

# 体外预应力结构技术的发展与应用

李晨光 刘 航

**摘 要** 本文介绍了体外预应力结构技术在几个工程中的应用情况。应用结果表明,该技术在建筑结构,桥梁结构的维修、加固、设计等均有显著优点。

**关键词** 体外预应力 托梁截柱 加固 结构设计

## 一、概述

体外预应力结构体系是后张预应力结构体系的重要分支之一,它与传统的预应力筋布置于混凝土截面内的内预应力结构相对应,是指对布置于承载结构主跨本体之外的钢索施加预应力所形成的预应力结构体系。

体外预应力的概念和方法产生于法国,由 Eugene Freyssinet 进行了首次应用。体外预应力技术的发展历经了几个阶段,在工程中的大量应用则是从七十年代末才开始的。早期体外预应力工程由于没有解决耐腐蚀防护性能和构造措施方面的问题,未能体现出工程应用上的优越性,这导致体外预应力技术在六、七十年代基本处于停滞阶段。六十年代末期,无粘结预应力和斜拉桥施工两项技术的产生和应用,解决了耐久性和构造设计的有关问题,为体外预应力的发展创造了条件。而七十年代法国的大量桥梁加固工程则为体外预应力的发展提供了契机。在这些采用体外预应力加固桥梁的工程中积累了丰富的工程经验,为在建设新桥梁时重新考虑使用体外预应力技术提供了依据。

1979年, E. C. Figg 和 J. Muller 设计并建造了佛罗里达的 Long Key 桥,该桥充分证明了体外预应力在桥梁建设中的优越性。八十年代,在 J. Muller、法国公路技术设计部 (SETRA) 及 M. P. Virlogeux 的影响下,美国与法国均大量采用体外预应力技术建桥。此外,世界上许多国家也开始在桥梁工程、加固工程、大跨度屋盖结构工程等领域广泛使用体外预应力技术。

体外预应力结构体系的主要优点是:简化预应力筋曲线,减小摩阻损失;减小混凝土构件截面尺寸,减轻结构自重;施工工艺简便,可更换预应力筋,并便于在使用期内检测和维护;由于预应力筋与混凝土截面分离,提高了混凝土的质量和耐久性。体外预应力结构体系的适用范围非常广泛,它一方面可用于预应力混凝土桥梁、特种结构和建筑工程结构等新建结构,另一方面也可用于旧有的钢筋混凝土结构和预应力混凝土结构的重建、加固和维修,同时体外预应力技术还可用于临时性预应力混凝土结构或施工临时性钢索。

体外预应力结构体系在拥有众多优越性的同时,其设计方法和施工工艺也与传统的内预应力结构体系有明显的不同。如体外预应力结构的受力分析,体外预应力结构由于预应力筋位于混凝土截面之外,其受力性能显然不同于传统的体内预应力结构;再如预应力筋的防腐蚀和防火问题,体外预应力筋势必比体内预应力筋有着更高的要求。本文将结合几个工程实例对体外预应力技术的设计方法与施工工艺进行介绍。

## 二、八四四工程中的“托梁截柱”改造技术

八四四工程建造中,为满足使用要求,需要截掉房屋顶层一榀框架结构的中柱。原结构为跨度8米的两跨框架,截去中柱后将成为跨度16米的单跨框架,原框架梁的截面尺寸与配筋均难以满足要求。作者综合考虑有关的工程经验,采用了“托梁截柱”的改造方案,如图1所示。即在原有框架梁的上方增加一根跨度16米的有粘结预应力混凝土变截面大梁,在框架中柱以及两根次梁所



在位置,用体外精轧螺纹预应力筋紧密连接原框架梁和新梁,从而在中柱截断之后,荷载通过精轧螺纹钢筋传递给新梁,并作用于两框架边柱上,采用这种“托梁截柱”的改造方案,在整个施工过程中,由竖向荷载所产生的内力重分布途径为:框架中柱→原框架梁→新预应力梁→框架边柱,结构不会由于原框架梁的承载力不够而产生损坏。同时,由于新增预应力梁的刚度较大并且可以产生一定程度的反拱,原框架梁也不会产生较大的挠度,可以保证结构的正常使用性能。

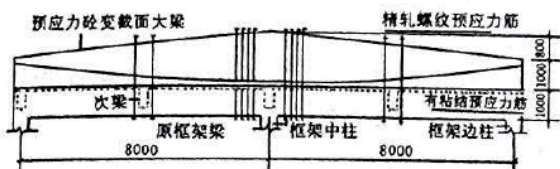


图1 “托梁截柱”方案

本工程中,新预应力梁与原框架梁通过体外精轧螺纹预应力筋相连,新梁与框架梁连接的构造如图2所示。

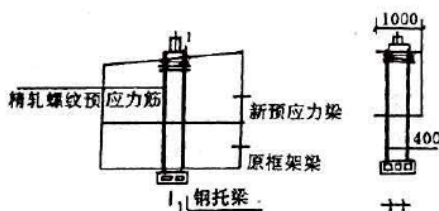


图2 预应力梁与框架梁连接构造

必须指出,对精轧螺纹钢筋施加预应力,可以使新预应力梁与原框架梁的接合面保持一定的压应力,这对竖向荷载下新、旧梁的协同工作是有利的;但是,对精轧螺纹钢筋施加预应力的同时,也消耗了精轧螺纹钢筋的强度储备,因此,张拉控制应力既不能太小,也不能太大。本工程中采用了 $\Phi 32$ 的精轧螺纹钢筋,其抗拉强度标准值为1000MPa,张拉控制应力取为200MPa。

本工程的“托梁截柱”施工包括几个主要步骤,下面分别加以说明。

#### 1. 浇筑变截面预应力混凝土梁

在浇筑预应力混凝土梁前,为防止出现意外情况,对该层屋盖进行了支撑。在此基础上,绑扎预应力梁中的纵向钢筋和箍筋,铺设预应力波纹管定位筋和波纹管,在波纹管中穿入预应力钢绞

线,安装预应力筋节点,支梁侧模板和梁端模板。上述施工过程与普通有粘结预应力混凝土梁相同。区别在于,在浇筑混凝土前还应插入精轧螺纹预应力筋套管,定位精轧螺纹预应力筋端节点。浇筑混凝土时,采用泵送混凝土一次性浇筑完成,对于梁端钢筋较密且局部承压荷载较大的部位,进行专门振捣,填入粗骨料,保证该处混凝土的强度和密实度。

#### 2. 张拉体外精轧螺纹预应力筋

在混凝土强度达到设计值后,开始预应力张拉和截柱的施工,由于精轧螺纹钢筋起到连接新、旧梁的作用,故首先安装精轧螺纹钢筋并施加预应力。安装精轧螺纹钢筋时,用脚手架将钢托梁支撑就位,插入精轧螺纹钢筋,用扳手拧紧锚固螺母。张拉时,考虑到张拉力偏离梁的中心平面,如果一次张拉力过大,有可能使框架梁下角被压碎,钢托梁也可能偏离原位,因此,张拉分四级进行,每级张拉应力50MPa。每张拉一级,随时用扳手将锚固螺母拧紧。张拉千斤顶采用YC60型穿心式千斤顶。

#### 3. 张拉纵向有粘结预应力筋和截柱

精轧螺纹钢筋张拉完成后,开始张拉纵向有粘结预应力筋。纵向有粘结预应力筋的张拉与截柱同时进行。为了与截柱工作相配合,纵向有粘结预应力筋的张拉分八级进行: $0.2\sigma_{con}$ ,  $0.4\sigma_{con}$ ,  $0.6\sigma_{con}$ ,  $0.7\sigma_{con}$ ,  $0.8\sigma_{con}$ ,  $0.9\sigma_{con}$ ,  $0.95\sigma_{con}$ ,  $1.0\sigma_{con}$ ,相应的截柱工作也分八次进行,柱中纵向受力主筋一共二十四根,分六次截断,每次截断四根,在截断全部钢筋后,柱核心混凝土分两次剔凿完成。具体施工时,每张拉一级预应力,进行一次截柱施工。每一级张拉和截柱施工间隔一个小时,以保证结构有较长的时间实现受力体系的转换,每一次截柱后变形的发展可以趋于稳定。

从张拉精轧螺纹钢筋起,对施工全过程进行了实时监测,监测内容包括框架梁的挠度、框架中柱和边柱的应变、精轧螺纹钢筋的应变、新预应力梁与框架梁接合面的压应力等。图3为梁跨中挠度随柱截断后时间的变化曲线。

从图3可见,在柱截断后,梁跨中挠度的增长较为缓慢,在40小时后即基本趋于稳定,到70小时时,梁跨中的挠度约为3.6mm,这与用有限元分析计算得到的4.2mm的计算结果较为接近。



表明有限元分析的结果是可信的。除了梁的挠度外,精轧螺纹钢筋的应力增长幅度也很有限,这意味着各精轧螺纹钢筋的受力较为均匀,不存在由于部分精轧螺纹钢筋受力不均而导致的应力过大情况,这表明本工程达到了预期的效果,“托梁截柱”改造是成功的。

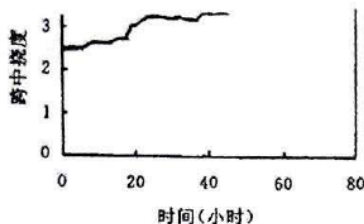


图3 梁跨中挠度—时间曲线

### 三、石油大学留学生楼体外预应力加固技术

石油大学留学生楼附属用房于1992年竣工,主要由餐厅、健身房、多功能厅和会议室组成。其主体为钢筋混凝土框架结构,共两层,总建筑面积为2019m<sup>2</sup>,层高4.2m,总长40m,宽36m,总高9.75m。在使用过程中,现浇楼板出现多条裂缝,最大裂缝宽度达1mm以上,同时,一些屋盖和楼盖主梁的跨中部位出现多条裂缝,最大裂缝宽度达0.5mm,最大裂缝延伸高度达350mm。根据鉴定结果,现浇楼板出现的裂缝是由于楼盖刚度较差,在荷载较大时产生变形而造成的,应进行补强加固,楼、屋盖主梁出现的裂缝未超过《危险房屋鉴定标准》的规定,不会危及结构的安全,但由于最大裂缝宽度已超过《混凝土结构设计规范》中正常使用极限状态的规定,也应对梁进行加固处理。

根据上述鉴定结果,决定用体外预应力筋对结构楼、屋盖主梁进行加固,同时对楼板裂缝进行灌浆封缝处理。体外预应力筋沿梁采用折线布置方式,如图4所示。

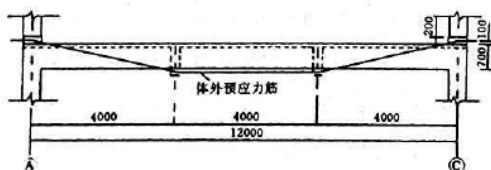


图4 体外预应力筋布置方式示意图

从荷载分布情况看,被加固的主梁所受的主要荷载是两根次梁传来的两个集中荷载,采用图

4所示折线布置的体外预应力筋,可以在次梁处产生两个向上的反力,起到直接对原梁进行卸载的作用,因此可以在一定程度上减小原梁的挠度和裂缝宽度。

本工程具体施工时,需要解决的主要问题是梁端的预应力筋锚固节点以及预应力筋弯折节点的构造。对于一层楼盖梁,可以在两端框架柱底部安装一个钢板箍,将预应力筋锚固于钢板箍上,采用这种方案,框架柱将受到预应力的作用,因此设计时必须对框架柱进行验算,以保证框架柱不会由于抗剪承载力不足而破坏。一层楼盖梁的锚固节点构造如图5所示。

对于二层屋盖梁,由于框架柱在屋面板以下,无法象一层一样,将预应力筋通过钢板箍锚固于框架柱上,作者提出了将预应力筋锚固在屋盖上的斜角锚固钢梁上的锚固方案:首先用钢板焊接成斜角锚固钢梁,将锚固钢梁用螺栓和结构胶固定在屋盖上,预应力筋穿过锚固钢梁的孔洞张拉并锚固。二层屋盖梁的锚固节点构造如图6所示。

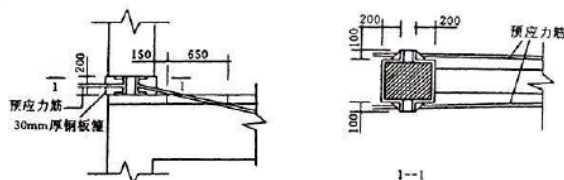


图5 一层楼盖梁预应力筋锚固节点构造

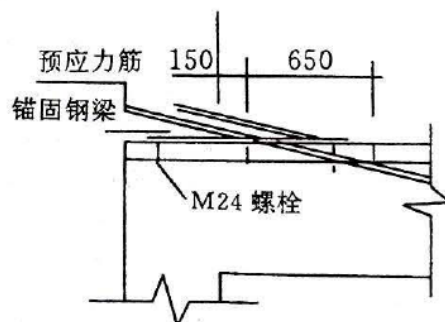


图6 二层屋盖梁预应力筋锚固节点构造

预应力筋弯折节点的构造如图7所示。预应力筋通过钢板梁的钢管产生弯折,钢管焊接在钢板梁侧板上,以保证预应力筋的矢高。



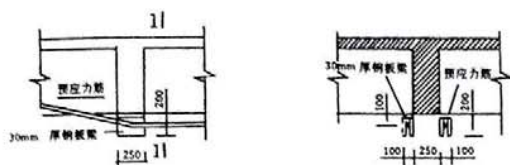


图7 预应力筋弯折节点构造

每根梁采用  $2\Phi 15.24$  的 1860 级钢绞线进行加固, 预应力筋张拉控制应力为  $0.5f_{ptk}$ 。二层屋盖梁和一层楼盖梁在预应力作用下分别可以产生 7.7mm 和 6.0mm 的反拱, 能有效提高楼、屋盖的刚度, 减小梁中的裂缝宽度, 明显改善结构的正常使用极限状态性能。同时, 用预应力筋加固后, 梁的承载能力也势必有一定程度的提高, 这对梁在承载能力极限状态时的工作性能是有利的。

本工程已于 98 年 8 月完成, 根据施工现场的实际情况, 体外预应力筋的加固达到了预期的效果, 工程是成功的。

#### 四、湖口特大桥体外预应力施工方案

拟建的鄱阳湖湖口特大桥位于鄱阳湖长江入口处, 本文是在工程竞标阶段的设计方案。本文所述的结构方案由林同炎顾问工程师(北京)进行设计, 体外预应力施工方案由本文作者编制完成。

按结构设计方案, 湖口铁路桥主桥全长 513.6m, 一共 6 跨, 其中, 中间 4 跨每跨跨度 96m, 边跨跨度 64.8m。桥的上部结构采用了变截面的预应力混凝土单室箱形截面梁, 梁截面高度在 4m 至 6.7m 范围内变化, 箱形梁中同时配置了体内预应力筋和体外预应力筋, 体内与体外预应力筋的用量之比约为 0.53 : 0.47。

该桥体外预应力筋采用  $\Phi 15.24$  的 1860 级钢绞线, 预应力筋用量较大, 布束方式较为复杂, 预应力筋的锚固点和弯折点较多。因此其施工工艺的难点在于如何根据桥梁的受力特点决定预应力筋锚固节点的构造, 锚固端的设计既要满足可以进入检修的使用要求, 又要满足承载力的要求。例如, 桥梁端部锚固有 10 束  $27\Phi 15.24$  钢绞线, 预应力总合力达 52730kN, 锚固端的厚度应根据验算其抗剪要求和变形要求确定, 锚固端混凝土的配筋则应根据其抗弯和抗剪承载力确定。图 8

所示为端节点预应力锚具的布置方式。

对于其它一些部位, 同时存在预应力筋锚固节点与弯折节点, 此时进行锚固端设计时, 不仅要考虑预应力筋锚固产生的荷载, 还要考虑预应力筋弯折产生的竖向分力。例如第二跨边端支座截面, 有 6 束  $27\Phi 15.24$  钢绞线通过, 其中 4 束在该截面产生弯折, 2 束锚固于该截面。2 束预应力筋锚固对该截面的作用力为 10546kN, 4 束预应力筋弯折产生的向下分力为 3542kN。这些都是在进行该部位隔板设计时应该考虑的荷载。该点锚固和弯折隔板构造如图 9 所示。

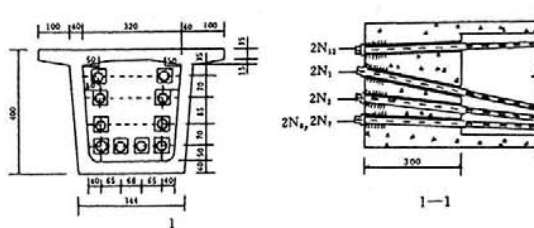


图8 桥梁端节点构造(单位:厘米)

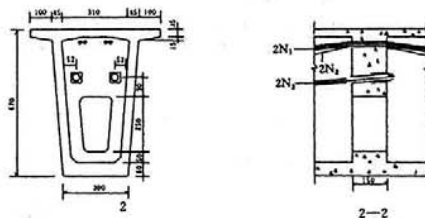


图9 桥梁第二跨边端支座节点构造

该桥由于体外预应力筋布置较为复杂, 相应的锚固或弯折节点形式也较为繁多, 本文限于篇幅, 不逐一尽述。但这正体现出了体外预应力筋布束方式的灵活性, 预应力筋可以根据桥梁的受力特点而在适当的地方截断, 这可以在相当程度上减少预应力筋的用量。该桥同时采用体内预应力和体外预应力, 从材料性能角度看, 可以将体内预应力筋与箱梁作为一个整体, 与体外预应力筋相配, 材料强度利用充分, 使结构受力趋于合理。

#### 五、结束语

体外预应力结构体系由于具有许多优越性, 其发展与应用已经成为现代预应力结构技术的重大发展和新技术标志之一。

体外预应力的适用性非常广泛, 除了可用于



建筑结构的维修与加固、桥梁结构的维修与加固外,还可以应用于大跨度屋盖结构和各种桥梁结构设计。采用体外预应力技术建成的超大跨度的建筑与桥梁结构,与同等跨度的钢结构比较,成本大大降低,耐久性防护水平显著提高,综合经济效益十分显著。

## 参考文献

- [1]傅温、张玉明、王宏彬,高效预应力混凝土工程技术(现代建筑技术实用丛书),中国民航出版社,北京,1996年
- [2]卓尚木、季直仓、卓尚志编著,钢筋混凝土结构事故分析与加固,中国建筑工业出版社,1997年
- [3]蒋元驹、韩素芳主编,混凝土工程病害与修补加固,海洋出版社,1996年,北京
- [4]刘航、李晨光、白常举,体外预应力加固混凝土框架梁的试验研究,建筑技术,Vol. 30, No. 12, 1999. 12.

(上接第15页)

## 1. 施工阶段(施加预应力阶段)

体外预应力产生的等效荷载为:  $N = f_{pe} A_p$ ,  $M = f_{pe} A_p e$

施工阶段由体外预应力产生的梁的上下缘应力为:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_0} \mu \frac{M}{W}$$

跨中挠度为:  $\Delta = \frac{1}{8} E I M l^2$

## 2. 使用阶段(加载阶段)

需要验算的截面为跨中截面,外力产生的弯矩(主弯矩)为:  $\frac{1}{6} P l$

综合弯矩为:  $M = \frac{1}{6} P l - N e$

梁的跨中截面上下缘应力为:  $\sigma_c = \frac{N}{A_0} \mu \frac{M}{W}$

## 3. 破坏阶段(强度极限阶段)

梁开裂后,梁内非预应力筋应力会突然增加。随荷载的不断增大,非预应力受拉筋的应力会逐渐加大,直到达到屈服强度,体外预应力筋也会产生应力增量,钢筋屈服后,应变虽然还会增加,但应力不会增加,而裂缝会不断扩大,最后导致受压区混凝土被压脆而产生破坏。

破坏荷载的计算有以下两个方程

$$N + f_y A_s = f_{cm} b x$$

$$N e + f_{cm} b x (h_0 - \frac{x}{2}) = N (h_0 - \frac{h}{2}) + M$$

$$N = A_{ps} f_{ps}$$

## 4. 结论

考虑体外预应力筋应力增量的影响,通过各种计算方法的比较,它对提高结构极限承载力的浮度在7%—10%。

## 六、结论

本文主要回顾了体外预应力砼这一新型预应力砼形式在国外的现状以及目前各个国家主要用于体外预应力砼的理论,以促进这一形式在国内的发展。

## 参考文献

1. Songkiet matnpayont "Flexural Behavior of Externally Prestressed Concrete"
2. Naaman, A. E. "A new Methodology for the Analysis of Beams Prestressed With External of Unbonded Tendons"
3. ACI Committee 318 "Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-89)". American Concrete Institute Detroit, 1989
4. T. Ararintan, H. Mutsyoshi etc. "Prediction of the Ultimate Flexural Strength of Externally Prestressed PC Beams" JCI, Nagora 1997.