

斜转正异型盖梁墩柱的受力特征与设计分析

刘 洋

(石家庄冀星路桥工程设计有限公司, 河北 石家庄 050000)

摘 要: 随着经济和社会的发展,对公路设计的要求不断提高,受主线与被交路(或河流流向)斜交及邻近联跨桥梁布孔影响,桥梁支点斜向布置转为正交布置这种斜转正受力形式的桥梁必将越来越多。结合一座斜转正桥梁的设计实例,采用空间实体有限元计算程序MIDAS FEA,对下部异型盖梁墩柱受力特征进行分析,提出了一种较为可行的思路和方法,为其他斜转正桥梁布置方案提供参考。

关键词: 斜转正桥梁;异型桥墩;有限元;受力特征

中图分类号: U443.22

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2025)03-0128-05

Mechanical Characteristics and Design Analysis of Oblique-to-orthogonal Special-shaped Bent Cap Pier Column

LIU Yang

(Shijiazhuang Jixing Road and Bridge Engineering Design Co., Ltd., Shijiazhuang 050000, China)

Abstract: With the development of the economy and society, the requirements for highway design are constantly increasing. Due to the influence of the oblique intersection of the main line with the intersected road (or river flow direction) and the layout of adjacent cross-span bridge, there will be more and more bridges in the form of oblique transfer to orthogonal transfer of fulcrum. Combined with the design example of an oblique-to-orthogonal bridge, the spatial solid finite element computing program Midas FEA is used to analyze the stress characteristics of the lower special-shaped bent cap pier column. The more feasible idea and method are put forward, which provides a reference for the layout schemes of the other oblique-to-orthogonal bridges.

Keywords: oblique-to-orthogonal bridge; special-shaped pier; finite element; stress characteristics

0 引言

城市化进程持续推进之下,道路建设规模随之扩大,被交路与主线普遍存在斜交的关系。若桥梁偏长仅凭斜桥的方式难以满足施工需求,且正交加大跨径的应用效果也不理想^[1]。基于此,可采取斜转正桥梁形式有效解决各类局限性问题的,其在桥梁领域有广泛的应用。

某跨河工程项目,上部结构采用三联钢混组合梁,下部结构采用双柱墩盖梁,该方案两侧既有旧桥采用斜 45° 布置,受业主要求,桥位及与河流流向均不可调,应采用斜交方式,且桥墩应与两侧既有桥跨一致采用斜 45° 布置。若采用全桥斜交斜做方案,涉及联跨比较多,力流传递不清晰,导致上部钢梁斜交构造复杂困难,全桥斜做显然不合适。

综上,为使得既满足墩柱斜交布置要求,又满足上部钢梁正交布置需要,因此采取盖梁“斜转正”异型结构形式,见图1~图3。本文以此异型下部结构为例,对盖梁和墩柱进行空间受力特征分析。结合有限元软件分析结果,对此类异型下部结构进行设计复核。

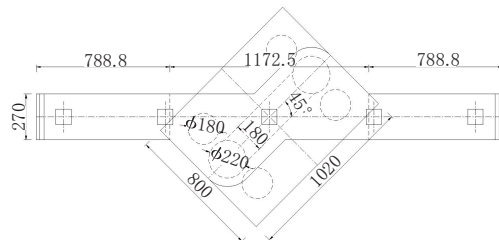


图1 桥墩一般构造平面图(单位:cm)

1 有限元模型建立

1.1 建立实体模型

采用土木工程非线性及细部分析软件MIDAS FEA建立实体有限元模型进行分析,见图4。墩柱及

收稿日期: 2024-03-13

作者简介: 刘洋(1993—),男,学士,助理工程师,从事桥梁设计工作。

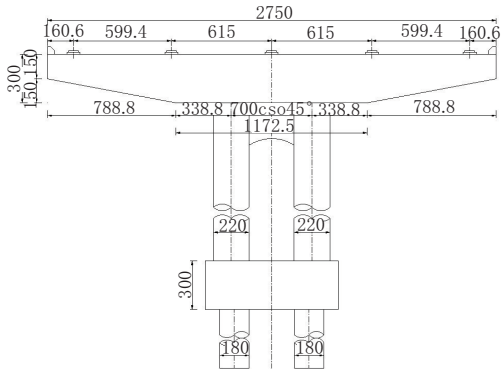


图2 桥墩一般构造立面图(单位:cm)

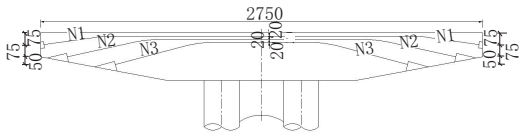


图3 盖梁钢束布置图(单位:cm)

系梁采用六面体实体单元,混凝土考虑材料非线性,本构模型选取总应变裂缝,墩底与承台固结,考虑桩土作用,以力求得到更加精确结果。

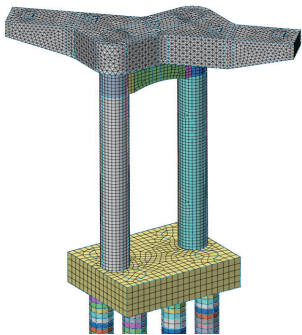


图4 实体模型网格划分图

为考虑墩顶设置系梁的必要性,建立对比模型,在上述模型基础上仅把系梁省略,分析模型见图5。

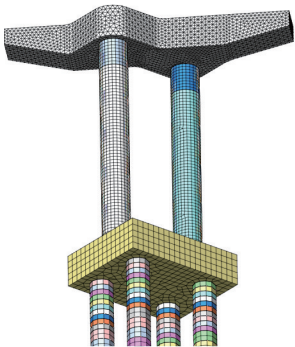


图5 无系梁实体模型网格划分图

1.2 建立单梁模型

为验证此异型下部结构梁单元模型分析结果的准确性及误差范围,同时采用MIDAS Civil建立梁单元模型进行对比分析,见图6。盖梁与墩柱固结部分面积较大,采用虚拟节点与系梁墩柱刚性连接处理,以力求符合实际受力状态,见图7。

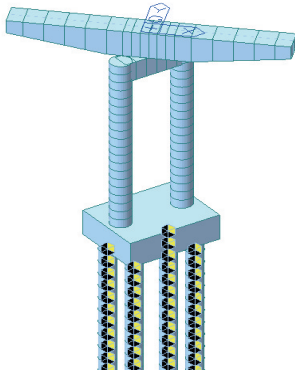


图6 梁单元模型图

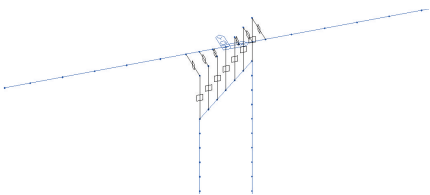


图7 梁单元边界模拟图

1.3 荷载组合

荷载工况考虑结构自重、盖梁预应力、上部结构支座反力、整体升降温影响。实体有限元模型中支座反力以面荷载加载到支座垫石。

2 结果与受力特征分析

2.1 梁单元模型结果

考虑上部汽车活载满布与右侧单侧偏载布置两种情况,仅示意模型部分内力结果,见图8、图9。全部模型结果见2.3节结果对比分析。

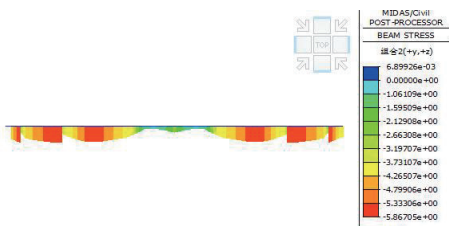


图8 满布活载盖梁频遇组合上缘应力图(单位:MPa)

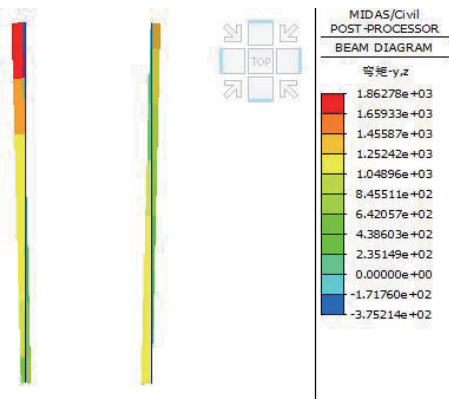


图9 右侧偏载墩柱基本组合My弯矩图(单位:kN·m)

2.2 实体有限元模型结果

2.2.1 带系梁实体有限元模型结果

考虑上部汽车活载满布与右侧单侧偏载布置两种情况,仅示意模型部分内力结果,见图10至图14。全部模型结果见2.3节结果对比分析。

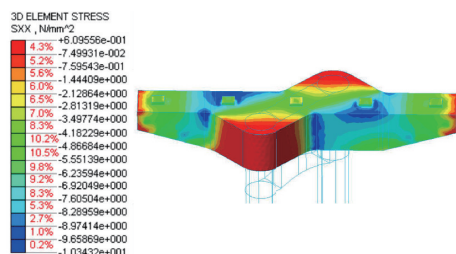


图10 满布活载盖梁频遇组合上缘正应力图(单位:MPa)

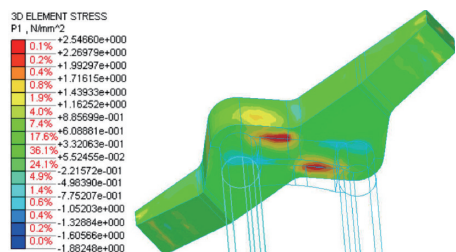


图11 满布活载盖梁频遇组合主拉应力图(单位:MPa)

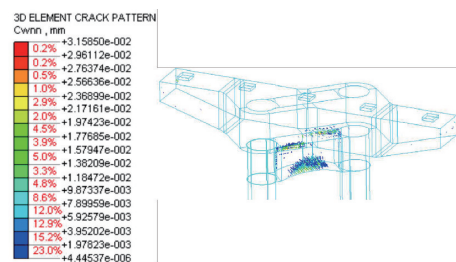


图12 满布活载盖梁裂缝分布图(单位:mm)

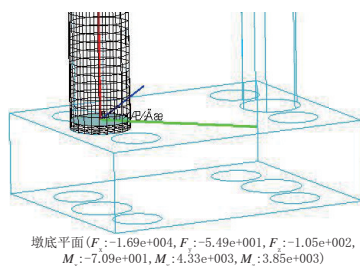


图13 右侧偏载左墩墩底基本组合局部内力图(单位:kN·m)

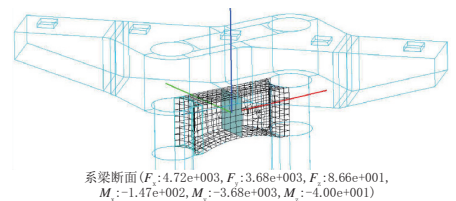


图14 满布活载系梁跨中基本组合局部内力图(单位:kN·m)

2.2.2 无系梁实体有限元模型结果

考虑上部汽车活载满布与右侧单侧偏载布置两种情况,仅示意模型部分内力结果,见图15至图18。全部模型结果见2.3节结果对比分析。

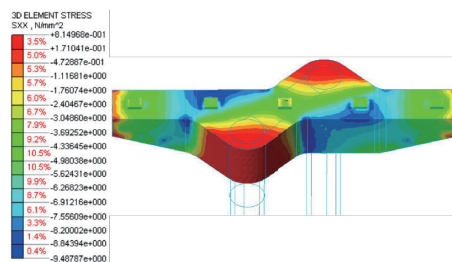


图15 满布活载盖梁频遇组合上缘正应力图(单位:MPa)

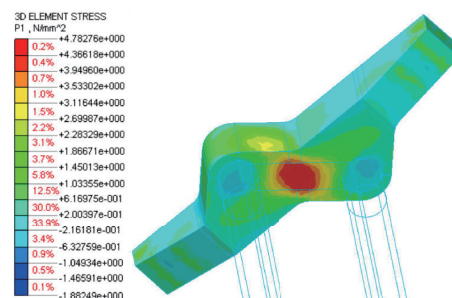


图16 满布活载盖梁频遇组合主拉应力图(单位:MPa)

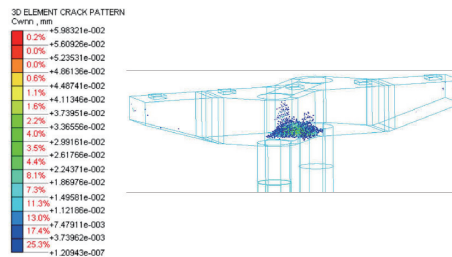


图17 满布活载盖梁裂缝分布图(单位:mm)

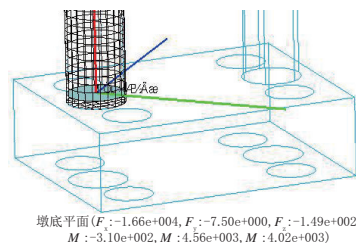


图18 右侧偏载左墩墩底基本组合局部内力图(单位:kN·m)

2.3 结果对比分析

将实体有限元模型和梁单元模型不同荷载工况下主要构件内力、应力及裂缝分布情况汇总于表1。

2.4 受力特征分析

通过2.3节结果对比分析发现:

(1)对于盖梁跨中上缘正应力,受墩顶系梁对盖梁的承托作用,梁单元模型结果较实体有限元模型更为保守。

(2)受弯扭耦合作用,盖梁跨中下缘主拉应力数值较大,梁单元模型结果偏不保守,从实体有限元模型非线性裂缝分析结果可知此处裂缝由主拉应力导致,其裂缝扩展方向(基本与盖梁平行)与主拉应力方向垂直。裂缝大小在《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)^[2]限值允

表 1 模型结果对比表

构件	荷载组合	荷载工况	结果类型	梁单元	实体单元(带系梁)	实体单元(无系梁)
盖梁跨中上缘	频遇组合	满布活载	正应力/MPa	-1.2	-3.9	-2.8
盖梁跨中下缘	频遇组合	满布活载	主拉应力/MPa	0.5	2.5	6.1
	—	满布活载	裂缝/mm	—	0.017	0.060
		右侧偏载	裂缝/mm	—	0.018	
系梁跨中	基本组合	满布活载	弯矩/(kN·m)	4 349	3 680	
			轴力/kN	0	4 720	
	频遇组合	满布活载	弯矩/(kN·m)	3 354	3 070	
			轴力/kN	0	3 900	—
	准永久组合	满布活载	弯矩/(kN·m)	3 229	3 020	
			轴力/kN	0	3 920	
	—	满布活载	裂缝/mm	0.09	0.029	
		右侧偏载	裂缝/mm	0.07	0.039	
左柱墩顶	基本组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	1 863	2 482	4 749
			轴力/kN	-10 618	-10 200	-14 600
	频遇组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	1 234	1 193	2 403
			轴力/kN	-10 040	-9 900	-14 000
	准永久组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	1 077	726	1579
			轴力/kN	-10 805	-10 000	-14 100
右柱墩底	基本组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	1 460	5 599	5 324
			轴力/kN	-22 850	-20 400	-20 100
	频遇组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	868	2 789	2 582
			轴力/kN	-16 909	-17 600	-17 300
	准永久组合	右侧偏载	弯矩/(kN·m)	681	1 589	1 407
			轴力/kN	-15 538	-16 900	-16 700

注:负号代表受压。

许范围内。无系梁模型中此处主拉应力和裂缝急剧扩大,说明系梁对盖梁的承托作用比较明显。

(3)对于系梁跨中截面,梁单元模型弯矩值与实体有限元模型数值接近,但无法计算其轴力。梁单元模型裂缝结果较实体模型非线性裂缝分析结果偏大。

(4)对非偏载侧墩顶截面,梁单元模型内力结果与带系梁实体有限元模型结果相比,弯矩值相差较大,轴力值较为接近。无系梁实体有限元模型内力结果大幅增加,由于系梁的存在使得墩顶一定范围内内力重分配,更加均匀,去掉系梁使得墩顶直接传递盖梁内力,因此数值偏大。

(5)对偏载侧墩底截面,梁单元模型内力结果与带系梁实体有限元模型结果相比,弯矩值相差较大,轴力值较为接近。无系梁实体有限元模型内力结果与带系梁实体有限元模型较为接近,系梁只影响墩顶内力,对墩底几乎无影响。

(6)从图 10 可以看出,盖梁在半圆形墩帽与盖梁等宽截面交界处存在应力集中现象,此处应圆滑过渡,使应力分散。

(7)墩帽外侧几乎不受预应力作用,接近普通钢筋混凝土构件,从图 11 和图 12 可以看出,带系梁盖梁在此处主拉应力数值较小,未出现裂缝开展。从图 16 和图 17 可以看出,无系梁模型在此处主拉应力数值较大达 2.70MPa,并伴有裂缝开展。因此设置系梁对控制墩帽外侧裂缝开展有利。

3 基于计算结果的设计校核

3.1 系梁配筋

选取满布活载工况下系梁跨中截面通过 2.3 节内力结果数据按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)^[2](以下简称规范)进行配筋复核。系梁截面高 2.2 m,宽 1.8 m,上缘主筋 17 根,下缘 3 层主筋共 51 根,均为等间距 10 cm 布置,直径均为 28 mm,净保护层均为 6.4 cm。

轴心受拉构件正截面抗拉承载力验算:
 $\gamma_0 N_d = 1.1 \times 4\,720 = 5\,192\text{ kN}$,
 $f_{sd} A_s = 330 \times 41\,871.1 / 1\,000 = 13\,817\text{ kN}$,
 $\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s$ 根据规范 5.4.1 可得轴心受拉构件正截面抗拉承载力满足规范要求;

偏心受拉构件正截面抗拉承载力验算:

$$e_0 = M_d / N_d = 3\ 680 / 4\ 720 = 0.78\text{ m},$$

$$e = d_{\text{cent}} - e_0 - a = 1.1 - 0.78 - 0.106 = 0.214\text{ m}$$

$$e' = e_0 + d_{\text{cent}} - a' = 0.78 + 1.1 - 0.078 = 1.802\text{ m},$$

$e_0 = 0.78 \leq d_{\text{cent}} - a = 1.1 - 0.106 = 0.994\text{ m}$, 故为小偏心受拉构件。

$$N_n e = f_{sd} A_s' (h_0 - a_s') = 330 \times 11\ 084.4 / 1\ 000 \times (2.094 - 0.078) = 7\ 374\text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$N_n e' = f_{sd} A_s (h_0' - a_s) = 330 \times 33\ 253.2 / 1\ 000 \times (2.122 - 0.106) = 22\ 123\text{ kN} \cdot \text{m},$$

$$N_n = \min(N_n e / e, N_n e' / e') = \min(7\ 374 / 0.214, 22\ 123 / 1.802) = \min(34\ 458, 12\ 277) = 12\ 277\text{ kN},$$

$\gamma_0 N_d = 5\ 192\text{ kN} \leq N_n = 12\ 277\text{ kN}$, 根据规范 5.4.2 可得偏心受拉构件正截面抗拉承载力验算满足规范要求;

最大裂缝宽度计算:

钢筋表面形状系数 $C_1 = 1.0$,

$$\text{长期效应影响系数 } C_2 = 1 + 0.5 M_l / M_s = 1 + 0.5 \times 3\ 020 / 3\ 070 = 1.49,$$

与构件受力性质有关的系数 $C_3 = 1.1$,

有效高度 $h_0 = 2\ 108\text{ mm}$,

受拉筋面积 $A_s = 33\ 253.2\text{ mm}^2$,

受拉区有效配筋率

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} = 20\ 935.6 / 331\ 200 = 0.063\ 2,$$

$$\sigma_{ss} = N_s e' / A_s / (h_0 - a_s') = 3\ 900\ 000 \times 1\ 809 / 33\ 253.2 / (2\ 094 - 78) = 105.2\text{ MPa},$$

$$\text{裂缝宽度 } W_{cr} = C_1 C_2 C_3 (e + d) / (0.36 + 1.7 \rho_{te})$$

$\sigma_{ss} / E_s = 1 \times 1.49 \times 1.1 \times (50 + 1.3 \times 28) / (0.36 + 1.7 \times 0.063\ 2) \times 105.2 / 200\ 000 = 0.127\text{ mm} \leq 0.2\text{ mm}$, 根据规范公式 6.4.3 可得裂缝宽度满足规范要求。按规范通过计算钢筋应力所得裂缝宽度远大于实体有限元总应变裂缝模型得出的裂缝宽度, 因此本“斜转正”盖梁结构总应变裂缝模型只适用于查看裂缝扩展趋势及方向, 用于指导配筋, 不能直接用于裂缝宽度判断。

3.2 墩柱配筋

考虑整体升降温及制动力影响, 选取右侧偏载工况下偏载侧墩底截面通过 2.3 节内力结果数据按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018) [2] (以下简称规范) 进行配筋复核。墩柱直径 2.2 m, 主筋根数 90, 直径 36 mm, 净保护层 5 cm。

轴心受压构件正截面抗压承载力验算:

构建长度 $L = 9\text{ m}$, 构件计算长度 $L_0 = 9.8 \times 2 = 19.6\text{ m}$,

稳定系数 $\varphi = 0.974$,

$$\gamma_0 N_d = 1.1 \times 20\ 400 = 22\ 440\text{ kN}, 0.9 \varphi (f_{cd} A + f'_{sd} A'_s) = 0.9 \times 0.974 \times (18.4 \times 3.801 + 330 \times 0.091\ 608\ 8) \times 1\ 000 = 87\ 801\text{ kN}, \gamma_0 N_d \leq 0.9 \varphi (f_{cd} A + f'_{sd} A'_s) \text{ 根据规范公式 5.3.1 可得轴心受压构件正截面抗压承载力满足规范要求};$$

偏心受压构件正截面抗压承载力验算:

配筋率 $\rho = 0.091\ 608\ 8 / 3.801 = 2.41\%$, 混凝土等级为 C40, 根据规范 5.3.8 可得偏心受压构件正截面抗压承载力验算可按规范附录 F 进行。

根据规范 5.3.9 构件长细比 $l_0 / i = 19.6 / 1.1 = 17.8 > 17.5$, 应考虑偏心受压构件轴向力承载能力极限状态偏心距增大系数 η 。

$$\text{偏心距 } e_0 = M_d / N_d = 5\ 599 / 20\ 400 = 0.274\text{ m},$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 e_0 / h_0 = 0.2 + 2.7 \times 0.274 / (1.1 + 1.03) = 0.548,$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 l_0 / h = 1.15 - 0.01 \times 19.6 / 2.2 = 1.06 > 1 \text{ 取 } \zeta_2 = 1,$$

$$\eta = 1 + (l_0 / h)^2 \zeta_1 \zeta_2 / (1\ 300 e_0 / h_0) = 1 + (19.6 / 2.2)^2 \times 0.548 \times 1 / (1\ 300 \times 0.247 / 2.13) = 1.26,$$

$$\eta e_0 / r = 1.26 \times 0.274 / 1.1 = 0.314\ 3,$$

$$\rho f_{sd} / f_{cd} = 0.0241 \times 330 / 18.4 = 0.432,$$

查规范表 F.0.1 得正截面相对承载力 $n_u = 1.042$,

$$\gamma_0 N_d = 1.1 \times 20\ 400 = 22\ 440\text{ kN},$$

$$n_u A f_{cd} = 1.042 \times 18.4 \times 3.801 \times 1\ 000 = 72\ 885\text{ kN},$$

$\gamma_0 N_d \leq n_u A f_{cd}$ 根据规范 F.0.1 可得偏心受拉构件正截面抗拉承载力满足规范要求;

$e_0 / r = 0.249 \leq 0.55$, 根据规范 6.4.3 可不进行裂缝宽度验算。

4 结 语

该文依托某跨河工程项目, 提出盖梁“斜转正”方案。通过建立梁单元与实体有限元模型对比分析, 得出以下结论:

(1)“斜转正”盖梁正应力分析, 采用梁单元模型结果是可行的, 结果较为保守;

(2)受“斜转正”弯扭耦合作用, 墩柱和系梁受力分析建议采用实体有限元模型, 梁单元模型无法体现实际受力情况;

(3)建议设置系梁, 以减小盖梁跨中下缘和墩帽外侧主拉应力, 控制裂缝开展;

(4)截面过渡应平缓, 减轻应力集中程度;

(5)系梁下缘应在沿墩柱连线方向加强配筋, 控制裂缝开展。盖梁下缘在与系梁交界处沿与盖梁垂

(下转第 146 页)