

# 预应力混凝土箱梁桥底板开裂机理 及简化设计方法

项贻强<sup>1</sup> 唐国斌<sup>1</sup> 刘成熹

(1 浙江大学土木工程系 中国浙江杭州 310058)

**摘要:**针对悬臂施工预应力混凝土箱梁合龙过程中底板开裂问题,本文对其破坏的机理和防治进行研究。以某预应力混凝土连续箱梁桥为例,对该箱梁的施工过程进行模拟,通过考虑材料非线性对底板开裂的过程进行仿真分析,并对底板崩裂的机理进行分析,在此基础上根据规范提出防治措施供设计应用。结果表明,由于合龙束孔道的影响,孔肋为受力最不利区域,在径向力作用下,孔肋的斜裂缝和撕裂裂缝是导致箱梁破坏的主要原因。在今后箱梁设计中,底板横向除应满足抗剪承载力外,孔肋尚需满足最小孔道间距的要求。

**关键词:**桥梁工程 箱梁 施工过程 破坏 非线性

**DOI:** 10.13211/j.cnki.pstech.2015.06.001

预应力混凝土箱梁底板崩裂是悬臂施工箱梁桥在合龙阶段,由于底板合龙束张拉而导致的底板开裂、预应力束崩出、混凝土分层及剥落现象,是近年来国内连续箱梁桥和连续刚构桥施工中遇到的新问题。

对于箱梁底板崩裂问题的研究,美国学者Podolny<sup>[1]</sup>,法国学者Chatelain<sup>[2]</sup>较早地通过定性分析提出曲线预应束张拉时产生的径向力是引起底板开裂的主要原因;韩国学者Moon DoYoung<sup>[3]</sup>利用板壳单元进行施工过程分析,对类似的问题进行研究。在国内,1997年黎增丰<sup>[4]</sup>对潭州大桥底板崩裂事故及修复方案进行了介绍。随后,何海等<sup>[5]</sup>也对崩裂问题进行了定性分析。近年来,魏永乐<sup>[6]</sup>、王蒂<sup>[7]</sup>、郭丰哲<sup>[8]</sup>等结合实际工程,通过有限元进行弹性分析,探讨了底板崩裂的原因。彭元诚<sup>[9]</sup>对这类问题的研究进行了总结,提出崩裂破坏形态的分类。总体而言,国内的研究已引起了设计和施工单位的重视,加深了人们对箱梁底板崩裂问题的认识。

然而,值得注意的是已有研究大都在弹性范围内进行的,而实际上发生事故的箱梁,其底板在破坏前势必进入塑性阶段,采用弹性分析难以考虑材料性质的变化,也不能描述底板崩裂破坏

的过程,更不能揭示底板崩裂破坏的机理。本文通过对某预应力混凝土连续箱梁桥施工过程的模拟,分析箱梁底板从弹性到塑性的受力状态,探讨其崩裂破坏的形态和机理,并提出相应的防治措施,以期在今后的工程中避免类似事故的发生。

## 1 曲线预应力束的应力场

已有研究指出引起箱梁底板开裂的主要原因是底板预应力束的附加效应。这里首先对曲线预应力束的空间效应进行分析。对后张预应力混凝土构件,曲线预应力形成机理上与直线有所不同。直线预应力钢绞线主要通过锚头挤压构件端部,借此向内传递压力;而曲线预应力筋则是通过预应力钢绞线张拉变形挤压孔道壁,使混凝土形成预压应力。

设曲线预应力钢束的空间位置 $r=\{x(s), y(s), z(s)\}^t$ ,如图1所示,其中 $n$ 为预应力筋曲率方向单位向量, $s$ 为切向单位向量, $m$ 为正交 $n$ 、 $s$ 单位向量。为分析空间预应力钢筋的受力情况,在预应力钢束中任取一微段 $ds$ ,设微段中点处预应力钢束的张力为 $T_s$ ,则微段两端的张力为 $T_s \pm \frac{1}{2} \frac{dT_s}{ds} ds$ ,图中 $p_n$ 、 $p_s$ 和 $p_m$ 为相应方向的外力分量,于是有平衡关系可得:

$$\left(T_s + \frac{1}{2} \frac{dT_s}{ds} ds\right) \left(s + \frac{1}{2} \frac{ds}{ds} ds\right) - \left(T_s - \frac{1}{2} \frac{dT_s}{ds} ds\right) \times \left(s - \frac{1}{2} \frac{ds}{ds} ds\right) + (p_n s + p_s n + p_m m) ds = 0 \quad (1)$$

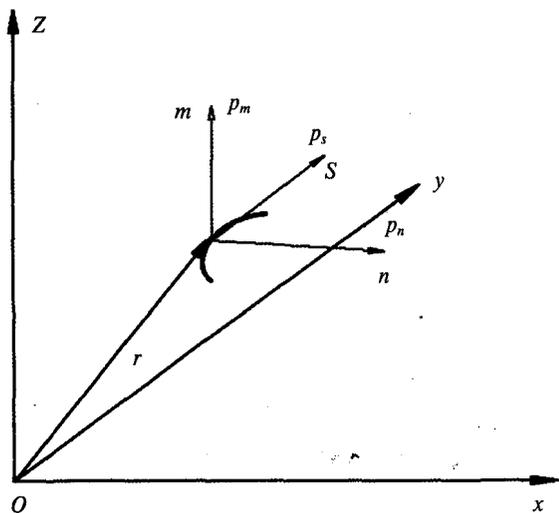


图1 曲线预应力束的等效荷载

由  $ds/ds = kn$ , 式中  $k$  为  $s$  点的曲率, 则:

$$T_s kn + \frac{dT_s}{ds} s = -(p_n n + p_s s + p_m m) \quad (2)$$

写成标量形式:

$$p_n = -kT_s, \quad p_s = -\frac{dT_s}{ds} s, \quad p_m = 0 \quad (3)$$

根据上述曲线预应力作用机理, 预应力钢筋在张拉和锚固过程中对混凝土将产生两种作用, 即预应力钢筋对孔道壁的径向挤压力和切向拖曳力。对预应力混凝土箱梁而言, 预应力束与孔道壁的摩擦系数一般位于0.15~0.30之间, 三维有限元分析表明, 切向拖曳力对底板混凝土应力状态的影响甚微, 其数值不超过由径向挤压力所引起应力的5%。因此, 在进行底板崩裂分析时, 忽略预应力对孔道的切向拖曳力是可行的。

## 2 计算模型

### 2.1 施工过程的底板

某跨径50m+80m+50m的三跨预应力混凝土连续箱梁桥, 如图2所示。底板线形采用半径256.8m的圆曲线, 中跨跨中附近16m直线段; 箱梁顶板宽度15.8m, 底板宽度从跨中截面6.8m渐变至支座截面5.969m; 全联顶板厚25cm, 底板变厚度从跨中的25cm到主孔支点处的70cm。该桥采用悬臂挂法施工, 纵向共划分9个节段, 中跨底板共布置30束合龙束, 其分布情况如图4所示, 合龙束采用12-7φ5钢绞线, 锚下张拉控制力2344kN, 在其张拉过程中, 7号块底板出现裂缝, 管道保护层混凝土剥落, 崩裂处底板配筋如图5所示。

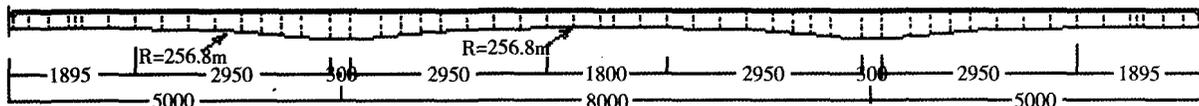


图2 箱梁跨径布置

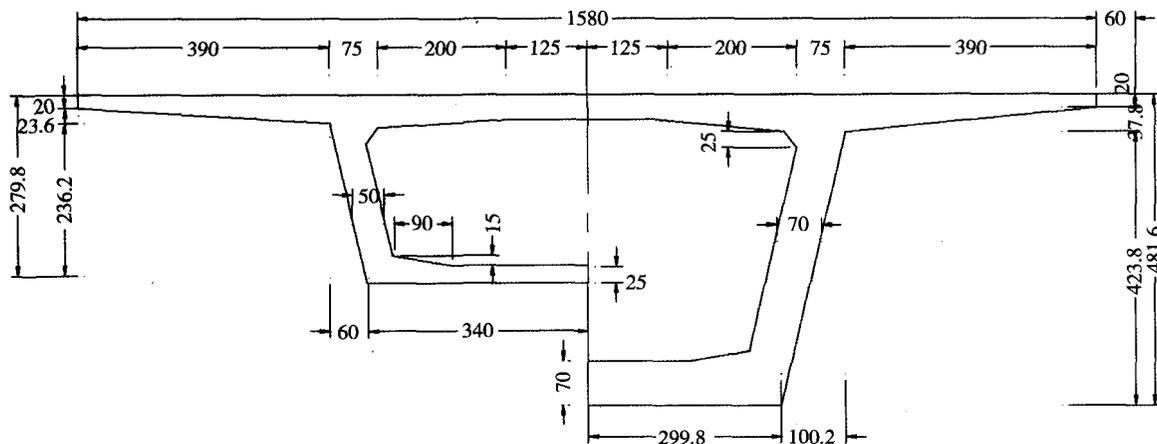


图3 箱梁中支点和跨中截面特征

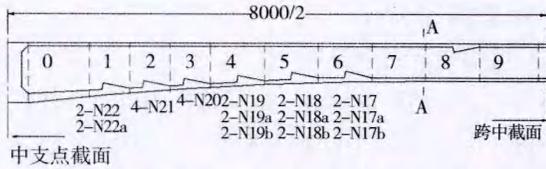


图4 箱梁施工节段和底板合龙束布置 (单位: cm)

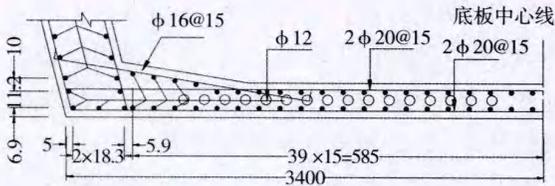


图5 I-I截面底板配筋图 (单位: mm)

为了分析底板崩裂的原因, 首先采用实体单元进行整桥施工过程弹性分析, 图6给出了箱梁中跨合龙束张拉后箱梁底板的应力状态。结果表明, 在合龙束张拉引起的径向力作用下, 底板下缘横向拉应力已远大于混凝土抗拉强度, 从而导致纵向开裂, 这方面研究在文献[10]中有详细介绍。本文在此基础上, 基于弹塑性理论对施工过程中底板的开裂过程和破坏机理进行分析。

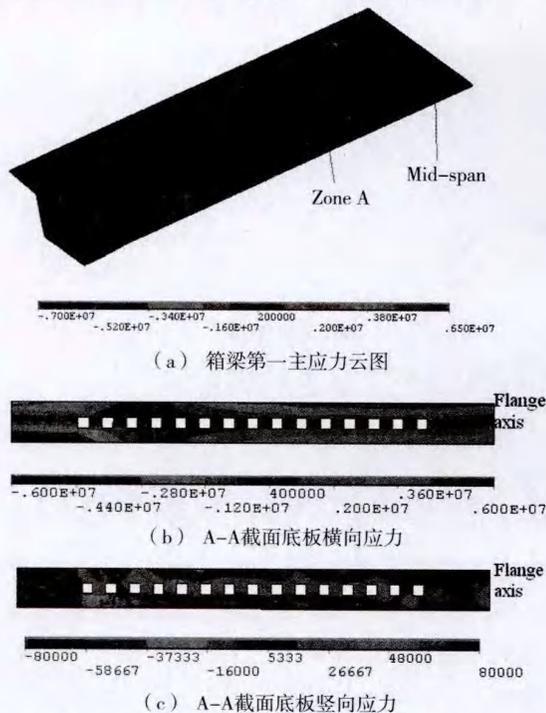


图6 中跨合龙束张拉后箱梁底板的应力状态 (单位: Pa)

### 3 开裂底板的非线性分析

#### 3.1 有限元模型

基于平面框架法的假设<sup>[11]</sup>, 非线性分析采用

局部模型计算, 取崩裂处A-A截面附近单位梁段建模。考虑到纵向应力的影响, 将整桥弹性分析计算的纵向应力分布作为初始面力施加于局部模型, 并在随后的计算中根据施工过程更新此荷载。

箱梁有限元模型采用钢筋混凝土分离和整体结合式模型。其中, 顶板和腹板普通钢筋及纵向钢筋采用整体式建模, 将钢筋弥散于整个单元中; 底板横向钢筋、顶板横向和腹板竖向预应力筋, 采用分离式建模, 通过节点耦合使其与混凝土单元共同受力, 同时对底板合龙束孔道进行模拟。有限元模型如图7所示, 其中混凝土采用三维8节点等参元, 每个单元有8个高斯积分点, 普通钢筋和预应力筋采用空间杆单元, 模型共划分1580个单元, 6468个自由度。

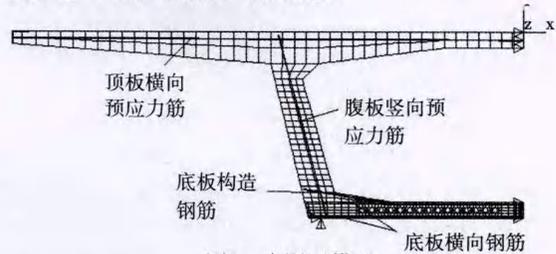


图7 有限元模型

#### 3.2 材料本构

受压区混凝土本构模型采用各向同性弹性模型和多线性随动强化模型(MISO)模拟, 混凝土在多向应力下的应力和应变关系服从单一曲线假设, 这里采用Hognested建议的曲线<sup>[12]</sup>, 由二次抛物线(上升段)和直线段(下降段)组成, 如图8a)所示, 其关系式为:

当 $\epsilon_c < \epsilon_0$ 时:

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (4)$$

当 $\epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$ 时:

$$\sigma_c = f_c \left[ 1 - 0.15 \left( \frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \right] \quad (5)$$

式中:  $f_c$  为混凝土单轴抗压强度;  $\epsilon_{cu}$  为受压区混凝土极限压应变;  $\epsilon_0$  为应力峰值对应应变, 取  $\epsilon_0 = 2 f_c / E_0$ , 其中  $E_0$  为混凝土的受压初始弹性模量。预应力钢筋和普通钢筋均采用双折线弹塑性强化模型, 如图8b)所示, 其中  $\sigma_{py}$  和  $\epsilon_{py}$  为屈服应力和屈服应变,  $\sigma_{pu}$  和  $\epsilon_{pu}$  为极限强度和极限应变。

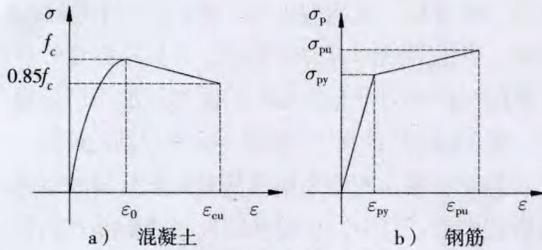


图8 材料的本构关系

### 3.3 开裂模拟

混凝土裂缝处理采用弥散固定裂缝模型，并考虑混凝土材料的软化性能，引入混凝土受拉软化模型，如图9所示，其中 $\epsilon_f$ 为最大拉应变，取 $\epsilon_f = 6\epsilon_t$ ， $R_t$ 为软化段的割线模量， $\tau$ 为材料参数<sup>[13]</sup>。

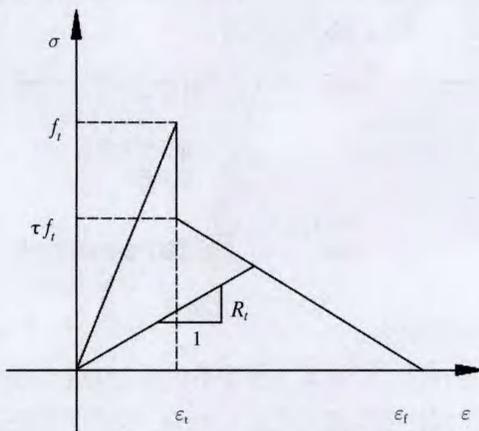


图9 混凝土软化模型

## 4 施工过程及荷载步

箱梁的应力状态与施工过程密切相关，根据实际中跨合龙束的张拉过程将非线性分析分为7个荷载步。第1荷载步计算合龙束张拉前结构的应力状态，计算荷载包括结构自重、初始纵向应力、顶板横向和腹板竖向预应力效应，这里预应力效应采用等效降温模拟；第2~7荷载步分别模拟22~17号合龙束张拉施工过程，预应力效应由等效荷载模拟，图10绘出各荷载步新增径向力作用位置。

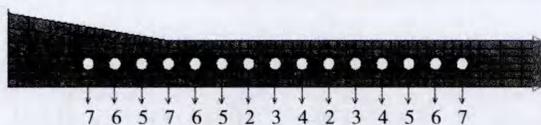


图10 不同荷载步新增径向力作用位置

## 5 计算结果分析

### 5.1 底板破坏过程分析

基于上述理论对建立的局部模型进行非线性分析，图11绘出不同施工阶段底板裂缝发展情况。由图可知，在张拉20号合龙束时，箱梁底板下缘出现纵向裂缝；在张拉19号合龙束时，横向跨中的纵向裂缝向上扩展，负弯矩区的纵向裂缝发展成为弯剪斜裂缝，部分孔肋的上下缘出现成对的撕裂裂缝；随后张拉18和17号预应力束时，底板纵向裂缝未有明显变化，而斜裂缝和撕裂裂缝迅速开展，最终导致孔肋混凝土破坏。

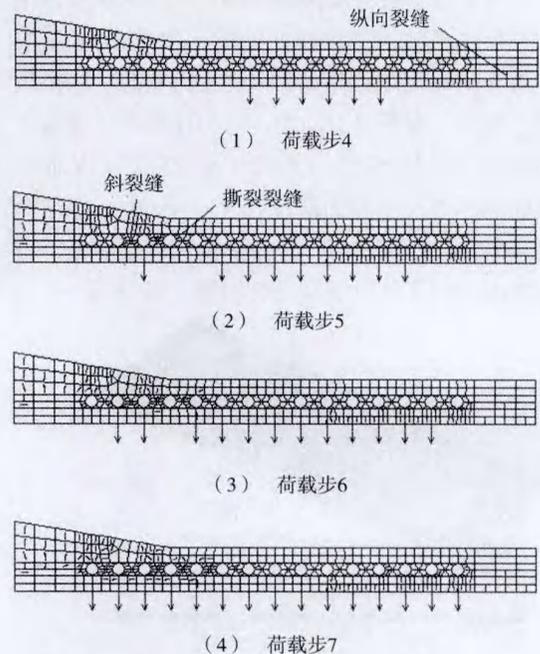


图11 径向力作用下箱梁底板开裂的过程

上述结果表明，合龙束张拉过程中，底板的开裂由纵向出现裂缝开始，至孔肋混凝土破坏结束。底板的破坏模式为径向力作用下横向剪切破坏，这与已往的结论不同。Podolny认为底板崩裂是由孔肋混凝土受拉破坏而致<sup>[11]</sup>；文献[7]认为合龙过程中底板横向压应力过大发生失稳破坏。文献[9]提出底板可能的破坏模式为孔道上下层分离拉裂和孔道下混凝土冲切破坏。图12为某箱梁底板崩裂破坏形态，图中的②、④处为斜裂缝，①、③处混凝土已碎裂，并且在③处孔肋上下缘有水平撕裂裂缝，从而验证本文分析结果。

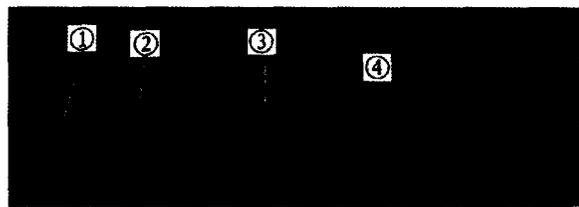


图12 箱梁底板破坏形态

## 5.2 破坏机理分析

从箱梁底板破坏的过程来看,底板横向抗剪承载力不足是破坏的主要原因。目前箱梁设计中,横向内力的计算一般只考虑结构恒载和活载的作用,施工过程中的径向力并不参与组合。在截面设计时,通常也只配置横向抗弯钢筋,并不设置横向抗剪箍筋,因而底板横向抗剪强度仅由混凝土提供。对于早期设计的箱梁,由于底板厚度较大,且张拉锚固力相对较小,径向力作用可能不致使底板发生崩裂。而近年来,随着大吨位预应力束的应用,及底板线形曲率的增大,施工过程中的径向力效应显著提高;同时,由于箱梁优化设计的推广,底板厚度日趋变薄,由底板混凝土提供的抗剪强度也随之减小。在这双重不利因素的影响下,如果底板横向仍不进行抗剪设计,其崩裂的可能性将明显增大。

此外,由于预应力束孔道的存在,底板的受力性能有一定的影响,孔肋的撕裂裂缝也是孔道间混凝土破坏的重要原因。这里对孔肋的受力状态进行分析,图13所示为相邻两孔道中心之间底板脱离体的受力情况,就只承受径向力作用的底板而言,脱离体两侧剪力保持不变,均为 $Q$ ;两侧承担外弯矩 $M_1$ 和 $M_2$ ,且可以用相应的钢筋拉力 $T_1$ 、 $T_2$ 和压区合力 $C_1$ 、 $C_2$ 代替。若假定脱离体两侧截面的内力臂均为 $Z$ ,则孔肋水平截面所承担的剪力为:

$$Q_r = T_2 - T_1 = C_1 - C_2 \quad (6)$$

经推导可写为:

$$Q_r = Q_s / Z \quad (7)$$

如果近似取内力臂 $Z$ 为上下缘最薄处截面中心之间的距离,即 $Z = d + c$ ,从而:

$$Q_r = Q_s / (d + c) \quad (8)$$

考虑到底板孔道保护层厚度与孔道间距相差

不大,于是有 $Q_r \approx Q$ ,这表明孔肋承担的水平剪力与底板横向剪力相当。

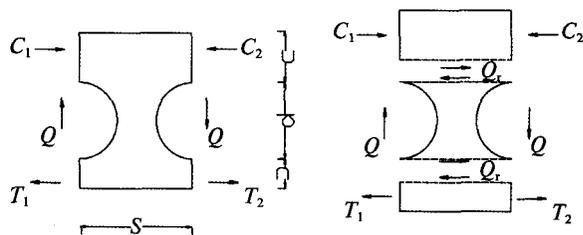


图13 底板脱离体受力情况

在底板出现纵向裂缝之前,横向剪力 $Q$ 由孔道上下混凝土共同承担,当孔道下方混凝土开裂以后,虽然横向剪力主要由上方混凝土承担,但由于孔道上方处于压剪复合受力状态,其抗剪能力会得以大幅提高,因而对抗剪起控制作用的不是孔道上下方混凝土,而是基本上处于纯剪状态的孔肋,这也解释非线性分析和工程实际中底板孔肋发生剪切破坏的现象。

## 6 箱梁底板开裂破坏形态

径向力作用下变截面箱梁底板受力性能之所以复杂,一方面在于径向力使底板横向受弯、剪作用,另一方面径向力直接施加于孔道上使底板局部受冲切作用。这两种作用效应贯穿于合龙束张拉的全过程,根据结构形式的不同,可能使底板出现不同形式的裂缝或破坏形态。

对箱梁底板破坏形态的研究,不同学者有不同的分类。通过对多座预应力混凝土连续刚构桥底板开裂事故的调查,底板破坏时存在有预应力钢束定位不准、波纹管间距过小、混凝土振捣不密实、上下层之间的连接钢筋设置较少或不设置等施工缺陷,将箱梁底板典型的开裂形式概括为四类。

### (1) 底板横向挠曲产生的纵向开裂;

箱梁底板的纵向开裂,主要是在预应力混凝土连续箱梁中跨合龙束张拉阶段,在预应力束径向力作用下,底板下缘往往横向弯拉应力过大导致底板出现纵向裂缝。由于箱梁底板横向通常按照钢筋混凝土结构设计,因而其抗裂能力较弱。

### (2) 底板横向的剪切裂缝

预应力箱梁底板的横向的剪切裂缝主要是箱

底板径向力向两侧腹板的传递过程中,由于底板横向正截面和斜截面抗裂强度不足,在横桥向竖向剪力的作用下产生较大的斜裂缝。综合本文分析结果及对部分工程实例的调查,剪切裂缝的形式包括:弯剪裂缝、腹剪裂缝和撕裂裂缝。底板横向弯剪裂缝主要出现在箱梁底板横向弯矩和剪力都较大的位置。

### (3) 预应力束局部崩出(剪出)

预应力混凝土连续箱梁在预应力束局部径向力的作用下,由于孔道混凝土保护层厚度较小、合龙束管道局部折弯、底板的竖向钢筋的配置不合理或浇筑的混凝土质量存在缺陷时,易出现底板预应力束的崩出破坏,底板的这种破坏属于局部破坏,通常带有脆性性质。

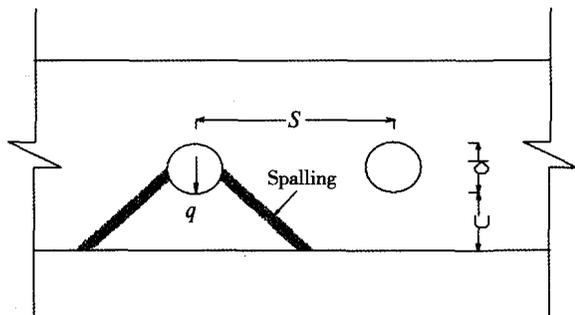


图15 钢束局部崩出的计算模型

合龙束的局部崩出破坏具有冲切破坏的特征,可采用冲切破坏分析的方法,忽略试件中的弯曲效应的影响,按理想的刚塑性破坏模型来研究。假设钢束崩出破坏面为一45°平面,如图15,不考虑底板横向普通钢筋的贡献,该平面上拉应力达到混凝土抗拉强度时,保护层混凝土即发生崩裂,于是达到极限状态时的径向力为:

$$q = 2f_t(c + 0.5d) \quad (9)$$

式中,  $f_t$  为混凝土抗拉强度设计值,  $c$  为箱梁底板预应力孔道保护层的厚度,  $d$  为预应力孔道直径。

### (4) 底板混凝土的上下层分离

箱底板孔道间混凝土的竖向拉裂是由于预应力钢束管道对截面的削弱及布束过于集中等构造不当引起的,表现为大面积起鼓或大块脱离。竖向拉裂同样属于局部破坏。对于这种开裂形式,可假设其裂缝面平行于底板,如图16所示。

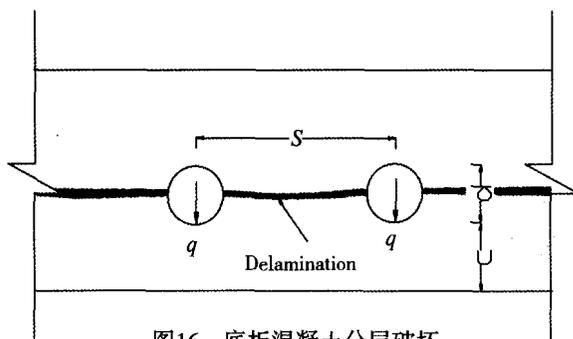


图16 底板混凝土分层破坏

则破坏时径向力为:

$$q = f_t(s - d) \quad (10)$$

式中,  $f_t$  为混凝土抗拉强度设计值,  $s$  为箱梁底板预应力孔道的间距,  $d$  为预应力孔道直径。

由式(9)和式(10)可知,

当

$$2f_t(c + 0.5d) \leq f_t(s - d) \quad (11)$$

$$\text{即当 } c \leq s/2 - d \quad (12)$$

底板破坏由式(9)控制,底板中的钢束将局部崩出,反之底板将出现分层破坏。由此可知,这两种破坏形式取决于预应力束的间距和保护层厚度。图17绘出不同保护层厚度下,底板发生不同破坏方式所需的径向力。图中纵向开裂的计算结果由空间有限元计算获得,分层破坏的结果取  $s/d=3$  时的情形。从图中可以看出,底板的破坏类型与保护层厚度有关,对典型箱梁,通常纵向开裂所需的径向力最小,即纵向开裂始终先于局部破坏出现。当  $c/d < 0.5$  时,底板先纵向开裂后钢束崩出;当  $c/d > 0.5$  时,底板先纵向开裂后分层破坏。

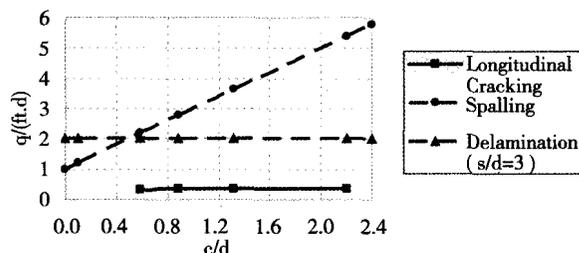


图17 箱梁底板的设计参数与破坏类型之间的关系

## 7 防治的简化设计方法

许多学者都提出过箱梁底板崩裂防治措施,由于对底板崩裂机理的认识不同,提出的防治方法也有差异。本文基于上述分析结果,提出相应

的防治措施如下。

### 7.1 径向力效应计算

径向力作用下箱梁底板的横向弯矩和剪力计算,可取单位长梁段应用平面框架法计算。三维有限元分析表明,采用等效径向力的计算结果与实际张拉过程中预应力效应相差不足10%,因而可将最大剪力和弯矩乘以1.1的修正系数。

此外,设计采用的横向弯矩和剪力,应是由恒载、畸变荷载和径向力等三者作用效应乘以相应的组合系数后组成。

### 7.2 底板横向正截面配筋设计

如果底板横向发生横向弯曲破坏,则其受弯承载力仍由受拉区的钢筋拉力和受压区的混凝土压应力合力形成的内力抵抗矩构成,孔道对受弯性能影响不大,因而,正截面设计仍可采用桥规的相关条文进行。只是为避免纵向开裂,应适当减小径向力或增大底板厚度以减小张拉过程中横向弯拉应力<sup>[10]</sup>。

### 7.3 底板横向斜截面配筋设计

由于孔道的存在,削弱了底板混凝土的有效截面,截面受力不连续,其抗剪性能与一般实心混凝土结构不同,徐有邻等<sup>[14]</sup>试验验证了类似带孔道结构剪力传递的缺陷,但现行桥梁设计规范对此没有明确的规定和限制<sup>[15]</sup>。

为了合理地计算底板横向斜截面的承载力,这里借鉴《现浇混凝土空心楼盖结构技术规程》(CECS175:2004)的规定<sup>[16]</sup>,将按照桥规计算的横向抗剪承载力乘以受剪计算系数 $\beta_v$ , $\beta_v$ 的大小与孔径尺寸有关,这里取0.6。对于计算不需配置抗剪钢筋(防崩钢筋)的底板,在合龙段及预应力束曲率变化较大处按照构造要求配置抗剪钢筋。

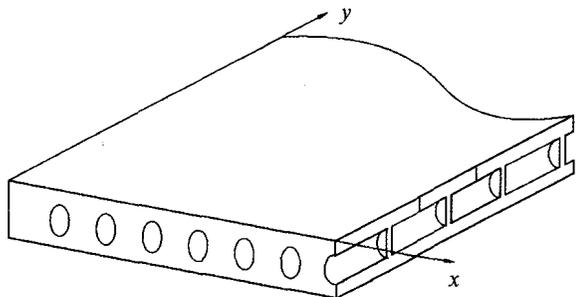


图18 混凝土空心楼盖的构造

### 7.4 最小孔道间距验算

前述分析表明,底板孔肋是受剪的薄弱环节,在水平剪力作用下孔肋易发生破坏,因而应保证孔肋有足够的厚度。若孔道间距过小,即便孔肋内配置抗剪箍筋,也不能有效的限制斜裂缝和撕裂裂缝的发展。

$$V_r^{tran} = \beta_v V_r^{long} \quad (13)$$

因此,对于承受水平剪力的孔肋而言,孔道间距 $s$ 应满足下式:

$$Q_r \leq 0.7 f_t (s-d) \quad (14)$$

式中, $Q_r$ 为沿箱梁纵向单位长度孔肋受到的水平剪力,单位N/m; $s$ 为孔道间距; $d$ 为孔道直径。考虑到水平剪力与横向剪力近似相等,可取:

$$Q \leq 0.7 f_t (s-d) \quad (15)$$

式中, $Q$ 为沿箱梁纵向单位长度底板横向剪力设计值,据此即可求得孔道的最小间距。

### 7.5 箱梁底板的横向综合设计

目前桥梁设计中,设计人员往往重视车辆活载作用下箱梁的横向设计,而缺乏对施工过程中或其他工况作用时箱梁横向效应的计算,这是导致箱梁开裂的一个主要原因。因此为了控制施工过程中箱梁的开裂,今后的设计中应加强箱梁底板的综合受力分析和设计,一方面尽可能避免预应力合龙束张拉产生较大的径向力,另一方面选用合适的底板厚度、预应力束孔道保护层厚度及钢筋配置,提高底板的抗裂能力。具体而言,主要包括以下几方面内容。

(1) 初步设计阶段:选择合理的箱梁底板线形,由于底板的低次抛物线线形使箱跨中附近产生较大的预应力等效荷载,在设计中应慎重选择。

(2) 根据底板线形计算合龙束的径向力(式3),采用平面框架法分别计算恒载及径向力的横向效应,并参与组合。在进行横向效应计算时,应选取多个特征截面进行计算,一般而言,当底板线形采用低次抛物线或圆弧时,箱跨中截面为最不利截面;采用高次抛物线时,最不利截面在偏离跨中截面出现。

(3) 选取底板横向受力最不利的组合进行截

面设计,结合箱梁底板宽度确定底板的最小厚度。

(4) 底板横向抗弯设计可根据现行规范中一般钢筋混凝土结构的相关规定。通常正常横向抗弯配筋情况下,底板横向不会出现正截面破坏,但可能出现纵向裂缝,应根据环境类别进行抗裂验算。

(5) 验算最不利位置的底板横向的竖向抗剪承载力,可根据现行规范进行承载力计算,考虑孔道对截面的削弱,将计算所得的抗剪承载力乘以折减系数0.6。

(6) 根据环境类别选取底板混凝土保护层厚度,并验算保护层厚度以避免合龙束崩出,若保护层厚度不足,应适当增加保护层厚度;若受截面限制保护层厚度不能增加时,可配置防崩钢筋。

(7) 验算合龙束孔道间距,根据式(15)进行验算,以避免孔肋混凝土竖向拉裂和剪切裂缝。

## 8 结论

本文结合工程实例,引入非线性分析理论和方法,对预应力混凝土连续箱梁桥施工过程中底板崩裂破坏的模式和机理进行了分析探讨,可以得出如下主要结论:

(1) 箱梁底板破坏是由于横向抗剪承载力不足造成的,由于底板横向没有配置抗剪箍筋,斜裂缝一旦出现便迅速开展,使底板丧失承载能力;

(2) 由于预应力束孔道的存在,底板孔肋是受力的薄弱环节,径向力作用下,孔肋附近易出现成对的撕裂裂缝;

(3) 结合底板破坏机理,提出底板横向抗剪承载力简化计算方法及最小孔道间距验算公式。

### 参考文献

- [1] Podolny, W J. The Cause of Cracking in Post Tensioned Concrete Box Girder Bridges and Retrofit Procedures. PCI Journal, 1985, 30(2): 82-139.
- [2] Chatelain J, Godart B, Duchene J L. Detection, diagnosis, and monitoring of cracked prestressed concrete bridges[C]// NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation. Maryland: Noward A, 1990: 145-159.
- [3] Moon DoYoung, Sim Jongsung, Oh Hongseob. Practical crack control during the construction of precast segmental box girder bridges[J]. Computers & structures, 2005, 83: 2584-2593.
- [4] 黎增丰, 涂常卫, 钟伟坚等. 潭洲大桥箱梁底板砼开裂事故处理[J]. 中南公路工程, 1997, 22(4): 35-40.
- [5] Li Zengfeng, Tu Changwei, Zhong Weijian et al. The management of cracking at the bottom slab of Tanzhou Bridge. [J]. Central South Highway Engineering, 1997, 22(4): 35-40.
- [5] 何海. 变高度预应力混凝土箱梁桥底板纵向裂缝成因分析及防治[J]. 中南公路工程. 2001, 26(8): 61-62.
- [6] He Hai. Longitudinal Crack cause analysis and prevention measures of box girder bridge with varying depths[J]. Central South Highway Engineering, 2001, 26(8): 61-62.
- [6] 魏乐永, 沈旭东, 肖汝诚等. 预应力混凝土连续箱梁底板崩裂破坏的机理及其对策[J]. 结构工程师, 2007, 23(2): 53-57.
- [6] Wei Leyong, Sheng Xudong, Xiao Ruchen et al. Mechanism and prevention countermeasures of cracking for bottom slab in a continuous prestressed concrete box girder[J]. Structural Engineers, 2007, 23(2): 53-57.
- [7] 王蒂, 庞志华. 预应力箱梁底板混凝土崩裂成因分析[J]. 混凝土, 2008, (11): 43-46, 61.
- [7] Wang Di, Pang Zhihua. Causes of bursting on bottom slab of prestressed concrete box beam bridge[J]. Concrete, 2008,(11): 43-46,61.
- [8] 郭丰哲, 钱永久, 李贞新. 预应力混凝土连续刚构桥合龙段底板崩裂原因分析[J]. 公路交通科技, 2005, 22(10): 68-70.
- [8] Guo Fengzhe, Qian Yongjiu, Li Zhenxin. Analysis of breaking of bottom slab in continuous prestressed concrete rigid frame bridge[J]. Journal of High way and Transportation Research and Development, 2005, 22(10): 68-70.
- [9] 彭元诚. 连续刚构箱梁底板崩裂原因分析与对策[J]. 桥梁建设, 2008, (03): 67-70, 78.
- [9] Peng Yuancheng. Cause Analysis and Countermeasures for bursting cracks in box girder bottom slabs of continuous rigid-frame bridges [J]. Bridge Construction 2008,(03): 67-70,78.
- [10] 浙江大学, 浙江省公路管理局. 预应力混凝土连续箱梁底板开裂原因分析及防治研究报告[R]. 2009.
- [10] Zhejiang University, Zhejiang Highway Administration. Cracking mechanism and prevention methods for bottom slab crack of prestressed concrete box bridge[R]. 2009.
- [11] 邵旭东, 程翔云, 李立峰. 桥梁设计与计算[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.
- [11] Shao Xuedong, Cheng Xiangyun, Li Lifeng. Bridge design & computation. Beijing: China Communications Press, 2007.
- [12] Hognestad E, Honson N W, McHenry D. Concrete stress distribution in ultimate strength design [J]. ACI Journal Proceedings, 1955, 22 (6): 455-479.
- [13] Al-Manaseer A A, Philips D V. Numerical Study of Some Post Cracking Material Parameters Affecting Nonlinear Solutions in RC Deep Beams [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1987, 14(5): 655-666.
- [14] 徐有邻, 程志军, 杨建军等. 混凝土筒芯楼板受剪承载力试验研究[C]//全国现浇混凝土空心楼盖结构技术交流会论文集. 上海: 中国工程建设标准化协会混凝土结构专业委员会, 2005: 106-112.
- [14] Xu youlin, Cheng Zhijun, Yang Zhijun et al. Experimental study on shear capacity of concrete circular hollow floor[C]//National symposium on cast-in-place hollow concrete floor system. Shanghai: Concrete Institute of China Engineering Construction Standardized Association, 2005: 106-112.
- [15] JTG D62-2004, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [15] JTG D62-2004, Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridges and culverts [S].
- [16] CECS175:2004, 现浇混凝土空心楼盖结构技术规程[S].
- [16] CECS175:2004, Technical Specification for cast-in-place hollow concrete floor system[S].