

# 体外预应力混凝土连续梁的弯矩重分布试验研究

杜进生 赵益鹏

(北京交通大学桥梁工程系 北京 100044)

**摘要:**进行了3根体外预应力混凝土两跨连续梁受力全过程试验。试验表明,自加载至受拉区混凝土开裂前,连续梁处于弹性阶段,边支座、中支座反力、跨中截面和中支座截面弯矩的实测值与采用弹性理论计算值接近。受拉区混凝土开裂后至非预应力受拉钢筋屈服,边支座反力及跨中截面弯矩实测值开始向大于弹性理论计算值的方向偏离;而中支座反力及中支座截面弯矩实测值则向小于弹性理论计算值的方向偏离。当梁内受拉非预应力钢筋屈服后,边支座、中支座反力的实测值以及跨中截面弯矩和中支座截面弯矩实测值与弹性理论计算值的偏差进一步增大,这种偏差在试验梁破坏时达到最大。3根试验梁中支座截面弯矩重分布值分别为12.8%、16.9%及14.6%。试验实测值还与4个不同设计规范的弯矩重分布计算值进行了比较。结果表明:采用美国ACI 318-95规范及中国GB 50010-2010规范计算的中支座截面弯矩重分布值均小于试验实测值;除一根编号为B5的梁外,加拿大A23.3-M84规范的预测值与试验值最为接近;而英国BS8110规范则偏于不安全。实际设计中,可按中国规范公式来计算体外预应力混凝土连续梁的弯矩重分布,但必须合理确定体外预应力筋的极限应力。

**关键词:**桥梁工程 弯矩重分布 加载试验 混凝土连续梁 体外预应力

**DOI:** 10.13211/j.cnki.pstech.2015.05.003

钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁设计中,结构内力计算通常采用弹性方法,而截面抗力分析则采用塑性方法。但是,混凝土连续梁在外荷载作用至结构破坏过程中,随着关键截面混凝土的开裂,构件刚度不断变化,结构实际内力不同于按不变刚度的弹性计算得到的内力。这种刚度随荷载变化而引起的内力变化,称为结构的内力重分布。在混凝土连续梁设计中合理考虑弯矩重分布可使结构破坏时有较多的截面达到极限强度,从而充分发挥结构潜力;另外,也可避免负弯矩区钢筋布置出现拥挤现象。有粘结预应力混凝土连续梁弯矩重分布问题已有较多研究<sup>[1-2]</sup>,从而建立起了相应的计算方法并体现在一些设计规范中<sup>[3-6]</sup>。这些计算方法尽管有差异,但一般均将弯矩重分布值与构件破坏时关键截面的中性轴高度相关联,这是因为截面中性轴高度的大小反映了该截面的转动能力或延性性能。关于体外预应力混凝土连续梁弯矩重分布的研究则相对较少。

早在1971年,Mattock<sup>[7]</sup>研究了体内无粘结预应力混凝土连续梁的弯矩重分布情况,建议在计

算关键截面中性轴高度时,无粘结筋的极限应力增量取其有效预应力的20%。另外,Mattock等强调连续梁弯矩重分布中应考虑预应力次弯矩的影响,认为预应力次弯矩有利于连续梁中支座截面弯矩的重分布。Lin T Y与Thornton<sup>[8]</sup>针对ACI 318-71规范<sup>[9]</sup>在连续梁弯矩重分布计算中不考虑预应力次弯矩的问题进行了分析,认为这样处理是不安全的,因为预应力次弯矩只有在截面能够进行完全重分布时才会消失;而绝大多数情况下,截面的弯矩重分布是不充分和有限度的,因此预应力次弯矩不会消失。文献<sup>[10]</sup>通过2个配筋完全相同的钢筋混凝土连续梁的体外预应力加固试验,再次证实预应力次弯矩一直存至结构失效。另外,试验亦发现,由于体外预应力筋布置方式差异而引起的预应力次弯矩的不同,是导致其它参数基本相同的2个连续梁中支座截面弯矩重分布有较大差异的主要原因。Aravinthan等<sup>[11]</sup>试验研究了预应力次弯矩对体外预应力混凝土连续梁中支座截面弯矩重分布的影响,试验表明连续梁中支座截面弯矩重分布值与预应力次弯矩近似成正

比例关系。简斌等<sup>[12]</sup>则从理论上推导证明当连续梁中支座“塑性铰”具有足够的转动能力时（也就是能够进行弯矩的完全重分布），预应力次弯矩对连续梁的弯矩重分布没有影响。当支座“塑性铰”不具有足够的转动能力时，应考虑次弯矩对连续梁弯矩重分布的影响。

### 1 试验梁的设计和制作

试验梁为3根两等跨连续梁，编号分别为B5、B6和B7的。试验梁截面尺寸均相同：截面宽度为200mm，截面高度为300mm。3根连续梁的设计长度均为5200mm。B5、B6和B7梁底、梁

顶非预应力纵向受力钢筋分别为直径14mm、16mm和18mm的HRB335级钢筋。试验梁体外预应力筋为2束，每束采用直径约为15mm的带塑料套管的无粘结钢绞线。箍筋采用直径为8mm的HPB235级钢筋。体外预应力筋采用夹片式锚具锚固，在预应力筋的锚固端安装压力传感器。试验梁的体外预应力筋及加载布置见图1，详细设计尺寸和配筋见图2。

B5梁、B6梁和B7梁的混凝土立方体抗压强度分别为55.3MPa、58.1MPa和52.8MPa。试验梁所用钢筋的材料性能见表1。

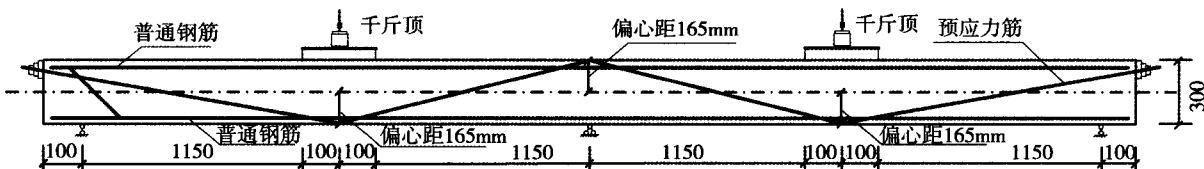


图1 试验梁体外预应力筋及加载布置/mm

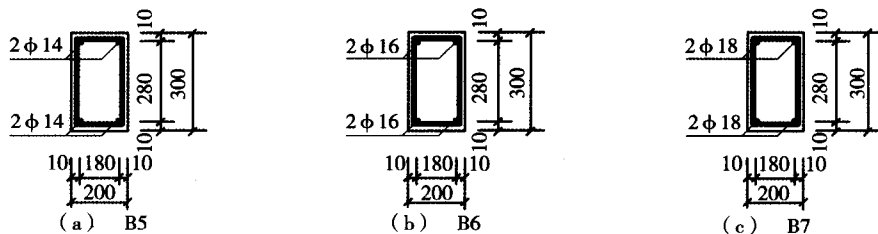
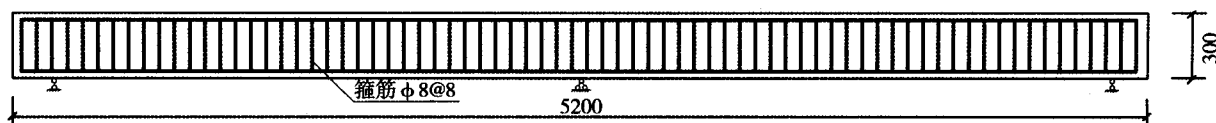


图2 试验梁截面尺寸及配筋/mm

表1 预应力筋及非预应力筋的材料性能

直径/ mm	截面积/ mm <sup>2</sup>	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	弹性模量/ GPa
8	50.3	323.4	439.7	200
14	153.9	344.5	533.2	200
16	201.1	382.9	558.2	200
18	254.5	362.2	527.5	200
15.24	140	1420	1860	197

B5梁、B6梁和B7梁的实际有效预应力分别为1071.2MPa、844.7MPa和878.8MPa，而综合配筋指标 $q_0$ 为0.15、0.14和0.17。 $q_0$ 的计算表达式如下：

$$q_0 = (f_{pe}A_p + f_yA_s) / (f_c b d_p) \quad (1)$$

式中： $f_{pe}$ 为体外预应力筋的有效预应力； $A_p$ 为体

外预应力筋的截面积； $f_y$ 为梁内非预应力受拉钢筋的屈服强度； $A_s$ 为梁内非预应力受拉钢筋的截面积； $f_c$ 为混凝土轴心抗压强度； $b$ 为梁的宽度； $d_p$ 关键截面预应力筋重心至受压截面上缘的距离。

### 2 试验梁的加载及数据采集

连续梁的中支座为固定铰支座，2个边支座为滑动支座，在每个支座上分别安装2个压力传感器。中支座及边支座的高度可以调节。构件就位前，首先调整3个支座的高度基本相同，接着安装支座及相应的荷载传感器，调整中支座高度使之低于两边支座，吊装构件，使之支撑在两边支座上。由边支座传感器的读数得到连续梁的自重，而后调节中支座的高度，使中支座及边支座

的支反力读数与已知自重荷载作用下连续梁的计算支反力基本相符。这样,就可以保证连续梁的3个支座位于同一水平面上。连续梁采用两个受同一油泵控制的同步千斤顶在每跨的跨中单点加载,如图3所示。

试验梁在试验台座安装就位,并布设连接好位移计、混凝土及钢筋应变计后,张拉预应力筋至计算控制应力。预应力分三级缓慢张拉到位,每级之间停留约10min,预应力筋锚固后约15min开始施加竖向荷载。从开始加载到梁发生破坏的过程中,除裂缝需人工观察外,试验梁支座反力、体外预应力筋应力、非预应力钢筋应变、混凝土应变及梁体位移等数据均由计算机控制的数据采集系统采集完成。在构件破坏前,单点荷载约每增加1kN~2.5kN采集一次数据,接近破坏时则改为连续采集。



图3 试验梁加载试验

由于试验梁综合配筋指标较低,构件破坏时体外预应力筋的极限应力增量较大,3根梁体外预应力筋的实测极限应力见表2,均大于预应力筋的名义屈服强度1420MPa。

表2 体外预应力筋的实测有效预应力及极限应力

梁号	实测有效 预应力(1)/MPa	极限预应力 增量(2)/MPa	极限应力 (1)+(2)/MPa
B5	1071.2	387.5	1458.7
B6	844.7	777.7	1622.4
B7	878.8	804.8	1683.6

图4(a)~图4(c)分别为3根试验梁的南、北跨跨中弯矩-挠度曲线,其中虚线代表南跨中,实线代表北跨中。3根连续梁跨中弯矩-挠度

曲线总体呈三折线形状,分别以混凝土开裂和非预应力受拉钢筋屈服为转折点。即从开始施加荷载至混凝土开裂前的弹性阶段、混凝土开裂后至非预应力受拉钢筋屈服前的开裂弹性阶段和非预应力受拉钢筋屈服至混凝土最终压碎而破坏的塑性阶段。

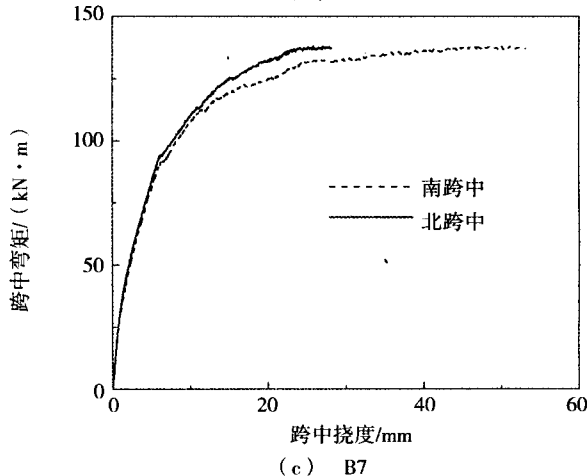
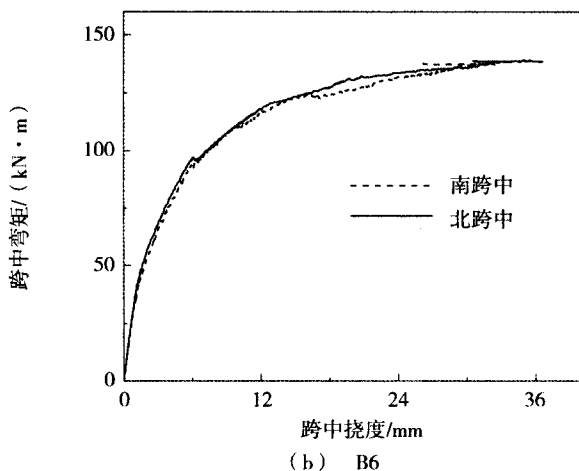
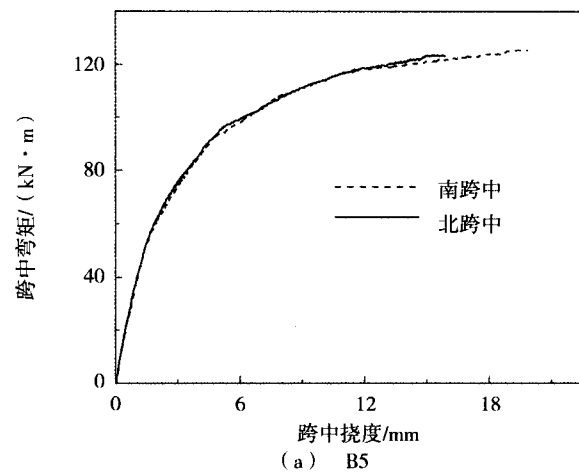


图4 试验梁的荷载-挠度曲线

### 3 试验梁支座反力变化及弯矩重分布

图5(a)~图5(b)分别为B7梁的边支座和中支座实测及按弹性理论计算所得的支反力与总荷载的关系曲线。从图5中可以看出,中支座负弯矩区混凝土开裂前,连续梁处于弹性阶段,这时边支座反力和中支座反力的实测值与按照弹性理论的计算值基本相同;随着中支座混凝土的开裂以及跨内正弯矩区混凝土的开裂,边支座反力实测值开始向大于计算值的方向偏离,而中支座反力实测值则向小于计算值的方向偏离;当梁内非预应力受拉钢筋开始屈服后,边支座、中支座反力的实测值与计算值的偏差进一步增大,直到梁体破坏。B5梁及B6梁的支座反力变化情况与B7梁的相似。

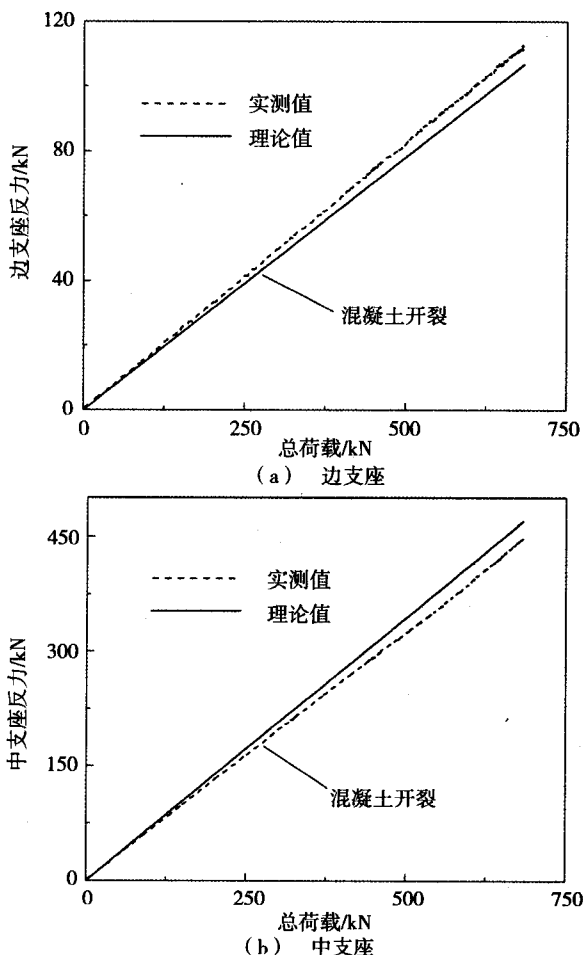


图5 B7梁的荷载-支座反力曲线

根据各试验梁的实测支座反力,可计算出相应受力阶段各梁的中支座截面负弯矩及跨中截面正弯矩的变化情况。

图6(a)~图6(b)分别为B5梁跨中截面和中支座截面实测及按弹性理论计算所得的弯矩-总荷载关系曲线。自加载到梁体混凝土开裂,即总荷载从0~250kN的过程中连续B5梁处于弹性阶段,跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值基本重合;当总荷载增加到450kN时,梁内非预应力钢筋屈服,此时跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值的差分别为 $1.8\text{kN}\cdot\text{m}$ 和 $-4.3\text{kN}\cdot\text{m}$ ,分别为弹性计算值的2%和-4%;从非预应力钢筋屈服到梁破坏,梁上的裂缝继续发展,截面刚度减小,跨中、中支座截面弯矩实测值与计算值的差继续增大,最大值分别为 $11.5\text{kNm}$ 和 $-22.9\text{kNm}$ ,分别为弹性计算值的7.7%和-12.8%。

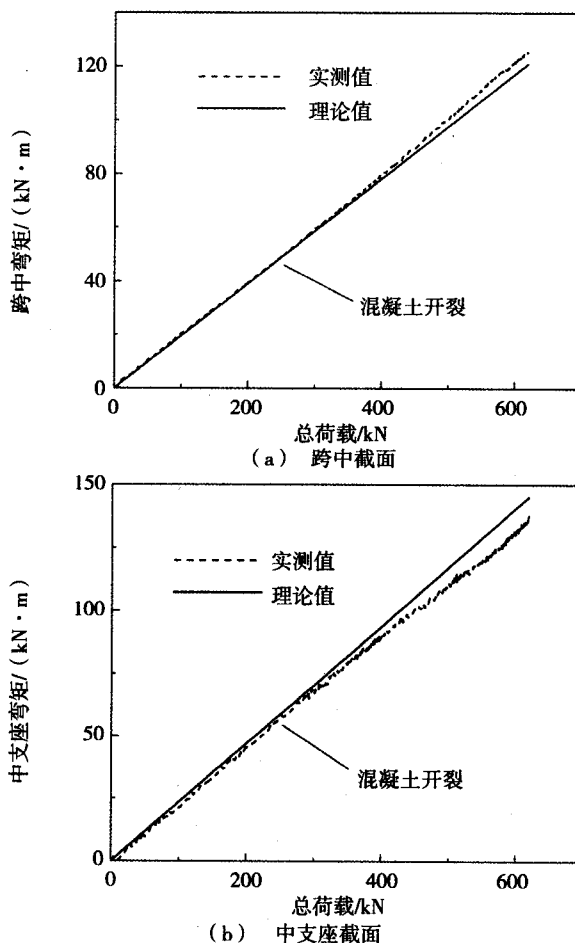
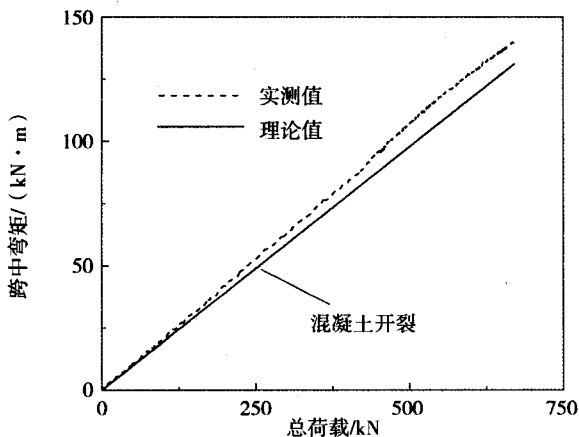


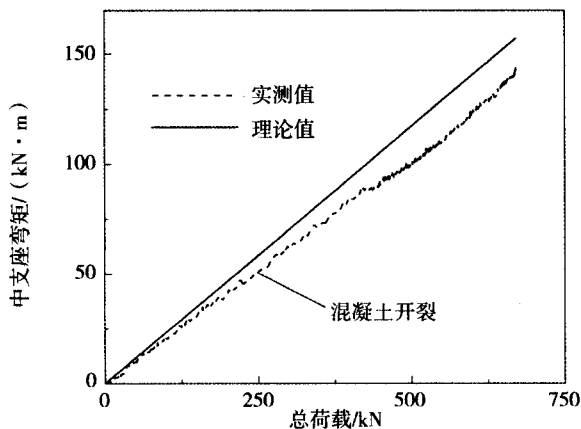
图6 B5梁的截面弯矩-荷载曲线

图7(a)~图7(b)分别为B6梁跨中截面和中支座截面实测及按弹性理论计算所得的弯矩-总荷载关系曲线。自加载到梁体混凝土开裂,即荷载从0~290kN的过程中连续B6梁处于弹性阶

段,跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值基本重合;当荷载增加到460kN时,梁内非预应力钢筋屈服,此时跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值的差分别为8.2kNm和-15.4kNm,分别为弹性计算值的4.2%和-7.3%;从非预应力钢筋屈服到梁破坏,梁上的裂缝继续发展,截面刚度减小,跨中、中支座截面弯矩实测值与计算值的差继续增大,最大值分别为16.8kNm和-33.7kNm,分别为弹性计算值的10.2%和-16.9%。



(a) 跨中截面

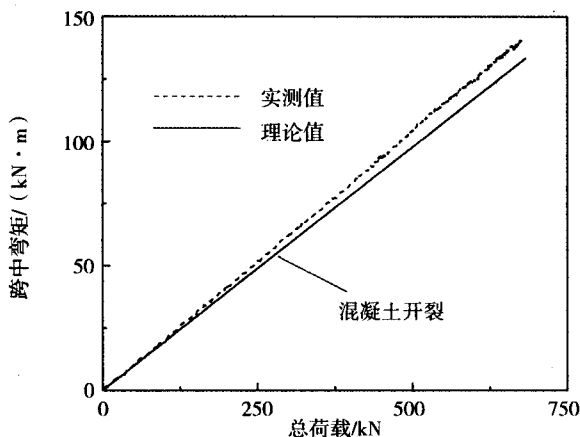


(b) 中支座截面

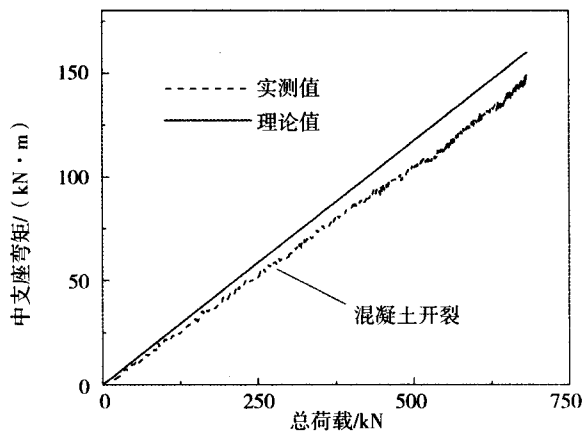
图7 B6梁的截面弯矩-荷载曲线

图8(a)~图8(b)分别为B7梁跨中截面和中支座截面实测及按弹性理论计算所得的弯矩-总荷载关系曲线。自加载到梁体混凝土开裂,即荷载从0~310kN的过程中连续B7梁处于弹性阶段,跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值基本重合;当荷载增加到470kN时,梁内非预应力钢筋屈服,此时跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值的差分别为6.4kN·m和-11.65kN·m,

分别为弹性计算值的2.9%和-6.6%;从非预应力钢筋屈服到梁破坏,梁上的裂缝继续发展,截面刚度减小,跨中、中支座截面弯矩实测值与计算值的差进一步增大,最大值分别为15.4kNm和-30.7kNm,分别为弹性计算值的8.8%和-14.6%。



(a) 跨中截面



(b) 中支座截面

图8 B7梁的截面弯矩-荷载曲线

综上所述,自加载至梁体混凝土开裂前,连续B5梁、B6梁和B7梁均处于弹性阶段,跨中截面和中支座截面弯矩的实测值与计算值接近;自梁体混凝土开裂至梁内非预应力受拉钢筋屈服,连续梁的实测弯矩开始偏离计算弯矩,跨中截面弯矩实测值开始向大于计算值的方向偏离,而中支座截面弯矩实测值则向小于计算值的方向偏离;当梁内非预应力受拉钢筋屈服后,跨中、中支座截面弯矩的实测值与计算值的差值进一步增大。3根连续梁弯矩重分布的最大值均出现在梁体破坏时,跨中截面弯矩重分布值分别为7.7%、10.2%和8.8%,中支座截面弯矩重分布值分别为

12.8%、16.9%和14.6%。B5梁、B6梁和B7梁的弯矩重分布情况详见表3。

表3 连续梁的弯矩重分布

项目	位置	构件编号		
		B5	B6	B7
施加预应力引起的	中支座	-3.1	-2.5	-2.6
次反力/kN	一个边支座	+1.55	+1.25	+1.3
承载能力极限状态 跨中荷载均值/kN	两边跨跨中	383.0	423.6	448.4
承载能力极限状态实测	中支座	508.2	555.6	592.0
支座反力/kN	一个边支座	128.9	145.8	152.4
承载能力极限状态由弹性 计算的截面弯矩/(kN·m)	边跨跨中	149.6	165.5	175.1
承载能力极限状态截面	中支座	156.6	164.9	179.5
实际弯矩/(kN·m)	边跨跨中	161.1	182.3	190.5
弯矩重分布值/(%)	中支座	-12.8	-16.9	-14.6
	边跨跨中	+7.7	+10.2	+8.8

#### 4 试验梁弯矩重分布实测值与主要规范计算值的对比

美国ACI 318-95 规范<sup>[3]</sup>的弯矩重分布表达式简化后为:

$$\alpha \leq 20 \left( 1 - 2.36 \frac{c}{d_p} \right) \quad (2)$$

式中,  $\alpha$ 为连续梁支座截面的弯矩重分布百分比;  $c$ 为计算截面的中性轴高度;  $d_p$ 为受拉预应力筋合力作用点到受压区混凝土边缘的距离。

加拿大A23.3-M84 规范<sup>[4]</sup>的弯矩重分布表达式为:

$$\alpha \leq 30 - 50 \frac{c}{d} \leq 20 \quad (3)$$

式中,  $d$ 为受拉钢筋合力至受压区混凝土边缘的距离。

英国BS8110规范<sup>[5]</sup>的弯矩重分布表达式为:

$$\alpha \leq 50 - 100 \frac{c}{d} \leq 20 \quad (4)$$

中国《混凝土结构设计规范》(GB 50010-

2010)关于弯矩重分布的表达式可写为:

$$\alpha = 0.2 (1 - 2.5\xi) \quad (5a)$$

式中,  $\xi$ 为截面相对受压区高度, 假定截面混凝土等效压力块高度为 $0.8c$ , 则式(5a)可简化为:

$$\alpha = 0.2 (1 - 2c/d) \quad (5b)$$

对比分析中, 假定混凝土棱柱体抗压强度与圆柱体抗压强度相等, 且为立方体抗压强度的0.8倍。

按照上述4个规范方法计算了试验B5梁、B6梁及B7梁中支座截面的弯矩重分布值, 结果见表4。从表4中可以看出, 按美国ACI 318-95规范计算的弯矩重分布值均小于试验实测值, 分别为8.5%、7.5%及6.3%。按加拿大A23.3-M84规范计算的弯矩重分布值分别为17.1%、15.9%及14.4%, 除B5梁外, 其它梁的计算值与试验梁实测值最为接近。按英国BS8110规范计算的弯矩重分布值均大于试验实测值, 分别为20%、20%及18.8%。按照中国《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)计算的弯矩重分布值均小于试验实测值, 分别为9.6%、8.8%、7.6%。

可见, 与试验实测值相比, 美国ACI 318-95规范及中国GB 50010-2010规范较为保守; 加拿大A23.3-M84规范除B5梁外, 最为接近; 而英国BS8110规范则偏于不安全。

从表4中也可以看出, 各规范的弯矩重分布计算值均随 $cd_p$ 或 $cd$ 的增大而减小。除B5梁外, B6梁及B7梁的实测值亦随 $cd_p$ 或 $cd$ 的增加而降低。

与有粘结预应力混凝土梁相比, 体外预应力混凝土连续梁中, 由于体外预应力筋与其周围混凝土没有粘结, 预应力筋的极限应力不能由单个截面的变形协调来决定, 而与结构的整体变形有关。通常, 体外预应力筋的极限应力 $f_{ps}^u$ 小于相应粘结预应力混凝土梁中预应力筋的极限应力 $f_{ps}^b$ 。

表4 试验梁弯矩重分布实测值与不同规范计算值的对比

试验梁编号	实测值/(%)	$cd_p$	$cd$	美国ACI 318-95/(%)	加拿大A23.3-M84/(%)	英国BS8110/(%)	中国GB 50010-2010/(%)
B5	12.8	0.24	0.26	8.5	17.1	20.0	9.6
B6	16.9	0.26	0.28	7.5	15.9	20.0	8.8
B7	14.6	0.29	0.31	6.3	14.4	18.8	7.6

(下转第38页)

- 预应力张拉模拟施工过程分析研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(6): 31-38 (Zhang Guo jun, Ge Jiaqi Qin Jie, et al Simulating analysis of prestressing construction process of the suspend-dome of the badminton gymnasium for 2008 Olympic Games [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(6): 31-38 (in Chinese))
- [9] 王永泉, 郭正兴, 罗斌等. 常州体育馆大跨度椭圆形弦支穹顶预应力拉索施工[J]. 施工技术, 2008, 37(3): 33-36 (Wang Yongquan, Guo Zhengxing, Luo Bin, et al Prestressed cable construction of large-span elliptic suspended-dome in Changzhou Gymnasium [J]. Construction Technology, 2008, 37(3): 33-36 (in Chinese))
- [10] 郭佳民, 袁行飞, 董石麟等. 弦支穹顶施工张拉全过程分析[J]. 工程力学, 2009, 26(1): 198-203 (Guo Jiamin, Yuan Xing fei Dong Shilin, et al Global-process Pretensioning analysis of suspend-dome [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(1): 198-203 (in Chinese))

### (上接第31页)

从式(2)~式(5)可以看出,对于体外预应力混凝土连续梁,由于 $f_{ps}^u \leq f_{ps}^b$ ,以 $f_{ps}^b$ 代替 $f_{ps}^u$ 代入式(2)~式(5)来计算截面中性轴高度 $c$ ,得到的弯矩重分布值必然小于相应的 $f_{ps}^u$ 代入值,这对受负弯矩作用的连续梁支座截面是偏于安全的;但对受正弯矩作用的跨中截面则有可能偏于不安全。

因此,实际设计中,可按中国《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2010)公式来计算体外预应力混凝土连续梁的弯矩重分布值,但必须合理确定体外预应力筋的极限应力。

## 5 结论

(1) 3根体外预应力混凝土连续梁中支座截面试验实测的弯矩重分布值分别为12.8%、16.9%及14.6%;介于10%~20%之间。

(2) 与试验实测值相比,美国ACI 318-95规范及中国GB 50010-2002规范关于连续梁弯矩重分布的计算值较为保守;加拿大A23.3-M84规范除B5梁外,最为接近;而英国BS8110规范则偏于不安全。

(3) 实际设计中,可按中国《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)公式来计算体外预应力混凝土连续梁的弯矩重分布值,但必须合理确定体外预应力筋的极限应力。

### 参考文献

- [1] Kodur V K R, Campbell T I. Evaluation of moment redistribution in a two-Span continuous prestressed concrete beam [J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(6): 721-728.
- [2] Wyche P J, Uren J G, Reynolds G C. Interaction between prestress secondary moments, moment redistribution, and ductility—a treatise on the Australian concrete codes [J]. ACI Structural Journal, 1993, 89(1): 57-70.
- [3] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (318R-95) [S]. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute, 1995: 369.
- [4] Canadian Standards Association. Code for the design of concrete structures for buildings (CAN3-A23.3-M84) [S]. Rexdale, Ontario, Canada, 1984: 281.
- [5] British Standards Institution. The structural use of concrete: Part 1, code of practice for design and construction [S]. 389 Chiswick High Road, London, UK: British Standards Institution, 1985: 99.
- [6] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- GB 50010-2010, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese)
- [7] Mattock A H, Yamzaki J, Kattula B T. Comparative study of prestressed concrete beams with and without bond [J]. ACI Journal, 1971, 68(2): 116-125.
- [8] Lin T Y, Thornton K. Secondary moment and moment redistribution in continuous prestressed concrete beams [J]. PCI Journal, 1972, 17(1): 8-20.
- [9] ACI Committee 318. Code requirements for reinforced concrete (ACI 318-71) [S]. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute, 1971: 78.
- [10] Du Jinsheng, Liu Xila. Experimental study of RC continuous beams strengthened by external prestressing [C]// Innovation and sustainability of modern railway: Lei Xiaoyan. Proceedings of ISMR' 2008. Beijing: China Railway Publishing House, 2008: 221-227.
- [11] Aravinthan T, Witchukreangkrai E, Mutsuyoshi H. Flexural behavior of two-span continuous prestressed concrete girders with highly eccentric external tendons [J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(3): 402-411.
- [12] 简斌, 白绍良, 王正霖. 预应力混凝土连续梁弯矩调幅的延性要求[J]. 工程力学, 2001, 18(2): 51-57. Jian Bin, Bai Shaoliang, Wang Zhenglin. Ductility requirement in the moment redistribution of prestressed concrete continuous beams [J]. Engineering Mechanics, 2001, 18(2): 51-57. (in Chinese)