

# 缓粘结预应力混凝土技术在天津力神电池扩建项目中的应用

于慧敏 王中筑 贾希君 邹安宇

(机械工业第五设计研究院 天津 300190)

**摘要:** 本文介绍了缓粘结预应力技术在天津力神电池扩建项目中的应用情况。着重点介绍了缓粘结预应力钢筋混凝土的设计计算及缓粘结预应力筋的布设张拉, 同时阐述了该技术的优点。

**关键词:** 缓粘结 预应力混凝土 应用

## 1 前言

机械工业第五设计研究院与天津市建筑科学研究院合作承担了2002年天津市建委《缓粘结预应力混凝土技术的研究》的科研项目(编号2002—08)。经过研究和试验, 一种外形和常用的无粘结筋一致, 后期握裹力良好, 粘结时间为3~9个月的缓粘结材料已研制成功。2004年应用于天津市工业改造重点项目—天津力神电池锂离子电池扩建工程主厂房建设中。

## 2 天津力神电池扩建工程主厂房结构设计简述

天津力神锂离子电池扩建工程位于天津市新技术产业园区物华道与梅苑路交口处, 占地83亩, 是天津市2004年工业改造的重点项目。2004年底完。项目由机械工业部第五设计研究院设计, 天津六建建筑工程有限公司总承包施工, 中原建设监理咨询公司监理。天津市建筑科学研究院提供无粘结预应力方面的技术支持。

主厂房为三层钢筋混凝土框架, 局部六层, 建筑面积42336m<sup>2</sup>, 结构总长180m, 宽72m。首层、二层基本柱网为6.0m × 12.0m, 三层基本柱网为12.0m × 12.0m。工程跨度大, 工期紧, 技术难度多, 质量要求严格。为保证楼层净空, 满足使用性能和外观要求, 本工程采用了大面积预应力混凝土结构设计, 同时满足了120米长车间不设伸缩缝的要求。

主厂房结构的一、二层, 楼板厚度为180mm, 按单向板设计布置了间距为300mm的无

粘结预应力钢绞线。此外, 采用有粘结预应力混凝土框架梁, 为弥补预应力损失, 在梁中间两跨加入两根投影长度24米的无粘结预应力筋作为补偿筋。三层采用双向预应力井字梁结构。

在二层的22~32轴(60m × 72m)的区域, 因为活荷载达10kN/平方米且有抗腐蚀的要求, 如采用无粘结预应力筋其应力全部依靠锚具而造成安全方面的顾虑。为解决这一问题, 业主、设计、监理、总包和科研单位经过反复研究协商, 决定在这一区域内的全部楼板和梁内补偿筋都采用缓粘结预应力筋。施工由天津市建筑科学研究院完成。

## 3 缓粘结预应力钢筋混凝土的设计与计算

### (1) 计算荷载:

风荷载: 0.50kN/m<sup>2</sup>

雪荷载: 0.40kN/m<sup>2</sup>

屋面活荷载: 0.50kN/m<sup>2</sup>

主厂房楼面活荷载: 10.00kN/m<sup>2</sup>

### (2) 抗震设计依据

a. 设计准则: 小震不坏, 中震可修。大震不倒。

b. 场地情况: 该场地抗震设防烈度为7度。设计基本地震加速度为0.15g, 属设计地震第一组。场地的类型为中软场地土, 场地类别为Ⅲ类场地。

c. 结构平面、立面布置见建筑图。结构布置、建筑高度、长度、宽度、层高、层数及各部位尺寸均满足抗震规范要求。

d. 结构方案选择依据工艺要求及建筑功能, 并满足有关规范要求。

e. 混凝土结构的抗震等级三级, 建筑抗震设

防类别为丙类。地震作用采用底部剪力法或振型分解法计算,考虑扭转影响。计算程序非预应力部分采用中国建筑科学研究院编制的《PKPM》(2002年9月版)程序计算,预应力部分采用程序计算。

f. 构造措施方面:混凝土框架结构均按“GB50011—2001”第六章第三节及其有关章节的有关规定执行。

g. 材料等级符合规范要求。

### (3) 预应力计算结果

#### ①材料:

a. 混凝土:混凝土强度等级用C40

$f_c=19.1\text{MPa}$   $\alpha \cdot f_c=1.00 \times 19.1=19.10\text{MPa}$   
 $f_t=1.71\text{MPa}$

$f_{tk}=2.39\text{MPa}$   $E_c=3.25\text{E}+04\text{MPa}$   $\beta_1=0.80$   
 $\epsilon_{cu}=0.00330$

混凝土达到90%设计强度时开始对预应力筋进行张拉,则 $f'_{cu}=36.0\text{MPa}$

b. 预应力钢筋:采用1860MPa有粘结预应力钢绞线(用于梁)和无粘结预应力钢绞线(用于板)。

预应力筋抗拉强度标准值 $f_{ptk}=1860\text{MPa}$   
 $E_s=1.95\text{E}+05\text{MPa}$

单束预应力筋截面面积 $A_p^0=139.00\text{mm}^2$ (有粘结),  $A_p^0=139.00\text{mm}^2$ (无粘结)

取预应力筋张拉控制应力 $\sigma_{con}$  70%  
 $f_{ptk}=1302\text{MPa}$

预应力筋抗拉强度设计值 $f_{py}=1320\text{MPa}$ (有粘结),  $f_{py}=1190\text{MPa}$ (无粘结), 抗压强度设计值 $f'_{py}=390\text{MPa}$

单束预应力筋拉力设计值 $N_{py}^0=f_{py} \times A_p^0=183.49\text{kN}$

c. 非预应力普通钢筋:采用HRB400级钢筋(用于梁,  $f_y=f'_y=360\text{MPa}$ )和HPB235级钢筋(用于板 $f_y=f'_y=210\text{MPa}$ )  $E_s=2.0\text{E}+05\text{MPa}$

d. 本工程结构抗震等级:二级

#### ②缓粘结预应力板配筋计算

跨度6m, 支座 $M_k=-48\text{kN} \cdot \text{m}$

#### A. 截面参数计算

取1米宽度板进行配筋计算, 则计算截面尺

寸 $b \times h=1000 \times 180$

截面面积 $A=b \times h=1.80\text{E}+05\text{mm}^2$

截面惯性距 $I=b \times h^3 / 12=4.86\text{E}+08\text{mm}^4$

截面抵抗距 $W=I / (h / 2)=5.40\text{E}+06\text{mm}^3$

#### B. 截面受拉区配置预应力筋数量计算

取混凝土拉应力限制系数 $\alpha_{ct}=0.50$

截面抵抗距塑性影响系数基本值 $\gamma_m=1.55$

截面抵抗距塑性影响系数 $\gamma=(0.7+120/h)$

$\times \gamma_m=1.55$ (当 $h<400$ 时, 取 $h=400$ )

则 $\alpha_{ct}\gamma_{fk}=1.85\text{MPa}$

受拉区预应力筋重心距板顶面的距离

$a_p=40\text{mm}$

受拉区预应力筋重心距板中和轴的距离 $y_p=e_1$

$-a_p=50.0\text{mm}$

取考虑次弯距的调整系数 $\beta=0.9$

则次弯距 $M_2=(\beta-1) \times M_k=4.8\text{kN} \cdot \text{m}$

受拉区预应力筋有效预加力 $N_{pe}=[(\beta \cdot$

$[M_k l / w) - \alpha_{ct} \cdot \gamma_{fk}] / (1 / A + y_p / w)=415.0\text{kN}$

取计算截面处受拉区预应力筋有效应力

$\sigma_{pe}=70\% \sigma_{con}=911.4\text{MPa}$

计算截面处受拉区单束预应力筋有效拉力

$N_{pe}^0=\sigma_{pe} \times A_p^0=127.60\text{kN}$

板内受拉区预应力筋数量 $n_p=N_{pe} / N_{pe}^0=3.3$ 束

$A_p=n_p \times A_p^0=455.3\text{mm}^2$

受拉区预应力筋有效拉力 $N_{pe}=A_p \times \sigma_{pe}=415.0\text{kN}$

#### C. 强度验算: $|M_d|=60.0\text{kN} \cdot \text{m}$

取估算普通钢筋的预应力强度比 $\lambda'=A_p \times f_{py}$

$/ (A_p \times f_{py} + A_s \times f_y)=0.780$

则板中受拉区配置的普通钢筋截面面积 $A_s=A_p$

$\times f_{py} \times (1 / \lambda' - 1) / f_y=727.7\text{mm}^2$

受拉区配置普通钢筋 $A_s=727.7\text{mm}^2$   $N_s=A_s \times$

$f_y=152.8\text{kN}$

受拉区纵向普通钢筋合力点至截面受拉边缘的距离 $a_s=15\text{mm}$

受拉区非预应力筋重心距板中和轴的距离

$y_s=e_1 - a_s=75.0\text{mm}$

受拉区预应力筋重心距截面受压边缘的距离

$h_p=h - a_p=140\text{mm}$

$N_p(1)=1.1 \times \sigma_{pe} \times A_p=456.5\text{kN}$ (“1”表示仅考虑第一批预应力损失, 下同)

$$e_{pn}(1)=y_p=50.0\text{mm}$$

$$\sigma_{pc}(1)=N_p(1)/A+N_p(1)\times e_{pn}(1)\times y_p/I+M_2\times y_p/I=5.38\text{MPa}$$

$$\rho=(A_p+A_s)/A=0.66\%$$

$$\sigma_{L5}=(35+280\times\sigma_{pc}(1)/f'_{cu})/(1+15\times\rho)=69.9\text{MPa}$$

$$N_p=\sigma_{pe}\times A_p-\sigma_{L5}\times A_s=364.1\text{kN}$$

$$e_{pn}=(\sigma_{pe}\times A_p\times y_p-\sigma_{L5}\times A_s\times y_s)\div(\sigma_{pe}\times A_p-\sigma_{L5}\times A_s)=46.5\text{mm}$$

$$\sigma_{pc}=N_p/A+N_p\times e_{pn}\times y_p/I+M_2\times y_p/I=4.26\text{MPa}$$

$$\sigma_p^0=\sigma_{pe}+\sigma_{pc}\times E_p/E_c=937.0\text{MPa}$$

$$\text{综合配筋指标}\beta^0=(A_p\times\sigma_{pe}+A_s\times f_y)/(f_c\times b\times h_p)=0.212<0.45$$

$$\sigma_p=[\sigma_{pe}+(500-770\beta^0)]/1.2=1040\text{MPa}$$

$$\text{预应力强度比}\lambda=A_p\times\sigma_p/(A_s\times f_y+A_p\times\sigma_p)=0.756>0.75, \text{不满足要求}$$

$$\text{受拉区预应力筋拉力设计值 } N_{py}=A_p\times\sigma_p=473.5\text{kN}$$

$$\text{板截面有效高度 } h_0=h-(N_{py}\times a_p+N_s\times a_s)/(N_{py}+N_s)=180-34=146\text{mm}$$

$$\xi_b=\beta_1/[1+0.002/(\epsilon_{cu}+(f_{py}-\sigma_p^0)/(E_s\times\epsilon_{cu}))]=0.4$$

$$\text{砼受压区高度 } x=(N_p+N_s)/(b\times\alpha_1\times f_c)=27.1\text{mm}$$

$$x/h_0=0.185<\xi_b, \text{满足要求}$$

$$\text{极限弯矩 } M_u=\alpha_1\times f_c\times b\times X\times(h_0-x/2)=68.5\text{kN}\cdot\text{m}>M_d=60.0\text{kN}\cdot\text{m} \text{满足要求。}$$

D. 裂缝宽度验算(参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 8.1.2条进行验算):

$$\alpha_{cr}=1.7 \quad C=20\text{mm}$$

$$d_{eq}=(n_s d_s^2+n_p d_p^2)/(n_s v_s d_s+n_p v_p\times d_p)=14.3\text{mm}$$

$$A_{te}=b\times h/2=9.00\text{E}+04\text{mm}^2$$

$$\rho_{te}=(A_s+A_p)/A_{te}=0.0131$$

$$N_p^0=\sigma_p^0\times A_p-\sigma_{L5}\times A_s=375.7\text{kN}$$

$$e_p^0=(\sigma_p^0\times A_p\times y_p-\sigma_{L5}\times A_s\times Y_s)\div(\sigma_p^0\times A_p-\sigma_{L5}\times A_s)=46.6\text{mm}$$

$$e=e_p^0+|M_K+M_2|/N_p^0=161.6\text{mm}$$

$$\gamma_{f'}=(b_{f'}-b)\times h_{f'}/(h\times h^0)=0.0000$$

$$z=[0.87-0.12\times(1-\gamma_{f'})\times(h_0/e)^2]\times h_0=113\text{mm}$$

$$\sigma_{sk}=[|M_K+M_2|-N_p^0\times(z-e_p^0)]/[(A_p+A_s)\times z]=137.7\text{MPa}$$

$$\psi=1.1-0.65\times f_{tk}/(\rho_{te}\times\sigma_{sk})=0.242 [1]$$

$$\omega_{\max}=\alpha_{cr}\times\psi\times\sigma_{sk}\times(1.9\times C+0.08\times d_{eq}/\rho_{te})/E_s=0.036\text{mm}$$

③缓粘结预应力板配筋图(见图1、图2)。

#### 4 缓粘结预应力筋布设张拉

先张拉板再张拉梁。楼板预应力筋为60米通常布设,两端张拉;在平面图中张拉次序是从中间向两边对称张拉。从字母轴方向两个中跨的中间位置开始张拉,顺序进行,即全板都遵照从中间到两边的次序进行第一遍张拉。

完成全部第一遍张拉后,停滞48小时,用相反的次序,即全板都遵照从两边到中央的次序进行第二遍张拉,用以补足各因素所引起的应力损失,平衡整个应力分布。

#### 5 应用缓粘结预应力混凝土技术的优点

(1) 缓粘结预应力筋的一般施工工艺与无粘结预应力技术程序几乎一致,所以同样具有施工简便、摩阻系数小等优点。但因缓粘结预应力筋在预定时间后会转变成有粘结形式,这就造成了在极限荷载作用下的缓粘结筋的实际应力要大于无粘结筋,采用缓粘结的预应力混凝土结构的极限抗弯强度要大于相应的无粘结梁。

(2) 缓粘结筋在粘结完成后,遭遇地震等振动作用下,结构中的预应力筋和有粘结筋一样消耗量,这对结构抗震有利。

(3) 缓粘结预应力技术很好地解决了无粘结筋无法克服的连续破坏问题。

(4) 缓粘结预应力筋因采用的填充材料不同,根据试验结果,曲线摩阻较无粘结筋略高。为了补偿预应力损失,采用二次张拉工艺,既满足了设计预应力值,又平衡了因每根筋不可避免的力值差异和多次张拉造成混凝土缩变形而相互影响的问题,平衡了整体结构受力。

#### 6 质量控制和检测

结构质量不仅需要人为监理,也需要进行结

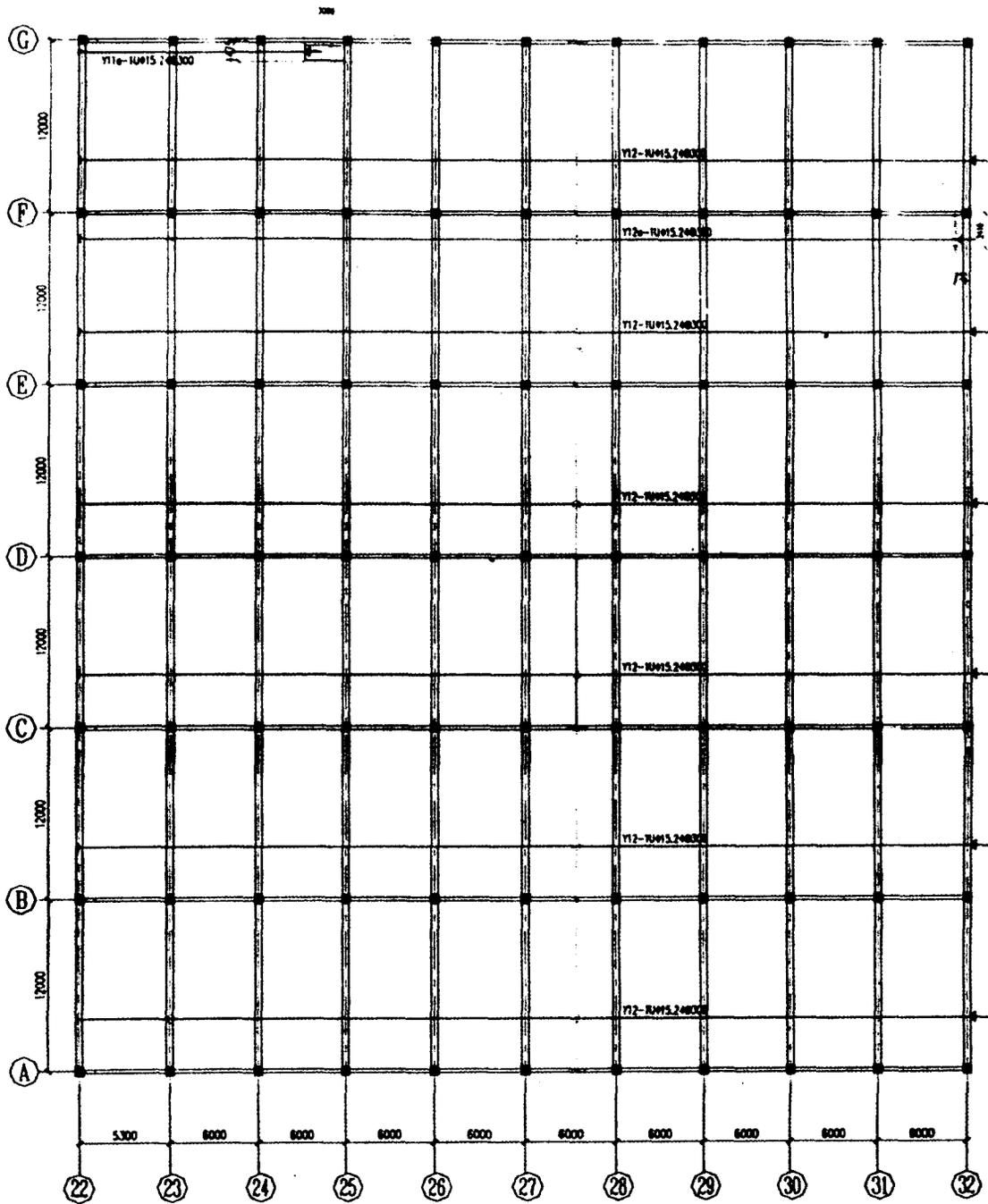


图1 二层板预应力筋平面布置图  
(缓粘结预应力筋)

- 1、 $\rightarrow$ ——代表张力端， $\vdash$ ——代表锚固端，Y1—1U  $\phi$  15.24@300表示Y1号预应力筋单束间距300mm布筋。
- 2、混凝土强度等级C40，预应力钢筋采用1860MPa钢绞线，张拉端锚具采用夹片锚具，锚固端锚具采用挤压锚具，其中锚具锚固性能应达到：锚固效率系数不低于0.95，总应变不低于2.0%。
- 3、张拉控制应力 $0.7f_t$  施工时超张拉3%，即张拉控制应力为1341MPa。
- 4、预应力施工应由高素质的专业化预应力施工单位承担，预先编制详细的预应力施工方案，得到设计人员认可后方可施工。
- 5、混凝土达设计强度后方可张拉。
- 6、张拉(锚固端)凹洞用防火微膨胀混凝土填实。
- 7、预应力筋下料应考虑300mm张力操作长度和板中约2%的曲线增量，并结合施工缝进行分段张拉。

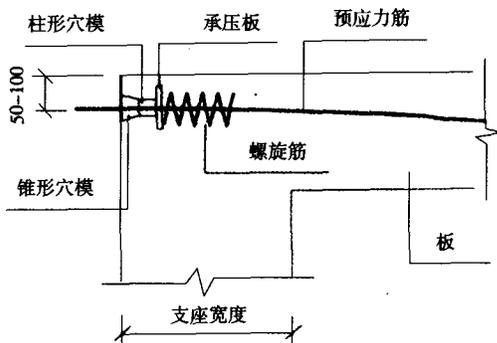


图2-1 缓粘结预应力筋张拉端节点大样

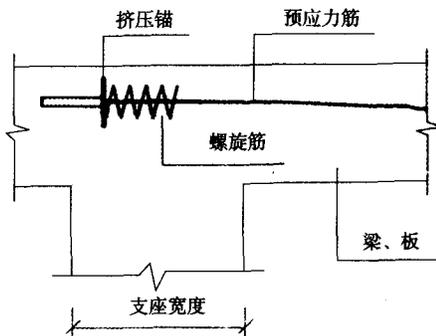


图2-2 缓粘结预应力筋锚固端节点大样

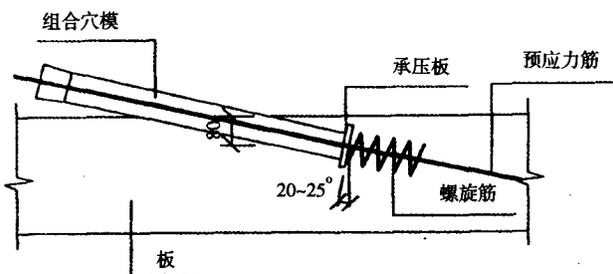


图2-3 预应力筋板面张拉端节点大样

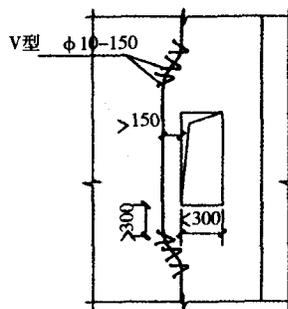


图2-4 板上开洞预应力筋布置大样

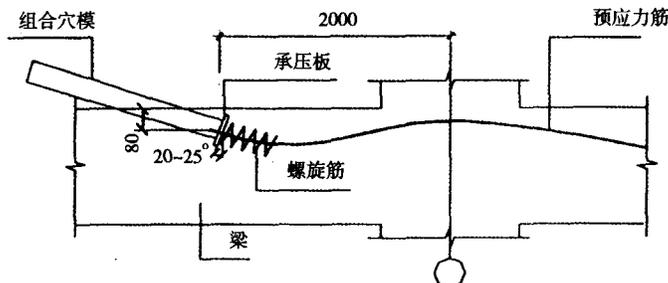


图2-5 梁内缓粘结预应力筋梁面张拉端节点大样

图2 缓粘结预应力筋节点

构检测，用试验数据来评定施工质量和使用设计要求程度。本工程采用缓粘结预应力技术，在质量控制方面，严格按照施工工艺要求精心施工并加强监察监督以外，还在本工程预应力专项施工中进行了预应力张拉摩擦阻力试验和楼板反拱试验。

## 7 总结

力神锂离子电池扩建工程，大面积应用了缓粘结预应力混凝土技术科研成果。基于缓粘结技术安全可靠的优点，张拉长度采用了60m，节省

了5%的预应力绞线和50%的锚具。在提高了建筑物使用安全度和耐久性能的同时，还减少了施工环节，缩短了施工工期；在施工工艺上也采用了补偿张拉法，平衡应力分布；在技术进步的同时进一步保证了工程质量，增加工程安全度和满足使用状态的要求。

在主厂房建成使用周期内，若遇到工艺调整，如楼面和板底增设吊杆和地板螺栓变更时，相对无粘结预应力结构，有更大的灵活性。