

体外预应力结构加固设计方法的探讨

华毅杰 熊学玉 黄鼎业

一、前言

体外预应力是有别于传统的将预应力筋布置于混凝土截面内的另一种预应力结构形式。其力学原理与无粘结预应力是相同的,两者的区别主要在于结构的构造形式,即体外预应力筋与结构一般不直接接触而是通过锚具和转向块作用于结构上,因此一般的布筋形式为折线形或直线形。

体外预应力的概念早在20年代末已逐步形成并应用于工程实践。早期的体外预应力主要应用于桥梁工程,但由于存在耐腐蚀性能差、转向块等节点构造设计困难的缺陷,使其在工程中的应用受到限制。60年代末期以来,随着无粘结预应力技术的产生和发展,解决了体外预应力筋的防腐问题,也使其设计理论得到进一步完善。近年来体外预应力不仅在桥梁及建筑结构工程中得到较多的应用,而且在加固工程中也体现出较多的优越性。这种方法应用于加固不仅施工简便,而且不影响结构的使用空间,不增加结构的截面尺寸和自重,可提高结构的抗弯和抗剪性能。

鉴于体外预应力是无粘结预应力的一种形式,因而其设计理论和设计方法与无粘结预应力基本相同。对于体外预应力加固技术,国内外均进行了一些研究和工程应用,但主要限于简支梁(如桥梁加固)等基本构件的加固。本文在以往的研究和应用的基础上,结合笔者近年在建筑结构加固工程中采用体外预应力技术的一些体会,特别是针对采用高强预应力筋的结构加固设计的特点,进行了一些探讨。

二、体外预应力加固的极限设计

体外预应力是无粘结预应力的一种形式,可按照钢筋混凝土和无粘结预应力混凝土的有关规定进行设计,应分别进行承载力极限状态和正常使用极限状态的设计计算。

(一) 荷载效应组合

在进行荷载效应组合时,可按照《混凝土结构设计规范》等,并参考文献1进行。在确定荷载组合效应的设计值时增加考虑预应力荷载效应项,预应力荷载的分项系数,当预应力荷载效应对结构有利或不利时,分别取0.9和1.1。

在体外预应力加固设计时,应注意预加力作用的有利和不利影响,防止施加预应力后对结构产生的不利影响。对于加固前后结构的作用荷载变化较大的情况,特别应注意加固前后外荷载的变化过程及各种可能的组合,按不利情况进行设计计算。

(二) 预应力增量计算

由于体外预应力筋是无粘结的,在外荷载作用下,随着结构变形的增加,预应力筋将产生一个应力增量 $\Delta\sigma_p$,因此计算截面极限抗弯强度时,必须考虑有效预应力 σ_{pe} 和应力增量 $\Delta\sigma_p$,即用下式计算预应力筋的极限应力 σ_{ps} :

$$\sigma_{ps} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (1)$$

无粘结预应力筋应力增量的计算,从理论上说应以结构达到极限破坏时,由预应力筋的协同变形来计算。但目前尚无简单、通用的精确方法。而各国规范或标准均以经验公式计算 σ_{ps} ,按照我国《无粘结预应力混凝土结构技术规

程), σ_{ps} 按下式计算:

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_{pe} + (500 - 770 \beta_0)}{1.2} \quad (2)$$

$$\sigma_{ps} = \frac{\sigma_{pe} + (250 - 380 \beta_0)}{1.2} \quad (3)$$

式中 β_0 为综合配筋指标:

$$\beta_0 = \frac{A_p \sigma_{pe}}{f_c b h_0} + \frac{A_s \sigma_s}{f_c b h_0} \leq 0.45$$

当跨高比 $L/h \leq 35$, 采用 (2) 式; 当跨高比 $L/h >$

35, 采用 (3) 式。同时应满足 $\sigma_{pe} \leq \sigma_{ps} \leq f_{py}$ 。

ACI-318 中 σ_{ps} 按下式计算:

$$\sigma_{ps} = \sigma_{pe} + 70 + \frac{f_c}{k \rho_p} \quad (4)$$

式中

当 $L/d_p \leq 35$ 时, $k=100$, 同时 $\sigma_{ps} \leq f_{py}$ 且 $\sigma_{ps} \leq \sigma_{pe} + 400$

当 $L/d_p > 35$ 时, $k=300$, 同时 $\sigma_{ps} \leq f_{py}$ 且 $\sigma_{ps} \leq \sigma_{pe} + 200$

L 是跨度, d_p 是以最大受压纤维到预应力筋中心的距离, ρ_p 是预应力筋的配筋率。

而由 CEN 编制的欧洲规范 2 (Eurocode 2) 规定, 除非进行精确分析, 允许不考虑预应力筋的应力增量。

由于体外预应力筋仅仅在锚固点及转向块处与结构有相同的变位, 因此体外预应力筋的应力增量小于内部无粘结预应力筋和应力增量。一些研究表明, 体外预应力筋的极限应力增量一般为 100MPa。

而在结构加固中, 加固后构件的预应力度一般较低, 预应力增量对极限承载力影响不大, 同时考虑到加固工程中预应力筋的强度下降 (将在下节讨论)。因此, 在体外预应力加固设计时, 如按 (2) 或 (3) 式计算时, 建议对 σ_{ps} 按式 (5) 式确定。

$$\sigma_{pe} \leq \sigma_{ps} \leq \sigma_{pe} + 100 \quad (5)$$

(三) 结构极限状态设计

体外预应力加固的承载力极限状态设计, 可按预应力混凝土结构的有关公式计算。但此时必须注意体外预应力筋的设计强度由上述的 (2) 或 (3) 及 (5) 式确定。

预应力受弯构件正截面极限承载力计算时, 为防止预应力构件的脆性破坏, 预应力受弯构件受压区高度 x 应满足:

$$2a' \leq x \leq \zeta_b h_0 \quad (6)$$

对加固构件的受压高度界限系数 ζ_b 的选取, 当加固预应力筋设计强度符合 (5) 式要求时, 认为在构件极限状态时, 预应力筋均能达到设计强度, 可按原结构的要求选取。例如原结构为钢筋混凝土结构, 主筋为 II 级钢, 可按规范, 取 $\zeta_b = 0.55$ 。

在进行预应力受弯构件斜截面受剪承载力计算时, 由预压应力所提高的构件抗剪承载力设计值 V_p :

$$V_p = 0.05 N_{p0} \quad (7)$$

N_{p0} 为预应力产生的截面混凝土轴向压力, 当 $N_{p0} > 0.3 f_c A_0$, 取 $N_{p0} = 0.3 f_c A_0$ 。

同时注意, 规范规定对预应力混凝土连续梁及允许出现裂缝的预应力混凝土简支梁, 取 $V_p = 0$ 。因此, 在结构加固设计时, 可不考虑预压应力对抗剪性能的影响。对于预应力筋弯起对抗剪承载力的影响, 应取为 $0.8 f_{ps} A_p \sin \alpha_p$ 。

使用极限状态设计时, 采用《混凝土结构设计规范》的规定

$$l_{max} \leq [l] \quad (8)$$

$$w_{max} \leq [w] \quad (9)$$

对于一般的结构加固, 可按原结构的设计要求确定 $[l]$ 和 $[w]$ 。

三、张拉控制应力及预应力损失

(一) 张拉控制应力的确定

由于体外预应力筋在极限受力情况下应力增量一般较普通无粘结预应力筋应力增量小,为充分发挥预应力筋的强度,因此张拉控制应力 σ_{con} 不宜定得过低。但由于体外预应力是利用转向块改变预应力筋的方向和偏心距,在转向块与预应力筋的接触区域,由于横向挤压力的作用和预应力筋弯曲后产生的内应力,预应力筋将产生强度下降。对此,国外和一些规范对预应力筋弯折处的曲率半径和转角做了一些限制。

如(CEB—FIP)标准要求弯折点转角小于 15° ,且曲率半径 R_{tond} 满足

$$R_{tond} > \alpha \Phi_n N/n \quad (10)$$

式中

α ——系数,对光滑接触面, $\alpha=20$;

Φ_n ——钢绞线或钢丝公称直径;

N ——同一束预应力筋钢绞线或钢丝根数;

n ——传递径向分力的预应力筋钢绞线或钢丝的根数。

当不满足上述条件时,(CEB—FIP)标准要求进行试验确定预应力筋的强度。

在体外预应力加固工程中,往往由于受各种条件限制,预应力筋弯折处的曲率半径和转角无法满足上述要求,由此必须考虑预应力筋强度下降,由于目前尚无适当的计算方法,在无试验依据时,应适当降低 σ_{con} 。在实际加固工程中,对高强预应力筋的 σ_{con} 取值建议如下:

$$0.4f_{pk} \leq \sigma_{con} \leq 0.6f_{pk} \quad (11)$$

(二) 预应力损失计算

体外预应力加固时,预应力损失与一般预应力损失的计算基本相同,主要差异在:

1、弯折点摩擦损失 σ_{μ} 的计算

体外预应力一般不存在孔道偏差,因此 $k=0$,弯折点摩擦损失:

$$\sigma_{\mu} = \sigma_{con}(1 - e^{-\mu\theta}) \quad (12)$$

摩擦系数 μ 的确定,应考虑由于预应力筋在弯折点对转向块较大的作用力,造成转向块的局部变形,可能会增大摩擦系数。

(CEB-FIP)标准对体外预应力筋与钢制转向块间摩擦系数 μ 取值为:

(1) 未经润滑的钢绞线对转向块: $\mu=0.20 \sim 0.25$

(2) 涂抹油脂的钢绞线对转向块: $\mu=0.16 \sim 0.20$

(3) 装在塑料管内的钢绞线对转向块: $\mu=0.16 \sim 0.20$

因此建议按上述标准的上限取值。如有条件,最好采用实际测试结果作为加固设计依据。

2、混凝土收缩、徐变损失 σ_{ϵ} 的计算

对具有一定使用年限的构件,由于在加固前构件混凝土的收缩、徐变已基本完成,而加固后截面对混凝土的应力方向一般不会改变,因此 σ_{ϵ} 可忽略不计。

四、体外预应力加固线形布置和构造措施

由于预加力可以认为是混凝土构件施加的外荷载,因此在体外预应力加固中可以根据不同的使用荷载和结构内力,选用不同的布筋形式,使预加力对构件施加的作用力与外荷载方向相反,以平衡外荷载。

一般对于受均布荷载或较均匀分布的集中荷载的梁,可采用二折点的布筋形式;对于受较大的集中荷载的梁,预应力筋宜在集中荷载位置弯折,采用单折点的布筋形式,以期在弯折点产生较大的反向作用力。采用预应力加固时,还可利用直线形布筋,利用偏向距在梁两端产生预加弯矩和轴力。预应力筋的锚固点宜位于梁端的顶面,二折点筋的弯折点宜位于距梁端 $1/4 \sim 1/3$ 跨度的范围内,以期产生较大的反向弯矩和剪力,同时预应力筋的弯折角度也不至于太大。

(下转第12页)

表4 ZLDB连续顶推泵站技术参数表

额定流量	2×6L/min	额定油压	<31.5MPa
电机功率	7.5KN	电机转速	1460转/分

四、钢箱梁安装的关键施工技术

1、由于狭长钢箱梁结构的不对称性，为防止吊装过程中发生结构变形和失稳，选择合适的吊装系统配置及合理的吊点布置是十分重要的。由柳州市建筑机械总厂、柳州欧维姆建筑机械有限公司生产的YDCL型液压连续同步提升系统因其优越的性能，保证了施工中各吊点同步提升和下降的要求，同步精度达到±10mm。将钢箱梁合理的分段，在其两个端头及最大截面处各设置一个吊点，使箱梁结构受力合理，充分发挥了大吨位千斤顶的吊装能力，吊点布置也是合理的。

2、对吊装开始时军用梁自身变形的回复问题，应给予足够的重视，并随机进行调整。

3、吊装用的钢绞线束必须具有足够的安全系数，以确保吊装安全可靠。如施工中41#、44#吊点为30t，实际配置9根钢绞线，42#、44#吊点

力为140t，实际设置18根钢绞线。钢绞线束的安全系数为n=3.3。

4、根据我们以往的试验及施工经验，具有足够安全系数的钢绞线是可以重复吊装使用的，但事先应进行严格的检查确认。

5、盖梁上的滑道应严格保证施工质量，以防钢箱梁横移时由于滑道不平整及其它原因产生的塌陷使横移受阻，并应在滑道上涂覆足够的建筑润滑油脂以减少滑动摩阻。

五、结论与展望

通过北京东四环编组立交桥钢箱梁整体液压吊装成功，标志着液压吊装钢箱梁技术在大跨径立交桥施工中是行之有效、安全可靠的技术方法。通过这项在工程实践中摸索出来的一种新的桥梁施工技术方法。在未来高速铁路大跨度超重结构的施工中，将会发挥出越来越大的作用。我们将继续努力，为推动我国桥梁施工技术的发展做出我们应有的贡献。

(上接第21页)

对于原结构的混凝土强度等级在C15~C25范围时，应注意预加力产生的轴向力不宜过大，以防止构件加固后发生脆性破坏，对结构抗弯能力产生不利影响。在加固工程中，宜尽可能通过提高偏向距而不是增加力来提高加固效果。

在体外预应力加固设计中，锚固端和转向块的设计较为复杂。常用的锚固端、转向块节点形式，在文献4等中均有介绍。设计时应充分考虑锚固端、转向块处的集中力对原结构所产生的影响，转向块对原结构的作用力是不均匀的，易造成梁、柱截面角部混凝土开裂或剥落，因此可通过构造措施，使梁、柱截面的角部混凝土成为约束混凝土。

在体外预应力加固设计中，还必须考虑预应力的防腐、防火问题。对防腐问题，如采用无

粘结预应力筋，由于有聚乙烯套管和油脂保护，在正常使用条件下，基本能达到防腐要求，对其它种类的预应力筋，必须采取可靠的防护措施，以保证加固后结构的耐久性；对防火问题，可在预应力筋外包裹防火材料等措施加以解决。

参考文献

- 1.熊学玉、黄鼎业、颜德。预应力混凝土结构荷载效应组合及正截面承载力设计计算的建议。工业建筑，1998(2)。
2. Angel C. Aparicio & Gonzalo Ramos Flexural Strength of prestressed Concrete Bridge ACI Structural Journal. September-October, 1996.
3. 万墨林。钢筋混凝土结构加固设计计算(下)。建筑科学，1992(1)。
4. 卫龙武、吕志涛、朱万福编著。建筑结构评估加固与改造。江苏科学技术出版社，1993。
5. 杜拱辰编著。现代预应力混凝土结构。中国建筑工业出版社，1988。