

连续结合梁桥采用顶升技术的探讨^{*}

张俊平¹, 李永河¹, 黄道沸²

(1. 广州大学土木工程学院, 广东 广州 510405;
2. 广州市政设计研究院, 广东 广州 510060)

摘要: 通过理论分析、算例、现场实测资料3个方面探讨了连续结合梁采用顶升技术进行应力调整技术的可行性; 指出了结合梁收缩徐变效应估算应注意的问题; 推导了考虑钢梁、混凝土板粘结滑移的结合梁收缩徐变长期行为的理论估算公式; 并对顶升技术应用时应注意的问题进行了探讨。

关键词: 连续结合梁; 顶升技术; 收缩徐变; 混凝土桥面板

中图分类号: U448 216; U442 5 **文献标识码:** A **文章编号:** 0529-6579 (2002) 02-0032-05

钢—混凝土结合梁是一种跨越能力大、建筑高度小的较新型的合理桥式, 目前在 30~100 m 跨径范围内, 其技术经济优势非常明显, 当跨度较大时一般多采用连续结合梁, 则其优越性更为突出。连续结合梁设计的关键问题是负弯矩区的处理方法。这是因为连续结合梁在后期荷载作用以及混凝土收缩徐变效应的影响下, 负弯矩区的混凝土桥面板常因拉应力过大而开裂, 从而导致梁体刚度降低, 混凝土板中钢筋甚至板下钢梁锈蚀, 以至降低结构的耐久性。针对这一问题, 工程界与学术界进行了有益的探索, 采取了多种方法和措施, 这些措施大致可以分为3类^[1,2]: ①采用强迫位移法施加预应力技术; ②采用施工措施来减小混凝土桥面板的拉应力; ③改良材料性能以提高混凝土抗拉强度或减小收缩徐变的影响。

在上述3类方法中, 采用中支座下落方法, 给结合梁一个强迫位移使混凝土桥面板中产生预压应力方法在欧洲、日本应用较多, 采用边支座顶升因需要一些临时设施, 应用并不多见^[3-5]。强迫位移是一种简便地施加预应力方法, 但也存在一些争议, 焦点在于所产生混凝土板的预压应力经过一段时间后, 由于混凝土收缩徐变的影响, 有效预应力会逐渐减小, 有效预应力究竟有多大成为问题的核心。文献^[4,5]所介绍的几座日本结合梁采用了中支座下落的方式施加预应力, 现场测试结果表明混凝土板中成功地导入了预应力, 并与计算结果吻合良好; 文献^[6]则通过一个数值算例说明: 由于混凝土的收缩徐变, 边支座顶升所产生的混凝土预压应力经过 300 d 以后消失殆尽。基于此, 本文通过理论分析、数值算例、实测资料对边墩顶升施加预应

力技术的合理性、可行性进行分析, 并指出了运用顶升技术时应注意的问题。

1 混凝土收缩徐变所产生的内力重分布估算

通常, 结合梁内力重分布的估算假定混凝土板的收缩徐变仅受到钢梁的约束, 然后利用内力平衡条件、曲率相容条件求解。应该指出, 这种估算方法仅适用于采用刚性剪力连接件的结合梁, 即钢梁与混凝土板粘结良好, 不会产生相对滑移的情况。实际上, 常用的剪力连接件特别是剪力钉有一定的柔性, 导致交界面产生相对滑移, 使结合梁截面产生附加曲率^[7]。考虑附加曲率, 我们在简支结合梁混凝土收缩徐变所产生的内力重分布估算公式推导的基础上, 给出连续结合梁内力重分布的估算方法。

设永久荷载产生于截面总的轴向力和弯矩分别为 N_0 和 M_0 , 在荷载开始作用时刻 τ , 由混凝土净截面 A_c 所承受的初始弯矩和轴力分别为 $M_{c(0)}$ 、 $N_{c(0)}$, 由全部钢结构截面所承受的初始弯矩和轴力分别为 $M_{s(0)}$ 、 $N_{s(0)}$ 则有

$$N_{c(0)} + N_{s(0)} = N_0 \quad (1)$$

$$M_{c(0)} + M_{s(0)} + N_{s(0)} \cdot y_{sc} = M_0 \quad (2)$$

当时间从 τ 时刻进展到 t 时刻, 混凝土与钢梁的内力将发生变化, $N_{c(0)}$ 将变化为 $N_{c(t)}$, $N_{s(0)}$ 将变化为 $N_{s(t)}$, $M_{c(0)}$ 将变化为 $M_{c(t)}$, $M_{s(0)}$ 将变化为 $M_{s(t)}$, 对于静定结构, 截面上的轴向力 N_0 与弯矩 M_0 将保持不变, 故有平衡条件

$$\Delta N_{c(t,\tau)} + \Delta N_{s(t,\tau)} = 0 \quad (3)$$

^{*} 收稿日期: 2001-10-26

基金项目: 广州市建设委员会重点资助项目

作者简介: 张俊平 (1968—), 男, 博士, 副教授; E-mail: zhangjp168@163.net

$$\Delta M_{c(t,\tau)} + \Delta M_{s(t,\tau)} + \Delta N_{s(t,\tau)} \cdot y_{sc} = 0 \tag{4}$$

其中，
$$\begin{aligned} \Delta N_{c(t,\tau)} &= N_{c(t)} - N_{c(0)} \\ \Delta N_{s(t,\tau)} &= N_{s(t)} - N_{s(0)} \\ \Delta M_{c(t,\tau)} &= M_{c(t)} - M_{c(0)} \\ \Delta M_{s(t,\tau)} &= M_{s(t)} - M_{s(0)} \end{aligned}$$

如果钢梁与混凝土板粘结良好，不产生相对滑移，钢梁、混凝土由各自轴力引起的应变增量应相等；混凝土板、钢结构的曲率增量应相等，则可写出以下 2 个变形相容方程

$$\begin{aligned} &\frac{N_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta N_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})}{E_{c(0)} A_c} + \\ &\frac{y_{sc} [M_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta M_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})]}{E_{c(0)} I_c} + \\ &\epsilon_{sh(t,\tau)} = \frac{\Delta N_{s(t,\tau)}}{E_s A_s} \end{aligned} \tag{5}$$

$$\frac{M_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta M_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})}{E_{c(0)} I_c} = \frac{\Delta M_{s(t,\tau)}}{E_s I_s} \tag{6}$$

实际上，常用的剪力连接件均有一定的柔性，会导致交界面产生相对滑移，同时，混凝土的弹性模量 $E_{c(t)}$ 随着时间的进展也会发生变化，则式 (5)，(6) 应修正为

$$\begin{aligned} &\frac{N_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta N_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})}{E_{c(t)} A_c} + \\ &\frac{y_{sc} [M_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta M_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})]}{E_{c(t)} I_c} + \\ &\epsilon_{sh(t,\tau)} - \epsilon_{sl(t,\tau)} = \frac{\Delta N_{s(t,\tau)}}{E_s A_s} \end{aligned} \tag{7}$$

$$\begin{aligned} &\frac{M_{c(0)} \varphi_{(t,\tau)} + \Delta M_{c(t,\tau)} (1 + \chi_{(t,\tau)} \varphi_{(t,\tau)})}{E_{c(t)} I_c} + \\ &\phi_{sl(t,\tau)} = \frac{\Delta M_{s(t,\tau)}}{E_s I_s} \end{aligned} \tag{8}$$

式中， $\varphi_{(t,\tau)}$ 为混凝土徐变系数； $\chi_{(t,\tau)}$ 为混凝土老化系数； $\epsilon_{sh(t,\tau)}$ 为混凝土的自由收缩应变； y_{sc} 为钢梁重心至混凝土净截面重心轴距离； $\epsilon_{sl(t,\tau)}$ 为由相对滑移产生的混凝土的应变； $E_{c(t)}$ 和 E_s 为混凝土和钢的弹性模量； $\phi_{sl(t,\tau)}$ 为由相对滑移产生的混凝土板的附加曲率； A_s 和 I_s 钢梁总面积和总截面惯矩； A_c 和 I_c 混凝土板的总面积和总截面惯矩。解式 (3)，(4)，(7)，(8)，可得

$$\begin{aligned} \Delta N_{s(t,\tau)} &= \frac{\Delta N_{c(0)} \varphi + E_{c(0)} A_c (\epsilon_{sh} - \epsilon_{sl})}{1 + \chi \varphi + \frac{E_{c(0)} A_c}{E_s A_s} + \frac{\beta y_{sc} A_c (1 + \chi \varphi)}{I_c}} + \\ &\frac{A_c y_{sc} \frac{M_c \varphi + \alpha (1 + \chi \varphi)}{I_c}}{1 + \chi \varphi + \frac{E_{c(0)} A_c}{E_s A_s} + \frac{\beta y_{sc} A_c (1 + \chi \varphi)}{I_c}} \end{aligned} \tag{9}$$

式中，为便于表述略去了下标，而

$$\begin{aligned} \alpha &= - \frac{E_c I_c \phi_{sl} + M_c \varphi}{E_c I_c + E_s I_s (1 + \chi \varphi)} E_s I_s \\ \beta &= \frac{E_c I_c y_{sc}}{E_c I_c + E_s I_s (1 + \chi \varphi)} \end{aligned}$$

则

$$\begin{aligned} \Delta M_c &= \alpha - \beta \Delta N_s \\ \Delta M_s &= \Delta N_{s(t,\tau)} y_{sc} - \Delta M_{c(t,\tau)} \end{aligned} \tag{10}$$

则可得钢梁重心处、混凝土翼板截面重心处的应力变化为

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{s(t,\tau)} &= \frac{\Delta N_{s(t,\tau)}}{A_s} \\ \Delta \sigma_{c(t,\tau)} &= - \frac{\Delta N_{s(t,\tau)}}{A_c} \end{aligned} \tag{11}$$

这样，混凝土翼板、钢结构上下缘的应力变化就可表示为

$$\Delta \sigma_b^t|_{s(t,\tau)} = \Delta \sigma_{s(t,\tau)} \pm \Delta M_{s(t,\tau)} \frac{y_{sb}^{st}}{I_s} \tag{12}$$

$$\Delta \sigma_b^t|_{c(t,\tau)} = \Delta \sigma_{c(t,\tau)} \mp \Delta M_{c(t,\tau)} \frac{y_{cb}^{ct}}{I_c} \tag{13}$$

式中， y_{sb}^{st} 为钢梁重心至其上下缘的距离； y_{cb}^{ct} 为混凝土翼板重心至其上下缘的距离。

这样，钢梁、混凝土板的应力变化就表述为老化系数、徐变系数、收缩应变、钢—混凝土相对滑移应变与曲率的时间函数，确定了这些函数，应力变化也就确定了。

对于连续结合梁，混凝土收缩徐变不仅受到钢梁的约束，同时其所引起的曲率变化还受到支座的约束。内力重分布的计算可先按连续梁计算出各截面的弹性初弯矩 M_0 ，以及由钢梁、混凝土板各自承受的弯矩与轴力 $M_{s(0)}$ ， $N_{s(0)}$ ， $M_{c(0)}$ ， $N_{c(0)}$ ，然后以多跨简支梁作为基本静定结构，将上述弹性内力作用在基本结构上，利用式 (1)，(2)，(9) — (11) 计算基本结构中支点截面的内力变化 ΔN_c ， ΔN_s ， ΔM_c ， ΔM_s 。再根据变形相容条件，利用结构力学方法，求解中支点 j 处两相邻静定梁的相对转角 Δ_j ，以及为保证梁的连续性所需的 j 支点的次弯矩 $\Delta M_j'$

$$\Delta_j = \sum_{j=1} \Delta \Psi_{j-1} m_{j-1} \chi + \sum_j \Delta \Psi_j m_j \chi \tag{14}$$

$$\Delta M_j' = - \frac{\Delta_j}{\theta_{ii} (1 + \chi \varphi)} \tag{15}$$

式中， $\theta_{ii} = \int_{j-1} \frac{m_{j-1}^2}{E_s I_i} ds + \int_j \frac{m_j^2}{E_s I_i} ds$ ，为 j 点单位弯矩产生的基本结构在 j 点的相对转角； I_i 为结合梁的换算为钢梁的截面惯矩；

m_j ， m_{j-1} 分别为 j 点单位弯矩产生的基本结构 $j-1$ 及 j 梁上的弯矩，可由结构力学方法得出，其余

符号意义同前。而 $\Delta \Psi_j = \frac{\Delta M_s + \Delta M_c}{B}$ ，为收缩徐变产生的基本结构截面曲率变化， B 为考虑滑移效应后的结合梁的折减刚度，根据文献^[7]的研究，折减刚度可表示为

$$B = \frac{E_s I_i}{1 + \xi}$$

(16)

这里， ξ 为刚度折减系数，具体表达式见文献^[7]，不再赘述。将弹性初内力、基本结构因收缩徐变产生的内力变化以及保证变形协调的次内力三者叠加，即可得出连续结合梁收缩徐变内力重分布后的内力。

结合梁中钢梁与混凝土相对滑移的长期行为，这方面的研究比较少，现简要介绍一简支结合梁长期行为测试结果予以例证^[8]。试验梁为计算跨度 2 400 mm 的等截面梁，梁高 275 mm，其中钢梁高 225 mm，剪力钉为 $\Phi 8 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$ ，布置为 50 mm $\times$ 50 mm，三分点加载，纯弯区混凝土上缘压应力为 8.39 MPa，试验在恒温、恒湿、恒荷载条件下测试了 300 d，所得得的混凝土上缘、钢梁上下缘应变沿截面高度随时间变化如图 1 所示。按照 Yam 与 Chapman 的分类方法^[9]，该试验梁属完全抗剪连接结合梁，从测试结果来看，随着时间的推移，钢梁与混凝土板之间产生了明显的相对滑移，应变沿截面高度不再符合平截面假定，相对滑移主要发生在加载后的前 50 d，说明考虑相对滑移对于长期行为的计算是必需的。

2 算 例

某等截面三跨连续结合梁跨度为 3 $\times$ 8 m，混凝土为 50 号，钢梁为 A3 钢。采用一次浇筑形成结合梁，混凝土达到设计强度后，即采用边支座顶升方法给桥面板施加预应力，顶升力为 6.25 kN，在中支点截面建立了 4.13 MPa 的预压应力，随后即保持此顶升力恒定不变直至混凝土收缩徐变全部发生完毕。计算参数为： $A_c = 10 \times 50 = 500 \text{ cm}^2$ ， $I_c = 4 \text{ 166.7 cm}^4$ ， $A_s = 79.95 \text{ cm}^2$ ， $I_s = 12 \text{ 167.5 cm}^4$ ， $E_c = 3.5 \times 10^4 \text{ MPa}$ ， $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ ， $A_i = 163.3$

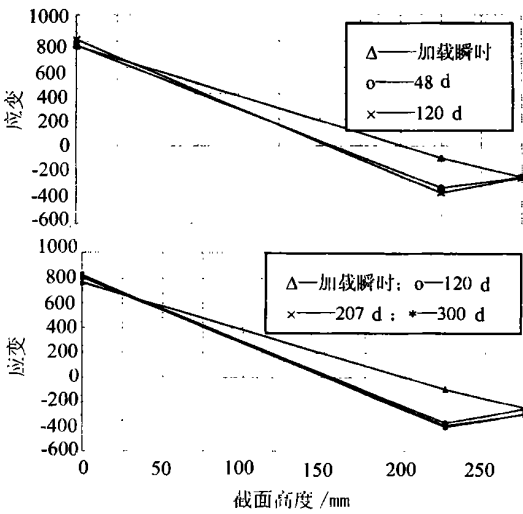


图 1 结合梁应变沿截面高度分布—时间关系实测结果

Fig 1 The relationship about strain section height-time of composite beam long time test results

cm^2 ， $I_i = 30 \text{ 847.5 cm}^4$ ， $y_{sc} = 21.0 \text{ cm}$ ， $y_{sb}^s = 16.0 \text{ cm}$ ， $y_{cb}^d = 5.0 \text{ cm}$ ，取收缩徐变终了时混凝土徐变系数 $\varphi_{(\infty, \tau)} = 2.0$ ，自由收缩应变 $\epsilon_{sh(\infty, \tau)} = 2 \times 10^{-4}$ ，老化系数 $\chi_{\infty, \tau} = 0.8$ 。为比较考虑与不考虑钢梁与混凝土板之间的滑移对内力重分布的影响，在缺少结合梁收缩徐变所产生的相对滑移实测资料的情况下，分别取收缩徐变终了时由相对滑移产生的混凝土的应变 $\epsilon_{sl(t, \tau)} = 0; 4 \times 10^{-5}; 6 \times 10^{-5}$ ，分别取由相对滑移产生的混凝土板的附加曲率 $\phi_{sl(t, \tau)} = 0; 1 \times 10^{-7}; 1.2 \times 10^{-7}$ ，以进行分析对比，收缩徐变终了时中支点截面内力应力结果如表 1 示。

计算结果表明：不考虑粘结滑移的情况下，收缩徐变终了时混凝土板上缘有效预压应力仅有 38%；考虑粘结滑移的情况下，收缩徐变终了时混凝土板上缘有效预压应力可达 50%，这说明粘结滑移对混凝土板的有效预压应力影响是非常显著的，不考虑粘结滑移时结合梁长期行为的估算结果将会产生较大偏差。

表 1 中支点截面内力变化

Tab 1 The inner force distribution of middle support section

	混凝土板轴力 N_c / N	混凝土板弯矩 $M_c / (\text{N} \cdot \text{m})$	混凝土板上缘 应力 / MPa	钢梁轴力 N_s / N	钢梁弯矩 $M_s / (\text{N} \cdot \text{m})$
加载瞬时	138 850.0	1 130.0	4.13	-138 850.0	19 710.0
不考虑粘结滑移	113 450.0	-585.7	1.57	-113 450.0	25 528.7
考虑粘结滑移 ¹⁾	127 850.0	-546.9	1.91	-127 850.0	23 695.9
考虑粘结滑移 ²⁾	131 750.0	-484.6	2.09	-131 750.0	22 818.4

1) 考虑粘结滑移 $\epsilon_{sl} = 4 \times 10^{-5}$ ， $\phi_{sl} = 1 \times 10^{-7}$ ；2) 考虑粘结滑移 $\epsilon_{sl} = 6 \times 10^{-5}$ ， $\phi_{sl} = 1.2 \times 10^{-7}$

3 实桥测试简介

广州内环线中山一路西结合梁桥跨度为 50+70+60 m, 梁高 2.2 m, 是一座高跨比为 1/62 的等截面低高度结合梁, 如图 2 所示, 该桥钢结构从分离式双箱变化到分离式三箱 (远匝道者为内主梁, 近匝道者为外主梁)。为确保混凝土桥面板在使用荷载下不开裂, 采用了分段浇筑、边支点顶升等一系列措施^[3]。顶升是在两端临时支承上逐步进行的, 设计顶升量分别为 480 和 640 mm, 每次顶升量为 50 mm, 时间间隔不小于 24 h。鉴于顶升技术在国内首次应用, 为检验顶升效果, 监控施工状况, 我们进行了顶升现场测试。由于工期较紧, 实际顶升过程持时 8 d, 2 次顶升时间间隔约为 24 h。第一次顶升时跨中区域混凝土的龄期为 12 d, 支点区域混凝土的龄期为 7 d, 首次顶升时混凝土强度分别达到了设计强度 0.90, 0.78 倍。从顶升开始, 现场测试进行了 39 d, 后由于桥面沥青铺装施工及开放交通, 桥上荷载变化较大, 测试未能继续进行。实测结果表明: 6A 支点实际顶升量值为 500.4 mm, 3A 支点 660.1 m, 顶升所产生的应变如图 3 所示, 顶升所产生的弹性瞬时应变计算值 (不考虑收缩徐变的作用) 与实测值比较见表 2。

从测试结果来看: 顶升期间所产生的混凝土应变与弹性计算值相比在 0.869~0.912 之间, 顶升基本上达到了目的; 顶升完成 31 d 后混凝土的应变与弹性计算值相比在 0.647~0.754 之间, 顶升完成 31 d 后混凝土的应变与顶升刚完成时混凝土应变相比在 0.720~0.837 之间, 其中, 支点区应变减小程度明显较跨中区大, 这说明持荷龄期的影响是非常显著的。通常, 对于混凝土结构, 加载 40 d 内收缩徐变会发生全部量值的 45%~50%; 对于结合梁而言, 根据文献^[8,10]所进行的收缩徐变长期试验,

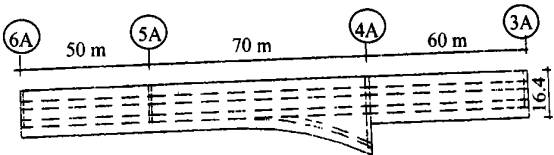


图 2 中山一路结合梁桥跨径布置示意图
Fig.2 Sketch map of span arrangement of composite beam in Zhongshan No.1 Road

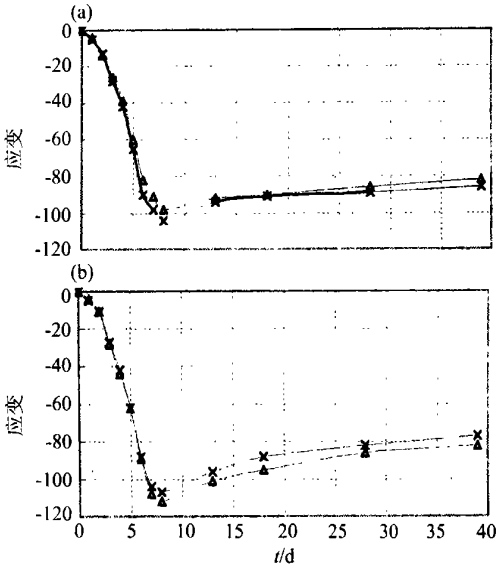


图 3 顶升所产生的混凝土实测应变
Fig.3 The measurement strain of concrete due to jacking-up
(a) 70 m 跨中截面; (b) 4A 支点截面

▽ 内主梁; X 外主梁

由于剪力连接件的约束作用, 加载 40 d 内收缩徐变会发生全部量值的 55% 以上。以此推算, 全部收缩徐变发生后混凝土永久预加应力为弹性计算值的 35.8%~55.3%, 说明顶升是还有一定效果的, 预加应力损失并没有文献^[9]估计的那么严重。但顶升所产生的混凝土瞬时应变值普遍较理论计算值偏小, 收缩徐变量值较大, 其原因在于该桥顶升时混

表 2 顶升所产生的各控制截面混凝土应变

Tah 2 The strain of concrete slab of control section due of jacking up

	70 m 内主梁 跨中截面	70 m 外主梁 跨中截面	内主梁 4A 支点截面	外主梁 4A 支点截面	60 m 外主梁 跨中截面	60 m 内主梁 跨中截面
①弹性应变计算值	-110	-114	-119	-125	-87	-84
②顶升完成时实测值	-98	-104	-107	-112	-76	-73
③顶升完成 31 d 实测值	-82	-86	-77	-82	-63	-60
④全部收缩徐变完成时 混凝土应变估计值	-59	-63	-43	-47	-43	-40
②/①	0.891	0.912	0.899	0.896	0.874	0.869
③/①	0.745	0.754	0.647	0.656	0.724	0.714
③/②	0.837	0.827	0.720	0.732	0.829	0.822
④/①	0.537	0.553	0.358	0.375	0.498	0.481

凝土尚未达到设计强度，持荷龄期较小，顶升速度过快。

4 结 论

本文从理论、数值分析、试验实测资料 3 个方面探讨了连续结合梁采用顶升技术进行应力调整技术的可行性；指出了结合梁收缩徐变效应估算应注意的问题；推导了考虑钢梁、混凝土板粘结滑移的结合梁收缩徐变长期行为的理论估算公式；指出了采用顶升技术对结合梁混凝土板施加预应力应注意两个问题，一是混凝土板的持荷龄期不宜太小，二是顶升速度不宜太快。无须否认，目前关于结合梁长期时效行为的研究尚不够深入，本文研究亦属初步，有关连续结合梁采用顶升技术的长期恒温恒湿模型试验正在进行之中，其结果将另文介绍。

参考文献：

[1] DUCRET J M, LEBET J P. Behavior of composite bridge during construction[J] . Structure Engineering International, 1999, 9(3): 212—218.
[2] 杜亚凡. 结合梁桥的混凝土桥面板设计[J] . 国外桥梁, 1998(2) : 39—41.

[3] 张俊平, 黄道沸. 大跨度异形结合梁设计与分析计算[J] . 桥梁建设, 2000(4) : 29—31.
[4] RYALL M J, PARKE C A R, HARDING J E. Time dependent stress variation of a composite two-l-girder bridge chidori-sawagawa bridge, bridge management 4[J] . Inspection, Maintenance, Assessment and Repair, 2000: 206—13.
[5] OGAKI K, YAMAMOTO T, SAKOKAWA K, et al. An examination of jack-up-down of intermediate support division of a composite continuous twin main girder bridge[J] . Doboku Gakkai Nenji Gakujutsu Koenkai Koen Gaiyoshu, 1998, 53(1) : 26—33.
[6] 周履. 混凝土收缩徐变引起的钢—混凝土结合梁的内力重分配[J] . 桥梁建设, 2001(1) : 1—4.
[7] 聂建国, 崔玉萍. 钢—混凝土组合梁在单调荷载作用下的变形及延性[J] . 建筑结构学报, 1998, (1) : 30—36.
[8] 广州大学, 广州市政设计研究院. 叠合梁收缩徐变长期试验研究报告[R] . 2000
[9] YAM L C, CHAPMAN J C. The inelastic behavior of simply supported composite beams of steel and concrete[J] . Proceeding of the Civil Eng, 1968.
[10] GILBERT R I, BRANFORD M A. Time-dependent behavior of continuous beams at service loads[J] . J Structural Engineering, 1995(1) : 319—327.

The Exploration of the Adoption of Jacking-up
Technique to Continuous Steel-Concrete Composite Beam Bridge

ZHANG Jun ping¹, LI Yong he¹, HUANG Dao fei²

(1. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China;
2. Guangzhou Municipal Design Research Institute, Guangzhou 510060, China)

Abstract: Based on the results of theoretic analysis, calculated example and site test, the feasibility of adopting jacking-up technique to continuous composite steel concrete beam bridge for introducing prestress to concrete slab is discussed, and then the problems on shrinkage and creep effect calculation of composite steel concrete beam is pointed out. Moreover, the formulae for time dependent effect calculation of composite beam, involving bond sliding influence between steel girder and concrete slab are proposed. Finally, the problems on adopting jacking up technique to continuous composite steel concrete beam are explored.

Key words: continuous steel concrete composite beam; jacking up technique; shrinkage and creep; concrete slab