

160—1

首钢设计院图书馆	
资产号	9100804
分类号	P 25
年 月 日	

北 京 地 区

无粘结预应力混凝土结构体系 (BUPC) 设计与施工规程

(试行)

DEJ01—7—90

1990年4月 北京

首都规划建设委员会办公室 北京市城乡建设委员会（通知）

关于发布《无粘结预应力混凝土结构体系（BUPC）设计与施工规程》（试行）的通知

（90）京建科字第081号

签发人：李 秀

各区、县、局、总公司、中央部队在京有关单位：

为了确保工程质量，根据市建委（88）京建科字第168号文下达的《北京市工程建设技术标准1988年项目编制计划》，由北京市建筑设计研究院和北京市建筑工程研究所编制了《无粘结预应力混凝土结构体系（BUPC）设计与施工规程》。本规程是依据北京地区多年来设计施工经验和科研成果，参照国内外有关资料，并征得了各有关方面的意见编制而成的，适用于北京地区工程设计和施工。经首都规划建设委员会办公室和北京市城乡建设委员会审查批准，编号为DBJ01—7—90，现予颁发，自一九九〇年五月一日起试行。

本规程的具体解释工作，按专业分别由北京市建筑设计研究院和北京市建筑工程研究所负责，各单位在实施中要总结经验，如有修改或补充意见，请函告编制单位。

北京市城乡建设委员会
首都规划建设委员会办公室

一九九〇年四月四日

编 制 说 明

《无粘结预应力混凝土结构体系 (BUPC) 设计与施工规程》(试行), 是根据市建委(88)京建科字第168号文下达的《北京市工程建设技术标准1988年项目编制计划》, 由北京市建筑设计研究院和北京市建筑工程研究所按照设计、施工专业分工共同编制而成。

本《规程》根据北京地区几年来的设计、施工经验和科研成果, 参照国内外有关资料, 并征得有关单位的意见, 经多次修改, 最后由首都规划建设委员会办公室和市城乡建设委员会共同组织审定。

在实施过程中, 如有不妥之处或改进建议, 请与编写单位联系。

编制组

一九八九年十月

目 录

第一部分 无粘结预应力混凝土结构体系设计

第一章 总则

第二章 一般要求

第三章 结构计算

第四章 板柱节点设计

第五章 预应力与非预应力钢筋配置

第六章 无粘结预应力结构的防火及防腐蚀

第二部分 无粘结预应力混凝土结构体系施工

第一章 总则

第二章 无粘结预应力筋

第三章 锚固系统

第四章 施工工艺

第一部分 无粘结预应力 混凝土结构体系设计

第一章 总则

第1.0.1条 为使无粘结后张预应力结构的设计与施工做到安全可靠、经济合理、确保质量，特制定本规程。

第1.0.2条 本规程适用于北京地区按8度设防在正常使用情况下的后张无粘结预应力混凝土结构。

第1.0.3条 本规程内容包括配置无粘结预应力钢筋及非预应力有粘结钢筋的结构；也包括设计计算中仅考虑无粘结预应力钢筋而不计入少量非预应力钢筋的结构。

第1.0.4条 本规程遵照《钢筋混凝土结构设计规范》TJ10-74及《工业与民用建筑抗震设计规范》TJ11-78，结合无粘结预应力结构的特点而编制。在设计中，除参照本规程的要求外，尚应遵守国家有关规范及规定。

第二章 一般要求

第2.1条 材料

第2.1.1条 无粘结预应力钢筋、钢材应符合现行国家标准。无粘结筋由7- ϕ 5高强钢丝组成钢丝束或用7- ϕ 5高强钢丝扭结而成的钢绞线，通过防锈、防腐润滑油脂等涂层包裹塑料

套管而构成的一种新型预应力筋。

7 ϕ 5 无粘结钢丝束和无粘结钢绞线主要技术性能如下表:

表 2.1

项 目	单 位	钢丝束	钢绞线
		7— ϕ 5	ϕ 15
抗拉设计强度	N/mm ²	1600	1500
延伸率	%	4	4
截面面积	cm ²	1.37	1.43
重量	kg/m	1.08	1.12
弹性模量	N/mm ²	2.0×10^5	1.8×10^5

第2.1.2条 涂层材料要求化学稳定性高;对周围材料如混凝土、钢材和包裹材料不起化学反应;防腐性能好;润滑性能好,摩阻力小。

外包层材料要求:应具有足够韧性,抗磨性强,对周围材料无侵蚀作用。

第2.1.3条 无粘结筋锚具系统:对钢丝束配用甲型锚具系统或乙型锚具系统;对钢绞线配用乙型锚具系统。

甲型锚具系统的张拉端由甲型锚具、承压板、塑料保护套等组成。固定端由锚板、螺旋筋组成。

乙型锚具系统的张拉端由乙型锚具、承压板、螺旋筋等组成。固定端由焊接锚板、夹片、螺旋筋组成。

第2.1.4条 采用无粘结预应力钢筋时,混凝土标号应不低于300号。张拉时混凝土强度应保证不低于标号的70%。混凝土的强度和弹性模量可按有关规范的规定采用。

第2.2条 无粘结预应力结构适用于跨度大于6米的楼板及大跨度梁。宜用于具有上述板梁的办公楼、商场、旅馆、车库和仓库等建筑物。

对于各种结构体系，如梁柱框架及框剪体系的梁；框筒结构体系的梁和板；板柱体系的单向板和双向板等均可采用无粘结预应力结构。

第2.3条 设计中应注意结构布置，使结构受力合理、安全可靠。在地震区，无粘结预应力平板结构应用于多层及高层建筑时，应设置适当数量抗震墙，以保证结构具有足够的抗震能力。

为使结构具有良好抗震性能应在抗震构件中配置适量的非预应力钢筋。

第2.4条 确定板的厚度和梁的高度时应考虑结构跨度、结构形式和荷载等因素。

第2.4.1条 板的跨厚比

无梁楼盖

楼板：40~45

屋顶板：42~48

带双向梁的双向板：45~52

单向板：40~45

第2.4.2条 双向密肋板的跨厚比一般不超过35。

第2.4.3条 梁的跨高比：楼层不超过25；屋顶层不超过28；悬臂梁不超过10。

第2.5条 荷载

第2.5.1条 作用于结构上的荷载可分为以下几类：

永久荷载：包括结构自重、结构收缩、徐变、基础沉降等。

可变荷载：活荷载、风荷载、雪荷载、温度变化。

偶然荷载：地震荷载及偶然撞击等。

第2.5.2条 荷载组合时一般可按均布满载设计。当活载数值超过 5.0kN/m^2 时，宜考虑活载的不利组合。

第2.5.3条 当采用荷载平衡法计算时，平衡荷载可取为自重或自重加20%~40%活荷载。

当结构各向柱网尺寸不同时，各向平衡荷载可分别取用。

第三章 结构计算

第3.1条 强度计算

第3.1.1条 矩形截面受弯构件，正截面强度按下式计算：

$$KM \leq R_w b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

中和轴位置按下式确定：

$$R_g A_g + A_y \sigma_y = R_w b x$$

当为八度抗震设防时， x 宜不大于 $0.25h_0$ 。

式中 K —受弯构件强度设计安全系数为1.50；

M —外力矩；

R_w —混凝土弯曲抗压强度；

b —矩形截面宽度；

x —混凝土受压区高度；

h_0 —截面有效高度；

σ_y —无粘结预应力钢丝的设计拉应力；

$\sigma_y = \sigma_{y2} + 140 \sim 180 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 但不大于 R_y ；

当 x/h_0 较小时取高值。

当 x/h_0 接近0.25时取低值。

σ_{y2} —扣除全部预应力损失后的有效预应力值。

第3.1.2条 梁的斜截面抗剪强度按下式计算

$$KQ \leq (0.07R_s + 0.05\sigma_{h1})bh_0 + \alpha_{kb}R_s \frac{A_k}{S}h_0 \\ + 0.8R_s A_w \sin\alpha$$

式中 σ_{h1} ——由有效预应力产生的混凝土平均预压应力。

K ——受弯构件斜截面受剪的强度设计安全系数 $=1.55$

其余符号见TJ10—74规范。

第3.2条 张拉控制应力及预应力损失值

第3.2.1条 无粘结钢筋的张拉控制应力值 σ_k 取标准抗拉强度的70%，即 $0.70R_b$ 。为了部份抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉等因素产生的预应力损失， σ_k 可以提高至 $0.75R_b$ 。

第3.2.2条 预应力损失值计算

第3.2.2.1条 预应力钢筋由于锚具变形引起的预应力损失 σ_{s1} (N/mm^2)按下式计算：

$$\sigma_{s1} = \frac{\lambda}{l} \cdot E_s$$

式中 λ —张拉端锚具变形值（以毫米计），当采用BUPC体系时，甲型锚具 $\leq 1.5mm$ ，乙型锚具 $\leq 5mm$ 。

l —张拉端至锚固端之间的距离（以毫米计）；

第3.2.2.2条 预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{s2} (N/mm^2)按下式计算：

$$\sigma_{s2} = \sigma_k \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right)$$

式中 k —考虑每米无粘结筋局部偏差对摩擦影响的系数，按表3.1取用；

x —从张拉端至计算截面的无粘结筋长度 (m)，亦可近似取该段无粘结筋在纵轴上的投影长度；

μ —钢筋与塑料套管壁的摩擦系数，按表3.1取用；

θ —从张拉端至计算截面无粘结筋曲线部分切线的夹角之和 (以弧度计)。

表 3.1

无粘结筋种类	k	μ	备 注
U γ - ϕ 5钢丝束	0.0035	0.10	
U ϕ 15	0.0040	0.12	其它规格铜绞线可参照采用

第3.2.2.3条 预应力钢筋的应力松弛引起的预应力损失 σ_{s4} ，一般可取5% σ_k 。

第3.2.2.4条 混凝土徐变收缩引起的预应力损失 σ_{s5} ，普通混凝土之收缩取 $\epsilon_s=0.0003$ ，徐变取两倍弹性压缩值。收缩徐变引起的损失值不小于40N/mm²。

第3.2.3条 平均预压应力值。最小平均预压应力值应为1N/mm²。最大平均预压应力值宜取3.5N/mm²，平均预压应力指除去损失后，总预压力除以混凝土面积的数值。为提高刚度而施加预应力者，最小预应力值可不受此限，有充分理由时，最大平均预压应力可适当提高。

第3.3条 抗裂度和变形计算。为保证结构正常的使用及耐久性，应进行抗裂度和变形验算。

第3.3.1条 预应力混凝土构件正截面抗裂度可按式计算:

$$K_f \sigma \leq \sigma_h + \gamma_s R_f$$

式中 K_f —抗裂设计安全系数,对于一般民用建筑的无梁楼板,取 $K_f=1.05$;一般板: $K_f=1.0$;梁: $K_f=0.9$;

σ —标准荷载下抗裂验算边缘的混凝土法向拉应力;

$$\text{轴心受拉构件: } \sigma = \frac{N}{A_0}$$

$$\text{受弯构件: } \sigma = \frac{M}{W_0}$$

偏心受拉, 偏心受压构件

$$\sigma = \frac{N}{A_0} \pm \frac{M}{W_0}$$

σ_h —扣除相应阶段预应力损失后, 抗裂验算边缘的混凝土预压应力;

R_f —混凝土抗裂设计强度;

γ_s —系数, 按钢筋混凝土结构设计规范(TJ10—74)第122条采用。

第3.3.2条 变形计算

无粘结预应力受弯构件的挠度, 根据构件的刚度按结构力学方法计算, 应特别注意悬挑构件变形的验算以及构件的反拱验算;

短期荷载作用下的刚度 B_s 可按式计算:

在使用阶段不出现裂缝的构件:

$$B_s = 0.85 E_h J_0$$

在使用阶段出现裂缝的构件:

$$B_d = \left[0.65 + \frac{2}{3} (K_r - 0.7) \right] E_h J_0$$

长期荷载作用下刚度:

$$B_c = B_d \cdot \frac{M}{\theta \cdot M_c + M_d}$$

式中 E_h —混凝土弹性模量;

J_0 —换算截面的惯性矩;

M_c —长期作用标准荷载产生的弯矩;

θ —刚度降低系数取2;

M_d —短期作用标准荷载产生的弯矩;

$M = M_c + M_d$

预加应力产生的反拱值,可根据下列规定用结构力学方法计算,预加应力阶段的反拱值,按刚度 $E_h J_0$ 计算,此时预应力钢筋的内力应扣除混凝土预压前的损失;使用阶段的反拱值可按刚度 $E_h J_0$,求得的反拱值乘以长期增长系数2.0采用,此时预应力钢筋的内力应扣除全部损失。

第四章 板柱节点设计

第4.1条 节点型式及构造

第4.1.1条 板柱节点处应将一部份预应力筋和非预应力筋正交穿过板柱节点或柱宽加3倍板厚的区域。

第4.1.2条 增强板柱节点的抗冲切能力可采用以下方法:

第4.1.2.1条 将板柱节点附近板的厚度局部增加或加柱帽(图4.1)。

第4.1.2.2条 采用穿过柱截面布置于板内的暗梁。暗梁由抗

剪箍筋与纵筋组成，其宽度可取等于柱宽或柱宽加一倍板厚。暗梁的上部非预应力钢筋应不少于暗梁宽度范围内柱上板带所需钢筋，下部非预应力钢筋的面积应大于上部非预应力钢筋面积的一半，并不少于4Φ14（图4.2）。

第4.1.2.3条 采用穿过柱截面布置于板内的型钢，如工字钢、槽钢等。此时应按型钢剪力架进行设计（图4.3）。

第4.1.2.4条 剪力架型钢，在端部宜切成与水平面不小于30°的角。型钢高度不大于型钢腹板厚度的70倍。

第4.1.3条 为减少预加应力的约束和结构收缩、徐变产生的不利影响，可采用临时施工缝。对大跨度预应力梁可采用滑动——铰接式支座（滑动——铰接式支座指张拉时允许有水平位移，使用时为铰接的支座）。

第4.1.4条 构件的锚具端部应验算张拉及使用两个阶段的局部承压强度，使用阶段预应力筋的应力取抗拉设计强度 R_y 。

第4.2条 节点计算

第4.2.1条 剪切临界截面为距柱边 $\frac{h_0}{2}$ 的截面。

第4.2.2条 临界截面剪应力 τ 应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{KQ}{b_0 h_0}$$

式中 K ——安全系数，取2.0；

b_0 ——临界截面周长；

h_0 ——板的有效高度；

Q ——临界截面处的总剪力；

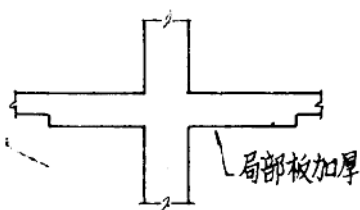


图 4.1

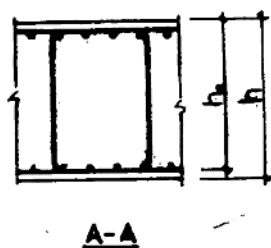
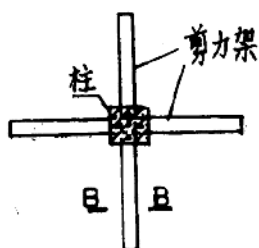


图 4.2

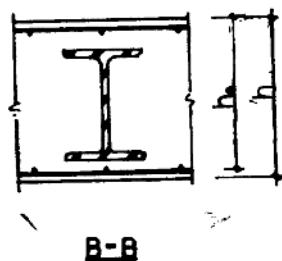


图 4.3

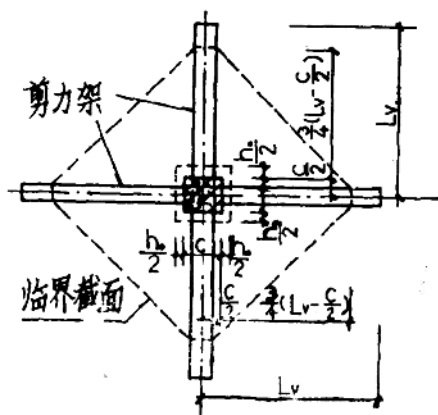


图 4.4

计算时应考虑由于水平力的作用引起的附加剪力。

第4.2.2.1条 柱周边临界截面处的剪应力 τ 不应大于 $0.31\sqrt{R}$ 。 R 为混凝土标号，单位 N/mm^2 。

第4.2.2.2条 用抗剪箍筋作为抗剪加强措施时，上述临界截面剪应力应不大于 $0.47\sqrt{R}$ 。

第4.2.2.3条 用型钢剪力架作为抗剪加强措施时，上述临界截面剪应力应不大于 $0.54\sqrt{R}$ 。

第4.2.2.4条 当不能满足上述条件时，可增加板厚，提高混凝土标号，或采取其他方法提高板的抗剪能力。

第4.2.3条 抗剪箍筋法。当距柱边 $\frac{h_0}{2}$ 处临界截面的剪应力 $\tau > 0.31\sqrt{R}$ 时，可采用抗剪箍筋。配置箍筋后柱边临界截面混凝土

土 承 担 之 剪 应 力 τ_h 应 不 大 于 $0.155\sqrt{R}$ 。

每 方 向 所 需 抗 剪 箍 筋 面 积，按 下 式 计 算：

$$A_v = \frac{\tau - \tau_h}{R_g} \cdot b_w \cdot S$$

式 中

A_v ——各 方 向 上 各 个 箍 筋 各 肢 截 面 之 和 (mm^2)

R_g ——箍 筋 抗 拉 设 计 强 度 (N/mm^2)；

S ——箍 筋 间 距 (mm)；

b_w ——暗 梁 宽 度；

配 置 抗 剪 箍 筋 后，应 验 算 另 一 个 临 界 截 面（见 图 4.2 之 虚 线），此 截 面 上 的 剪 应 力，应 不 大 于 $0.155\sqrt{R}$ 。即

$$\frac{KQ_1}{b_1 h_0} \leq 0.155\sqrt{R}$$

式 中

$$b_1 = 4(c + a\sqrt{2})$$

Q_1 ——作 用 在 b_1 周 边 上 的 剪 力

在 求 得 a 以 后，应 使 箍 筋 配 置 到 a 以 外，另 加 二 个 箍。

第 2.4 条 剪 力 架 法。当 距 柱 边 $\frac{h_0}{2}$ 处 临 界 截 面 的 剪 应 力 $\tau > 0.31\sqrt{R}$ 时，可 采 用 剪 力 架。在 配 置 剪 力 架 后，柱 边 临 界 截 面 混 凝 土 承 担 之 剪 应 力 τ_h 应 不 大 于 $0.155\sqrt{R}$ 。

第 4.2.4.1 条 配 置 剪 力 架 后，应 验 算 另 一 个 临 界 截 面（见 图 4.4 之 虚 线），此 截 面 上 之 剪 应 力 τ_h 应 不 大 于 $0.155\sqrt{R}$ 。

第 4.2.4.2 条 剪 力 架 每 个 伸 臂 的 低 抗 弯 矩 按 下 式 决 定：

$$M_p = \frac{KQ}{8} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{C_1}{2} \right) \right]$$

式中:

h_v ——型钢高度 (cm) ;

Q ——距柱边 $\frac{h_2}{2}$ 处之总剪力;

l_v ——剪力架伸臂长度 (cm) ;

C_1 ——所求弯矩方向之柱宽 (cm) ;

α_v ——剪力架伸臂的刚度与宽度为 $c_2 + h_0$ 的组合板截面之刚度比, c_2 为垂直于所求弯矩方向之柱宽。 α_v 应不小于 0.15,

根据 M_p 验算剪力架型钢截面时, 取型钢之设计强度。

$$\alpha_v = \frac{E_s I_s}{E_h I_h}$$

式中:

E_s, I_s ——型钢之弹性模量及惯性矩;

E_h ——混凝土之弹性模量;

I_h ——组合截面中, 包括钢筋、型钢及混凝土受压区面积对于中和轴的惯性矩, 但钢筋及型钢应按 E_s/E_h 之比折算成混凝土面积。

第4.2.4.3条 剪力架所承担之柱上板带的一部分弯矩按下式计算:

$$M_v = \frac{KQ\alpha_v}{8} \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right)$$

但 M_v 不应大于柱上板带总弯矩的 30%, 也不应超过沿剪力架长度 l_v 范围内柱上板带弯矩变化值, 同时也不大于剪力架抵抗