体外预应力混凝土简支梁的应力分析

周品芳　　张仲先
(华中科技大学土木工程与力学学院 ,武汉 430074)

[摘　要] 本文通过一组体外预应力简支梁的试验 ,研究了梁整体变形和体外预应力筋变形的关系 ,分析了因体外预应力偏心距引起的二次影响和转向块及预应力筋的数量及布置方式对体外预应力简支梁性能影响 ,推导出了正截面极限承载力计算公式 ,得出了一些有益的结论 ,为进一步深入研究体外预应力混凝土结构提供了实践与理论分析的依据。

[关键词] 体外预应力 ;简支梁 ;二次影响 ;转向块 ;正截面极限承载力
[中图分类号] TU378. 2　　[文献标识码] A　　[文章编号] 10012523X(2004) 0920016204

STRESS ANALYSE OF EXTERNALLY PRESTRESSED REINFORCED CONCRETE SIMPLE BEAMS

Zhou Pin2fang　　Zhang Zhong2xian

[**Abstract**] With experiment the authors analyse the changes of the tendons of externally prestressed simple beams throughout the loaded process ,observes the second2order effects in different stages and analyses several factors which may influence the behaviors of externally prestressed concrete simple beams ,such as reinforcement ratio ,deviators and span2to2depth ratio , present simple formulas of calculating the ultimate flexural strength of externally prestressed simple concrete beams. At the same time through analyzing the stress of externally tendons we got some useful results ,which also may be helpful for those who research on this.

[**Keywords**] Externally tendons; Simple beams; Second2order effects; Deviator; Ultimate flexural strength

体外预应力作为后张法预应力混凝土的重要分支之一 ,它既可以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 ,也可用于旧有混凝土结构的重建加固及维修。体外预应力结构中预应力筋放置在混凝土的外部 ,故仅在锚固区和转向块处和梁发生作用。由于锚固端与转向块之间的预应力筋保持直线 ,而结构变形为非线性 ,导致预应力筋与混凝土梁发生相对位移 ,即产生所谓二次影响。在荷载作用下预应力筋的位移和混凝土截面无关 ,预应力筋的应力变化可以通过整根梁的变形协调条件得到。因此 ,体外预应力筋的应力变化受初始应力、梁跨高比、结构变形状态、梁端状态、体内非预应力筋配筋率、转向块距离等因素的影响。本文结合试验 ,分析了体外预应力筋应力变化 ,同时提出了相应的正截面极限承载力的计算公式。

正截面极限承载力的计算公式有很多 ,其中许多经验公式由于缺乏力学概念上的说服力而不被人接受。广泛见诸于研究讨论的有弯矩曲率法、偏压法、有限差分法、塑性铰法[1~3]。计算正截面极限承载力首先必须计算梁体外预应力筋应力增量 ,而体外预应力筋应力变化取决于梁的整体变形 ,所以要先知道梁极限挠度 ,而预应力筋状态由锚具和转向块的相对位置决定(梁与预应力筋在锚具与转向块处有相同位移变化) ,从而根据梁挠度公式知道预应力筋位移变化 ,从而知道预应力筋应力增量 ,根据水平力平衡与弯矩平衡关系 ,求出相应的极限承载力。

基于弯矩曲率法的有限差分法求挠度既有力学上的说服力又能给出数学上精度 ,但不够直观简洁 ,不适合工程设计。本文采用文献[4]关于偏压法推导的挠度公式进行分析 ,该公式形式简单且得到试验的验证 ,但同时认为把体外预应力梁模拟为混凝土偏压杆件有力学上的不妥 ,因为偏压导致的 N - Δ 效应 ,偏心轴力 N 是导致横向变形 Δ 产生的原因之一 ,而体外预应力筋提供给梁的轴力 N 是近似不变的 ,Δ 的产生是由于外荷载提供的正截面弯矩的作用。所以本文建议采用基于弹性理论的力法计算挠度加以校核 ,因为体外预应力筋大部分变形发生在塑性阶段 ,所以基于此法设计体外预应力混凝土结构 ,有很大的强度储备 ,偏于安全 ,满足正常使用条件下的设计要求 ,同时用力法验证也利用了力法一般要已知外荷载的特点。

1　计算方法

1. 1　基本假定

本文作了以下的假设:a) 开裂前后截面变形服从平截

收稿日期:2004 - 07 - 05
作者简介:周品芳(19752) ,女 ,湖北人 ,现为该校在读硕士生

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

面假设。b) 钢筋和混凝土之间粘结良好。c) 开裂截面混凝土的抗拉强度忽略不计。d) 体外筋和转向块之间的摩擦力忽略不计。e) 假定梁有足够的抗剪强度,忽略梁的剪切变形和轴向变形。f) 混凝土、体内普通钢筋、体外预应力钢绞线分别采用图 1 所示应力2应变关系模型。

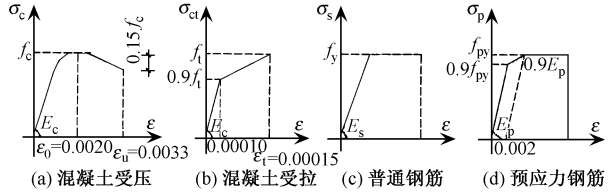


图 1　材料的应力2应变关系计算模型

1.2　正截面承载力计算方法

本文选用体外预应力混凝土简支梁模型如图 2 所示,模型的物理关系见图 3。

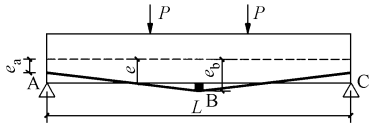


图 2　体外预应力简支梁模型

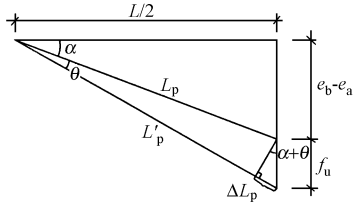


图 3　模型的物理关系

梁截面受力分析如图 4 所示,令截面承受的外弯矩为 M,梁截面存在如下内力平衡(对截面中心轴取矩):

$$\begin{cases} F_C + \sigma_S A_S' = \sigma_S A_S + \sigma_p A_p \\ M = F_C\left(h_{P2} + X - C\right) + \sigma_S A_S'\left(h_{P2} - h_S'\right) + \\ \sigma_S A_S\left(h_S - h_{P2}\right) + \sigma_p A_p e_b \end{cases} \quad (1)$$

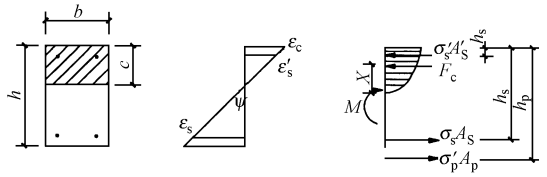


图 4　梁截面内力分析

极限状态时:

$$\sigma_s = f_y \quad \sigma_s' = f_y' \quad \varepsilon_c = \varepsilon_u \quad \sigma_c = f_c\left[2\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon} - \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon}\right)^2\right]$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_u}{c} \quad \varepsilon_u = 0.0033 \quad \varepsilon = 0.002$$

$$F_C = \int_0^c \sigma_c\, b\, \mathrm{d}x = \int_0^c f_c\, b\left[2\frac{\phi x}{\varepsilon} - \left(\frac{\phi x}{\varepsilon}\right)^2\right]$$

$$\mathrm{d}x = \frac{\phi \cdot bf_c}{\varepsilon} \cdot c^2 \cdot \left(1 - \frac{\phi}{3\varepsilon} \cdot c\right)$$

$$= b \cdot f_c \cdot c \cdot \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon}\left(1 - \frac{\varepsilon_u}{3\varepsilon}\right) = 0.7425 f_c\, bc \quad (2)$$

混凝土合力作用点至中和轴的距离:

$$x \cdot \int_0^c b\sigma_c \mathrm{d}x = \int_0^c b\sigma_c \cdot x\mathrm{d}x = bf_c \cdot \frac{\phi}{\varepsilon}\int_0^c \left(2x^2 - \frac{\phi}{\varepsilon}x^3\right)\mathrm{d}x$$

$$\therefore x = c \cdot \frac{\left(8 - \frac{3\varepsilon_u}{\varepsilon}\right)}{\left(12 - \frac{4\varepsilon_u}{\varepsilon}\right)} \approx 0.565c \quad (3)$$

利用文献[4]挠度公式:

$$f_u = \frac{SML^2}{B_s} \quad (4)$$

令梁挠曲线方程为:

$$f(x) = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

利用边界条件得到

$$\therefore f(x) = -\frac{4f_u}{L^2}x^2 + \frac{4f_u}{L}x \quad (5)$$

$$\therefore \theta(x) = f'(x) = -\frac{8f_u x}{L^2} + \frac{4f_u}{L} \quad (6)$$

对于图 1 所示的体外预应力混凝土简支梁,在不计梁的轴向压缩变形的条件下,体外预应力筋直线段 AB 的名义应力增量可由下式[5]求解:

$$L_P' = \sqrt{\left(a_{AB} + e_A\theta_A + e_B\theta_B\right)^2 + \left(e_A - e_B + \Delta_A - \Delta_B\right)^2}$$

$$\Delta L_p = L_p' - L_p \quad (7)$$

$$\Delta\sigma_p = E_P\Delta L_P / L_P \quad \sigma_P' = f_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (8)$$

忽略 A 点转角变形,由图 3 知:

$$\Delta L_p = \sin(\alpha + \theta_A) f_u \approx \sin\alpha f_u$$

(当 θ 值很小时等号成立)　(9)

(5)、(6)、(7)式中 e_A,θ_A,Δ_A ——A 点的偏心距、转角、挠度;e_B,θ_B,Δ_B ——B 点的偏心距、转角、挠度;α_{AB} ——A,B 两点之间的水平距离;L_p ——AB 段体外预应力筋的计算原长;L_p' ——AB 段体外预应力筋变形后的长度;ΔL_p ——AB 段体外预应力筋变形后的伸长值;$\Delta\sigma_p$ ——AB 段体外预应力筋的应力增量值。

(2)、(3)、(4)、(5)、(6)、(7)、(8)代入方程(1):

$$\therefore c = \frac{\sigma_p A_p - f_y A_s - f_y' A_S'}{0.7425 f_c\, b} \quad (10)$$

$$\therefore M_u = 0.7425 f_c\, bc\left(\frac{h}{2} - 0.435c\right) + f_y' A_S'\left(\frac{h}{2} - h_s'\right) + f_y A_s\left(h_s - \frac{h}{2}\right) + \sigma_p' A_p e_b' \quad (11)$$

2　试验情况

根据研究目的和内容,本试验设计了 7 根梁:PB21、PB22、PB23、PB24、PB25、PB26 和 PB27,考虑了转向块的个数、体内受拉钢筋的面积、张拉预应力的大小和跨高比的影响等。其中试件 PB21、PB22、PB27 体外预应力筋为直线布置,没有转向块。试件 PB23、PB24 体外预应力筋为折线布置,有一个位于跨中的转向块。试件 PB25、PB26 体外预应力筋为折线布置,

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

有 2 个位于三分点处的转向块,除 PB27 梁外,各梁的跨度和截面大小均为4 500 mm和 180 mm ×300 mm,PB27 梁跨度为 2100 mm,其截面同其余梁。各梁跨度及转向块和预应力筋的布置情况见图 5。为防止在端部锚具处发生局部受压破坏,端部截面得到加强。折线布置的梁端部有一定的倾斜以保证体外预应力筋与梁截面垂直。转向块由高度 60 mm 的圆柱体做成。梁配筋及张拉预应力大小等参数见表 1。试验在华中科技大学土木工程与力学学院结构大厅进行,混凝土强度为 C40,28 d 后混凝土立方体的抗压强度为 40.77 MPa。体外预应力筋采用 2 束 7<5 的钢绞线,并采用千斤顶张拉(E_p 为 211 ×10^5 N/mm^2)。试验的加载装置为液压千斤顶。试验梁的加载及测量装置见图 6。每 1 根梁试验主要分 2 个阶段进行:张拉预应力阶段和加载至破坏阶段。试验加载时在三分点处两点加载,试件开裂前,每级加载 1～15 t,临近开裂时适当减小了分级荷载;开裂后至屈服前,每级加载为 1 t。屈服后,每级加载为 1 t,当混凝土压区被压碎或者液压千斤顶的读数不再上升时停止加载。

表 1　试件梁各种设计参数

梁号	跨度 Pmm	转向块 个数	转向块 位置	受拉钢筋	受压钢筋	体外预应力筋	张拉预应力值
PB21	4 500	0	—	2<16	2<12	7<5 钢铰线	667 MPa
PB22	4 500	0	—	2<20	2<12	7<5 钢铰线	667 MPa
PB23	4 500	1	跨中	2<16	2<12	7<5 钢铰线	797 MPa
PB24	4 500	2	跨中	2<20	2<12	7<5 钢铰线	667 MPa
PB25	4 500	2	三分点	2<16	2<12	7<5 钢铰线	997 MPa
PB26	4 500	2	三分点	2<20	2<12	7<5 钢铰线	667 MPa
PB27	2 100	0	—	2<16	2<12	7<5 钢铰线	667 MPa

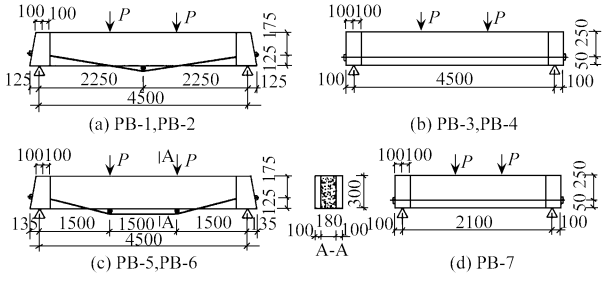


图 5　试验梁设计示意

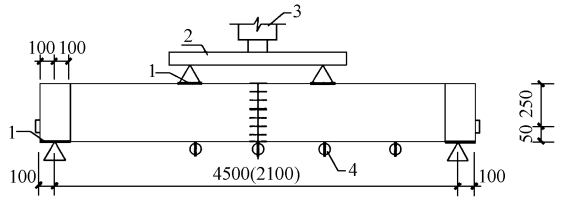


图 6　试验梁加载及仪器布置

1 —钢垫板;2 —分配梁;
3 —千斤顶力传感器;4 —位移传感器

3　试验结果分析

3.1　转向块的影响

a) 试验梁 PB21 和 PB22 由于没有设置转向块,其二次影响较大,这两根试件的极限弯矩较其它设置了转向块的梁体有较大的降低。这表明通过设置转向块可以减小由于二次影响导致的梁体承载能力的降低。

b) 试验梁 PB24 和 PB26 除了前者设置一个转向块而后者设置两个转向块外,其它试验参数均相同。这两根梁的弯矩2挠度曲线很相近,其开裂弯矩和极限弯矩差别都不大。这表明设置一个转向块和设置两个转向块对体外预应力混凝土简支梁的极限弯矩影响不是很大。

c) 试验梁 PB22 和 PB24 体内普通钢筋配置相同,PB24 比 PB22 体外预应力筋应力增量更大,同时相同外载下,PB22 有更大的跨中挠度。这表明设置转向块能更充分地发挥和利用预应力筋的强度,也可以显著地减小梁的跨中挠度,使得梁的抗弯刚度得以提高。

3.2　钢筋布置的影响

a) 试验梁 PB21 较 PB22 有更多的体内钢筋,导致其极限状态时体外预应力筋增量更小。

b) 开裂前,普通钢筋与体外筋应力均增长较慢,但普通钢筋要增长得更快一些;开裂后,两者均应力增长较快,但普通筋更快,直至屈服,而体外筋在极限状态时仍未屈服。

3.3　跨高比的影响

PB27 试件的截面尺寸、配筋量与 PB21、PB23、PB25 一样,但跨长变小,试验表明跨高比小的试件其体外预应力筋应力增量更大。

4　结论

本文通过 7 根体外预应力混凝土简支梁的试验研究,对体外预应力混凝土梁受弯全过程进行了观察,研究了不同试验参数对体外预应力混凝土简支梁性能的影响规律,推导出正截面极限承载力公式,得出了以下结论:

a) 用本文计算公式,理论值与实测值吻合较好(见表 2),满足实际工程需要。

表 2　M_u 理论计算值与试验实测值对比

(M_u 单位 kN·m, f_{ps}单位 MPa)

梁号	试验实测值 M_u	试验实测值 f_{ps}	计算值 M_u	计算值 f_{ps}'	$\frac{M_u}{f_{ps}}$	$\frac{M_u}{f_{ps}'}$
PB21	79.9	756	76.1	704	0.952	0.931
PB22	89.1	594	88	561	0.99	0.944
PB23	114.1	1011	109.7	1063	0.962	1.05
PB24	122.9	860	113.8	916	0.926	1.07
PB25	137.6	1342	131	1247	0.952	0.93
PB26	130.4	1015	137	983	1.05	0.97
PB27	80.6	723	79	770	0.98	1.06

(M_u 为极限弯矩, f_{ps}为体外筋极限应力)

以 PB24 梁为例计算如下:已知条件有: f_y = 380, f_y' = 340, α_E = 6.35, f_c = 27.3, $b \times h$ = 180 ×300, A_s = 628, e_b =

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

210, e_A = 25] $\sin\alpha = \frac{e_b - e_a}{LP2} = 0.082$

由(8)式] $\sigma_p' = 667 + 1.95 \times 10^5 \frac{0.082 f_u}{2257.6} = 667 + 7.08 f_u$ (要考虑适当损失)

$$e = -\frac{M_u}{\sigma_p \cos\alpha} + 210$$

上述参数代入(4)、(10)、(11)得到表中结果,同理推出其它梁的结果。

b) 钢筋混凝土简支梁,当采用折线型体外预应力筋布置方式时,在正常使用极限状态下,可以显著减小梁的跨中挠度;在承载能力极限状态下,可以显著提高梁的极限承载力,且当采用的预应力筋适量时,简支梁的破坏形态仍为适筋梁的延性破坏。

c) 设置有转向块的体外预应力筋应力混凝土梁将有较大的体外预应力筋应力增量。配置较多的体内普通钢筋以及较大的跨高比将导致更低的体外预应力筋应力增量。

d) 在整个受力过程中,设置了转向块的梁二次影响较小,而未设置转向块的梁体二次影响较为明显,可以设置转向块来减小由于二次影响导致的极限承载能力的降低。

参考文献

1 杜拱辰,陶学康等. 无粘结部分预应力混凝土受弯构件的强度和变形性能. 中国建筑科学研究院建筑科学研究报告

2 孙海,李伟业. 条带法在混凝土结构非线性有限元分析中的应用. 工业建筑,2000,(4)

3 Harajli. M. H. Effect of span2depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members. ACI Structural Journal,1990, 87(3):3052312

4 邱继生,张耀庭,黄恒卫. 体外预应力筋应力值混凝土梁短期挠度的计算. 特种结构,2003,20(1)

5 牛斌. 体外预应力混凝土梁弯曲性能分析. 土木工程学报,1994,(4)

(上接第 10 页)

的暗梁、剪力墙、柱子钢筋位晋发生冲突,导致铺设预应力筋难度加大。

b) 上下两层预应力波纹管铺放的水平位置定位难度大。由于预应力筋走向是平面曲线,而且数量较多,因此需要采取合理的技术措施保证波纹管位置。

c) 波纹管铺设的时间是在水池下层普通钢筋铺设完成,而上层普通钢筋还没有铺设时。当波纹管铺设完成后铺设普通钢筋上铁时,此时如何对波纹管进行保护,保证波纹管在此过程中不发生破损,也是施工技术难点之一。

d) 预应力筋绝大部分张拉端都设置在水池边梁和混凝土后浇带中,张拉端的安装和预应力筋的张拉都会遇到和普通钢筋位置重叠的情况。由于类似节点数量多,因此必须采取施工措施保证施工质量和施工速度。

根据预应力筋的多层、双向、交错、平面曲线布置的特点,预应力筋的铺设采取了三段大流水顺序施工,图 5 为流水段划分区域图,每个流水段根据预应力施工工艺进行。

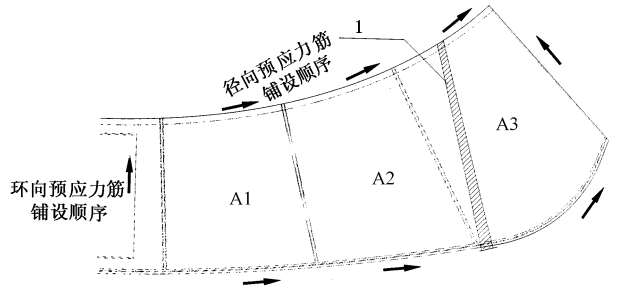


图 5　预应力筋配置区域划分

1—后浇带

径向预应力筋往波纹管中穿束时,必须由锚固一端向张拉一端顺向穿束。在铺设环向预应力筋时,必须按照 A1—A2—A3 的顺序进行。

对于径向预应力筋,均为一端张拉,一端锚固,在钢绞线往波纹管中穿束时,需要从锚固端一侧把钢绞线穿入波纹管,然后从此端把该孔内的钢绞线全部穿入波纹管,一直穿到张拉端。为此,在钢绞线锚固端处需要搭设较为开阔且高度适宜的脚手架和作业平台。

对于环向预应力筋,绝大部分为二端张拉。由于 A3 区域还在进行土方及基础施工,还没有施工到水池顶板的高度,所以无法从东面开始穿钢绞线。因此,环向预应力筋只能从中间 3M 轴线开始分别向东西两侧进行钢绞线穿束施工。为此,在中间 3M 轴线至两侧钢结构顶棚范围内也需要搭设较为开阔且高度适宜的脚手架和作业平台。

4　结语

通过对国家大剧院水池结构的温度应力计算和预应力设计、施工,有以下几点体会:

a) 对于国家大剧院水池这样的结构形式,由于其平面尺寸大、支撑体系复杂,且完全暴露于空气之中,因而对温度应力计算要求高。实践证明,采用大型有限元计算软件 ANSYS 进行整体结构分析可以达到事半功倍的效果。

b) 根据 ANSYS 计算结果,确定了水池结构温度预应力设计原则:上下双层、径环双向、分区域布置预应力筋。

c) 由于水池结构平面和现场施工条件复杂,给预应力施工提出了很高的要求。为保证预应力施工,对水池结构特点和现场条件进行了全面的分析,作了充分准备,目前 203 区预应力混凝土正在施工,进展顺利。

参考文献

1 王铁梦. 工程结构裂缝控制. 北京:中国建筑工业出版社,1997

2 赵国藩,李书瑶,廖婉卿,文明秀,王清湘,宋玉普,王键. 钢筋混凝土结构的裂缝控制. 北京:海洋出版社,1991

3 樊小卿. 温度作用与结构设计. 建筑结构学报,1999,20(2):43250

4 刘兴法. 混凝土结构的温度应力分析,北京:人民交通出版社,1991

© 1995-2005 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.