 80 \text{ mm} < x$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_{yo}}{E_s \epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{300}{2.0 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.550$$

$$\xi_{bh} = 0.85 \xi_b = 0.85 \times 0.55 = 0.4675$$

$$\xi_{bh} h = 0.4675 \times 750 = 350.625 \text{ mm} > x = 86.2 \text{ mm}$$

3) 计算强度利用系数 ψ_f

$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{ok}}{E_s A_{so} h_0}$, 其中: $M_{ok} = 72 \text{ kN} \cdot \text{m}$, $\alpha_f = 0.7$, 则

$$\epsilon_{f0} = \frac{0.7 \times 72 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 942 \times 710} = 0.377 \times 10^{-3}$$

$\psi_f = \frac{(0.8 \epsilon_{cu} h / x) \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0}}{\epsilon_f}$, 其中: $\epsilon_{cu} = 0.0033$, $\epsilon_f = 0.01$, 则

$$\text{故, } \psi_f = \frac{(0.8 \times 0.0033 \times 750 / 86.2) - 0.0033 - 0.37 \times 10^{-3}}{0.01} = 1.9 \geq 1.0, \text{ 取 } \psi_f = 1.0.$$

4) 计算碳纤维加固用量

采用高强度 I 级碳纤维布, 得

$$\alpha_1 f_{co} b x = f_{yo} A_{so} + \psi_f f_f A_{fe}$$

$$A_{fe} = \frac{\alpha_1 f_{co} b x - f_{yo} A_{so}}{\psi_f f_f} = \frac{1.0 \times 14.3 \times 300 \times 86.2 - 300 \times 942}{1.0 \times 2300} = 37.91 \text{ mm}^2$$

预估采用单层 0.167mm 厚规格的碳纤维布, 则

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} = 1.16 - \frac{1.0 \times 2.3 \times 10^5 \times 0.167}{308000} = 1.04 > 0.9, \text{ 取 } k_m = 0.9.$$

实际粘贴碳纤维截面面积 $A_f = \frac{A_{fe}}{k_m} = 37.91/0.9 = 42.12\text{mm}^2$

碳纤维布总宽度为: $B = \frac{42.12}{0.167} = 252\text{mm}$

采用碳纤维布, 宽 300mm, 单层, 厚 0.167mm。

5) 粘贴延伸长度

$$l_c = \frac{\psi_1 f_t A_f}{f_{t,v} b_f} + 200 = \frac{1.0 \times 2300 \times 300 \times 0.167}{0.4 \times 1.43 \times 300} + 200 = 871.5\text{mm}$$

5.2.2 受弯构件斜截面加固算例

(1) 算例 5-6

该综合楼中某一矩形截面梁, 承受均布荷载, 混凝土强度等级为 C30, 截面尺寸 $b \times h = 300\text{mm} \times 750\text{mm}$, 板厚 100mm, 配箍筋 $\Phi 10@200$ 。原设计剪力为 350kN, 现增加设计剪力至 500kN。

1) 验算截面尺寸

$$h_w/b = (750 - 40)/300 = 2.37 < 4$$

$V = 500\text{kN} < 0.25\beta_c f_{co} b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 300 \times (750 - 40) = 761\text{kN}$, 满足要求。

2) 确定加固前梁的抗剪承载力

$f_{t0} = 1.43\text{N/mm}^2$, $b = 300\text{mm}$, $h_0 = 710\text{mm}$, $f_{yv0} = 210\text{N/mm}^2$, $s_0 = 200\text{mm}$, $A_{sv0} = 157\text{mm}^2$ 。

$$\begin{aligned} V_{b0} &= 0.7 f_{t0} b h_0 + 1.25 f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 710 + 1.25 \times 210 \times \frac{157}{200} \times 710 = 359.5\text{kN} \end{aligned}$$

3) 碳纤维承载剪力

$$V_{bf} = V - V_{b0} = 500 - 359.5 = 140.5\text{kN}$$

4) 碳纤维布用量

$$V_{bf} = \psi_{vb} f_t A_f h_f / s_f$$

其中: $\psi_{vb} = 0.85$, $f_t = 0.56 \times 2000 = 1120\text{N/mm}^2$, $h_f = 750 - 100 = 650\text{mm}$ 。

$$\text{故, } \frac{A_f}{s_f} = \frac{V_{bf}}{\psi_{vb} f_t h_f} = \frac{140.5 \times 10^3}{0.85 \times 1120 \times 650} = 0.227\text{mm}$$

因为 $A_f = 2n_f b_f t_f$, 故选取粘贴单层碳纤维布, 层厚 0.167mm, 宽 300mm, 间距 400mm。

(2) 算例 5-7

该综合楼的现浇混凝土楼盖, 楼板厚度 80mm, 框架梁截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 600\text{mm}$, 混凝土强度等级 C25, 配箍筋 $\Phi 8@100$, 现剪力设计值为 400kN。

1) 验算截面尺寸

$$h_w/b = (600 - 80)/250 = 1.94 < 4$$

$V = 400\text{kN} < 0.25\beta_c f_{co} b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 565 = 420.22 \times 10^3\text{kN}$, 满足要求。

2) 确定加固前梁的抗剪承载力 V_{b0}

$$V_{b0} = 0.7f_{t0}bh_0 + 1.25f_{yv0}\frac{A_{sv0}}{s_0}h_0 = 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 565 + 1.25 \times \frac{210 \times 2 \times 50.3}{200} \times 565$$

$$= 125571 + 74601 = 200.17 \times 10^3 \text{ N} = 200.17 \text{ kN}$$

3) 碳纤维承载剪力 V_{bf}

$$V_{bf} = V - V_{b0} = 400 - 200.17 = 199.83 \text{ kN}$$

4) 碳纤维布用量

$$V_{bf} = \psi_{vb} f_t A_f h_f / s_f$$

其中: $\psi_{vb} = 0.85$, $f_t = 0.56 \times 2000 = 1120 \text{ N/mm}^2$, $h_f = 600 - 80 = 520 \text{ mm}$

$$\text{故, } \frac{A_f}{s_f} = \frac{V_{bf}}{\psi_{vb} f_t h_f} = \frac{199.83 \times 10^3}{0.85 \times 1120 \times 520} = 0.404 \text{ mm}$$

由于 $A_f = 2n_f b_f t_f$ 取 $s_f = 300 \text{ mm}$, $t_f = 0.167 \text{ mm}$, $b_f = 200 \text{ mm}$, 则

$$\text{则 } n_f = \frac{0.404 \times 300}{2 \times 0.167 \times 200} = 1.814$$

选取粘贴 2 层碳纤维布, 层厚 0.167mm, 宽 200mm, 净间距 100mm。

5.2.3 受压构件正截面加固算例

算例 5-8

该综合楼的混凝土中柱, 计算高度为 4.0m, 截面尺寸 $b \times h = 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$, C30 混凝土, 纵向配筋 $12 \Phi 18$, 均匀布置, 箍筋 $\Phi 8 @ 200$ 。采用碳纤维环绕约束混凝土截面, 3 层, 0.167mm 厚, 无间隔。计算柱轴心受压承载力。

1) 判断构件长细比

$l/b = 4000/400 = 10 < 14$, 可进行环向约束加固。

2) 承载力验算

$$N \leq 0.9[(f_{c0} + 4\sigma_l)A_{\text{cor}} + f'_{y0}A'_{s0}]$$

其中: $f_{c0} = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f'_{y0} = 300 \text{ N/mm}^2$, $A'_{s0} = 3054 \text{ mm}^2$, 取 $r = 10 \text{ mm}$, 则

$$A_{\text{cor}} = bh - (4 - \pi)r^2 = 400 \times 400 - (4 - \pi) \times 10^2 = 1.60 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_l = 0.5\beta_c k_c \rho_l E_t \epsilon_{lc}$$

其中: $\beta_c = 1.0$ (混凝土强度小于 C50);

有效约束系数 $k_c = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3A_{\text{cor}}(1-\rho_s)}$

$$\rho_s = \frac{3054}{400 \times 400} = 0.019$$

$$k_c = 1 - \frac{(400 - 2 \times 10)^2 + (400 - 2 \times 10)^2}{3 \times 1.60 \times 10^5 \times (1 - 0.019)} = 0.387$$

$E_t = 2.3 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_{lc} = 0.0045$,

环向约束体积比 $\rho_l = 2n_f t_f (b+h) / A_{\text{cor}} = \frac{2 \times 3 \times 0.167 \times (400+400)}{1.60 \times 10^5} = 0.501\%$

$$\sigma_l = 0.5 \times 1.0 \times 0.387 \times 0.501\% \times 2.3 \times 10^5 \times 0.0045 = 1.003 \text{ N/mm}^2$$

$$N = 0.9 \times [(14.3 + 4 \times 1.003) \times 1.60 \times 10^5 + 300 \times 3054] = 3461508 \text{ N} = 3461.5 \text{ kN}$$

5.2.4 受压构件斜截面加固算例

算例 5-9

该综合楼中柱, 边长 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 净高 4.0m, C30 混凝土, 均匀布置箍筋 $\Phi 8@200$, 柱轴压比为 0.55。现设计剪力为 380kN, 采用碳纤维布环向加固方案。

1) 验算截面尺寸

$$V = 380\text{kN} \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 = 0.25 \times 1 \times 14.3 \times 400 \times (400 - 40) = 514.8\text{kN}, \text{ 满足要求。}$$

2) 确定加固前柱的抗剪承载力 V_{co}

$$V_{co} = \frac{1.75}{\lambda + 1} f_{to} b h_0 + f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 + 0.07N$$

其中: $f_{to} = 1.43\text{N/mm}^2$, $b = 400\text{mm}$, $h_0 = 400 - 40 = 360\text{mm}$, $f_{yv0} = 210\text{N/mm}^2$, $s_0 = 200\text{mm}$, $A_{sv0} = 157\text{mm}^2$ 。

$$\lambda_c = \frac{4000}{2 \times 360} = 5.556, \text{ 取 } \lambda = 3。$$

$$N = 0.55 f_{co} b h = 0.55 \times 14.3 \times 400 \times 400 = 1.258 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{故 } V_{co} &= \frac{1.75}{3+1} \times 1.43 \times 400 \times 360 + 210 \times \frac{157}{200} \times 360 + 0.07 \times 1.258 \times 10^6 \\ &= 2.375 \times 10^5 \text{ N} \end{aligned}$$

3) 碳纤维承载剪力 V_{cf}

$$V_{cf} = V - V_{co} = 380 - 237.5 = 142.5\text{kN}$$

4) 碳纤维布用量

$$V_{cf} = \psi_w f_t A_f h / s_f$$

$$\text{其中: } \psi_w = 0.72 \times \frac{0.55 - 0.5}{0.7 - 0.5} \times (0.72 - 0.62) = 0.695$$

采用高强度 I 级碳纤维布, 则

$$f_t = 0.5 \times 1600 = 800\text{N/mm}^2, h = 400\text{mm}$$

$$\text{故 } \frac{A_f}{s_f} = \frac{V_{cf}}{\psi_w f_t h} = \frac{142.5 \times 10^3}{0.695 \times 800 \times 400} = 0.641\text{mm}$$

由于 $A_f = 2n_f b_f t_f$,

选取粘贴碳纤维布, 3 层, 层厚 0.167mm, 宽 400mm, 间距 600mm, 则实际 $\frac{A_f}{s_f} =$

$$\frac{2n_f b_f t_f}{s_f} = \frac{2 \times 3 \times 0.167 \times 400}{600} = 0.668\text{mm} > 0.641\text{mm}$$

5.2.5 柱的抗震延性加固算例

算例 5-10

该综合楼中的混凝土中柱, 边长 $b \times h = 400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 净高 4.0m, C30 混凝土, 均匀布置箍筋 $\Phi 8@100$, 现需将箍筋加密区箍筋提高到 $\Phi 12@100$, 采用碳纤维布环向加固方案。试计算加固后柱的延性。

$$\rho_v = \rho_{v,e} + \rho_{v,i}$$

其中:

$$\text{原有体积配筋率: } \rho_{v,e} = \frac{50.3 \times (400-50) \times 4}{(400-50) \times (400-50) \times 100} = 0.575\%$$

$$\text{需增加体积配筋率: } \rho_{v,f} = \frac{113.1 \times (400-50) \times 4}{(400-50) \times (400-50) \times 100} - 0.575\% = 0.718\%$$

$$\rho_{v,f} = k_c \rho_t \frac{b_f f_f}{s_f f_{yv0}}$$

采用高强度 I 级碳纤维布, 则

有效约束系数 $k_c = 0.66$, $f_f = 1600\text{N/mm}^2$, $f_{yv0} = 210\text{N/mm}^2$ 。

$$\text{故 } \frac{b_f}{s_f} \rho_t = \frac{\rho_{v,f} f_{yv0}}{k_c f_f} = \frac{0.718\% \times 210}{0.66 \times 1600} = 1.428 \times 10^{-3}$$

由 $\rho_t = 2n_f t_f (b+h) / A_{\text{cor}}$

代入值 $\rho_t = 1.428 \times 10^{-3} \frac{s_f}{b_f}$, 有:

$$\frac{n_f t_f b_f}{s_f} = \frac{1.428 \times 10^{-3} \times 350 \times 350}{2 \times (400+400)} = 0.109\text{mm}$$

选取碳纤维布, 宽 $b_f = 350\text{mm}$, 间距 $s_f = 500\text{mm}$, (每层厚度) $t_f = 0.16\text{mm}$, $n_f = 1$ (单层), 满足要求。

第 6 章 粘贴钢板加固计算

粘贴钢板法是一种建筑工程的加固新技术。用特制的结构胶粘剂，将钢板粘贴在钢筋混凝土结构的表面，能达到加固和增强原结构强度和刚度的目的。粘贴钢板法，与其他的加固方法比较，有许多独特的优点和先进性，主要有：坚固耐用、施工快速、简洁轻巧、灵活多样、经济合理。该法主要用于下列工程：钢筋焊接点断裂加固、施工中漏放钢筋加固、混凝土强度等级达不到设计要求，提高结构强度加固、加层抗震加固、阳台根部断裂加固、牛腿节点加固、悬挂式吊车梁提高荷载加固、楼面荷载集中力加固、火灾后梁柱混凝土烧坏加固、混凝土柱子牛腿断裂加固、桥式吊车梁加固、薄腹梁断裂加固、爆炸冲击波破坏梁体加固、提高楼面荷载加固、屋架梁下弦腐蚀严重露筋加固、断梁加固、截柱加固、减振加固、梁柱受化学腐蚀的粘钢加固、旧房改造综合加固、生命线建筑物抗震等。

6.1 受弯构件正截面加固计算方法

(1) 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{h,sp}$ 应按下列规定计算：

- 1) 对重要构件，采用加固前控制值的 0.9 倍，即 $\xi_{h,sp} = 0.9\xi_h$ ；
- 2) 对一般构件，采用加固前控制值，即 $\xi_{h,sp} = \xi_h$ 。

式中， ξ_h 为构件加固前的相对界限受压区高度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定计算。

(2) 在矩形截面受弯构件的受拉面和受压面粘贴钢板进行加固时，其正截面承载力应符合下列规定(图 6-1)：

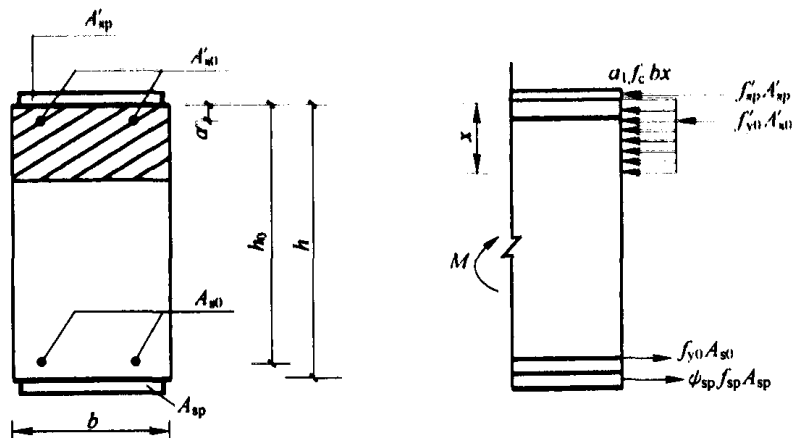


图 6-1 矩形截面正截面受弯承载力计算

$$M \leq a_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') + f'_{sp} A'_{sp} h - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (6-1)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} - f'_{sp} A'_{sp} \quad (6-2)$$

$$\psi_{sp} = \frac{(0.8 \epsilon_{cu} h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} \quad (6-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (6-4)$$

式中 M ——构件加固后弯矩设计值；

x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度，简称混凝土受压区高度；

b 、 h ——矩形截面宽度和高度；

f_{sp} 、 f'_{sp} ——加固钢板的抗拉、抗压强度设计值；

A_{sp} 、 A'_{sp} ——受拉钢板和受压钢板的截面面积；

a' ——纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离；

h_0 ——构件加固前的截面有效高度；

ψ_{sp} ——考虑二次受力影响时，受拉钢板抗拉强度有可能达不到设计值而引用的折减系数；当 $\psi_{sp} > 1.0$ ，取 $\psi_{sp} = 1.0$ ；

ϵ_{cu} ——混凝土极限压应变，取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ；

$\epsilon_{sp,0}$ ——考虑二次受力影响时，受拉钢板的滞后应变，按式(6-6)计算；若不考虑二次受力影响，取 $\epsilon_{sp,0} = 0$ 。

(3) 对受弯构件正弯矩区的正截面加固，受拉钢板的截断位置距其充分利用截面的距离不应小于按下式确定的粘贴延伸长度；

$$l_{sp} = f_{sp} t_{sp} / f_{bl} \geq 170 t_{sp} \quad (6-5)$$

式中 l_{sp} ——受拉钢板粘贴延伸长度(mm)；

t_{sp} ——粘贴的钢板总厚度(mm)；

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值；

f_{bl} ——钢板与混凝土之间的粘结强度设计值(MPa)，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 2006 表 10.2.4 采用。

(4) 当考虑二次受力影响时，加固钢板的滞后应变 $\epsilon_{sp,0}$ 应按下式计算：

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} \quad (6-6)$$

式中 M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上作用的弯矩标准值；

α_{sp} ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响的计算系数，按表 6-1 取值。

计算系数 α_{sp} 值

表 6-1

ρ_{te}	计算系数 α_{sp} 值					
	< 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注：表中 ρ_{te} 为原有混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率，即 $\rho_{te} = A_s / A_{te}$ ， A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。当原构件钢筋应力 $\sigma_{s0} \leq 150$ MPa，且 $\rho_{te} \leq 0.05$ 时，表中 α_{sp} 值可乘以调整系数 0.9。

(5) 当钢板全部粘贴在梁底面(受拉面)有困难时，允许将部分钢板对称地粘贴在梁的两侧面。此时，侧面粘贴区域应控制在距受拉边缘 1/4 梁高范围内，且应按下式计算确定

梁的两侧面实际需粘贴的钢板截面面积 $A_{sp,l}$:

$$A_{sp,l} = \eta_{sp} A_{sp,b} \quad (6-7)$$

式中 $A_{sp,b}$ ——按梁底面计算确定的, 但需改贴到梁的两侧面的钢板截面面积;

η_{sp} ——考虑改贴梁侧面引起的钢板受拉合力及其力臂改变的修正系数, 按表 6-2 采用。

修正系数 η_{sp} 值					表 6-2
h_{sp}/h	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
η_{sp}	1.11	1.23	1.37	1.54	1.75

注: 表中 h_{sp} 为从梁受拉边缘算起的侧面粘贴高度; h 为梁截面高度。

6.2 受弯构件斜截面加固计算方法

当采用扁钢条带对受弯构件的斜截面受剪承载力进行加固时, 应粘贴成垂直于构件轴线方向的加锚封闭箍或其他有效的 U 形箍(图 6-2), 以承受剪力的作用。

注: 扁钢也可以用钢板代替, 但切割的边缘应加工平整。

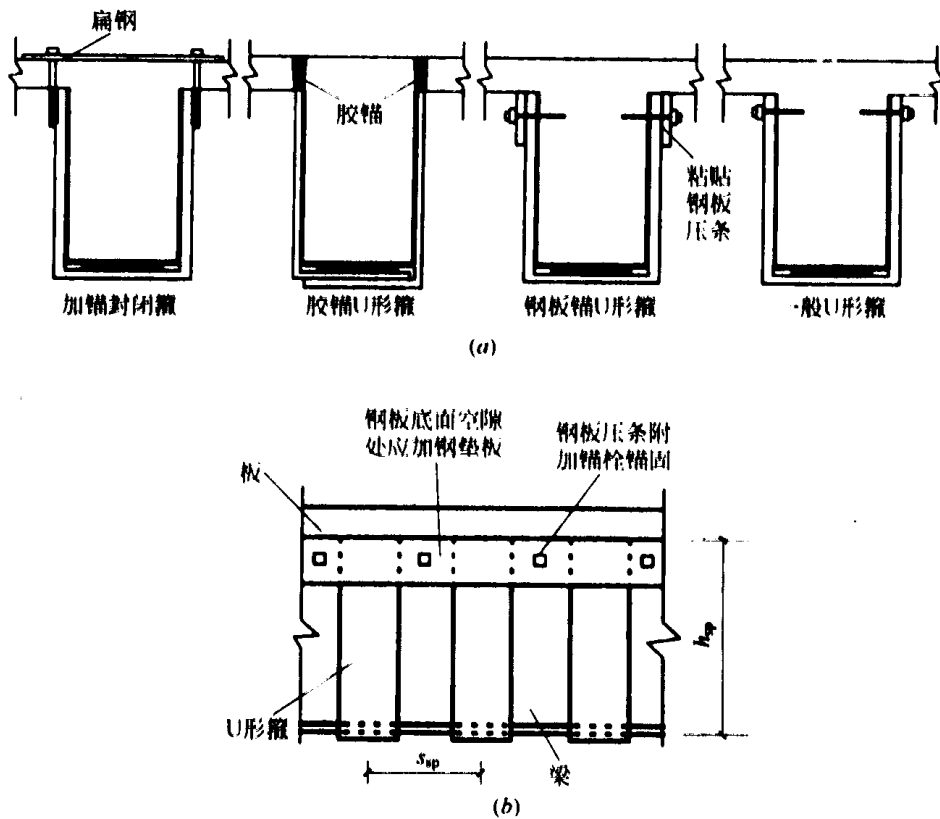


图 6-2 扁钢抗剪箍及其粘贴方式

(a)构造方式; (b)U形箍加纵向钢板压条

图 6-2 对斜截面加固的钢箍板粘贴方式作了统一的规定, 并且在构造上, 只允许采用垂直于构造轴线方向的加锚封闭箍和其他三种有效的 U 形箍; 不允许仅在侧面粘贴钢板

受剪, 因为试验表明, 这种粘贴方式受力不可靠。

(1) 受弯构件加固后的斜截面应符合下列条件:

$$\text{当 } h_w/b \leq 4 \text{ 时, } V \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 \quad (6-8)$$

$$\text{当 } h_w/b \geq 6 \text{ 时, } V \leq 0.20\beta_c f_{co} b h_0 \quad (6-9)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法确定。

式中 V ——构件斜截面加固后的剪力设计值;

b ——矩形截面的宽度; T形或I形截面的腹板宽度;

h_w ——截面的腹板高度; 对矩形截面, 取有效高度; 对T形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对I形截面, 取腹板净高。

(2) 采用加锚封闭箍或其他U形箍对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时, 其斜截面承载力应符合以下规定:

$$V \leq V_{b0} + V_{b,sp} \quad (6-10)$$

$$V_{b,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{sp} h_{sp} / s_{sp} \quad (6-11)$$

式中 V_{b0} ——加固前梁的斜截面承载力, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算;

$V_{b,sp}$ ——粘贴钢板加固后, 对梁斜截面承载力的提高值;

ψ_{vb} ——与钢板的粘贴方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数, 按表 6-3 取值;

A_{sp} ——配置在同一截面处箍板的全部截面面积; $A_{sp} = 2b_{sp} t_{sp}$, 此处: b_{sp} 、 t_{sp} 分别为箍板宽度和箍板厚度;

h_{sp} ——梁侧面粘贴箍板的竖向高度;

s_{sp} ——箍板的间距 [图 6-2(b)]。

抗剪强度折减系数 ψ_{vb} 值

表 6-3

箍板构造		加锚封闭箍	胶锚或钢板锚 U 形箍	一般 U 形箍
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda > 3$	1.00	0.92	0.85
	剪跨比 $\lambda < 1.5$	0.68	0.63	0.58

注: 当 λ 为中间值时, 按线性内插法确定 ψ_{vb} 的值。

6.3 大偏心受压构件正截面加固计算方法

在矩形截面大偏心受压构件受拉边混凝土表面粘贴钢板加固时, 其正截面承载力应按下列公式确定:

$$N \leq \alpha_1 f_{co} b x + f'_{y0} A'_{s0} + f'_{sp} A'_{sp} - f_{y0} A_{s0} - f_{sp} A_{sp} \quad (6-12)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{co} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f'_{sp} A'_{sp} h_0 + f_{sp} A_{sp} (h - h_0) \quad (6-13)$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a \quad (6-14)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (6-15)$$

式中 N ——轴向拉力设计值;

e ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数,除应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算外,尚应乘以《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 5.4.3 条规定的修正系数 ψ_η ;

e_i ——初始偏心距;

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距: $e_0 = M/N$;

e_a ——附加偏心距,按偏心方向截面最大尺寸 h 确定;当 $h \leq 600\text{mm}$ 时, $e_a = 20\text{mm}$;当 $h > 600\text{mm}$ 时, $e_a = h/30$;

a, a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离;

f_{sp}, f'_{sp} ——加固钢板的抗拉、抗压强度设计值。

6.4 受拉构件正截面加固计算

(1) 轴心受拉构件的加固,其正截面承载力应符合下列规定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_{sp} A_{sp} \quad (6-16)$$

式中 N ——轴向拉力设计值;

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值。

(2) 矩形截面大偏心受拉构件的加固,其正截面承载力应符合下列规定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_{sp} A_{sp} - \alpha_1 f_{c0} b x - f'_{y0} A'_{s0} \quad (6-17)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{sp} A_{sp} (h - h_0) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') \quad (6-18)$$

式中 N ——轴向拉力设计值;

e ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离。

6.5 构造设计

(1) 采用手工涂胶粘贴的钢板厚度不应大于 5mm。采用压力注胶粘结的钢板厚度不应大于 10mm,且应按外粘型钢加固法的焊接节点构造进行设计。

(2) 对钢筋混凝土受弯构件进行正截面加固时,其受拉面沿构件轴向连续粘贴的加固钢板宜延长至支座边缘,且应在钢板的端部(包括截断处)及集中荷载作用点的两侧,设置 U 形钢箍板(对梁)或横向钢压条(对板)进行锚固。

(3) 当粘贴的钢板延伸至支座边缘仍不满足《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 2006 第 10.2.4 条延伸长度的要求时,应采取下列锚固措施:

1) 对梁,应在延伸长度范围内均匀设置 U 形箍,且应在延伸长度的端部设置一道加强箍。U 形箍的粘贴高度应为梁的截面高度;若梁有翼缘(或有现浇楼板),应伸至其底面。U 形箍的宽度,对端箍不应小于加固钢板宽度的 2/3,且不应小于 80mm;对中间箍不应小于加固钢板宽度的 1/2,且不应小于 40mm。U 形箍的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 1/2,且不应小于 4mm。U 形箍的上端应设置纵向钢压条;压条下面的空隙应加胶粘钢垫块填平。

2) 对板,应在延伸长度范围内通长设置垂直于受力钢板方向的钢压条。钢压条应在

延伸长度范围内均匀布置,且应在延伸长度的端部设置一道。压条的宽度不应小于受弯加固钢板宽度的 $3/5$,钢压条的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 $1/2$ 。

(4) 当采用钢板对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时,应采取下列构造措施:

1) 支座处无障碍时,钢板应在负弯矩包络图范围内连续粘贴;其延伸长度的截断点应按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 10.2.4 条的原则确定。在端支座无法延伸的一侧,尚应按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 图 9.9.3-2 或图 9.9.3-3 的构造方式进行锚固处理。

2) 支座处虽有障碍,但梁上有现浇板时,允许绕过柱位,在梁侧 4 倍板厚($4h_b$)范围内,将钢板粘贴于板面上。

3) 当梁上无现浇板,或负弯矩区的支座处需采取加强的锚固措施时,可按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 图 9.9.3-3 的构造方式进行锚固处理。

(5) 当加固的受弯构件需粘贴不止一层钢板时,相邻两层钢板的截断位置应错开不小于 300mm,并应在截断处加 U 形箍(对梁)或横向压条(对板)进行锚固。

(6) 当采用粘贴钢板箍对钢筋混凝土梁或大偏心受压构件的斜截面承载力进行加固时,其构造应符合下列规定:

1) 宜选用封闭箍或加锚的 U 形箍;若仅按构造需要设箍,也可采用一般 U 形箍。

2) 受力方向应与构件轴向垂直。

3) 封闭箍及 U 形箍的净间距 $s_{sp,n}$ 不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的最大箍筋间距的 0.7 倍,且不应大于梁高的 0.25 倍。

4) 箍板的粘贴高度应符合《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第 10.6.3 条的要求;一般 U 形箍的上端应粘贴纵向钢压条予以锚固。钢压条下面的空隙应加胶粘钢板填平。

5) 当梁的截面高度(或腹板高度) $h \geq 600\text{mm}$ 时,应在梁的腰部增设一道纵向腰间钢压条。

除此之外,采用粘钢加固时,还应注意以下几点:

(1) 根据粘贴钢板加固混凝土构件的受力特性,规定了这种方法仅适用于钢筋混凝土受弯、受拉和大偏心受压构件的加固。同时还应指出的是,该方法不适用于素混凝土构件(包括纵向受力钢筋配筋率不符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 最小配筋率构造要求的构件)的加固。据此,应提请注意的是:对梁板结构,若曾经在构件受压区采用增大截面法加大了混凝土厚度,而今又拟在受拉区粘贴钢板进行加固时,应首先检查其最小配筋率是否能满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求。

(2) 在实际工程中,有时会遇到原结构混凝土的强度低于现行设计规范规定的最低强度等级的情况。如果原结构混凝土强度过低,它与钢板的粘结强度也必然很低。此时,极易发生呈脆性的剥离破坏,所以规定被加固的混凝土结构构件,其现场实测混凝土强度等级不得低于 C15,混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa。

(3) 粘钢的承重构件最忌在复杂的应力状态下工作,故粘贴钢板加固钢筋混凝土结构构件时,应将钢板受力方式设计成仅承受轴向应力作用。

(4) 粘贴在混凝土构件表面上的钢板,其外表面应进行防锈蚀处理。表面防锈蚀材料对钢板及胶粘剂应无害。这主要是考虑加固的钢板一般较薄,容易因锈蚀而显著削弱截

面,甚至引起应力集中,其后果必然影响使用寿命。

(5) 根据常温条件下使用的普通型树脂的性能,该加固方法长期使用的环境温度不应高于 60°C 。当采用与钢板匹配的耐高温树脂为胶粘剂时,可不受前述温度范围的限制,但应受现行钢结构设计规范有关规定的限制。在特殊环境下(如高温、高湿、介质侵蚀、放射等)采用粘贴钢板加固时,除应遵守相应的国家现行有关标准的规定采取专门的粘贴工艺和相应的防护措施外,尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂。

(6) 粘贴钢板的胶粘剂一般是可燃的,故按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级和耐火极限要求以及相关规范的防火构造规定进行防护。

(7) 采用粘贴钢板加固时,应采取措施尽量卸载。其目的是减少二次受力的影响,也就是降低钢板的滞后应变,使得加固后的钢板能充分发挥强度。

6.6 加固设计算例

某钢筋混凝土框架结构共10层,在标高38.4m位置(图6-3)因使用功能的改变,楼面活荷载增加为 $12.0\text{kN}/\text{m}^2$,需对其构件进行加固,拟采用粘贴钢板加固法。

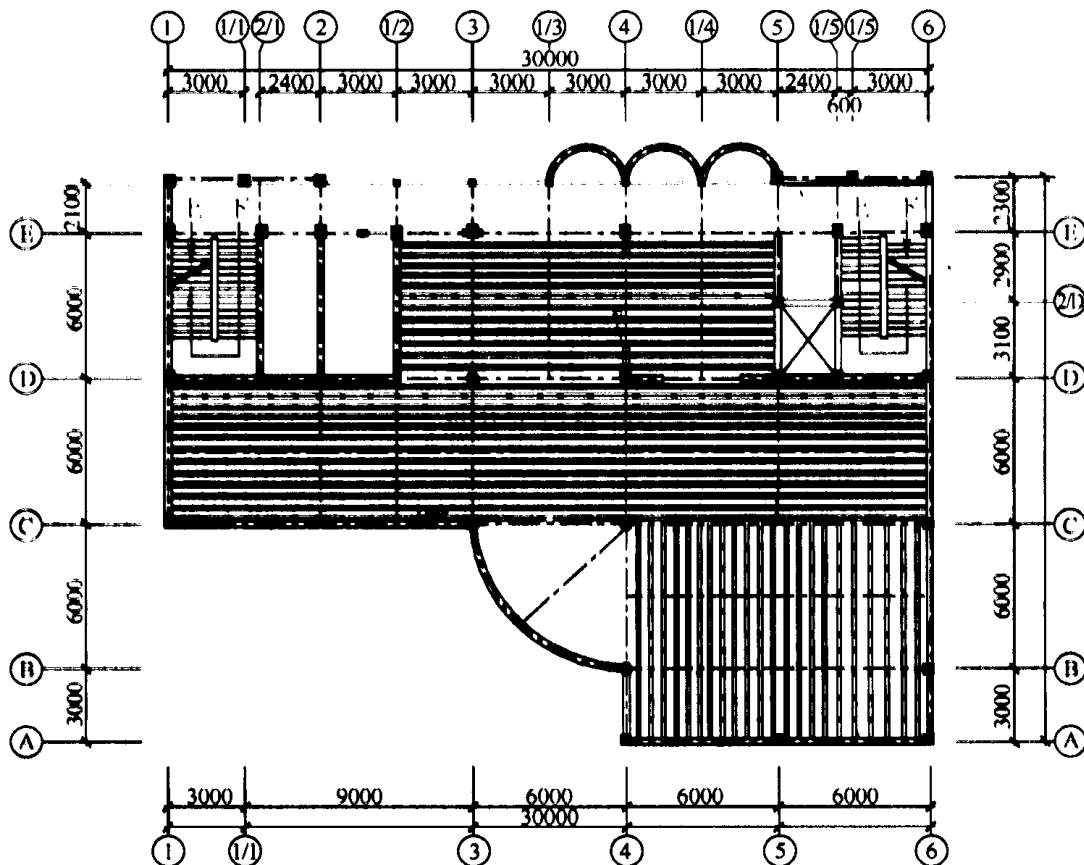


图 6-3 结构平面图

6.6.1 受弯构件正截面加固设计

(1) 算例 6-1

该大厦楼盖中的矩形截面梁 $b \times h = 200\text{mm} \times 500\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋为 $4\Phi 16 (A_{s0} = 804\text{mm}^2)$, 配筋率 0.86% 。梁的弯矩设计值 $118 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 原作用的弯矩标准值为 $65 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 梁的抗剪能力满足要求, 仅需进行抗弯加固。

1) 原梁承载力计算

由 $\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0}$

$$\text{得 } x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b} = \frac{300 \times 804}{1.0 \times 9.6 \times 200} = 125.625\text{mm}, \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{125.625}{500 - 35} = 0.270$$

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 804 \times (465 - 125.625/2) = 97.01 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

弯矩提高系数: $(118 - 97.01)/97.01 = 0.2164 = 21.64\% < 40\%$

$$\text{由 } M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') + f'_{sp} A'_{sp} h - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

(注: 受压区混凝土未粘贴钢板)

$$1.0 \times 9.6 \times 200 x \left(500 - \frac{x}{2} \right) + 0 + 0 - 300 \times 804 \times 35 = 118 \times 10^6$$

求得: $x = 156.07\text{mm}$

$\xi = x/h_0 = 156.07/465 = 0.336 < \xi_{b,sp} = \xi_b = 0.55$, 满足要求。

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{804}{0.5 \times 200 \times 500} = 0.01608$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{0k}}{0.87A_s h_0} = \frac{65 \times 10^6}{0.87 \times 804 \times 465} = 199.84 \text{MPa}$$

按线性插值法查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2006 表 10.2.6 (即本书表 6-1) 求得 $\alpha_{sp} = 1.052$ 。

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.052 \times 65 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 804 \times 465} = 9.145 \times 10^{-4}$$

粘贴钢板为 Q235 钢, 则由 $f_{sp} = 215 \text{N/mm}^2$, $E_{sp} = 2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 得

$$\psi_{sp} = \frac{0.8\epsilon_{sp,0} h/r - \epsilon_{c0} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 500/156.07 - 0.0033 - 9.145 \times 10^{-4}}{215/(2.06 \times 10^5)} = 4.066 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$,

则由 $\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} \cdot f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$

$$1.0 \times 9.6 \times 200 \times 156.07 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times 804 - 0$$

求得: $A_{sp} = 271.89\text{mm}^2$

采用 3mm 厚规格的钢板, 总宽度为 $B = 271.89/3 = 90.63\text{mm}$

因此, 选用粘贴 3mm 厚 100mm 宽的钢板。

(2) 算例 6-2

该大厦屋面梁需要增加使用荷载, 其弯矩设计值为 $280 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$, 原恒载作用下的弯矩标准值为 $160 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$ 。梁截面 $b \times h = 300\text{mm} \times 900\text{mm}$, 采用 C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋为 $3\Phi 20 (A_{s0} = 942\text{mm}^2)$, 配筋率 0.36% 。梁的抗剪能力满足

要求, 仅需进行抗弯加固。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b} = \frac{300 \times 942}{1.0 \times 9.6 \times 300} = 98.125 \text{ mm}, \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{98.125}{900 - 35} = 0.113.$$

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 942 \times (865 - 98.125/2) = 230.58 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

弯矩提高系数: $(280 - 230.58) / 230.58 = 0.2143 = 21.43\% < 40\%$

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 9.6 \times 300 x \left(900 - \frac{x}{2} \right) + 0 - 300 \times 942 \times 35 = 280 \times 10^6$$

得 $x = 119.82 \text{ mm}$, 则

$\xi = x/h_0 = 119.82/865 = 0.139 < \xi_{b,sp} = \xi_b = 0.55$, 满足要求。

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{942}{0.5 \times 300 \times 900} = 0.007$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{160 \times 10^6}{0.87 \times 942 \times 865} = 225.7 \text{ MPa}$$

查表 6-1, 得 $\alpha_{sp} = 0.7$, 则

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{0.7 \times 160 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 942 \times 865} = 6.873 \times 10^{-4}$$

粘贴钢板用 Q235 钢, 则 $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$, $E_{sp} = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 即

$$\psi_{sp} = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h/r}{f_{sp}/E_{sp}} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{sp,0}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 900/119.82}{215/(2.06 \times 10^5)} = 0.0033 = 6.873 \times 10^{-4} = 15.18 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$, 则

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} \cdot f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}, \text{ 即}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 300 \times 119.82 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times 942 - 0$$

得 $A_{sp} = 290.6 \text{ mm}^2$

采用 3mm 厚规格的钢板, 总宽度为: $B = 290.6/3 = 96.9 \text{ mm}$

因此, 选用 3mm 厚规格 100mm 宽的钢板。

(3) 算例 6-3

该大厦中某矩形截面梁 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋为 $3\Phi 22 (A_{s0} = 1140 \text{ mm}^2)$, 配筋率 0.98%。梁的抗剪能力满足要求, 仅需进行抗弯加固。要求抗弯承载力提高 40%, 暂不考虑二次受力。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b} = \frac{300 \times 1140}{1.0 \times 9.6 \times 250} = 142.5 \text{ mm}, \quad \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{142.5}{500 - 35} = 0.306$$

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 1140 \times (465 - 142.5/2) = 134.66 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$M=134.66 \times 10^6 \times (1+40\%)=188.524 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M \leq \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 9.6 \times 250 x (500 - x/2) + 0 - 300 \times 1140 \times 35 = 188.524 \times 10^6$$

得 $x=212.04\text{mm}$, 则

$$\xi = x/h_0 = 212.04/465 = 0.456 < \xi_{b,sp} = \xi_b = 0.55, \text{ 满足要求。}$$

粘贴钢板用 Q235 钢, 则 $f_{sp} = 215\text{N/mm}^2$, $E_{sp} = 2.06 \times 10^5\text{N/mm}^2$, 即

$$\psi_{sp} = \frac{0.8\epsilon_{cu}h/x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 500/212.04 - 0.0033}{215/(2.06 \times 10^5)} = 2.803 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$,

$$\alpha_1 f_{co} b x = \psi_{sp} \cdot f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 250 \times 212.04 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times 1140 - 0, \text{ 得 } A_{sp} = 776.3\text{mm}^2.$$

采用 4mm 厚规格的钢板, 总宽度为: $B = 776.3/4 = 194.1\text{mm}$

因此, 选用 4mm 厚规格 200mm 宽的钢板。

(4) 算例 6-4

该大厦中某 T 形截面梁 $b \times h = 250\text{mm} \times 500\text{mm}$, $b'_f = 800\text{mm}$, $h'_f = 80\text{mm}$, C20 混凝土, HRB335 级钢筋, 受拉钢筋为 $3\Phi 22 (A_{s0} = 1140\text{mm}^2)$, 配筋率 0.98%。梁的抗剪能力满足要求, 仅需进行抗弯加固。要求抗弯承载力提高 40%, 暂不考虑二次受力。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{co} b'_f x = f_{y0} A_{s0}$$

$$x = \frac{f_{y0} A_{s0}}{\alpha_1 f_{co} b'_f} = 1.0 \times \frac{300 \times 1140}{9.6 \times 800} = 44.53\text{mm} < h'_f = 80\text{mm}$$

属于第一类 T 形截面。

$$M = f_{y0} A_{s0} \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 300 \times 1140 \times (465 - 44.53/2) = 151.42 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$M = 151.42 \times 10^6 \times (1+40\%) = 211.99 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M = \alpha_1 f_{co} b'_f x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 9.6 \times 800 x (500 - x/2) + 0 - 300 \times 1140 \times 35 = 211.99 \times 10^6$$

$$x = 62.19\text{mm} < h'_f$$

仍属于第一类 T 形截面。

粘贴钢板为 Q235 钢, 则 $f_{sp} = 215\text{N/mm}^2$, $E_{sp} = 2.06 \times 10^5\text{N/mm}^2$, 即

$$\psi_{sp} = \frac{0.8\epsilon_{cu}h/x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 500/62.19 - 0.0033 - 0}{215/(2.06 \times 10^5)} = 17.2 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$, 则

$$\alpha_1 f_{co} b'_f x = \psi_{sp} \cdot f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$1.0 \times 9.6 \times 800 \times 62.19 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times 1140 - 0, \text{ 得 } A_{sp} = 630.8\text{mm}^2$$

采用 4mm 厚规格的钢板, 总宽度为: $B = 630.8/4 = 157.7\text{mm}$

因此, 选用 4mm 厚规格 200mm 宽的钢板。

(5) 算例 6-5

该大厦二层大厅框架梁支座负弯矩不足, 其弯矩设计值为 $1100 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$, 需要进行加固, 梁的抗剪能力满足要求, 仅需进行抗弯加固。梁截面 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$, C25 混凝土, HRB335 级钢筋, 梁顶受拉钢筋为 $8 \Phi 25 (A_{s0} = 3927 \text{ mm}^2)$, 梁受压钢筋为 $4 \Phi 25 (A'_{s0} = 1964 \text{ mm}^2)$, 加固前原作用的弯矩标准值为 $350 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$ 。

1) 原梁承载力计算

$$\alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} = f_{y0} A_{s0}, \text{ 得 } 1.0 \times 11.9 \times 300 x + 300 \times 1964 = 300 \times 3927$$

$$x = \frac{300 \times (3927 - 1964)}{11.9 \times 300} = 165.0 \text{ mm} > 2a'_s$$

说明受压钢筋能达到屈服。

$$\text{由 } M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_s), \text{ 即}$$

$$1.0 \times 11.9 \times 300 \times 165 \times (800 - 60 - 165/2) + 300 \times 1964 \times (800 - 60 - 35) = 802.69 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2) 加固设计

$$\text{弯矩提高系数: } (1100 - 802.69) / 802.69 = 0.37 = 37\% < 40\%$$

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 11.9 \times 300 x (800 - x/2) + 300 \times 1964 \times (800 - 35) - 300 \times 3927 \times 60 = 1100 \times 10^6$$

得 $x = 313.515 \text{ mm}$, 则

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 313.515 / 740 = 0.4237 = 42.37\% < \xi_{n,sp} = 0.9 \xi_b = 0.9 \times 0.55 = 0.495, \text{ 满足要求。}$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{3927}{0.5 \times 300 \times 800} = 0.0327 < 0.05$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{350 \times 10^6}{0.87 \times 3927 \times 740} = 138.44 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}$$

查表 6-1, 得

$$\alpha_{sp} = 0.9 \times \left[\left(\frac{0.0327}{0.04} - 0.03 \right) (1.35 - 1.30) + 1.30 \right] = 1.182$$

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.182 \times 350 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 3927 \times 740} = 7.118 \times 10^{-4}$$

粘贴钢板为 Q235 钢, 则 $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$, $E_{sp} = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 即

$$\psi_{sp} = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h / x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp} / E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 800 / 313.515 - 0.0033 - 7.118 \times 10^{-4}}{215 / (2.06 \times 10^5)}$$

$$2.611 > 1.0, \text{ 取 } \psi_{sp} = 1.0。$$

由 $\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} \cdot f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$, 即

$$1.0 \times 11.9 \times 300 \times 313.515 = 1.0 \times 215 \times A_{sp} + 300 \times (3927 - 1964)$$

$$\text{得 } A_{sp} = 2466.7 \text{ mm}^2$$

采用 3mm 厚规格的钢板, 总宽度为: $B = 2466.7 / 3 = 822.2 \text{ mm}$ 。

因此, 选用 3mm 厚规格 300mm 宽的钢板粘贴 3 层。

(6) 算例 6-6

该大厦中某一矩形截面梁，受均布荷载，混凝土强度等级为 C30，截面尺寸 $b \times h = 300\text{mm} \times 750\text{mm}$ ，配有受拉钢筋 $3\Phi 20 (A_{s0} = 942\text{mm}^2, \rho_s = 0.44\%)$ 。原设计弯矩标准值为 $72\text{kN} \cdot \text{m}$ ，现增加设计弯矩至 $250\text{kN} \cdot \text{m}$ 。采用粘贴钢板加固。

1) 确定混凝土受压区高度 x

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

其中： $M = 250 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$ ， $f_{c0} = 14.3 \text{N/mm}^2$ ， $f_{y0} = 300 \text{N/mm}^2$ ， $b = 300 \text{mm}$ ， $h = 750 \text{mm}$ ， $h_0 = 750 - 40 = 710 \text{mm}$ ， $A_{s0} = 942 \text{mm}^2$ ， $\alpha_1 = 1.0$ 。

$$\text{故 } 250 \times 10^6 = 1.0 \times 14.3 \times 300 x \left(750 - \frac{x}{2} \right) - 300 \times 942 \times (750 - 710)$$

$$\text{得 } x = 86.2 \text{mm}$$

2) 判定受压区高度范围

$$2a' = 2 \times 40 = 80 \text{mm}$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_{y0}}{E_s \epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{300}{2.0 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.55$$

$$\xi_b h = 0.55 \times 750 = 412.5 \text{mm}$$

$$\text{故 } 2a' \leq x \leq \xi_b h$$

3) 计算强度利用系数 ψ_{sp} ，即

$$\psi_{sp} = \frac{(0.8 \epsilon_{cu} h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}}$$

其中： $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ， $f_{sp} = 215 \text{N/mm}^2$ (Q235 钢)， $E_{sp} = 2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ， $M_{0k} = 72 \text{kN} \cdot \text{m}$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{942}{0.5 \times 300 \times 750} = 0.008 < 0.05$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{72 \times 10^6}{0.87 \times 942 \times 710} = 123.74 \text{MPa} < 150 \text{MPa}$$

查表 6-1，得

$$\alpha_{sp} = 0.9 \times \left[\frac{0.008 - 0.007}{0.010 - 0.007} (0.90 - 0.70) + 0.70 \right] = 0.69$$

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_{s0} h_0} = \frac{0.69 \times 72 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 942 \times 710} = 0.371 \times 10^{-3}$$

$$\text{故 } \psi_{sp} = \frac{(0.8 \times 0.0033 \times 750 / 86.2) - 0.0033 - 0.371 \times 10^{-3}}{215 / (2.06 \times 10^5)} = 18.49 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$ 。

4) 计算钢板加固用量

$$\text{由 } \alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0}$$

$$\text{得 } A_{sp} = \frac{\alpha_1 f_{c0} b x - f_{y0} A_{s0}}{\psi_{sp} f_{sp}} = \frac{1.0 \times 14.3 \times 300 \times 86.2 - 300 \times 942}{1.0 \times 215} = 405.6 \text{mm}^2$$

选用 1.4mm 厚规格的钢板，总宽度为 $B = 405.6 / 1.4 = 289.7 \text{mm}$ 。

因此，选用 1.4mm 厚规格、300mm 宽的钢板。

5) 计算延伸长度

$$l_{sp} = f_{sp} t_{sp} / f_{bd}$$

其中: $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$, $t_{sp} = 1.4 \text{ mm}$, $f_{bd} = 1.05 \text{ N/mm}^2$

故 $l_{sp} = 215 \times 1.4 / 1.05 = 286.7 \text{ mm}$

(7) 算例 6-7

该大厦中某一矩形截面梁, 受均布荷载, 混凝土强度等级为 C30, 截面尺寸 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$, 配有受拉筋 $6\Phi 22 (A_{s0} = 2281 \text{ mm}^2, \rho_s = 1.07\%)$ 。原设计弯矩标准值为 $160 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 现增加设计弯矩至 $550 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

1) 确定混凝土受压区高度 x

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

已知: $M = 550 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$, $f_{c0} = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $f_{y0} = 300 \text{ N/mm}^2$, $b = 300 \text{ mm}$, $h = 750 \text{ mm}$, $h_0 = 750 - 40 = 710 \text{ mm}$, $A_{s0} = 2281 \text{ mm}^2$, $\alpha_1 = 1.0$ 。

故 $550 \times 10^6 = 1.0 \times 14.3 \times 300 x \left(750 - \frac{x}{2} \right) - 300 \times 2281 \times 40$

得: $x = 208.4 \text{ mm}$ 。

2) 判定受压区高度范围

$$2a'_s = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{f_y}{E_s \epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{300}{2.0 \times 10^5 \times 0.0033}} = 0.55$$

$$\xi_b h = 0.55 \times 750 = 412.5 \text{ mm}$$

故 $2a'_s \leq x \leq \xi_b h$

3) 计算强度利用系数 ψ_{sp}

$$\psi_{sp} = \frac{(0.8 \epsilon_{cu} h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp} / E_{sp}}$$

其中: $\epsilon_{cu} = 0.0033$, $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$ (Q235 钢), $E_{sp} = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, $M_{0k} = 160 \text{ kN} \cdot \text{m}$,

$$\rho_s = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{2281}{0.5 \times 300 \times 750} = 0.0203 < 0.05$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{160 \times 10^6}{0.87 \times 2281 \times 710} = 113.56 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}$$

查表 6-1, 得

$$\alpha_{sp} = 0.9 \times \left[\frac{0.0203 - 0.02}{0.03 - 0.02} (1.20 - 1.15) + 1.15 \right] = 1.04$$

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_{s0} h_0} = \frac{1.04 \times 160 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 2281 \times 710} = 0.514 \times 10^{-3}$$

故 $\psi_{sp} = \frac{(0.8 \times 0.0033 \times 750 / 208.4) - 0.0033 - 0.514 \times 10^{-3}}{215 / (2.06 \times 10^5)} = 5.449 > 1.0$

取 $\psi_{sp} = 1.0$ 。

4) 计算钢板加固用量

由 $\alpha_1 f_{c0} bx = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0}$, 得

$$A_{sp} = \frac{\alpha_1 f_{c0} bx - f_{y0} A_{s0}}{\psi_{sp} f_{sp}} = \frac{1.0 \times 14.3 \times 300 \times 208.4 - 300 \times 2281}{1.0 \times 215} = 975.5 \text{ mm}^2$$

选用 3mm 厚规格的钢板, 总宽度为: $B = 975.5/3 = 325.2 \text{ mm}$ 。

因此, 选用 3mm 厚规格、350mm 宽的钢板。

5) 计算延伸长度

$$l_{sp} = f_{sp} t_{sp} / f_{bd}$$

其中: $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$, $t_{sp} = 3.0 \text{ mm}$, $f_{bd} = 1.05 \text{ N/mm}^2$

故 $l_{sp} = 215 \times 3.0 / 1.05 = 614.3 \text{ mm}$

6.6.2 受弯构件斜截面加固计算

(1) 算例 6-8

该大厦中某一矩形截面梁, 受均布荷载, 混凝土强度等级为 C30, 截面尺寸 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$, 配箍筋 $\Phi 10 @ 200$, 梁上楼板厚 80mm。原设计剪力为 350kN, 现增加设计剪力至 500kN。

1) 验算截面尺寸

已知: $f_{c0} = 14.3 \text{ N/mm}^2$, $b = 300 \text{ mm}$, $h = 750 \text{ mm}$, $h_0 = 750 - 40 = 710 \text{ mm}$ 。

$$h_w/b = (750 - 40)/300 = 2.37 < 4$$

$0.25\beta_c f_{c0} b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 300 \times 710 = 761.5 \times 10^3 \text{ N} = 761.5 \text{ kN} > 500 \text{ kN}$, 满足要求。

2) 确定加固前梁的抗剪承载力 V_{b0}

$$V_{b0} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

其中: $f_t = 1.43 \text{ N/mm}^2$, $b = 300 \text{ mm}$, $h_0 = 710 \text{ mm}$, $f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$, $s = 200 \text{ mm}$, $A_{sv} = 157 \text{ mm}^2$ 。

故 $V_{b0} = 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 710 + 1.25 \times 210 \times \frac{157}{200} \times 710 = 359.5 \text{ kN}$

3) 钢板承载剪力 $V_{b,sp}$

$$V_{b,sp} = V - V_{b0} = 500 - 359.5 = 140.5 \text{ kN}$$

4) 钢板用量

$$V_{b,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{sp} h_{sp} / s_{sp}$$

其中: $\psi_{vb} = 0.85$ (查表 6-3), $f_{sp} = 215 \text{ N/mm}^2$ (Q235 钢), $h_{sp} = 750 - 80 = 670 \text{ mm}$

故, $\frac{A_{sp}}{s_{sp}} = \frac{V_{b,sp}}{\psi_{vb} f_{sp} h_{sp}} = \frac{140.5 \times 10^3}{0.85 \times 215 \times 670} = 1.15 \text{ mm}$

选取 2mm 厚 100mm 宽的钢板 (U 形箍), 间距为 300mm 净间距 200mm, 由 $A_{sp} = 2b_{sp} t_{sp} = 2 \times 100 \times 2 = 400 \text{ mm}^2$, $A_{sp}/s_{sp} = 1.33 \text{ mm} > 1.15 \text{ mm}$ 。

(2) 算例 6-9

该大厦的现浇楼盖, 楼板厚度 80mm, 框架梁截面尺寸为 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C25, 配箍筋 $\Phi 8 @ 200$, 现剪力设计值为 400kN。

1) 验算截面尺寸

已知: $f_{co} = 11.9\text{N/mm}^2$, $b = 250\text{mm}$, $h = 600\text{mm}$, $h_0 = 600 - 35 = 565\text{mm}$
 $h_w/b = (600 - 35)/250 = 2.26 < 4$

故 $0.25\beta_c f_{co} b h_0 = 0.25 \times 11.9 \times 250 \times 565 = 420.22\text{kN} > 400\text{kN}$, 满足要求。

2) 加固前梁的抗剪承载力 V_{b0}

已知: $f_t = 1.27\text{N/mm}^2$, $f_{yv} = 210\text{N/mm}^2$, $s = 200\text{mm}$, $A_{sv} = 101\text{mm}^2$ 。

$$V_{b0} = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$$

$$\begin{aligned} V_{b0} &= 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 565 + 1.25 \times \frac{210 \times 101}{200} \times 565 \\ &= 125571 + 74898 = 200.47 \times 10^3 \text{N} \end{aligned}$$

3) 钢板承载剪力 $V_{b,sp}$

$$V_{b,sp} = V - V_{b0} = 400 - 200.47 = 199.53\text{kN}$$

4) 钢板用量

$$V_{b,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{sp} h_{sp} / s_{sp}$$

其中: $\psi_{vb} = 0.85$ (查表 6-3), $f_{sp} = 215\text{N/mm}^2$ (Q235 钢), $h_{sp} = 600 - 80 = 520\text{mm}$

$$\text{故 } \frac{A_{sp}}{s_{sp}} = \frac{V_{b,sp}}{\psi_{vb} f_{sp} h_{sp}} = \frac{199.53 \times 10^3}{0.85 \times 215 \times 520} = 2.10\text{mm}$$

由于 $A_{sp} = 2b_{sp} t_{sp}$, 取 $s_{sp} = 300\text{mm}$, $t_{sp} = 3\text{mm}$ 。

$$\text{则 } b_{sp} = \frac{2.1 \times 300}{2 \times 3} = 105\text{mm}$$

选取粘贴 3mm 厚钢板 120mm 宽的 U 形箍, 间距为 300mm, 净间距 180mm。

第 7 章 增设支点加固法

增设支点加固法适用于梁、板、桁架、网架等结构的加固，本方法按支承结构受力性能的不同可分为刚性支点加固法和弹性支点加固法两种。设计时，应根据被加固结构的构造特点和工作条件选用其中一种，设计支承结构或构件时，宜采用有预加力的方案。预加力的大小，应以支点处被支顶构件表面不出现裂缝和不增设附加钢筋为度，制作支承结构和构件的材料，应根据被加固结构所处的环境及使用要求确定，当在高湿度或高温环境中使用钢构件及其连接时，应采用有效的防锈、隔热措施。

7.1 增设支点加固法基本步骤

采用刚性支点加固梁、板时，其结构计算应按下列步骤进行：

- (1) 计算并绘制原梁的内力图；
- (2) 初步确定预加力(卸荷值)，并绘制在支承点预加力作用下梁的内力图；
- (3) 绘制加固后梁在新增荷载作用下的内力图；
- (4) 将上述内力图叠加，绘出梁各截面内力包络图；
- (5) 计算梁各截面实际承载力；
- (6) 调整预加力值，使梁各截面最大内力值小于截面实际承载力；
- (7) 根据最大的支点反力，设计支承结构及其基础。

采用弹性支点加固梁时，应先计算出所需支点弹性反力的大小，然后根据此力确定支承结构所需的刚度，具体步骤如下：

- (1) 计算并绘制原梁的内力图；
- (2) 绘制原梁在新增荷载下的内力图；
- (3) 确定原梁所需的预加力(卸荷值)，并由此求出相应的弹性支点反力值 R ；
- (4) 根据所需的弹性支点反力 R 及支承结构类型，计算支承结构所需的刚度；
- (5) 根据所需的刚度确定支承结构截面尺寸，并验算其地基基础。

7.2 增设支点加固设计算例

7.2.1 框架梁增设一个支点加固计算

(1) 算例 7-1

某 6 层综合楼建于 1988 年，底层为商用门面，上部 5 层为民用住宅。结构形式为底层框架，上部 5 层为砖混结构。底部框架的中间部位有一通道，宽 $l_0=9\text{m}$ ，高 4.2m，用于行人通行，该通道局部结构平面如图 7-1 所示。梁截面为 $b\times h=250\text{mm}\times 800\text{mm}$ ，混凝

土强度等级为 C25，梁底配 $4\Phi 25$ ，架立筋为 $2\Phi 16$ ，箍筋为 $\Phi 6@200$ ；承受荷载标准值为 $G_k=10\text{kN/m}$ ， $Q_k=14\text{kN/m}$ 。因房屋改造需要，需增加荷载标准值 $G_{k2}=7\text{kN/m}$ ， $Q_{k2}=4\text{kN/m}$ 。要求采用支点加固处理。楼面大梁如图 7-2 所示。

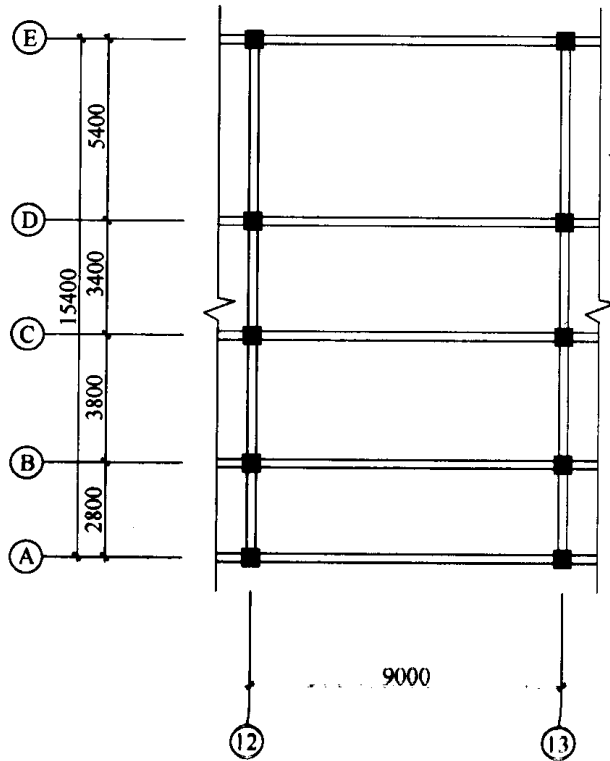


图 7-1 通道局部结构平面图

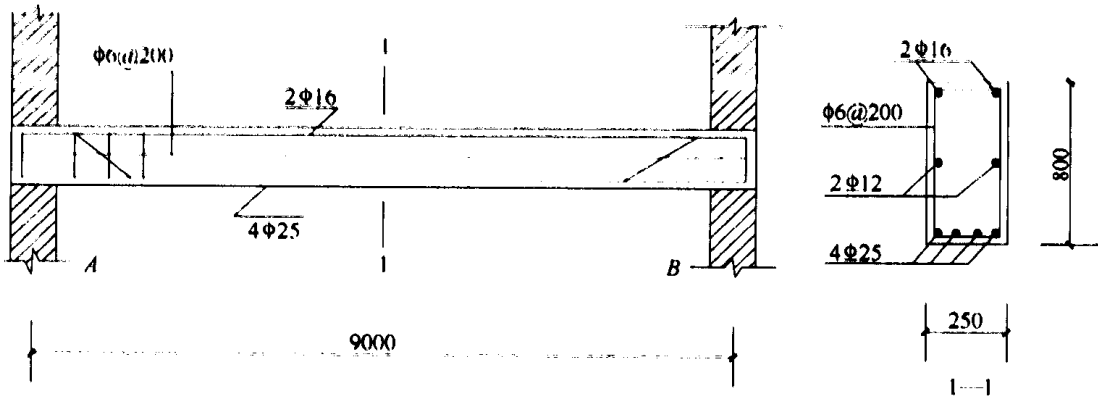


图 7-2 楼面大梁详图

1) 求原梁在恒载和活载作用下的弯矩图 [图 7-3(a)]。

$$M_{1/2} = \frac{1}{8} \times (1.2 \times 10 + 1.4 \times 14) \times 9^2 = 319.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_A = V_B = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 10 + 1.4 \times 14) \times 9 = 142.2 \text{ kN}$$

$$M_{1/4} = 142.2 \times \frac{9}{4} - \frac{1}{2} (1.2 \times 10 + 1.4 \times 14) \times \left(\frac{9}{4}\right)^2 = 239.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

原梁抗弯承载力计算：

$$x = \frac{f_y A_s}{\alpha_1 f_c b} = \frac{1964 \times 300}{11.9 \times 250} = 198 \text{mm}$$

$$M_u = f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 1964 \times 300 \times \left(765 - \frac{198}{2} \right) = 392.4 \text{kN} \cdot \text{m} > M_{1/2} = 319.95 \text{kN} \cdot \text{m}$$

原梁抗剪承载力计算:

$$\text{由 } \frac{h_w}{b} = \frac{765}{250} = 3.06 \leq 4, 0.25\beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 11.9 \times 250 \times 765 = 569 \text{kN} > V_A, \text{ 截面尺寸满足要求。}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.27 \times 250 \times 765 + 1.25 \times 210 \frac{2 \times 50.3}{200} \\ &= 170.15 \text{kN} > V_A \end{aligned}$$

增加荷载标准值 $G_{k2} = 7 \text{kN/m}$ 、 $Q_{k2} = 4 \text{kN/m}$ 后, 则

$$M_{1/2} = \frac{1}{8} \times (1.2 \times 17 + 1.4 \times 18) \times 9^2 = 461.7 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u$$

$$V_A = V_B = \frac{1}{2} \times (1.2 \times 17 + 1.4 \times 18) \times 9 = 205.2 \text{kN} > V_u$$

采用跨中支点法加固。

预估预加力 $F_p = \frac{4\Delta M}{l} = \frac{4 \times (461.7 - 392.4)}{9} = 30.8 \text{kN}$, 取 $F_p = 40 \text{kN}$, 其对原梁作用

引起的弯矩如图 7-3(b) 所示。

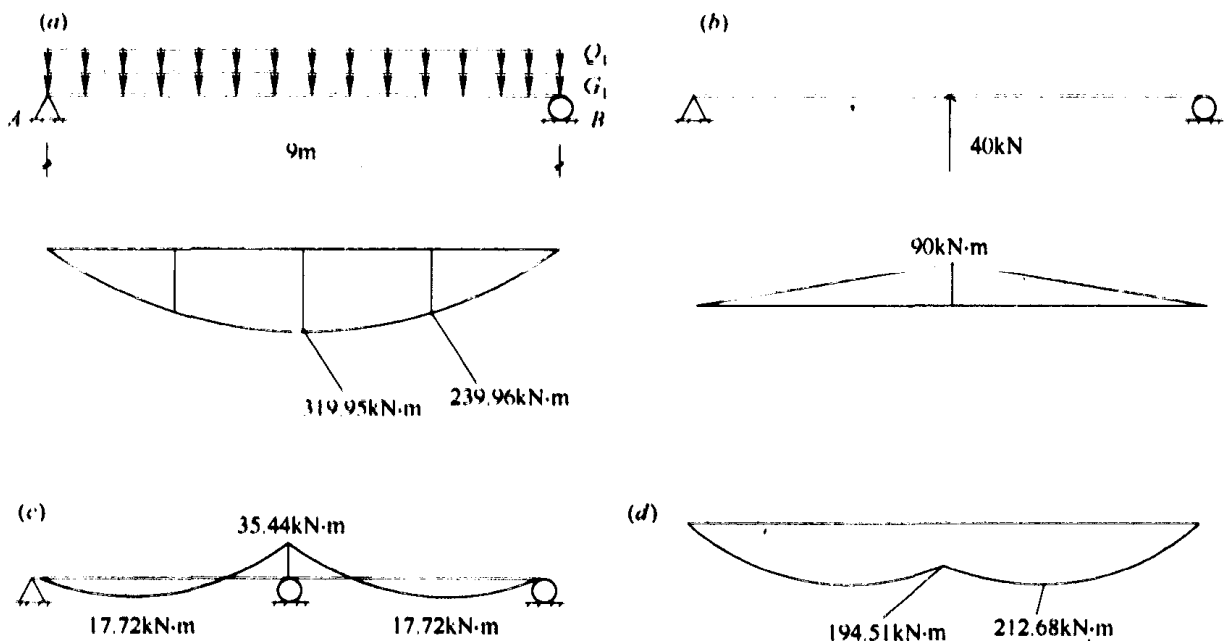


图 7-3 计算示意图

2) 求加固后新增荷载作用下的弯矩图 [图 7-3(c)]。

用力法求得跨中支点竖向力为 78.75 kN, 跨中弯矩为 35.44 kN·m。

3) 弯矩叠加

加固后的最终弯矩图,如图 7-3(d)所示。

$$M_{1/2} = 319.95 - 35.44 - 90 = 194.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1/4} = 239.96 + 17.72 - 45 = 212.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 加固梁的斜截面承载力计算

$$V_A = 205.2 - \frac{40 + 78.75}{2} = 145.83 \text{ kN} < V_u$$

满足要求。

5) 支柱承载力计算

选择格构式型钢柱作为支柱,钢柱采用双肢槽钢组合构件,通过缀板连接。钢材为 Q235。

作用在支柱上的荷载 N_a 为:

$$N_a = 40 + 78.85 = 118.85 \text{ kN}$$

查表得 $f = 215 \text{ N/mm}^2$, 设 $\lambda = 60$, 按 b 类截面由 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 60 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 60$ 。

查表得 $\varphi_y = 0.807$, 所需型钢截面面积 $A_T = \frac{N}{\varphi f} = \frac{118850}{0.807 \times 215} = 685 \text{ mm}^2$

选 2 [14b, $A = 2 \times 2131.6 = 4263.2 \text{ mm}^2$, $i_y = 53.5 \text{ mm}$, $\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{4200}{53.5} = 78.5 < [\lambda] = 150$

由 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 78.5 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 78.5$, 按 b 类截面查表得 $\varphi_y = 0.698$

$\frac{N}{\varphi_y A} = \frac{118850}{0.698 \times 4263.2} = 39.94 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$, 满足要求。

(2) 算例 7-2

某厂车间工作平台大梁,跨度 $l = 8 \text{ m}$, 梁距地面 $h = 3.6 \text{ m}$, T 形截面,如图 7-4 所示。原承受荷载标准值为恒载 $G_k = 10 \text{ kN/m}$ 、活载 $Q_k = 12 \text{ kN/m}$ 。混凝土强度等级为 C25, 梁下部纵筋 4 $\Phi 22$, 梁上部纵筋 2 $\Phi 16$, 箍筋为 $\Phi 6 @ 200$, 后改变工艺, 增设 3 台设备, 每台 $Q_k = 40 \text{ kN}$, 布置在跨中和 1/4 跨度位置上。要求加固采用在原梁底部增设型钢支撑方案, 试进行加固设计。

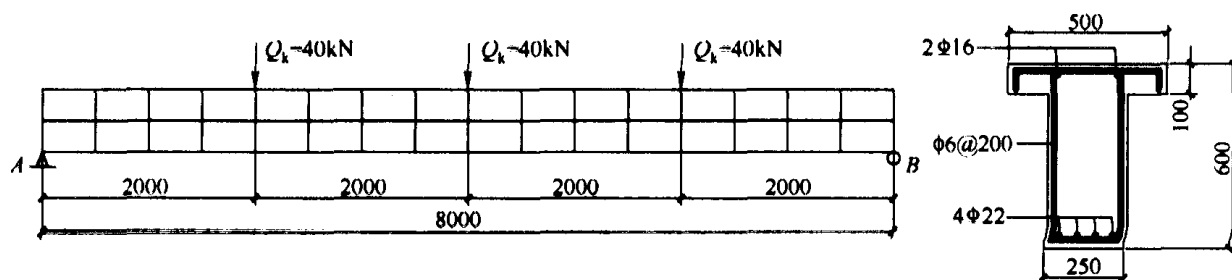


图 7-4 工作平台大梁

1) 求原梁截面几何特征

$$A_c = 0.5 \times 0.1 + 0.25 \times 0.5 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$y_c = \frac{0.5 \times 0.1 \times 0.55 + 0.5 \times 0.25 \times 0.25}{0.175} = 0.336 \text{ m}$$

$$I_c = \frac{0.5 \times 0.1^3}{12} + 0.5 \times 0.1 \times (0.55 - 0.336)^2 + 0.25 \times 0.5 \times (0.336 - 0.25)^2 + \frac{0.25 \times 0.5^3}{12} = 5.86 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$E_c I_c = 2.8 \times 10^4 \times 5.86 \times 10^9 = 164.1 \times 10^{12} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

2) 计算原梁在原荷载和新增活载作用下弯矩

均布荷载设计值: $q = 1.2G_k + 1.4Q_k = 1.2 \times 10 + 1.4 \times 12 = 28.8 \text{ kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 28.8 \times 8^2 + \frac{40 \times 8}{4} + 40 \times 2 = 390.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 确定需卸载弯矩值 ΔM 和预加力 x 值

$$h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$$

$$A_{s0} = \frac{\alpha_1 b'_i h'_i f_c}{f_y} = \frac{1.0 \times 500 \times 100 \times 11.9}{300} = 1983 \text{ mm}^2$$

实际钢筋 $4\Phi 22$, 面积 $A_s = 1520 \text{ mm}^2 < A_{s0}$, 该 T 形梁为第一类梁。

$$\xi = \frac{A_s f_y}{f_c b h_0} = \frac{1520 \times 300}{11.9 \times 500 \times 560} = 0.137$$

$$M = f_y A_s h_0 (1 - 0.5\xi) = 300 \times 1520 \times 560 \times (1 - 0.5 \times 0.137) = 237.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由于加固后梁的最大弯矩并不发生在跨中, 为了保证加固梁的安全, 将梁跨中承担的弯矩适当降低。对于在跨中单点支撑的梁, 一般降低 10%。因此, 需卸载的弯矩 ΔM 为:

$$\Delta M = M_{\max} - 0.9M = 390.4 - 0.9 \times 237.8 = 176.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则所需的预加力为:

$$x = \frac{4\Delta M}{l} = \frac{4 \times 176.38}{8} = 88.19 \text{ kN}$$

4) 建立基本体系

切断弹性支点处的连杆, 代以弹性反力 x , 得到基本体系。

5) 计算 Δ_{1p} 及 δ_{11}

$$\Delta_{1p} = \frac{5ql^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI} + \frac{11QL^3}{384EI} = \frac{5 \times 28.8 \times 8000^4}{384 \times 164.1 \times 10^{12}} + \frac{40 \times 10^3 \times 8000^3}{48 \times 164.1 \times 10^{12}} + \frac{11 \times 40 \times 1000 \times 8000^3}{384 \times 164.1 \times 10^{12}} = 15.53 \text{ mm}$$

$$\delta_{11} = \frac{8000^3}{48 \times 164.1 \times 10^{12}} = 6.5 \times 10^{-5}$$

将 Δ_{1p} 、 δ_{11} 、 x 代入式 $\delta_{11}x + \Delta_{1p} = 0$, 得:

$$x = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{15.53}{6.5 \times 10^{-5}} = 238.92 \text{ kN}$$

6) 加固杆件的内力计算

选择格构式型钢柱作为支柱, 钢柱采用双肢槽钢组合构件, 通过缀板连接。钢材为 Q235。

查表得 $f = 215 \text{ N/mm}^2$, 设 $\lambda = 70$, 按 b 类截面由 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 70 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 70$

查表得 $\varphi_y = 0.751$, 所需型钢截面面积 $A_T = \frac{N}{\varphi f} = \frac{238920}{0.751 \times 215} = 1479.7 \text{ mm}^2$

选 2[14a, $A = 2 \times 1851.6 = 3703.2 \text{mm}^2$, $i_y = 55.2 \text{mm}$, $\lambda_y = \frac{l_0 y}{i_y} = \frac{3600}{55.2} = 65.2 < [\lambda] = 150$

由 $\lambda \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 65.2 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 65.2$, 按 b 类截面查表得 $\varphi_y = 0.779$, 则

$$\frac{N}{\varphi_y A} = \frac{238920}{0.779 \times 3703.2} = 82.8 \text{N/mm}^2 < f = 215 \text{N/mm}^2, \text{ 满足要求。}$$

(3) 算例 7-3

某平台大梁, 跨度 $l = 8 \text{m}$, T 形截面, 原承受恒载和活载标准值分别为 $G_k = 10 \text{kN/m}$ 、 $Q_k = 10 \text{kN/m}$, 混凝土强度等级为 C25, 下部钢筋 $4\Phi 22$, 上部钢筋 $2\Phi 16$, 箍筋为 $\Phi 6 @ 250$ 。后改变工艺, 增设 3 台设备, 每台设备 $Q_k = 40 \text{kN}$, 布置在跨中和 $1/4$ 跨度位置上。要求加固采用在原梁底部增设型钢支撑方案, 并且加固时对撑杆施加预应力, 试进行加固设计。

1) 由算例 7-2 可知, 原梁增荷后弯矩图、基本体系同图 7-5。弹性支点反力仍取 116kN 。施工时对撑杆施加预应力。

施加预应力的方法为: 制作支撑结构时, 使中间竖杆的长度按几何长度增长 ΔL 。加固施工时, 先在梁的跨中处设临时支撑, 用千斤顶将梁顶起, 使梁反拱; 然后将支撑结构固定于原梁上, 即用螺栓与原梁连接; 最后放松并卸去临时预应力支撑, 原梁底型钢支撑产生预应力。

2) 基本体系公式。

由于对撑杆施加预应力, 加固件和被加固件间产生相对位移 ΔL , 则其基本体系公式为:

$$\delta_1 x + \Delta_{1p} = \Delta L$$

δ_1 、 Δ_{1p} 计算方法同算例 7-2, 即

$$\delta_1 = 1.27 \times 10^{-6} + \frac{23 \times 10^3}{E_s A_2}, \Delta_{1p} = 22.35 \text{mm}$$

设 $\Delta L = 4 \text{mm}$, $x = 116 \times 10^3 \text{N}$, 则

$$\left(1.27 \times 10^{-6} + \frac{23 \times 10^3}{E_s A_2} \right) \times 116 \times 10^3 = 22.35 - 4$$

$$E_s A_2 = 102 \times 10^6$$

解得: $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$,

$$A_2 = 102 \times 10^6 / (2.1 \times 10^5) = 486 \text{mm}^2$$

选取 2L 40×5, 实际 $A_2 = 758 \text{mm}^2$, $\gamma = 24.2 \text{m}$ 。

查得: $\varphi = 0.895$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A_2} = \frac{116000}{0.895 \times 758} = 171 \text{N/mm}^2 < f_y = 215 \text{N/mm}^2$$

根据假定, $A_1 = 1.6 A_2 = 1.6 \times 758 = 1213 \text{mm}^2$ 。

为了保证强度, A_1 仍选取 2L 63×5, 实际 $A_1 = 1228 \text{mm}^2$,

$$N_1 = \frac{\sqrt{4^2 + 1^2}}{2} N_2 = 239 \text{kN}$$

$$\sigma = \frac{N_1}{A_1} = \frac{239 \times 10^3}{1228} = 195 \text{ N/mm}^2$$

由此可知,采用预应力加固,可以有效地提高加固杆件的使用效果。

7.2.2 框架梁增设二个支点加固计算

(1) 算例 7-4

某办公楼框架梁,跨度 $l=12\text{m}$,矩形截面,截面尺寸为 $b=300\text{mm}$ 、 $h=800\text{mm}$;纵筋保护层厚度 25mm 。如图 7-5 所示,原承受荷载标准值为恒载 $G_k=5\text{kN/m}$ 、活载 $Q_k=6\text{kN/m}$,混凝土强度等级为 C25,纵筋采用 HRB335 级,箍筋采用 HPB235 级。下部钢筋 $3\Phi 16$,上部钢筋 $5\Phi 18$,箍筋为 $\Phi 8@250$ 。后因房屋改造需要,需增加均布荷载 $G'_k=10\text{kN/m}$ 、 $Q'_k=12\text{kN/m}$,要求采用增加二个支点加固处理,试进行加固设计。

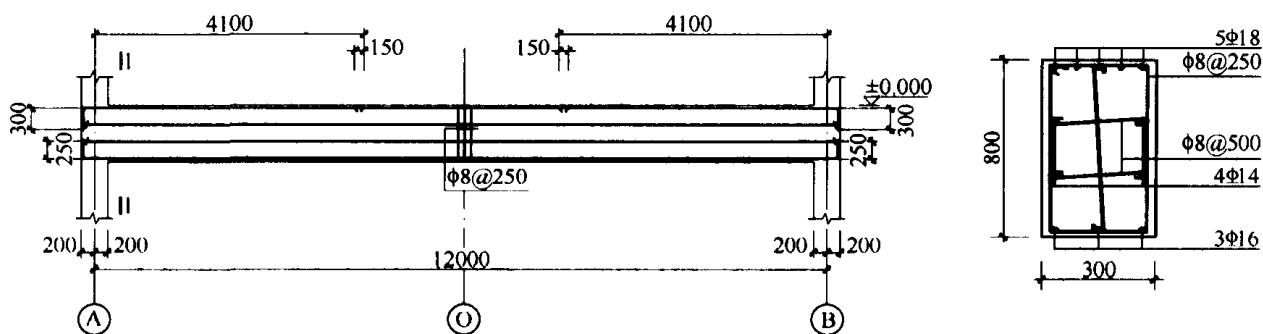


图 7-5 框架梁配筋

1) 计算并绘制原梁的内力图

由已知条件计算得弯矩图如图 7-6 所示。

$$M_{A0} = M_{B0} = 259.198 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{C0} = 129.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 确定预加力

初步设定支承点预加力为 20kN ,向上顶升,则梁在预加力作用下的弯矩图如图 7-7 所示。

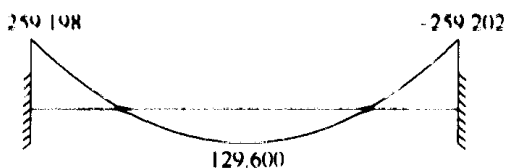


图 7-6 荷载弯矩包络图

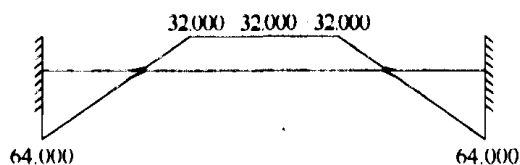


图 7-7 预应力弯矩包络图

3) 求加固后,梁在新增荷载作用下的内力

$$M_{AM} = M_{BN} = -55.466 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{MN} = M_{NM} = -50.987 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{CN} = 31.467 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 将上述内力叠加得出梁各截面内力包络图

$$M_{AM} = M_{BN} = -250.666 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{CN} = 129.067 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{MO} = M_{NO} = 3.467 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

总的弯矩包络图如图 7-8 所示

5) 求原梁承载力,绘制梁的抵抗弯矩包络图

设梁材料的抵抗弯矩为 M_u

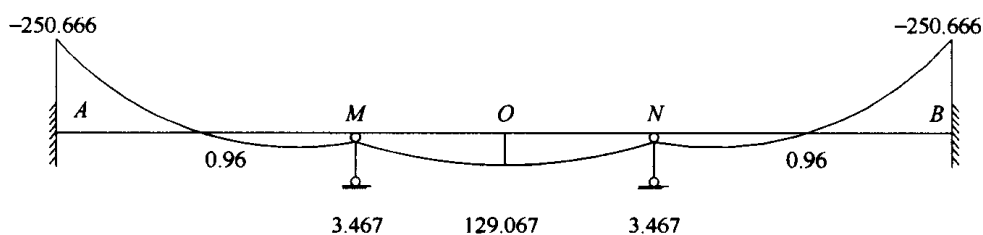


图 7-8 总的弯矩包络图

$$\xi = \frac{A_s f_y}{f_c b h_0} = \frac{1272 \times 300}{11.9 \times 300 \times 765} = 0.140$$

$$M_u = A_s f_y h_0 (1 - 0.5\xi) = 1272 \times 300 \times 765 \times (1 - 0.5 \times 0.140) = 271.5 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\max} = 250.666 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u > M_{\max}$$

抵抗弯矩大于弯矩叠合图的弯矩，结构是安全的。

6) 加固梁的斜截面承载力计算

加固后梁的剪力计算(图 7-9)

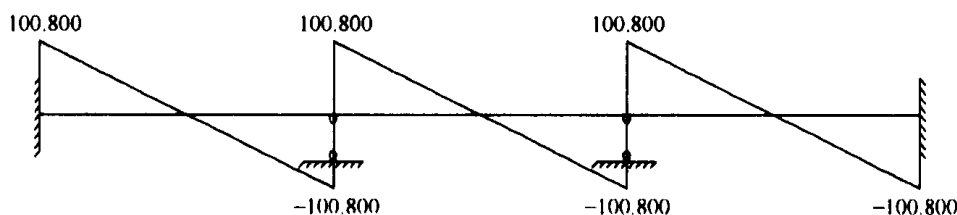


图 7-9 剪力包络图

$$V_{A0} = 100.8 \text{ kN}$$

设支点 A 处剪力为 V_u

$$V_u = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_y \cdot \frac{A_y}{s} \cdot h_0$$

$$= 0.7 \times 1.27 \times 300 \times 765 + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{250} \times 765 = 284.8 \text{ kN}$$

$V_u > V_{A0}$ ，所以斜截面抗剪承载力符合要求。

7) 支柱承载力计算(图 7-10)

作用在支柱上的荷载 N 为

$$N_{\max} = 120 \text{ kN}$$

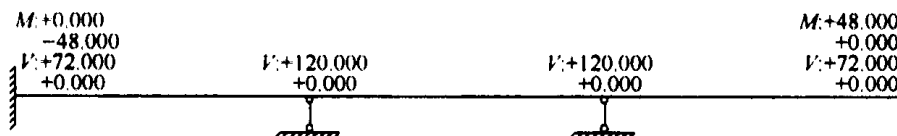


图 7-10 支座反力图

8) 支柱截面和配筋设计

假设柱截面形状为矩形， $b=400\text{mm}$ ， $h=600\text{mm}$ ，计算长度 $L=3.0\text{m}$ ，混凝土强度等级 C30，纵向钢筋级别为 HRB335 级，箍筋采用 HPB235，轴力设计值 $N=120.00\text{kN}$ 。

轴心受压的稳定系数： $\varphi=1.0$ 。

$$\text{轴压比：} n=N/(A \cdot f_c)=\frac{120 \times 10^3}{400 \times 600 \times 14.3}=0.035$$

$$\text{全部纵筋：} A_s'=\left(\frac{N}{0.9\varphi}-f_c \cdot A\right)/f_y'=\left(\frac{120 \times 10^3}{0.9 \times 1.0}-14.3 \times 400 \times 600\right)/300=-10996\text{mm}^2,$$

按边长分配纵筋面积。

X 向纵筋按构造配筋， $A_s'=480\text{mm}^2$ ， $\rho=0.20\%$ 。

Y 向纵筋按构造配筋， $A_s'=480\text{mm}^2$ ， $\rho=0.20\%$ 。

总的配筋 $A_s'=1920\text{mm}^2$ ， $\rho=0.80\% < \rho_{\max}=5.00\%$ 。

配置钢筋

① 左侧纵筋： $2\Phi 14+3\Phi 12(647\text{mm}^2)$ ， $\rho=0.27\%$ 分配 $A_s'=493\text{mm}^2 > A_s'=480\text{mm}^2$ ，配筋满足。

② 右侧纵筋： $2\Phi 14+3\Phi 12(647\text{mm}^2)$ ， $\rho=0.27\%$ 分配 $A_s'=493\text{mm}^2 > A_s'=480\text{mm}^2$ ，配筋满足。

③ 上下纵筋： $3\Phi 12(339\text{mm}^2)$ ， $\rho=0.14\%$ 分配 $A_s'=493\text{mm}^2 > A_s'=480\text{mm}^2$ ，配筋满足。

④ 水平箍筋： $\Phi 8@280$ 三支箍 ($539\text{mm}^2/\text{m}$ ， $\rho_{sv}=0.09\%$) $> \frac{A_{sv}}{s}=533\text{mm}^2/\text{m}$ ，配筋满足。

⑤ 竖向箍筋： $\Phi 8@280$ 三支箍 ($539\text{mm}^2/\text{m}$ ， $\rho_{sv}=0.13\%$) $> \frac{A_{sv}}{s}=533\text{mm}^2/\text{m}$ ，配筋满足。

具体配筋如图 7-11 所示：

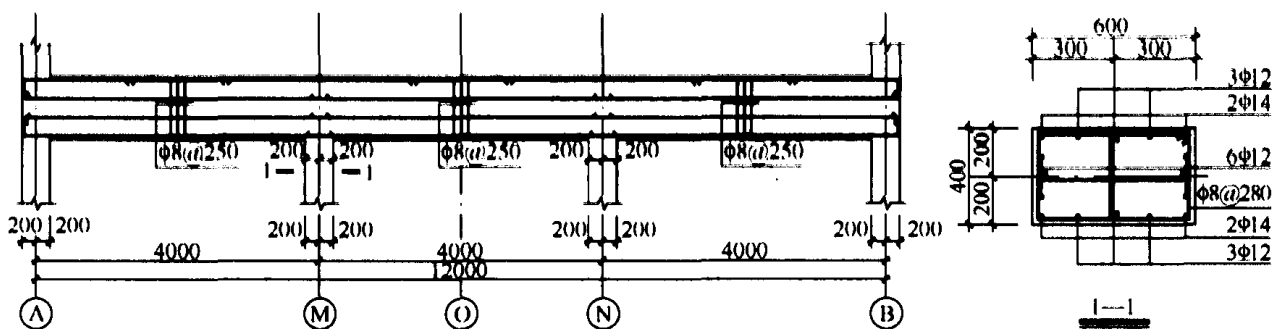


图 7-11 柱配筋示意

(2) 算例 7-5

某试验楼框架梁，跨度 $l=12\text{m}$ ，矩形截面 $b=300\text{mm}$ ， $h=800\text{mm}$ ，保护层厚度 25mm 。如图 7-12 所示，原承受荷载标准值 $G_k=5\text{kN/m}$ ，活载 $Q_k=6\text{kN/m}$ ，混凝土强度等级为 C25，纵筋采用 HRB335 级，箍筋采用 HPB235 级，下部纵筋 $3\Phi 16$ ，上部纵筋 $5\Phi 18$ ，箍筋为 $\Phi 8@250$ 。后因功能需要，增设 3 台设备，每台 $Q_k=40\text{kN}$ ，分别布置于 $1/6$ 、 $1/2$ 和 $5/6$ 跨度位置上，要求加固采用在原梁底部增设 2 个支点的方案，试进行加固设计。

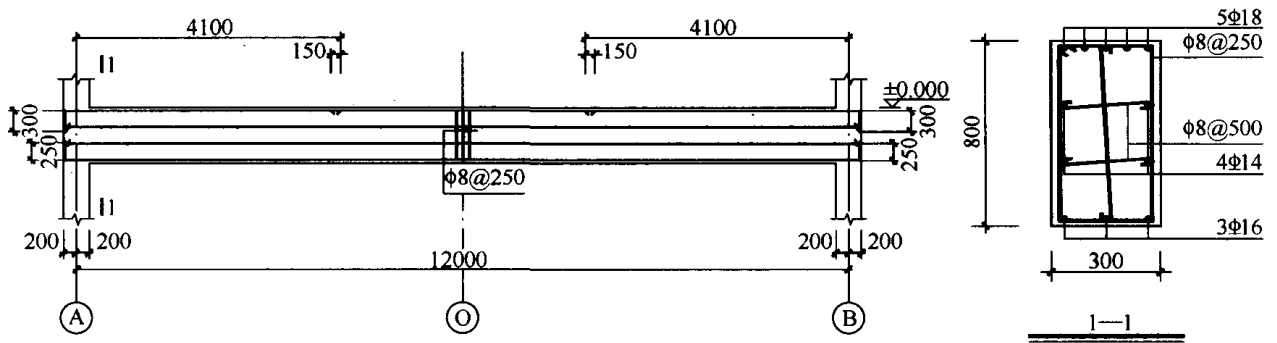


图 7-12 框架梁尺寸和配筋

1) 计算并绘制原梁的内力图

由已知条件计算得原梁的内力, 有

$$M_{AO} = M_{BO} = 259.2 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{OB} = 129.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 确定预加力

初步设定支承点预加力为 20kN, 向上顶升。

3) 求加固后梁在新增荷载作用下的内力图

新增荷载弯矩图如图 7-13 所示。

$$M_{AM} = M_{BN} = -24 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{MN} = M_{NM} = -24 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{ON} = 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



图 7-13 新增荷载弯矩图(kN·m)

4) 将上述内力图叠加得出梁各截面内力包络图

$$M_{AM} = M_{BN} = -219.2 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{ON} = 121.6 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{MO} = M_{NO} = 30.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

弯矩包络图如图 7-14 所示。

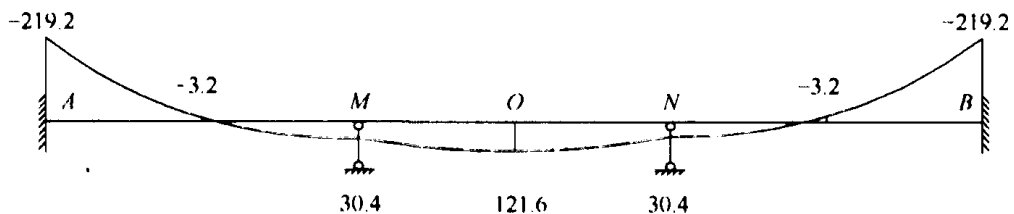


图 7-14 总的弯矩包络图(kN·m)

5) 求原梁承载力, 绘制梁的抵抗弯矩图

设梁材料的抵抗弯矩为 M_U

$$\xi = \frac{A_s f_y}{f_c b h_0} = \frac{1272 \times 300}{11.9 \times 300 \times 765} = 0.140$$

$$M_u = A_s f_y h_0 (1 - 0.5\xi) = 1272 \times 300 \times 765 \times (1 - 0.5 \times 0.140) = 271.5 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\max} = 219.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u > M_{\max}$$

抵抗弯矩大于荷载作用下的弯矩叠合图的弯矩，结构安全。

6) 加固梁的斜截面承载力计算

加固前原梁和原梁在预加力作用下的剪力包络图如图 7-15、图 7-16 所示。

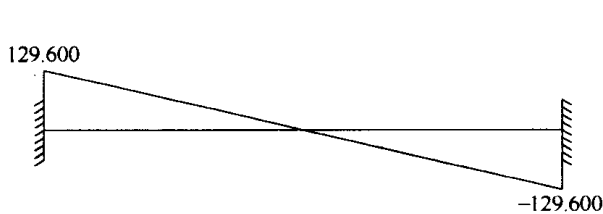


图 7-15 剪力包络图(kN)

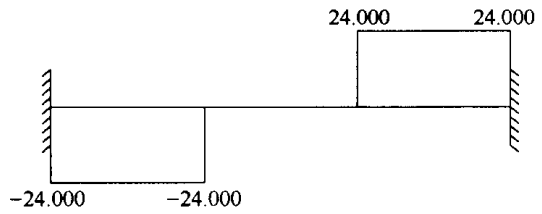


图 7-16 预加力作用下的剪力包络图(kN)

加固后梁在新增荷载作用下的剪力包络图，如图 7-17 所示。

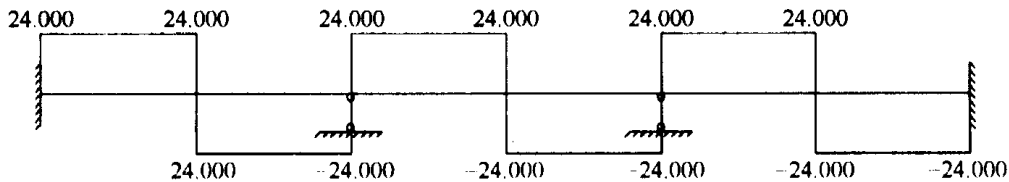


图 7-17 新增荷载作用下的剪力包络图(kN)

把以上的剪力包络图叠加得出加固梁的剪力最大值 $V_{\max} = 129.6 \text{ kN}$ 。

设梁材料的抗剪承载力为 V_u ，即

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7f_t b h_0 + 1.25f_y \cdot \frac{A_v}{s} \cdot h_0 \\ &= 0.7 \times 1.27 \times 300 \times 765 + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{250} \times 765 = 284.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_u > V_{\max}$ ，所以斜截面抗剪承载力符合要求。

7) 支柱承载力计算

作用在支柱上的荷载 N 为 $N_{\max} = 24 \text{ kN}$ ，如图 7-18 所示。

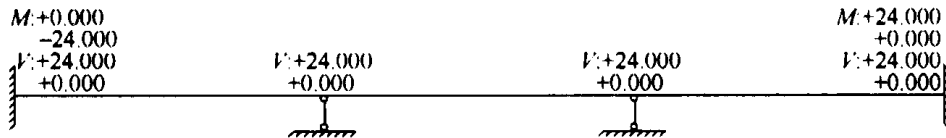


图 7-18 支座反力图(kN)

8) 支柱截面和配筋设计

假设柱截面形状为矩形，其截面尺寸 $b=300 \text{ mm}$ 、 $h=300 \text{ mm}$ ，计算长度 $L=3.0 \text{ m}$ ，混凝土强度等级 C30，纵筋级别为 HRB335 级，箍筋采用 HPB235 级，轴力设计值 $N=24.00 \text{ kN}$ 。

轴心受压的稳定系数, $\varphi=0.98$ 。

$$\text{轴压比: } n=N/(A \cdot f_c)=\frac{24 \times 10^3}{300 \times 300 \times 14.3}=0.02$$

$$\text{全部纵筋: } A'_s=\left(\frac{N}{0.9\varphi}-f_c A\right)/f'_y=\left(\frac{24 \times 10^3}{0.9 \times 0.98}-14.3 \times 300 \times 300\right)/300=-4199\text{mm}^2,$$

按边长分配纵筋面积。

X 向纵筋按构造配筋, $A'_s=180\text{mm}^2$, $\rho=0.20\%$ 。

Y 向纵筋按构造配筋, $A'_s=180\text{mm}^2$, $\rho=0.20\%$ 。

总的配筋面积 $A'_s=720\text{mm}^2$, $\rho=0.80\% < \rho_{\max}=5.00\%$ 。

配置钢筋

① 上部纵筋: $2\Phi 16(402\text{mm}^2, \rho=0.45\%)$ 分配 $A'_s=201\text{mm}^2 > A'_s=180\text{mm}^2$, 配筋满足。

② 下部纵筋: $2\Phi 16(402\text{mm}^2, \rho=0.45\%)$ 分配 $A'_s=201\text{mm}^2 > A'_s=180\text{mm}^2$, 配筋满足。

③ 左右纵筋: 分配 $A'_s=201\text{mm}^2 > A'_s=180\text{mm}^2$, 配筋满足。

④ 竖向箍筋: $\Phi 8@200$ 双肢箍 ($503\text{mm}^2/\text{m}, \rho_{sv}=0.17\%$) $> \frac{A_{sv}}{s}=360\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。

⑤ 水平箍筋: $\Phi 8@200$ 双肢箍 ($503\text{mm}^2/\text{m}, \rho_{sv}=0.17\%$) $> \frac{A_{sv}}{s}=360\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。

具体配筋图如图 7-19 所示。

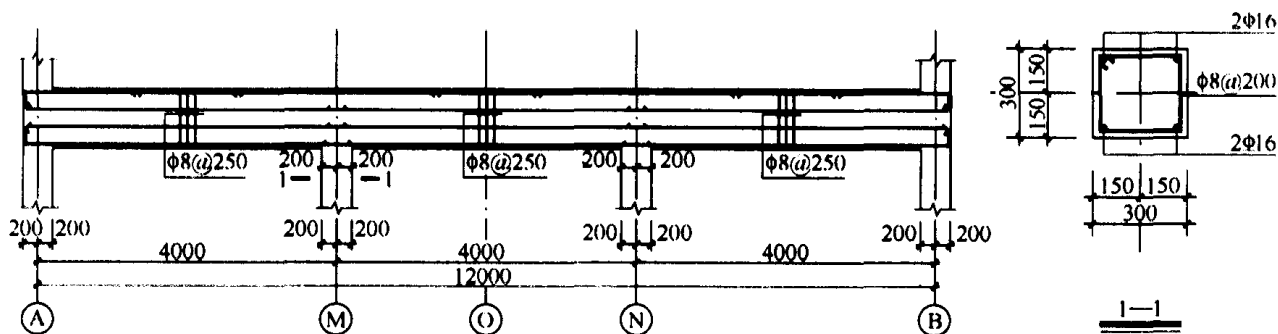


图 7-19 柱配筋示意

7.2.3 悬挑梁增设支点加固计算

(1) 算例 7-6

某办公楼悬挑梁, 跨度 $l=4\text{m}$, 矩形截面 $b=300\text{mm}$, $h=600\text{mm}$, 混凝土保护层厚度 25mm 。如图 7-20 所示, 原承受荷载为恒载 $G_k=5\text{kN/m}$ 、活载 $Q_k=6\text{kN/m}$, 混凝土强度等级为 C30, 纵筋采用 HRB335 级, 箍筋采用 HPB235 级。下部纵筋 $3\Phi 14$, 上部纵筋 $5\Phi 16$, 箍筋为 $\Phi 8@250$, 后因房屋改造需要, 需增加荷载 $G'_k=5\text{kN/m}$ 、 $Q'_k=6\text{kN/m}$, 要求采用支点加固处理, 试进行加固设计。

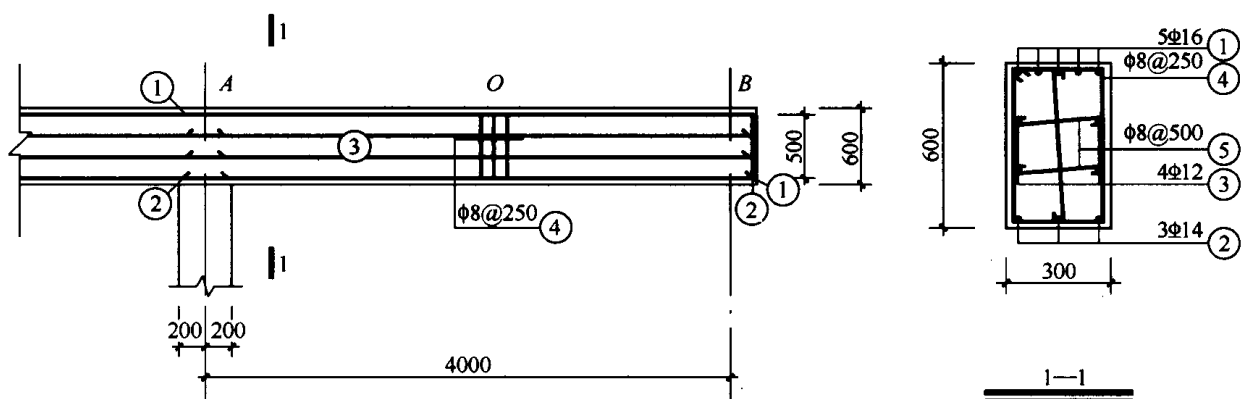


图 7-20 悬挑梁尺寸和配筋图

1) 计算并绘制原梁的内力图

由已知条件计算原梁的内力, 有

$$M_{AO} = -158.4 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{OB} = -39.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

原梁荷载弯矩图如图 7-21 所示。

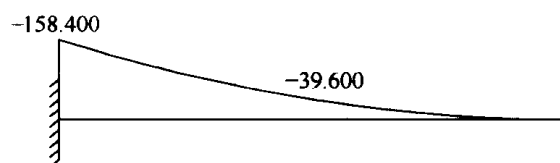


图 7-21 原梁荷载弯矩图

2) 求加固后梁在新增荷载作用下的内力图

$$M_{AO} = 14.1 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{OB} = -39.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

弯矩图如图 7-22 所示。

3) 将上述内力图叠加得出梁各截面内力包络图

$$M_{AO} = 144.3 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{OB} = 79.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁内力包络图如图 7-23 所示。

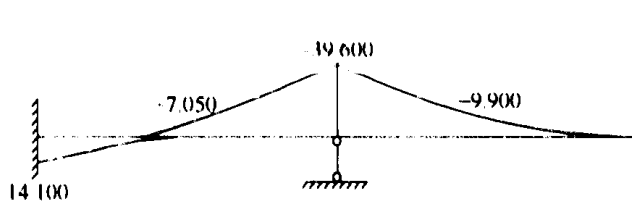


图 7-22 新增荷载弯矩图

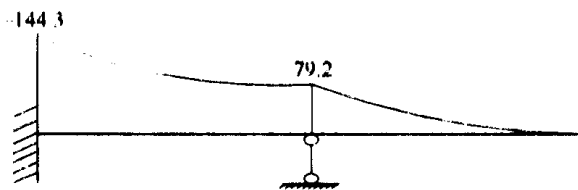


图 7-23 梁内力包络图

4) 求原梁承载力, 绘制梁的抵抗弯矩图

设支点 A 处弯矩为 M_{1u}

$$\xi = \frac{A_s f_y}{f_c b h_0} = \frac{1005 \times 300}{14.3 \times 300 \times 565} = 0.124$$

$$M_{1u} = A_s f_y h_0 (1 - 0.5\xi)$$

$$= 1005 \times 300 \times 565 \times (1 - 0.5 \times 0.124) = 159.8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 159.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AO} = 144.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1u} > M_{AO}$$

故抵抗弯矩大于荷载作用下弯矩叠合图的弯矩, 结构安全。

5) 加固梁的斜截面承载力计算

加固后梁的剪力计算

$$V_{AO}=16.650\text{kN}; V_{OA}=-76.950\text{kN}; V_{OB}=68.0\text{kN}$$

剪力包络图如图 7-24 所示。

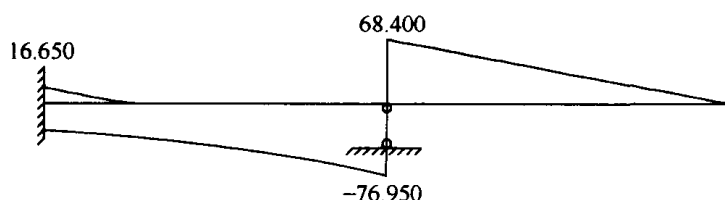


图 7-24 剪力包络图

设支点 O 处剪力 V_u

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7f_t b h_0 + 1.25f_y \frac{A_v}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 565 + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{250} \times 565 = 229.4\text{kN} \\ V_{OA} &= -76.950\text{kN} \end{aligned}$$

 $V_u > V_{OA}$, 斜截面抗剪承载力符合要求。

6) 支柱承载力计算

作用在支柱上的荷载 N 为

$$N = (1.2 \times 9.5 + 1.4 \times 6) \times 2 = 39.6\text{kN}$$

7) 支柱截面、配筋设计

假设柱截面形状为矩形, 其截面尺寸为: $b = 400\text{mm}$ 、 $h = 400\text{mm}$, 计算长度 $l = 3.00\text{m}$, 混凝土强度等级 C30, 则有 $f_c = 14.3\text{N/mm}^2$ 。纵筋级别为 HRB335 级, $f_y = 300\text{N/mm}^2$; 箍筋采用 HPB235 级, $f_{vv} = 210\text{N/mm}^2$ 。轴力设计值 $N = 39.6\text{kN}$ 。

轴心受压, 稳定系数 $\varphi = 1.00$;

$$\text{轴压比: } n = N / (A \cdot f_c) = \frac{39.6 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14.3} = 0.0173;$$

$$\text{全部纵筋: } A'_s = \left(\frac{N}{0.9\varphi} - f_c \cdot A \right) / f'_y = \left(\frac{39.6 \times 10^3}{0.9 \times 1.0} - 14.3 \times 400 \times 400 \right) / 300 = -7480\text{mm}^2,$$

按边长分配纵筋面积。

$$A'_s = 1280\text{mm}^2, \rho = 0.80\% < \rho_{\max} = 5.00\%。$$

配置钢筋

① 上部纵筋: $2\Phi 16 + 1\Phi 14 (556\text{mm}^2, \rho = 0.35\%)$ 分配 $A'_s = 355\text{mm}^2 > A'_s = 320\text{mm}^2$, 配筋满足。

② 下部纵筋: $2\Phi 16 + 1\Phi 14 (556\text{mm}^2, \rho = 0.35\%)$ 分配 $A'_s = 355\text{mm}^2 > A'_s = 320\text{mm}^2$, 配筋满足。

③ 左右纵筋: $1\Phi 14 (154\text{mm}^2, \rho = 0.10\%)$ 分配 $A'_s = 355\text{mm}^2 > A'_s = 320\text{mm}^2$, 配筋满足。

④ 竖向箍筋: $\Phi 8@200$ 三肢箍 ($754\text{mm}^2/\text{m}$, $\rho_{sv} = 0.19\%$) $> \frac{A_{sv}}{s} = 457\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。

⑤ 水平箍筋: $\Phi 8@200$ 三肢箍 ($754\text{mm}^2/\text{m}$, $\rho_{sv} = 0.19\%$) $> \frac{A_{sv}}{s} = 457\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。

具体如图 7-25 所示。

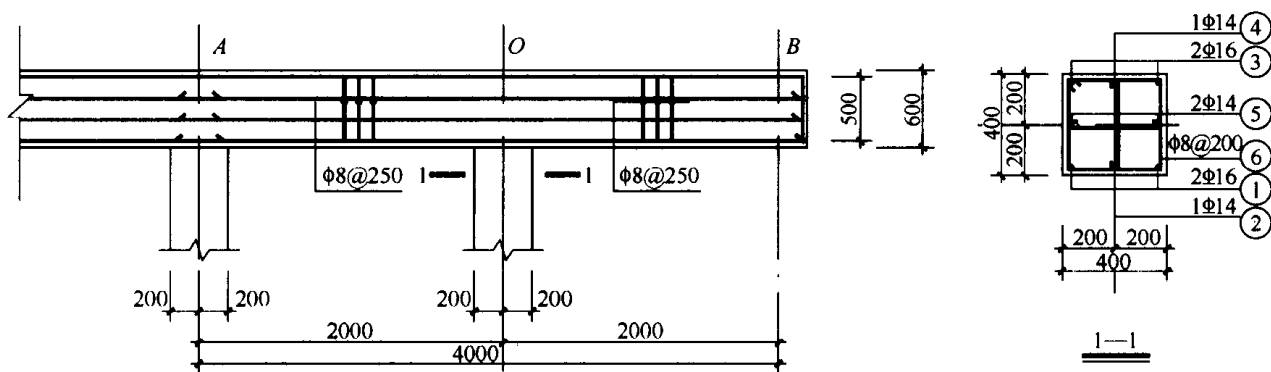


图 7-25 新增柱配筋示意图

(2) 算例 7-7

某办公楼悬挑梁, 跨度 $l = 4\text{m}$, 矩形截面, 其截面尺寸为 $b = 300\text{mm}$ 、 $h = 600\text{mm}$, 混凝土保护层厚度为 25mm 。如图 7-26 所示, 原承受荷载为恒载 $G_k = 5\text{kN/m}$ 、活载 $Q_k = 6\text{kN/m}$, 混凝土强度等级为 C30, 纵筋采用 HRB335 级, 箍筋采用 HPB235 级。下部纵筋 $3\Phi 14$, 上部纵筋 $5\Phi 16$, 箍筋为 $\Phi 8@250$, 后因房屋改造需要, 需在 $1/4$ 和 $1/2$ 跨的位置增加集中荷载 $Q'_k = 20\text{kN}$, 要求采用支点加固处理, 试进行加固设计。

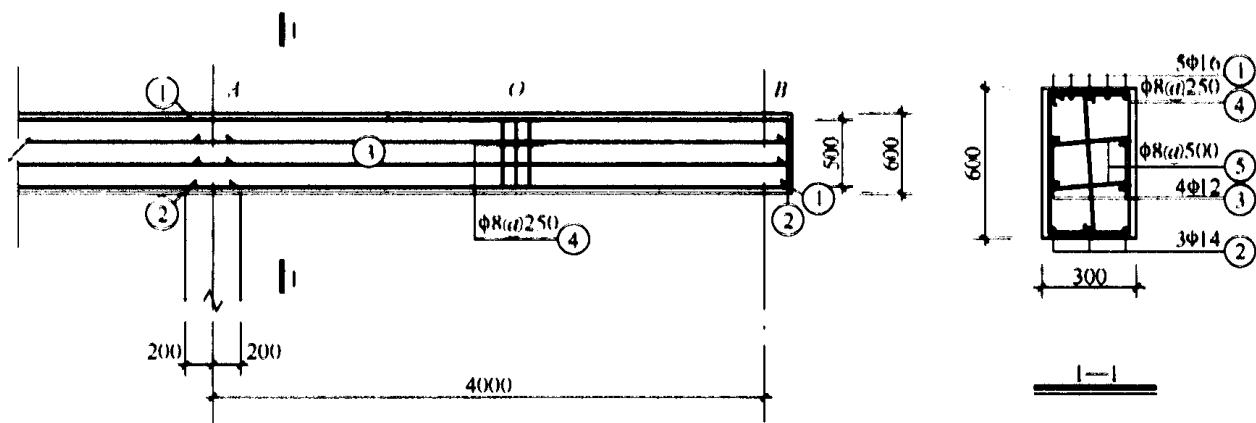


图 7-26 悬挑梁尺寸和配筋图

1) 计算并绘制原梁的内力图

由已知条件计算原梁的内力, 有

$$M_{AO} = -158.4\text{kN} \cdot \text{m}; \quad M_{OB} = -39.6\text{kN} \cdot \text{m}$$

弯矩图如图 7-27 所示。

2) 确定预加力

假设支承点预加力为 10kN, 则原梁在预加力作用下的弯矩图如图 7-28 所示。

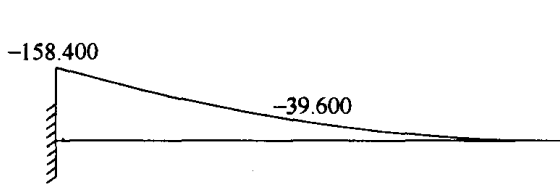


图 7-27 原梁弯矩图

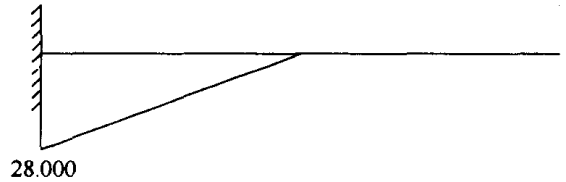


图 7-28 预加力弯矩图

3) 求加固后梁在新增荷载作用下的内力图

$$M_{AO} = 3.0 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{OB} = -24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

弯矩图如图 7-29 所示。

4) 将上述弯矩图叠加得出梁各截面弯矩包络图

$$M_{AM} = -127.4 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{MO} = -81.5 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{ON} = -53.6 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_{NB} = -16.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

梁内力包络图如图 7-30 所示。

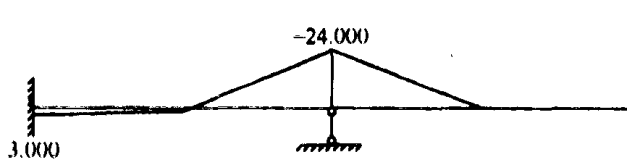


图 7-29 新增荷载内力图

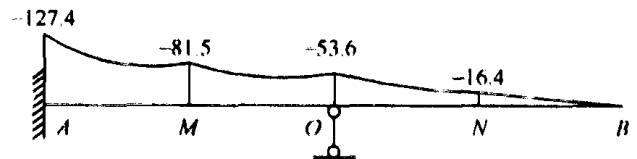


图 7-30 梁内力包络图

5) 求原梁承载力, 绘制梁的抵抗弯矩图

由上可知加固后梁最大弯矩 $M_{\max} = 127.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

设原梁材料的抵抗弯矩为 M_u

$$\xi = \frac{A_s f_y}{f_c b h_0} = \frac{1005 \times 300}{14.3 \times 300 \times 565} = 0.124$$

$$M_u = A_s f_y h_0 (1 - 0.5\xi)$$

$$= 1005 \times 300 \times 565 \times (1 - 0.5 \times 0.124) = 159.8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 159.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

即 $M_u > M_{\max}$

故抵抗弯矩大于荷载作用下弯矩叠合图的弯矩, 结构安全。

6) 加固梁的斜截面承载力计算

加固前原梁的剪力包络图, 如图 7-31 所示。

原梁在预加力作用下的剪力包络图, 如图 7-32 所示。

加固后梁在新增荷载作用下的剪力包络图, 如图 7-33 所示。

由上可知加固后梁的最大剪力 $V_{\max} = 63.7 \text{ kN}$, 位于支座 A。

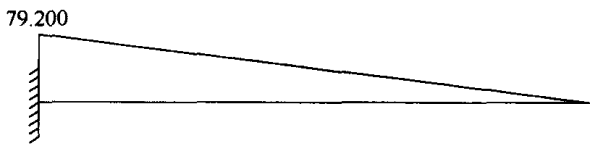


图 7-31 原梁的剪力包络图

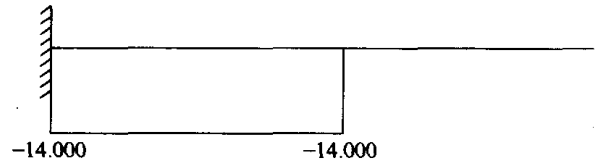


图 7-32 预加力作用下的剪力包络图

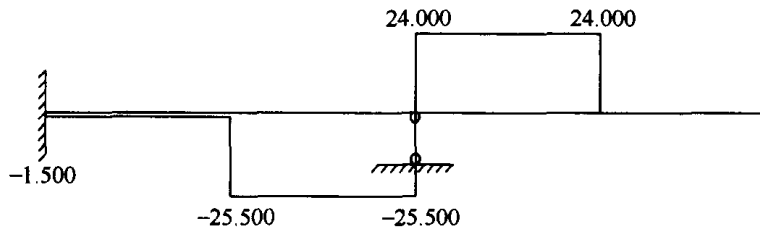


图 7-33 新增荷载作用下的剪力包络图

设梁材料的抵抗剪力为 V_u ，则

$$\begin{aligned} V_u &= 0.7f_t b h_0 + 1.25f_y \frac{A_v}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 565 + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{250} \times 565 = 229.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

可知 $V_u > V_{\max}$ ，所以斜截面抗剪承载力符合要求。

7) 支柱承载力计算

作用在支撑杆上的反力按照新增荷载和预加力共同作用在加固梁的情况计算，由此可知支柱上的反力 $N_{\max} = 37.5 \text{ kN}$ 。支座反力图如图 7-34 所示。



图 7-34 支座反力图

8) 支柱截面、配筋设计

假设柱截面形状为矩形，其截面尺寸为 $b = 300 \text{ mm}$ 、 $h = 300 \text{ mm}$ ，计算长度 $L = 3.00 \text{ m}$ 。混凝土强度等级 C25，则有 $f_c = 11.9 \text{ N/mm}^2$ 。纵筋级别为 HRB335 级， $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ；箍筋采用 HPB235 级， $f_{yv} = 210 \text{ N/mm}^2$ 。轴力设计值 $N = 37.5 \text{ kN}$ 。

计算类型：轴心受压，稳定系数 $\varphi = 0.98$ 。

$$\text{轴压比: } n = N / (A \cdot f_c) = \frac{37.5 \times 10^3}{300 \times 300 \times 11.9} = 0.04。$$

全部纵筋： $A'_s = \left(\frac{N}{0.9\varphi} - f_c A \right) / f'_y = 3428 \text{ mm}^2$ ，按边长分配纵筋面积。

X 向纵筋按构造配筋， $A'_s = 180 \text{ mm}^2$ ， $\rho = 0.20\%$ 。

Y 向纵筋按构造配筋， $A'_s = 180 \text{ mm}^2$ ， $\rho = 0.20\%$ 。

$$A'_s = 720\text{mm}^2, \rho = 0.80\% < \rho_{\max} = 5.00\%$$

配置钢筋

① 上部纵筋: $2\Phi 16 (402\text{mm}^2, \rho = 0.45\%)$ 分配 $A'_s = 201\text{mm}^2 > A'_s = 180\text{mm}^2$, 配筋满足。

② 下部纵筋: $2\Phi 16 (402\text{mm}^2, \rho = 0.45\%)$ 分配 $A'_s = 201\text{mm}^2 > A'_s = 180\text{mm}^2$, 配筋满足。

③ 左右纵筋: 分配 $A'_s = 201\text{mm}^2 > A'_s = 180\text{mm}^2$, 配筋满足。

④ 竖向箍筋: $\Phi 8 @ 200$ 双肢箍 ($503\text{mm}^2/\text{m}, \rho_{\text{sv}} = 0.17\%$) $> \frac{A_{\text{sv}}}{s} = 360\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。

⑤ 水平箍筋: $\Phi 8 @ 200$ 双肢箍 ($503\text{mm}^2/\text{m}, \rho_{\text{sv}} = 0.17\%$) $> \frac{A_{\text{sv}}}{s} = 360\text{mm}^2/\text{m}$, 配筋满足。具体如图 7-35 所示:

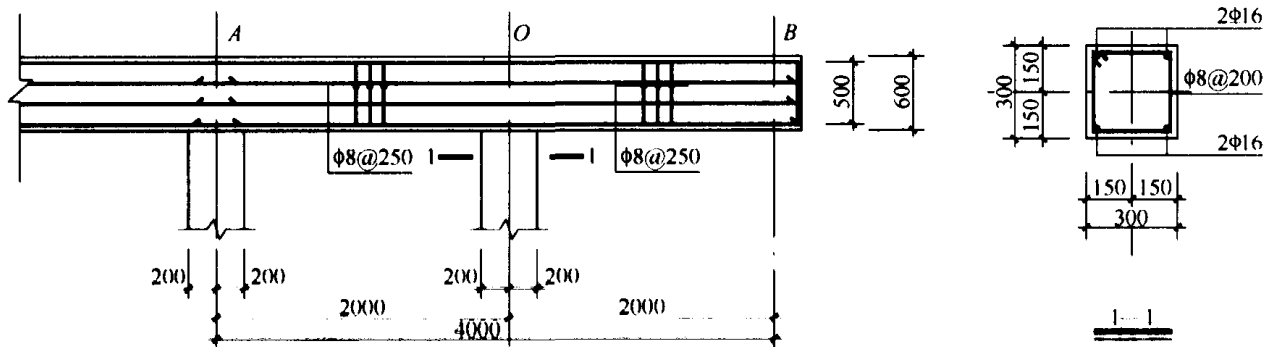


图 7-35 新增柱配筋图

7.3 梁、柱及砖墙托换加固计算

7.3.1 算例 7-8

(1) 概况

某公司综合楼原为 7 层框架结构房屋, 开间尺寸为 3600mm, 3 跨, 其跨度分别为 5700mm、2200mm、5100mm, 柱截面尺寸为 $b \times h = 300\text{mm} \times 500\text{mm}$, 房屋总高度为 23.50m, 梁截面尺寸为 $b \times h = 250\text{mm} \times 480\text{mm}$, 楼板及屋面板均为钢筋混凝土预制板。基础为钢筋混凝土独立柱基, 基础落在强风化岩上, 地基承载力为 $200\text{kN}/\text{m}^2$ 。西端 L 形相交处圆弧部分为后扩建建筑, 4 层框架结构, 现浇钢筋混凝土楼板, 基础为独立柱基。

根据改造使用功能要求将 KJ-1, KJ-2, 中柱第 1、2 层托换, KJ-3 处第 1、2 层砖墙托换, 如图 7-36 所示。托换后形成空间宽敞、明亮气派、功能合理的酒店门厅入口, 达到了预期的改造目的, 取得了较好的社会效益。

托换设计施工是一项技术要求很高的改造工程, 其难点问题为:

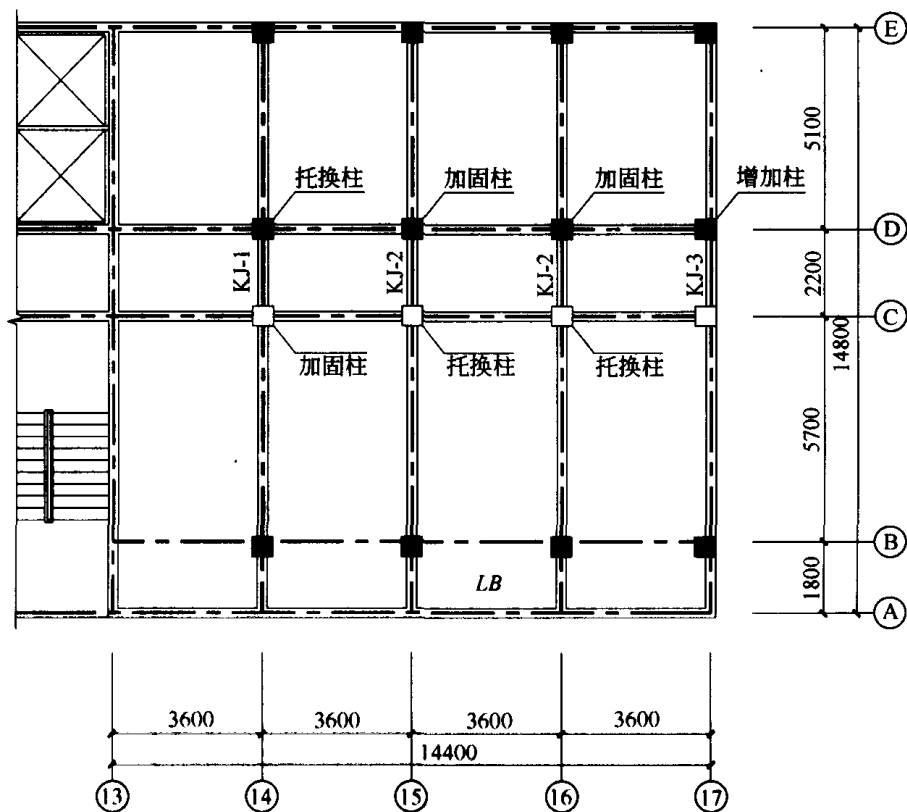


图 7-36 楼层平面

- 1) 托换柱处应变能释放问题；
- 2) 托换梁、柱内应力重分布过程；
- 3) 新增结构与原结构协同工作状态；
- 4) 新加混凝土本身的收缩、徐变引起的应力滞后现象；
- 5) 托换时梁的变形控制等。

(2) 托换基础设计、施工

原框架结构为天然独立柱基，经托换结构计算将托换柱的荷载传至两边柱，增加荷载由扩建基础承受，根据地质情况及控制基础沉降要求，加固柱基时采用机动洛阳铲挖孔灌注桩基。

对⑬轴桩施工后进行承台施工，必须将基础承台范围内的砖墙进行托换，采用钢支架施加预应力法。即将需托换处砖墙凿洞，将按要求设计的钢构件置入洞中，利用上、下两块钢板之间楔入铁楔施加预应力卸载，然后拆除托换砖墙，将钢支架浇入混凝土内。按上述方法施工荷载置换不会引起结构受力变化。

(3) 加固柱设计、施工

KJ-1 和 KJ-2(图 7-37)加固柱采用外包混凝土法。设计时根据计算及构造要求确定加固柱的几何尺寸、钢筋数量的配置。为了减少变形，提高柱的配筋率，选用了直径较大的钢筋。施工时凿除原柱抹灰及保护层，露出柱的主筋及箍筋，用 $\phi 25@500$ 形状为“Z”短钢筋连接原柱纵筋；新加箍筋与原有箍筋用 $\phi 6@500$ 形状为“Z”的短钢筋焊接在一起，使钢筋共同受力，协同工作(图 7-38)。

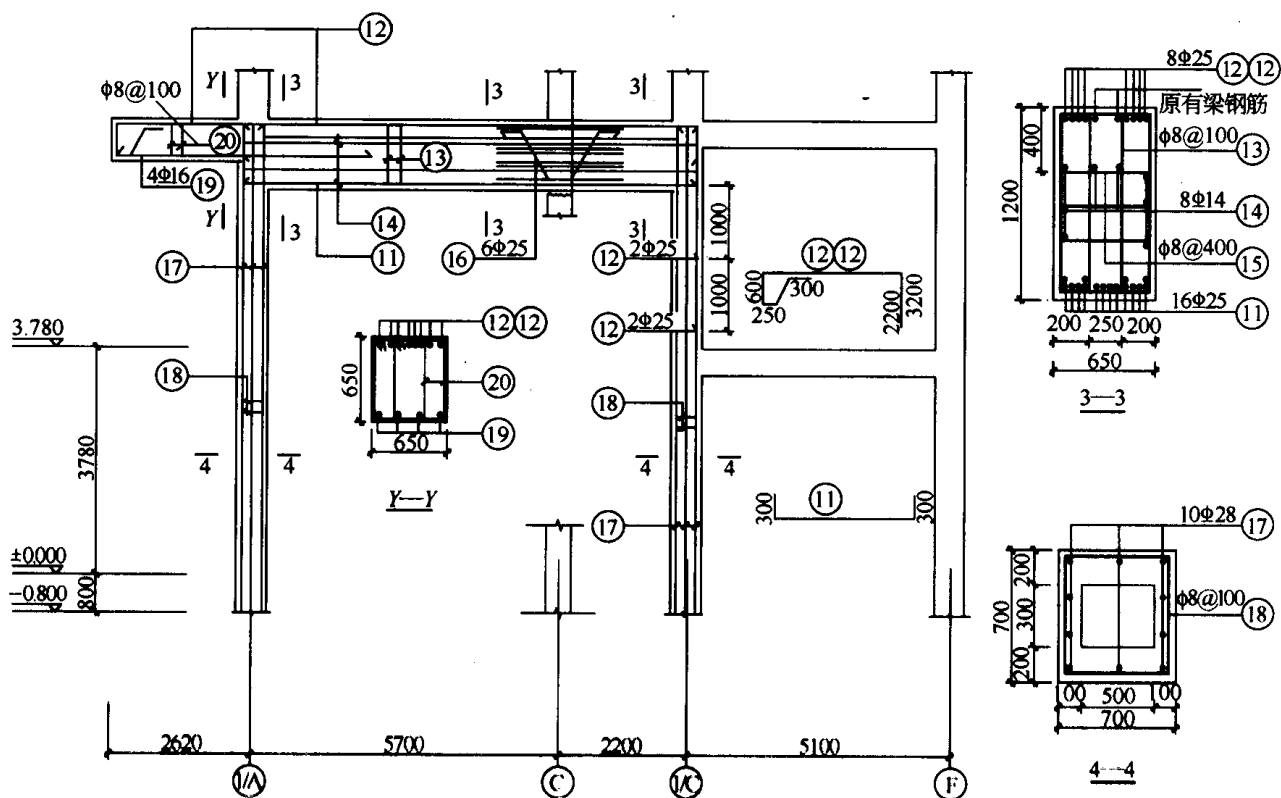


图 7-37 KJ-2 加固示意图

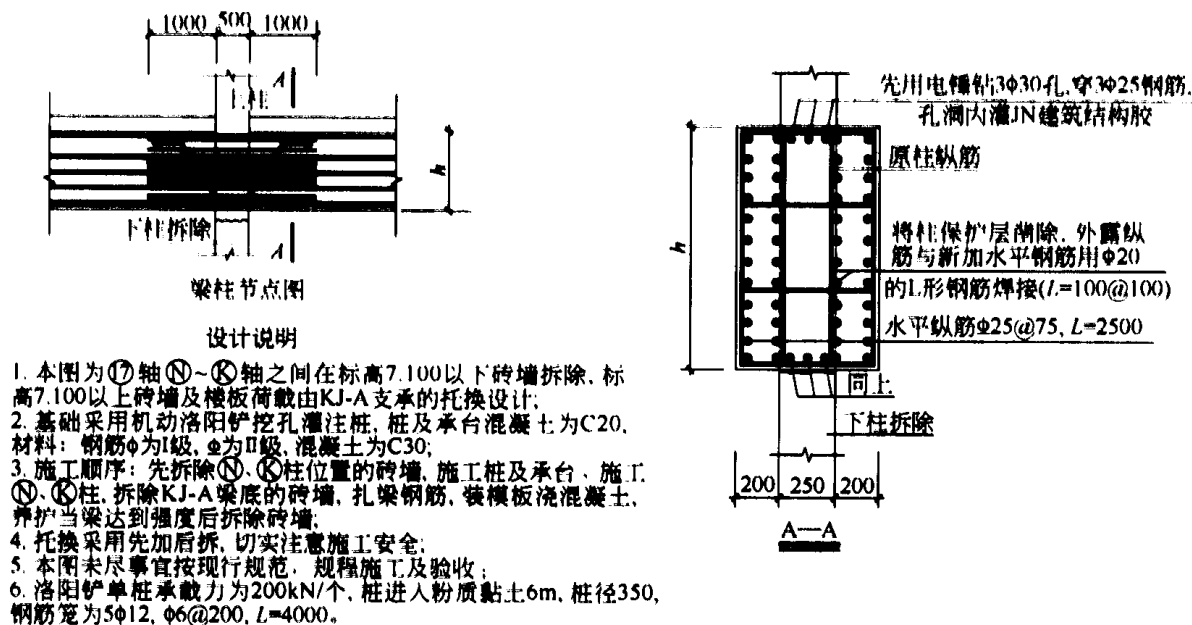


图 7-38 梁、柱托换节点详图

砖墙托换处 KJ-3 为在砖墙上新增加柱，为了防止新增柱混凝土的干缩及徐变，采用改性混凝土。用 2 根 24 号槽钢，并用 $-5 \times 4 @ 800$ 扁钢作为缀条焊接，使之形成 $240\text{mm} \times 340\text{mm}$ 钢柱，再在四周布置钢筋浇混凝土。

为了使新旧结构连接良好，要求对钢柱施加预应力，在钢柱顶设置 $10\text{mm} \times 370\text{mm} \times$

500mm 钢板，并与钢柱焊接，在钢柱底垫 1 块 $10\text{mm} \times 500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 钢板，用铁楔楔入钢柱与钢板之间，使柱产生预加应力，钢桩牢牢顶着框架柱顶砖墙。

(4) 砖墙托换

根据功能要求，⑰轴中第 1、2 层砖墙必须托换。托换程序为：施工新增加柱基础，施工新增设柱，拆除托换梁高范围内砖墙，绑扎托换梁钢筋，浇筑托换梁混凝土，养护托换梁，拆除托换砖墙。

拆除托换梁高范围内砖墙时存在应力置换问题，在设计、施工时采用钢支架起中间过渡作用。在梁高范围内先拆一个 $370\text{mm} \times 370\text{mm} \times 1200\text{mm}$ 的孔洞，内塞支撑，钢支撑根据承受荷载的大小和构造要求定型设计。然后留 $370\text{mm} \times 370\text{mm} \times 1200\text{mm}$ 的孔洞内塞支撑，依次类推。拆除剩余的小砖柱，绑扎托换梁钢筋，浇托换梁混凝土，将钢支撑浇入混凝土内。托换梁达到设计强度后拆除托换砖墙。

(5) 托换柱处节点处理

托换梁与托换柱节点设计、施工是关键，梁、柱托换节点详图及梁、柱钢筋连接详图如图 7-38、图 7-39 所示。

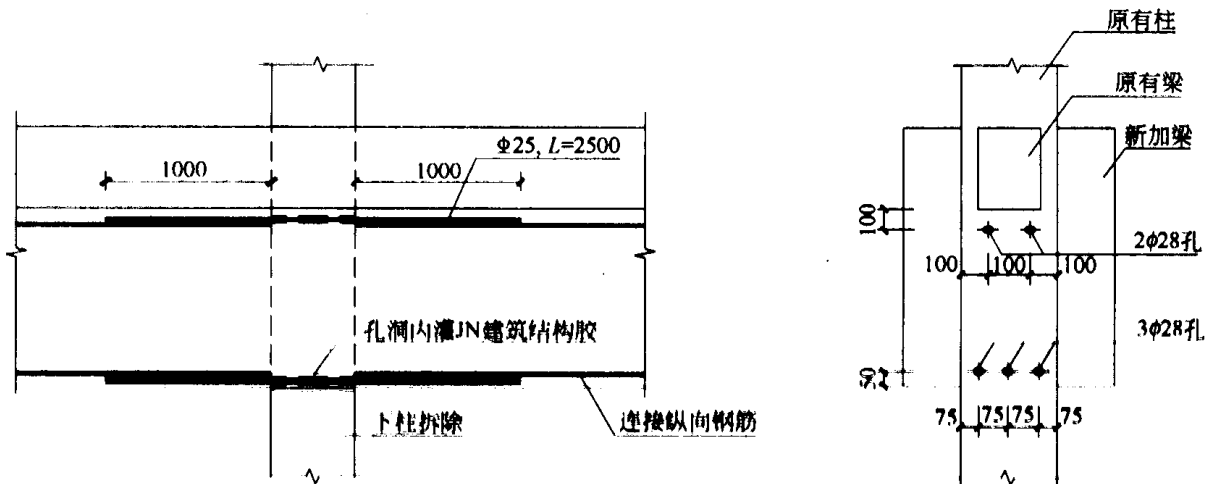


图 7-39 钢筋穿柱详图

在被托换柱节点处，被托换柱在梁高范围内将成为梁的一部分，同时上部的集中荷载传至梁形成很大的内力。处理方法是：增加节点配筋，增加节点刚度，以调整切断柱的应力重分布。措施为：凿除被托换柱加固梁高范围内混凝土保护层外露柱纵筋，将原柱纵筋与新加固梁水平钢筋用“L”形短钢筋焊接，将被托换柱上、下钻孔穿钢筋，增加原柱与加固梁的连接；在梁、柱托换节点处沿加固梁两内侧、四面设水平纵筋 $\phi 25 @ 75$ ， $l = 2500\text{mm}$ ，形成刚性节点。

在被托换柱节点处，在切断柱的那一瞬间，有较大的应力释放，引起节点较大的应变能释放。故该节点处理是关键。采用增大梁的刚度，提高节点的配筋率。该切断柱的面积为 $650\text{mm} \times 1200\text{mm} = 780000\text{mm}^2$ ，共配筋 $88\phi 25$ 钢筋，配筋面积为 $88\text{mm} \times 490.9\text{mm} = 43199.2\text{mm}^2$ ，则配筋率为 $43199.2/780000 = 5.5\%$ 。为了保证混凝土的强度等级，施工时严格控制混凝土的密实度、水灰比等。

(6) 混凝土施工措施

加固混凝土施工难度较大，由于钢筋数量多而且密，导致混凝土难浇，难振捣密实。新、旧混凝土结合界面的处理，防止新混凝土的干缩变形及徐变等是混凝土设计及施工的主要内容，在混凝土设计中采用新型建筑材料解决上述问题。在混凝土内掺加 GMA 外加剂，使混凝土早强、高强，其 1d 最高强度可达 50MPa 以上，无收缩、微膨胀，混凝土硬化过程无收缩，新混凝土微膨胀，以保证新、旧混凝土共同受力，协同工作。该外加剂根据阳离子效应，加入后石子带阳离子互相排斥形成自流动，流动度为 240~270mm，则混凝土可自流密实成形，为免振捣混凝土。加入 GMA 外加剂后，混凝土新、旧界面粘结程度相当密实，对于圆钢，与钢筋粘结强度不小于 6.0MPa；对于螺纹钢与钢筋粘结强度大于 13.0MPa。掺 GMA 的混凝土可使用 42.5 级(或 32.5 级)普通硅酸盐水泥，GMA 外加剂推荐掺量为水泥用量的 16%(内掺)，推荐配合比见表 7-1 所列。

推荐配合比(kg·m⁻³)

表 7-1

水泥用量(kg)	GMA 用量(kg)	卵石用量(kg)	砂用量(kg)	水用量(kg)
390	74	1125	635	195

原材料：

水泥：32.5 级普通硅酸盐水泥；

外加剂：GMA；

粗骨料：最大粒径 10mm 级配合格的卵石；

细骨料：中砂(或粗砂)。

GMA 外加剂直接以粉剂的形式加入，但注意 GMA 外加剂宜均匀撒布在水泥表面，避免与潮湿的砂、石直接接触。经竣工后验证，掺 GMA 外加剂满足了设计要求，使用效果好。

(7) 托换挠度观测报告

1) 观测时间、目的。

1998 年 8 月 31 日至 1998 年 9 月 2 日，对托换 KJ-1 和 KJ-2 框架、托换柱基托换过程对框架梁的挠度变形进行精密水准测量，其结果见图 7-40、图 7-41 及表 7-2、表 7-3、表 7-4。通过了解托换过程中及完成后框架的变形情况，用实际的变形数据验证整个托换方案的可靠性。

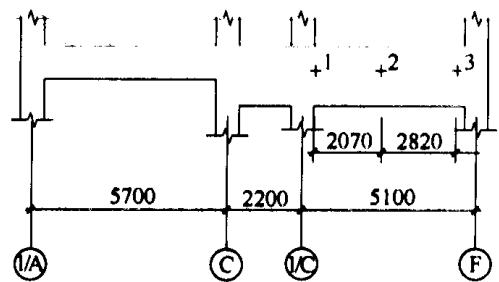


图 7-40 14轴

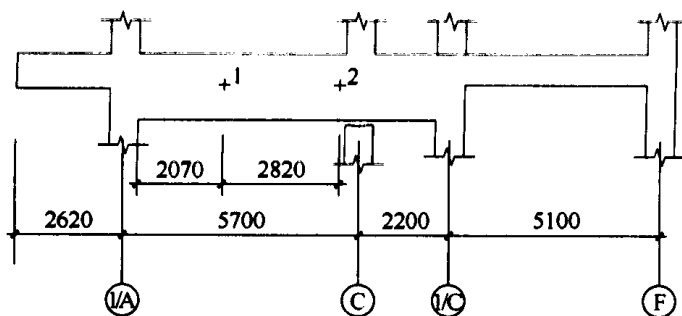


图 7-41 15轴、16轴变形观测点位置

KJ-1 变形值(⑭轴) (mm)

表 7-2

日期	变形点		
	1	2	3
98.8.31	0.4	0.5	0.6
98.9.1	1.0	1.5	1.6
98.9.2	1.0	1.5	1.6

KJ-2 变形值(⑮轴) (mm) 表 7-3

日期	变形点	
	1	2
98.9.1	0	0
98.9.1	0.3	0.4
98.9.2	0.3	0.4

KJ-2 变形值(⑯轴) (mm) 表 7-4

日期	变形点	
	1	2
98.8.31	0	0
98.9.1	0.3	0.5
98.9.2	0.3	0.5

- 2) 变形观测点布设。
- 3) 观测数据。
- 4) 观测分析及结论。

由实测数据可以看出, KJ-1 框架梁在托换中变形很小, 最大变形为 0.6mm, 托换完成后的第 2 天变形最大值达到 1.6mm, 第 3 天观测时变形已经稳定。KJ-2 框架梁在托换过程中基本没有变形, 托换完成后第 2 天变形值也很小, 最大值为 0.5mm, 第 2 天下午变形基本稳定。因此, 根据框架梁的挠度变形数据可以得出结论: 该大厦托换工程是可靠的。

(8) 总结

某加固公司进行的某大厦梁、柱及砖墙托换, 满足了业主使用功能的要求, 托换后形成空间宽敞、明亮气派的酒店入口, 达到了预期的使用效果。托换研究设计解决了托换中的难点问题, 从结构计算、计算模型的选定到变形计算均满足了现行规范的要求。托换施工难度大, 技术要求高, 风险大, 在施工过程中遇到了一系列问题, 经认真分析并制定详尽的施工措施, 使问题都得到妥善解决。

该托换工程经托换过程的观测分析及施工过程中观测, 总变形量最大值为 1.6mm, 小于规范规定值, 故该大厦梁、柱及砖墙托换设计合理, 托换安全可靠。

7.3.2 算例 7-9

(1) 工程概况

某宾馆为 5 层主楼、3 层裙楼框架房屋, 5 层主楼部分为 2 跨, 3 层裙楼部分为 3 跨, 均采用现浇钢筋混凝土结构, 楼板采用预应力空心板, 基础采用柱下独立基础, 托换平面布置如图 7-42 所示。该房屋建于 20 世纪 90 年代初, 因经营需要扩建大堂, 把原 3 层部分的第 1、2 开间的底层部分扩成大堂的一部分。为统一格局, 需把该开间的 3 跨改为底层 2 跨, 即抽除 Z1 和 Z2, 在 Z1 和 Z2 间沿④轴增加一柱 Z3。在加柱抽柱的全过程中不能影响上部建筑的正常使用(宾馆客房和会议室); 不能影响底层大堂已铺设好的空调管道(框架

梁两端为管道位置, 管道断面尺寸为 $b \times h = 400\text{mm} \times 200\text{mm}$); 不能影响大堂的统一装修高度, 大堂底层高 5.2m , 此3跨的框架梁最大截面为 $b \times h = 300\text{mm} \times 650\text{mm}$, 装修高度离梁底 280mm , 托换后⑫~⑬轴跨度为 8.1m , ⑬~⑮轴跨度为 5.4m 。

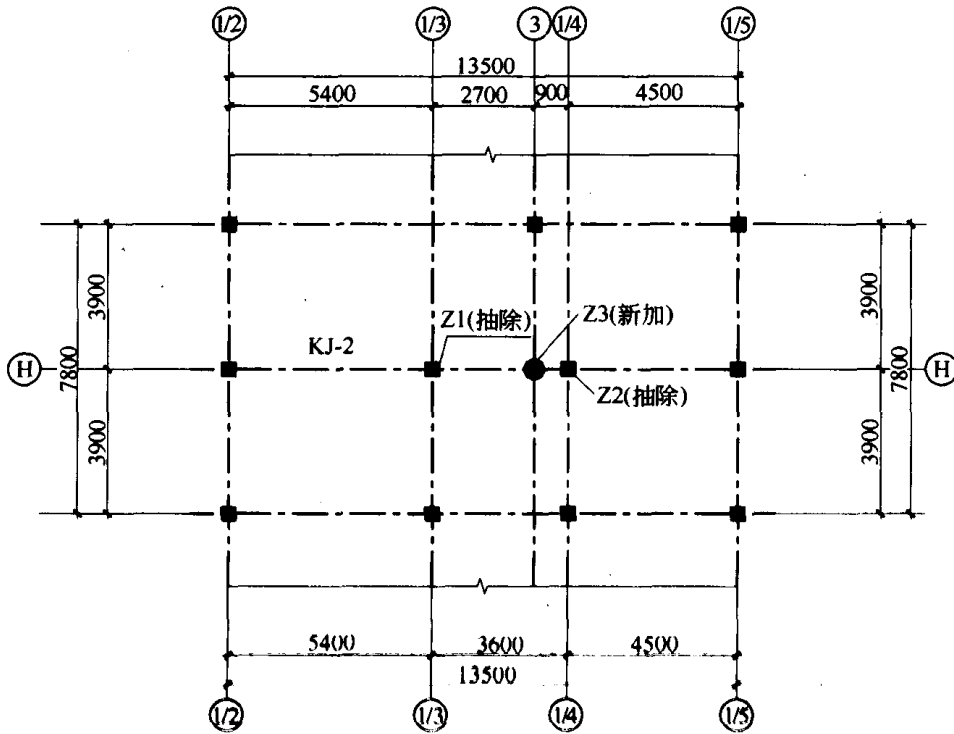


图 7-42 托换平面图

(2) 计算分析

此框架柱托换的控制点在⑬轴和⑭轴处, 此处的挠度值直接关系到上部结构的安全和托换效果, 在计算分析时注意以下原则:

- 1) 通过检测手段获得 KJ-2 的实际材料受荷情况;
- 2) 优化托换梁的截面尺寸和配箍梁, 使挠度值得到控制, 即由托换产生的挠度导致上部框架内力重分布产生的效应小于其抗力;
- 3) 考虑托换的经济指标达到最佳的投入产出比。

通过考虑以上原则, 在选取计算简图时候把⑬~⑭轴部分的托换梁取为悬臂梁, 荷载图和内力图如图 7-43 所示。

从承载力和变形计算分析, 选取的计算模型可满足托换要求(图 7-44)。

(3) 托换施工设计

根据计算分析结果, 设计除满足计算要求外, 构造设计是保证施工效果的另一重要因素, 在设计过程中采取了以下措施。

1) 托换梁设计

在计算分析中, 对托换梁未考虑原框架梁的作用。因此, 在设计中, 托换梁采取了 U 形截面形式。截面形式及配筋如图 7-45 所示。

2) 托换柱设计

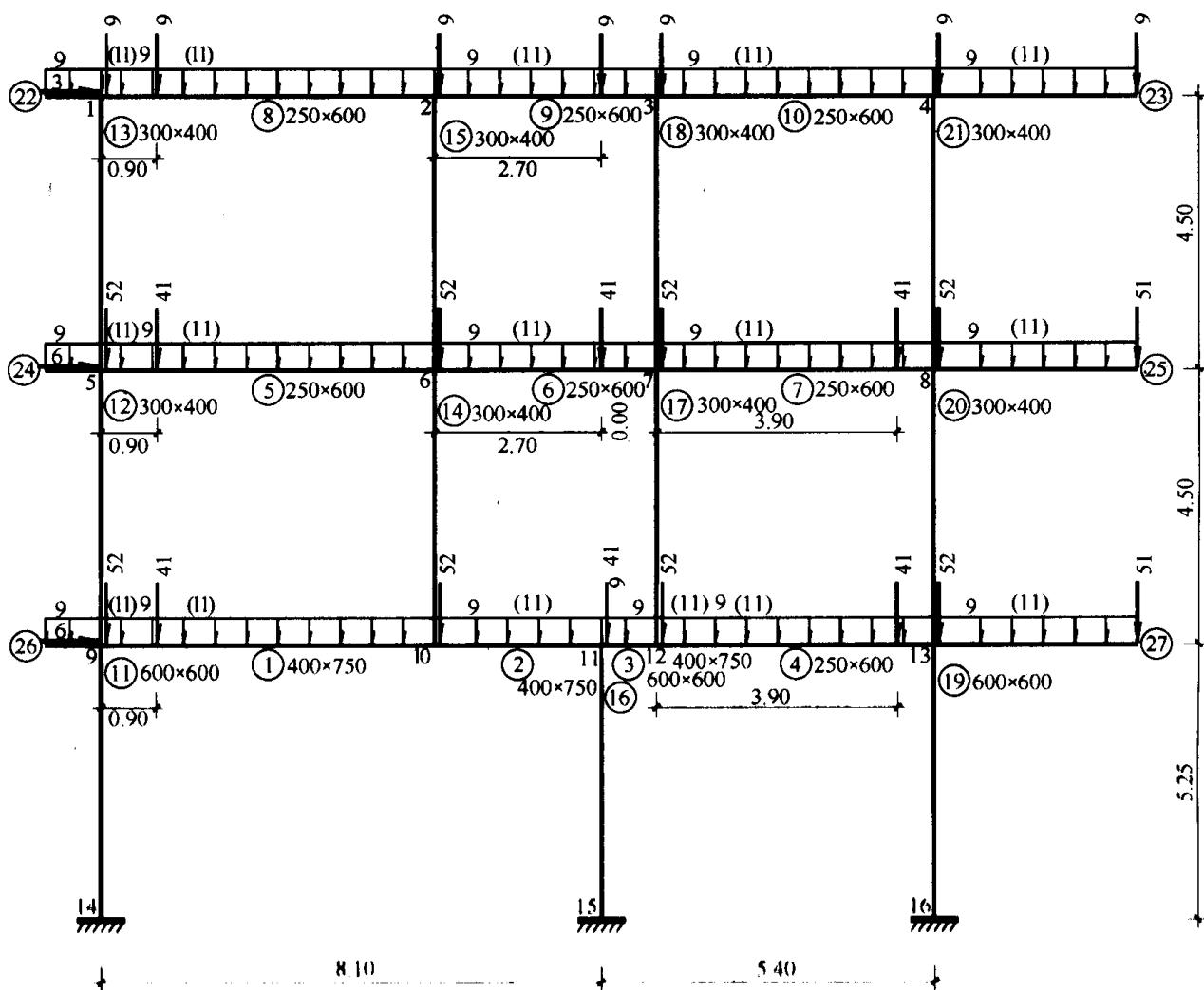


图 7-43 KJ 2 荷载简图

为减少新加柱的竖向变形，新加柱采用劲性钢筋混凝土。

根据装修后的效果，采用圆柱，最大限度地利用柱的有效截面，同时减少托换梁的出挑长度。此外，外包混凝土，在原基础上用钢筋生根技术加固边柱，如图 7-45 所示。

3) 基础加固设计

根据检测计算及计算结果，框架两端的柱下基础可满足托换后的要求，不需要加固。新增柱下的基础采用原中跨两柱的基础，用钢筋生根的方法连成一体，充分利用了原结构构件，获得较高的安全系数，如图 7-46 所示。

(4) 托换施工工艺及其控制

为贯彻设计思路，使托换达到设计效果，施工时为保证托换梁、柱合理受力，在托换过程中采用了如下措施：

- 1) 采用劲性支撑对框架梁适当卸载；
- 2) 采用 GMA 高强微膨胀混凝土浇筑构件，使新、老构件紧密结合；

3) 对托换梁的挠度进行监控，及时掌握托换过程中结构构件的反应。监控布点如图 7-47 所示，挠度变形如图 7-48 所示。

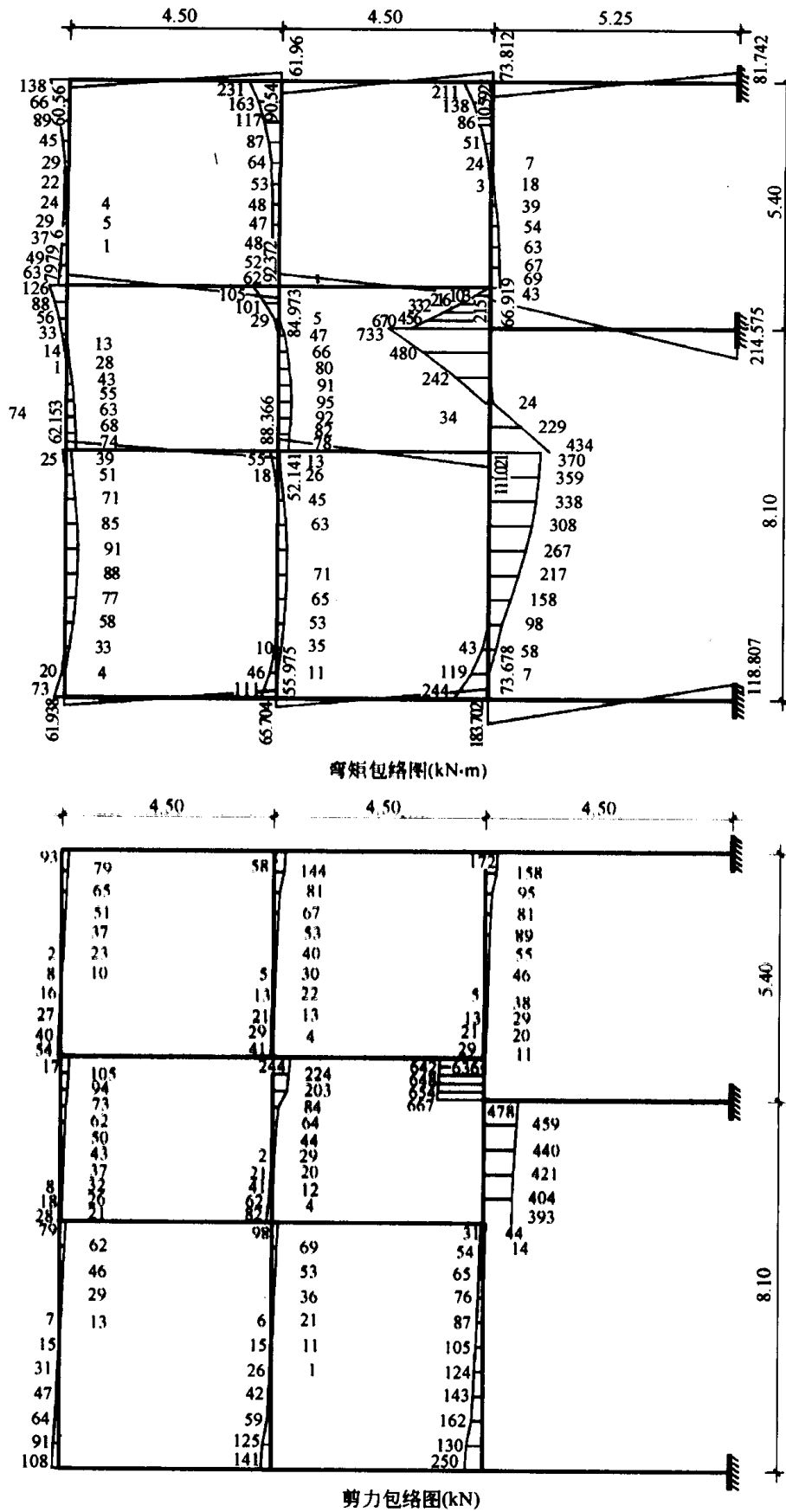


图 7-44 KJ-2 弯矩包络图、剪力包络图

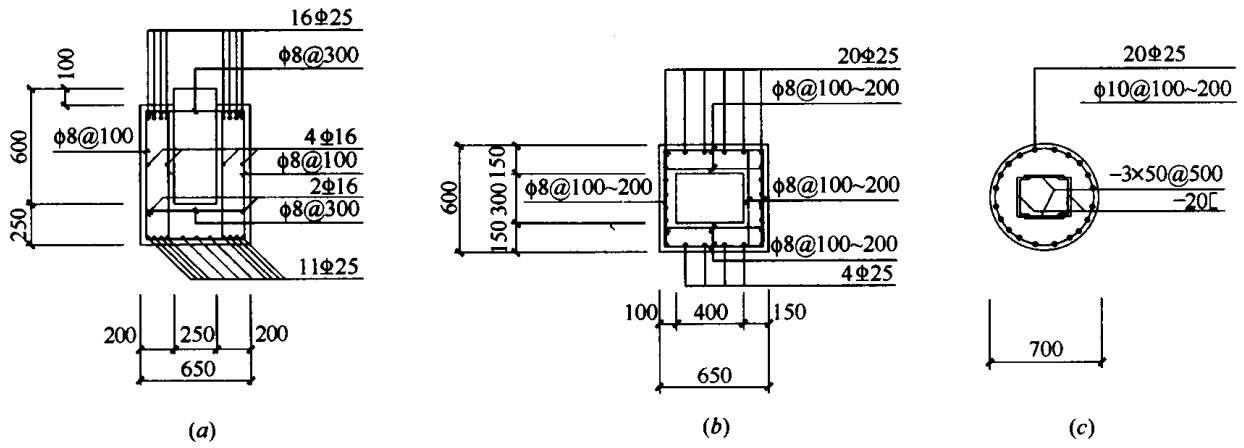


图 7-45 截面形式及配筋图
(a)KJ-2 梁加固配筋图; (b)边柱加固配筋图; (c)新加圆柱配筋图

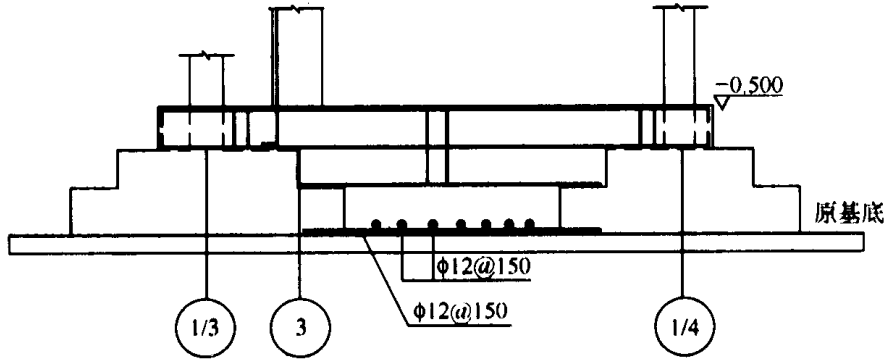


图 7-46 基础加固设计配筋图

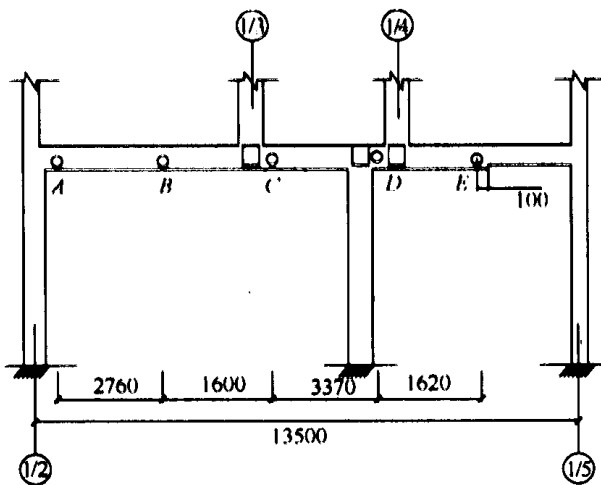


图 7-47 挠度测量位置示意图

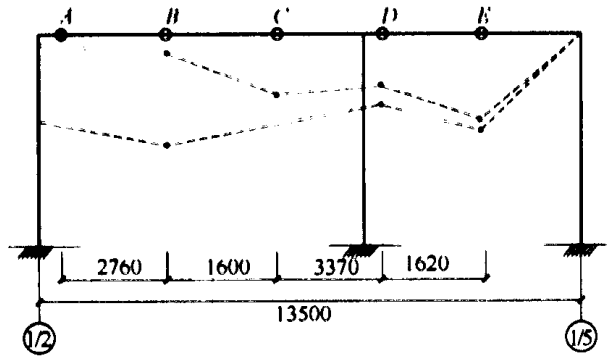


图 7-48 挠度变形图

托换施工流程为：卸载→加固基础→加固边柱及施工新柱→托换梁施工→抽除 Z1→

抽除 Z2 监测数据见表 7-5 所示。

挠度观测

表 7-5

时 间	编 号				
	A	B	C	D	E
第 1 根柱断时	0.3	0.7	2.0	1.6	3.8
第 2 根柱断时	3.1	4.5	3.9	2.6	4.5

从监测数据可知，托换效果与计算分析结果非常吻合，托换成功，托换期为 10d。

(5) 结论

- 1) 在旧房改造中托换技术的应用日趋广泛，此工程具有普遍意义；
- 2) 建立正确的计算模型是完成托换工作的前提，其依据是结构计算分析理论；
- 3) 完善构件设计是保证设计质量的重要环节，其依据是对构件受力特性及材料特性充分了解；
- 4) 采用新材料、新的施工工艺可确保施工质量达到设计要求，通过施工过程的实时监控，可充分了解结构构件的反应，以积累数据，完成托换工作。

7.3.3 算例 7-10

(1) 工程概况

某商住写字楼为 12 层全现浇混凝土框架-剪力墙结构形式的建筑物，一、二层层高 4.80m，三层 5.10m，四层以上为标准层，层高 3.40m。柱网尺寸 7800mm×7500mm。中跨柱截面尺寸，一～三层为 900mm×900mm，四～六层为 800mm×800mm。五层以下混凝土设计强度等级为 C40，五层以上为 C35。2002 年 8 月该工程在施工到六层时（六层柱混凝土已浇筑完毕，梁、板模板已安装完毕，拟浇筑混凝土），对三层以下梁柱进行混凝土实体检测时，发现三层柱的强度达不到设计要求，后采用钻芯法进行强度确定，最大值为 14.9MPa，仅为设计强度 C40 的 37.20%。业主要求采取可靠措施进行处理，以确保结构的安全性符合设计要求。

(2) 加固方案的选择

针对该工程出现的问题，加固单位提出了以下几种修复方案，见表 7-6 所列。

三种加固方案的特征

表 7-6

方 案	性 质	优 点	缺 点
外包碳纤维布法	加固	施工方便，工期短，柱截面尺寸增大较小	业主对加固的效果持怀疑态度
外包钢板粘贴法	加固	施工工序较为复杂，柱截面尺寸增加较大，影响后期的正常使用	业主对加固的效果持怀疑态度
托梁换柱法	修复	效果直接，问题混凝土得到了根本处理	上部 3 层已有荷载，且业主要求在处理过程中相关构件不允许发生变形裂缝，加固技术难度及风险较大

由于问题柱混凝土强度降低得太多，业主要求对外包碳纤维布及外包钢法的加固效果进行了缩尺模型试验，试验结果表明：上述两种方案的加固效果达不到恢复构件原有承载

能力的程度。业主与设计单位经过各方案的论证对比，决定采用托梁换柱修复方案，即支撑框架梁，将问题柱全部拆除后，重新浇筑。

(3) 托梁换柱方案的可行性

方案实施前，采用回弹法对与问题柱顶、柱底相连的框架梁端部进行了强度测试，结果均大于 40MPa。

断柱后各支撑力的大小及各相连框架梁的承载力复核：

荷载情况(以荷载标准值为计算依据，不考虑活荷载)

三~六层已完工部分：

楼面恒载标准值： 3kN/m²

六层施工层荷载标准值：

柱自重： 44.8kN(作用于④/©轴柱上)

施工荷载：

模板及支架： 1.1kN/m²

板钢筋： 1.1kN/m²

梁钢筋： 1.5kN/m²

三层④/©柱拆除后，总支撑力为 1170.8kN。

各支撑按各框架梁承重面积进行支撑力分配，各支撑力为：

$N_1 = 343.1\text{kN}$, $N_2 = N_4 = 361.2\text{kN}$, $N_3 = 339.5\text{kN}$ 。(分配系数如图 7-49 所示)

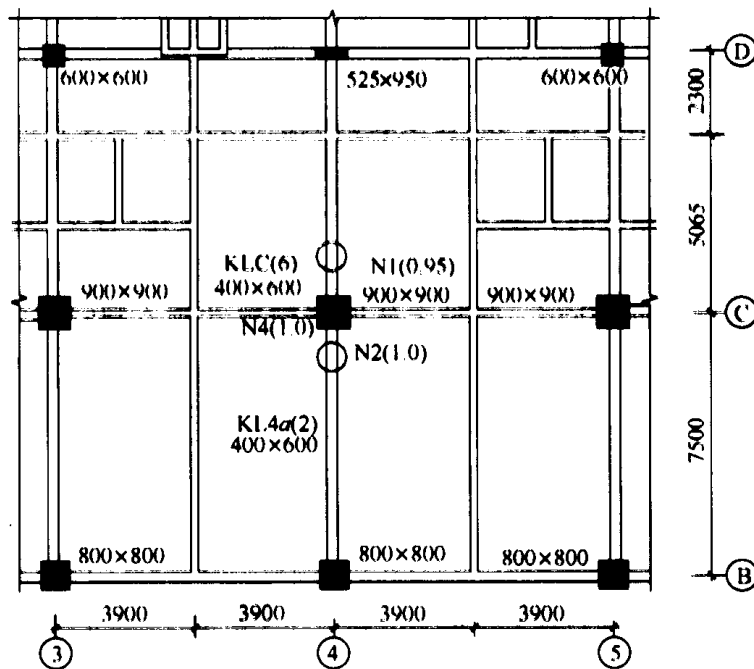


图 7-49 三层结构平面

3 层各支撑梁抗剪能力复核：

$V_{cs} = V_c + V_s = 403.8\text{kN} > V = 361.2\text{kN}$ ，抗剪承载力满足要求。

经复核二层各支座梁抗剪能力也满足要求。

断柱后，三层顶梁支撑段内正截面抗弯能力复核：

$M_0 = 255.32 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 188.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 支撑段内梁的正截面抗弯能力满足要求。
复核算结论: 与④轴交③轴柱相连的框架梁的承载能力满足断柱后的承载要求。
断柱后的梁变形情况见表 7-7 所列。

断柱后的梁变形情况(mm)

表 7-7

三层轴梁							
位置	柱③	③④跨中	支④	④柱	支④	④⑤跨中	⑤柱
断柱前	0	2.385	—	0.864	—	2.387	0
断柱后	0	2.055	1.152	1.125	1.150	2.053	0
下移量	0	-0.330	—	0.261	—	-0.334	0
二层轴梁							
位置	柱③	③④跨中	支④	④柱	支④	④⑤跨中	⑤柱
断柱前	0	1.956	—	0.645	—	1.943	0
断柱后	0	2.209	—	0.678	—	2.197	0
下移量	0	0.244	—	0.033	—	0.254	0

断柱后框架梁的承载能力及变形复核结果表明: 该工程具备实施托梁换柱的条件。

(4) 托梁换柱方案的实施过程

支撑系统: 为确保支撑系统的安全性, 每个支撑点有两套支撑系统, 支撑系统由带测力仪油压千斤顶、支撑钢管、U形托板及垫板组成。

变形监测系统: 在四层④/③柱的两个对面上, 粘贴位移刻度板(最小刻度 0.20mm), 使用水准仪在距离该柱一个柱距以外进行观测。

支撑系统及变形检测系统(图 7-50)在安装调试正常后, 各支撑首次加载至设计支撑力值的 70%, 同时监测位移变化, 无异常情况后, 即开始对原柱进行拆除。拆除工作从四周向中间, 自下而上进行。断柱时, 测力仪及位移均无明显变化(各支撑即保持该力值), 原柱全部拆除后, 即迅速清理现场, 修复钢筋, 清刷混凝土接触面, 重新绑扎钢筋, 架设模板, 模板入料口高出柱断面 20cm。混凝土从四层楼板开洞入料, 补强混凝土采用 C50。配合比为水: 163; 42.5 水泥: 430; 二级粉煤灰: 60; 砂: 660; 石子: 1070; 外加剂:

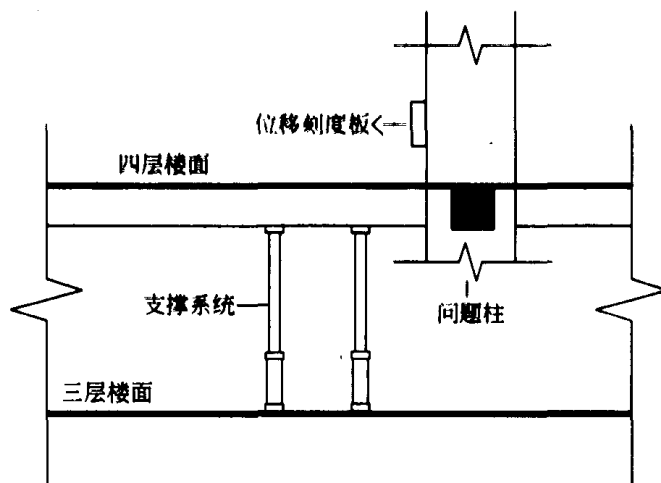


图 7-50 支撑及变形监测系统示意图

SBB-800: 10, UEA: 30。坍落度: 150 ± 20 。凝结时间: 4~6h。该工程自支撑制作开始至混凝土重新浇筑完毕, 共用 6d。浇筑完毕后 4 天, 混凝土即达到 30MPa, 新旧混凝土界面结合密实, 未出现裂缝, 六层随即恢复施工。28d 对该柱进行实体检测, 强度满足 C50 要求。

(5) 结论

根据工程出现的实际问题, 对本修复方案进行了严格验算。并对该方案组织了认真的实施, 使三层问题柱在安全稳定的支撑条件下得到托换处理。整个托换过程中, 柱节点下移量小于 0.2mm, 各相关构件均未出现变形裂缝, 并且修复完毕后, 相关构件无任何修补痕迹。这种修复方法不仅满足了结构的安全要求及使用要求, 而且对整个工期未产生明显影响, 并且消除了业主的心理阴影。工程建成后, 使用情况良好, 无任何不良情况发生。

第8章 植筋技术

近年来，混凝土新技术和新材料在工程改建和加固中普遍开始应用，植筋技术是一种新型的钢筋混凝土结构加固改造技术，它是在需连接的旧混凝土构件上根据结构的受力特点，确定钢筋的数量、规格、位置，在旧构件上经过钻孔、清孔、注入植筋胶粘剂，再插入所需钢筋，使钢筋与混凝土通过结构胶粘结在一起，然后浇筑新混凝土，从而完成新旧钢筋混凝土的有效连接，达到共同作用、整体受力的目的。作为一种新型的加固技术，它不仅具有施工方便、工作面小、工作效率高的特点，而且还具有适应性强、适用范围广、锚固结构的整体性能良好、价格低廉等优点。因此被广泛应用于建筑结构加固及混凝土的补强工程中。

由于在钢筋混凝土结构上植筋锚固已不必再进行大量的开凿挖洞，而只需在植筋部位钻孔后，利用化学锚固剂作为钢筋与混凝土的粘合剂就能保证钢筋与混凝土的良好粘结，因而减轻对原有结构构件的损伤，也减少了加固改造工程的工程量。又因植筋胶对钢筋的锚固作用不是靠锚筋与基材的胀压与摩擦产生的力，而是利用其自身粘结材料的锚固力，使锚杆与基材有效地锚固在一起，产生的粘结强度与机械咬合力来承受受拉荷载，当植筋达到一定的锚固深度后，植入的钢筋就具有很强的抗拔力，从而保证了锚固强度。

实际工程中，由于建筑功能改变，承受荷载增加或者因质量事故等原因，使原结构构件，如梁、板、柱、墙等承载力不足，或因布局改变，要新增梁、板、柱和墙，要扩大断面新增钢筋等，采用钻孔植筋技术能取得格外简捷的效果。

8.1 植筋锚固设计基本方法

承重构件的植筋锚固设计应在计算和构造上防止混凝土发生劈裂破坏。植筋按仅承受轴向力考虑，且仅允许按充分利用钢材强度的计算模式进行设计。

单根植筋锚固的承载力设计值按式(8-1)计算：

$$N_t^d \leq f_y A_s \quad (8-1)$$

式中 N_t^d —— 植筋钢材轴向受拉承载力设计值；

f_y —— 植筋用钢筋的抗拉强度设计值；

A_s —— 钢筋截面面积。

植筋锚固深度设计值按式(8-2)计算：

$$l_d = \psi_N \psi_{ac} l_s \quad (8-2)$$

$$l_s = 0.2 \alpha_{spt} d f_y / f_{bd} \quad (8-3)$$

$$\psi_N = \psi_{br} \psi_w \psi_T \quad (8-4)$$

式中 l_d —— 植筋锚固深度设计值；

l_s —— 植筋的基本锚固深度；

- ψ_N ——考虑各种因素对植筋受拉承载力影响而需加大锚固深度的修正系数；
- ψ_{ae} ——考虑植筋位移延性要求的修正系数；当混凝土强度等级低于 C30 时，对 6 度区及 7 度区一、二类场地，取 $\psi_{ae}=1.1$ ；对 7 度区三、四类场地及 8 度区，取 $\psi_{ae}=1.25$ ；当混凝土强度等级高于 C30 时，取 $\psi_{ae}=1.0$ ；
- α_{spt} ——为防止混凝土劈裂引用的计算系数，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3 确定；
- d ——植筋公称直径；
- f_{bd} ——植筋用胶粘剂的粘结强度设计值，按《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4 确定；
- ψ_{br} ——考虑结构构件受力状态对承载力影响的系数，当为悬挑结构构件时， $\psi_{br}=1.5$ ；当为非悬挑的重要构件接长时， $\psi_{br}=1.15$ ；当为其他构件时， $\psi_{br}=1.0$ ；
- ψ_w ——混凝土孔壁潮湿影响系数，对耐潮湿型胶粘剂，按产品说明书的规定值采用，但不得低于 1.1；
- ψ_T ——使用环境的温度(T)影响系数；当 $T \leq 60^\circ\text{C}$ 时，取 $\psi_T=1.0$ ；当 $60^\circ\text{C} < T \leq 80^\circ\text{C}$ 时，应采用耐中温胶粘剂，并按产品说明书规定的 ψ_T 值采用；当 $T > 80^\circ\text{C}$ 时，应采用耐高温胶粘剂，并应采取有效的隔热措施。

当按构造要求植筋时，其锚固深度、与新增纵筋的搭接长度、搭接部位的净间距等均应符合《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 的有关规定。

设计时一定要跟实际工程情况相结合，不能闭门造车。比如在基础上植筋时，往往因新增柱或扩大柱有一定的植入深度要求，所以无论独立柱基、筏基或箱基，都要考虑其底板厚度是否能满足锚固深度的要求，否则要采取其他措施保证锚固。对于增加雨篷、阳台或增梁、增板、增加楼梯时，钻孔植筋也是行之有效的技术措施。一般在原结构上新增钢筋的位置设计十分重要，既要满足要求，又要保证有植筋的可能，往往要避开原结构主筋，又能达到锚固深度和布筋的要求。对于植筋的间距和混凝土的边距也要适当考虑。否则也会达不到要求。总之，在植筋时，应尽量结合现场实际情况，采取设计与施工相结合的措施，才能解决事前意想不到的问题。

8.2 植筋技术设计算例

8.2.1 新增一般梁与原柱的连接

算例 8-1

1) 工程概况

某大厦因使用功能的改变，需对旧楼进行接长，即对原大厦西北角凹进部位新增柱 Z1，用梁 L1 和 L2 与原结构连接。新增梁的主筋与原结构柱 Z2 和 Z3 的连接，采用植筋锚固技术。大厦平面布置图如图 8-1 所示，新增梁大样图如图 8-2 所示。算例以新增梁 L1 为例，原结构梁、柱混凝土强度等级 C35(混凝土保护层厚度为 25mm)，粘结胶为 A 级植筋胶。

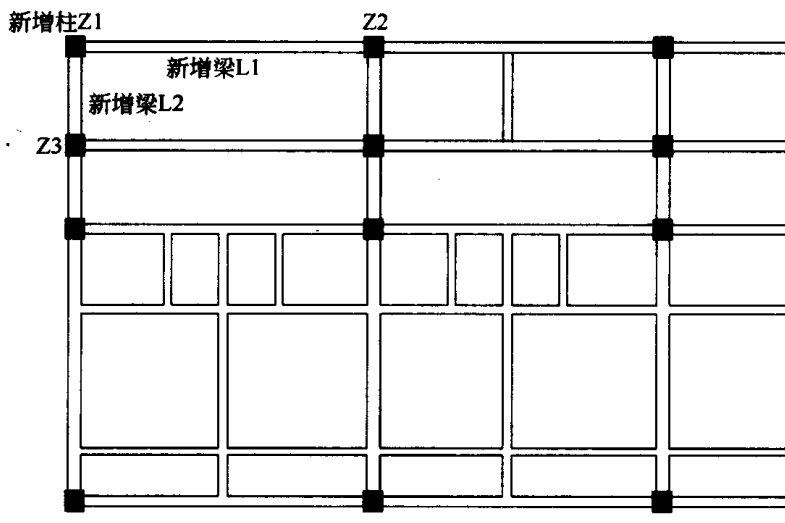


图 8-1 大厦局部平面布置图

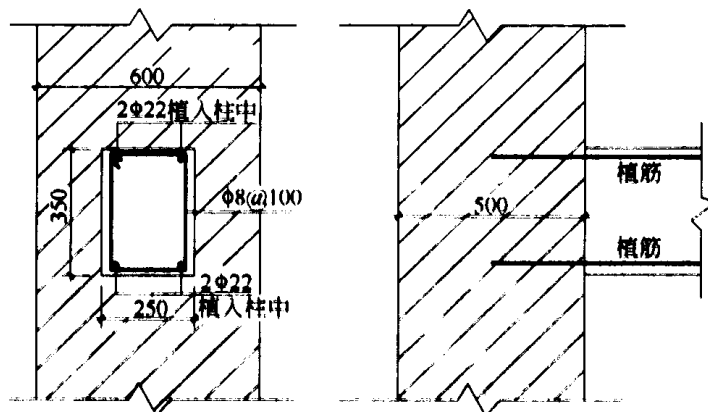


图 8-2 新增梁 L1 加固大样图

2) 设计计算

植筋基本锚固深度:

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3, 混凝土保护层厚度 25mm, 箍筋 $\Phi 8@100$, 对于 $\Phi 22$ 钢筋按线性内插法得到 $\alpha_{sp1}=1.02$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4, A 级胶, 植筋间距 $s_1 > 5d$, 植筋边距 $s_2 > 2.5d$, C35 混凝土, 植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{bd}=3.5\text{MPa}$ 。

$\Phi 22$ 钢筋: $l_s=0.2\alpha_{sp1}df_y/f_{bd}=0.2\times 1.02\times 22\times 300/3.5=385\text{mm}$

植筋锚固深度设计值:

梁顶钢筋因处负弯矩区, 承受拉力, 故需按计算确定其锚固深度; 而梁底钢筋只需按构造要求确定其深度即可。

梁 L1 为新增一般梁, 故 $\psi_{br}=1.0$, $\psi_N=\psi_{br}\psi_w\psi_T=1.0\times 1.1\times 1.0=1.1$

原结构柱混凝土强度等级为 C35, 故 $\psi_{ac}=1.0$

梁顶 $\Phi 22$ 钢筋: $l_d \geq \psi_N\psi_{ac}l_s=1.1\times 1.0\times 385=424\text{mm} \approx 20d$

梁底 $\Phi 22$ 钢筋: $l_{\min}=\max\{0.3l_s; 10d; 100\}=\max\{115.5, 220, 100\}=220\text{mm}$

8.2.2 新增悬挑梁与原柱的连接

算例 8-2

(1) 工程概况

某商业用写字楼改为商住楼，需增大面积。现决定在大楼三~六层往东面悬挑 1.5m，结构平面图如图 8-3 所示。设计人员通过对原有框架结构的全面计算分析，决定在原有结构柱(混凝土强度等级 C35，混凝土保护层厚度 25mm)上增加悬臂梁，采用植筋锚固技术，在原混凝土柱上直接钻孔、注胶、插筋，以解决后设钢筋的锚固和生根问题。植筋胶为 A 级胶。新增悬臂梁大样图如图 8-4 所示。

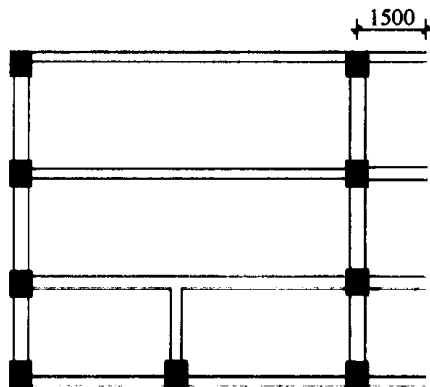


图 8-3 局部结构平面图

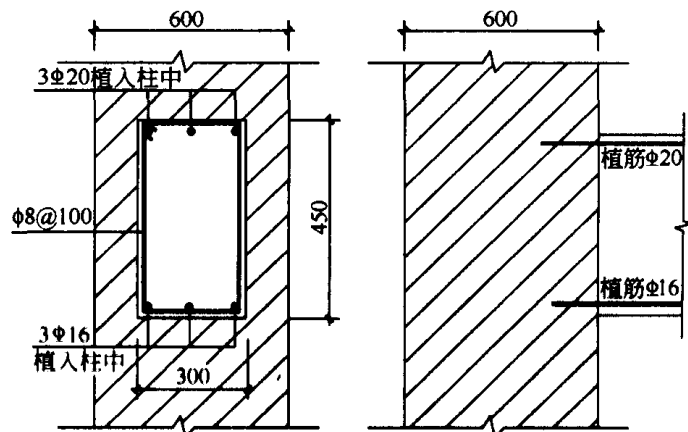


图 8-4 新增悬臂梁大样图

(2) 设计计算

植筋的基本锚固深度:

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3，混凝土保护层厚度 25mm，箍筋 $\Phi 8@100$ ，对于 $\Phi 16$ 及 $\Phi 20$ 钢筋， $\alpha_{sp1} = 1.00$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4，A 级胶，植筋间距 $s_1 > 5d$ ，植筋边距 $s_2 > 2.5d$ ，C35 混凝土，植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{bd} = 3.5\text{MPa}$ 。

$\Phi 20$ 钢筋： $l_n = 0.2\alpha_{sp1}df_y/f_{bd} = 0.2 \times 1.00 \times 20 \times 300 / 3.5 = 343\text{mm}$

$\Phi 16$ 钢筋： $l_n = 0.2\alpha_{sp1}df_y/f_{bd} = 0.2 \times 1.0 \times 16 \times 300 / 3.5 = 274\text{mm}$

植筋锚固深度设计值:

梁顶 $\Phi 20$ 钢筋因处负弯矩区，承受拉力，故需按计算确定其锚固深度；而梁底 $\Phi 16$ 钢筋只需按构造要求确定其深度即可。

梁为新增悬臂梁，故 $\psi_{br} = 1.5$ ， $\psi_N = \psi_{br}\psi_w\psi_T = 1.5 \times 1.1 \times 1.0 = 1.65$

原结构柱混凝土强度等级为 C35，故 $\psi_{se} = 1.0$

$\Phi 20$ 钢筋： $l_d \geq \psi_N\psi_{se}l_n = 1.65 \times 1.0 \times 343 = 566\text{mm} \approx 29d$

$\Phi 16$ 钢筋： $l_{min} = \max\{0.3l_n, 10d, 100\} = \max\{82.5, 160, 100\} = 160\text{mm}$ ，

因该梁为悬臂梁，故 $l_{min} = 160 \times 1.5 = 240\text{mm}$

8.2.3 减小梁高度后新增纵筋与原结构的连接

算例 8-3

(1) 工程概况

某小区高层框支剪力墙住宅，其下部 10 层局部连梁原设计截面尺寸为 350mm×700mm，柱截面尺寸为 650mm×650mm，混凝土强度等级为 C40，混凝土保护层厚度为 25mm。主体完成后因功能及立面修改，其连梁高度需降至 550mm。原有连梁下部主筋和 150mm 高的混凝土需切除，并进行加固处理，采用植筋锚固技术来解决原连梁下部混凝土及钢筋切除后，新加梁底主筋在支座的锚固问题。选用 A 级植筋胶。连梁简图如图 8-5 所示，连梁截面配筋图，如图 8-6 所示。

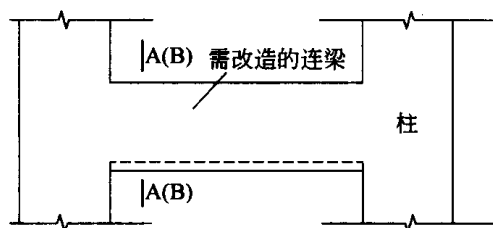


图 8-5 连梁简图

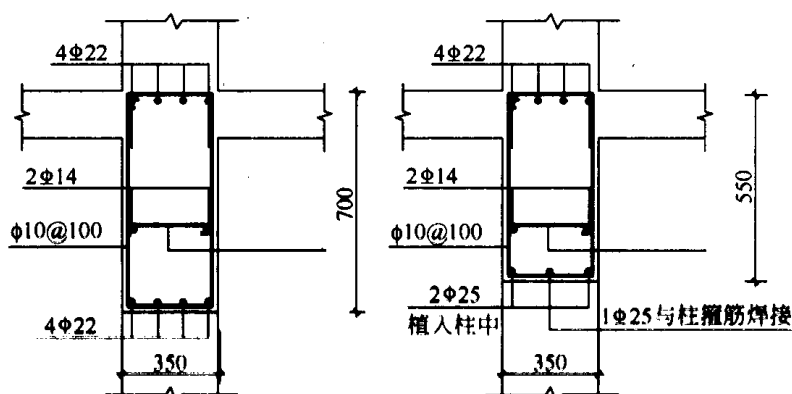


图 8-6 连梁截面配筋图

(2) 设计计算

植筋的基本锚固深度：

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3，混凝土保护层厚度 25mm，箍筋 $\Phi 10@100$ ，对于 $\Phi 25$ 钢筋考虑混凝土劈裂影响的计算系数 $\alpha_{sp} = 1.05$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4，A 级胶，植筋间距 $s_1 > 5d$ ，植筋边距 $s_2 > 2.5d$ ，C40 混凝土，植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{bt} = 3.6 \text{ MPa}$ 。

$\Phi 25$ 钢筋： $l_n = 0.2\alpha_{sp}d f_y / f_{bt} = 0.2 \times 1.05 \times 25 \times 300 / 3.6 = 438 \text{ mm}$

对于支座处梁底主筋植筋锚固深度设计值按构造要求即可。

即 $l_{min} = \max\{0.3l_n, 10d, 100\} = \max\{131.4, 250, 100\} = 250 \text{ mm}$

8.2.4 非地震区加大截面梁纵筋与原结构的连接

算例 8-4

(1) 工程概况

某框架结构大楼因一层结构平面布置局部进行改变，需对局部梁进行加固，房屋平面图如图 8-7 所示。采用加大截面法，新增部分混凝土配筋 $3\Phi 20$ 纵筋、 $\Phi 10@100$ 箍筋。新增部分的钢筋与原结构的连接用植筋技术，植筋胶为 A 级植筋胶。梁加固图如图 8-8 所示。原梁、柱混凝土强度等级均为 C35，混凝土保护层厚度为 25mm。

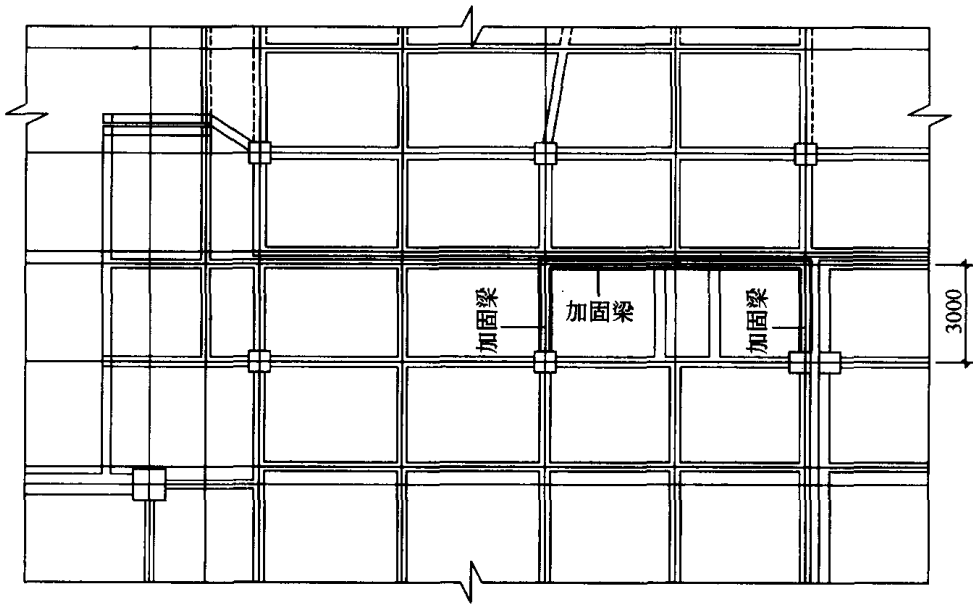


图 8-7 原结构局部平面布置图(加粗部分为加固梁)

(2) 设计计算

植筋的基本锚固深度:

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2006 表 12.2.3, 混凝土保护层厚度 25mm, 箍筋 $\Phi 10$ ($\alpha = 100$), 对于 $\Phi 20$ 钢筋考虑混凝土劈裂影响的计算系数 $\alpha_{sp} = 1.00$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2006 表 12.2.4, A 级胶, 植筋间距 $s_1 > 5d$, 植筋边距 $s_2 > 2.5d$, C35 混凝土, 植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{bd} = 3.5 \text{ MPa}$ 。

$\Phi 20$ 钢筋: $l_a = 0.2\alpha_{sp} d f_y / f_{bd} = 0.2 \times 1.00 \times 20 \times 300 / 3.5 = 343 \text{ mm}$

植筋锚固深度设计值:

$\psi_N = \psi_{br} \psi_w \psi_T = 1.0 \times 1.1 \times 1.0 = 1.1$, 原结构柱混凝土强度等级为 C35, 故 $\psi_{ac} = 1.0$ 。

$\Phi 20$ 钢筋: $l_d \geq \psi_N \psi_{ac} l_a = 1.1 \times 1.0 \times 343 = 377.3 \text{ mm} \approx 19d$

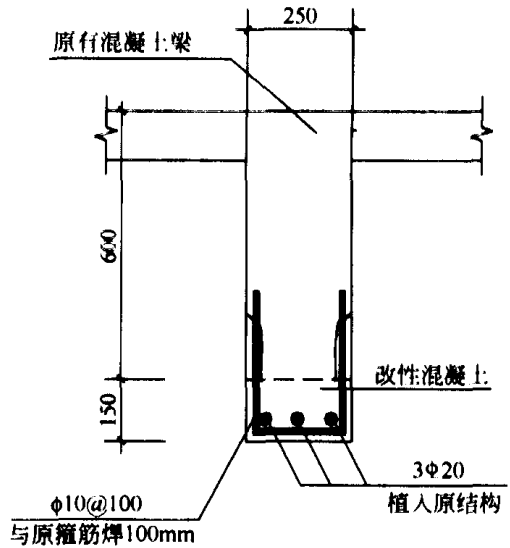


图 8-8 加固梁大样

8.2.5 地震区加大截面梁纵筋与原结构的连接

算例 8-5

(1) 工程概况

某大厦位于抗震设防烈度 7 度区, 二类场地, 因局部楼面改变使用功能, 楼面活荷载增加, 需对局部梁进行加固。房屋平面图如图 8-9 所示, 梁加固局部平面图如图 8-10 所示。以加固梁 KL1 为例, 采用增大截面法, 新增部分混凝土配筋 $8\Phi 22$ 纵筋, $\Phi 8@100/200$ 箍筋。

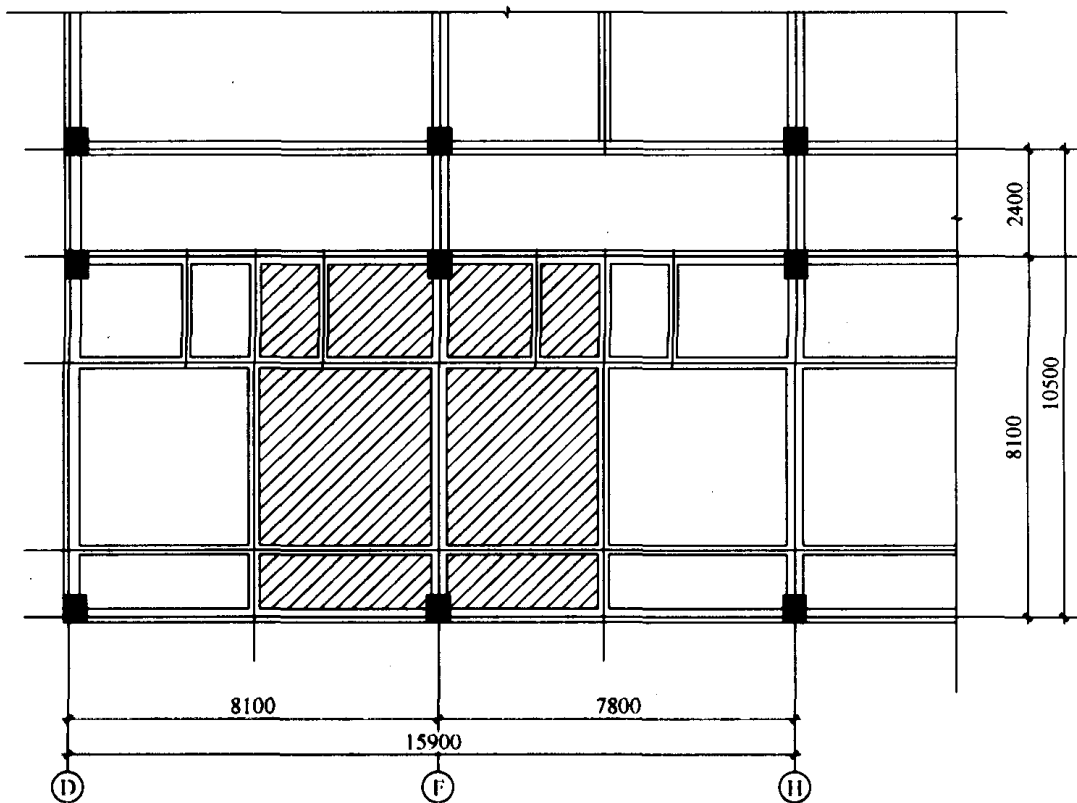


图 8-9 平面图局部(斜线部分为荷载增加部分)

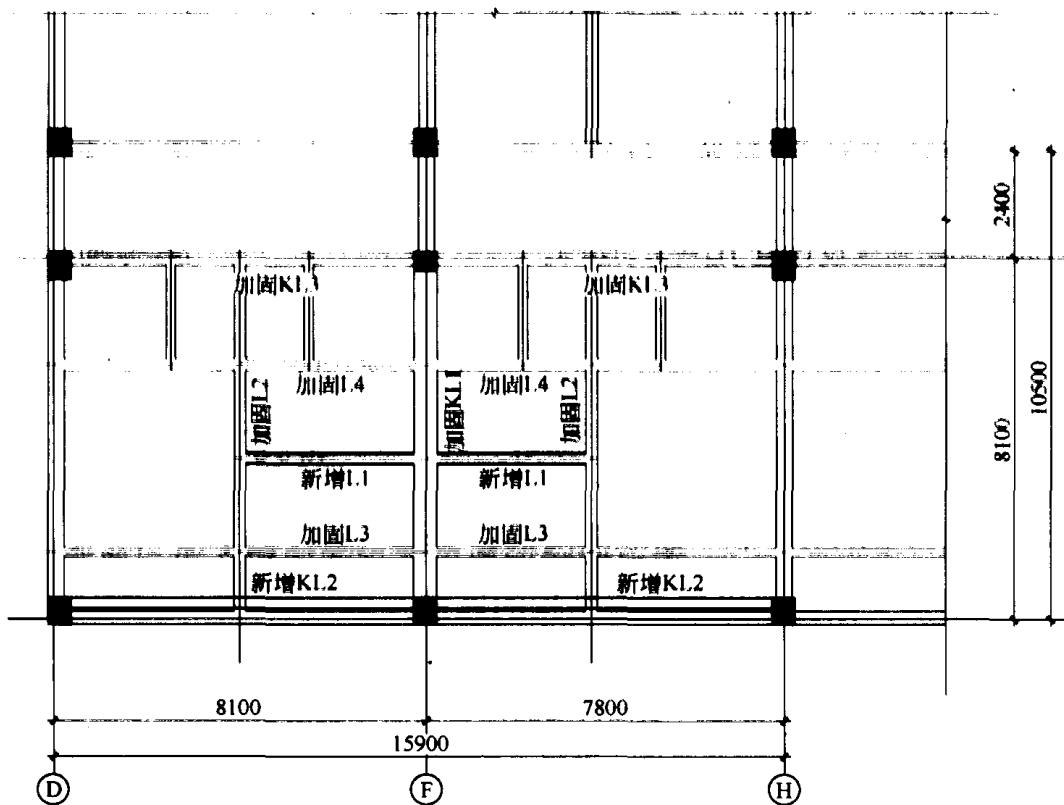


图 8-10 梁加固平面图

新增部分的钢筋与原梁柱箍筋焊接，部分植入柱中，植筋胶为 A 级胶。梁加固大样图如图 8-11 所示。原梁、柱、板混凝土强度等级均为 C40，混凝土保护层厚度为 25mm。

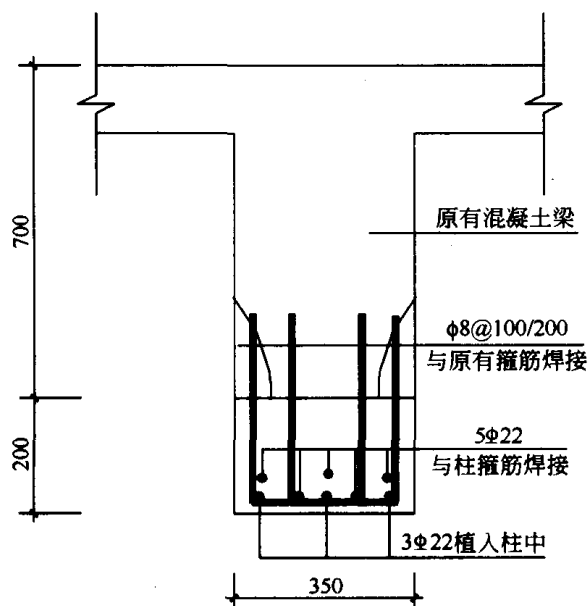


图 8-11 梁加固大样图

(2) 设计计算

植筋的基本锚固深度：

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3，混凝土保护层厚度 25mm，箍筋 $\phi 8@100$ ，对于 $\phi 22$ 钢筋考虑混凝土劈裂影响的计算系数 $\alpha_{sp} = 1.02$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4，A 级胶，植筋间距 $s_1 > 5d$ ，植筋边距 $s_2 > 2.5d$ ，C40 混凝土，植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{bt} = 3.6 \text{ MPa}$ 。

$\phi 22$ 钢筋： $l_a = 0.2\alpha_{sp}d f_y / f_{bt} = 0.2 \times 1.02 \times 22 \times 300 / 3.6 = 374 \text{ mm}$

植筋锚固深度设计值：

$\psi_N = \psi_{he} \psi_w \psi_r = 1.0 \times 1.1 \times 1.0 = 1.1$ ，原结构柱混凝土强度等级为 C40，故 $\psi_{he} = 1.0$ 。

$\phi 22$ 钢筋： $l_{ad} = \psi_N \psi_r l_a = 1.1 \times 1.0 \times 374 = 411.4 \text{ mm} \approx 19d$

8.2.6 加大截面柱纵筋与原结构的连接

算例 8-6

(1) 工程概况

某中心大楼加层后，要求结构柱的承载力相应提高。采用增大截面法加固，新增混凝土结构的钢筋与原混凝土结构采用植筋技术进行锚固，原结构平面局部布置图如图 8-12 所示，柱加固详图如图 8-13 所示。以地下室加固柱 Z2 为例分析，新增柱纵筋为 $\phi 25$ ，钢筋两端分别锚固到独立柱基和原梁内，胶粘剂为 A 级植筋胶。原结构梁柱混凝土强度等级为 C40，混凝土保护层厚度为 25mm，独立基础混凝土强度等级为 C45。

(2) 设计计算

植筋的基本锚固深度：

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.3，混凝土保护层厚度

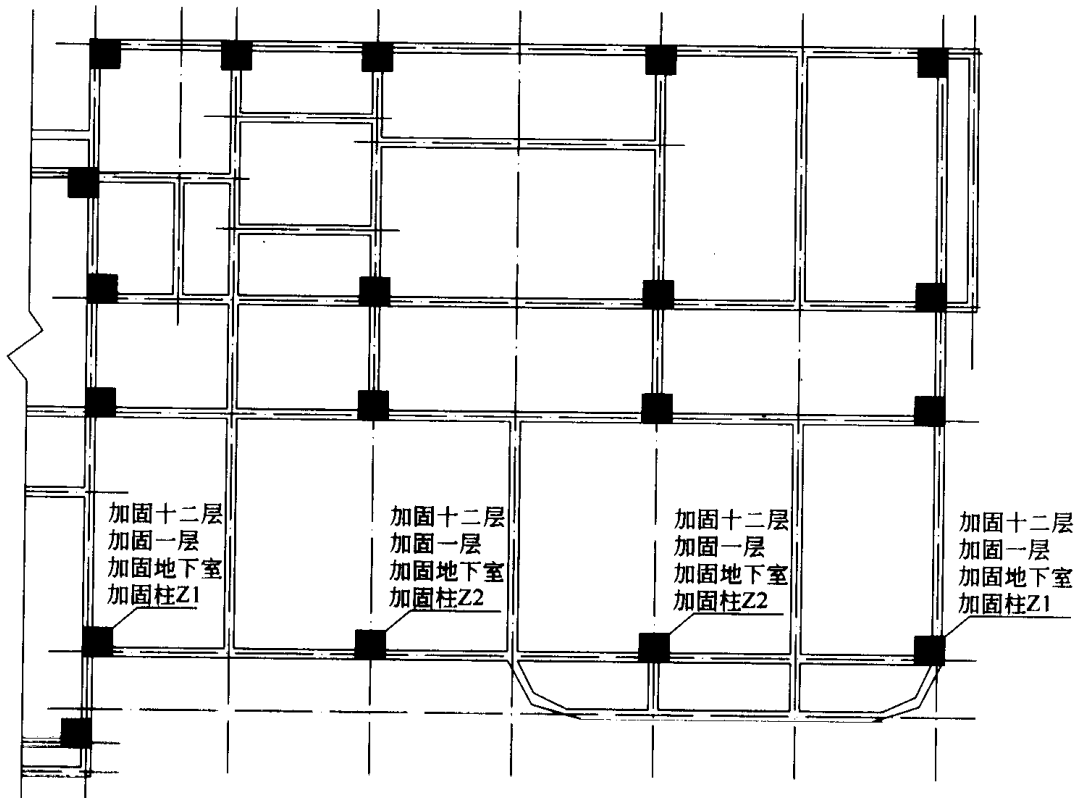


图 8-12 局部结构平面布置图

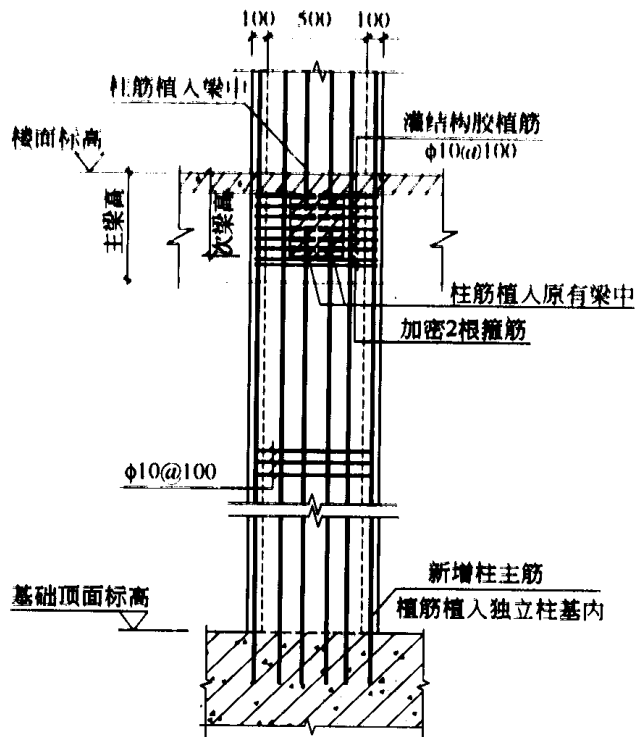


图 8-13 柱加固详图

25mm, 箍筋 $\Phi 10@100$, 对于 $\Phi 25$ 钢筋考虑混凝土劈裂影响计算系数 $\alpha_{\text{spt}}=1.05$ 。

查《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 表 12.2.4, A 级胶, 植筋间距 $s_1 > 5d$, 植筋边距 $s_2 > 2.5d$, C40 混凝土植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{\text{bd}}=3.6\text{MPa}$, C45 混凝土植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 $f_{\text{bd}}=3.7\text{MPa}$ 。

$\Phi 25$ 钢筋植入独立基础内的锚固深度为:

$$l_s = 0.2\alpha_{\text{spt}}df_y/f_{\text{bd}} = 0.2 \times 1.05 \times 25 \times 300 / 3.7 = 426\text{mm}$$

植筋锚固深度设计值:

$$\psi_N = \psi_{\text{br}}\psi_w\psi_T = 1.0 \times 1.1 \times 1.0 = 1.1, \text{原独立基础混凝土强度等级为 C45, 故 } \psi_{\text{ac}} = 1.0.$$

$$\Phi 25 \text{ 钢筋: } l_d \geq \psi_N\psi_{\text{ac}}l_s = 1.1 \times 1.0 \times 426 = 469, \text{植入 } 480\text{mm}.$$

$\Phi 25$ 钢筋植入原有梁内的锚固深度为:

$$l_s = 0.2\alpha_{\text{spt}}df_y/f_{\text{bd}} = 0.2 \times 1.05 \times 25 \times 300 / 3.6 = 438\text{mm}$$

植筋锚固深度设计值:

$$\psi_N = \psi_{\text{br}}\psi_w\psi_T = 1.0 \times 1.1 \times 1.0 = 1.1, \text{原结构梁混凝土强度等级为 C40, 故 } \psi_{\text{ac}} = 1.0.$$

$$\Phi 25 \text{ 钢筋: } l_d \geq \psi_N\psi_{\text{ac}}l_s = 1.1 \times 1.0 \times 438 = 482\text{mm} \approx 20d$$

第 9 章 混凝土结构加固设计综合算例

9.1 工程概况

9.1.1 原结构设计概况

本工程原设计为办公楼，主体 6 层。一层为大空间办公用房，层高 3.0m，二～五层为独立办公用房，六层设大会议室。建筑平面基本形状为矩形，总高度为 26.8m。采用现浇钢筋混凝土框架结构，按 6 度抗震设防，标准层的结构平面布置图，如图 9-1 所示。

建筑物基础为钢筋混凝土柱下独立基础，采用强风化岩作为持力层，地基承载力按 350kPa 设计。

楼面采用预应力空心板，局部卫生间厨房等采用现浇板，屋面为可上人预应力钢筋混凝土空心板平屋面。

9.1.2 检测评定结果

检测报告的主要结果如下：

(1) 办公楼结构方案选型正确，传力途径明确，节点连接可靠，设计文件齐全，且满足现行规范要求。

(2) 办公楼地基基础变形值及倾斜值均满足《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 及《民用建筑可靠性鉴定标准》(GB 50292—99) 要求，说明办公楼地基基础稳定。

(3) 办公楼框架梁、柱混凝土抗压强度满足设计要求，钢筋数量满足设计要求，混凝土保护层厚度基本满足设计要求，但局部保护层厚度值偏大。

(4) 通过检测结果分析评定，该办公楼结构施工质量满足现行规范要求，可按原设计条件即柱混凝土强度等级按 C35、梁按 C30 进行加层结构复核。

9.1.3 加固设计要求

由于使用功能的需要，对该办公楼需在原结构上新加 3 层。

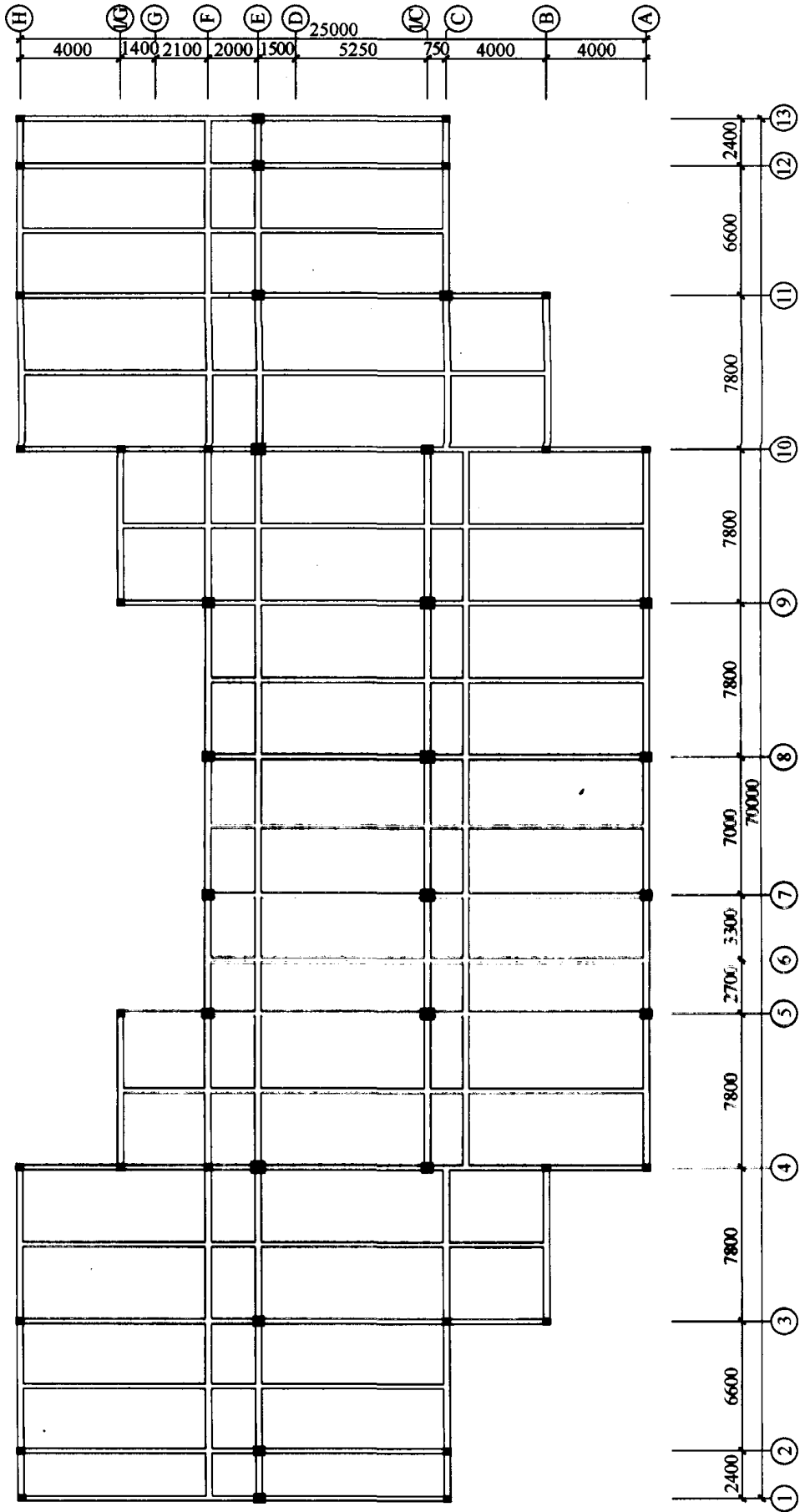


图 9-1 标准层的结构平面布置图

9.2 加固设计依据及计算基本条件

9.2.1 所依据的国家规范

- (1) 《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001，以下简称《荷载规范》；
- (2) 《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002，以下简称《设计规范》；
- (3) 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006，以下简称《加固规范》。

9.2.2 结构计算的基本条件

(1) 加固设计使用年限

根据《加固规范》第3.1.7条，结合检测报告的结果和业主要求，本建筑物加固设计使用年限按30年考虑。

(2) 建筑结构的安全等级

根据《加固规范》第3.1.2条，加固改造后，本建筑物的安全等级仍为二级。

9.2.3 荷载标准值的确定方法

根据《加固规范》第A.0.2条和第A.0.3条，已有建筑物结构荷载的标准值，按照构件的实测尺寸和材料单位自重的标准值计算确定。

根据《加固规范》第A.0.8条，对原结构的加固改造设计的验算，其基本雪压值、基本风压值和楼面活荷载标准值应乘以修正系数 ψ_n ，本建筑物下一目标使用年限为30年，所以基本雪压、基本风压及楼面活荷载的修正系数 ψ_n 均为1.0。

新增3层结构的荷载标准值根据《荷载规范》取值。

9.2.4 加固设计计算原则

根据《加固规范》第3.2.2条，原结构、构件的混凝土强度等级和受力钢筋抗拉强度标准值采用检测结果推定的标准值；加固后，应复核建筑物的抗震能力，考虑结构刚度增大而导致地震作用效应增大的影响。

9.3 框架结构加固设计

9.3.1 加层、加固设计的基本思路

本算例采用中国建筑科学研究院PKPMCAD工程部开发的“多层及高层建筑结构空间有限元分析与设计软件SATWE”进行整体框架结构计算。

加固设计的分析计算分成四步：

(1) 按照检测报告和原设计资料所提供的设计基本参数，对原框架结构进行计算复核，得到最不利组合下的内力图。

(2) 根据加固设计的要求，在原结构模型的基础上增加3层结构进行计算。根据这步

的计算结果,可以判断出哪些构件需要加固,可以分成两类构件考虑:1)计算结果表明,已有建筑物的部分柱的轴压比大于1.0,部分梁的截面相对受压区高度超过相对界限受压区高度(电算结果显示为该梁配筋面积超限),对于这类构件,原构件的截面太小,宜采用“增大截面加固法”,通过增大截面和配筋,使得原构件满足《设计规范》和《加固规范》的要求;2)对于原截面大小能够满足计算要求的构件,需将每根构件的实际配筋面积和电算结果比较,部分梁、柱的实际配筋面积小于加层后所需的配筋面积,对于这类构件,《加固规范》推荐的直接加固法均适用,可以根据使用功能的需要和经济性比较来选用合适的加固方法。

(3)判断出哪些构件需加固后,根据原截面的设计参数、第一步计算结果所得的内力图(部分加固法需考虑初时应力的影响)和第二步计算所得的内力图,选择合理的加固方法进行加固设计。

(4)将第(3)步中采用“增大截面法”加固的构件按照截面增大后的尺寸修改第(2)步电算时选用的模型,重新计算内力和配筋,计算结果需满足《设计规范》的相关要求,如不满足,需重新进行加固设计。

以上构件截面设计系根据电算结果中起控制作用的一组内力进行,因篇幅所限,内力值在加固设计时直接给出。

9.3.2 框架柱加固设计

(1)算例 9-1:大偏心受压构件加固设计——增大截面法

第一层轴线①交①框架柱加固设计(只需选择弯矩值较大的方向进行加固设计)。

1) 框架柱原设计参数

截面尺寸 $b_1 \times h_1 = 500\text{mm} \times 500\text{mm}$;

混凝土强度等级 C35;

对称配筋,纵向钢筋 $4\Phi 20$;

加层前内力设计值: $N_1 = 1521.2\text{kN}$, $M_1 = 304.3\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

2) 电算的参数与结果

截面尺寸:根据加固前轴压比数值的大小可以基本判断加固设计是否需要加大截面。该框架柱加层前的轴压比为0.42,所以加固设计时可先按原截面的大小考虑。

混凝土强度等级按原设计强度输入;

加层后内力设计值: $N = 2203.4\text{kN}$, $M = 441.5\text{kN} \cdot \text{m}$;

加固后配筋面积为: $A_{s, \text{需}} = A'_{s, \text{需}} = 2000\text{mm}^2$ (电算结果为对称配筋)。

需要指出的是,加层后,构件的轴力增大,框架柱可能由大偏心受压构件转变为小偏心受压构件,此时,粘钢加固法和粘贴纤维复合材料加固法均不适用。

3) 加固截面设计

采用增大截面加固混凝土偏心受压构件时,可根据《混凝土结构加固设计规范》GB 50367—2006 第5.4.2条计算,但是公式(5.4.2)为包含5个未知数的方程组,而且在计算时需解高次方程,运用起来不太方便,所以在实际工程中,可根据电算的配筋结果进行试算。

根据原设计配筋面积和加层设计后的计算结果,受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s =$

$$A_{sg} - A_{s0} = 2000 - 1256 = 744 \text{mm}^2。$$

选用 $3\Phi 20 (A'_s = 942 \text{mm}^2)$, 加固层厚度为 75mm , 新增混凝土强度等级为 C40 进行试算。

$$b = 500 \text{mm}$$

$$h = 500 + 75 = 575 \text{mm}$$

$$f_{cc} = \frac{1}{2}(f_{c0} + 0.9f_c) = \frac{1}{2} \times (16.7 + 0.9 \times 19.1) = 16.9 \text{MPa}$$

$$e_0 = M/N = 441.5 \times 10^3 / 2203.4 = 200.3 \text{mm}$$

$$e_a = \max\{20; h/30\} = \max\{20; 19.2\} = 20 \text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 200.3 + 20.0 = 220.3 \text{mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_{cc}A}{N} = \frac{0.5 \times 16.9 \times 500 \times 575}{2203400} = 1.10 > 1.0, \text{取 } \zeta_1 = 1.0$$

首层层高 $H = 3.0 \text{m}$, 则计算高度 $l_0 = 1.25H = 3.75 \text{m}$ 。

$$l_0/h = 3750/575 = 6.52 < 15, \text{取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{220.3}{535}} \times \left(\frac{3750}{575}\right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.07$$

采用对称形式的加固, 当 $e_0/h = 200.3/575 = 0.348 > 0.3$ 时, 取 $\psi_\eta = 1.1$;

$$e = \psi_\eta \eta e_i + h/2 - a'_{s0} = 1.1 \times 1.07 \times 220.3 + 575/2 - 40 = 506.8 \text{mm};$$

由式(1-12)得

$$N = \alpha_1 f_{cc} b x + 0.9 f'_y A'_s + f'_{y0} A'_{s0} - 0.9 \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1\right) E_s \epsilon_{cu} A_s - \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) E_{s0} \epsilon_{cu} A_{s0}$$

$$2203.4 \times 10^3 = 1.0 \times 16.9 \times 500x + 0.9 \times 300 \times 942 + 300 \times 1256$$

$$- 0.9 \left(\frac{0.8 \times 535}{x} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 942 - \left(\frac{0.8 \times 460}{x} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 1256$$

解得: $x = 265.0 \text{mm}$;

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) E_{s0} \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 460}{265.0} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 256.5 \text{MPa} < f_{y0} = 300 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1\right) E_s \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 535}{265.0} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 405.9 \text{MPa} > f_y = 300 \text{MPa},$$

取 $\sigma_s = f_y = 300 \text{MPa}$ 。

将 $\sigma_{s0} = 256.5 \text{MPa}$ 、 $\sigma_s = f_y = 300 \text{MPa}$ 代入式(1-12)重新计算

$$2203.4 \times 10^3 = 1.0 \times 16.9 \times 500x + 0.9 \times 300 \times 942 + 300 \times 1256 - 0.9 \times 256.5 \times 942 - 300 \times 1256$$

解得: $x = 256.4 \text{mm}$;

$$\alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s)$$

$$= 1.0 \times 16.9 \times 500 \times 256.4 \times (535 - 0.5 \times 256.4) + 0.9 \times 300 \times 942$$

$$\times (535 - 40) + 300 \times 1256 \times 495 - 256.5 \times 1256 \times 75$$

$$= 1169.6 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$Ne=2203.4 \times 1000 \times 483.3=1064.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ne < \alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s)$$

所以计算结果满足要求。

试算要点：①对于大偏心受压构件，可能只需要在受拉区增大截面和配筋，加固设计后，并不是对称配筋，所以受拉区需要增加的纵筋面积可能比电算所得的结果要大；②另外，由于采用增大截面法后，构件的截面高度 h 增大，必然使偏心距增大，这个值较电算时的偏心距要大，所以截面设计时，受拉区所需新增纵筋的面积也要较电算结果大。所以在试算时，受拉区新增钢筋面积需比电算计算的增加面积适当增大。

(2) 算例 9-2：大偏心受压构件加固设计——增大截面法

第四层轴线①交④框架柱加固设计(只需选择弯矩值较大的方向进行加固设计)。

1) 框架柱原设计参数

截面尺寸 $b_1 \times h_1 = 400 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ；

混凝土强度等级 C40；

对称配筋：纵向钢筋 $3\Phi 20$ ；

加层前内力设计值： $N_1 = 834.1 \text{ kN}$ ， $M_1 = 246.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

2) 电算时的参数与结果

截面尺寸：根据加固前轴压比数值的大小可以基本判断加固设计是否需要加大截面。该框架柱加层前的轴压比为 0.25，所以加固设计时可先按原截面的大小考虑。

混凝土强度等级按原设计强度输入；

加层后内力设计值： $N = 1485.6 \text{ kN}$ ， $M = 338.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ；

加固后配筋面积为： $A_{sw} = A'_{sw} = 1500 \text{ mm}^2$ (电算结果为对称配筋计算)。

3) 加固截面设计

根据原设计配筋面积和加层设计后的计算结果，受拉区所需新增加钢筋面积为： $A_s = A_{sw} - A_{s0} = 1500 - 942 = 558 \text{ mm}^2$ 。

选用 $2\Phi 20$ ($A'_s = 628 \text{ mm}^2$)，加固层厚度为 75mm，新增混凝土强度等级为 C40 进行试算。

$$h = 500 + 75 = 575 \text{ mm}$$

$$f_{cc} = \frac{1}{2} (f_{c0} + 0.9 f_c) = \frac{1}{2} \times (16.7 + 0.9 \times 19.1) = 16.9 \text{ MPa}$$

$$e_0 = M/N = 338.1 \times 10^3 / 1485.6 = 227.6 \text{ mm}$$

$$e_a = \max\{20, h/30\} = \max\{20, 19.2\} = 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 227.6 + 20.0 = 247.6 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_{cc} A}{N} = \frac{0.5 \times 16.9 \times 400 \times 575}{1485600} = 1.31 > 1.0, \text{ 取 } \xi_1 = 1.0;$$

层高 $H = 3.0 \text{ m}$ ，则计算高度 $l_0 = H = 3 \text{ m}$ ；

$l_0/h = 3000/575 = 5.2 < 15$ ，取 $\xi_2 = 1.0$ ；

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{247.6}{535}} \times \left(\frac{3000}{575} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.04$$

采用对称形式的加固，当 $e_0/h = 227.6/575 = 0.39 > 0.3$ 时，取 $\phi_\eta = 1.1$ ；

$$e = \psi_{\eta} \eta e_i + h/2 - a'_{s0} = 1.1 \times 1.04 \times 247.6 + 575/2 - 40 = 530.8 \text{ mm};$$

由式(1-12)得

$$N = \alpha_1 f_{cc} b x + f'_{y0} A'_{s0} + 0.9 f'_y A'_s - 0.9 \left(\frac{0.8 h_0}{x} - 1 \right) E_s \epsilon_{cu} A_s - \left(\frac{0.8 h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} A_{s0}$$

$$1485.6 \times 10^3 = 1.0 \times 16.9 \times 400 x + 300 \times 942 + 0.9 \times 300 \times 628$$

$$- 0.9 \left(\frac{0.8 \times 535}{x} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 628 - \left(\frac{0.8 \times 460}{x} - 1 \right)$$

$$\times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 942$$

解得: $x = 242.6 \text{ mm}$;

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8 h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 460}{242.6} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 341.2 \text{ MPa} > f'_y =$$

300 MPa, 取 $\sigma_{s0} = 300 \text{ MPa}$;

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8 h_0}{x} - 1 \right) E_s \epsilon_{cu} = \left(\frac{0.8 \times 535}{242.6} - 1 \right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 504.4 \text{ MPa} > f_y =$$

300 MPa, 取 $\sigma_s = 300 \text{ MPa}$ 。

将 $\sigma_{s0} = 300 \text{ MPa}$ 、 $\sigma_s = f_y = 300 \text{ MPa}$ 代入式(1-12)重新计算, 即

$$1485.6 \times 10^3 = 1.0 \times 16.9 \times 400 x + 300 \times 942 + 0.9 \times 300 \times 628 - 0.9 \times 300 \times 628 - 300 \times 942$$

解得: $x = 219.8 \text{ mm}$;

$$\alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s)$$

$$1.0 \times 16.9 \times 400 \times 219.8 \times (535 - 0.5 \times 219.8) + 0.9 \times 300 \times 628$$

$$\times (535 - 40) + 300 \times 942 \times (535 - 40) - 300 \times 942 \times 75$$

$$= 834.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ne = 1485.6 \times 1000 \times 530.8 = 788.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ne = \alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s)$$

所以计算结果满足要求。

(3) 算例 9-3: 大偏心受压构件加固设计——粘贴纤维复合材加固法

对第四层轴线①交①框架柱采用粘贴纤维复合材加固法进行加固设计, 已知条件同算例 9-3。

$$e_0 = M/N = 338.1/1485.6 = 227.6 \text{ mm}$$

$$e_s = \max\{20; h/30\} = \max\{20; 16.7\} = 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_s = 227.6 + 20.0 = 247.6 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_{c0} A}{N} = \frac{0.5 \times 16.7 \times 400 \times 500}{1485600} = 1.12 > 1.0, \text{ 取 } \xi_1 = 1.0.$$

$$l_0/h = 3000/500 = 6 < 15, \text{ 取 } \xi_2 = 1.0;$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400 \times \frac{247.6}{460}} \times \left(\frac{3000}{500} \right)^2 \times 1.0 \times 1.0 = 1.05$$

采用非对称形式的加固, 当 $e_0/h = 227.6/500 = 0.455 > 0.3$ 时, 取 $\psi_{\eta} = 1.2$;

$$e = \psi_1 \eta e_i + h/2 - a'_s = 1.2 \times 1.05 \times 247.6 + 250 - 40 = 522.0 \text{ mm}$$

选用高强度Ⅱ级条形板, 取 $f_f = 1400 \text{ MPa}$;

根据《加固规范》第 9.6.2 条,

代入公式(5-23)、式(5-22), 即

$$\begin{aligned} Ne &= \alpha_1 f_{co} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f_f A_f (h - h_0) \\ 1485.6 \times 10^3 \times 522.0 &= 1.0 \times 16.7 \times 400 x \times (460 - x/2) + 300 \\ &\quad \times 942 \times (460 - 40) + 1400 \times 40 A_f \\ N &= \alpha_1 f_{co} b x + f'_{y0} A'_{s0} - f_{y0} A_{s0} - f_f A_f \\ 1485.6 \times 10^3 &= 16.7 \times 400 x + 300 \times 942 - 300 \times 942 - 1400 A_f \end{aligned}$$

解得: $x = 311.4 \text{ mm}$, $A_f = 424.7 \text{ mm}^2$

选用宽度为 400mm、厚度为 1.2mm (面积为 480 mm^2) 的碳纤维板一层, 满足要求。

(4) 算例 9-4: 大偏心受压构件加固设计——粘贴钢板加固法

对第四层轴线①交④框架柱采用粘贴钢板加固法进行加固设计, 已知条件同算例 9-3。

$e = 522.0 \text{ mm}$, $N = 1485.6 \text{ kN}$, $M = 338.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

对该框架柱仅在受拉面加固, 根据《加固规范》第 10.4.2 条, 代入公式(6-12)、式(6-13), 即

$$\begin{aligned} N &= \alpha_1 f_{co} b x + f'_{y0} A'_{s0} - f_{y0} A_{s0} - f_{sp} A_{sp} \\ Ne &= \alpha_1 f_{co} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f_{sp} A_{sp} (h - h_0) \\ 1485.6 \times 10^3 &= 1.0 \times 16.7 \times 400 x + 300 \times 942 - 300 \times 942 - 215 A_{sp} \\ 1485.6 \times 10^3 \times 522.0 &= 1.0 \times 16.7 \times 400 x (460 - x/2) + 300 \times 942 \times (460 - 40) + 215 \times 40 A_{sp} \end{aligned}$$

解得: $x = 311.4 \text{ mm}$, $A_{sp} = 2765.4 \text{ mm}^2$;

比较 9.3.2 节(2)~(4)的计算结果发现, 对于第四层轴线①交④框架柱的加固, 采用增大截面法的要比采用粘贴纤维复合材料加固法、粘贴钢板加固法经济。

只有当轴力增大程度不大时的大偏心受压构件才推荐用粘贴纤维复合材料加固法和粘贴钢板加固法。

(5) 算例 9-5: 小偏心受压构件加固设计——增大截面加固法

对第一层轴线⑧交③框架柱加固设计(只需选择弯矩值较大的方向进行加固设计)。

1) 框架柱原设计参数

截面尺寸 $b_1 \times h_1 = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$;

混凝土强度等级 C35;

对称配筋: 纵向钢筋 $4 \Phi 20$;

加层前内力设计值: $N_1 = 4766.7 \text{ kN}$, $M_1 = 286.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

2) 电算时的参数与结果

截面尺寸: 根据加固前轴压比数值的大小可以基本判断加固设计是否需要加大截面。该框架柱加层前的轴压比为 0.79, 通过试算发现加层后, 该柱的轴压比为 1.19, 所以第二次试算, 应加大柱的截面, 由原设计的计算复核可知, 该框架柱为小偏心受压构件, 此时可采用四面包围加固, 经过估算, 加层后的截面尺寸可按 $b \times h = 750 \text{ mm} \times 750 \text{ mm}$ 考虑。

混凝土强度等级按原设计强度输入;

电算时该柱的截面尺寸为: $b \times h = 750\text{mm} \times 750\text{mm}$;

加固后内力设计值: $N = 7212.7\text{kN}$, $M = 552.6\text{kN} \cdot \text{m}$;

加固后配筋面积为: $A_{\text{sg}} = A'_{\text{sg}} = 2000\text{mm}^2$ (电算结果为对称配筋)。

3) 加固截面设计

采用增大截面加固混凝土偏心受压构件时, 可根据《加固规范》第 5.4.2 条计算, 但是《加固规范》中公式(5.4.2)为包含 5 个未知数的方程组, 而且在计算时需解高次方程, 运用起来不太方便, 所以在实际工程中, 可根据电算的配筋结果进行试算。

根据原设计配筋面积和加固设计后的计算结果, 受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s = A_{\text{sg}} - A_{s0} = 2000 - 1256 = 744\text{mm}^2$ 。

单侧加固层厚度为 75mm, 双面加固, 受拉区和受压区均选用 $3\Phi 20$, 新增混凝土强度等级为 C40 进行试算。

$$f_{\text{cc}} = \frac{1}{2}(f_{\text{c0}} + 0.9f_{\text{c}}) = \frac{1}{2} \times (16.7 + 0.9 \times 19.1) = 16.9\text{MPa}$$

$$e_0 = M/N = 552.6 \times 10^3 / 7212.7 = 76.6\text{mm}$$

$$e_a = \max\{20; h/30\} = \max\{20; 25\} = 25\text{mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 76.6 + 25.0 = 101.6\text{mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5f_{\text{cc}}A}{N} = \frac{0.5 \times 16.9 \times 750 \times 750}{7212700} = 0.659$$

首层层高 $H = 3.0\text{m}$, 则计算高度 $l_0 = 1.25H = 3.75\text{m}$ 。

$l_0/h = 3750/750 = 5 < 15$, 取 $\xi_2 = 1.0$ 。

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \xi_1 \xi_2 = 1 + \frac{1}{1400} \times \frac{101.6}{710} \times \left(\frac{3750}{750}\right)^2 \times 0.659 \times 1.0 = 1.07$$

采用对称形式的加固, 当 $e_0/h = 76.6/750 = 0.102 < 0.3$ 时, 取 $\psi_\eta = 1.2$ 。

$$e = \psi_\eta \eta e_i + h/2 - a'_{s0} = 1.2 \times 1.07 \times 101.6 + 750/2 - 40 = 465.5\text{mm}$$

$$N = \alpha_1 f_{\text{cc}} b x + 0.9 f'_y A'_s + f'_{y0} A'_{s0} - 0.9 \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1\right) E_s \epsilon_{\text{cu}} A_s - \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) E_{s0} \epsilon_{\text{cu}} A_{s0}$$

$$7212.7 \times 10^3 = 1.0 \times 16.9 \times 750 x + 0.9 \times 300 \times 1256 + 300 \times 942 - 0.9 \left(\frac{0.8 \times 710}{x} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 942 - \left(\frac{0.8 \times 560}{x} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 \times 1256$$

解得: $x = 515.8\text{mm}$;

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1\right) E_s \epsilon_{\text{cu}} = \left(\frac{0.8 \times 560}{515.8} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 86.8\text{MPa} < f_{y0} = 300\text{MPa},$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1\right) E_s \epsilon_{\text{cu}} = \left(\frac{0.8 \times 710}{515.8} - 1\right) \times 2.0 \times 10^5 \times 0.0033 = 66.8\text{MPa} < f_y = 300\text{MPa}.$$

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_{\text{cc}} b x \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s) \\ & = 1.0 \times 16.9 \times 750 \times 515.8 \times (710 - 0.5 \times 515.8) + 0.9 \times 300 \times 942 \times (710 - 40) + 300 \\ & \quad \times 1256 \times (710 - 40) + 86.1 \times 942 \times 75 \end{aligned}$$

$$= 3384.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_e = 7212.7 \times 1000 \times 465.5 = 3357.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_e < \alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) + \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_s)$$

所以计算结果满足要求。

4) 轴心受压承载力验算

$$l_0/b = 3750/750 = 5 < 8, \text{ 查表得 } \varphi = 1.0$$

$$A_c = b \times h - b_0 \times h_0 = 750 \times 750 - 600 \times 600 = 202500 \text{ mm}^2$$

根据《加固规范》第 5.4.1 条:

$$\begin{aligned} N &= 0.9 \varphi [f_{c0} A_{c0} + f'_{y0} A'_{s0} + \alpha_{cs} (f_c A_c + f'_y A'_s)] \\ &= 0.9 \times 1.0 \times [16.7 \times 600 \times 600 + 300 \times 2 \times 1256 + 0.8 \times (19.1 \times 202500 + 300 \times 2 \times 942)] \\ &= 9280.8 \text{ kN} > 7212.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

(6) 算例 9-6: 小偏心受压构件加固设计——外粘型钢加固法

对第一层轴线④交⑤框架柱采用外粘型钢加固法进行加固设计(只需选择弯矩值较大的方向进行加固设计)。

1) 框架柱原设计参数

截面尺寸: $b_1 \times h_1 = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$;

混凝土强度等级 C35;

对称配筋: 纵向钢筋 $4\Phi 18$;

加层前内力设计值: $N_1 = 3762.5 \text{ kN}$, $M_1 = 212.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

2) 电算时的参数与结果

截面尺寸: 根据加固前轴压比数值的大小可以基本判断加固设计是否需要加大截面。该框架柱加层前的轴压比为 0.69, 通过第一次试算发现加层后, 该柱的轴压比为 0.96, 所以可不增大截面。

混凝土强度等级按原设计强度输入;

加层后内力设计值: $N = 5077.7 \text{ kN}$, $M = 329.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

加固后配筋面积为: $A_{sk} = A'_{sk} = 2700 \text{ mm}^2$ (电算结果为对称配筋)。

3) 加固截面设计

采用粘贴型钢加固混凝土偏心受压构件时, 可根据《加固规范》第 8.2.2 条计算, 但是《加固规范》中公式(8.4.2)为包含 5 个未知数的方程组, 而且在计算时需解高次方程, 运用起来不太方便, 所以在实际工程中, 可根据电算的配筋结果进行试算。

根据原设计配筋面积和加层设计后的计算结果, 受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s = A_{sk} - A_{s0} = 2700 - 1017 = 1683 \text{ mm}^2$ 。

选用加固型钢 L 80×6 (单肢面积 940 mm^2)、Q345 钢试算。

$$e_0 = M/N = 329.7 \times 10^3 / 5077.7 = 64.9 \text{ mm}$$

$$e_a = \max\{20; h/30\} = \max\{20; 20\} = 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_a = 64.9 + 20.0 = 84.9 \text{ mm}$$

$$\xi_1 = \frac{0.5 f_{cc} A}{N} = \frac{0.5 \times 16.7 \times 600 \times 600}{5077700} = 0.592$$

首层层高 $H=3.0\text{m}$, 则计算高度 $l_0=1.25H=3.75\text{m}$,
 $l_0/h=3750/600=6.25<15$, 取 $\xi_2=1.0$;

$$\eta=1+\frac{1}{1400\frac{e_i}{h_0}}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2\xi_1\xi_2=1+\frac{1}{1400\times\frac{84.9}{560}}\times\left(\frac{3750}{600}\right)^2\times 0.592\times 1.0=1.11$$

采用对称形式的加固, 当 $e_0/h=64.9/600=0.108<0.3$ 时, 取 $\psi_\eta=1.2$;
 $e=\psi_\eta\eta e_i+h/2-a'_{s0}=1.2\times 1.11\times 84.9+600/2-40=373.1\text{mm}$

$$N=\alpha_1f_{c0}bx+f'_{y0}A'_{s0}-\left(\frac{0.8h_{01}}{x}-1\right)\times E_{s0}\epsilon_{cu}A_{s0}+0.9f'_aA'_a-0.9\left(\frac{0.8h_0}{x}-1\right)\times E_a\epsilon_{cu}A_a$$

$$5077.7\times 10^3=1.0\times 16.7\times 600x+300\times 1017-\left(\frac{0.8\times 560}{x}-1\right)\times 2.0\times 10^5$$

$$\times 0.0033\times 1017+0.9\times 310\times 940\times 2-0.9\times\left(\frac{0.8\times(600-22)}{x}-1\right)$$

$$\times 206\times 10^3\times 0.0033\times 940\times 2$$

解得: $x=433.6\text{mm}$;

$$\sigma_{s0}=\left(\frac{0.8h_{01}}{x}-1\right)E_{s0}\epsilon_{cu}=\left(\frac{0.8\times 560}{433.6}-1\right)\times 660=21.9\text{MPa}$$

$$\alpha_1f_{c0}bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)+f'_{y0}A'_{s0}(h_0-a'_{s0})+\sigma_{s0}A_{s0}(a_{s0}-a_n)+\alpha_n f'_a A'_a (h_0-a'_n)$$

$$=1.0\times 16.7\times 600\times 433.6\times(560-0.5\times 433.6)+300\times 1017\times 520+21.9$$

$$\times 1017\times(40-22)+0.9\times 310\times 940\times 2\times(560-22)$$

$$=1932.33\text{kN}\cdot\text{m}>Ne=5077.7\times 1000\times 371.0=1883.8\text{kN}\cdot\text{m}$$

所以计算结果满足要求。

4) 轴心受压承载力验算

$l_0/b=3750/600=6.25<8$, 查表得 $\varphi=1.0$;

根据《加固规范》第 8.2.1 条,

$$N=0.9\varphi(f_{c0}A_{c0}+f'_{y0}A'_{s0}+\alpha_n f'_a A'_a)$$

$$=0.9\times 1.0\times(16.7\times 600\times 600+300\times 1017\times 2+0.9\times 310\times 940\times 4)$$

$$=6904.1\text{kN}>5077\text{kN}$$

满足要求。

9.3.3 框架梁加固设计

(1) 算例 9-7: 框架梁加固设计——增大截面加固法

1) 基本设计参数

第二层楼面 K1.1 轴线③轴线④~⑤梁段加固设计

$b\times h=300\text{mm}\times 600\text{mm}$; 混凝土强度等级为 C30, 负弯矩筋为 $4\Phi 25$, 其中 2 根为通长筋, 正弯矩筋为 $5\Phi 25$ 。

加固前跨中弯矩标准值为:

$$M_{0k}=176.9+68.2+1.5=246.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

加固前跨中弯矩设计值为:

$$M_{10} = 1.2 \times 176.9 + 1.4 \times 68.2 + 0.6 \times 1.4 \times 1.5 = 309.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 电算时的参数与结果

经加层后的模型(未改变截面尺寸)计算后,发现该梁的配筋面积不合理,应加大梁的截面,第二次试算时,该梁的截面尺寸按 $b \times h = 300 \text{ mm} \times 675 \text{ mm}$ 输入。

混凝土强度等级按原设计强度输入。

加固后配筋面积为: 3800 mm^2 ;

加固后跨中弯矩设计值为:

$$M_1 = 1.2 \times 239.4 + 1.4 \times 120.5 + 0.6 \times 1.4 \times 1.8 = 457.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 加固截面设计

根据原设计配筋面积和加层设计后的计算结果,跨中截面受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s = 3800 - 2454 = 1346 \text{ mm}^2$ 。

根据《加固规范》第 5.5.1 条,采用人工浇筑时,新增混凝土层的最小厚度为 75mm。一般情况下,新增混凝土的强度等级应比原混凝土高一个等级,所以选用强度等级为 C35 的改性混凝土。选用 HRB335 级钢筋作为新增受拉区的受力钢筋。根据电算结果,加固层厚度为 75mm,选用 $3\Phi 25$ 。

根据《加固规范》第 5.2.3 条,新增受拉区配筋的面积应按下列公式计算:

$$M \leq \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} \left(\frac{x}{2} - a' \right)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s + f'_{y0} A'_{s0}$$

故有:

$$1.0 \times 14.3 \times 300 x = 300 \times 2454 + 0.9 \times 300 \times 1473 + 300 \times 982$$

解得: $x = 195.6 \text{ mm}$

$$\alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} \left(\frac{x}{2} - a' \right)$$

$$= 0.9 \times 300 \times 1473 \times \left(635 - \frac{195.6}{2} \right) + 300 \times 2454$$

$$\times \left(560 - \frac{195.6}{2} \right) + 300 \times 982 \times \left(\frac{195.6}{2} - 40 \right)$$

$$= 570.9 \text{ kN} \cdot \text{m} > 457.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求。

根据《加固规范》第 5.2.4 条,验算加固后的相对受压区高度,有

$$\epsilon_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 h_{01} A_{s0} E_{s0}} = \frac{246.6 \times 10^6}{0.87 \times 560 \times 2454 \times 2 \times 10^5} = 0.00103$$

$$\epsilon_{s1} = \left(1.6 \frac{h_0}{h_{01}} - 0.6 \right) \epsilon_{s0} = \left(1.6 \times \frac{635}{560} - 0.6 \right) \times 0.00103 = 0.00125$$

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\alpha_s f_y}{\epsilon_{cu} E_s} + \frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.9 \times 300}{0.0033 \times 2.0 \times 10^5} + \frac{0.00125}{0.0033}} = 0.447$$

所以,加固后截面相对受压区高度 $\xi = x/h_0 = 195.6/635 = 0.308 < \xi_b$ 。

对于支座截面处的加固,根据《加固规范》第5.2.2条,当仅在受压区加固时,其承载力、抗裂度、钢筋应力、裂缝宽度及挠度的计算和验算,可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中第10.6条有关叠合式受弯构件的规定计算,请读者参考有关资料。

4) 斜截面加固设计

原设计参数为:箍筋为 $\Phi 8@200$,其余参数同前。

截面验算:

选择剪力值较大的左端支座计算,加固后,左端支座处的剪力设计值为:加固前左端支座截面受剪承载力为:

$$V_A = 1.2 \times 128.5 + 1.4 \times 73.8 + 0.6 \times 1.4 \times 1.1 = 258.4 \text{ kN}$$

首先验算加固前构件的抗剪承载力:

$$\begin{aligned} V_{w0} &= 0.7 f_{t0} b_0 h_{01} + 1.25 f_{yv0} \cdot \frac{A_{sv0}}{s_0} \cdot h_{01} \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{200} \times 560 \\ &= 242.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

抗剪承载力需增加:16.3kN,抗剪承载力提高的幅度不大,所以初步估算可采用《加固规范》第5.3.2条中方法一——即采用U形箍与原箍筋逐个焊接的形式,故有:

$$\begin{aligned} V &= 0.7 f_{t0} b h_{01} + 0.7 \alpha_c f_t b (h_0 - h_{01}) + 1.25 f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.43 \times 300 \times 560 + 0.7 \times 0.7 \times 1.57 \times 300 \times (635 - 560) \\ &\quad + 1.25 \times 210 \times \frac{50.3 \times 2}{200} \times 635 \\ &= 269.3 \text{ kN} > 258.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

满足要求。

根据《加固规范》第5.3.1条,验算截面尺寸。

$$h_w/b = 635/300 = 2.11 < 4$$

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 14.3 \times 300 \times 635 = 681.0 \text{ kN} > 269.3 \text{ kN}$$

满足要求。

5) 植筋要求。

根据《加固规范》第12.2.4条,植筋间距 $s_1 = 5d = 100 \text{ mm}$, $s_2 = 2.5d = 50 \text{ mm}$,混凝土强度等级为C40(为框架柱的混凝土强度等级),粘结强度设计值 $f_{bd} = 3.6 \text{ MPa}$ 。

根据《加固规范》第12.2.3条,混凝土保护层厚度 $c = 25 \text{ mm}$,箍筋直径8mm,植筋 $\Phi 20$,混凝土劈裂影响的计算系数 $\alpha_{sp1} = 1.0$ 。

根据《加固规范》第12.2.3条,植筋的基本锚固深度 l_a 为:

$$l_a = 0.2 \alpha_{sp1} d f_y / f_{bd} = 0.2 \times 1.0 \times 20 \times 300 / 3.6 = 333.3 \text{ mm}$$

根据《加固规范》第12.3.1条,按构造要求植筋时,受拉钢筋的最小锚固长度 l_{min} 为:

$$l_{min} = \max\{0.3 l_a; 10d; 100\} = \max\{0.3 \times 333.3; 200; 100\} = 200 \text{ mm}$$

所以本例的钢筋锚固深度为200mm。《加固规范》第12.2.4条隐含了对植筋数量的限制,为保证植筋间距和植筋边距的要求,植入混凝土柱的钢筋为2根。

(2) 算例9-8:次梁L3加固设计——粘贴纤维复合材加固法

1) 基本设计参数

第二层楼面 L3 轴线⑥交轴线④~⑤梁段加固设计

$b \times h = 250\text{mm} \times 550\text{mm}$; 混凝土强度等级为 C30, 负弯矩筋为 $3\Phi 20$, 其中 2 根为通长筋, 正弯矩筋为 $3\Phi 22$ 。

加固前跨中弯矩标准值为: $M_{0k} = 74.3 + 29.2 + 0.8 = 104.3\text{kN} \cdot \text{m}$

加固前跨中弯矩设计值为:

$$M_{10} = 1.2 \times 74.3 + 1.4 \times 29.2 + 0.6 \times 1.4 \times 0.8 = 130.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

2) 电算时的参数与结果

混凝土强度等级按原设计强度输入。

加固后配筋面积为: 1500mm^2

加固后跨中弯矩设计值为:

$$M_1 = 1.2 \times 121.1 + 1.4 \times 48.5 + 0.6 \times 1.4 \times 1.0 = 214.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

3) 加固截面设计

根据原设计配筋面积和加固设计后的计算结果, 受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s = 1500 - 1140 = 360\text{mm}^2$ 。

根据《设计规范》第 7.2.1 条, 加固前跨中截面的正截面受弯承载力为:

$$M_0 \leq \alpha_1 f_{cb} b_0 x_0 (h_{01} - a'_s) + f'_y A'_{s0} (h_{01} - \frac{x_0}{2})$$

$$\text{故有: } x_0 = \frac{f_y A_{s0} + f'_y A'_{s0} - \alpha_1 f_{cb} b_0 x_0}{\alpha_1 f_{cb} b_0} = \frac{300 \times 1140 + 300 \times 628}{1.0 \times 14.3 \times 250} = 43.0\text{mm} < 2a'_s = 80\text{mm}$$

$$\text{则: } M_0 = f_{cb} A_{s0} (h_{01} - a'_s) = 300 \times 1140 \times (550 - 40 - 40) = 160.7\text{kN} \cdot \text{m}$$

由于 $(M_1 - M_0)/M_0 = (214.1 - 160.7)/160.7 = 33.2\% < 40\%$, 选用粘贴纤维复合材料加固法。

采用粘贴纤维复合材料加固法时, 在初步估算纤维材料的面积时, 可根据纤维材料和钢筋等强度代换方法, 估算纤维材料的面积, 即: $f_y A_s = f_f A_f$ 。根据《加固规范》表 9.1.6-1, 选用高强度 II 级碳纤维单向织物, 取 $f_f = 2000\text{MPa}$, 得 $A_f = f_y A_s / f_f = 300 \times 360 / 2000 = 54\text{mm}^2$, 选用厚度为 0.167mm 的碳纤维布, 得估算宽度 B 为: $B = A_f / 0.167 = 323.3\text{mm}$, 所以可选用宽 200mm 的碳纤维布 2 层。

采用 2 层碳纤维布, 则根据《加固规范》的第 9.2.4 条, 得

$$k_m = 1.16 \frac{n_f E_f t_f}{308000} = 1.16 \frac{2 \times 2.0 \times 10^5 \times 0.167}{308000} = 0.94 > 0.9, \text{ 取 } k_m = 0.9。$$

所以碳纤维布的有效截面面积: $A_{fe} = k_m A_f = 0.9 \times 200 \times 0.167 \times 2 = 60.1\text{mm}^2$

$$\rho_{fe} = \frac{A_{fe}}{0.5bh} = \frac{60.1}{0.5 \times 250 \times 550} = 0.0166 < 0.05$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87 A_s h_0} = \frac{104.3 \times 10^6}{0.87 \times 1140 \times 510} = 206.2\text{MPa} > 150\text{MPa}$$

$$\alpha_f = \left(\frac{0.0166 - 0.01}{0.02 - 0.01} \right) \times (1.15 - 0.9) + 0.9 = 1.065$$

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.065 \times 104.3 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 1140 \times 510} = 955 \times 10^{-6}$$

$$\varphi_f = \frac{0.8\varepsilon_{cu}h}{x} - \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{f0} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 550}{x} - 0.0033 - 955 \times 10^{-6} = \frac{145.2}{x} - 0.43$$

根据《加固规范》第9.2.3条, 矩形截面受弯构件的正截面承载力为:

$$\alpha_1 f_{co} b x = f_{y0} A_{s0} + \varphi_f f_t A_{fe} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$\text{有: } 1.0 \times 14.3 \times 250 x = 300 \times 1140 + \left(\frac{145.2}{x} - 0.43 \right) \times 2000 \times 60.1 - 300 \times 628$$

解得: $x = 85.5 \text{ mm}$

$$\varphi_f = \frac{145.2}{x} - 0.43 = \frac{145.2}{85.5} - 0.43 = 1.27 > 1.0, \text{ 取 } \varphi_f = 1.0 \text{ 代入重新计算}$$

$$1.0 \times 14.3 \times 250 x = 300 \times 1140 + 1.0 \times 2000 \times 60.1 - 300 \times 628$$

解得: $x = 75.6 \text{ mm} < 2a' = 80$

取 $x = 2a' = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$ 代入计算:

$$M \leq \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

得:

$$\alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$1.0 \times 14.3 \times 250 \times 80 \times \left(550 - \frac{80}{2} \right) + 300 \times 628 \times (550 - 40) - 300 \times 1140 \times 40$$

$$228.3 \text{ kN} \cdot \text{m} > 214.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据《加固规范》第9.2.5条, 一般构件受弯构件正截面加固的纤维复合材粘贴延伸长度计算:

$$l_v = \frac{\varphi_f f_t A_f}{f_{t,v} b_f} + 200 = \frac{1.0 \times 2000 \times 200 \times 0.167 \times 2}{0.40 \times 1.43 \times 2 \times 200} + 200 = 783.9 \text{ mm}$$

4) 支座处正截面加固设计

加固前支座弯矩标准值为:

$$M_{0k} = 65.3 + 20.5 + 0.5 = 86.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

加固前支座弯矩设计值为:

$$M_{10} = 1.2 \times 65.3 + 1.4 \times 20.5 + 0.6 \times 1.4 \times 0.5 = 107.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

电算时的参数与结果:

混凝土强度等级按原设计强度输入;

加固后配筋面积为: 1200 mm^2 ;

加固后跨中弯矩设计值为:

$$M_1 = 1.2 \times 104.5 + 1.4 \times 30.6 + 0.6 \times 1.4 \times 0.8 = 168.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

加固截面设计:

根据原设计配筋面积和加层设计后的计算结果, 受拉区所需新增加钢筋面积为: $A_s = 1200 - 942 = 258 \text{ mm}^2$ 。

选用高强度Ⅱ级碳纤维单向织物, 取 $f_t = 2000 \text{ MPa}$, 得

$A_f = f_y A_s / f_t = 300 \times 258 / 2000 = 38.7 \text{ mm}^2$, 选用厚度为 0.167 mm 的碳纤维布, 得估

算宽度 B 为: $B=A_f/0.167=231.7\text{mm}$, 所以可选用粘贴 250mm 宽的碳纤维布一层。

所以碳纤维布的有效截面面积: $A_{fe}=k_m A_f=1.0 \times 250 \times 0.167 \times 1=41.75\text{mm}^2$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{942}{0.5 \times 250 \times 550} = 0.0137$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87A_s h_0} = \frac{86.3 \times 10^6}{0.87 \times 942 \times 510} = 206.5\text{MPa} > 150\text{MPa}$$

$$\alpha_f = \left(\frac{0.0137 - 0.01}{0.02 - 0.01} \right) \times (1.15 - 0.9) + 0.9 = 0.9925$$

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{0.9925 \times 86.3 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 942 \times 510} = 891 \times 10^{-6}$$

$$\psi_f = \frac{0.8\epsilon_{cu}h}{x} - \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 550}{x} - 0.0033 - 891 \times 10^{-6} = \frac{145.2}{x} - 0.42$$

根据《加固规范》第 9.2.3 条, 矩形截面受弯构件的正截面承载力为:

$$\alpha_1 f_{co} b x = f_{y0} A_{s0} + \psi_f f_t A_{fe} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$\text{有: } 1.0 \times 14.3 \times 250 x = 300 \times 942 + \left(\frac{145.2}{x} - 0.42 \right) \times 2000 \times 41.75$$

解得: $x=101.9\text{mm}$

$$\xi_{nb} = 0.85\xi_b = 0.85 \times 0.55 = 0.467$$

$$\xi = x/h_0 = 101.9/510 = 0.2$$

$\xi < \xi_{nb}$, 满足要求。

$$\psi_f = \frac{145.2}{x} - 0.42 = \frac{145.2}{101.9} - 0.42 = 1.005 > 1.0, \text{ 取 } \psi_f = 1.0, \text{ 代入公式重新计算}$$

$$1.0 \times 14.3 \times 250 x = 300 \times 942 + 1.0 \times 2000 \times 41.75$$

解得 $x=102.4$, 则由

$$M \leq \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

得:

$$\begin{aligned} & \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \\ &= 14.3 \times 250 \times 102.4 \times \left(550 - \frac{102.4}{2} \right) - 300 \times 942 \times 40 = 171.3\text{kN} \cdot \text{m} > 168.9\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

满足要求。

粘贴延伸长度计算:

$$l_c = \frac{\psi_f f_t A_f}{f_{t,v} b_f} + 200 = \frac{1.0 \times 2000 \times 250 \times 0.167}{0.40 \times 1.43 \times 250} + 200 = 783.9\text{mm},$$

根据《加固规范》第 9.2.6 条, 对负弯矩区加固时, 还应符合第 9.9.3 条的构造要求。

5) 斜截面加固设计

原设计参数为: 箍筋为 $\Phi 8@200$, 其余参数同前。

选择剪力值较大的右端支座计算, 加固后, 右端支座处的剪力设计值为:

$$V_{A0} = 1.35 \times 76.3 + 1.4 \times 0.7 \times 19.1 = 121.7 \text{ kN}$$

加固后, 剪力设计值 $V_A = 1.35 \times 109.2 + 1.4 \times 0.7 \times 35.9 = 182.6 \text{ kN}$

首先验算加固前构件的抗剪承载力

$$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{3900}{510} = 7.6 > 3, \text{ 取 } \lambda = 3,$$

所以加固前, 抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{b0} &= \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{t0} b_0 h_0 + f_{yv0} \cdot \frac{A_{sv0}}{s_0} \cdot h_0 \\ &= \frac{1.75}{3.0 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 510 + 210 \times \frac{50.3 \times 2}{200} \times 510 \\ &= 133.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

根据《加固规范》第 10.3.2 条, 验算截面尺寸:

$$h_w/b = 510/250 = 2.04 < 4$$

$0.25\beta_c f_{c0} b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 250 \times 510 = 455.8 \text{ kN} > 182.6 \text{ kN}$, 满足要求。

根据《加固规范》第 9.3.3 条, 有 $V_{b,sp} = V_A - V_{b0} = 182.6 - 133.6 = 49 \text{ kN}$, 抗剪承载力的提高值不大, 所以可选用一般 U 形箍, 根据《加固规范》表 10.3.3, 取抗剪强度折减系数 $\psi_{vh} = 0.85$ 。

由 $V_{b,sp} = \psi_{vh} f_t \Lambda_t h_t / s_t$

得:

$$\Lambda_t = \frac{V_{b,sp} s_t}{\psi_{vh} f_t h_t} = \frac{49 \times 10^3}{0.85 \times 0.28 \times 2000 \times 550} = 0.187 \text{ mm}$$

(此处次梁可按框架梁计算, 楼面采用预制预应力空心板, h_t 计算高度为梁高 550mm)

选取粘贴单层碳纤维布, 层厚 0.167mm, 宽 200mm, 净间距 300mm。

$$\Lambda_t = \frac{2b_t t_t}{s_t} = \frac{2 \times 200 \times 0.167}{300} = 0.223 \text{ mm} > 0.187 \text{ mm}$$

满足要求。

(3) 算例 9-9: 次梁 L2 加固设计——外贴钢板加固法

1) 基本设计参数

第二层楼面 L2 轴线⑤交轴线③~④梁段加固设计 $b \times h = 250 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$; 混凝土强度等级为 C30, 负弯矩筋为 $3\Phi 22$, 其中 2 根为通长筋, 正弯矩筋为 $3\Phi 25$ 。

2) 跨中正截面加固设计

加固前跨中弯矩标准值为: $M_{0k} = 109.3 + 32.1 = 141.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

加固前跨中弯矩设计值为: $M_{10} = 1.35 \times 109.3 + 1.4 \times 0.7 \times 32.1 = 179.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

加固后跨中弯矩设计值为: $M_1 = 1.35 \times 153.8 + 1.4 \times 0.7 \times 65.2 = 271.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

根据《设计规范》第 7.2.1 条, 加固前跨中截面的正截面受弯承载力为:

$$M_0 \leq \alpha_1 f_{c0} b_0 x_0 (h_{01} - a'_s) + f'_{y0} A'_{s0} \left(h_{01} - \frac{x_0}{2} \right)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b_0 x_0 = f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}$$

$$\text{故有: } x_0 = \frac{f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b_0} = \frac{300 \times 1473 - 300 \times 760}{1.0 \times 14.3 \times 250} = 59.8 \text{ mm} < 2a'_s = 80 \text{ mm}, \text{ 取 } x_0 = 80$$

则: $M_0 = f_{y0} A_{s0} (h_{01} - a'_s) = 300 \times 1473 \times (510 - 40) = 207.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

由于 $(M_2 - M_0)/M_0 = (271.5 - 207.7)/207.7 = 30.7\% < 40\%$, 采用外贴钢板加固法, 选用 Q235 钢。

按照《加固规范》第 10.2.6 条计算加固钢板的滞后应变 $\epsilon_{sp,0}$:

$$\text{由 } \rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1473}{0.5 \times 250 \times 550} = 0.0214$$

$$\sigma_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.87A_s h_0} = \frac{141.4 \times 10^6}{0.87 \times 1473 \times 510} = 216.4 \text{ MPa} > 150 \text{ MPa}$$

查表 10.2.6 得, 计算系数 $\alpha_{sp} = 1.16$,

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.16 \times 141.4 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 1473 \times 510} = 1092 \times 10^{-6}$$

根据《加固规范》第 10.2.3 条, 由:

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') + f'_{sp} A'_{sp} h - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$271.5 \times 10^6 = 1.0 \times 14.3 \times 250 x (550 - 0.5x) + 300 \times 760 \times (550 - 40) - 300 \times 1473 \times 40$$

解得: $x = 96.4 \text{ mm} > 2a' = 80 \text{ mm}$ 。

$\xi = x/h_0 = 96.4/510 = 0.189 < \xi_{b,sp} = 0.55$, 满足要求。

又由:

$$\psi_{sp} = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h / r - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp} / E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 550 / 96.4 - 0.0033 - 1092 \times 10^{-6}}{215 / 206000} = 10.2 > 1.0$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$ 。

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} - f'_{sp} A'_{sp}$$

$$1.0 \times 14.3 \times 250 \times 96.4 = 1.0 \times 215 A_{sp} + 300 \times 1473 - 300 \times 760$$

解得: $A_{sp} = 608 \text{ mm}^2$

选用 3mm 厚规格的钢板, 总宽度为 $B = A_{sp} / 3 = 608 / 3 = 202.7 \text{ mm}$, 选用粘贴 3mm 厚的钢板 250mm 宽。

根据《加固规范》第 10.2.4 计算粘贴延伸长度。

根据表 10.2.4, 钢板与混凝土之间的粘结强度设计值 $f_{bd} = 1.05 \text{ MPa}$ 。

则 $l_{sp} = f_{sp} t_{sp} / f_{bd} = 215 \times 3 / 1.05 = 614.3 \text{ mm} > 170 t_{sp} = 170 \times 3 = 510 \text{ mm}$ 。

3) 支座处正截面加固设计

次梁 L1 左边支座截面的弯矩设计值:

加固前左边支座截面弯矩标准值为: $M_{Ak} = 85.5 + 23.4 = 108.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

加固前左边支座截面弯矩设计值为:

$$M_{A0} = 1.35 \times 85.5 + 1.4 \times 0.7 \times 23.4 = 138.4 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

加固后左边支座截面弯矩设计值为: $M_A = 1.35 \times 120.7 + 1.4 \times 0.7 \times 32.5 = 194.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

根据《设计规范》第 7.2.1 条有:

$$x_0 = \frac{f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0}}{\alpha_1 f_{c0} b_0} = \frac{300 \times 1140 - 300 \times 1473}{1.0 \times 14.3 \times 250} = -27.9 \text{ mm} < 2a_s = 80 \text{ mm}$$

则 $M_0 = f_{y0} A_{s0} (h_{01} - a'_s) = 300 \times 1140 \times (510 - 40) = 160.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

由于 $(M_A - M_0)/M_0 = (194.8 - 160.7)/160.7 = 21.2\% < 40\%$, 采用外贴钢板加固法,

选用 Q235 钢。

按照《加固规范》第 10.2.6 条计算加固钢板的滞后应变 $\epsilon_{sp,0}$ ：

$$\text{由 } \rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{1140}{0.5 \times 250 \times 550} = 0.0166, \text{ 查表 10.2.6 得, 计算系数 } \alpha_{sp} = 1.065,$$

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} = \frac{1.065 \times 108.9 \times 10^6}{2.0 \times 10^5 \times 1140 \times 510} = 997 \times 10^{-6}$$

在第 2) 步中, 对跨中截面进行了加固, 在工程中, 梁底部的加固钢板一般是通长粘贴的。所以对支座截面加固时, 可考虑梁底加固钢板的作用。

根据《加固规范》第 10.2.3 条,

$$\text{由: } M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') + f'_{sp} A'_{sp} h - f_{y0} A_{s0} (h - h_0)$$

$$194.8 \times 10^6 = 1.0 \times 14.3 \times 250 x (550 - 0.5x) + 215 \times 3 \times 250 \times 550 - 300 \times 1140 \times 40$$

解得: $x = 82.3 \text{ mm}$, 有:

$$\psi_{sp} = \frac{0.8 \epsilon_{cu} h/x - \epsilon_{cu} - \epsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} = \frac{0.8 \times 0.0033 \times 550/82.3 - 0.0033 - 997 \times 10^{-6}}{215/206000} = 12.8$$

取 $\psi_{sp} = 1.0$;

$$\alpha_1 f_c b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} - f'_{sp} A'_{s0}$$

$$14.3 \times 250 \times 82.3 = 1.0 \times 215 A_{sp} + 300 \times 1140 - 215 \times 2 \times 250$$

解得: $A_{sp} = 277.8 \text{ mm}^2$ 。

选用 2mm 厚规格的钢板, 总宽度为 $A_{sp}/2 = 277.8/2 = 138.9 \text{ mm}^2$, 选用粘贴 2mm 厚的钢板 150mm 宽。

根据《加固规范》第 10.2.4 计算粘贴延伸长度。

根据表 10.2.4, 钢板与混凝土之间的粘结强度设计值 $f_{bd} = 1.05 \text{ MPa}$ 。

则 $l_{sp} = f_{sp} t_{sp} / f_{bd} = 215 \times 2 / 1.05 = 409.5 \text{ mm} > 170 t_{sp} (340 \text{ mm})$ 。

4) 斜截面加固设计。

原设计参数为: 箍筋为 $\Phi 8 @ 100$, 其余参数同前。

选择剪力值较大的左端支座计算, 加固后, 左端支座处的剪力设计值为:

$$V_{\Lambda 0} = 1.35 \times 85.6 + 1.4 \times 0.7 \times 32.1 = 147.1 \text{ kN}$$

加固后, 剪力设计值 $V_{\Lambda} = 1.35 \times 129.5 + 1.4 \times 0.7 \times 46.1 = 220.0 \text{ kN}$

首先验算加固前构件的抗剪承载力

$\lambda = \frac{a}{h_0} = \frac{3900}{510} = 7.6 > 3$, 取 $\lambda = 3$, 所以加固前, 抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{t0} &= \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_{t0} b_0 h_{01} + f_{y0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_{01} \\ &= \frac{1.75}{3.0 + 1.0} \times 1.43 \times 250 \times 510 + 210 \times \frac{50.3 \times 2}{100} \times 510 \\ &= 187.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

根据《加固规范》第 10.3.2 条, 验算截面尺寸。

$$h_w/b = 510/250 = 2.04 < 4$$

$$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 14.3 \times 250 \times 510 = 455.8 \text{ kN} > 220.0 \text{ kN}$$

满足要求。

根据《加固规范》第 10.3.3 条, 有 $V_{b,sp} = V_A - V_{b0} = 220.0 - 187.5 = 32.5 \text{ kN}$, 抗剪承载力的提高值不大, 所以可选用一般 U 形箍, 根据《加固规范》表 10.3.3, 取抗剪强度折减系数 $\psi_{vb} = 0.85$ 。

$$\text{由: } V_{b,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{sp} h_{sp} / s_{sp}$$

$$\text{得: } \frac{A_{sp}}{s_{sp}} = \frac{V_{b,sp}}{\psi_{vb} f_{sp} h_{sp}} = \frac{32.5 \times 10^3}{0.85 \times 215 \times 550} = 0.32 \text{ mm}。$$

选取 2mm 厚钢板 50mm 宽的 U 形箍, 净间距 200mm。

$$\frac{A_{sp}}{s_{sp}} = \frac{2b_{sp}t_{sp}}{s_{sp}} = \frac{2 \times 50 \times 2}{200} = 1 \text{ mm}$$

满足要求。

责任编辑：范业庶
封面设计：周逸斐

混凝土结构设计规范算例

建筑抗震设计规范算例

砌体结构设计规范算例

► 混凝土结构加固设计规范算例



经销单位：各地新华书店、建筑书店

网络销售：本社网址 <http://www.cabp.com.cn>

网上书店 <http://www.china-building.com.cn>

博库书城 <http://www.bookuu.com>

图书销售分类：建筑结构与岩土工程 (S10)

ISBN 978-7-112-09743-0



9 787112 097430

*TU370.2

B973

(3)

(16409) 定价：26.00元