体外预应力小梁试验研究与分析

王绍义　狄蓓蕾　邓向辉
（上海市建筑科学研究院）

一、前言

本试验为了观察配有体外预应力筋梁在受弯时，弹塑性工作阶段的结构性能和破坏形态，测定混凝土截面上的应力分布，体外预应力筋的效率，梁的变形及裂缝情况，验证有关设计方法，为沪杭高速公路设计体外预应力桥提供依据。试验设计时参考了国内外体外预应力构件和无粘结构件的试验结果。因为这方面的试验资料相对较少，国家规范对体外预应力结构的设计还没有明确的规定，试验结果将为从事体外预应力结构研究提供帮助。

在上海市建筑科学研究院、上海市政工程设计研究院和沪杭高速公路（上海段）建设指挥部的共同努力下，试验取得了比较满意的效果。

二、试验目的与试验内容

本试验主要目的是通过对体外预应力小梁进行加载试验，全面地了解体外预应力梁在各种工况下的受力性能。通过对各种工况下应力、应变和位移的实测，观察破坏形态，建立一个合理的力学分析模型，推导出一个实用的体外预应力结构设计计算公式。通过对预应力筋应变的跟踪测量，得出一个合理的计算预应力筋应力增量公式。本次试验共测试了六根小梁，梁的横截面均为 $b\times h=160\times 280mm^2$。混凝土强度等级为C35、C40。其中两根为直线型体外预应力筋简支梁，两根为折线型体外预应力筋简支梁，两根为折线型体外预应力连续配筋的二跨连续梁。体外预应力钢丝均布置在小梁的两侧，每侧一束 4φ5。简支梁的非预应力钢筋的布置为 2φ10(上)2φ12(下)，连续梁的非预应力钢筋为 2φ12(上)2φ12(下)，预应力筋的张拉应力分别为 $0.5\sim 0.7f_{tk}$。实测的材料性能见表一。

体外预应力小梁试验材料性能汇总表　　表 1

梁号	类型	截面 b×h	A_s (mm^2)	f_y (MPa)	E_s (10^5MPa)	A_p (mm^2)	f_{pu} (MPa)	E_p (10^5MPa)	f_{eu} (MPa)
A－1	直线型简支梁	160×280	226	396	1.86	157	1690	2.05	41.1
A－2	直线型简支梁	160×280	226	396	1.86	157	1823	2.24	36.2
B－1	折线型简支梁	160×280	226	396	1.86	157	1690	2.05	41.1
B－2	折线型简支梁	160×280	226	396	1.86	157	1823	2.24	36.2
C－1	折线型连续梁	160×280	236(上) 226(下)	396	1.86	157	1823	2.24	36.2
C－2	折线型连续梁	160×280	226	396	1.86	157	1823	2.24	36.2

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

梁的尺寸详见图 1。测试的内容包括：控制截面处的混凝土应变、预应力筋和非预应力筋的应变、跨中及支座处的挠度，连续梁中支座的反力。

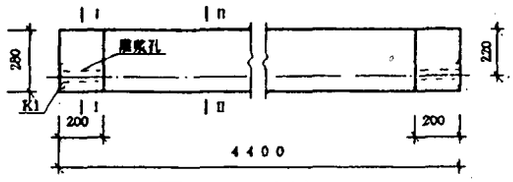


图 1－a　试件 A

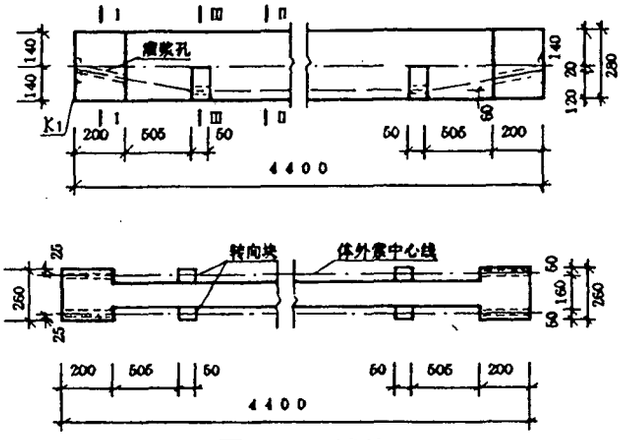


图 1－b　试件 B

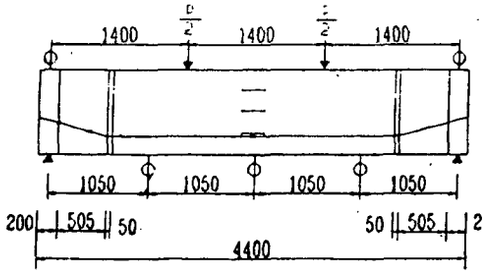


图 2－a　折线形小梁测点布置图　Φ为百分

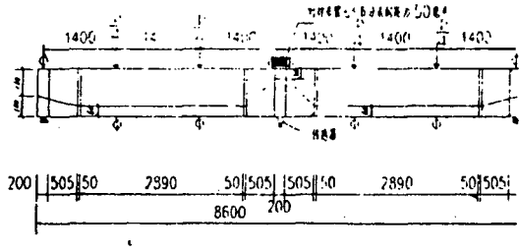


图 2－b　两跨连续梁测点布置示意图　Φ为百分表

三、测点布置

简支梁的控制截面为跨中截面，混凝土应变、预应力筋和非预应力筋应变的测点均布置在该位置。其中，混凝土应变 10 个测点，采用 10cm 长的应变片，在梁的两侧，沿梁高均匀布置，每侧 5 个应变片。预应力筋 8 个测点，非预应力受拉钢筋 2 个测点，采用 $1\times1mm^2$ 应变片，应变片直接贴在钢筋上。另外箍筋测点 4 个，布置在靠近支座处；转向块处预应力筋应变测点 4 个，布置在转向块两侧。

连续梁 的控制截面为中间支座及两个跨中截面，混凝土应变、预应力筋和非预应力筋应变的点布置在这三个截面上，每个截面的布置方法和数量同简支梁。

位移测量采用电子百分表：简支梁 5 个测点，布置在两个支座处，两个加载位置和跨中；连续梁 11 个测点，布置在两个端支座、两个跨中，中间支座处以 5cm 为间距对称布置 7 个百分表。具体布置见图 2。

四、试验结果

加载方式为两点加载，即三等分加载。连续梁采用两跨同步加载，每跨使用一台千斤顶，荷载大小由传感器直接反映。极限荷载的判别标准为受压区混凝土压碎。加载方式及裂缝和破坏见图 3。试验时先对预

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

应力钢筋进行张拉,张拉完毕即进行加载,以 10KN 为一级,直至破坏。

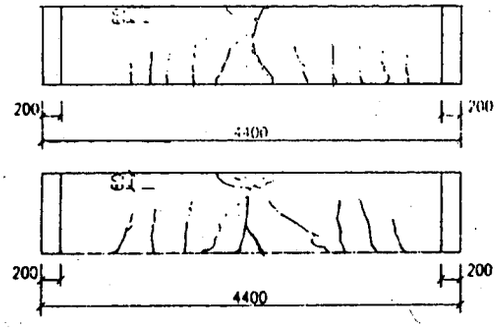


图 3—a 直线型小梁裂缝分布图

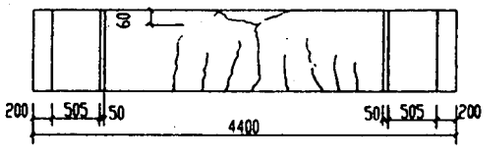


图 3—b 折线形小梁裂缝分布图

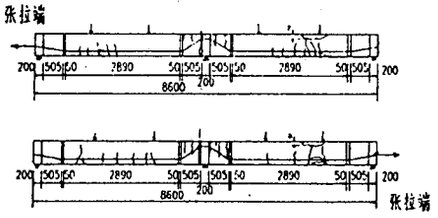


图 3—c 两跨连续梁裂缝分布图

经过试验发现,简支梁的裂缝主要集中在跨中两加载点之间,连续梁的裂缝首先出现在中间支座处,随后两个跨中也出现裂缝,裂缝分布比较均匀,裂缝间距为 5～20cm。梁开裂前,体外筋应力增量不明显,开裂时稍有增加,一般在 45～80MPa。随后非预应力筋屈服,体外筋应力增量明显可达 100MPa 以上,但是混凝土尚未破坏。继续加载后挠度明显加大,构件进入塑性工作阶段,当混凝土压碎时体外筋应力增量达到最大可达 400MPa 左右。破坏形态为受弯破坏,即在跨中最大弯矩处非预应力钢筋屈服,受压区混凝土压碎,从而导致破坏。混凝土受压区的破裂高度为 30～50mm。破坏时小梁的挠度明显,为塑性破坏。非预应力受弯钢筋的应变值在 2000～4000$\mu\varepsilon$,箍筋的应力值只有几十兆帕。体外预应力筋的效率与张拉力有关,张拉应力 0.6～0.75f_{ptk}(R_y^b),预应力度大于 0.65 时,破坏时应力值均大于 0.85f_{ptk}(R_y^b)。体外预应力筋的应力变化见图 4,梁的挠度荷载曲线见图 5,试验结果见表 2。

五、试验结果分析

从试验结果得知,在加载初期,预应力筋应力增量较小,在开裂以后,应力增量幅度有所加大,到临近破坏前,预应力筋应力达到最大值,当混凝土压碎、梁破坏时,应力值反而有所降低。而体外预应力筋的应变与小梁的变形有直接的关系,经过试验发现,小梁的挠度增长越快和转向块处转动越大,体外预应力筋的应力增长也就越快。在直到梁仍保持连续曲线变形为止,随着混凝土被压碎梁折成二段,此时小梁的变形已不是弯曲变形,而是由于混凝土的压碎而发生的小梁的破坏,由于梁的破坏而导致预应力筋两端的间距有所减小,故而体外预应力筋 的应力反而有所下降。由于破坏发生的突然性,体外预应力筋应力的下降只在几根小梁上跟踪测试获得了成功。因此,在混凝土被压碎之前,只要求得配有体外预应力筋的小梁挠曲变形方程,就可以用弹性力学方法计算体外预应力筋小梁的内力、挠度和体外预应力筋的应力增量。

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

配有体外预应力筋小梁试验结果汇总表 表 2

编号		A-1	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2
类型		直线型简支	直线型简支	折线型简支	折线型简支	折线型连续梁	折线型连续梁
预应力度 $\lambda=\frac{A_p f_{ptk}}{A_s f_y + A_p f_{ptk}}$		0.675	0.680	0.560	0.713	0.737	0.743
有效预应力 MPa		1174.44	1215.55	719.83	1176.34	1347.19 1197.79 1194.71	1187.31 1230.88 1343.78
弹性阶段	开裂荷载 KN	54.8	48.3	40.3	45.0	60 70 90	60 60 60
	挠度 mm	–	3.39	–	4.63	– –	2.88 3.48
	应力增量 MPa	67.71	47.71	48.33	18.82	76.44 25.48	32.43 30.10 34.27
弹塑性阶段	PC 筋流限荷载 KN	70	60	70	90 90 (142/20)	110 110 (120/118)	
	挠度 mm	24.07	14.93	–	21.72	– –	14.73 14.57
	应力增量 MPa	145.96	80.16 138.94	103.23 33.39 34.59	167.59 115.92		
塑性阶段	破坏前一级荷线 KN	72	75	70	78	140 120	
	挠度 mm	–	19.74	–	–	–	–
	应力增量 MPa	328.24	110.69	485.62	320.10	194.21 219.80 175.50	
破坏阶段	破坏荷载 KN	72.4	78.5	70.8	79.8	150 120	120 118
	挠度 mm		>40	–	–	– –	34.96 24.80
	应力增量 MPa		381.21	–	–	>476.0 >525.51 505.79	547.91 332.11 284.25
效率系数		0.889	0.876	0.713	0.824	≈1 ≈1 0.932	≈1 0.857～1.0 0.893

注：1)B－2 梁 40KN 荷载时挠度为 3.33mm。

2)C－1，C－2 梁表中 3 列数据分别为左跨中截面，右跨中截面和支座截数据。

3)括号中数字为中支座处非预应力钢筋达到流限时的荷载。

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

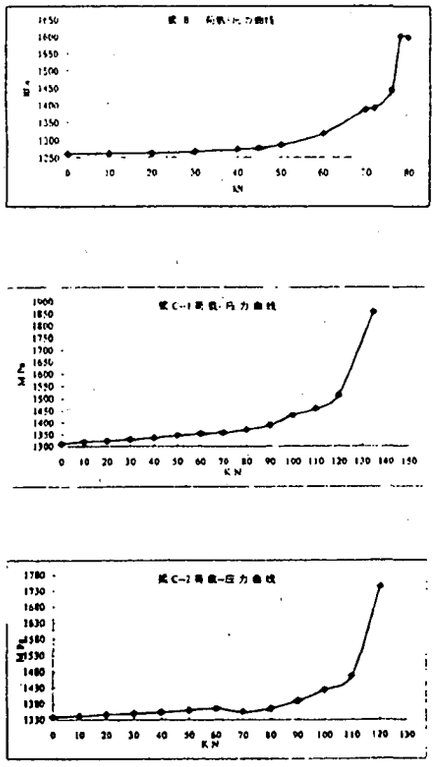


图 4　体外预应力筋的应力变化曲线

实测表明在大部分受力阶段，混凝土变成直线分布见图 6，混凝土小梁可采用平截面假定。破坏时，受压区破裂区有一定高度，而且混凝土压应变达 0.002～0.0035，可以认为混凝土受压区可以等效矩形受压区，考虑混凝土进入塑性工作状态。因此，可以利用小梁正截面力平衡条件建立截面设计公式。

实测的预应力损失为：简支梁约 11.3%，连续梁约 26.8%。

由于配有体外预应力筋的连续梁支座塑性铰转动不充分，实测连续梁的破坏荷载与考虑次弯矩计算值接近。

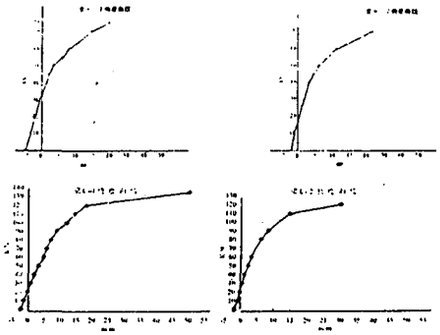
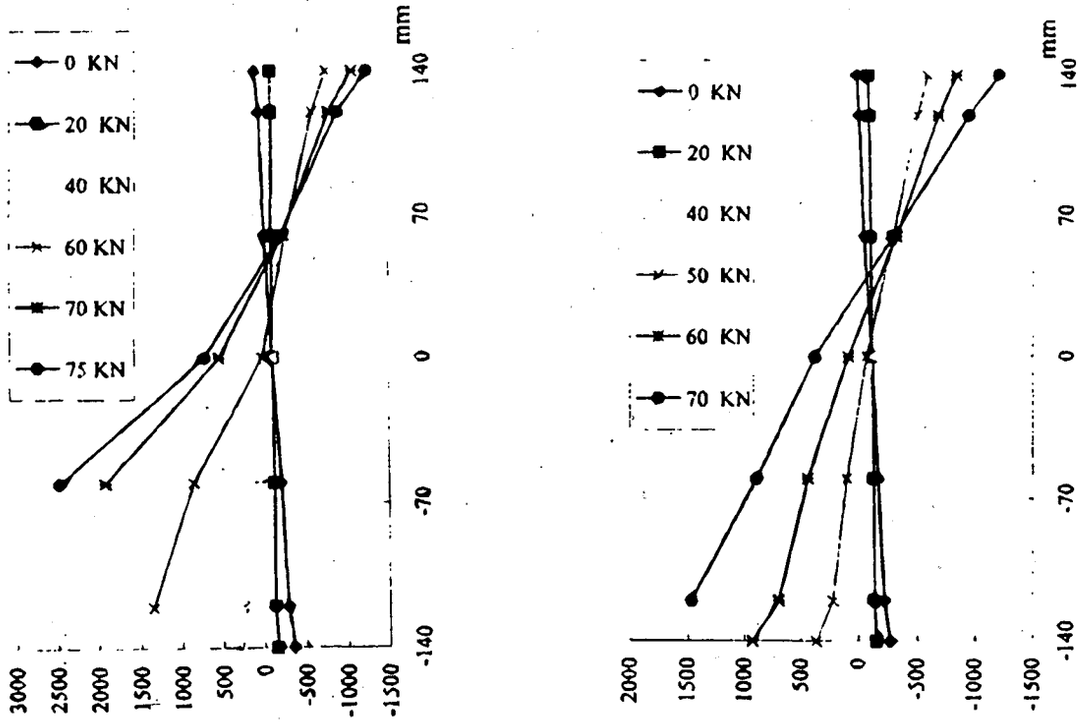


图 5　挠度曲线



A－2 跨截面混凝土应变曲线　　B－2 跨中截面混凝土应变曲线

图 6　混凝土应变沿截面高度上的分布情况

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

六、体外预应力梁内力分析及强度设计建议

目前，国内对这种新型预应力结构，还缺乏系统研究，没有相应的设计与施工技术规范，而且尚未查阅到配有体外预应力筋梁比较合理和具体的内力分析及强度设计方法。

据文献[1]介绍，体外预应力筋的内力分析及承载力计算可以选用以下几种模式：

1、将体外预应力筋作为抗拉构件来考虑，并且不计其拉力的增量；

2、将体外预应力筋的拉力作为外力作用来考虑，并且不计其拉力的增量，把材料等效为一种荷载并在构件抵抗外力的数值中将其扣除；

3、忽略体外筋的有效高度增量，假定体外筋与无粘结预应力结构一样，按无粘结结构分析；

4、考虑体外筋内力臂变化，采用非线性分析方法。

但是文献[1]中，没有对上述方法的计算偏差和实用范围进行分析，也没有提供详细的算例，难以作为设计依据。

据文献[2]介绍，体外预应力筋加固大梁时钢绞线的数量通过强度计算确定，并指出由于钢绞线与大梁混凝土没有粘结在一起，在每一截面上钢绞线的应变与截面其它部位的应变不符合平截面假定，所以达极限状态时钢绞线应力增量的计算变得相当复杂，除利用截面上的轴向力平衡和弯矩平衡2个静力平衡条件外，还要利用下述变形协调条件：两锚固端之间钢绞线的总伸长值与钢绞线同高度处纤维的总伸长值相等。通常需要根据钢绞线的形状和荷载的作用形式及截面的刚度曲线，利用积分的方法计算。文献[2]中忽略了体外筋内力臂的变化，似乎假定体外筋与梁的弯曲变形一致，这些与结构的实际受力情况有较大偏差。文献[2]推荐的计算方法假定体外预应力筋的应力增量与预应力损失值相等，实际上，推荐了一种偏于安全的近似方法。

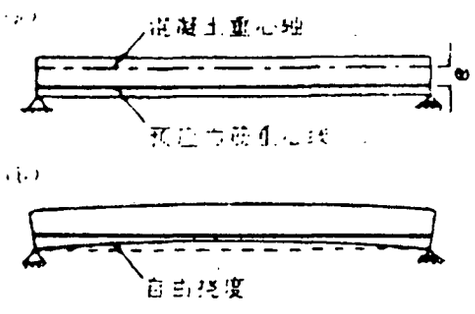


图7

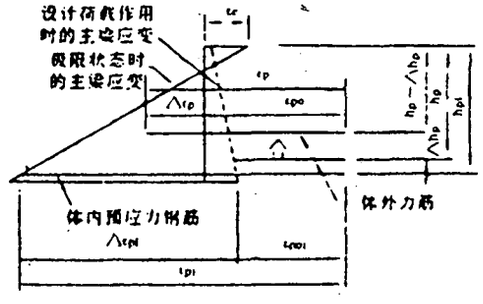


图8 体外力筋与主梁的应变状态

本文结合工程设计需要，在比较分析了文献[1][2]等有关资料介绍的计算模式的优缺点，并根据6根配有体外预应力筋梁的破坏试验结果分析其受力性能和破坏特征，提出一种同时考虑体外预应力筋有效高度在受力过程中变化和体外筋应力增量的二次效应的内力分析方法。推导了配有体外预应力筋梁的弹性弯曲变形微分方程，提出从梁的整体变形协调确定体外预应力筋应力增量和计算强度的截面承载力设计方法。

(一)配有体外预应力的梁受力特征

1、体外预应力筋偏心距e及有效高度h_p在梁受弯后的变化

通常，预应力筋设置在混凝土梁截面内，预应力筋与四周混凝土粘结，或埋设在孔道内，预应力筋在截面高度上的位置被固定，预应力筋和梁共同弯曲变形，预应力筋的偏心距e和有效高度h_p在受力前后对每个截面来说都是不变的，预应力筋的主弯矩$M=P\cdot e$是一个常数。体外预应力梁则不同，配有体外预应力筋的梁在竖向荷载作用下，梁弯曲变形成抛物线形状，而体外预应力筋在梁两端固定之间始终保持直线状态。体外预应力筋的偏心距e，有效高度h_p随荷载大小、荷载方向变化而变化。如施工阶段梁向上拱时偏心距增量$\triangle e$和有效高度增量$\triangle h_p$为正值，梁承受荷载向下挠曲时$\triangle e$和$\triangle h_p$为负值，预应力筋的主弯矩在梁长度方

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

向上每个截面都不同，每个截面在荷载变化时也不同。配有体外预应力筋梁承受竖向荷载后的弯曲变形情况见图7。

当体外预应力筋仅在梁两端固定，中间不设转向固定装置时，其偏心距增量△e等于计算截面的挠度，即

$$\triangle e = y$$

因此，计算出配有体外预应力筋梁的弯曲变形曲线方程后，就可以确定梁各个截面体外预应力筋的偏心距e。由于e在梁弯曲过程中改变又反过来影响梁的抗弯性能，因此，计算配有体外筋梁的弯曲变形应考虑变形的二次效应。

2、体外预应力筋的应力增量$\triangle\sigma_p$

配有体外预应力筋梁的截面应变状态见图8。在梁受拉区混凝土开裂前，混凝土应变和应力沿高度方向成直线分布，保持平截面假定。在任意一个计算截面与混凝土粘结的普通纵向受力筋与混凝土的应变一致，体外预应力筋则不同，体外预应力筋在二个转向块之间均匀伸长。如果转向块设在梁的二端，体外顶应力筋在梁的任意一个计算截面的应变是一个常数，这个应变值只取决于梁的纵向变形总量和梁弯曲后两端的偏转。由纵向压缩和梁端偏转引起体外预应力筋缩短和伸长，相应产生体外预应力筋拉力的改变。梁的转向块截面偏转，可由本文提供的体外预应力梁弯曲变形方程计算。当梁的纵向压缩变形在张拉过程中已完成，梁弯曲变形引起的纵向伸长可以忽略时，应力增量可由下式计算。

$$\triangle\sigma_p = \left(\frac{\triangle L_l}{L_p}\right)E_p \tag{2}$$

$$\triangle L_l = \theta \cdot h_p \tag{3}$$

式中：　θ—二端转向块截面转角之和(弧度)

h_p—二端转向块截面处体外预应力筋有效高度平均值(mm)

3、体外预应力筋梁正截面抗弯强度验算

根据体外预应力梁试验结果，小梁破坏时，弯矩最大截面处的纵向受力钢筋(非预应力)达到流限之后受压区混凝土被压碎，实测混凝土破裂区的高度为0.25～0.33梁高。

上述破坏形态表明，体外预应力筋梁正截面抗弯验算时，截面应力分布与一般预应力梁基本相同，即受拉区钢筋达到流限，受压区混凝土可以按等效矩形应力布计算，等效矩形应力区的压应力值取为受压区混凝土的弯曲抗压强度f_em，如图2所示。

与一般预应力梁不同之处在于体外预应力筋在梁破坏时不一定达到其抗拉强度或条件流限，体外预应力筋的计算应力f_{xp}按下式计算：

$$f_{xp} = \sigma_p + \triangle\sigma_p \tag{5}$$

式中：　σ_p—体外预应力筋的有效预应力 N/mm^2

$\triangle\sigma_p$—体外预应力筋的应力增量，一般可按本文(2)式计算。

与一般预应力梁不同之处还在于体外预应力 筋受弯时的计算高度(内力臂)h_p在跨中是个变量，在梁挠度最大时达到最小值，一般可按本文(1)式计算h_p的增量 $\triangle e$。

(二)弹性分析方法受力模型的建立及其解

1、直线体外预应力筋的弯曲变形微分方程及其解

配有二端固定直线体外预应力筋梁承受竖向荷载弯曲变形微分方程如下

$$P(Y+e) - Rx + \frac{qx^2}{2} = -EI\frac{d^2Y}{dx^2} \tag{4}$$

式中P：　P—有效预拉力(N)

Y—梁的弯曲变形，上拱时为正值，下弯时为负值(mm)

e—体外预应力筋在梁端的偏心距(mm)

R—支座反力(N)

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

x—梁的计算截面的横座标(mm)

q—梁所承受的均布向下荷载(N/mm)当承受非均布线荷载时,可折算成等效均布线荷载,如试验梁承受二个作用在 L/3 处的集中力 N,其等效折算均布线荷载为 $q=\frac{8}{3L}\cdot N$

E—梁混凝土弹性模量(N/mm^2)

I—梁的计算截面惯性矩(mm^4)

2、折线体外预应力筋的弯曲变形微分方程及其解

配有二端弯起折线形体外预应力筋梁承受竖向荷载弯曲变形微分方程如下:

从 $x=0$ 到 $x=D_l$(转向块截面处)

$$\frac{d^2Y}{dx^2}+K^2(Y+e)-\frac{L_lqK^2x}{H}+\frac{VK^2x}{H}+\frac{qK^2x^2}{2H}=0 \tag{6}$$

式中: L_l—转向块截面位置(mm)

H—体外预应力水平分力 $H=P\cos\theta$

V—体外预应力垂直分力 $V=P\sin\theta$

θ—体外预应力筋弯起角度(弧度)

从 $x=D_l$ 到 $x=(2L_l-D_l)$(跨中截面处)

$$\frac{d^2Y}{dx^2}+K^2Y+k^2e-\frac{V_lK^2X}{H}+\frac{qk^2x^2}{2H}-K^2(x-D_l)\sin\theta$$

$$-K^2Y_l(1-\cos\theta)+\frac{Xh_lk^2}{H}=0 \tag{7}$$

由(5)、(6)和(1)式可以计算体外筋在跨中任一受力阶段的内力臂;

由(5)、(6)和(2)、(3)式可计算体外筋在跨中的应力增量和计算强度;

由(5)(6)式可以计算跨中任意截面的设计弯矩,验算截面配筋;

按(5)式计算直线状体外预应力筋开裂荷载时挠度 2.12mm 实测值为 3.39mm;按(6)式计算折线状体外预应力筋开裂荷载下挠度为 2.6mm,实测值为 3.35mm。

因此,上式在弹性范围内有可靠的精度。

(三)配有体外预应力筋梁的正截面抗弯强度验算方法

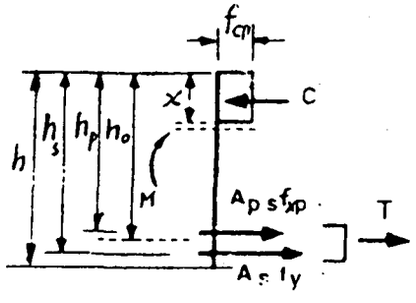


图 9 体外预应力梁正截面抗弯强度计算图形

基本假定:

1、假定一个允许的挠度值计算体外预应力筋内力臂的增量;

2、利用梁端部或转向块处体外筋有效高度不变截面的变形协调条件,通过挠曲变形方程计算其截面转动引起的伸长,计算体外预应力筋增量。

其它基本假定与普通钢筋混凝土梁相同。

根据以上假定,矩形截面体外预应力梁正截面抗弯强度计算图形如图 9 所示:

由 $\sum X=0$ $\quad f_{cm}bx=f_{xp}A_p+f_sA_s$ (8)

$$x=\frac{f_{xp}A_p+f_sA_s}{f_{cm}b} \tag{9}$$

由 $\sum M=0$ $\quad f_{cm}bx(h_o-\frac{x}{2})=f_{xp}A_a(h-\frac{x}{2}-a_p)+f_sA_s(h-\frac{x}{2}-a)$ (10)

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

$$h_o = \frac{f_{xp}A_p(h-a_p) + f_sA_s(h-a)}{f_{xp}A_p + f_sA_s} \tag{11}$$

由(29)代得

$$A_p = \frac{f\,cmbx(h_o - \frac{x}{2}) - f_sA_s(h - \frac{x}{2} - a)}{f_{xp}(h - \frac{x}{2} - a_p)}$$ 将(28)代入(31)式得

$$A_p = \frac{f_{cm}b[\frac{f_{xp}A_P + f_sA_s}{f_{cm}b}h_o - \frac{1}{2}(\frac{f_{xp}A_p + f_sA_s}{f_{cm}b})^2] - f_sA_s(h - \frac{f_{xp}A_p + f_sA_s}{2f_{cm}b})}{f_{xp}(h_o - \frac{f_{xp}A_p + f_sA_s}{2f_{cm}b} - a_p)} \tag{13}$$

当 $x = 0.8 \cdot \frac{h}{2} = 0.4h$ 则

$$A_p = \frac{f_{cm}b \cdot 0.4h(h_o - 0.2h) - f_sA_s(0.8h - a)}{f_{xp}(0.8h - a_p)}$$

(33)式中　A_p—体外预应力筋的截面面积(mm^2)

f_{cm}—混凝土弯曲抗压强度设计值(N/mm^2)

b—截面宽度(mm)

h—截面高度(mm)

h_o—截面有效高度(mm)按(30)式计算

f_s—普通钢筋抗拉强度设计值(N/mm^2)

A_s—普通钢筋截面面积(mm^2)

a—普通受拉钢筋合力点离截面近边的距离(mm)

f_{xp}—体外预应力筋抗拉强度设计值按本文(7)式计算

$$f_{xp} = \sigma_p + \triangle\sigma_p \tag{15}$$

a_p—体外预应力筋合力点离截面近边的距离(mm)

$$a_p = a_o + \frac{L}{600} \tag{16}$$

由(28)式、(30)式求得 x、h_o 后，可由下式验算承载力

$$M \leqslant f_{cm}b_x(h_o - \frac{x}{2}) \tag{17}$$

(四)配有体外预应力筋梁的内力分析正截面抗弯强度验算步骤

1.根据工艺要求及跨高比，确定梁截面形状及几何尺寸；

2.用一般程序计算梁的内力绘出弯矩图；

3.根据弯矩图布置预应力筋线型，确定体外预应力筋转向块位置；

4.根据构件类别，选择预应力度 PPR；

$$PPR = \frac{A_{ps}f_{py}}{A_{ps}f_{py} + A_sf_y}$$

5.按抗裂弯矩 Mar 估算预应力筋截面

$\varphi M \leqslant 1.2M_{ar}$　　(φ 取 1.2)

$$M \leqslant \frac{1.2}{W}(\sigma_{pc} + a_{et} \cdot \gamma \cdot f_{tx})$$

$$\sigma_{pc} = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e}{W}$$

a_{et}—拉应力限制系数　0－1

γ—塑性系数　　矩形截面 1.25

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.

6.选择体外预应力筋与有粘结预应力筋的比例，宜为0.3～0.7；

7.计算体外预应力筋应力增量；

对在梁二端固定的直线状体外预应力筋简支梁；

$$\triangle\sigma_p = 2h_p[K(e-\frac{q}{PK^2})tgKL_1 + \frac{L_1 q}{P}]E_p/L$$

对在梁内成倒梯形折线状体外预应力筋简支梁：

$$\triangle\sigma_p = 2h_o[KA + \frac{L_1 q}{P}]E_p/L_1$$

8.按已选择的混凝土、预应力筋及非预应力筋强度等级计算截面承载力，验算预应力筋截面面积。

（五）本文建议的内力分析及截面设计方法与试验梁的比较

	张拉应力 σ_k	开裂荷载(KN)		破坏荷载(KN)	
		计算值	实测值	计算值	实测值
直线体外筋简支梁	$0.71f_{ptk}$	43.19	50	77.01	72
	0.693f ptk	44.30		78.28	78.5
折线体外筋简支梁	0.426f ptk	28.83	40	/	70.0
	$0.645f_{ptk}$	41.82	45	76.22	

由以上对此可见对张拉控制应力0.6～0.75f ptk的体外预应力筋构件本文建议的方法与实测值十分接近，可供设计使用。

七、结语

1、根据本文建议考虑体外筋力臂变化二次效应的弹性分析方法推导的弯曲变形方程，利用转向块截面体外预应力筋高度不变的边界条件导出的应力增量计算方法具有一定的精度，可供设计使用。

2、体外预应力构件是无粘结构件的一种特例，当转向块布置得足够密时，体外预应力构件可以参照无粘结构件计划，建议在每曲线段内转向块个数不少于五个，中间转向块的间距不大于曲线段的1/3。

主要参考文献：

1、严国敏　兼用体内筋与体外力筋、顶椎法施工的《国外桥梁》1996年第3期PC箱梁桥的设计

2、项剑锋　钢筋混凝土大梁高强钢绞线顶应力加固法《中国土木工程学会第八届年会论文集》1998.3

3、A. Hirano & . N. Kawamura

Design and Construction of PC precast segmental continuous bridge with internal and external tendons (Shingenobugawa Viaduct) 1997.3

4、Angel c. Aparcio and Gonzalo Ramos

Fcexural strength of Externally prestressed

Concrete Bridges

ACI structural Joumal/september—october 1996

© 1995-2004 Tsinghua Tongfang Optical Disc Co., Ltd. All rights reserved.