

弧形底宽箱梁横向预应力空间作用效应分析

徐科英¹, 陆光阔¹, 沈桂平², 秘志辉¹

(1. 同济大学桥梁工程系, 上海 200092; 2. 上海市中环线建设发展有限公司, 上海 200072)

摘 要:以上海市中环线工程为工程背景, 讨论了宽跨比较大的弧形底单箱多室箱梁在横向预应力作用下的受力特性。建立空间有限元模型分析横向预应力的空间效应, 分别讨论了横梁和顶板中横向预应力对结构的影响, 得出箱梁横向应力沿结构纵向和横向的分布规律。

关键词:弧形底; 宽箱梁; 横向预应力; 空间分析; 上海中环线

中图分类号:U448.213 **文献标识码:**A **文章编号:**1009-7716(2005)01-0040-04

1 概述

上海市沪闵高架二期工程的弧形底宽箱梁以其优美的结构造型和桥下视觉空间受到市民的青睐。上海市重点工程中环线也采用弧形底的结构形式, 其中部分标段采用桥宽达 30.2 m 的预应力混凝土单箱多室连续梁结构。

通常在宽的连续箱梁的设计中, 在箱梁顶板中会均匀布置横向预应力钢束, 以提高横截面的整体刚度并预防顶板中纵向裂缝的产生。但是对于弧形底单箱多室结构, 由于有较强大的横梁, 在横梁中施加横向预应力后是否需要在顶板布置横向预应力钢束是值得探讨的问题。本文正是基于这个目的, 提出了横向预应力空间作用效应的问题。

收稿日期: 2004-11-02

作者简介: 徐科英(1979-), 女, 湖北鄂州人, 硕士研究生, 从事桥梁工程研究。

2 工程背景及空间分析模型

2.1 工程背景

上海市中环线为上海市重点工程, 该工程设计中大量采用弧形底宽箱梁结构, 大致分为整体式和分幅式两种。其中, 整体式采用单箱六室的弧形底箱形截面, 桥面为双向行驶 8 车道, 宽度达到 30.2 m, 下部结构采用 Y 形桥墩。本文主要以 30.2 m 宽、跨度为 35 m 的三跨连续梁桥为分析模型, 其截面形式见图 1。

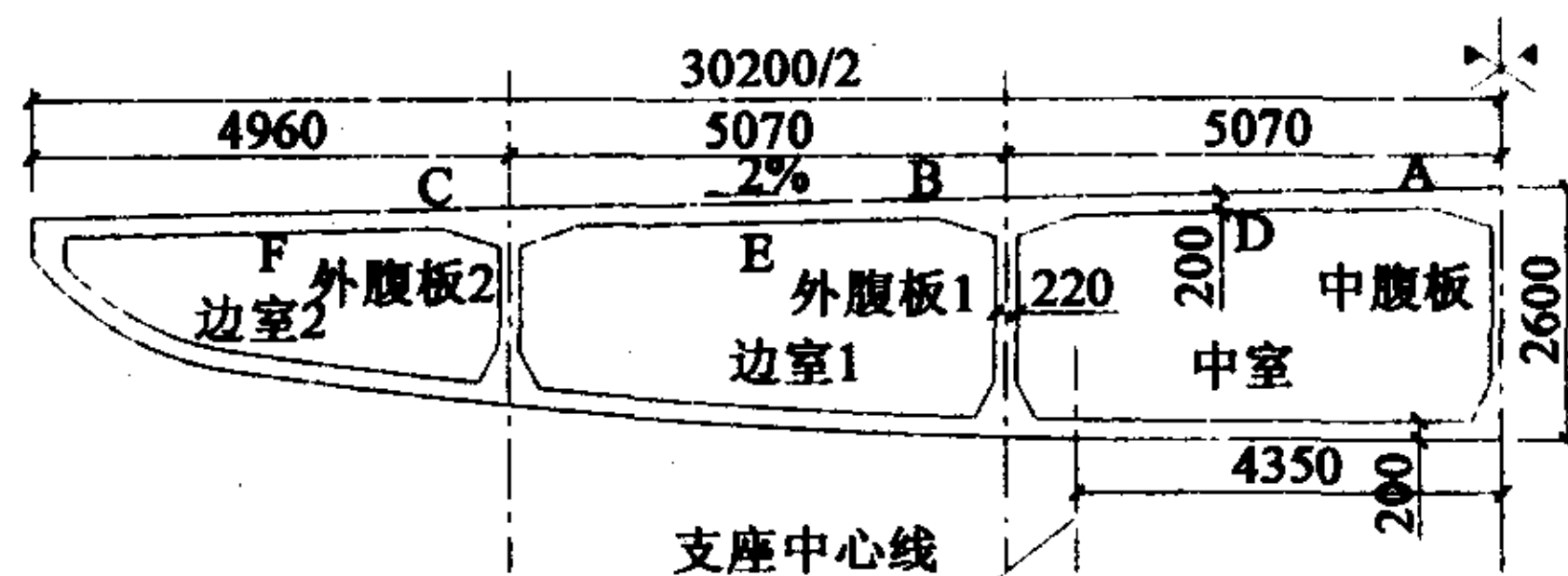


图 1 弧形底箱梁跨中截面示意图(单位: mm)

2.2 空间分析模型

(3) 2 号塔柱设防风索, 限制塔柱摆动。

改进后再次充水, 塔柱无摆动, 经核算其应力和变位不超过正常运动值。

5 结论

斜拉钢管桥是很好的跨越结构, 造价低廉, 管理方便, 施工简单, 无需大型施工设备, 适用性强。西洞倒虹吸工程大胆采用单面索和倒 Y 形钢管混凝土塔柱, 适当加设防风索, 用水电工程传统的伸缩节代替一般管桥的 U 形补偿器; 另外采用综合措施, 解决了水管充水时, 钢管和塔柱的摆动问题。初步解决了单面索斜拉钢管桥设计中风振、温度补偿和充水三个难题。

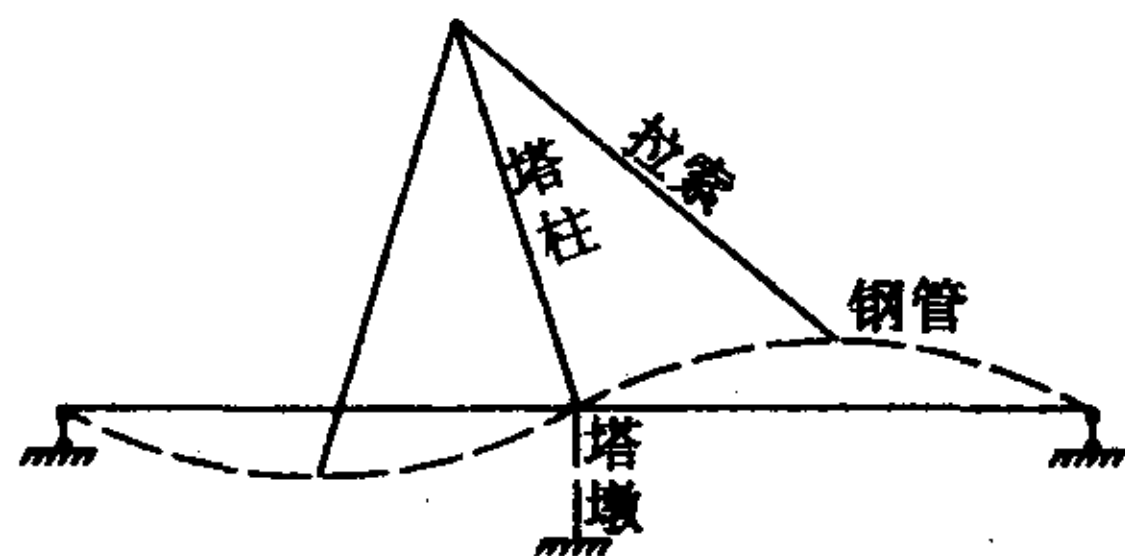


图 5 钢管、塔柱位示意图

对此, 采取以下处理措施:

(1) 在第二、第三跨中, 加设限制变位的辅助墩。即按该跨正常运动时的最大变位的高程为墩顶高程。充水时, 变位低于该高程而受到限制。使其变位不超过正常运行时的变位。

(2) 在 2 号墩附近的拉索下侧, 设反向索, 使钢管不产生向上的变位。

2.2.1 有限元模型

本文采用实体单元建立空间有限元分析模型,为突出研究的重点,本文在实桥建模时进行了一定的简化处理。原设计为 3 跨等高度连续梁,截面尺寸(顶、底板和腹板厚度)沿跨度变化,本模型中全桥按跨中截面进行等截面布置。考虑结构的对称性,取纵向 1/2 结构模型进行计算分析。

结构上荷载的横向布置如图 2 所示,采用城-B 车辆荷载。本文计算的活载工况分对称加载和不对称加载(即偏载)。其中对称加载荷载的布置如图 2 所示左右对称布置,不对称布载仅在截面一侧布置荷载。

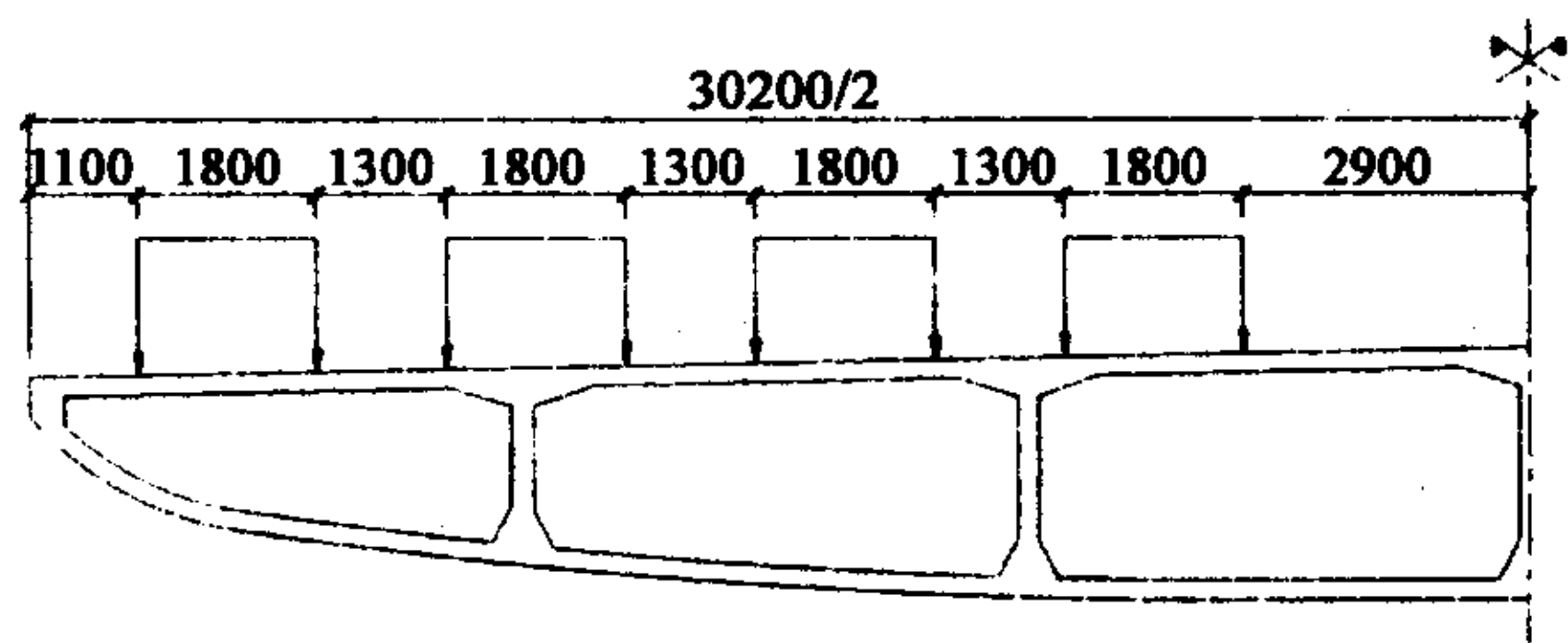


图 2 车辆荷载沿横向布置示意图(单位:mm)

2.2.2 预应力处理

在空间分析中,利用杆单元模拟预应力钢束的作用。在杆单元的节点处施加初应变用以模拟预应力的作用。预应力钢筋的根数及分布按相关设计图纸布置,预应力损失按规范[2]要求取值。

3 横梁横向预应力空间效应分析

3.1 横梁的截面形式及其横向预应力钢束的布置

横梁在支座处为实体段即墩顶实体段,外轮廓尺寸如图 1 所示,其中简支端横梁厚度为 1 m,连续端横梁厚度为 2 m。横梁横向预应力束的布置示意图如图 3 所示:

3.2 横梁横向预应力效应在空间中的分布规律

在文献[1]中对此类单箱多室箱梁在恒载和活载作用下横截面横向效应已进行了比较详细的分析。由于横截面在横向以剪切变形为主,各腹板加腋处外侧顶板顶(图 1 中位置 A、B、C)由于剪切变形与横向弯曲效应的叠加将产生较大的横向拉应力;各室中线处顶板底(图 1 中位置 D、E、F)由于集中荷载的局部效应将产生较大的横向拉应力。

横梁在横向预应力作用下,各腹板加腋处顶板顶和各室中线处顶板底将产生横向预压应力,横向预压应力沿纵向的分布规律如图 4 所示(图中应力以拉应力为正,下同)。

从图 4(a)可知,横梁横向预应力在各腹板加腋

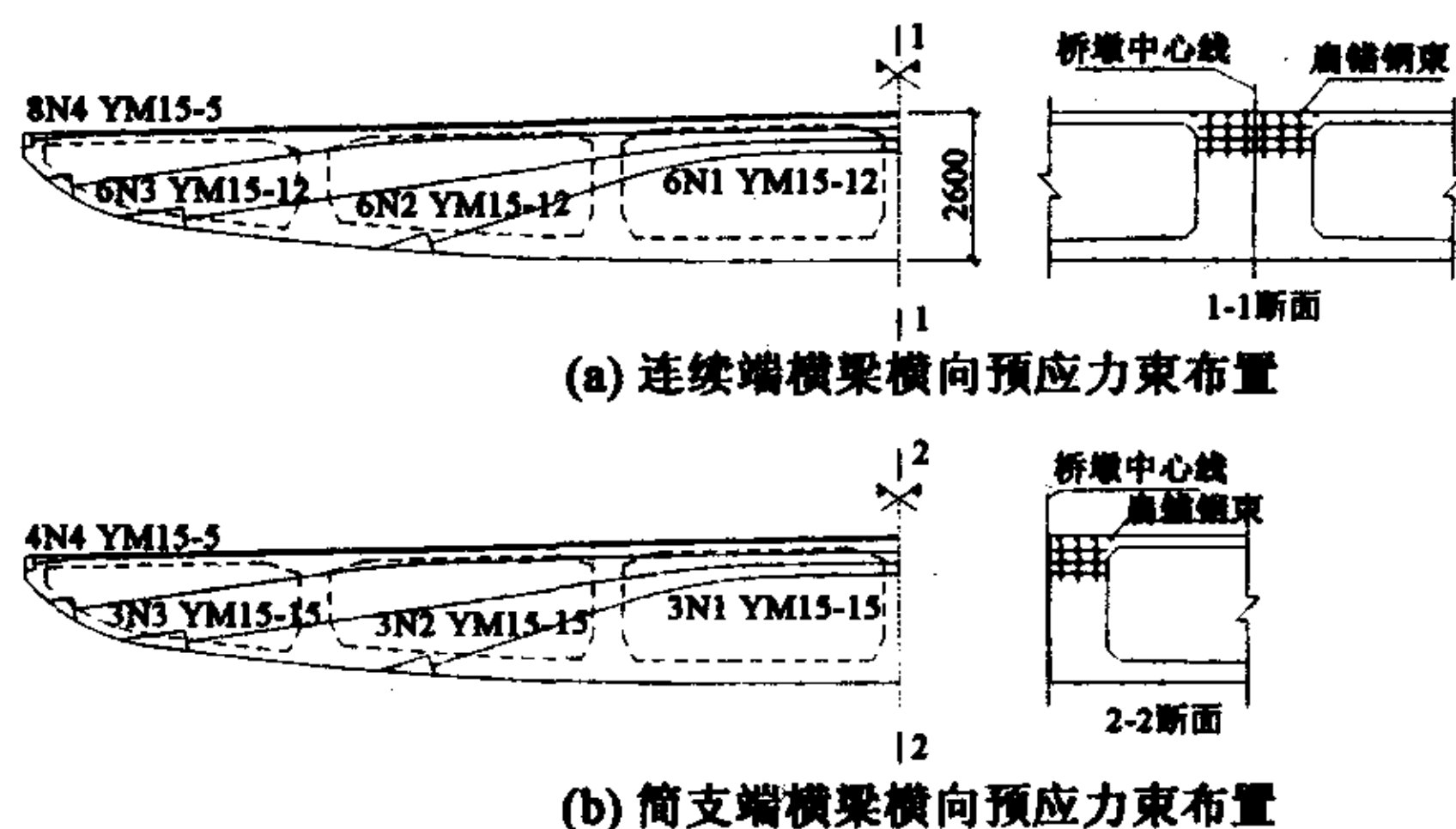


图 3 横梁横向预应力钢束布置示意图

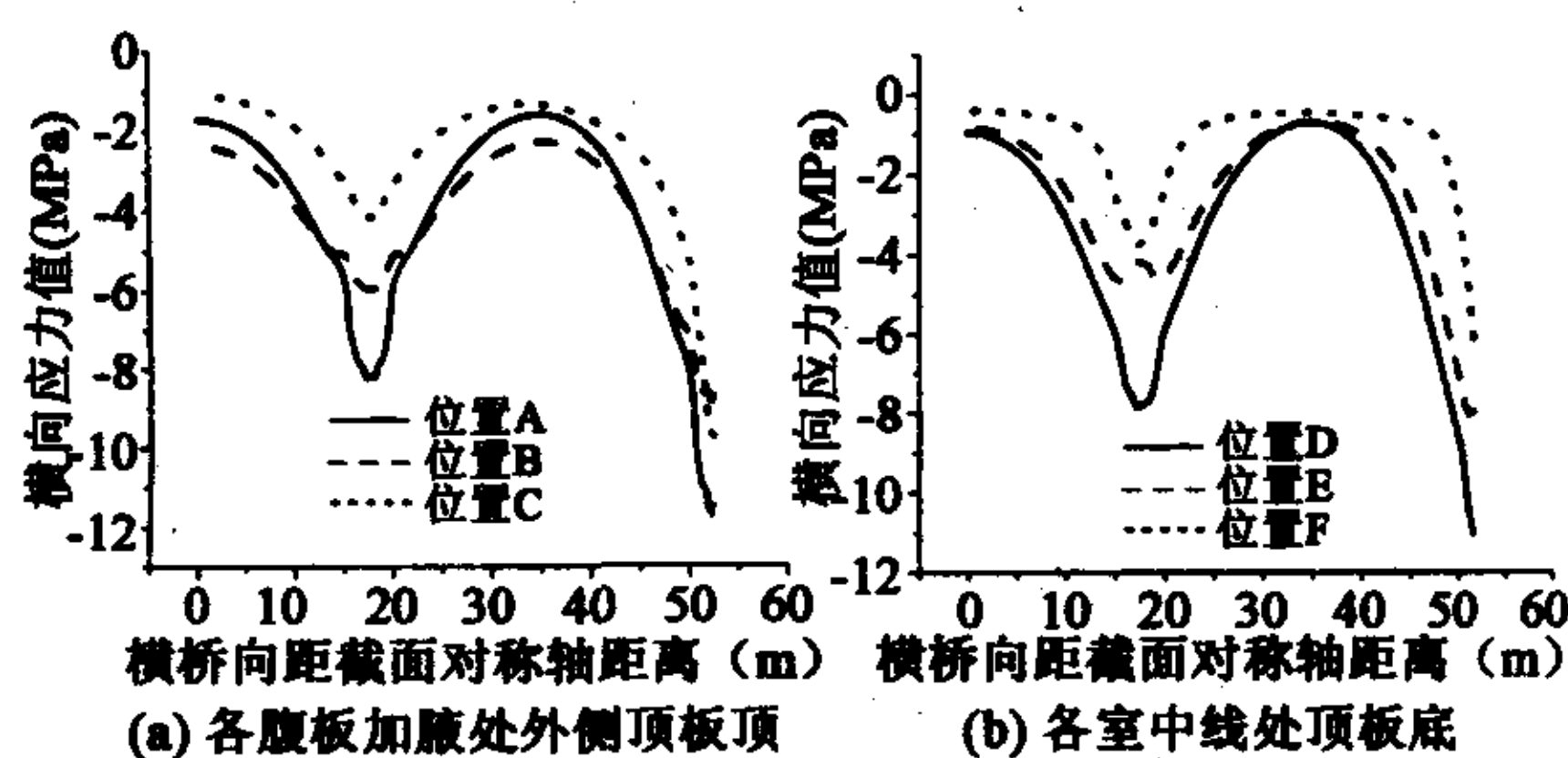


图 4 横梁预应力作用下横向预压应力沿纵向的分布曲线

外侧顶板顶产生的横向压应力沿纵向的分布规律大致相同,即沿桥纵向从横梁到跨中呈递减趋势,离横梁愈远,所受影响愈弱。以外腹板 1 加腋处外侧顶板顶为例,在连续端横梁附近产生的横向预压应力值可达 6 MPa,而在中跨跨中产生的横向预压应力值仅为 2.37 MPa。

横梁横向预应力对各腹板加腋处外侧顶板顶的影响也各不相同。在横梁附近截面处,对外腹板 2 的影响最小,对中腹板的影响最大。在跨中截面附近,横梁横向预应力对各腹板加腋处外侧顶板顶的影响规律发生变化,即变为对外腹板 2 的影响最小,对外腹板 1 的影响最大。以中跨跨中截面为例,中腹板处产生的横向预压应力值为 1.70 MPa,外腹板 1 处为 2.37 MPa,而外腹板 2 处仅为 1.09 MPa。

从图 4(b)可知,横梁横向预应力在各室中线处顶板底产生的横向应力沿纵向的分布规律与图 4(a)基本相同。横梁横向预应力对各室中线处顶板底的预压应力较小,从图中 4(b)可以看到,中室和边室 1 在中跨跨中顶板底的横向预压应力值分别为 0.96 MPa 和 0.83 MPa,边室 2 仅为 0.40 MPa。从边室 2 的变化趋势来看,曲线在离开横梁 4 m 处就突减,在全跨保持较低的应力水平。

通过计算发现当横向预应力提高 20% 时,按线性叠加原理外腹板 1 处横向预压应力从 2.37 MPa 变化到 2.85 MPa,横向预压力增加 0.48 MPa。中

腹板处横向预压应力增加 0.34 MPa, 而外腹板 2 处仅为 0.21 MPa。当横向预应力提高 20% 时, 中室 D 处横向预压应力从 0.96 MPa 变化到 1.15 MPa, 横向预压力增加 0.19 MPa。边室 1E 处横向预压应力增加 0.17 MPa, 边室 2F 处仅为 0.08 MPa。

由以上计算可见, 仅仅增加横梁的横向预应力的值并不能有效提高中跨跨中截面横向预压应力值的大小, 中跨跨中截面处的横向预压应力储备仍然较小。

3.3 横梁横向预应力作用下结构的受力分析

从上述分析可知, 横梁横向预应力在跨中截面处产生的横向预压应力值较小。为了研究在横梁横向预应力作用下结构的横向应力水平, 本文主要计算了横向最不利的荷载条件下中跨跨中截面顶板横向应力的分布规律。

图 5 是恒载、活载与横梁预应力组合作用下, 中跨跨中截面顶板顶横向应力沿横向的分布曲线。

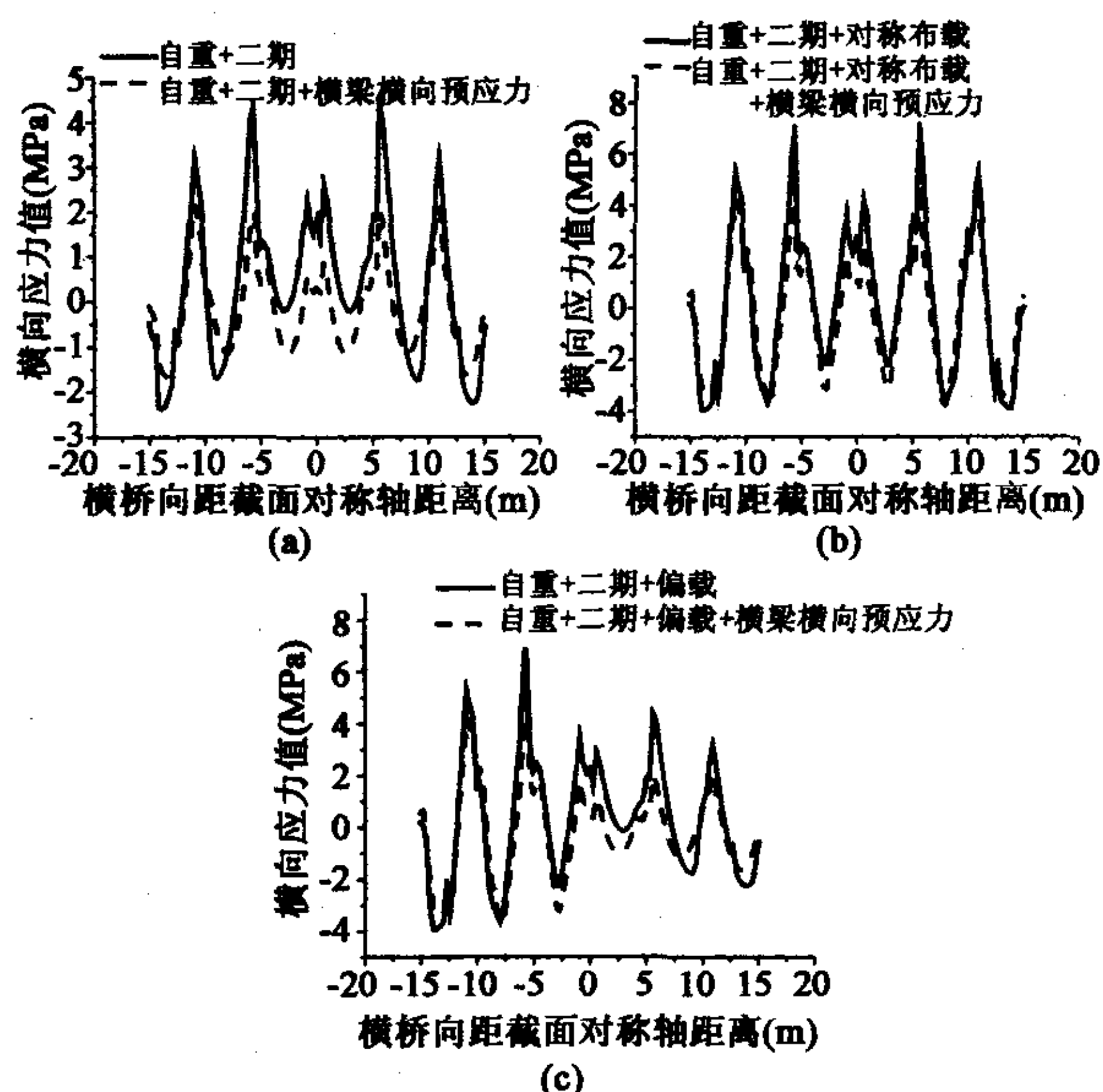


图 5 各工况作用下中跨跨中截面顶板顶横向应力沿横截面的分布曲线

从图 5 可知, 单箱多室截面横向应力沿横向呈波形分布, 各室顶板顶在腹板外侧处有拉应力峰值, 向顶板中跨过渡为压应力。这是由于箱梁横向变形主要由剪切变形引起, 这种剪切变形在各腹板外侧加腋处顶板顶会引起较大横向拉应力。在各室顶板跨中由于横向弯曲效应和集中荷载作用的影响, 在集中荷载作用处顶板底将产生横向拉应力峰值。表 1 和表 2 分别列出了各工况作用下中跨跨中截面各腹板加腋处外侧顶板顶横向拉应力峰值和各室顶板底横向拉应力峰值。其中工况 1 为自重+二期恒载; 工况 2 为自重+二期恒载+对称活载; 工况 3 为

自重+二期恒载+偏载。

表 1 各腹板处顶板顶横向拉应力峰值表 (单位: MPa)

		中腹板	边腹板 1	边腹板 2
工况 1	无预应力	2.36	3.94	3.48
	有预应力	0.63	1.71	2.34
工况 2	无预应力	3.50	6.21	5.79
	有预应力	1.82	3.98	4.64
工况 3	无预应力	3.45	6.34	5.84
	有预应力	1.77	4.11	4.70

从表 1 可知, 顶板顶横向拉应力峰值出现在偏载作用下的外腹板 1 外侧加腋处, 在横梁横向预应力作用下横向拉应力值由 6.34 MPa 降为 4.11 MPa, 降低 2.23 MPa, 降幅达 35%。虽然端横梁横向预应力作用使各腹板处顶板顶拉应力峰值降低, 但是工况 3 在预应力作用下边腹板 2 处的拉应力值为 4.70 MPa, 超过 C50 混凝土的抗拉设计强度。

表 2 各室顶板底横向拉应力峰值表 (单位: MPa)

		中室	边室 1	边室 2
工况 1	无预应力	1.38	1.83	2.60
	有预应力	0.38	0.94	1.68
工况 2	无预应力	3.10	4.54	3.81
	有预应力	2.00	3.36	2.59
工况 3	无预应力	3.27	4.61	3.86
	有预应力	2.17	3.43	2.95

从表 2 可知, 顶板底横向拉应力峰值出现在偏载作用下的边室 1 集中荷载作用处, 在横梁横向预应力作用下横向拉应力值由 4.61 MPa 降为 3.43 MPa, 降低 1.18 MPa, 降幅达 25%, 但是拉应力值也超过了 C50 混凝土的抗拉设计强度。

由于混凝土的抗拉强度较低, 截面的横向拉应力最大值达 4.7 MPa, 拉应力过大会使构件局部位位置开裂, 引起纵向裂缝。根据规范[2]中规定, 作者考虑混凝土收缩和温度效应以及普通钢筋的影响并计算了裂缝宽度。计算结果表明, 对 30.2 m 宽箱梁, 支点横向间距 8.7 m, 当桥面配置 $\phi 16 \times 150$ 钢筋时, 裂缝宽度基本分布在 0.10~0.20 mm 的范围内, 能满足规范[2]要求。根据规范[2]中第 3.1.8 条规定, 当分期浇筑水泥混凝土铺装层时, 在保证其与板有良好的结合且能共同受力的条件下, 板的计算厚度可计入部分铺装层厚度。当考虑铺装层参与顶板受力后, 顶板的横向受力状态会有所改善, 相应的裂缝宽度也会减小。在这种情况下, 对桥面板横向配筋, 可综合性能、施工、经济等因素选择 RC 或 PC 结构。

在文献[1]中对影响结构横向受力的参数进行了分析, 其中支点间距对结构横向受力影响较大, 随着两支承点之间的横向距离的减小, 顶板顶横向应

力最大值逐渐增大。由于横梁在横向预应力作用下是自平衡体系,支座间距对横向预应力的作用效应影响不大。当支座横向间距较小时,还以考虑在顶板中配置横向预应力钢筋为宜。

4 顶板横向预应力空间效应分析

4.1 顶板横向预应力钢束的布置

顶板横向预应力钢束的布置示意图如图 6 所示,本文中顶板横向预应力钢束在跨中部位纵向间距按 0.5 m 计算。

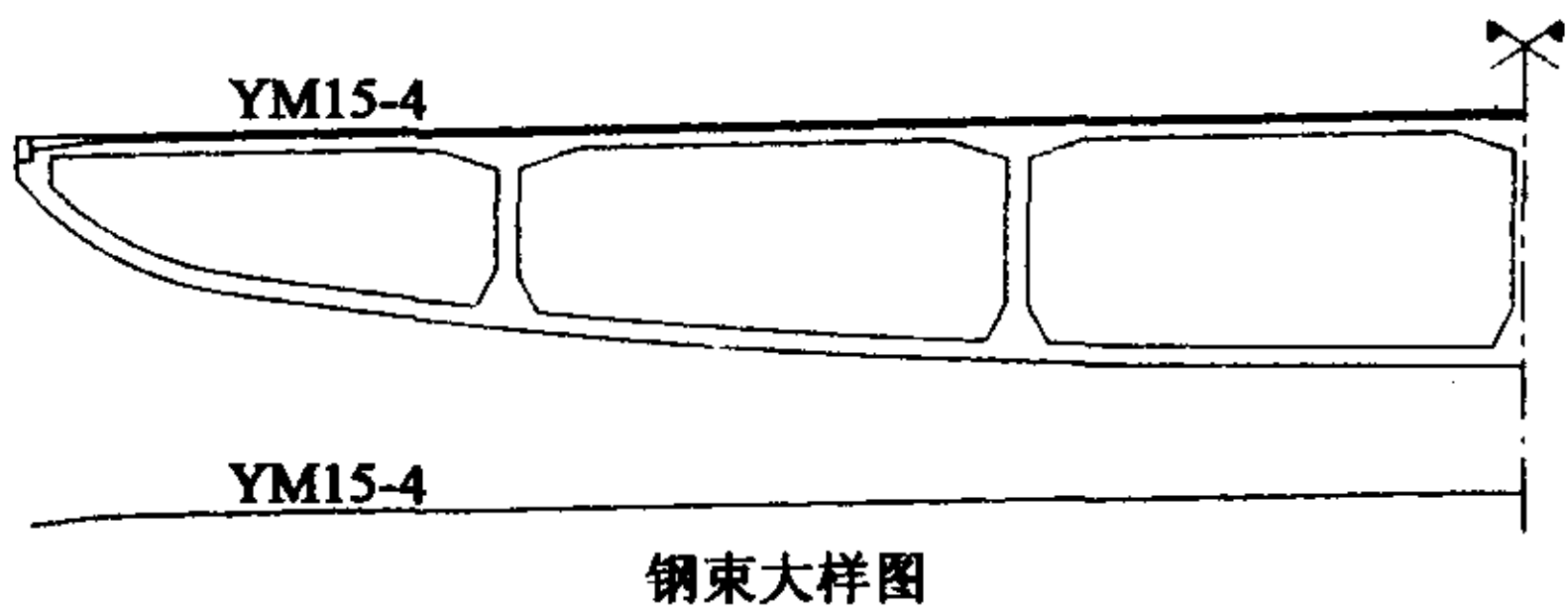


图 6 顶板横向预应力钢束布置示意图

4.2 顶板横向预应力作用下结构的受力分析

由计算结果可知,在顶板横向预应力作用后,各腹板处顶板顶拉应力峰值有所下降。表 3 和表 4 分别列出在考虑横梁预应力和顶板横向预应力后,各工况作用下中跨跨中截面顶板顶和顶板底横向拉应力峰值。

从表 3 可知,配置顶板横向预应力后,各腹板处顶板顶横向应力有所下降,从表 1 中的最大值 4.70 MPa 降为 3.66 MPa,降幅达 22%,最大值位于边腹板 2 加腋处顶板顶。

从表 4 可知,在顶板横向预应力作用下,各室顶板底由于集中荷载引起的横向应力峰值明显下降。在自重和二期恒载作用下,考虑横向预应力后顶板底横向应力由拉应力变为压应力。集中荷载作用处的顶板底拉应力在 1 MPa 左右,应力水平明显降低。边室 1 处顶板底的横向拉应力峰值由表 2 中的最大值 3.43 MPa,降为 1.09 MP,降幅达 68%。

表 3 各腹板处顶板顶横向拉应力峰值表(单位:MPa)

	中腹板	边腹板 1	边腹板 2
工况 1	-0.34	0.15	1.30
工况 2	0.41	2.42	3.60
工况 3	0.36	2.55	3.66

表 4 各室顶板底横向拉应力峰值表(单位:MPa)

	中室	边室 1	边室 2
工况 1	-1.25	-1.41	-0.17
工况 2	0.32	1.02	1.04
工况 3	0.49	1.09	1.09

从上述分析可知,在顶板配置横向预应力钢束后能降低顶底板横向拉应力的水平,尤其是能有效改善由于集中荷载作用而引起的横向弯曲引起的集中效应。

5 结论

(1)弧形底宽箱梁横梁横向预应力对结构横向应力的影响沿纵向的分布规律为,在支座截面影响较大,沿纵向向跨中衰减很快。箱梁的宽跨比越大,横梁横向预应力对结构横向应力的影响也越大。

(2)横梁预应力对顶板的影响,在跨中截面附近,对中室及中腹板外侧加腋处的影响较大,而对边室及边腹板外侧加腋处的影响较小。

(3)仅仅增大横梁横向预应力的大小不能有效增加中跨跨中截面处的横向预压应力值。顶板横向预应力能有效增加顶板横向预压应力。设计人员应综合考虑各种因素,根据结构横向应力水平决定箱梁顶板配置普通横向钢筋或横向预应力钢筋。

参考文献

[1]陆光闰,曹中银,徐科英,秘志辉.城市高架弧形底宽箱梁桥横向效应的有限元分析[J].中国市政工程.2004,(4):17~20.
[2]JTJ021-1989 公路桥涵设计规范[M].北京:人民交通出版社,1989.
[3]范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2001.

深圳将诞生第一条免费高速公路

深圳东部沿海高速公路莲塘至盐田段将连接盐坝高速公路,西接罗湖区、东联盐田港,是深圳市通往惠州的第二通道,是目前深圳市第一条免费高速公路。该方案路线总长 11.34 km,双向 6 车道按计算行车速度 80 km/h 的高速公路标准修建。主要工程有高架桥 4.59 km,隧道 7 座,其中最长隧道长 1.57 km。项目总投资约为 20 亿元,2005 年年初动工,到 2006 年年底交付使用。