

# 体外预应力混凝土特点及应力增量计算简介

③

10-13

谢应鹏 曾 滨

TK528.571

**【摘要】**把预应力筋放在梁截面以外的这一结构形式,称体外预应力[Externally Prestressed Concrete(EPC)].近年来在国内外得到迅速发展,目前已较广泛地应用于房屋桥梁设计及加固修补等方面.本文主要介绍EPC在国内外的的发展状况、结构特点、主要的理论及设计方法,以期能促进体外预应力混凝土更为广泛的应用.

**【关键词】** <sup>混凝土</sup>体外预应力~~梁~~(EPC) <sup>外力</sup>体外预应力筋(external cable) 鞍座(deviator)

## 一、概述

在中国,随着经济的高速发展,大批的房屋桥梁正在兴建之中,但同时由于长时间的使用,相当一部分房屋桥梁面临承载能力不足.处理这样的结构,一是重建,二是修补.由于经济上的原因,后者往往优于前者.而要修补,使用无粘结预应力砼不失为一种好的方法.使用无粘结预应力混凝土,一种是把预应力筋放在梁截面以内,这是我们平常所见到的形式,而另一种则是把预应力筋放在梁截面以外,只通过中间的鞍座及端部的锚固与砼梁相连.由于这种形式具有施工方便,成本低廉等优点,在国外得到了越来越广泛的应用,这种形式在国内同样有着良好的发展前景.

## 二、体外预应力砼(EPC)的定义及其优缺点

所谓的外预应力砼,指的是把预应力筋放在梁截面以外,通过两端的锚固与梁相连,通过中间的鞍座防止其偏离.由于其固有的形式,EPC砼较之普通砼有以下优点:

1、施工方便.由于预应力筋放在梁截面以外,可以和正常的砼梁一样来浇筑EPC梁,而用后张拉时预应力筋进行张拉.可以有效地缩短工期减少施工时的荷载.

2、维护修补方便.可以很方便地测试预应力筋的性能及变形程度,根据其状态决定是否需要用张拉或更换预应力筋.

3、可以作为对现存砼梁的修补手段,只需在梁外加上预应力筋即可.

4、由于不需预留预应力筋管道在梁截面中,可以减小梁截面大小,节约原材料,减轻下重.

但同时,它也具有以下不可避免的缺点:

1、防腐蚀、防火性能差.这也是EPC长期以来没有得到充分发展的原因.直到近时期高强度聚乙烯的运用,使得预应力筋防腐蚀性极大提高,才使得这一问题得到解决.但由于防腐蚀剂的使用,提高了预应力筋的成本.

2、由于预应力筋只通过两端的锚固及中间的鞍座与梁相连,这就对锚固端及鞍座相当高的要求,它必须具有一定的强度,具有较高的抵抗梁中荷载的能力.

3、相比较体外预应力砼在同样条件下,需要较大的张拉力才能产生同样的预应力.

4、最终外预应力筋的应力情况相比普通预应力混凝土损失的比较严重.

## 三、EPC在国外的过程

EPC具有很长的发展历史.其最早可以追溯到1936年,当时德国的Franz Dischinger设计了Aue Bridge其外预应力筋配置是以桁架形式.随

## 体外预应力

后是1938年的Widenbruck Bridge[德国设计者(Ulrich Finsterwalder)]。在法国,1950~1956年, Henri Lossier 率先设计 Villeneuve-Saint-George桥, Cargaret在Port a Binson和Lcan Bia设计了相似的桥,引进了EPC这一形式。但是所有这些最初的设计并没有带来好的影响,这时由于当时的工艺不能解决钢绞线受腐蚀这一问题、钢绞线的腐蚀往往比较严重。尤其是Can Bia桥,由于它把锚固端放在桥底部,允许河水穿过外预应力筋使得钢绞线腐蚀非常严重,导致最后断裂,只好关闭桥梁。所有这些,都给EPC带来了很坏的影响,以致于60~70年只有很少的EPC结构建成。

进入70年代以后,由于高强度钢绞线的使用及防腐蚀性能的提高,极大地促进了EPC的发展。1979年,美国的Jean Muller设计的 Long key Bridge充分证明了这一形式的优点。随后法国在SETRA的促进下,大批的EPC建筑物得到兴建。这些建筑的特点是外预应力筋可以拆除。其中较著名的有在泰国曼谷的Second Stage Express-system。在日本,除建设EPC桥梁(松山自动车道)外,还用于桥梁的补修,如石川县北陆高速公路大庆寺川桥等。近年来,由于EPC理论的进一步完善,这一形式的应用更为广泛。

### 四、理论的发展过程

理论的发展相对滞后于实践的发展,长期以来是用计算无粘结预应力混凝土的方法来计算体外预应力混凝土结构,直到最近,理论才得到充分的发展,之所以理论滞后的原因,是由于下面两点:

①外预应力筋属于无粘结预应力筋,相对有粘结预应力筋来说,无粘结预应力筋的分析比较困难,这是因为有粘结预应力筋中预应力筋的应变与其粘结筋的应变相同,通过截面分析就可以得出预应力筋应力变化,而无粘结预应力筋则

不然。如果说有粘结预应力筋是依赖于截面,那么无粘结预应力筋则是依赖于整体的,也就是说只有通过整体的变形分析,依据预应力筋的应变分布是均匀的这一理论,才能得出实际的预应力筋中应力的变化以及预应力筋的最终应力。

②体外预应力筋又与普通的无粘结预应力筋不同。普通无粘结预应力筋其变形与同一位置处梁的变形是一致的。体外预应力筋则有所不同,当梁变形时,除了与梁相连外的鞍座(deviator)和端部锚固变形相同外,其余部分是不相同的。这就使得预应力筋产生了第二效应(The Second Effect)这主要是由于预应力筋的偏心量在不断变化而引起的。尤其在梁接近破坏,这一影响更为显著。

上述两个问题,长期困扰着外预应力筋理论的发展,直到“预应力筋总的变形由预应力筋位置相当的混凝土总的变形是相同的”这一假设的提出,体外预应力筋理论才得到长足的进步。

下面主要介绍现在各国关于体外预应力筋的理论以及最近的新发展。

通常计算破坏时预应力筋的应力是如下公式:

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps}$$

其中  $f_{ps}$ : 破坏时预应力筋应力

$f_{pe}$ : 有效应力,即张拉时预应力筋产生的拉力。

$\Delta f_{ps}$ : 预应力筋中应力的增加量。

各国不同的公式如下:

①美国ACI Building Code:

$$f_{ps} = f_{pe} + 105 \text{MPa}$$

$f_{pe}$ 有效应力

②加拿大规范

$$f_{ps} = f_{pe} + 5000/Le \cdot (d_{pr} - C_v) \leq f_{py}$$

$$cy = (\Phi_{ps} A_{ps} f_{py} + \Phi_s A_s f_y) / 0.85 \Phi_c \rho_l R_c b$$

$\Phi_{ps}$ 、 $\Phi_s$ 、 $\Phi_c$ : 预应力筋、受力筋, 砼的抵

## 体外预应力

## 抗系数

$L_p$ : 预应力肋的跨度

$A_{ps}$ : 预应力筋面积

$A_s$ : 除预应力筋以外受力钢筋的面积

$f_{py}$ : 预应力筋的屈服强度

$f_y$ : 受力筋的屈服强度

$d_{ps}$ : 预应力筋到梁上边缘的距离

## ③德国规范

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} < f_{py}$$

$$\Delta f_{ps} = E_{ps}(\Delta/L)$$

$\Delta L = d_{ps}/17$ ,  $L$  预应力筋距离, 其余各符号意义同前。

## ④美国规范

$$f_{ps} = f_{pe} + 7000 (1 - 1.7 f_{cr} A_{ps} / f_{cu} d_{ps}) / (L/d_{ps})$$

$$f_{ps} < 0.7 \Delta f_{ps}$$

$f_{cr}$ : 混凝土破坏强度

$f_{ps}$ : 预应力筋破坏强度

## ⑤Mattok Yamazaki Katluala提出的对ACI规范修正公式

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + 1.4(f_c / \rho_{ps}) \text{ ksi}$$

$$f_{pe} < 0.6 f_{ps}$$

其中  $\rho_{ps}$ : 预应力筋配筋率  $f_c$ : 砼强度

## ⑥Du和Tao通过对试验的分析得出的经验公式

$$f_{pe} = f_{pe} + 786 - 1920 \times (A_s f_y + A_{ps} f_{pe}) / b d_s f_c'$$

$$(A_s f_y + A_{ps} f_{pe}) / b d_s f_c' \leq 0.30$$

$$0.55 f_{py} < f_{pe} < 0.65 f_{py}$$

$$f_{ps} < f_{py}$$

其中  $d_s$  是砼压边缘到拉筋之间的距离

## ⑦Harajli和Kanj通过研究荷载类型及预应力筋跨高比提出以下公式

$$f_{ps} = f_{pe} + r_0 f_{ps} [1.0 + 3.0(A_s f_y + A_{ps} f_{pe}) / b d_s f_c']$$

$$r_0 = L_f / L_2 \cdot [0.12 + 2.5 / (L/d_{ps})]$$

$$(A_s f_y + A_{ps} f_{pe}) / b d_s f_c' < 0.23$$

$L_f$ : 荷载跨距 (集中荷载  $L_f = 0$ )

$L_2$ : 梁总长

⑧Naaman和Alkhairi通过引进“有粘结预应力筋削减系数”  $\Omega_u$ , 以研究有粘结预应力方法 (如前述, 依赖截面) 来研究无粘结预应力筋 (依赖于整体) 提出以下公式

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \varepsilon_{cu} (d_{ps}/c - 1)$$

$$\Omega_u = 2.6 / (L/d_{ps}) \text{ (集中荷载)}$$

$$= 5.4 / (L/d_{ps}) \text{ (两点荷载)}$$

$\varepsilon$ : 混凝土受压边缘到中和轴距离, 其余符号同前。

但是所有这些理论都没有考虑到外预应力筋偏心距的变化 (第二效应所引起的影响), 日本综合考虑各方面的影响, 提出以下公式。

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \varepsilon_{cu} (d_{ps}/c - 1) \leq f_{py}$$

$$\Omega_u = 0.0075 + 0.38 \omega + [4L_f/L \cdot (3\omega + 0.625)] / [3 + K_\theta (L/d_{ps})^{1.5}]$$

$$K_\theta = 0.45 (L_p/L)^2 + 0.03$$

$$\omega = [A_{ps} f_{pe} + (A_s - A_{ps}) f_y] / b d_{ps} f_c' < 0.25$$

其中:  $d_{ps}$  是破坏时外预应力筋至压边缘的距离

这公式的优点是考虑了第一效应的影响, 另外, 还提出了预应力筋高度变化系数  $R_d$  以计算最终预应力筋高度的变化。

$$d_{ps} = R_d d_{ps}$$

$$R_d = K_1 + (0.1 - L_1 d_{ps}) S_d / L \leq 1.00$$

$$K_1 = 1 + 0.09 - 0.00035 L / d_{ps} \quad \text{(集中荷载)}$$

$$R_d = K_1 + (0.125 - 0.0225 L_1 d_{ps}) S_d / L \leq 1.00$$

$$K_1 = 0.95 + 0.5 \omega - 0.00265 L / d_{ps} \quad \text{(两点荷载 } 0 \leq L_f/L < 0.333)$$

其中  $S_d$ : 鞍座之间的距离。

但是这个公式过于复杂, T.Aravinthan等人在对参数分析的基础上, 提出以下简化公式

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \Omega_u \varepsilon_{cu} (d_{ps}/c - 1)$$

$$\Omega_u = 0.21 / (L/d_{ps}) + 0.04 [A_{ps, inc} / A_{ps, max}] + 0.04 \quad \text{(一点集中荷载)}$$

## 体外预应力

$\Omega_v = 2.31/(L/d_{ps}) + 0.2[A_{ps\text{ m}}/A_{ps\text{ tot}}] + 0.06$  (两点集中荷载)

$$\rho d_{ps} = R_d d_{ps}$$

$R_d = 1.14 - 0.005[L/d_{ps}] - 0.19(S_f/L) \leq 1.0$  (一点集中荷载)

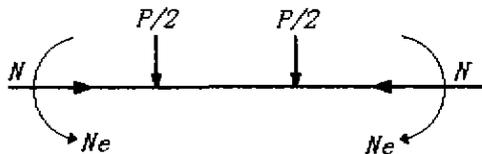
$R_d = 1.25 - 0.010[L/d_{ps}] - 0.38(S_f/L) \leq 1.0$  (两点集中荷载)

$A_{ps\text{ m}}$ : 有粘结预应力筋面积

$A_{ps\text{ tot}}$ : 总预应力筋面积

### 五、实例分析

以三等分加载的体外预应力梁为例进行分析, 等效分析模型见下图。



#### 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:

$$\sigma_c = N/A_0 \cdot \mu \cdot M/W$$

跨中挠度为  $\Delta = 1/8 \cdot EIM^2$

#### 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  $1/6Pl$ , 综合弯矩为  $M = Pl/6 - Ne$ , 梁的跨中截面上下缘应力为:

$$\sigma_c = N/A_0 \cdot \mu \cdot M/W$$

#### 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。随荷载的不断增加, 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:

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

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

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

### 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、结束语

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

### 参考文献

1. Songkiat matnpayont "Flexuel Behavior of Externally Prestressed Concrete"
2. Naaman.A.E. "A new Methodlogy 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. Arainthan, H. Mutsyoshi etc. "Tredictino of the Ultimate Flexuel Strength of Externally Prestressed PC Beams JCI, Nagora 1997.