

一般项目

13.2.5 预应力筋使用前应进行外观检查，其质量应符合下列要求：

1 有粘结预应力筋展开后应平顺，不得有弯折，表面不应有裂纹、小刺、机械损伤、氧化铁皮和油污等。

2 无粘结预应力筋护套应光滑、无裂缝，无明显褶皱。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

注：无粘结预应力筋护套轻微破损者应外包防水塑料胶带修补，严重破损者不得使用。

13.2.6 预应力筋用锚具、夹具和连接器使用前应进行外观检查，其表面应无污物、锈蚀、机械损伤和裂纹。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

13.2.7 预应力成孔管道进场时，应进行管道外观质量检查，径向刚度和抗渗漏性能检验，其检验结果应符合下列规定：

1 金属管道外观应整洁，内外表面应无锈蚀、油污、附着物、孔洞；金属波纹管不应有不规则褶皱，咬口应无开裂、脱扣；钢管焊缝应连续。

2 塑料波纹管的外观应光滑、色泽均匀，内外壁不应有气泡、裂口、硬块、油污、附着物、孔洞及影响使用的划伤。

3 波纹管径向刚度和抗渗漏性能应符合现行行业标准《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529 或《预应力混凝土用金属波纹管》JG/T 225 的规定。

检查数量：外观全数检查；径向刚度和抗渗漏性能的检查数量按进场批次和产品的抽样检验方案确定。

检验方法：观察，检查产品合格证、出厂检验报告和进场复验报告。

注：对成孔管道用量较少的一般工程，当有可靠依据时，可不作径向

刚度、抗渗漏性能的进场复验。

13.3 制作与安装

主 控 项 目

13.3.1 预应力筋安装时，其品种、级别、规格、数量必须符合设计要求。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，尺量。

13.3.2 施工过程中应避免电火花损伤预应力筋；受损伤的预应力筋应予以更换。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

一 般 项 目

13.3.3 预应力筋下料应符合下列要求：

1 预应力筋应采用砂轮锯或切断机切断，不得采用电弧切割。

2 当钢丝束两端采用镦头锚具时，同一束中各根钢丝长度的极差不应大于钢丝长度的 $1/5000$ ，且不应大于 5mm。当成组张拉长度不大于 10m 的钢丝时，同组钢丝长度的极差不得大于 2mm。

检查数量：每工作班抽查预应力筋总数的 3%，且不小于 3 束。

检验方法：观察，钢尺检查。

13.3.4 预应力筋端部锚具的制作质量应符合下列要求：

1 挤压锚具制作时压力表油压应符合操作说明书的规定，挤压后预应力筋外端应露出挤压套筒不应小于 1mm。

2 钢丝镦头不应出现横向裂纹，镦头的强度不得小于钢丝强度标准值的 98%。

检查数量：对挤压锚，每工作班抽查 5%，且不应小于 5 件；对钢丝镦头强度，每批钢丝检查 6 个镦头试件。

检验方法：观察，钢尺检查，检查镦头强度试验报告。

13.3.5 预应力筋束形控制点的竖向位置偏差应符合本规程第 12.7.3 条的规定。

检查数量：在同一检验批内，应抽查各类型构件总数的 10%，且不少于 3 个构件，每个构件不应少于 5 处。

检验方法：钢尺检查。

注：束形控制点的竖向位置偏差合格点率应达到 90% 及以上，且不得有大于表中数值 1.5 倍的尺寸偏差。有成熟经验的条件下可适当放宽。

13.3.6 无粘结预应力筋的铺设除应符合本规范第 13.3.5 条的规定外，尚应符合下列要求：

1 无粘结预应力筋的定位应牢固，浇筑混凝土时不应出现移位和变形。

2 端部的预埋锚垫板应垂直于预应力筋。

3 内埋式固定端垫板不应重叠，锚具与垫板应贴紧。

4 无粘结预应力筋成束布置时应能保证混凝土密实并能裹住预应力筋。

5 无粘结预应力筋的护套应完整，局部破损处应采用防水胶带缠绕紧密。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

13.4 张拉与放张

主控项目

13.4.1 预应力筋张拉或放张时，混凝土强度应符合设计要求；当设计无具体要求时，不应小于设计的混凝土强度等级值的 75%。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查同条件养护试件抗压强度实验报告。

13.4.2 预应力筋的张拉力、张拉或放张顺序及张拉工艺应符合设计及施工方案的要求，并应符合下列规定：

1 当施工需要超张拉时，最大张拉应力不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

2 张拉工艺应能保证同一束中各根预应力筋的应力均匀一致。

3 后张法施工中，当预应力筋是逐根或逐束张拉时，应保证各阶段不出现对结构不利的应力状态；同时宜考虑后批张拉预应力筋所产生的结构构件的弹性压缩对先批张拉预应力筋的影响，确定张拉力。

4 当采用应力控制方法张拉时，应校核预应力筋的伸长值。实际伸长值与设计计算理论伸长值的相对允许偏差为 $\pm 6\%$ 。

检查数量：全数检查。

检验方法：检查张拉记录。

13.4.3 预应力筋张拉锚固后实际建立的预应力值与工程设计规定检验值的相对允许偏差为 $\pm 5\%$ 。

检查数量：对先张法施工，每工作班抽查预应力筋总数的1%，且不小于3根；对后张法施工，在同一检验批内，抽查预应力筋总数的3%，且不小于5束。

检验方法：对先张法施工，检查预应力筋应力检测记录；对后张法施工，检查见证张拉记录。

13.4.4 张拉过程中应避免预应力筋断裂或滑脱；当发生断裂或滑脱时，必须符合下列规定：

1 对后张法预应力结构构件，断裂或滑脱的数量严禁大于同一截面预应力筋总根数的3%，且每束钢丝不得大于一根；对多跨双向连续板，其同一截面应按每跨计算。

2 对先张法预应力构件，在浇筑混凝土前发生断裂或滑脱的预应力筋必须予以更换。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查张拉记录。

一 般 项 目

13.4.5 锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量应符合设计要求；当设计无具体要求时，应符合表 13.4.5 的规定。

表 13.4.5 张拉端预应力筋的内缩量限值

锚具类别		内缩量限值(mm)
支承式锚具 (镦头锚具等)	螺帽缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
锥塞式锚具		5
夹片式锚具	有顶压	5
	无顶压	6~8

13.5 灌浆及封锚

主 控 项 目

13.5.1 预应力筋张拉后应尽早对有粘结段进行孔道灌浆，孔道内水泥浆应饱满、密实。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察，检查灌浆记录。

13.5.2 锚具的封闭保护应符合设计要求；当设计无具体要求时，应符合下列规定：

- 1 应采取防止锚具腐蚀和遭受机械损伤的有效措施。
- 2 凸出式锚固端锚具的保护层厚度不应小于 50mm。
- 3 外露预应力筋的保护层厚度：处于正常环境时，不应小于 20mm；处于易受腐蚀的环境时，不应小于 50mm。

检查数量：在同一检验批内，抽查预应力筋总数的 5%，且不小于 5 处。

检验方法：观察，尺量。

一般项目

13.5.3 后张法预应力筋锚固后的外露部分宜采用机械方法切割，其外露长度不宜小于预应力筋直径的 1.5 倍，且不宜小于 30mm。

检查数量：在同一检验批内，抽查预应力筋总数的 3%，且不小于 5 束。

检验方法：观察，钢尺检查。

13.5.4 灌浆用水泥浆的水灰比不应大于 0.45，搅拌后 3h 自由泌水率宜为 0，且不应大于 1%。泌水应能在 24h 内全部重新被水泥浆吸收。

检查数量：同一配合比检查一次。

检验方法：检查水泥浆性能试验报告。

13.5.5 现场留置的灌浆用水泥浆试块的抗压强度不应低于 30MPa。

检查数量：每工作班留置一组边长为 70.7mm 的立方体试件。

检验方法：检查水泥浆试件强度试验报告。

注：1 一组试件由 6 个试件组成，试件应标准养护 28d；

2 抗压强度为一组试件的平均值，当一组试件中抗压强度最大值或最小值与平均值相差超过 20% 时，应取中间 4 个试件强度的平均值。

13.6 检测

13.6.1 预应力筋张拉端张拉锚固后锚固损失值应符合下列规定：

1 张拉端锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失按 5.2.1～5.2.2 的相关公式计算。

2 锚固损失的测定方法可按附录 E 方法实测。

3 直线预应力筋张拉端锚固损失实测值与设计所提供计算值的偏差不应大于 $\pm 5\%$ 。

4 曲线或折线预应力筋张拉端锚固损失实测值与计算值的偏差当锚固损失消失于曲线反弯点以外时,不应大于 $\pm 8\%$;当锚固损失消失于曲线反弯点以内时,不应大于 $\pm 10\%$ 。

13.6.2 预应力筋张拉端建立的有效预应力应符合下列规定:

1 预应力筋张拉端建立的有效预应力可按下列公式计算:

$$\sigma_{pe}^s = \sigma_{con} - \sigma_{l1} - \sigma_{l4} - \sigma_{l5} \quad (13.6.2)$$

式中: σ_{l1} 、 σ_{l4} 、 σ_{l5} ——分别为预应力筋锚固损失值、预应力筋松弛损失值、混凝土的收缩和徐变引起的损失值。

2 预应力筋张拉端锚固后实际的有效预应力值 σ_{pe} 的测定方法,可参照附录 E 方法测定。

3 预应力筋张拉端锚固后预应力筋松弛损失值 σ_{l4} ,以张拉锚固后 1h 为基准确定,此时的预应力筋松弛损失值相当于全部 σ_{l4} 的 40%。

4 混凝土的收缩和徐变引起的损失值可取 $50\text{N/mm}^2 \sim 80\text{N/mm}^2$ 。当结构处于年平均值的相对湿度小于 40% 的环境时, σ_{l5} 值应增加 30%。

5 预应力筋张拉端锚固后实测建立的有效预应力值与工程设计规定检验值的相对允许偏差应不大于 $\pm 5\%$ 。

13.6.3 预应力筋与孔道壁之间的摩擦损失值 σ_{l2} 应符合下列规定:

1 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失值可按 5.2.3 的公式计算。

2 σ_{l2} 实测值现场测试方法可参照附录 E 进行。

3 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失 σ_{l2} 实测值与计算值的相对偏差不宜大于 $\pm 5\%$ 。

13.6.4 对于重要工程的大跨预应力混凝土梁预应力筋张拉时宜进行跨中反拱值现场检测。

13.6.5 对于裂缝控制为一级、二级 I 类要求的预应力混凝土结构宜进行现场应变检测。

13.7 机具标定

13.7.1 预应力张拉用的机具设备和仪表应符合下列规定：

1 预应力钢筋的张拉宜采用穿心式双作用千斤顶，整体张拉或放张宜采用具有自锚功能的千斤顶；千斤顶的额定张拉力宜为所需张拉力的 1.5 倍，且不得小于 1.2 倍。与千斤顶配套使用的压力表应选择防振型产品，其最大读数应为张拉力的 1.5 倍～2.0 倍，标定精度应不小于 1.0 级。张拉机具设备应与锚具产品配套使用，并在使用前进行校正、检验和标定。

2 张拉使用的千斤顶与压力表应配套标定、配套使用，标定应在国家授权的法定计量技术机构定期进行，标定时千斤顶活塞的运行方向应与实际张拉工作状态一致。当处于下列情况之一时，应重新进行标定：

- 1) 使用时间超过 6 个月；
- 2) 张拉次数超过 300 次；
- 3) 使用过程中千斤顶或压力表出现异常情况；
- 4) 千斤顶检修或更换配件后。

13.8 工程验收

13.8.1 预应力分项工程施工质量验收除应满足本规程的规定外，尚应符合《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 及其他相关规范的要求。

13.8.2 预应力分项工程根据施工工艺流程，可划分为原材料制作及安装、张拉、灌浆及封锚等检验批。每个检验批的范围，可按楼层、结构缝或施工段划分，在专项施工方案中明确。

13.8.3 预应力施工检验批的质量验收，应由专业监理工程师组织施工单位（含分包单位）项目专业质量检查员、专业工长等进行验收，并按预应力分项工程检验批质量验收统一用表做出记录。

13.8.4 检验批质量验收合格应符合下列规定：

1 主控项目的质量经抽样检验均应合格。

2 一般项目的质量经抽样检验合格。当采用计数抽样时，合格点率应符合有关专业验收规范的规定，且不得存在严重缺陷。对于计数抽样的一般项目，正常检验一次、两次抽样可按现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300 附录 D 判定。

3 具有完整的施工操作依据和质量检查记录。

13.8.5 预应力分项工程的验收应由专业监理工程师组织施工单位（含分包单位）项目专业技术负责人进行，并按预应力分项工程质量验收统一用表做出记录。对重要工程，设计单位设计人员宜参加验收。

13.8.6 预应力分项工程质量验收应符合下列规定：

1 所含检验批的质量均应验收合格。

2 所含检验批的质量验收记录应完整。

13.8.7 预应力混凝土分项工程验收时应提供下列文件和记录：

1 预应力分项工程的设计（变更）文件。

2 预应力施工方案及有关变更记录。

3 预应力筋（孔道）竖向坐标、预应力筋锚固端构造等详图。

4 预应力材料（预应力筋、锚具、波纹管、灌浆水泥等）质量证明书。

5 预应力筋和锚具等进场复验报告。

6 张拉设备配套标定报告。

7 预应力筋（孔道）竖向坐标检查记录。

8 混凝土构件张拉前的构件混凝土强度等级检测报告。

9 预应力筋张拉见证记录。

附录 A 体外预应力混凝土构件设计

A.1 一般规定

A.1.1 体外预应力混凝土梁，体外束可采用直线、双折线或多折线布置方式，且其布置应使结构对称受力。对矩形或 I 形截面梁，体外束应布置在梁腹板的两侧；对箱型截面梁，体外束应对称布置在梁腹板的内侧。

A.1.2 体外预应力用预应力筋可采用预应力钢绞线、钢丝、预应力螺纹钢筋。体外预应力筋的选用应根据结构受力特点、环境条件和施工方法等确定，宜采用涂层预应力筋。对直线预应力短筋，宜采用预应力螺纹钢筋。

A.1.3 体外束仅在锚固区及转向块鞍座处与钢筋混凝土梁相连接，其设计应满足下列要求：

1 体外束锚固区和转向块的设置应根据体外束的设计线型确定，对多折线体外束，转向块宜布置在距梁端 $1/4 \sim 1/3$ 跨度的范围内，必要时可增设中间定位用转向块，对多跨连续梁采用多折线体外束时，可在中间支座或其他部位增设锚固块。

2 梁体基频在 $1\text{Hz} \sim 5\text{Hz}$ 范围，且体外束采用钢绞线时，体外束的锚固块与转向块之间或两个转向块之间的自由段长度不应大于 12m ，大于该长度应设置防振动装置。梁体基频或体外束不符合上述限制时，体外束的自由长度限值应通过振动分析来确定。

3 体外束在每个转向块处的弯折转角不应大于 15° ，转向块鞍座处最小曲率半径宜按表 A.1.3 采用，体外束与鞍座的接触长度由设计计算确定。用于制作体外束的钢绞线，应按偏斜拉伸试验方法确定其力学性能。

表 A.1.3 转向块鞍座处最小曲率半径

钢绞线	最小曲率半径 (m)
12 ϕ 13mm 或 7 ϕ 15mm	2.0
19 ϕ 13mm 或 12 ϕ 15mm	2.5
31 ϕ 13mm 或 19 ϕ 15mm	3.0
55 ϕ 13mm 或 37 ϕ 15mm	5.0

注：钢绞线根数为表列数值的中间值时，可按线性内插法确定。

4 体外束的锚固区除进行局部受压承载力计算，尚应对牛腿块钢托件等进行抗剪设计与验算。

5 转向块应根据体外束产生的垂直分力和水平分力进行设计，并应考虑转向块的集中力对结构整体及局部受力的影响。

A.1.4 在承受静、动荷载的构件中，预应力筋-锚具组装件除应满足静载锚固性能要求外，尚应满足循环次数为 200 万次的疲劳性能试验要求。疲劳应力上限：钢丝、钢绞线为抗拉强度标准值的 65%；预应力螺纹钢筋为屈服强度的 80%，应力幅度不应小于 80MPa。

A.1.5 在抗震结构中，预应力筋-锚具组装件还应满足循环次数为 50 次的周期荷载试验。试验应力上限：钢绞线、钢丝的抗拉强度标准值的 80%，预应力螺纹钢筋屈服强度的 90%。应力下限均为相应强度的 40%。

A.1.6 体外预应力设计中转向块如采用钢制件，可选用钢板、型钢、扁钢和钢管焊接制造，其品种、质量和性能应符合下列要求：

1 应采用 Q235-B 级、Q345 级或 45 号钢材。

2 钢材质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金钢强度结构钢》GB/T 1591 和《优质碳素结构钢》GB/T 699 的规定。

3 钢材的力学性能设计值应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定采用。

- 4 不得使用无出厂合格证、无标志或未经进场检验的钢材。
- A. 1.7** 转向块用焊接材料,其型号和质量应符合下列要求:
- 1 焊条型号应与被焊接钢材的强度相适应。
- 2 焊条的质量应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 和《低合金钢焊条》GB/T 5118 的规定。
- 3 焊接工艺应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定。
- 4 焊缝连接的设计原则及计算指标应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。
- A. 1.8** 体外束的外套管防护时,宜采用金属波纹管(螺旋管)、钢管和高密度聚乙烯(HDPE)管等。对不可更换的体外束,可在管内灌注水泥浆,灌浆时应采用真空灌浆,保证灌浆质量;对可更换的体外束,可在管内灌注油脂或其他可清洗的防腐蚀材料。
- A. 1.9** 当有防火要求时,体外束、转向块和锚固区应涂刷防火涂料或采取其他可靠的防火措施。当采用防火涂料保护时,防火涂料的技术性能应符合国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907 的规定。

A. 2 体外预应力混凝土结构承载力计算

- A. 2.1** 当满足本规程第 A. 1. 2 条及本节其他条款时,本规程的预应力损失值计算方法,承载力计算方法,变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算方法适用于配置体外束的混凝土结构构件设计。
- A. 2.2** 体外束的预应力筋张拉控制应力值 σ_{con} 不宜大于 $0.6f_{\text{ptk}}$, 且不应小于 $0.4f_{\text{ptk}}$; 当要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉等因素产生的预应力损失时,张拉控制应力限值可提高 $0.05f_{\text{ptk}}$ 。
- A. 2.3** 体外预应力受弯构件的正截面受弯承载力计算方法可参照本规程第 6. 1. 7 条,其中体外束的预应力筋应力设计值 σ_{pu} (N/mm^2) 宜按下列公式计算:

对连续与简支受弯构件：

$$\sigma_{\text{pu}} = \sigma_{\text{pe}} + 100 \quad (\text{A. 2. 3-1})$$

对悬臂受弯构件：

$$\sigma_{\text{pu}} = \sigma_{\text{pe}} \quad (\text{A. 2. 3-2})$$

其中

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4} - \sigma_{l5} \quad (\text{A. 2. 3-3})$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{\text{pu}} \leqslant f_{\text{py}} \quad (\text{A. 2. 3-4})$$

A. 3 体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算

A. 3. 1 在荷载效应的标准组合作用下，体外预应力混凝土受弯构件的短期刚度 B_s 可按本规程第 7. 4. 3 条计算，刚度公式中的 ω 按式 (7. 4. 3-4) 进行计算，其中

$$\rho = \frac{A_s + 0.20A_p}{bh_0} \quad (\text{A. 3. 1})$$

A. 3. 2 体外预应力混凝土轴心受拉和受弯构件中，按荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 (mm) 可按式 (7. 5. 4-1) 计算，其中

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{A_{\text{te}}} \quad (\text{A. 3. 2-1})$$

$$\sigma_{\text{sk}} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0}(z - e_p)}{(0.20A_p + A_s)z} \quad (\text{A. 3. 2-2})$$

A. 3. 3 体外预应力结构构件的裂缝控制等级及最大裂缝宽度限值可按本规程第 7 章的规定执行。

A. 4 体外预应力结构加固

A. 4. 1 体外预应力加固既有混凝土结构的承载力计算方法可采用本规程 A. 2 节的规定。对被加固结构混凝土浇筑完成后的时间大于 5 年时，体外束的预应力筋有效预应力可按下式计算：

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4} \quad (\text{A. 4. 1})$$

A. 4. 2 体外预应力加固既有混凝土结构的使用性能极限状态计

算应符合现行行业标准《建筑结构体外预应力加固技术规程》JGJ/T 279 中有关规定。

A.4.3 混凝土梁加固用体外束的锚固端构造应符合下列规定：

- 1 采用钢板箍或钢板块直接将预应力传至框架柱上。
- 2 采用钢垫板先将预应力传至端横梁，再传至框架柱上；必要时可在端横梁内侧粘贴钢板并在其上焊圆钢，使体外束由斜向转为水平向。

A.4.4 混凝土梁加固用体外束的转向块构造应符合下列规定：

- 1 在梁底部横向设置双悬臂的短钢梁，并在钢梁底焊有圆钢或带有圆弧曲面的转向垫块。
- 2 在梁两侧的次梁底部设置半圆形 U 形钢卡。

A.5 体外预应力混凝土结构体系与构造要求

A.5.1 中间连续节点的支承构造，应符合下列规定：

- 1 当中柱侧面至梁侧面的距离不小于 100mm 时，可将钢绞线直接支承在柱子上（图 A.5.1a）。
- 2 当中柱侧面至梁侧面的距离小于 100mm 时，可将钢绞线支承在柱侧的梁上（图 A.5.1b）。

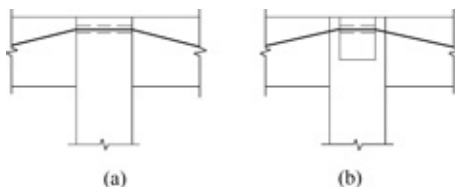


图 A.5.1 中间连续节点的支承构造方法

(a) 支撑在柱上；(b) 支撑在梁上

A.5.2 端部锚固构造应符合下列规定：钢绞线端部的锚固宜采用圆套筒三夹片式单孔锚。端部支承可采用下列三种方法：

- 1 当边柱侧面至梁侧面的距离不小于 100mm 时，钢绞线穿过柱，其锚具通过钢垫板支承于边柱外侧面；对于纵向张拉，尚

应在梁端的上部设钢吊棍，以减小张拉的摩擦力（图 A. 5. 2a）。

2 当边柱侧面至梁侧面的距离小于 100mm 时，对纵向张拉，宜将锚具通过槽钢垫板支承于边柱外侧面，并在梁端上方设钢吊棍（图 A. 5. 2b）。

3 当柱侧有次梁时，对纵向张拉，可将锚具通过槽钢垫板支承于次梁的外侧面，并在梁端上方设钢吊棍（图 A. 5. 2c）；对横向张拉，可将槽钢改为钢板，并可设钢吊棍。

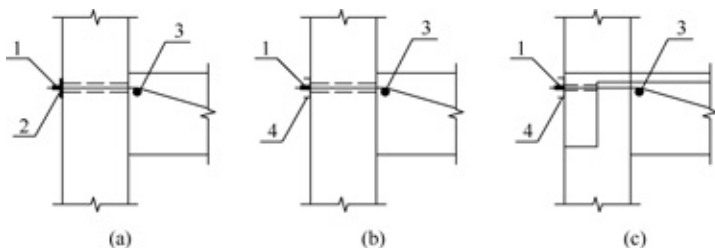


图 A. 5. 2 端部锚固构造示意图

1—锚具；2—钢板垫板；3—圆钢吊棍；4—槽钢垫板；

(a) 端部钻孔锚固于柱侧；(b) 端部不钻孔锚固于柱侧；(c) 端部锚固于梁侧面

A. 5. 3 采用横向张拉时，每跨钢绞线被支撑垫板、中间撑棍和拉紧螺栓分为若干个区段（图 A. 5. 3）。对于跨长 6m~9m 的梁，可设置 1 根中间撑棍和两根拉紧螺栓；对于跨长小于 6m 的梁，可不设中间撑棍，仅设置 1 根拉紧螺栓；对于跨长大于 9m 的梁，宜设置 2 根中间撑棍和 3 根拉紧螺栓。

A. 5. 4 体外束的外套管应满足下列要求：

1 外套管（包括连接接头）应完全密闭防水，在使用期内有可靠的耐久性。

2 外套管应能抵抗运输、安装和使用过程中的各种作用力，不得损坏。

3 外套管应与预应力筋和防腐材料具有兼容性。

4 在建筑工程中，还应符合设计要求的耐火性。

体外束的外套管可选用高密度聚乙烯管（HDPE）或镀锌钢

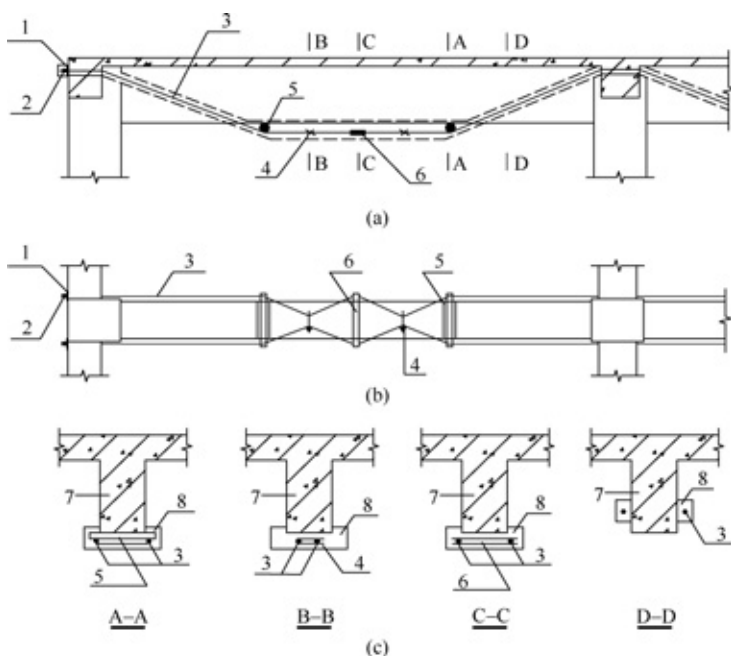


图 A.5.3 采用横向张拉法施加预应力

1—钢垫板；2—锚具；3—无粘

结钢绞线，成对布置在梁侧；4—拉紧螺栓；

5—支承垫板；6—中间撑棍；7—原梁；8—C25 防护混凝土

(a) 正视图；(b) 仰视图；(c) 剖面图

管。钢管壁厚宜为管径的 $1/40$ ，且不应小于 2mm 。HDPE 管厚：对波纹管不宜小于 2mm ，对光圆管不宜小于 5mm 。

A.5.5 工厂制作的体外束防腐蚀材料在加工制作、运输、安装和张拉等过程中，应能保持稳定性、柔性和无裂缝，并在合理温度范围内不流淌；防腐蚀材料的性能和要求，应与环境类型划分等级一致。

A.5.6 体外束的锚固体系必须与束体的形式和组成相匹配，可采用常规后张锚固体系或体外束专用锚固体系。

A.5.7 体外束的锚固区和转向块宜满足下列构造规定：

1 体外束的锚固区宜设置在梁端混凝土端块、牛腿块处或设置在钢托件内，应保证传力可靠且变形符合设计要求。

2 在混凝土矩形、I形或箱形截面梁中，转向块可设在结构体外或箱形梁的箱体内。转向块的钢套管鞍座应预先弯曲成型，埋入混凝土中。体外束的弯折也可采用通过隔梁、肋梁等形式。

3 当锚固区采用钢托件锚固预应力筋时，其与钢筋混凝土梁之间应有可靠的连接构造措施，如用套箍、螺栓固定等。

4 对可更换的体外束，在锚固端和转向块处，与结构相连接的鞍座套管应与体外束的外套管分离，以方便更换体外束。

附录 B 预应力型钢混凝土结构构件设计

B.1 一般规定

B.1.1 预应力型钢混凝土梁的型钢，宜采用实腹型钢，型钢的一侧翼缘宜位于受压区，另一侧翼缘位于受拉区（图 B.1.1）。当梁截面高度较高时，可采用空腹式型钢。

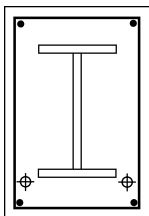


图 B.1.1 预应力型钢混凝土梁的型钢截面配筋形式

B.1.2 材料配置宜按以下规定采用：

- 1 内置型钢含钢率范围宜为 4% ~ 8%。
- 2 预应力度 λ 不宜大于 0.6。
- 3 截面相对受压区高度 ξ 不宜大于 0.32。
- 4 换算配筋率按式 (B.1.2) 计算

$$\rho = (f_{py}/f_y \cdot A_p + f_{ay}/f_y \cdot A_{af} + A_s)/bh_s \quad (\text{B.1.2})$$

换算配筋率不宜大于 3.6%。

B.1.3 在进行结构内力和变形计算时，预应力型钢混凝土结构构件的截面抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度，可按下列规定计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (\text{B.1.3-1})$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (\text{B.1.3-2})$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (\text{B.1.3-3})$$

式中： EI 、 EA 、 GA ——构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_c I_c$ 、 $E_c A_c$ 、 $G_c A_c$ ——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_a I_a$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_a A_a$ ——型钢或钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度。

B. 1. 4 抗剪栓钉的直径规格宜选用 19mm 和 22mm，其长度不宜小于 4 倍栓钉直径，水平及竖向间距不宜小于 6 倍栓钉直径且不宜大于 200mm。栓钉中心至型钢翼缘边缘距离不应小于 50mm，栓钉顶面的混凝土保护层厚度不宜小于 15mm。

B. 1. 5 型钢混凝土框架梁和转换梁中的型钢钢板厚度不宜小于 6mm。其钢板宽厚比（图 B. 1. 5）应符合表 B. 1. 5 的规定。

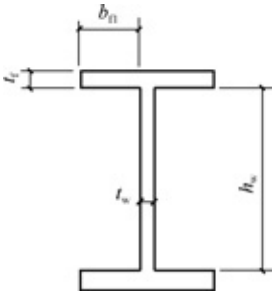


图 B. 1. 5 型钢混凝土图

表 B. 1. 5 型钢混凝土梁的型钢钢板宽厚比限值表

钢号	b_f/t_f	h_w/t_w
Q235	≤ 23	≤ 107
Q345、Q345GJ	≤ 19	≤ 91
Q390	≤ 18	≤ 83
Q420	≤ 17	≤ 80

B. 1. 6 配置桁架式型钢的预应力型钢混凝土梁，其受弯承载力计算可将桁架的上下弦型钢等效为纵向钢筋，受剪承载力计算可

将桁架的斜腹杆按其承载力的竖向分力等效为抗剪箍筋，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中钢筋混凝土梁的相关规定计算。

B.1.7 预应力型钢混凝土结构中构造要求应参照现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 执行，并应符合国家现行有关标准的规定。

B.2 承载能力极限状态计算

B.2.1 预应力型钢混凝土梁，其正截面受弯承载力应按下列基本假定进行计算：

- 1 截面应变保持平面。
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度。
- 3 受压边缘混凝土极限压应变 ϵ_{cu} 取 0.003。
- 4 由于混凝土对型钢的嵌固和约束作用，承载力极限阶段不考虑型钢的屈曲。

5 钢筋应力等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但其绝对值不应大于其相应的强度设计值。

6 纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的极限拉应变 ϵ_{su} 取 0.01。

B.2.2 取普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时受压区高度的最小值为预应力型钢混凝土梁的截面界限受压区高度（图 B.2.2）。普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时，受压区高度分别为 x_s 、 x_p 、 x_a 。

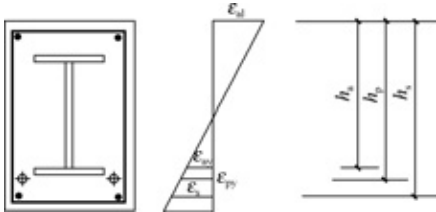


图 B.2.2 界限受压区高度计算简图

$$x_s = \frac{\beta_1}{1 + f_y / (E_s \epsilon_{cu})} h_s \quad (\text{B. 2. 2-1})$$

$$x_p = \frac{\beta_1}{1 + \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} + \frac{f_{py} - \sigma_{p0}}{E_p \epsilon_{cu}}} h_p \quad (\text{B. 2. 2-2})$$

$$x_a = \frac{\beta_1}{1 + f_a / (E_a \epsilon_{cu})} h_a \quad (\text{B. 2. 2-3})$$

式中： x_s 、 x_p 、 x_a ——普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘屈服时框架梁截面受压区高度；

h_s 、 h_p 、 h_a ——普通钢筋、预应力筋和型钢下翼缘至梁截面受压区边缘的距离；

f_a ——型钢受拉强度设计值；

β_1 ——系数：当混凝土强度等级不大于 C50 时， β_1 取为 0.8，当混凝土强度等级为 C80 时， β_1 取为 0.74，其间按线性内插法确定；

E_a ——型钢弹性模量。

B. 2. 3 型钢截面为实腹型钢的预应力型钢混凝土梁，其正截面受弯承载力应按下列公式计算（图 B. 2. 3）：

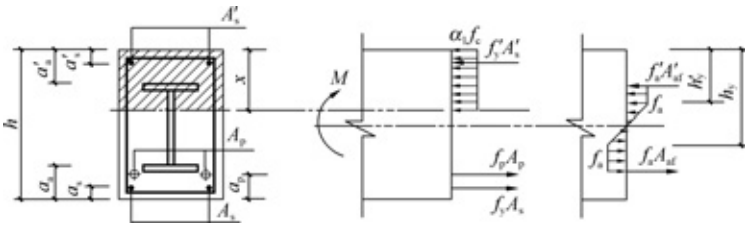


图 B. 2. 3 框架梁正截面受弯承载力计算

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - f_a A_{af} (a_a - a_0) - f_p A_p (a_p - a_0) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \quad (\text{B. 2. 3-1})$$

$$\alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - f_y A_s - f_{py} A_p - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (\text{B. 2. 3-2})$$

对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，应计及预应力次内力对混凝土受压区高度的影响。

当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$ ， $\delta_2 h_0 > 1.25x$ 时，

$$M_{aw} = [0.5(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2] t_w h_0^2 f_a \quad (\text{B. 2. 3-3})$$

$$N_{aw} = [2.5\xi - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a \quad (\text{B. 2. 3-4})$$

$$h_0 = \frac{f_a A_{af}(\delta_2 h_0 + 0.5t_f) + f_y A_y(h - a_s) + f_{py} A_p(h - a_p)}{f_a A_{af} + f_y A_y + f_{py} A_p} \quad (\text{B. 2. 3-5})$$

混凝土受压区高度 x 尚应符合下列公式要求：

$$x \leq x_b = \min\{x_s, x_a, x_p\} \quad (\text{B. 2. 3-6})$$

$$x > 0.6(a'_a + t'_f) \quad (\text{B. 2. 3-7})$$

式中： M ——弯矩设计值，对预应力混凝土静定结构， M 为荷载基本组合值；对一般的后张法预应力混凝土超静定结构，次弯矩 M_2 应参与弯矩设计值的组合计算；对强约束的后张法预应力混凝土超静定结构，次弯矩 M_2 、次轴力 N_2 均应参与弯矩设计值的组合计算，式 (B. 2. 3-1) 左端应取 $M - [M_2 - N_2(h/2 - a_0)]$ ，计算 N_2 时，压力为正值，拉力为负值；

α_1 ——系数：当混凝土强度等级不大于 C50 时， α_1 取为 1.0，当混凝土强度等级为 C80 时， α_1 取为 0.94，其间按线性内插法确定；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

ξ ——相对受压区高度， $\xi = x/h_0$ ；

x_b ——界限受压区高度；

δ_1 ——型钢腹板上端至截面上边距离与 h_0 的比值；

δ_2 ——型钢腹板下端至截面上边距离与 h_0 的比值；

M_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩；

N_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力；

t_w ——型钢腹板厚度；

t'_f ——型钢受压翼缘厚度；

h_0 ——型钢受拉翼缘、纵向受拉钢筋和预应力筋合力点至混凝土受压边缘距离；

a_0 ——型钢受拉翼缘、纵向受拉钢筋和预应力筋合力点至混凝土受拉边缘距离；

A'_{af} 、 A_{af} ——型钢受压、受拉翼缘截面积。

B. 2. 4 型钢截面为充满型实腹型钢的预应力型钢混凝土梁，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V_b \leq \alpha_{cv} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58 f_a t_w h_w \quad (\text{B. 2. 4})$$

式中： α_{cv} ——斜截面混凝土受剪承载力系数：对于一般受弯构件取 0.7；对集中荷载作用下（包括作用有多种荷载，其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的 75% 以上的情况）的独立梁，

取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda + 1}$ ， λ 为计算截面的剪跨比，可取 λ 等于 a/h_0 ，当 λ 小于 1.5 时，取 1.5，当 λ 大于 3 时，取 3， a 取集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离；

f_{yv} ——箍筋强度设计值；

A_{sv} ——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

s ——沿构件长度方向上箍筋的间距；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

B. 2. 5 当采用无粘结预应力型钢混凝土受弯构件时， f_{py} 应改为

无粘结预应力筋的应力设计值 σ_{pu} ， σ_{pu} 宜按下列公式计算：

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + \Delta\sigma_p \quad (\text{B. 2. 5-1})$$

$$\Delta\sigma_p = -388\xi_0 + 444 \quad (\text{B. 2. 5-2})$$

$$\xi_0 = \frac{A_s f_y + A_{af} f_{ay} + A_p f_{pe} + k A_w f_{wy}}{b h_0 f_c} \quad (\text{B. 2. 5-3})$$

$$h_0 = \frac{A_s f_y h_s + A_{af} f_{ay} h_a + A_p f_{pe} h_p + k A_w f_{wy} h_w}{A_s f_y + A_{af} f_{ay} + A_p f_{pe} + k A_w f_{wy}} \quad (\text{B. 2. 5-4})$$

此时，应力设计值 σ_{pu} 尚应符合下列条件：

$$\sigma_{pe} \leq \sigma_{pu} \leq f_{py} \quad (\text{B. 2. 5-5})$$

式中： σ_{pe} ——扣除全部预应力损失后，无粘结预应力筋中的有效预应力；

$\Delta\sigma_p$ ——无粘结预应力筋中的应力增量；

ξ_0 ——综合配筋指标；

h_p ——无粘结预应力筋合力点至截面受压边缘的距离；

A_s, A_{af} ——受拉钢筋、型钢翼缘面积；

A_p, kA_w ——预应力筋及 1/4 梁高内腹板面积；

f_y, f_{ay}, f_{wy} ——受拉钢筋、型钢翼缘、腹板屈服强度；

f_{pe} ——预应力筋初始应力；

h_s, h_a ——受拉钢筋、型钢翼缘至梁顶的距离；

h_p, h_w ——预应力筋及 1/4 梁高内腹板中心至梁顶的距离。

B. 2. 6 无粘结预应力型钢混凝土受弯构件裂缝宽度及刚度计算时，无粘结筋作用可折减为等效有粘结筋后按有粘结构件的方法计算，折减系数可取 0.3。

B. 3 裂缝宽度验算

B. 3. 1 预应力型钢混凝土框架梁应验算裂缝宽度；最大裂缝宽

度应按荷载的标准组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。

B. 3. 2 考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合影响的最大裂缝宽度（按 mm 计）应按下列公式计算（图 B. 3. 2），所求得的最大裂缝宽度不应大于预应力混凝土结构规定的限值。

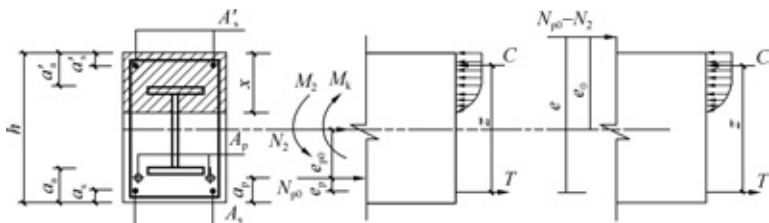


图 B. 3. 2 预应力型钢混凝土框架梁最大裂缝宽度计算简图

$$\omega_{\max} = \alpha_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_{\text{sk}}}{E_s} \left(1.9c_s + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}} \right) \quad (\text{B. 3. 2-1})$$

$$\psi = 1.1 \left(1 - \frac{M_{\text{cr}}}{M_k - N_{\text{pe}} e_p} \right) \quad (\text{B. 3. 2-2})$$

$$\sigma_{\text{sk}} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{\text{p0}}(z - e_p) + N_2(a + z - h/2)}{z(A_s + A_p + A_{\text{af}} + kA_{\text{aw}})} \quad (\text{B. 3. 2-3})$$

$$k = \frac{0.25h - t_f - a_a}{h_w} \quad (\text{B. 3. 2-4})$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{4(A_s + A_p + A_{\text{af}} + kA_{\text{aw}})}{u} \quad (\text{B. 3. 2-5})$$

$$u = \pi \sum n_i \nu_i d_i + (2b_f + 2t_f + 2kh_{\text{aw}}) \times 0.315 \quad (\text{B. 3. 2-6})$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s + A_p + A_{\text{af}} + kA_{\text{aw}}}{0.5bh} \quad (\text{B. 3. 2-7})$$

$$e = \frac{M_k - M_2 + N_{\text{p0}} e_p + N_2 \left(\frac{h}{2} - a \right)}{N_{\text{p0}} + N_2} \quad (\text{B. 3. 2-8})$$

$$z = [0.87 - 0.12(1 - r'_f)(h_e/e)^2] h_0 \quad (\text{B. 3. 2-9})$$

$$h_e = \frac{h_{0s} + h_{0p} + h_{0af}}{3} \quad (\text{B. 3. 2-10})$$

式中：
 M_k ——按荷载标准组合计算的弯矩值；
 M_{cr} ——框架梁截面抗裂弯矩；
 α_{cr} ——构件受力特征系数，取 $\alpha_{cr}=1.5$ ；
 c_s ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离（mm）：当 $c_s < 20$ 时，取 $c_s = 20$ ；当 $c_s > 65$ 时，取 $c_s = 65$ ；
 ϕ ——考虑型钢翼缘作用的钢筋应变不均匀系数：当 $\phi < 0.4$ 时，取 $\phi = 0.4$ ；当 $\phi > 1.0$ 时，取 $\phi = 1.0$ ；
 k ——型钢腹板影响系数，其值取梁受拉侧 $1/4$ 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；
 ν_i ——为受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数，型钢的相对粘结特性系数为 $0.45 \times 0.7 = 0.315$ ；
 b_f 、 t_f ——受拉翼缘宽度、厚度；
 σ_{sk} ——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的等效钢筋应力值；
 A_s 、 A_{af} ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘面积；
 A_{aw} 、 h_{aw} ——型钢腹板面积、高度；
 h_{0s} 、 h_{0af} 、 h_{0p} ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘、预应力筋重心至混凝土截面受压边缘的距离；
 u ——纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘与部分腹板周长之和；
 e_p ——预应力筋作用重心到截面重心轴的距离；
 e ——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离。

B. 3.3 预应力型钢混凝土框架梁的开裂弯矩计算应考虑框架结构次轴力影响，按下列公式计算：

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_0 \quad (B. 3. 3-1)$$

$$\sigma_{pc} = \frac{N_{pc} - N_2}{A_0} + \frac{N_{pc} e_p - M_2}{I_0} y_0 \quad (B. 3. 3-2)$$

式中: σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后预应力在抗裂验算边缘的混凝土法向应力 (MPa);

I_0, W_0, y_0 ——换算截面的惯性矩、弹性抵抗矩、换算截面重心至所计算纤维处的距离;

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数, 对于预应力型钢混凝土梁, 由于型钢的存在, 混凝土的收缩和徐变会使构件混凝土中产生拉应力, 降低构件的抗裂能力, 取 $\gamma=1.0$ 。

B.4 挠度验算

B.4.1 预应力型钢混凝土框架梁在正常使用极限状态下的挠度, 可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。

在等截面构件中, 可假定各同号弯矩区段内的刚度相等, 并取用该区段内最大弯矩处的刚度。

B.4.2 预应力型钢混凝土受弯构件的挠度由使用荷载产生的下挠度 f_1 和预应力引起的上挠度 f_2 两部分组成, 预应力型钢混凝土框架跨中的总挠度为: $f=f_1-f_2$ 。

受弯构件的挠度应按荷载短期效应组合并考虑荷载长期效应组合影响的长期刚度 B_l 进行计算, 挠度计算值 f 不应大于本规程规定的限值。

B.4.3 当预应力型钢混凝土框架梁的纵向受拉钢筋配筋率在 $0.3\%\sim 1.5\%$ 范围内时, 其荷载短期效应和长期效应组合作用下的短期刚度 B_s 和长期刚度 B_l , 可按下列公式计算:

1 要求不出现裂缝的构件的刚度

$$B_s = 0.85E_c I_0 + E_a I_a \quad (\text{B.4.3-1})$$

2 允许出现裂缝的构件的刚度

$$B_s = \frac{0.85E_c I_0}{k_{cr} + (1 - k_{cr})\omega} + E_a I_a \quad (\text{B.4.3-2})$$

$$k_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (\text{B.4.3-3})$$

$$\omega = \left(1.0 + 0.8\lambda + \frac{0.21}{\alpha_s \rho}\right)(1 + 0.45\gamma_f) \quad (\text{B. 4. 3-4})$$

$$\gamma_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_0} \quad (\text{B. 4. 3-5})$$

$$\lambda = \frac{\sigma_{pe}A_p}{\sigma_{pe}A_p + f_y A_s} \quad (\text{B. 4. 3-6})$$

$$\rho = \frac{A_s + A_p + A_{af} + kA_{aw}}{bh_0} \quad (\text{B. 4. 3-7})$$

式中： E_c ——混凝土的弹性模量；

E_a ——型钢的弹性模量；

I_0 ——扣除型钢的换算截面的抗弯惯性矩；

I_a ——型钢截面对换算截面形心的抗弯惯性矩；

M_{cr} ——梁的正截面开裂弯矩值，由抗裂承载力计算求得；

M_k ——按荷载短期效应组合计算的弯矩值；

α_s ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

ρ ——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘腹板和预应力筋配筋率；

γ_f ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值；

b_f 、 h_f ——受拉区翼缘的宽度、高度；

A_{af} 、 A_{aw} ——型钢受拉翼缘、腹板的截面面积；

k ——型钢腹板影响系数，为梁受拉侧 1/4 梁高范围内腹板高度与整个腹板高度的比值。

附录 C 预应力钢与混凝土组合结构构件设计

C.1 一般规定

C.1.1 预应力钢与混凝土组合梁适用于不直接承受动力荷载的情况。混凝土板可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行设计，应按相关规范的规定进行纵向抗剪验算。预应力应满足本规程规定。

C.1.2 预应力钢与混凝土组合梁应采用体外预应力筋的强度设计值 σ_{pu} 计算。

C.1.3 预应力钢与混凝土组合梁的计算还应符合下列规定：

1 混凝土翼缘板的有效宽度，应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 相关条文进行计算。计算预应力效应时，轴向力引起的效应可按全宽计算；预弯矩引起的应力可按有效宽度计算。

2 组合梁的挠度应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定，考虑混凝土翼板和钢梁之间的滑移效应对抗弯刚度进行折减。对于连续组合梁，在距中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为梁的跨度) 范围内，不计受拉区混凝土对刚度的影响，但宜计入翼板有效宽度 b_e 范围内纵向钢筋的作用，其余区段仍取折减刚度。

3 组合梁进行挠度及开裂分析时，应考虑混凝土收缩徐变的影响。计算换算截面特性时，可将混凝土板的宽度根据弹性模量比折算成钢截面宽度后进行计算。对荷载的准永久组合应采用有效弹性模量比。收缩应变及徐变系数取值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 相关条文进行计算。

4 组合梁按塑性设计计算截面承载能力时，未与混凝土板可靠连接的钢结构受压板件的宽厚比应满足现行国家标准《钢结

构设计标准》GB 50017 中塑性设计的相关规定。

5 施工过程中,当组合梁的混凝土板尚未与钢梁可靠连接时,应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的相关要求验算施工过程中钢梁的强度及稳定性。变形及应力计算时应考虑施工过程进行分别计算后相叠加。

6 当计算组合梁由于混凝土收缩徐变等因素引起预应力损失时,应考虑钢结构对混凝土的约束作用。

7 抗剪连接件的计算及布置,可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中完全抗剪连接的要求进行设计。

C.1.4 预应力钢与混凝土组合梁的构造设计可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的相关要求进行。

C.2 承载力极限状态计算

C.2.1 预应力钢与混凝土组合梁的抗弯承载力应按下列规定计算:

1 正弯矩作用区段

1) 塑性中和轴在混凝土板内 (图 C.2.1-1), 即 $A_c f_c \geq A_d f_d + A_p \sigma_{pu}$ 时:

$$M \leq x b_c f_c y_1 + A_p \sigma_{pu} y_2 \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$x = \frac{A_d f_d + A_p \sigma_{pu}}{b_c f_c} \quad (\text{C.2.1-2})$$

式中: M ——正弯矩设计值;

A_d ——钢梁的截面面积;

A_p ——体外预应力筋面积;

x ——混凝土翼缘受压区高度;

y_1 ——混凝土板受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离;

y_2 ——无粘结预应力筋的截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离;

f_c ——混凝土抗压强度设计值；
 f_d ——钢梁抗拉和抗压强度设计值；
 σ_{pu} ——体外预应力筋的应力设计值；
 b_c ——混凝土板的有效宽度。

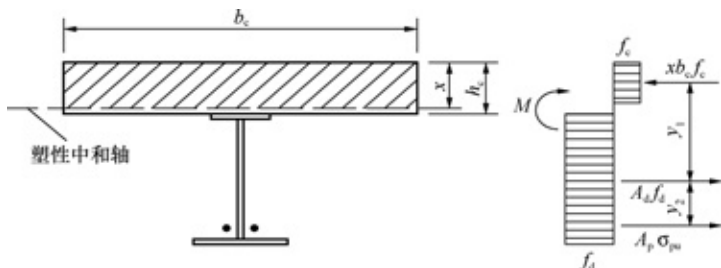


图 C. 2. 1-1 塑性中和轴在混凝土板内时的组合梁截面及应力图形

2) 塑性中和轴在钢梁截面内 (图 C. 2. 1-2), 即 $A_c f_c \leq A_d f_d + A_p \sigma_{pu}$ 时:

$$M \leq b_c h_c f_c y_1 + A_p \sigma_{pu} y_2 + A_{dc} f_d y_3 \quad (\text{C. 2. 1-3})$$

$$A_{dc} = \frac{A_d f_d + A_p \sigma_{pu} - A_c f_c}{2 f_d} \quad (\text{C. 2. 1-4})$$

式中: A_{dc} ——钢梁受压区截面面积;

y_3 ——钢梁受压区截面形心至钢梁受拉区截面形心的距离。

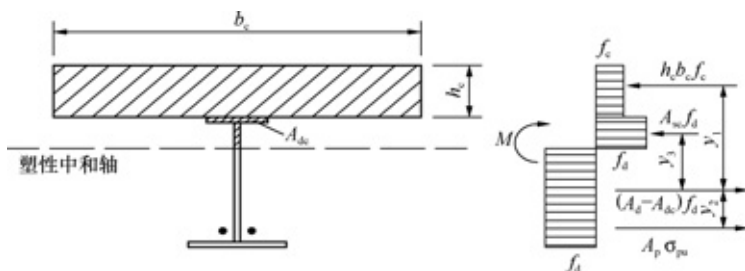


图 C. 2. 1-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段 (图 C. 2. 1-3)

$$M \leqslant A_{dl} f_d y_3 + A_p \sigma_{pu} y_4 + A_s f_y y_5 \quad (\text{C. 2. 1-5})$$

$$A_{dl} = \frac{A_d f_d - A_p \sigma_{pu} - A_s f_y}{2 f_d} \quad (\text{C. 2. 1-6})$$

式中: A_s ——混凝土板有效宽度内普通钢筋的面积;

A_{dl} ——钢梁受拉区截面面积;

f_y ——普通钢筋的抗拉强度设计值;

y_4 ——无粘结预应力筋的截面形心至钢梁受压区截面形心的距离;

y_5 ——普通钢筋的截面形心至钢梁受压区截面形心的距离。

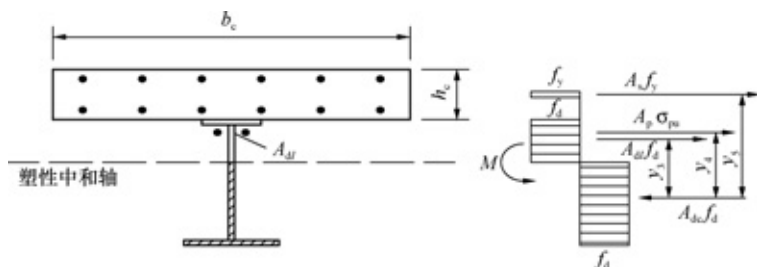


图 C. 2. 1-3 负弯矩作用时的组合梁截面及应力图形

C. 2. 2 预应力钢与混凝土组合梁的抗剪承载力应按下列公式计算:

$$V \leqslant h_w t_w f_v \quad (\text{C. 2. 2})$$

式中: h_w ——钢梁腹板高度;

t_w ——钢梁腹板厚度;

f_v ——钢材抗剪强度设计值。

C. 3 裂缝宽度验算

C. 3. 1 预应力钢与混凝土组合梁裂缝宽度应按下列规定验算:

1 组合梁负弯矩区开裂的混凝土板应按照本规程混凝土轴心受拉构件计算裂缝宽度。并按本规程的裂缝控制要求进行设计。

2 组合梁由于效应设计值引起的开裂截面的混凝土板的钢筋应力应按如下要求进行计算。

1) 钢筋混凝土板中普通钢筋的应力应按下式计算：

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q y_s}{I_{cr}} + \frac{N_q}{A_{cr}} \quad (C. 3. 1-1)$$

式中： N_q 、 M_q ——按照荷载准永久组合计算的轴向力值、弯矩值；

I_{cr} 、 A_{cr} ——开裂截面由纵向普通钢筋与钢梁组成的惯性矩及面积；

y_s ——钢筋截面形心至组合梁开裂截面中和轴的距离。

2) 预应力混凝土板应按下式计算：

$$\sigma_{sk} = \frac{(M_k - M_p) y_s}{I_{cr}} + \frac{N_k - N_p}{A_{cr}} \quad (C. 3. 1-2)$$

式中： N_k 、 M_k ——按照荷载标准组合计算的轴向力值、弯矩值；

N_p 、 M_p ——考虑应力损失后的预应力筋的合力及预弯矩，如为超静定结构，应计入二次效应；

I_{cr} 、 A_{cr} ——开裂截面由纵向普通钢筋及预应力筋与钢梁组成的惯性矩及面积；

y_s ——钢筋截面形心至组合梁开裂截面中和轴的距离。

3 体外预应力筋引起的效应，可按等效荷载作用效应计入相应的组合，组合系数 1.0。

C.4 挠度验算

C.4.1 预应力钢与混凝土组合梁挠度应按下列规定验算：

1 组合梁的挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算，以其中的较大值作为依据。

2 挠度可按结构力学方法进行计算，仅受正弯矩作用的组合梁，其抗弯刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，连续组合梁应

按变截面刚度梁进行计算。在上述两种荷载组合中，组合梁应各取其相应的折减刚度。

3 预应力筋引起的效应，可按等效荷载作用计入相应的组合，组合系数 1.0。

附录 D 数 控 张 拉

D.1 一 般 规 定

D.1.1 数控张拉设备制造应具有规定批准的技术资质，并具有资质的检测机构检测合格的产品证书、配套软件评测报告。

D.2 设 备 组 成

D.2.1 数控张拉设备指在张拉设备中加装了计算机逻辑数字化电控部件及互联网等技术形成的数控张拉控制和张拉数据传输的施工设备。由实时张拉数据采集单元、工业遥控单元、千斤顶工作参数检测与传输单元、数据处理单元、存储单元及辅助系统组成。

D.2.2 张拉数据采集单元，由远程或现场电脑及有线或无线互联网数据传输线路组成。该单元由数据传输网络将张拉开始前的设置参数和张拉过程中的系统监测数据（张拉力、伸长值、时间等）等数据资料上传至现场或远程电脑平台进行保存。

D.2.3 工业遥控单元，由手持机无线网络和手持机遥控器组成。该单元是现场操作命令的输入系统，通过手持机向数据处理单元和千斤顶驱动单元发出张拉指令或数据处理指令。

D.2.4 千斤顶工作参数检测与传输单元，该单元由千斤顶完成拉伸钢绞线的同时，由加装的位移传感器完成油缸伸出值的采集，由油压传感器完成油压值的测量，并通过模拟量输入/输出单元提供给数据处理单元。

D.2.5 数据处理单元，由交换机、张拉控制软件、电气控制总成集成在主控张拉系统主机中。该单元是实现数控张拉的主体核心。可实现一种或多种数控张拉模式的选择和转换，驱动千斤顶完成不同作业方式、作业目的要求，具备数字化的压力监控和数

字化伸长量的记录能力，并应具备在张拉全过程对工况的监控、判断、报警等功能。

D. 2. 6 存储单元由人机操控装置和存储系统组成。

D. 2. 7 辅助系统由油温加热冷却装置、安全防护装置等组成。

D. 3 功 能

D. 3. 1 数控张拉设备应具备参数预设、数据导入导出功能。

D. 3. 2 数控张拉设备应数控控制预应力筋的张拉、持荷、锚固全过程，并实时采集张拉力与伸长值，测定锚固回缩值。

D. 3. 3 数控张拉设备具有对多台千斤顶实现精确控制对称同步张拉力及伸长值的能力。

D. 3. 4 数控张拉设备应具备实时显示张拉力-伸长值、张拉力-时间、伸长值-时间的关系曲线的功能，具备预警分析报告功能。

D. 3. 5 张拉数据报表由数控张拉设备自动生成。

D. 3. 6 数控张拉设备应具备将数据远程传输至工程项目管理平台的能力。

D. 3. 7 数控张拉设备应具备断电恢复、张拉力复核、回顶保护、油温监控、故障自诊断等技术。

D. 3. 8 数控张拉设备的张拉力测量装置、位移测量装置应有安全防护并可方便拆卸。

D. 3. 9 数控张拉设备应具有防水、防尘的能力。

D. 3. 10 数控张拉设备的功能检验应符合以下规定：

1 自动控制检验

本项检验可在张拉力值偏差检验完毕后进行。

按张拉系统默认的张拉控制程序进行自动张拉，张拉控制力为最大预设目标值。检查张拉系统是否具备张拉、持荷、锚固全过程自动控制操作的能力。

2 断电恢复试验

自动张拉过程中，张拉力到达控制力目标值的 50% 时，断开工作电源，间隔 2min 后恢复工作电源。检验张拉系统是否以

断电时刻的张拉力为起点继续自动张拉至控制力目标值。

3 荷载复核试验

自动张拉过程中，液压传感器测量出间接张拉力，压力传感器测量出直接张拉力，检验自主张拉系统是否实时分析间接张拉力与直接张拉力的关系。

4 故障自诊断检验

自动张拉系统的故障自诊断检验包括以下两项内容：

- 1) 自动张拉过程中，断开、连通数据通信线，检验张拉系统是否自动诊断故障并提示。
- 2) 参数预设时，将预应力筋的规格设置为试验用实际规格的 50%~80%后进行自动张拉；检验张拉系统是否自动诊断故障并提示。

5 无线传输试验

D.4 质 量

D.4.1 数控张拉系统的千斤顶、力传感器、位移传感器、液压传感器、电磁阀等主要量测元件应有产品合格证。

D.5 技 术 参 数

D.5.1 数控张拉系统的技术指标应符合表 D.5.1 的要求。

表 D.5.1 数控张拉系统技术参数

项目	参数及要求
测力传感器精度	0.3 级
位移传感器精度	0.25 级
张拉力控制精度	$\leq 1\%$
综合精度	0.15%FS
数据采集频率	$\geq 5\text{Hz}$
液压系统额定压力	$\geq 60\text{MPa}$
油泵额定流量	$\geq 2\text{L/min}$

续表 D. 5. 1

项目	参数及要求
工作环境温度	-10℃~45℃
工作输入电压	380VAC, +7%/+15%
无线通信网络	3G/4G/WIFI

D. 5. 2 数控张拉系统的计量性能检验应符合以下要求：

- 1 力值测量精度 $\leq 0.5\%$ ，线性度 $\leq 0.2\%$ 。
- 2 位移测量精度 $\leq 0.5\%$ ，线性度 $\leq 0.2\%$ 。
- 3 张拉加载速率不应大于 20MPa/s，张拉过程中预应力筋伸长值之差应控制在 5%以内。
- 4 伸长量误差值应以 6%、8%、10%分级报警。

D. 6 辅助性能

D. 6. 1 数控张拉设备应具有断电恢复功能，具有数控保存断电时刻的状态参数，并在接通电源后以断电时刻的状态参数为起点继续完成后续张拉的能力。

D. 6. 2 设备防尘、防水等级宜达到 IP65；应设置大于安全压力时自动停机。

D. 7 数控张拉设备的标定与维护

D. 7. 1 张拉设备的标定期限不应大于 6 个月或连续使用大于 300 次。计量装置可进行张拉设备的成套标定和拆卸后的独立标定。

D. 7. 2 各种仪表、传感器及千斤顶的标定应在具有资质的单位进行。

D. 7. 3 数控设备标定过程中，宜同时采用设备的标定模块进行校核，并至少完成一个高压位的定值压力验证。

D. 7. 4 当千斤顶、量测仪表、压力及液压传感器、位移传感器等出现异常情况、检修或更换配件后均应重新标定。

D.7.5 压力传感器和位移传感器每月应进行自校核，压力传感器及位移传感器可分别采用同精度的测力仪及百分表进行校核。

D.7.6 数控张拉设备使用前应进行外观检查、状态检查、参数检查，并进行试运行。检查主要包括设备的破损、锈蚀及漏油等，通信状态、程序状态，张拉力、伸长值、混凝土弹性模量、管道摩阻系数、限位板规格等参数设定。

D.7.7 数控张拉设备使用前应对工作人员进行专门培训，合格后方可进行操作，平时应设专人保管并负责日常维护工作。

D.8 数控张拉操作

D.8.1 数控张拉设备对预应力筋的张拉，过程中应按设计要求进行分级、同步、自动或智能的完成全过程：

1 数控张拉设备启动，首先应系统自动自检，确认完好性，以及设备能够安全可靠运行，包括电路、阀门、油路、同步数据信号及排除信号干扰接地等。

2 数控系统运行张拉前，要对系统运行模式选用、系统内数据与现场梁索的对应、设计伸长量等相关要素做逐项核对。

D.8.2 对同步张拉模式选择中，应选择单索双端同步式、多索方式等不同组合方式，严禁误选误操作。

D.8.3 对同步张拉，应注意各作业点之间的协调。倒顶换位或倒缸等工况，必须现场统一指令同步进行。

附录 E 张拉阶段预应力损失测定方法

E.1 锚口摩阻损失测试方法

E.1.1 试验步骤和方法

1) 根据装置布置图 E.1.1 在已浇好的梁段上安装千斤顶、锚具（注：不安装工作夹片）。固定端千斤顶的缸体应预先进油伸长 50mm~100mm，确保可测试出固定端压力，并在测试完成后，方便张拉和锚固系统的拆除。

2) 张拉设备开机，输入张拉力目标值，并设定分级，分两级，20%和 100%并设定持荷时间 t (1min~5min)。

3) 两端同时进油张拉至 20%级数，固定端千斤顶关闭进出口油管，张拉端千斤顶继续进油张拉至张拉力目标值，并持荷到设定时间，采集张拉端千斤顶持荷结束时力值读数，同时采集固定端千斤顶力值读数；持荷结束后，张拉端千斤顶和固定端千斤顶同时回油至零。

4) 重复步骤 1) ~3)，共进行三次张拉测试，取三次张拉试验的平均值为该锚具的锚口摩阻损失率。

5) 更换锚具，重复步骤 1) ~4)，得出第二个锚具的锚口

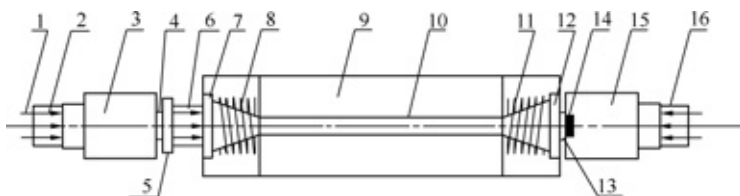


图 E.1.1 锚口摩阻损失测试装置图

1—预应力筋；2、16—工具锚；3—主动端数控千斤顶；4、13—对中垫圈；

5—限位板；6—工作锚（含夹片）；7、12—锚垫板；8、11—螺旋筋；

9—混凝土试件（台座）；10—预埋管道；14—钢质约束环；15—固定端数控千斤顶

摩阻损失率；取两个锚具的平均值为试验结果。

E. 1.2 数据处理方法

1) 第一个锚具三次试验主动端千斤顶力值数据分别为 P_{11} , P_{12} , P_{13} , 固定端千斤顶的力值数据分别为 P_{21} , P_{22} , P_{23} 。

$$\delta_{11} = \frac{P_{11} - P_{21}}{P_{11}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-1})$$

$$\delta_{12} = \frac{P_{12} - P_{22}}{P_{12}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-2})$$

$$\delta_{13} = \frac{P_{13} - P_{23}}{P_{13}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-3})$$

$$\bar{\delta}_1 = \frac{\delta_{11} + \delta_{12} + \delta_{13}}{3} \quad (\text{E. 1.2-4})$$

2) 第二个锚具三次试验主动端千斤顶力值 10s 数据平均值分别为 P'_{11} , P'_{12} , P'_{13} , 固定端千斤顶的力值 10s 数据平均值分别为 P'_{21} , P'_{22} , P'_{23} 。

$$\delta'_{11} = \frac{P'_{11} - P'_{21}}{P'_{11}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-5})$$

$$\delta'_{12} = \frac{P'_{12} - P'_{22}}{P'_{12}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-6})$$

$$\delta'_{13} = \frac{P'_{13} - P'_{23}}{P'_{13}} \times 100\% \quad (\text{E. 1.2-7})$$

$$\bar{\delta}'_1 = \frac{\delta'_{11} + \delta'_{12} + \delta'_{13}}{3} \quad (\text{E. 1.2-8})$$

则锚口摩阻损失：

$$\delta_1 = \frac{\bar{\delta}'_1 + \bar{\delta}_1}{2} \quad (\text{E. 1.2-9})$$

E. 2 变角张拉摩擦损失测试方法

E. 2.1 试验步骤和方法

1) 根据装置布置图 E. 2.1 在已浇好的梁段上安装千斤顶、锚具（注：不安装工作夹片）。固定端千斤顶的缸体应预先进油伸长 50mm~100mm，确保可测试出固定端压力，并在测试完成

后，方便张拉和锚固系统的拆除。

2) 张拉设备开机，输入张拉力目标值，并设定分级，分两级，20%和100%并设定持荷时间 t (1min~5min)。

3) 两端同时进油张拉至20%级数，固定端千斤顶关闭进出口油管，张拉端数控千斤顶继续进油张拉至张拉力目标值，并持荷到设定时间，采集张拉端千斤顶持荷结束时力值读数，同时采集固定端千斤顶力值读数；持荷结束后，张拉端千斤顶和固定端千斤顶同时回油至零。

4) 重复步骤1)~3)，共进行三次张拉测试，取三次张拉试验的平均值为该锚具的变角张拉摩擦损失率。

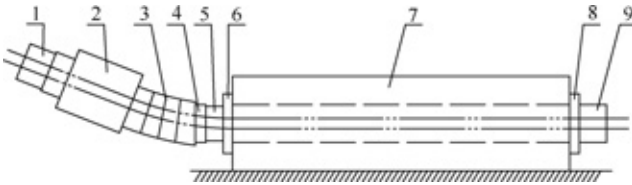


图 E.2.1 变角张拉摩擦损失测试装置

1—工具锚；2—千斤顶；3—变角装置；4—锚环；
5—压力传感器；6、8—锚垫板；7—台座（试件）；9—固定端锚具

E.2.2 数据处理方法

三级张拉主动端千斤顶的力值数据分别为 P_{11} , P_{12} , P_{13} , 固定端千斤顶的力值数据分别为 P_{21} , P_{22} , P_{23} 。

$$\delta_{21} = \frac{P_{11} - P_{21}}{P_{11}} \times 100\% \quad (\text{E.2.2-1})$$

$$\delta_{22} = \frac{P_{12} - P_{22}}{P_{12}} \times 100\% \quad (\text{E.2.2-2})$$

$$\delta_{23} = \frac{P_{13} - P_{23}}{P_{13}} \times 100\% \quad (\text{E.2.2-3})$$

则变角张拉摩擦损失：

$$\bar{\delta}_2 = \frac{\delta_{21} + \delta_{22} + \delta_{23}}{3} \quad (\text{E.2.2-4})$$

E.3 孔道摩擦损失测试方法

E.3.1 试验步骤和方法

1) 根据装置布置图 E.3.1 在已浇好的梁段上安装千斤顶、锚具（注：不安装工作夹片）。固定端千斤顶的缸体应预先进油伸长 50mm~100mm，确保可测试出固定端压力，并在测试完成后，方便张拉和锚固系统的拆除。

2) 张拉设备开机，输入张拉力目标值，并设定分级，分两级，20%和 100%并设定持荷时间 t (1min~5min)。

3) 两端同时进油张拉至 20%级数，固定端数控千斤顶关闭进出口油管，张拉端千斤顶继续进油张拉至张拉力目标值，并持荷到设定时间，采集张拉端数控千斤顶持荷结束时力值读数，同时采集固定端数控千斤顶力值读数；持荷结束后，张拉端千斤顶和固定端千斤顶同时回油至零。

4) 重复步骤 1) ~3)，共进行 n (1 或 3) 次测试；

5) 更换不同线形的孔道重复以上步骤 1) ~4)，至少保证测试两个不同的线性孔道。

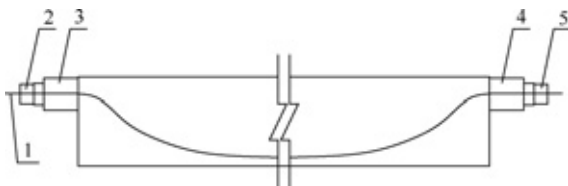


图 E.3.1 孔道摩擦损失测试示意图

1—预应力筋；2、5—工具锚；3—张拉端数控千斤顶；

4—固定端千斤顶

E.3.2 数据处理方法

1) 计算原理

由预应力筋管道摩阻产生的应力损失，一般按下列公式进行计算：

$$\sigma_{li} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kx)}] \quad (\text{E. 3. 2-1})$$

式中: σ_{con} ——预应力筋锚下的张拉控制应力 (MPa);

θ ——从张拉端至计算截面曲线管道部分切线的夹角之和 (rad);

x ——从张拉端至计算截面的孔道长度, 可近似取该孔道在构件纵轴上的投影长度 (m);

μ ——预应力钢束与管道壁的摩擦系数;

k ——管道每米局部偏差对摩擦的影响系数。

根据图 E. 3. 1 的测试原理, 设张拉端力值读数为 P_1 , 锚固端力值读数为 P_2 , 此时为管道长度 l , θ 为管道全长的总曲线包角, 则式 (E. 3. 2-1) 可写为:

$$P_2 = P_1 [1 - e^{-(\mu\theta + kl)}] \quad (\text{E. 3. 2-2})$$

对上式两边取对数得:

$$\mu\theta + kl = \ln(P_1/P_2) = c \quad (\text{E. 3. 2-3})$$

一般情况下, 预应力施工采用一种制孔方法, 这时管道质量比较均匀, 可以不考虑摩擦系数 μ 和 k 变异。由于设计和实际施工存在差异, 故不可避免的产生误差, 假设误差为 Δ , 即:

$$\mu\theta + kl - c = \Delta \quad (\text{E. 3. 2-4})$$

若有 n 束预应力钢束, 则:

$$\mu\theta_i + kl_i - c_i = \Delta_i \quad (\text{E. 3. 2-5})$$

利用最小二乘法原理, 全部预应力钢束误差的平方和为:

$$F = \sum \Delta_i^2 = \sum (\mu\theta_i + kl_i - c_i)^2 \quad (\text{E. 3. 2-6})$$

欲使试验误差最小, 应使

$$\frac{\partial F}{\partial \mu} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial k} = 0 \quad (\text{E. 3. 2-7})$$

由式 (E. 3. 2-7) 对式 (E. 3. 2-6) 求导, 并整理得:

$$\begin{cases} \mu \sum \theta_i^2 + k \sum l_i \theta_i = \sum c_i \theta_i \\ \mu \sum l_i \theta_i + k \sum l_i^2 = \sum c_i l_i \end{cases} \quad (\text{E. 3. 2-8})$$

根据式 (E. 3. 2-8) 可求得参数 μ 和 k :

$$\begin{cases} \mu = \frac{(\sum c_i \theta_i)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)(\sum c_i l_i)}{(\sum \theta_i^2)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)^2} \\ k = \frac{(\sum c_i l_i)(\sum \theta_i^2) - (\sum l_i \theta_i)(\sum c_i \theta_i)}{(\sum \theta_i^2)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)^2} \end{cases} \quad (\text{E. 3. 2-9})$$

2) 数据处理

对某一孔道而言, 该孔道的长为 l_i , 张拉端至固定端管道部分切线的夹角之和为 θ_i , n 次试验 100% 级数时张拉端数控千斤顶持荷结束时力值读数分别为 N_{1j} ($1 \leq j \leq n$), 100% 级数时固定端千斤顶持荷结束时力值读数分别为 N_{2j} ($1 \leq j \leq n$) 则:

$$c_{ij} = \ln(N_{1j}/N_{2j}) \quad (1 \leq j \leq n) \quad (\text{E. 3. 2-10})$$

则该线形孔道 $c_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n c_{ij}$ 。

统计试验数据, 得出摩擦系数 k 和局部偏差系数 μ :

$$\begin{cases} \mu = \frac{(\sum c_i \theta_i)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)(\sum c_i l_i)}{(\sum \theta_i^2)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)^2} \\ k = \frac{(\sum c_i l_i)(\sum \theta_i^2) - (\sum l_i \theta_i)(\sum c_i \theta_i)}{(\sum \theta_i^2)(\sum l_i^2) - (\sum l_i \theta_i)^2} \end{cases} \quad (\text{E. 3. 2-11})$$

E. 4 锚固回缩值量测方法

E. 4. 1 测量锚具回缩值可采用直接测量法或间接测量法。试验时采用的锚具、张拉机具及附件应配套。张拉控制力 N_{con} 宜取 $0.7F_{\text{ptk}} \sim 0.8F_{\text{ptk}}$, 测力系统的不确定度不应大于 2%。

E. 4. 2 直接量测法测量锚固回缩值, 可根据张拉力-缸体位移曲线计算, 步骤如下:

1 达到张拉控制力并持荷片刻, 伸长稳定后记录张拉控制力 N_{con} 、张拉前测量数控千斤顶的初始长度 l_1 。

2 按既定步骤进行张拉, 记录张拉全过程的张拉力-缸体位移曲线, 如图 E. 4. 2 所示。

3 按下式计算张拉端的锚固回缩值:

$$\Delta l = l_B - l_C - \frac{N_{\text{con}}(l_1 + l_A)}{EA_p} \quad (\text{E. 4. 2})$$

式中： l_A ——安装空隙，等于图 E. 4. 2 中 A 点的对应的横坐标值；

l_B ——图 E. 4. 2 中 B 点的对应的横坐标值；

l_C ——图 E. 4. 2 中 C 点的对应的横坐标值。

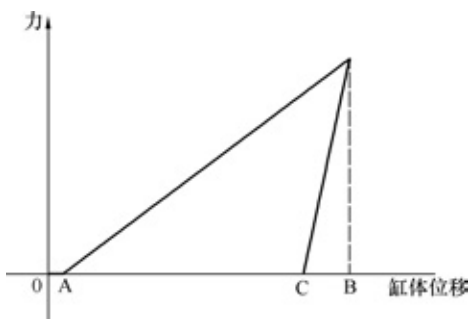


图 E. 4. 2 张拉力-缸体位移曲线

4 多孔锚具应至少测量 3 根钢绞线，取其平均值；同一规格的锚具应测量 3 个，取其平均值作为该规格锚具的回缩值。

E. 4. 3 间接测量法应符合下列规定：

1 台座或构件的长度不应小于 3m，锚具、数控千斤顶、预应力筋应同轴平行（图 E. 4. 3）。

2 张拉力达到控制力并持荷片刻后，记录张拉端数控千斤

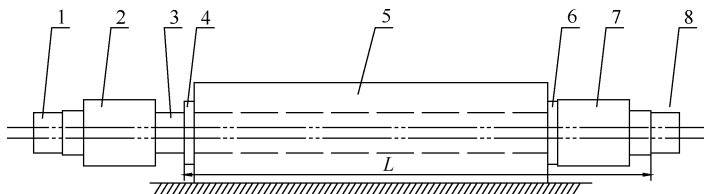


图 E. 4. 3 间接测量法试验装置

1—工具锚；2、7—数控千斤顶；3—张拉端锚具；4、6—钢板；

5—试验台座；8—固定端锚具

顶读数 P_1 ；张拉端数控千斤顶完全回油后记录读数 P_2 。

3 锚具回缩值按下式计算：

$$a = \frac{(P_1 - P_2)(L + 30)}{E_p A_p} \quad (\text{E. 4. 3})$$

式中： L ——预应力筋在张拉端锚具和固定端锚具之间的长度（mm）。

4 测力系统的不确定度不应大于 2%；测量长度的量具，其标距的不确定度不应大于标距的 0.2%。

5 同一规格的锚具应测量 3 个，取其平均值作为该规格锚具的回缩值。

附录 F 预应力筋张拉记录表

F.1 预应力筋张拉记录（一）

工程名称		张拉日期	
施工部位		预应力筋规格 及抗拉强度	
预应力张拉程序及平面示意图： ☐ 有 ☐ 无附页			
张拉端锚具 类型		固定端锚具 类型	
设计控制应力		实际张拉力	
		压力表读数	
千斤顶编号		压力表编号	
混凝土设计 强度		张拉时混凝土实际强度	
预应力筋计算伸长值：			
预应力筋伸长值范围：			
施工单位			
项目（专业）技术负责人	专业质检员		记录人

F.2 预应力筋张拉记录（二）

工程名称			张拉日期						
施工部位									
张拉顺序编号	计算值	预应力筋张拉伸长实测值（cm）							备注
		一端张拉			另一端张拉			总伸 长值	
		原长 值 L_1	实长 值 L_2	伸长 值 ΔL	原长 值 L'_1	实长 值 L'_2	伸长 值 $\Delta L'$		
☐ 有 ☐ 无见证		见证单位					见证人		
施工单位									
项目（专业）技术负责人			专业质检员				记录人		

附录 G 有粘结预应力结构灌浆记录

工程名称			灌浆日期		
施工部位					
灌浆配合比		灌浆要求 压力值		水泥浆的 泌水率	
水泥强度等级		进厂日期		复试报告 编号	
水泥浆的抗压强度					
灌浆点简图与编号：					
灌浆点编号	灌浆压力值 (MPa)	灌浆量 (升)	灌浆点编号	灌浆压力值 (MPa)	灌浆量 (升)
备注：					
施工单位					
项目（专业）技术负责人		专业质检员		记录人	

本规程用词说明

1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”；非必须按照所指定的标准、规范（或其他规定）执行的，其写法“可参照……”。

引用标准名录

- 1 《通用硅酸盐水泥》GB 175
- 2 《混凝土外加剂》GB 8076
- 3 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 4 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 5 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 6 《钢结构设计标准》GB 50017
- 7 《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119
- 8 《水泥胶砂强度检验方法 (ISO 法)》GB/T 17671
- 9 《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068
- 10 《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153
- 11 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367
- 12 《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300
- 13 《钢结构防火涂料》GB 14907
- 14 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 15 《水泥基灌浆材料应用技术规范》GB/T 50448
- 16 《聚乙烯 (PE) 树脂》GB/T 11115
- 17 《碳素结构钢》GB/T 700
- 18 《低合金钢强度结构钢》GB/T 1591
- 19 《优质碳素结构钢》GB/T 699
- 20 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 21 《低合金钢焊条》GB/T 5118
- 22 《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224
- 23 《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370
- 24 《桥梁缆索用热镀锌或锌铝合金钢丝》GB/T 17101
- 25 《预应力孔道灌浆剂》GB/T 25182

- 26 《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》GB/T 25823
- 27 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 28 《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》

JGJ 85

- 29 《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92
- 30 《公路桥涵施工技术规范》JTJ/T 3650
- 31 《建筑结构体外预应力加固技术规程》JGJ/T 279
- 32 《预应力混凝土结构抗震设计标准》JGJ/T 140
- 33 《无粘结预应力钢绞线》JG/T 161
- 34 《缓粘接预应力钢绞线》JG/T 369
- 35 《缓粘结预应力钢绞线专用粘合剂》JG/T 370
- 36 《环氧涂层预应力钢绞线》JG/T 387
- 37 《预应力混凝土用金属波纹管》JG/T 225
- 38 《公路桥涵设计通用规范》JTJ D60
- 39 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》

JTG 3362

- 40 《预应力混凝土桥梁用塑料波纹管》JT/T 529
- 41 《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1
- 42 《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152
- 43 《镀锌钢绞线》YB/T 5004

山东省工程建设标准

预应力混凝土结构技术规程

DB37/T 5201 - 2021

条 文 说 明

目 次

1	总则	191
3	材料	192
3.1	混凝土及预应力筋	192
3.2	预应力用锚具、夹具和连接器	193
3.3	成孔用管料	195
3.4	锚垫板	196
3.5	灌浆材料	197
4	结构设计	198
4.1	一般规定	198
4.2	结构内力分析	201
4.3	施工阶段验算	202
4.4	建筑及桥梁结构设计	202
5	预应力损失值计算	204
5.1	一般规定	204
5.2	预应力损失值计算	204
6	承载能力极限状态计算	207
6.1	正截面受弯承载力计算	207
6.2	正截面受拉承载力计算	209
6.3	正截面受压承载力计算	210
6.4	斜截面承载力计算	210
6.5	局部承压及冲切计算	211
7	正常使用极限状态验算	212
7.2	预应力度验算	212
7.3	应力验算	212
7.4	变形验算	213

7.5	裂缝控制验算	214
8	装配式预应力混凝土水平叠合构件设计	216
8.1	一般规定	216
8.2	预应力叠合构件承载力计算	217
8.3	预应力叠合构件正常使用极限状态验算	218
8.4	预应力叠合构件构造要求	218
9	超长结构的预应力设计	220
9.1	一般规定	220
9.2	超长结构计算原则	222
9.3	超长结构线型布置方法	225
9.4	超长结构构造措施	226
10	城市道路桥梁预应力混凝土结构	228
10.1	一般规定	228
10.2	构造规定	229
11	预应力混凝土结构主要构造规定	232
11.1	一般规定	232
11.2	先张法构件	233
11.3	后张法构件	234
11.4	无粘结预应力构件	235
12	预应力混凝土结构施工	236
12.1	一般规定	236
12.2	预应力筋的制作与铺设	237
12.3	混凝土浇筑	238
12.4	张拉	239
12.5	灌浆	242
12.6	封锚	244
12.7	体外预应力束施工	244
12.9	施工管理	246
13	检验与验收	247
13.1	一般规定	247

13.2	原材料	247
13.3	制作与安装	249
13.4	张拉与放张	250
13.5	灌浆及封锚	251
13.6	检测	252
13.8	工程验收	253
附录 A	体外预应力混凝土构件设计	254
附录 B	预应力型钢混凝土结构构件设计	261
附录 C	预应力钢与混凝土组合结构构件设计	265
附录 D	数控张拉	268
附录 E	张拉阶段预应力损失测定方法	270

1 总 则

1.0.1 为了规范预应力混凝土结构设计、施工、检验、监测和验收，大力推广预应力在实际工程中的应用，确保预应力混凝土结构健康发展，综合体现预应力混凝土结构技术的最新研究成果和山东省的实践经验，并参照国内外相关资料编写本规程。

1.0.2 本条主要规定了本规程适用范围。本规程适用于建筑工程、市政工程和城市桥梁等预应力混凝土结构。

3 材 料

3.1 混凝土及预应力筋

3.1.1 由于高强度低松弛预应力钢绞线及钢丝在我国的推广应用，必须采用较高强度等级的混凝土，才可充分发挥两者的作用，达到更经济的目的。所以规定了预应力结构的最低混凝土强度等级。对于加固工程及局部少量使用预应力的工程，可按工程实际的整体结构强度等级选择。采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力筋时混凝土强度等级不强制要求不小于 C40 的规定。

3.1.2 本次修订根据“四节一环保”的要求，提倡应用高强、高性能钢筋。根据混凝土构件对受力的性能要求，规定了各种牌号钢筋的选用原则。预应力混凝土结构中纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋，也可采用 HPB300、HRB335、HRBF335、RRB400 钢筋；箍筋宜采用 HPB300、HRB400、HRBF400 钢筋，也可采用 HRB335、HRBF335 钢筋。

3.1.3 本条钢绞线的选择考虑了对构件施加预应力的预应力度、预应力损失、防腐、预应力施工等因素来选择预应力筋的类型。预应力筋也可采用近年来我国最新研制的环氧涂层钢绞线、缓粘结预应力筋等材料。缓粘结预应力筋是既具有无粘结预应力筋的施工工艺，又具有有粘结预应力筋的锚固效果的新型预应力筋，既不需要成孔管材，又可以同无粘结预应力筋一样直接铺设，其缓粘结材料随混凝土同步固化形成有粘结的粘结锚固效果，故既具有施工工艺简便，又具备更简化可靠的粘结锚固功效，在实际工程中可推广使用。

3.1.7 本条提出了对钢绞线延性的要求。根据我国钢筋标准，将最大力下总伸长率 δ_{gt} 作为控制钢筋延性的指标。最大力下总伸长

率 δ_{gt} 不受断口、颈缩区域局部变形的影响，反映了钢筋拉断前达到最大力（极限强度）时的均匀应变，故又称均匀伸长率。

3.1.8 预应力热镀锌钢绞线由 6 根镀锌钢丝螺旋紧密围绕 1 根中心镀锌钢丝捻制并经稳定化处理而成。由于锌是两性金属，因而不推荐在直接与混凝土、砂浆接触的预应力结构中使用。

镀锌钢绞线是从桥梁工程需要发展起来的，逐步推广应用到建筑工程中的体外索和拉索等。镀锌钢绞线的规格和力学性能应符合现行行业标准《高强度低松弛预应力热镀锌钢绞线》YB/T 152 的规定。

3.1.9 环氧涂层填充型钢绞线是具有高抗腐蚀性能的预应力线材，设计人员可以在环境类别较高或结构耐久性要求较高的场合选用。环氧涂层填充型钢绞线的规格和材料性能应符合现行产品行业标准《环氧涂层预应力钢绞线》JG/T 387。

3.1.11 缓粘结预应力是指在施工阶段预应力钢绞线伸缩变形自由、不与周围缓凝粘合剂产生粘结，而在施工完成后的预定时期内预应力筋通过固化的缓凝粘合剂与周围混凝土产生粘结作用形成的预应力。

缓粘结预应力技术是继无粘结、有粘结预应力技术之后发展起来的一项新预应力技术。缓粘结预应力吸收了无粘结的施工特点，有粘结的力学特点。施工与无粘结预应力相同，布置灵活，采用单孔锚具，不需要穿波纹管、不需要灌浆。缓凝粘合剂固化后，在力学上最终达到有粘效果。

缓粘结预应力技术可应用于大跨度、重荷载结构当中。可应用于商业综合体、体育场馆、机场航站楼、站房、铁路桥梁、市政桥梁、筒仓、污水处理池、水工、港工等结构中。

3.2 预应力用锚具、夹具和连接器

3.2.1 锚具与预应力筋的强度等级应相匹配，不能根据张拉控制应力来选择预应力筋及其锚夹具。由于各种夹片锚的外形相似，但各种夹片的锥度、选型又都有细微差别，配套性很强，因

此施工中应避免不同锚具单元混淆后组装使用，影响锚固效果。

3.2.2 在施工实践中钢绞线张拉较长或张拉力大时（20m 以上或张拉力 $0.7f_{pk}$ 以上），锚固损失占总张拉力和伸长值的比例较小，一般采用超张的方法或忽略不计。但在短钢绞线 13m 以下或张拉力小，总伸长值本来就不大，钢绞线回缩值在其中占的比重相对大，而张拉力随着伸长值的损失也成比例损失，这样原来计算的预应力就打了很大折扣。而低回缩锚具是回力越大锚固越紧，回力小的时候，夹片不紧就容易产生滑丝，这样预应力质量就没有了保证，埋下了质量隐患，所以改变传统锚具和张拉工艺是很有必要的。

3.2.4、3.2.5 预应力筋-锚具组装件的静载和疲劳锚固性能，是根据现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 对锚具的锚固性能要求制定的。对于主要承受较大动荷载的预应力混凝土结构，要求所选锚具能承受的应力幅度可适当增加，具体数值可由工程设计单位根据需要确定。

3.2.8 预应力筋用锚具、夹具和连接器按锚固方式不同，可分为夹片式（单孔和多孔夹片锚具）、支承式（镦头锚具、螺母锚具等）、握裹式（挤压锚具、压花锚具等）等。在选用和制作锚夹具时应注意以下原则：

- 1 锚固和加持预应力筋的作用要充分可靠。
- 2 有足够的强度储备，以确保安全。
- 3 宜优先选用自锚条件和预应力筋利用系数较高的锚夹具。
- 4 锚夹具与预应力筋的品种规格和张拉设备应匹配。

常用的锚夹具、张拉机具可按照表 1 选用。

表 1 预应力筋锚具与设备选用表

预应力筋品种	固定端		张拉端	
	锚具		锚具	选用张拉机具形式
	安装在结构之外	安装在结构之内		
钢绞线及钢绞线束	夹片锚具 挤压锚具	挤压锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶

续表 1

预应力筋品种	固定端		张拉端	
	锚具		锚具	选用张拉机具形式
	安装在结构之外	安装在结构之内		
中强度预应力钢丝 消除应力钢丝	夹片锚具	挤压锚具 镦头锚具	夹片锚具	穿心式千斤顶
	镦头锚具 挤压锚具		镦头锚具	拉杆式千斤顶 穿心式千斤顶
预应力螺纹钢筋	螺母锚具	—	螺母锚具	拉杆式千斤顶

注：1 镦头锚具采用穿心式千斤顶张拉时，需配置撑脚、拉杆等附件；
2 先张法张拉预应力筋时也可采用电动张拉机；
3 承受低应力或动荷载的预应力混凝土结构的夹片锚具，应设置防松装置。

3.3 成孔用管料

3.3.1 对后张预应力混凝土中预埋的制成孔管材按材料分类及适用范围。

3.3.2 表 2、表 3 和图 1 列出了现场后张预应力结构常用的预埋成孔和工厂预制构件常用的抽芯成孔两类金属波纹管的规格，供设计人员参考使用。

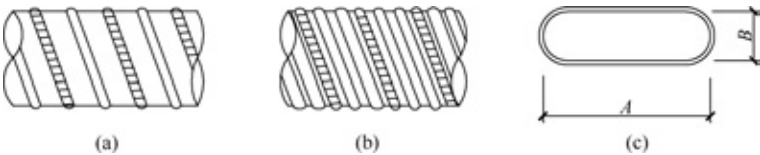


图 1 金属螺旋管（波纹管）规格
(a) 圆形单波纹；(b) 圆形双波纹；(c) 扁形

表 2 圆形金属波纹管规格（mm）

管内径		40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	
允许偏差		+0.5													+1.0				
钢带厚	标准型	0.25	0.30																
	增强型						0.40			0.50									

表 3 扁形金属波纹管规格 (mm)

短轴	长度 B	19				22			
	允许偏差	+0.5				+1.0			
长轴	长度 A	47	60	73	86	52	67	82	98
	允许偏差	+1.0				+2.0			
钢带厚度		0.3							

注：1 当短边为圆弧时，其半径应为短轴方向之半；
2 短轴 19mm 用于 $\varphi^s 12.7$ 钢绞线，短轴 22mm 用于 $\varphi^s 15.2$ 和 $\varphi^s 15.7$ 钢绞线。

3.3.3 塑料波纹管 and 真空灌浆技术联合使用，可以确保预应力孔道灌浆饱满密实，提高预应力结构的耐久性。塑料波纹管的规格见表 4 和表 5。

表 4 圆形塑料波纹管规格 (mm)

管内径	50	60	75	90	100	115	130
管外径	63	73	88	106	116	131	146
允许偏差	± 1.0			± 2.0			
管壁厚	2			2.5			

表 5 扁形塑料波纹管规格 (mm)

内短轴	长度	22			
	允许偏差	+0.5			
内长轴	长度	41	55	72	90
	允许偏差	±1.0			
管壁厚	长度	2.5		3.0	
	允许偏差	+0.5			

3.4 锚 垫 板

3.4.1~3.4.4 对预应力筋锚固区，为保证局部承压强度提出了垫板等构造措施。

3.5 灌 浆 材 料

3.5.2、3.5.3 对孔道灌浆用水泥品种、外加剂提出质量要求及相关国家标准。经研究发现，铝粉与混凝土浆反应产生氢气，不利于高应力状态下预应力筋防腐，对预应力筋的耐久性有不利影响。

4 结构设计

4.1 一般规定

4.1.1 为确保预应力混凝土结构在各设计状态和施工阶段的安全，明确规定了在各阶段应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态验算，包括持久设计状态、短暂设计状态和地震设计状态。必要时，尚应对结构中受力状况特殊的部分进行更详细的结构分析。

预应力施加前后构件受力发生了很大变化，且施工过程中容易出现安全事故（比如张拉端支座刚度及强度不足），故预应力必须进行施工阶段验算。

4.1.2 除了本规程规定的设计要求外，尚应符合其他现行的规范标准，尤其不同行业的特殊要求。

4.1.3 预应力复杂约束结构体系一般是指大跨、超长的结构形式，一般应用于大型公共建筑、体育场馆及桥梁等大型结构中。大型结构的施工一般要经历长期而复杂的施工过程和结构体系的转换过程。随着施工阶段的推进，结构的形式、支承约束条件、荷载作用方式等不断变化。一般结构分析认为整个结构施工一次完成，不能真实反映实际结构的受力，在施工期间其时间效应不可忽略。从力学的角度解释，时间效应是材料非线性在结构中的反映，作用方式是连续变化的；路径效应是状态非线性在结构建造过程中的表现，其作用方式是离散的、跳跃式的变化，这两种非线性行为构成了超长结构施工过程分析的力学基础。实际工程的施工过程分析是时间效应与路径效应耦合作用的力学分析过程，在综合考虑温差、预应力、收缩徐变等因素后，每个可能的结构施工过程都对应不同的结构反应历程和最终反应。

对于大跨主次梁预应力混凝土楼面结构，主梁次弯矩的主要

分布特点是受到框架结构空间性能的影响，一方面预应力主梁受到次梁约束作用，另一方面主梁产生的反拱也通过次梁影响其他跨主梁。这一现象也说明了预应力次内力与约束分布情况直接相关，分析结构的次内力应考虑结构具体的约束分布情况。

4.1.4 预应力结构的设计流程如下：

1 初步设计：结构布置、混凝土强度等级、截面尺寸（板厚）。

2 根据抗裂要求、荷载作用下的弯矩图形式按以下步骤初步确定预应力筋的数量、线型和布置。

3 内力计算：预应力损失、弯矩（次弯矩）、剪力（次剪力）、轴力（次轴力）。

4 抗裂、抗弯验算：正常使用极限状态、承载能力极限状态、张拉施工阶段验算。

5 抗剪验算：局部承压、冲切及配筋设计。

6 变形验算：挠度（频率）。

7 修改设计：预应力筋的数量与线型、非预应力筋、截面尺寸（板厚）、抗剪箍筋、混凝土强度等级、结构布置。

8 编制施工图。

4.1.5 约束次内力法是同济大学熊学玉教授提出的一种简洁快速计算次内力的计算方法，该方法按力法原理将任一超静定结构离散为若干单元杆件，通常可分为三种杆件形式如表 6 所示，利用结构力学方法，将预应力作用下的主弯矩作为外荷载弯矩，直接求解杆端次弯矩，约束次内力法可以求解各种形式的结构次内力。

约束次内力的计算如下：

$$A = N_P(x) \int_0^L e(x) dx = \int_0^L M_1 dx \quad (1)$$

$$S_A = N_P(x) \int_0^L e(x) \cdot x dx = \int_0^L M_1 x dx \quad (2)$$

式中， $N_P(x)$ 为有效预加力平均值，主弯矩图面积 A 为预应力

筋线形 $e(x)$ 和截面形心轴围成的面积乘以 $N_P(x)$ ；主弯矩图面积矩 S_A 为主弯矩图面积 A 对杆件截面 y 轴的面积矩。为简化计算，在工程实际中常用杆单元内的有效预加力的平均值 N_P 来近似计算有效预应力。

由约束次弯矩，计算约束次剪力、次轴力：

1) 次剪力

$$V_{ij} = V_{ji} = -\frac{m_{ij} + m_{ji}}{L} \tag{3}$$

2) 次轴力

$$N_{ij} = N_{ji} = \frac{1}{L} \int_U^L N_P(x) \cdot dx \tag{4}$$

表 6 有效预应力作用下的约束次内力

杆件单元约束类型	约束次弯矩		约束次轴力		约束次剪力
	m_{ij}	m_{ji}	N_{ij}	N_{ji}	$V_{ij} = V_{ji}$
	$\frac{A}{L}$	$-\frac{A}{L}$	—	—	0
	$\frac{4}{L}A - \frac{6}{L^2}S_A$	$-\frac{2}{L}A - \frac{6}{L^2}S_A$	$\frac{1}{L} \int_0^L N_P(x) dx$	$\frac{1}{L} \int_0^L N_P(x) dx$	$-\frac{6}{L^2}A + \frac{12}{L^3}S_A$
	0	$-\frac{3}{L^2}S_A$	—	—	$\frac{3}{L^3}S_A$

当预应力混凝土框架预应力度小于 0.75 时，可以考虑框架梁端塑性铰转动使结构产生的内力重分布，考虑弯矩调幅作用。

4.1.6 《美国钢筋混凝土房屋建筑规范》ACI 318 规定：计算构件所需的强度的弯矩，应考虑预加应力（其荷载系数为 1.0）引起的反力所产生的弯矩以及由设计荷载产生的弯矩之和。由 CEB 欧洲国际混凝土委员会完成的《1990 年 CEB-FIP 模式混凝土规范》规定：对于一切正常使用状态，预应力荷载的分项系数

取 $\gamma_p = 1.0$ ；对于承载力极限状态，局部作用效应取 $\gamma_p = 1.35$ ；对于承载力极限状态，其他的作用效应则取 $\gamma_p = 1.0$ （有利）或 1.2 （不利）。由欧洲共同体委员会（CEC）责成欧洲标准化委员会主持编制的欧洲结构规范《混凝土结构设计》规定：承载力极限状态的分项安全系数，对预应力各元件设计的验证，一般可以采用 $\gamma_p = 0.9$ 或 1.0 （对结构产生有利效应时）； $\gamma_p = 1.2$ 或 1.0 （对结构产生不利效应时）。本条参照国外标准对预应力作用分项系数 γ_p 做了规定。

4.1.7 荷载平衡法是人为选定需要被平衡的荷载，使结构长期处于预压应力状态而不发生较大的反拱与挠曲变形的办法。通常被平衡的荷载为恒荷载加活荷载的准永久部分，根据荷载特点选定抛物线、折线等束形，根据每跨需要被平衡的荷载求出各跨要求的预应力（初始张拉力），取各跨中所求得的最大预应力值作为整根连续梁的预加力，即可得出预应力筋的用量。

4.1.8 缓粘结预应力技术是在有粘结和无粘结基础上产生的，原来可以采用有粘结或无粘结预应力技术的混凝土结构，均可采用缓粘结预应力技术。梁柱节点钢筋密集时，采用有粘结预应力技术群锚布置会非常困难，由于缓粘结预应力钢绞线采用了单孔锚固，锚具尺寸大大缩小，采用缓粘结预应力技术会很好解决这一问题。

4.1.9 缓粘结预应力筋在混凝土中的粘结需要一定时间，粘结时间可参考出厂时厂家提供的时间来判断，缓粘结预应力混凝土结构施工阶段验算按无粘结预应力混凝土来考虑，大于粘结时间按照有粘结预应力混凝土计算。

4.2 结构内力分析

4.2.2 预应力混凝土结构在正常使用极限状态时，一般处于弹性状态，故可按结构力学方法计算次内力。

4.2.3 本条规定了预应力混凝土结构设计时，应将预应力作为荷载考虑，其产生的次内力参与组合来进行预应力混凝土构件施

工阶段、正常使用极限状态及承载能力极限状态的设计计算。

4.2.4 当结构由弹性阶段进入弹塑性阶段以至塑性阶段，预应力结构的刚度分布及截面重心轴发生了变化，因而结构次内力必将发生变化。由于预应力筋限制了塑性铰的转动能力，即使结构达到极限强度破坏时次内力也不会完全消失，仍然部分存在于结构之中。

4.2.5、4.2.6 在大跨度空间结构体系中，拱是一种独特的结构形式，它可以清晰地表现出力流和美学的外观。由于结构本身的特点，大跨度空间拱结构不可避免地在拱脚处产生较大水平推力，下部的支承结构处于承受水平力的不利状态。为此，本规程提出了采用预应力混凝土基础拉梁来平衡水平推力。

4.3 施工阶段验算

4.3.1 在施工阶段计算中应当尽可能全面地考虑各种荷载。预应力构件吊装验算时，构件自重应乘以动力系数。预应力常常是在不同龄期加上的，因而应计算不同龄期的有效预应力值。当施工过程中发生体系转换时，应考虑体系转换对内力的影响。

4.3.2 对荷载分批施加的预应力混凝土转换梁等构件，宜根据荷载的施加程度分批张拉预应力筋，使施工过程中转换梁的变形和应力控制在合理范围内。

4.3.3 在施工阶段预应力张拉时，混凝土强度可能未达到设计值，且在施加预应力时，长期损失还未产生，而结构的使用荷载一般都没有完全加上，有可能使预压区出现过大的压应力或预拉区出现过大的拉应力，因而应对施工阶段的应力加以限制。表4.3.3是综合国内现行有关规范得到的。

4.4 建筑及桥梁结构设计

4.4.1 预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度不仅与采用的截面形式、支座条件及荷载等因素有关，而且与预应力度有关。房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度

如表 7 所示。

表 7 房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度

构件类型	可实现的跨度 (m)	经济跨度 (m)
梁	15~40	15~25
板	6~12	7~10

房屋建筑是否选择采用预应力混凝土结构，其选取原则受到多方面因素的影响，跨度大小远不是唯一的条件。例如，在重载作用下，同样跨度的预应力梁比钢筋混凝土梁更具性能优势。同时，预应力结构的经济性应从全局角度考虑，在许多情况下，采用预应力结构引起的直接费用上升会导致建筑整体经济性的大幅度下降。

4.4.2 表 8 和表 9 中所列数值仅供设计参考，具体结构设计中的高跨比应根据计算决定，以满足结构在承载力、刚度等方面的各项要求。

4.4.3 现行铁路后张法预应力混凝土梁标准设计的高跨比如下：

表 8 后张法预应力混凝土梁高跨比

图号	专桥 (01) 2051			
跨度 (m)	16	20	24	32
高跨比	1/8.42	1/10	1/11.43	1/12.8

现行铁路先张法预应力混凝土梁标准设计的高跨比如下：

表 9 先张法预应力混凝土梁高跨比

图号	专桥 (01) 2001				
跨度 (m)	8	10	12	16	20
高跨比	1/6.4	1/7.14	1/7.74	1/8.42	1/10

设计时可参照以上经验，根据具体情况选用适当的梁高。

5 预应力损失值计算

5.1 一般规定

5.1.1~5.1.3 初步设计时,采用钢丝、钢绞线作预应力筋时,总损失值可不按分项计算而直接参照表 10。此时总损失值在后张法构件中按不小于 80N/mm^2 进行选用,在施工图设计时再按分项计算损失进行验算,分项损失计算按现行规范规定进行。

表 10 总预应力损失估计值

预应力筋的跨数及位置		总预应力损失值
单跨梁 (包括框架梁)	跨中	$0.25 \sim 0.30\sigma_{\text{con}}$
两跨、三跨梁 (包括框架梁)	内支座	$0.35 \sim 0.40\sigma_{\text{con}}$
	边跨跨中	$0.25 \sim 0.30\sigma_{\text{con}}$
	中间跨跨中	$0.40 \sim 0.50\sigma_{\text{con}}$
无粘结预应力平板		$0.20 \sim 0.25\sigma_{\text{con}}$

注:当多跨跨度不等或跨数更多时,应分项计算。

5.2 预应力损失值计算

5.2.1、5.2.2 当工程中现场实测的预应力筋摩擦损失系数与本条文给出的摩擦损失系数差异较大时,应分析具体情况并综合确定该参数。

5.2.3 预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失,包括沿孔道长度局部位置偏移和曲线弯道摩擦影响两部分。在计算公式中, x 值为从张拉端至计算截面的孔道长度,但在实际工程中,构件的高度和长度相比通常很小,为简化计算,可近似取该段孔道在纵轴上的投影长度代替孔道长度; θ 值应取从张拉端至

计算截面的长度上预应力筋弯起角（以弧度计）之和。

研究表明，孔道局部偏差的摩擦系数 k 值与下列因素有关：预应力筋的表面形状、孔道成型的质量状况、预应力筋接头的外形、预应力筋与孔壁的接触程度（孔道的尺寸、预应力筋与孔壁之间的间隙数值和预应力筋在孔道中的偏心距数值情况）等。在曲线预应力筋摩擦损失中，预应力筋与曲线弯道之间摩擦引起的损失是控制因素。

根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定，给出了表 5.2.3-1 中的摩擦影响系数。当有可靠的试验数据时，系数值可根据实测数据确定。

由于体外预应力筋仅在转向块和锚固处与混凝土构件相联系，因此刮碰作用影响一般可以忽略不计，仅考虑预应力筋与转向块间的摩擦作用。

缓粘结预应力筋摩擦系数试验结果表明，缓粘结预应力钢绞线的曲率效应摩擦系数小于有粘结但大于无粘结预应力钢绞线，保守的考虑缓粘结预应力钢绞线建议采用无粘结预应力筋的摩擦系数取值。

5.2.4 预应力混凝土用钢丝、钢绞线的应力松弛试验表明，应力松弛损失值与钢丝的初始应力值和极限强度有关。普通松弛和低松弛预应力钢丝、钢绞线的松弛损失值计算公式，是按现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 及《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中规定的数值综合统一而成的，以便于应用。当 $\sigma_{\text{con}}/f_{\text{ptk}} \leq 0.5$ 时，实际的松弛损失值已很小，为简化计算取松弛损失值为零。预应力螺纹钢筋、中强度预应力钢丝的应力松弛损失值是分别根据现行国家标准《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065、行业标准《中强度预应力混凝土用钢丝》YB/T 156 的相关规定提出的。

5.2.5 根据国内对混凝土收缩、徐变的试验研究表明，应考虑预应力筋和普通钢筋配筋率对 σ_{15} 值的影响，其影响可通过构件的总配筋率 ρ ($\rho = \rho_p + \rho_s$) 反映。配筋率应仅计入有粘结预应力

筋和普通钢筋的配筋率而不计入无粘结预应力筋配筋率的影响，主要因为无粘结预应力筋与周围混凝土不发生粘结，对抑制混凝土的收缩和徐变几乎没有作用。公式（5.2.5-1）至式（5.2.5-4）分别给出了先张法和后张法两类构件受拉区及受压区预应力筋处的混凝土收缩和徐变引起的预应力损失。公式中反映了上述各项因素的影响。

6 承载能力极限状态计算

6.1 正截面受弯承载力计算

6.1.1 实际应用的超静定预应力混凝土结构中，结构为有约束的预应力混凝土结构。对于约束较小的结构，不考虑约束对有效预压力的影响引起的误差，可以忽略；而对约束较大的结构，其影响不可忽略。因此，在本规程中规定了考虑约束影响的设计方法，对于约束影响大小的判断可根据次内力的计算以及经验来判断。当采取结构构造措施去除约束影响时，可不考虑。

6.1.2 预应力混凝土结构正截面承载力计算假定包括：

- 1 截面应变保持平面。
- 2 不考虑混凝土的抗拉强度。
- 3 混凝土受压的应力与应变关系曲线按下列规定取用：

当 $\epsilon_c \leq \epsilon_0$ 时

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] \quad (5)$$

当 $\epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 时

$$\sigma_c = f_c \quad (6)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (7)$$

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (8)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (9)$$

式中： σ_c ——混凝土压应变为 ϵ_c 时的混凝土压应力；

ϵ_0 ——混凝土压应力刚达到 f_c 时的混凝土压应变，当计算的 ϵ_0 值小于 0.002 时，取为 0.002；

ϵ_{cu} ——正截面的混凝土极限压应变：当处于非均匀受压

时,按公式(9)计算,如计算值大于0.0033,取为0.0033;当处于轴心受压时取为 ϵ_0 ;

n ——系数,当计算的 n 值大于2.0时,取为2.0。

4 纵向钢筋的应力取钢筋应变与其弹性模量的乘积,但其绝对值不应大于其相应的强度设计值。纵向受拉钢筋的极限拉应变取为0.01。

6.1.3、6.1.4、6.1.6 竖向构件有抗侧刚度。当水平构件在预压力作用下发生轴向变形时,竖向构件约束水平构件发生轴向变形,从而在水平构件中产生次轴力。因此,约束影响实质就是超静定预应力混凝土结构包含由约束引起的次轴力,次轴力减小预应力作用的效应。

次轴力并不等于预应力损失。次轴力是由于约束产生的,作用在截面的重心位置,而预应力是作用在预应力筋的位置,两者的位置不同。将次轴力当作预应力损失,在考虑轴向作用时不会有影响;但是考虑抗弯时,无论是粘结还是无粘结预应力结构均不能合理计算,将次轴力认为预应力损失就会低估梁的极限承载力,结构设计偏不安全。

本规程中认为,次轴力是约束在施加预应力的构件上产生的轴向力,设计计算时直接用 N_2 进行计算,采用显式公式,与行业标准相比,更清晰明确。

对于有粘结预应力混凝土梁,预应力筋在截面达到极限破坏时其极限应力将达到 f_{py} ;对于一般约束较小有粘结预应力混凝土结构中的梁,由于次轴力对梁的影响很小,可取 $N_2 = 0$ 。无粘结预应力筋在极限破坏时的应力设计值 σ_{pu} 可按本规程的规定计算,由于规程中规定 $f_{py} \geq \sigma_{pu} \geq \sigma_{pe}$,因此对于无粘结部分预应力混凝土梁,在初步设计中估算普通钢筋时,可取 $\sigma_{pu} = \sigma_{pe}$ 。

在上述情况下,以及有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下,本规程式(6.1.3-1)、式(6.1.3-2)、式(6.1.4-1)、式(6.1.4-2)、式(6.1.4-3)、式(6.1.6)可分别简化为:

$$M - M_2 \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (10)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (11)$$

$$f_y A_s + f_{py} A_p \leq \alpha_1 f_c b'_f h'_f + f'_y A'_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (12)$$

$$M - M_2 \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_1 f_c b (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (13)$$

$$\alpha_1 f_c [bx + (b'_f - b) h'_f] = f_y A_s - f'_y A'_s + f_{py} A_p + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p \quad (14)$$

$$M - M_2 \leq f_{py} A_p (h - a_p - a'_s) + f_y A_s (h - a_s - a'_s) + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (a'_p - a'_s) \quad (15)$$

6.1.5 当预应力受弯构件受正常使用极限状态控制进行配筋计算时, 构件为满足裂缝、挠度的设计要求, 往往配置较多预应力筋, 此时用于承载力计算和抗震性能构造要求所需的计算混凝土受压区高度 x , 可按仅考虑满足承载力需要的受拉纵筋计算。

6.1.7 参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92, 给出无粘结预应力受弯构件中无粘结筋的应力设计值计算方法。

6.2 正截面受拉承载力计算

6.2.1、6.2.2 本规程中给出了考虑次轴力影响的预应力正截面受拉构件承载力计算方法。在有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下, 本规程式 (6.2.1)、式 (6.2.2-1)、式 (6.2.2-2)、式 (6.2.2-3)、式 (6.2.2-4) 可分别简化为:

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p \quad (16)$$

$$Ne \leq f_y A'_s (h_0 - a'_s) + f_{py} A'_p (h_0 - a'_p) \quad (17)$$

$$Ne' \leq f_s A_s (h'_0 - a_s) + f_{py} A_p (h'_0 - a_p) \quad (18)$$

$$N \leq f_y A_s + f_{py} A_p - f'_y A'_s + (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \alpha_1 f_c b x \quad (19)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (20)$$

6.3 正截面受压承载力计算

6.3.1、6.3.2 本规程给出了考虑次轴力影响的预应力正截面受压构件承载力计算方法。在有可靠理论依据确认次轴力可以忽略的情况下，本规程中式(6.3.1)、式(6.3.2-1)、式(6.3.2-2)、式(6.3.2-5)可分别简化为：

$$N \leq 0.9 \varphi (f_c A + f'_y A'_s) \quad (21)$$

$$N \leq \alpha_1 f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p - \sigma_p A_p \quad (22)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - (\sigma'_{p0} - f'_{py}) A'_p (h_0 - a'_p) \quad (23)$$

$$Ne' \leq f_c b h \left(h'_0 - \frac{h}{2} \right) + f'_y A_s (h'_0 - a_s) - (\sigma_{p0} - f'_{py}) A_p (h'_0 - a_p) \quad (24)$$

6.4 斜截面承载力计算

6.4.1 考虑到高强混凝土的特点，引入随混凝土强度提高对受剪截面限制值降低的影响系数。规定受弯构件的截面限制条件，其目的首先是防止发生斜压破坏（或腹板压坏），其次是限制在使用阶段的斜裂缝宽度，同时也是斜截面受剪破坏的最大配箍率条件。

本规程给出了划分普通构件与薄腹构件截面限制条件的界限，以及两个截面限制条件的过渡方法。

6.4.2 本条所指的剪力设计值的计算截面，在一般情况下是较易发生斜截面破坏的位置，它与箍筋和弯起钢筋的布置有关。

6.4.3 预应力对构件的受剪承载力起有利作用，这主要是因为预压应力能阻滞斜裂缝的出现和发展，增加了混凝土剪压区高

度，从而提高了混凝土剪压区所承担的剪力。

预应力混凝土梁受剪承载力的提高主要与预应力的大小及其作用点的位置有关。预应力对梁受剪承载力的提高作用应给予限制。次剪力由次弯矩产生，当次弯矩较大时宜考虑次剪力的影响。

6.4.4 除垂直于构件轴线的箍筋外，弯起钢筋也可以作为构件的抗剪钢筋。本条给出了箍筋和弯起钢筋并用时，斜截面受剪承载力的计算公式。考虑到弯起钢筋与破坏斜截面相交位置的不定性，其应力可能达不到屈服强度，在公式中引入了弯起钢筋应力不均匀系数 0.8。

6.4.6 试验表明，箍筋能抑制斜裂缝的发展，在不配置箍筋的梁中，斜裂缝的突然形成可能导致脆性的斜拉破坏。因此，本规程规定当剪力设计值小于无腹筋梁的受剪承载力时，要求配置最小用量的箍筋，这些箍筋还能提高构件抵抗超载和承受变形所引起应力的能力。

6.4.7 受拉边倾斜的受弯构件，其受剪破坏的形态与等高度的受弯构件相似，但在受剪破坏时，其倾斜受拉钢筋的应力可能发挥得比较高，在受剪承载力值中占有相当的比例。

6.4.8 受弯构件斜截面的受弯承载力计算方法是在受拉区纵向受力钢筋达到屈服的前提下给出的。

6.5 局部承压及冲切计算

6.5.1 本条引自现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010，对配置间接钢筋的混凝土结构构件局部受压区截面尺寸规定了限制条件。

7 正常使用极限状态验算

7.2 预应力度验算

7.2.4 本规程规定对受弯构件采用消压弯矩与使用荷载短期组合作用下控制截面的弯矩之比 λ_0 为预应力度，并且建议桥梁 $\lambda_0 \geq 0.7$ ，建筑结构 $\lambda_0 \geq 0.5$ ，使卸载后裂缝有一定的闭合性能，提高了预应力构件的耐久性。

有些预应力建筑结构只需抵抗温度应力或只需控制裂缝挠度，并不需要太高预应力度，可不满足 $\lambda_0 \geq 0.5$ 。

7.3 应力验算

7.3.1、7.3.2 在正常使用极限状态下，预应力混凝土构件处于不开裂或微开裂状态。研究表明，该阶段构件仍符合截面保持平面和材料处于弹性状态的假定，因此，仍可采用材料力学公式进行计算。

对预应力混凝土受弯构件的斜截面混凝土主拉应力进行验算，是为了避免斜裂缝的出现，同时按裂缝等级不同予以区别对待；对混凝土主压应力的验算，是为了避免过大的压应力导致混凝土抗压强度过大的降低和裂缝过早的出现。

7.3.3、7.3.4 在第 7.3.3 条提供了混凝土主拉应力和主压应力的计算方法。在第 7.3.4 条提供了考虑集中荷载产生的混凝土竖向压应力及对剪应力分布影响的实用方法，这是依据弹性理论分析加以简化并经试验验证后给出的。

7.3.5 一般来说，当计算构件截面应力时，对于后张法预应力混凝土结构，在预应力筋管道内注水泥浆以前，采用被管道削弱的截面；在建立了预应力筋与混凝土间的粘结力后，则采用换算截面。在通常的配筋情况下，特别对翼缘较宽的 T 形截面梁，

毛截面、净截面和换算截面相差不大，为简化计算，在计算截面应力时可按毛截面计算。

7.3.6 先张法构件一般为简支构件，当先张法构件为超静定结构时，可参照后张法构件公式考虑预应力次内力引起的混凝土截面法向应力 σ_{p2} 。

7.3.7 对先张法预应力混凝土构件端部预应力传递长度范围内进行正截面、斜截面抗裂验算时，采用本条对预应力传递长度范围内有效预应力 σ_{pe} 按近似线性变化规律的假定，简化计算。

7.3.8 表 7.3.8 中不同钢筋的外形系数 α 是经对各类钢筋进行系统粘结锚固试验研究及可靠度分析得出的。

当采用骤然放松预应力筋的施工工艺时，其锚固长度起点应考虑端部受损的可能性，内移 $0.25l_{tr}$ 。

7.3.9 本条参照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 和《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 制订。

7.3.10 当预应力混凝土结构分节段连接，且接缝为竖向平缝时，对接缝要做混凝土摩擦验算，保证构件不发生剪切破坏。当接缝为企口接缝时可考虑混凝土摩擦与企口齿部分混凝土的素混凝土抗剪承载力。

7.4 变 形 验 算

7.4.1 混凝土受弯构件的挠度，主要取决于构件的刚度。规程假定在同号弯矩区段内的刚度相等，并取该区段内最大弯矩处所对应的刚度；对于允许出现裂缝的构件，它就是该区段内的最小刚度，这样做偏于安全。当支座截面刚度与跨中截面刚度之比在规程规定的范围内时，按等刚度计算构件挠度，其误差不大于 5%。

7.4.2 在受弯构件短期刚度 B_s 基础上，仅考虑荷载效应准永久组合的长期作用对挠度增大的影响。

7.4.3 对不出现裂缝的无粘结预应力混凝土构件的短期刚度和

长期刚度，均按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定进行计算。对使用阶段出现裂缝的无粘结预应力混凝土构件，仍沿用有粘结预应力混凝土构件的相关计算公式，其中参数 ω 根据无粘结预应力混凝土构件的受力特点，按现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 确定。

通过大量的试验和工程实践发现 HRB500 级钢筋是一种使用性能优良的高强钢筋，HRB500 级钢筋作为非预应力筋的部分预应力混凝土梁的受力性能和配有其他热轧钢筋的部分预应力混凝土梁相同，具有很好的受力性能，破坏形态为延性破坏。在试验梁破坏时，HRB500 级钢筋可以达到屈服，能够充分发挥 HRB500 级钢筋的高强度特性。配置 HRB500 级非预应力筋对梁的刚度、挠度、延性及耗能均有很好的改善。参照熊学玉教授在《建筑结构》发表学术论文，配置 HRB500 级高强非预应力筋的部分预应力混凝土受弯构件刚度分析研究结果，采用公式 7.4.3-5 计算配高强钢筋配筋下预应力混凝土梁的刚度公式中的 ω 。

7.4.5、7.4.6 本条规定参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010。预应力混凝土受弯构件在使用阶段的反拱计算中，短期反拱值的计算以及考虑预加力长期作用对反拱增大的影响系数取为 2.0。由于它未能反映混凝土收缩、徐变损失以及配筋率等因素的影响，因此，对长期反拱值，如有专门的试验分析或根据收缩、徐变理论进行计算分析，可不遵守条文的规定。

7.4.8 本条参照现行国家标准、行业标准《混凝土结构设计规范》GB 50010，《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 和《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 制定。

7.5 裂缝控制验算

7.5.1~7.5.3 本规程将裂缝控制等级划分为一级、二级Ⅰ类、二级Ⅱ类和三级，设计人员需根据具体情况选用不同的裂缝控制

等级。预应力混凝土构件裂缝控制等级的划分是根据结构的功能要求、环境类别和荷载作用的时间等因素来考虑的。考虑到现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 裂缝控制等级的划分较严，且从二级（一般要求不出现裂缝）到三级（允许出现裂缝 0.2mm）跨越梯度较大，将二级分为二级Ⅰ类和二级Ⅱ类。对裂缝控制做适当的放松，有利于预应力混凝土结构的抗震延性设计和预应力技术的推广应用，这也是基于多年的工程实践和试验研究得出的结论。本条的制定也参考了国内外有关规范的规定。

已在试验中验证，由于缓粘结预应力筋内部钢绞线外涂缓粘结材料和设置外包护套，钢绞线较难受到侵蚀。在缓粘结预应力筋护套不受损的情况下，整根缓粘结预应力筋仅在锚固区有部分钢绞线外露。由于缓粘结材料固化后，整根缓粘结预应力筋可与混凝土形成可靠粘结，锚固区对整根构件在使用阶段的性能影响较小。鉴于以上原因，缓粘结预应力混凝土结构构件受环境影响的主要部分为普通钢筋，故构件的裂缝控制等级与普通混凝土结构相近。

7.5.4 本条参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给出了预应力混凝土构件的最大裂缝计算宽度公式。

7.5.5 本条参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给出了考虑次弯矩、次轴力的纵向钢筋等效应力计算公式。对于连续梁构件可以去掉次轴力，简支梁可以去掉次轴力、次弯矩来计算。

8 装配式预应力混凝土水平叠合构件设计

8.1 一般规定

8.1.1 叠合式受弯构件主要用于装配整体式结构。按照施工和受力特点的不同,可分为在施工阶段加设可靠支撑的叠合式受弯构件(亦称“一阶段受力叠合构件”)和在施工阶段不设支撑的叠合式受弯构件(亦称“二阶段受力叠合构件”)两类。

一阶段受力叠合构件除应按叠合式受弯构件进行斜截面受剪承载力和叠合面受剪承载力计算并使其叠合面符合本章构造要求外,其余设计内容与一般受弯构件相同。二阶段受力叠合构件则应按本规程的规定进行设计。

8.1.2 本条给出“二阶段受力叠合构件”在叠合层混凝土达到设计强度前的第一阶段和达到设计强度后的第二阶段所应考虑荷载。在第二阶段,因为叠合层混凝土达到设计强度后仍可能存在施工活荷载,且其产生的荷载效应可能大于使用阶段可变荷载产生的荷载效应,故应按这两种荷载效应中的较大值进行设计。

后张预应力叠合构件是指在预制构件或预制预应力构件上浇筑叠合层混凝土,然后再张拉预应力筋,该预应力筋可以是无粘结预应力筋、有粘结预应力筋或缓粘结预应力筋。叠合梁的预应力筋分步张拉既可以满足不同时期构件承载力的要求,同时又可以避免施工阶段预制预应力构件由于过多施加预应力造成的预制构件反拱过大或上表面开裂破坏。后张预应力筋可以增强构件连接节点强度和结构的整体性。后张拉预应力筋在超静定结构中的预应力效应为综合内力 M_r 、 V_r 及 N_r ,包括预应力产生的次弯矩、次剪力和次轴力。

8.2 预应力叠合构件承载力计算

8.2.1 本条给出预制预应力构件和叠合构件的正截面受弯承载力计算方法。当预制预应力构件高度与叠合构件高度之比 h_1/h 较小时, 预制预应力构件正截面受弯承载力计算中可能出现 $\xi > \xi_b$ 的情况, 此时纵向受拉钢筋的 f_y 、 f_{py} 应用 σ_s 、 σ_p 代替。 σ_s 、 σ_p 应按本规程中普通预应力构件的相应规定计算, 也可取 $\xi = \xi_b$ 进行计算。

后张预应力叠合受弯构件, 当后张预应力筋是有粘结预应力筋时, 无论预制构件是普通混凝土构件还是先张法预应力混凝土构件, 均按有粘结预应力混凝土构件设计; 当预制构件是普通混凝土构件, 后张预应力筋是无粘结预应力筋时, 按无粘结预应力混凝土构件设计; 当预制构件是先张法预应力混凝土构件, 后张预应力筋是无粘结预应力筋时, 按有粘结无粘结混合配置预应力混凝土构件设计。

根据现行国家标准《工程结构可靠性设计统一标准》GB 50153 的有关规定, 当进行预应力混凝土构件承载能力极限状态及正常极限状态的荷载组合时, 应计算预应力作用效应并参与组合, 对后张预应力叠合混凝土超静定结构, 预应力效应为综合内力 M_r 、 V_r 及 N_r , 包括预应力产生的次弯矩、次剪力和次轴力。在承载能力极限状态下, 预应力作用分项系数应按预应力作用的不利或不利分别取 1.0 或 1.2。在正常使用极限状态下, 预应力作用分项系数通常取 1.0。当按承载力极限状态计算时, 预应力筋超出有效预应力值达到强度设计值之间的应力增量仍为结构抗力部分, 仅次内力应参与荷载效应组合和设计计算。

8.2.2 由于二阶段受力叠合梁的斜截面受剪承载力试验研究尚不充分, 本规程规定叠合梁斜截面受剪承载力仍按普通钢筋混凝土梁受剪承载力公式计算。在预应力混凝土叠合梁中, 因预应力效应只影响预制构件, 故在斜截面受剪承载力计算中暂不考虑预应力的有利影响。在受剪承载力计算中, 混凝土强度偏安全地取

预制梁与叠合层中的较低者；同时，受剪承载力应不小于预制梁的受剪承载力。

8.2.3 叠合构件叠合面有可能先于斜截面达到其受剪承载能力极限状态。叠合面受剪承载力计算公式是以剪摩擦传力模型为基础，根据叠合构件试验结果和剪摩擦试件试验结果给出的。叠合式受弯构件的箍筋应按斜截面受剪承载力计算和叠合面受剪承载力计算得出的较大值配置。

不配筋叠合面的受剪承载力离散性较大，故本规程用于这类叠合面的受剪承载力计算公式暂不与混凝土强度等级挂钩，这与国内外规范的处理手法类似。

8.3 预应力叠合构件正常使用极限状态验算

8.3.1、8.3.2 考虑到叠合式受弯构件施工阶段和使用阶段的不同受力状态，规定应分别对预制构件和叠合构件进行抗裂验算，要求其抗裂验算边缘的混凝土应力不大于预制构件的混凝土抗拉强度标准值。由于预制构件和叠合层可能选用强度等级不同的混凝土，故在正截面抗裂验算和斜截面抗裂验算中应按折算截面确定叠合后构件的弹性抵抗矩、惯性矩和面积矩。

8.3.3 叠合式受弯构件的挠度应采用式（8.3.3-1）给出的考虑了二阶段受力特征的当量刚度、按荷载效应标准组合并考虑荷载长期作用影响的方法进行计算。当量刚度 B 的公式是在假定荷载对挠度的长期影响均发生在受力第二阶段的前提下，根据第一阶段和第二阶段的弯矩曲率关系导出的。

8.3.4~8.3.6 对要求不出现裂缝的预应力混凝土二阶段受力叠合式受弯构件，第二阶段短期刚度公式中的系数 0.7 是根据试验结果确定的。条文中给出了负弯矩区段内的第二阶段短期刚度以及使用阶段预应力反拱值的计算原则。

8.4 预应力叠合构件构造要求

8.4.1、8.4.2 叠合式受弯构件的叠合面受剪承载力是通过叠合

面的骨料咬合效应和穿过叠合面的箍筋在叠合面产生滑动后对叠合面形成的张紧力来保证的。为此，要求预制构件上表面混凝土振捣后不经抹平而形成自然粗糙面，且应选择合适的骨料粒径，以满足本条规定的凹凸程度。在配有横向钢筋的叠合面处，应通过箍筋伸入叠合层的长度以及叠合层混凝土的必要厚度和强度等级保证箍筋有效地锚固在叠合层混凝土内。

9 超长结构的预应力设计

9.1 一般规定

9.1.1

1 当钢筋混凝土结构单体长度大于表 11 规定时称为超长结构。

表 11 钢筋混凝土结构单体最大长度 (m)

结构类别		室内或土中	露天
排架结构	装配式	100	70
框架结构	装配式	75	50
	现浇式	55	35
剪力墙结构	装配式	65	40
	现浇式	45	30
挡土墙、地下室墙壁等结构	装配式	40	30
	现浇式	30	20

本表引用了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中对结构伸缩缝最大间距的规定，将超出该规定的结构定义为超长结构。然而不同国家、不同研究者对于设缝的规定一直存在分歧，甚至相互矛盾。《混凝土施工的留缝》ACI 224. 3R-95 列举了部分规定，见表 12。

表 12 伸缩缝间距

作者	间距
Lewerenz (1907)	墙体 75 英尺 (23m)
Hunter (1953)	墙体和有隔热措施的屋面 80 英尺 (25m)， 无隔热措施的屋面 30 英尺~40 英尺 (9m~12m)

续表 12

作者	间距
Billig (1960)	结构最大无缝长度 100 英尺 (30m)。建议在结构平面和立面突变处设缝, 以避免应力集中
Wood (1981)	墙体 100 英尺~120 英尺 (30m~35m)
Indian Standards Institution (1964)	结构最大无缝长度 45m (148 英尺)
PCA (1982)	结构最大无缝长度 200 英尺 (60m)
ACI 350R-83	部分浸水的卫生设施结构 120 英尺 (36m), 当结构无水时间距应更小

鉴于结构设缝规定尚不统一, 简单地规定一确定值往往只适用于某些特定环境和结构类型, 因此本规程中引入了广义超长结构的定义。

2 当钢筋混凝土结构单体长度小于规范规定, 由于结构约束较强, 荷载和混凝土收缩、徐变、温差等间接作用下, 构件受力大于设计限值, 该结构视为广义超长结构。本规程中从结构“超长”的本质出发, 提出以计算结果确定结构是否属广义超长结构。计算方法宜选用可合理考虑上述因素的有限元分析方法。

9.1.3 超长结构一般来说一排柱子的数量较多, 侧向刚度较大, 轴向预应力被“吃掉”的比例较大, 特别设计矮胖框架时必须考虑侧向刚度的影响。另外现浇板对轴向预应力的扩散作用引起梁中预应力的减少也不能低估。实际工程中宜采取施工措施减小这些因素的影响。

9.1.4 不同的施工方案对有效预应力有比较大的影响。例如整体张拉与分段张拉、先后张拉顺序、张拉时间不同时结构构件的预应力均有很大差别。因此设计时应按照确定的施工方案进行计算, 方能取得预期的预应力效果。

9.1.5 采用预应力仅是解决超长结构的一种手段, 还必须采取加强养护、设置必要的施工后浇带、分段施工等辅助措施方能防

止混凝土开裂。

预应力超长结构在投入使用后其环境温度相对比较稳定，为减小施工阶段环境温度剧烈变化的不利影响，主体结构施工后应及时封闭外围护结构。

后浇带的设置位置应综合考虑减少竖向构件的侧向约束影响，尽量将强约束构件布置在每个结构段的中心附近。

对于预应力超长结构的混凝土，宜控制水泥用量并采用低收缩混凝土。建筑地基用混凝土可利用 $60d$ 或 $90d$ 强度进行配合比设计。经验表明，预应力超长结构的保温保湿养护对控制开裂非常重要，一般保湿养护时间不宜小于 $14d$ 。

9.2 超长结构计算原则

9.2.1 超长结构的收缩、徐变和温度作用的效应占总效应的比重较大，有时会成为控制效应，因此设计中必须考虑。尽管混凝土的早期收缩可通过施工措施解决，但后期收缩及温度的影响仍不能忽视。

9.2.2 根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中第 9.1.3 条的条文说明，混凝土材料的徐变和收缩效应，可根据经验将其等效为温度作用。

全国各城市基本气温值可参见现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009。由于混凝土是弹塑性材料，收缩和季节性温差等因素导致的结构内力会由于混凝土的徐变作用得到部分的释放，在结构分析中可以采用折减混凝土弹性模量的方法，也可以直接对计算温差进行折减。

建立结构计算模型时，应考虑后浇带留设对混凝土早期收缩的释放效果。但是，当梁板普通钢筋在后浇带位置未进行断开处理而配筋率又较大时，应考虑连通钢筋对两侧楼盖的约束作用。

对结构的温度收缩应力进行单独的计算，然后根据所计算的温度收缩拉应力结果，进行预应力筋的配置。按下面流程进行：

1 确定楼面结构布置方案、混凝土强度等级。

- 2 计算温度和收缩荷载。
- 3 计算平衡温度、收缩产生的内力所需要的预应力筋数量、类型及布置。
- 4 在模型中初步布置梁、板预应力筋进行内力计算。
- 5 正常使用极限状态及承载力极限状态计算。
- 6 出施工图。

9.2.3 进行温度计算并适当降低构件的刚度。可取全截面刚度的 0.2 倍~0.4 倍来考虑构件开裂后刚度下降的影响。

9.2.4 提出有利于避免超长结构平面应力集中的建筑布置要求。结构立面布置宜规则，可适当提高底层层高以降低约束效应。结构刚度分布宜均匀、连续，核心筒、剪力墙等抗侧刚度较大构件宜避免布置在结构角部大洞口。结构立面布置宜规则。

9.2.5 本条参照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中的计算方法，将混凝土的收缩应变折算成当量温差，加上季节温差对结构进行整体计算。现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》SL 191 规定，初估混凝土干缩变形时可将其影响折算为 $10^{\circ}\text{C}\sim 15^{\circ}\text{C}$ 的温降。现行行业标准《铁路桥涵设计基本规范》TB 10002.1 规定，混凝土收缩的影响可按降低温度的方法来计算，对整体浇筑的混凝土和钢筋混凝土结构分别相当于降低温度 20°C 和 15°C 。

9.2.6、9.2.7 根据试验分析、理论研究和数值模拟，年温差作用下，结构温度变化幅值与气温变化幅值基本相等，相位无滞后，建筑的构造做法对此无显著影响。日温差对混凝土结构的力学作用不显著。

9.2.8 混凝土结构的合拢温度一般可取后浇带封闭时的月平均气温。结构设计时，往往不能准确确定施工工期，因此，结构合拢温度通常是一个区间值。这个区间值应包括施工可能出现的合拢温度，即应考虑施工的可行性。参照国外有关规范并考虑基本气温定义差别，当无法确定初始温度时，可根据不同的结构工况近似取 $T_{0,\min}=0.7T_{\min}+0.3T_{\max}$ ， $T_{0,\max}=0.3T_{\min}+0.7T_{\max}$ 。

9.2.10 根据以往工程经验,折减系数可取为 0.3~0.5。

9.2.11 将温度作用及混凝土的收缩徐变作用效应与恒载、活载效应组合。同时,考虑到温度及徐变效应的不稳定性,将其看作是活荷载的一部分。设计流程如下:

- 1 确定楼面结构布置方案、混凝土强度等级。
- 2 计算温度和收缩荷载。
- 3 计算恒载和活载,进行内力组合。
- 4 计算承受荷载所需的普通钢筋和预应力筋。
- 5 正常使用极限状态及承载力极限状态计算。
- 6 出施工图。

9.2.12 参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009,温度作用的组合值系数、频遇值系数和准永久值系数可分别取 0.6、0.5 和 0.4。

1 正常使用极限状态下,梁、板等楼(屋)盖水平构件未开裂或裂缝宽度受严格限制时,受力接近弹性状态,因此超长结构设计中考虑间接作用参与该阶段的裂缝控制验算。承载能力极限状态下,梁、板的主要受力破坏模式为正截面受弯或斜截面受剪,间接作用产生的主要为轴向拉压力,组合后对设计配筋影响较小;同时该阶段构件开裂后将有显著的刚度和应力降低,因此间接作用荷载不参与组合,以此提高设计合理性。

2 柱、墙等竖向抗侧力构件在轴压比符合规定的情况下不进行裂缝控制验算。以往工程经验表明,对超长结构的底层边柱、端墙,承载能力极限状态下残余的间接作用荷载效应(剪力、弯矩)仍可能成为其设计的控制因素,因此规定竖向抗侧力构件承载能力极限状态设计中需考虑间接作用。

依上述两条进行超长结构设计也符合承载能力极限状态“强柱弱梁”的设计原则。

9.2.17 一般建筑结构中楼板构件厚度较小,在受到温度、收缩应力时易出现裂缝,影响使用性能。采用双层双向连续布置楼板钢筋的形式,可以利用受力筋起到抵御温度、收缩应力的一定作

用。大量工程经验表明，超长结构楼板的拉应力超限现象普遍，一些情况下甚至大大超出混凝土受拉强度，此时除适当加强贯通的普通钢筋配筋量外，沿板厚方向中部均匀水平布置无粘结筋建立预压应力可以有效抵御混凝土拉应力。

9.3 超长结构线型布置方法

9.3.1 通过预应力筋的有效连接及合适的张拉锚固节点，并避免预应力筋在交叉处相交以保证实施的可靠性。

9.3.2 对于超长框架梁不宜采用折线形预应力筋线型，一方面是因为较多的折角使预应力筋穿束施工困难，另一方面，中间跨跨中处的累积摩擦损失比较大。

9.3.3 端跨跨度较小时，抛物线的切角比较大，摩擦损失会比较大。如果张拉端的线形比较陡，一方面端跨的摩擦损失比较大，累积到锚固端的摩擦损失将偏大；另一方面，预应力筋锚固回缩时，因为正反摩擦斜率基本相同，锚固损失将集中在张拉端附近，使张拉端有效预应力偏低。

9.3.5 设无粘结预应力筋主要是考虑如果全长采用较多数量的有粘结预应力筋经济性不好，而且会造成靠边跨部分预应力度过高，而中间跨则抗裂不足。

9.3.6 可减少摩阻损失的施工措施有：（a）选用大一号的波纹管，并加大波纹管的厚度；（b）在混凝土浇筑后及时用倒链来回抽动钢绞线，防止钢绞线与可能渗入的水泥浆粘结在一起；（c）适当加密孔道支架钢筋的间距，且在施工中严格控制预应力束的水平与竖向偏差；（d）采取超张拉回松技术以提高跨中的有效预应力等。

9.3.7 楼（屋）盖平面内，预应力效应宜连续，以避免局部施加预应力引起非预应力段的开裂。在施工过程中，应根据结构特点，结合后浇带的布置、工期安排等因素合理施加预应力。当结构平面上布置了温度后浇带时，预应力筋一般分两个阶段进行张拉，在混凝土达到设计要求的张拉强度后，张拉不跨过后浇带的

预应力筋，对临时断开的各结构段楼盖施加预应力；各结构段间可采用预应力短筋搭接、连接器等方式连接，在后浇带封闭且混凝土强度达到张拉强度后，张拉跨过后浇带的预应力筋。预应力筋在后浇带处的常用连接构造如图 9.4.4 所示。分段施加预应力有利于提高楼屋盖平面内的有效压力，有利于减少结构端部竖向构件的侧移。

施加预应力引起的压力从锚具扩散至楼盖全截面，锚具前混凝土受压，引起锚具后混凝土受拉，应采取配置构造钢筋等措施防止锚具后部混凝土受拉开裂。

9.4 超长结构构造措施

9.4.1 规定后浇带间距不宜大于 60m，是基于以下两个原因：一是考虑预应力筋长度过长时，预应力损失较大；二是过长的楼盖在张拉预应力筋产生弹性压缩时受到的侧向约束较大，同时对结构段的边柱（墙）不利。

9.4.2 混凝土的收缩是其材料属性中较为复杂的一个方面，受环境条件和混凝土配合比构成等方面影响较深，具有相当大的不确定性。本条中考虑到早期收缩占混凝土总体收缩量的大部分，给出了后浇带 60d，施工缝 21d 的建议时间。该建议本身偏安全，在有条件根据施工实际使用的混凝土和现场环境条件对收缩做出更精确的预测时，可放宽限制。在施工工期不允许长时间设缝的情况下，可根据工程总体进度要求在适当时间封缝，但需采取其他手段有效地抑制或抵消混凝土收缩应力。

9.4.3 后浇带的宽度应考虑两边预应力筋张拉的操作空间。

9.4.5 由于超长预应力结构预应力筋一般较多，故宜采用分段锚固的方式，锚固位置的选择应避开弯矩较大的部位，并且应避免由于预应力筋径向力引起的混凝土剪切破坏。

9.4.6 一般来说，混凝土强度等级愈高，其收缩变形愈大，故在满足抗裂要求的前提下，混凝土强度等级不宜过高。此外，封闭后浇带的混凝土的外加剂可选用膨胀率不大但后期收缩小的产

品，如无收缩混凝土等。

9.4.8 后浇带的预留孔暴露约 2 个月的时间，为保证孔道完整，对后浇带内的预留孔道宜采用镀锌波纹管并适当增加管道钢带的厚度以增强波纹管抵抗破坏的能力。受到轻微损害的波纹管应采用防水胶带缠绕修补。

9.4.11 混凝土收缩、温度变化和施加预应力会导致楼盖长度发生变化，进而导致竖向构件产生层间侧移和附加弯矩，尤其是结构外围竖向构件，可采取措施释放应力。

10 城市道路桥梁预应力混凝土结构

10.1 一般规定

10.1.1 承载能力极限状态包括构件和连接件的强度破坏、结构或构件丧失稳定性及结构倾覆。正常使用极限状态包括影响结构、构件正常使用的开裂、变形。

10.1.2 分别针对装配式结构和现浇式结构的跨径限值，根据标准化跨径在原规范基础进行了适当细化。

10.1.3 混凝土结构的耐久性在很大程度上取决于施工质量和结构使用过程中的正确维护与例行检测。

10.1.4 全预应力混凝土构件，在作用频遇组合作用下，构件任何截面的受拉边缘不允许出现拉应力，因此需要保持较大的预应力度。部分预应力混凝土构件，意味着在作用频遇组合作用下控制截面受拉边缘已出现拉应力或裂缝，与全预应力构件比较，此时的预应力度有所降低。预应力的降低，表示预应力筋可以少用，这是设计部分预应力构件的目的之一。部分预应力的 A 类构件，其控制截面受拉边缘的拉应力受到限制；拉应力大于限值直到出现裂缝的构件均属于部分预应力 B 类构件。

部分预应力不但改善了构件预压区的受力状况，节省了预应力钢材甚至降低构件高度，而且避免了梁出现过太反拱，尤其跨径较小而活载较大的桥梁，更能受到好处。部分预应力即使是允许开裂的 B 类构件，在桥梁使用期内的大部时间，其裂缝是闭合的。只有荷载达到设计最大值的短时间内构件才可能开裂，部分预应力构件必须进行混合配筋，一般预应力筋设置在非预应力筋里面，只要设计合理，预应力筋不致因裂缝遭受腐蚀。

10.1.5 本条列出了由预加力引起的混凝土法向应力的计算公式。

1 先张法构件只用于简支结构，所以预加力的压力线与预应力筋的重心线是重合的，计算截面混凝土应力可以用一般偏心受压构件的公式。

2 后张法体内预应力混凝土构件，当为简支梁时，仍可参照先张法构件采用偏心受压构件的公式；当为连续梁等超静定结构时，由于预加力对超静定梁引起的结构变形受到支座的约束，将产生支座次反力，次反力又引起次弯矩，使得沿梁长各个截面内混凝土应力的分布重心（预加力的压力线）与预应力筋的中心线不在同一平面上，如果仍用偏心受压构件的公式计算混凝土应力，则应采用混凝土压力中心对净截面重心轴的偏心距，而不是采用预应力筋中心线对净截面重心轴的偏心距。因此，后张法体内预应力混凝土连续梁等超静定结构，不但要考虑次弯矩的作用，而且要单独计算混凝土的法向应力。

3 后张法体内和体外混合预应力混凝土构件，参照后张法体内预应力混凝土构件，计算由预加力引起的混凝土法向应力。

10.2 构造规定

10.2.1 根据对我国混凝土结构耐久性的调研和分析，参考现行行业标准《公路工程混凝土结构耐久性设计细则》JTG/T 3310以及国内外相应规范、标准的有关规定，对混凝土保护层厚度进行了调整：

1 混凝土保护层厚度不小于钢筋直径，是为了保证握裹层混凝土对钢筋的锚固。

2 从混凝土碳化、脱钝和钢筋锈蚀的耐久性角度考虑，不再以纵向受力钢筋的外缘计算混凝土保护层的最小厚度，改为以最外侧钢筋（纵向受力钢筋、箍筋、分布钢筋）的外缘计算。

3 根据对环境类别的划分，按照构件类别和设计使用年限，规定了混凝土保护层厚度的要求。

10.2.2 预应力梁的梁端锚头集中，应力复杂，故要求加密箍筋。T形截面梁的马蹄内，预应力筋密集，张拉时相当于受压构

件，故马蹄内应另设箍筋。在梁支座中心附近，剪力较大且锚固区有拉应力，故箍筋应加密。

预应力混凝土梁的端部在张拉与成桥各阶段的受力十分复杂，其箍筋直径和间距，除了应同时满足斜截面抗剪承载力验算和锚下劈裂力配筋验算的规定外，本条还规定在梁端 1 倍梁高范围内，箍筋间距不应大于 120mm。现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 规定梁端箍筋的间距不应大于 100mm，此次将箍筋间距增大 20mm，主要是考虑到梁端钢筋一般比较密集，结合工程实践，适当增大箍筋间距，有利于混凝土的浇筑振捣密实。

10.2.4 光面剪力钢丝与混凝土粘结力较差，据建筑科学院试验资料，构件的破坏均由于钢丝滑移而引起，钢丝强度未发挥，配以直径 5mm、标准强度 1100MPa 的光圆钢丝受弯构件，破坏弯矩仅及设计值的 40%～50%；配以直径 3mm、标准强度 1600MPa 的光圆钢丝受弯构件，破坏弯矩为设计值的 90%，所以光圆钢丝应采用压痕措施加强粘结力。

10.2.6 为了使预应力筋放松时引起的冲击不致破坏端部混凝土，钢筋端部周围混凝土应局部加强。

10.2.7 现有锚具基本采用带喇叭管的锚垫板，因此取消了垫板厚度要求的规定。

10.2.8 曲线形预应力筋，如曲线半径过小，张拉时会引起较大的管道摩擦力及径向压力。对于特殊的管道和预应力筋，如斜拉桥桥塔内围箍用的半圆形预应力筋，其半径在 1.5mm 左右，由于采用特殊措施，可以不受此限。

10.2.9 补充了预应力筋的最小切线长度。由于构造和受力要求，钢丝束、钢绞线束采用夹片式锚具时，不允许钢束的曲线部分进入锚固区段，即要求锚下钢束应具有一定的直线段长度。

10.2.12 预应力筋在梁内布置应避免急剧增减，以免在同一截面内设锚过多而削弱截面，同时也避免由于预应力突变在腹板内引起过大的剪应力或主拉应力的变化。

在连续梁的 $1/4 \sim 1/3$ 跨径区段，活载作用下正负弯矩交替出现。顶推连续梁施工顶推阶段，大部分截面交替出现正负弯矩。在上述情况下，预应力筋宜分散布置于梁的腹板上下及其相邻翼缘上，使正负弯矩都有预应力筋承受。

在连续梁中间支撑处，反力集中，应力状态复杂。支点反力在梁腹板底部引起纵向水平拉应力。所以在中间支点附近梁腹板内及其下方的翼缘内应布置顺桥向非预应力筋。

10.2.13 在预压力作用下，锚具周围混凝土表层有拉应力；锚下的扩散角范围内混凝土受压力，但在此范围内沿传力方向还有一个枣核形的拉力区。这说明锚具周围表层及锚下混凝土内应力复杂，所以在构件受拉区不宜设置锚具，而宜设于截面重心处或受压区。

10.2.14 节段预制拼装桥梁在越江跨海通道和城市桥梁中广泛应用，体现出综合效益好的特点，符合现代桥梁工厂化、大型化、机械化、标准化的发展趋势。根据已建节段预制拼装桥梁的结构特点，规定本条的构造要求。

10.2.15 后张预应力构件的端部锚固区，应在相应区域配置受拉钢筋，以抵抗劈裂力、剥裂力以及边缘纵向拉力。

10.2.17 参照已建节段预制拼装桥梁的工程经验制定。体外预应力筋在锚固位置、转向构造、定位构造和减震装置之间的自由长度取用 8m 以上长度时应根据计算确定，并应考虑对结构受力的影响。体外预应力筋进入锚固构造后宜适当转向，避免预应力筋应力波动直接传递至锚具夹片。

11 预应力混凝土结构主要构造规定

11.1 一般规定

11.1.1 根据预应力混凝土结构构件在建筑结构体系中的重要性来选择预应力筋的粘结形式。由于无粘结预应力筋的预应力混凝土构件裂缝开展较集中且裂缝宽度较大，极限状态破坏模式有一定的突发性，所以结构体系重要受力部位以及对耐久性要求较高的构件尽量不采用无粘结预应力筋，采用有粘结或缓粘结预应力筋。楼板及次梁可以优先考虑采用无粘结预应力筋减少施工工序来加快工程进度以及减少工程造价。

11.1.2 对于预应力混凝土梁最小箍筋配置的限制，是为了避免预应力构件在受弯破坏前发生剪切破坏，降低预应力混凝土构件的承载能力。

11.1.3 保护层厚度的规定是为了满足结构构件的耐久性要求和对受力钢筋有效锚固的要求。考虑耐久性要求，本条对处于环境类别为一、二、三类的混凝土结构规定了保护层最小厚度。表中保护层厚度的数值是参考我国的工程经验以及耐久性要求规定的。

11.1.4 预应力混凝土结构的防火能力与混凝土骨料的种类、结构的厚度、钢筋保护层厚度及热膨胀程度有关。对于预应力混凝土结构而言，混凝土保护层是很好的隔热材料，它可有效地保护结构中的预应力筋不被明火灼烧。但发生火灾时结构的温度会升高，混凝土结构中的预应力筋的温度也会因保护层的厚度不同达到不同的值。由于在不同的建筑中对预应力混凝土结构有不一样的耐火极限要求，因此在设计时应根据不同的耐火极限要求确定混凝土结构的保护层厚度。工程设计中预应力楼、屋面板中使用的大多是无粘接预应力筋，在框架梁中使用的有无粘结及有粘结

预应力筋两种，按结构的耐火极限来确定混凝土保护层厚度时，混凝土保护层厚度都取同样值。

11.2 先张法构件

11.2.1 基本锚固长度 l_{ab} 取决于钢筋强度 f_y 及混凝土抗拉强度 f_t ，并与钢筋外形有关，外形影响反映于外形系数 α 中。式 (11.2.1) 为计算锚固长度的通式，其中分母项反映了混凝土的粘结锚固强度的影响，用混凝土的抗拉强度表示；但混凝土强度等级大于 C60 时，仍按 C60 考虑，以控制高强混凝土中锚固长度不致过短。

11.2.2 当先张法预应力构件中的预应力钢丝采用单根配置有困难时，可采用并筋的配筋形式。并筋为国外混凝土结构中常见的配筋形式，一般用于解决配筋密集区域布筋困难的情况。并筋对锚固及预应力传递性能的影响由等效直径反映。并筋的等效直径取与其截面积相等的圆截面的直径：对双并筋为 $\sqrt{2}d$ ；对三并筋为 $\sqrt{3}d$ ，其中 d 为单根钢丝的直径；取整后近似为 1.41 倍及 1.73 倍单根钢丝直径，即 $1.41d$ 及 $1.73d$ 。并筋的保护层厚度、钢筋间距、锚固长度、预应力传递长度、挠度和裂缝宽度验算均按等效直径考虑。

根据我国的工程实践，预应力钢丝并筋不宜大于 3 根。对预应力螺纹钢筋及钢绞线因工程经验不多，需并筋时应采取可靠的措施，如加配螺旋筋或采用缓慢放张预应力的工艺等。

11.2.3 先张法预应力筋的净间距应根据浇筑混凝土、施加预应力及预应力筋锚固等要求确定。根据先张法预应力筋的锚固及预应力传递性能，提出了配筋净间距的要求，其数值是根据试验研究及工程经验确定的。

11.2.4 先张法预应力传递长度范围内局部挤压造成的环向拉应力容易导致构件端部混凝土出现劈裂裂缝。因此端部应采取构造措施，以保证自锚端的局部承载力。本条单根预应力筋包括单根

钢绞线或单根并筋束，所提出的措施为长期工程经验和试验研究结果的总结。

11.2.5、11.2.6 为防止预应力构件端部及预拉区的裂缝，对各种先张法预制构件（肋形板、屋面梁、吊车梁等）提出了配置防裂钢筋的措施。

11.3 后张法构件

11.3.2 如果端部锚具过分集中于几个区，则在各区之间可能产生水平的裂缝。为防止施加预应力时在构件端部截面产生纵向水平裂缝，可以在靠近支座的部分将一部分预应力筋弯起使预应力筋能够均匀布置。同时，可将锚固区段内的构件截面加宽，并设置沿梁高方向的焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他构造钢筋。

11.3.4 为防止后张法预应力构件在施工阶段受力后发生沿孔道裂缝和破坏，对后张预制构件及框架梁等提出了相应构造措施。规定了后张预应力筋配置及孔道布置的要求。由于对预制构件预应力筋孔道间距的控制比现浇结构构件更容易，且混凝土浇筑质量更容易保证，故对预制构件预应力筋孔道间距的规定比现浇结构构件的小。要求孔道的竖向净间距不应小于孔道直径，主要考虑曲线孔道张拉预应力筋时出现的局部挤压应力不致造成孔道间混凝土的剪切破坏。而对三级裂缝控制等级的梁提出更厚的保护层厚度要求，主要是考虑其裂缝状态下的耐久性。预留孔道的截面积宜为穿入预应力筋截面积的 3.0 倍～4.0 倍，是根据工程经验提出的。有关预应力孔道的并列贴紧布置，是为方便截面较小的梁类构件的预应力筋配置。

11.3.5 预应力筋曲线布置时，会产生因弯曲引起的局部应力和管道摩阻力。为了减少这种局部应力和管道摩阻力，规定了最小曲线预应力筋的曲率半径。

11.3.8 后张法预应力混凝土构件端部锚固区和构件端面中部在施工张拉后常会出现纵向水平裂缝。为了控制这些裂缝的开展，在试验研究的基础上，在条文中作出了加强配筋的具体规定。

11.3.10 加腋处设防崩钢筋的工程实例图见图 2。

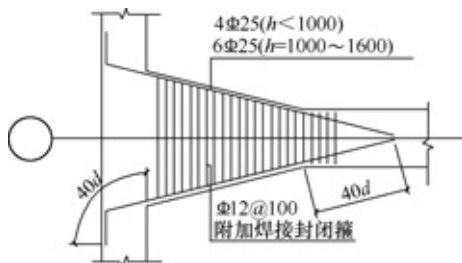


图 2 加腋处设防崩钢筋工程实例

11.3.11 梁体内部或梁的纵向边缘上设置锚具时，在锚具前面即传力方向一边的截面上出现压应力，而在锚具后面接近设置锚具的边缘，将出现纵向拉应力。因此，当预应力筋需要在梁中间锚固时，应将锚具设在梁截面重心轴附近（对高度较大的梁），或截面受压区或受压较大区，以防止锚具后面混凝土开裂。

11.3.14 箱形梁顶板与腹板相交处应设置承托，这是因为桥面板直接承受活荷载，加承托可以改善顶板的受力状态，同时也可增加箱形截面的抗扭能力。在底板内无预应力主筋区段，在顺桥向和横桥向均要配置最小含钢率的构造钢筋，以避免造成素混凝土区。

11.3.15 本条参考日本预应力混凝土设计施工规范及美国 AASHTO 规范提供了配置 U 形插筋用量的计算方法及构造措施，用以抵抗崩裂径向力。

11.4 无粘结预应力构件

11.4.5 梁中集束布置预应力筋应慎用群锚。分散张拉能保证张拉效果，提高构件安全性。

12 预应力混凝土结构施工

12.1 一般规定

12.1.1 《建筑业企业资质管理规定和资质标准实施意见》中做出如下说明：对于原《建筑业企业资质等级标准》（建〔2001〕82号，以下简称原标准）中被取消的预应力工程等7个专业承包资质，在相应专业工程承发包过程中，不再作资质要求。预应力工程施工专业性强，施工用材料性能、工艺流程和现场操作要求严格，施工总承包企业进行专业工程分包时，应将上述专业工程分包给具有一定技术实力和管理能力且取得公司法人《营业执照》的企业。

12.1.2 预应力施工是一项专业性强、技术含量高、操作要求严的特种作业，故应由具有预应力专业施工技术实力的单位承担。预应力混凝土结构施工前，专业施工单位应根据设计图纸与现场施工条件，编制预应力施工方案。当设计图纸深度达不到施工要求时，预应力施工单位应予以深化和完善，并经设计单位审核后实施。

12.1.3 对预应力工程深化设计提出具体要求，包括预应力筋线型定位和图表，预应力筋明锚或暗锚构造图，梁、柱节点处非预应力筋和预应力筋铺设位置详图以及局部受压承载力验算结果，孔道净距、混凝土保护层厚度以及其他需深化设计的部分。鉴于施工现场的具体情况，往往与原设计局部承压条件不相同，就需要施工方根据实际情况深化设计合理的局部承压和构造要求，至于要更改锚具种类，更需要重新设计验算局部承压是否满足要求。例如框架梁端加肋配筋构造、张拉端梁板抗劈裂附加钢筋计算及构造等。

为确保预应力混凝土结构构件在张拉、运输及安装阶段的安

全，应对其施工阶段进行验算。

12.1.8 考虑预应力混凝土梁、板的模板由于其施工阶段自重作用，竖向支撑出现变形和下沉，适当起拱有利于保证构件的形状和尺寸的准确。

12.2 预应力筋的制作与铺设

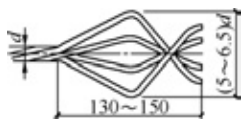
12.2.1 预应力筋的下料长度的计算与采用的锚固体系、张拉方式等因素有关，详见有关参考文献。

12.2.2 预应力钢材属于高碳钢，局部受高温、急冷或通电后会使得金属变脆易断，基本性能发生变化，技术指标达不到设计要求。

各厂家生产的挤压锚具尺寸有微小差异，因此，挤压力也有差异，应采用配套的挤压机挤压。挤压时，挤压套外表面可涂油脂等润滑剂。挤压锚具与锚垫板宜采用机械式固定方式。

12.2.3 钢绞线压花锚具未设计时，可参照表 13。

表 13 钢绞线压花锚具参数表

钢绞线种类	梨形头尺寸	锚固段长度 (mm)	示意图
$\Phi^S 15.2$	$\geq 95 \times 150$	900	
$\Phi^S 12.7$	$\geq 80 \times 130$	700	

钢丝镦头时端面应平整，钢丝应插到镦头器穴模底部，并注意钢丝不能偏入夹片缝隙中，以免夹扁钢丝。为保证钢丝等长下料，可采用穿入钢管内或放入角钢槽内的限位法下料。也可采用第一次逐根下料，第二次捆扎成束后用砂轮切割机精确等长下料。

12.2.5、12.2.6 预埋管道采用支架钢筋定位，波纹管支架钢筋的间距，与预应力筋数量和波纹管自身刚度有关，对先穿束钢绞线根数较多的波纹管支架间距取较小值。一般曲线预应力筋的关

键点如最高点、最低点和反弯点等应直接点焊钢筋支架，其余点可按等距离布置支架。波纹管安装后应采用钢丝与支架钢筋绑扎牢靠，必要时点焊压筋，形成井字形钢筋支架，防止波纹管上浮。波纹管使用时应尽量避免反复弯曲，以防管壁开裂，同时应防止电焊火花烧伤管壁。波纹管安装后检查管壁有无破损，接头是否密封等，并及时用管片和胶带修补。

12.2.7 对后张预应力混凝土结构中预留孔道的灌浆孔及泌水管等的间距和位置作出要求，是为了保证灌浆质量。

12.2.8 预应力筋束形的正确与否直接影响所建立预应力的效果，并影响结构构件的承载力和抗裂性能，故对预应力筋束形控制点的竖向位置允许偏差提出了具体要求。

12.3 混凝土浇筑

12.3.1 在预应力筋及孔道布置控制部位应作标志，防止混凝土浇筑时损坏，并在锚垫板内口、灌浆孔和排气孔口等用海绵或其他物品垫堵，防止混凝土及浆液进入孔道。

预应力隐蔽工程验收包括下列主要内容：

- 1 预应力筋的品种、规格、级别、数量和位置。
- 2 成孔管道的规格、数量、位置、形状、连接以及灌浆孔、排气兼泌水孔的质量情况。
- 3 预应力筋锚具、连接器及锚垫板的品种、规格、数量和位置。
- 4 锚固区局部加强构造等。

12.3.2 预应力混凝土工程张拉、锚固区域钢筋配置很密，该部位混凝土的浇筑困难，必须采取有效措施，例如重点振捣、采用小型振动棒或用钢筋插实等。同时混凝土浇筑过程中避免振动棒靠近波纹管，以免破坏波纹管造成漏浆。对于少量漏浆的情形，可在混凝土浇筑后初凝前，往复抽动孔道内预应力筋，使漏浆逐渐松动。

12.3.5 混凝土在未获得一定强度时，不得破坏其结构。实际操

作中，可通过经验和混凝土强度规律曲线进行判定。

12.3.6 预应力混凝土梁的侧模宜在张拉前拆除，以利于预压应力的建立，同时可观察张拉前梁面有无裂缝现象。预应力梁的底模及支撑系统的拆除，应在施工方案中予以明确。后浇带所在跨的模板及支撑系统在其混凝土合龙前，不应因相邻跨模板及支撑拆除而改变构件的设计受力状态；后浇带混凝土浇筑后，强度达到设计要求且预应力张拉完成后其底模和支撑方可拆除。

12.3.7 预应力混凝土结构严禁使用含氯化物的水泥，禁止使用海砂。

12.3.8 混凝土结构后浇带应按设计和规范要求留置，后浇带区域模板及支撑系统、混凝土浇筑、节点处理、后浇带封闭等应根据施工技术方案确定。

预应力筋的布置、连接及密封方法应保证预应力的可靠传递。

12.4 张 拉

12.4.1 本条规定了预应力张拉设备的校验和标定要求。张拉设备（千斤顶、油泵及压力表等）应配套标定，以确定压力表读数与千斤顶输出力之间的关系曲线。由于千斤顶主动工作和被动工作时，压力表读数与千斤顶输出力之间的关系是不一样的，故要求标定时千斤顶活塞的运行方向应与实际张拉工作状态一致。

智能张拉是近年发展起来的一种新的张拉技术，在我国部分地区后张预应力工程中开始试用，具有精度高、操作方便等优点，并可避免人工误差和数据造假，但其可靠性以及适用性还有待加强。本规程建议当技术和设备等条件具备时，可在工程中优先采用。

12.4.2 预应力筋张拉力是由锚固区传递给结构，因此张拉时实体结构混凝土应达到设计要求的强度等级，满足锚固区局部受压承载力的要求。

早龄期施加预应力的构件由于弹性模量较低，会产生较大的

压缩变形和徐变，因此本规程规定预应力张拉条件为混凝土强度和弹性模量两项指标双控。鉴于混凝土弹性模量的测试比较复杂，而研究表明，强度等级 C40 及以上的混凝土 5d 弹性模量均能达到其 28d 弹性模量的 85% 以上，因此可以通过对混凝土龄期的控制替代对弹性模量的控制。本规程规定：张拉时预应力混凝土楼板龄期不宜小于 5d，预应力混凝土梁龄期不宜小于 7d。

为减少混凝土的早期收缩，可在混凝土强度达到 50% 时，张拉 50% 预加力；待混凝土强度达到 100% 时，张拉 100% 预加力。

12.4.3 张拉前清理锚垫板端面的混凝土残渣和喇叭管内的杂物，检查锚垫板后的混凝土密实性，是为了保证张拉和锚固质量及防止出现断丝和滑丝现象。

12.4.4 张拉端锚具安装对中可保证千斤顶安装对中；张拉力作用线与预应力束中心线重合可以保证预应力筋轴向受拉，防止张拉时预应力筋剪断。

12.4.5 预应力筋的张拉控制应力的限值对消除应力钢丝、钢绞线比原规范提高了 $0.05f_{ptk}$ 。原因是预应力钢材的材质比较稳定，一般不会发生预应力筋在张拉过程中拉断的事故。

12.4.6 预应力筋实际张拉时通常采用张拉力控制方法，但为了确保张拉质量，还应对实际伸长值进行校核，相对允许偏差 $\pm 6\%$ 是基于工程实践提出的，有利于保证张拉质量。

12.4.7、12.4.8 预应力筋张拉伸长值的计算公式系根据预应力筋在弹性阶段的应力与应变成正比确定。为了简化张拉伸长值的计算，预应力筋的平均张拉力取张拉端拉力与计算截面扣除孔道摩擦损失后的拉力平均值，计算误差对一般工程是许可的。对多曲线段或直线段与曲线段组成的应力筋，张拉伸长值分段计算后叠加较为准确。

12.4.9 预应力筋张拉实际伸长值是以测量数据为基数，增加初拉力以下的推算伸长值，并扣除有关附加伸长值而得出。为了获

得准确的实际伸长值，应注意以下几点：

(1) 初拉力取值，应以预应力筋绷紧为准。根据国内工程经验，对直线预应力筋宜取为张拉力的 5%~10%，对一般曲线预应力筋宜取为张拉力的 16%~20%；对多波曲线或超长预应力筋，由于预应力筋转角较大，已有工程研究成果表明，初值应力过低时，由于摩擦及其他情况造成此时张拉力和伸长值仍处于波动阶段，由此推定初拉力前预应力筋伸长值会造成较大误差。

(2) 初拉力以下的推算伸长值，系根据弹性范围内张拉力与伸长值成正比确定。对无粘结预应力筋，由于其在孔道内可活动，张拉力与摩擦力（伸长值）成正比，上述推算方法是适用的。但是，对于有粘结预应力筋，张拉时首先要克服较大的摩擦力才能伸长，如采用上述方法推算初拉力下的伸长值必然偏大，尤其对超长筋更为明显。因此，有粘结预应力筋初拉力应取低值，以减少推算伸长值误差。

(3) 扣除有关附加伸长值，包括千斤顶体内的预应力筋伸长值、张拉端工具锚和固定端工作锚楔紧引起的预应力筋内缩值、构件弹性压缩值等。

12.4.10 鉴于低松弛预应力筋性能好且能大量供应，普通松弛预应力筋在工程中很少应用，因此本条介绍低松弛预应力筋的张拉工艺，普通松弛预应力筋的张拉工艺不再列入。

是否需要超张拉取决于设计要求和施工工艺，但最终目的是张拉锚固后锚下应力达到设计要求。若张拉工艺增加了设计未考虑的预应力损失，则应进行超张拉。

本条中可调节式锚具是指张拉过程中可以调节张拉控制力的锚具，如镦头锚、螺母锚具等；不可调节式锚具是指张拉过程中不能调节张拉控制力的锚具，如具有自锚性能的夹片式锚具等。

本条对张拉持荷时间进行了调整，对预应力长束来说，持荷时间太短不利于调整预应力筋的松弛和均匀性。建筑工程多跨（大于 3 跨）或长束（大于 60m）预应力筋、桥梁工程预应力筋，张拉时持荷时间可取 5min；建筑工程一般预应力筋，张拉时持荷时间可根据跨数和长度取 2min~5min，跨数多、长度长时取

大值。

预应力筋在实施张拉或放张作业时，应采取有效的安全防护措施，预应力筋两端的正前方严禁站人和穿越。

12.4.11 预应力筋张拉后实际建立的预应力值对结构受力性能影响很大，必须予以保证。对先张法施工，每工作班抽查预应力筋总数的 1%，且不少于 3 根；对后张法施工，在同一检验批内，抽查预应力筋总数的 3%，且不少于 5 束。

12.4.12 由于预应力筋断裂或滑脱对结构构件的受力性能影响极大，故施加预应力过程中，应采取措施加以避免。先张法预应力构件中的预应力筋不允许出现断裂或滑脱，若在浇筑混凝土前发生断裂或滑脱，相应的预应力筋应予以更换。后张法预应力结构构件中断裂或滑脱的数量，不应大于本条的规定。

12.4.13 预应力筋的张拉顺序应使混凝土不产生有害应力、构件不扭转与侧弯、结构不变位，因此，对称张拉是一个基本原则。同时，还应考虑到尽量减少张拉设备的移动次数。

12.4.14 直线预应力筋应采用一端张拉。曲线预应力筋锚固时由于孔道反向摩擦的影响，张拉端锚固损失最大，沿构件长度逐步减小至零。当锚固损失的影响长度 $l_f \geq L/2$ (L 为构件长度) 时，张拉端锚固后预应力筋的应力等于或小于固定端的应力，应采取一端张拉。当 $l_f < L/2$ 时，应采取两端张拉，但对简支构件或采取超张拉措施满足固定端拉力后，也可改用一端张拉。

12.4.15 一般情况下，对同一束预应力筋应采取整束张拉，使各根预应力筋建立的应力比较均匀。在一些特殊情况下（如张拉千斤顶吨位不足、张拉端局部受压承载力不够或张拉空间受到限制等），对扁锚束、直线束或弯曲角度不大的单波曲线束，可采取单根张拉方式。

12.5 灌 浆

12.5.1 通过压力值掌握灌浆是否处于正常状态。

12.5.2 锚具夹片空隙会产生负压力，使水泥浆沿空隙产生回

流，因此必须进行封堵。

12.5.3 预应力筋张拉后处于高应力状态，对腐蚀非常敏感，所以应尽早进行孔道灌浆。灌浆是对预应力筋的永久性保护措施，故要求水泥浆饱满、密实。

12.5.4 灌浆材料是确保预应力孔道灌浆密实的关键，宜优先选用强度高、泌水率小、流动性好、微膨胀或无收缩的灌浆材料。在满足流动度和可灌性的条件下，成品灌浆料和专用压浆剂配制的灌浆料具有水胶比低、泌水率小、微膨胀以及施工质量容易控制等优点，但成本较高。

对于重大和重要工程、特种工程，建议采用专用成品灌浆料或专用压浆剂配制的灌浆料，以降低浆体水胶比和泌水率，提高灌浆质量和密实度。当采用水泥作为灌浆料时，宜选用品质优良、强度等级不小于 42.5MPa 普通硅酸盐水泥配制的水泥浆，并添加适量的外加剂。

本条大幅度提高了浆体性能指标要求，目的是降低浆体的泌水率、提高灌浆的密实度，并保证浆体硬化后能提供与预应力筋良好的粘结力。试验表明 28d 强度不小于 M40 的浆体可有效地提供对预应力筋的防护并提供足够的粘结力。浆体稠度可采用国际上通用的流锥法进行测定。

12.5.6 灌浆顺序的安排应避免相互串孔冒浆现象，条文中规定了先下后上的原则。当灌浆不通畅而更换灌浆孔时，应及时将第一次灌入的水泥浆排出，以免孔道内留有空气，影响灌浆质量。

12.5.9 多台灌浆泵接力灌浆方法主要用于超长或超高的预应力孔道灌浆，当泵压力不足时也可采用多台灌浆泵接力灌浆。接力灌浆应遵循“从前置灌浆孔灌浆直至后置灌浆孔冒浆，后置灌浆孔方可续灌”的原则，以免空气残留在孔道内。

12.5.10 室外温度小于 5℃时，孔道灌浆应采取抗冻保温措施，防止浆体冻胀使混凝土沿孔道产生裂缝。当室外温度大于 35℃时，水泥浆失水较快、可灌性降低，影响灌浆的密实性。

12.5.11 真空辅助灌浆是在预应力筋孔道的一端采用真空泵抽

吸孔道中的空气，使孔道内形成具有负压的真空度，然后在孔道的另一端采用灌浆泵进行灌浆。真空辅助灌浆用真空泵，可选择气泵型真空泵或水循环型真空泵。真空辅助灌浆技术的优点是：

1 在真空状态下，孔道内的空气、水分以及混在水泥浆中的气泡被消除，增强了浆体的密实度。

2 孔道内在真空状态下，减少了由于孔道高低弯曲而使浆体自身形成的压力差，便于浆体充盈整个孔道。

3 真空辅助灌浆的过程是一个连续且迅速的过程，缩短了灌浆时间。

为达到全封闭的要求，可采用专用的灌浆封闭罩、增加封锚细石混凝土厚度等措施。

12.6 封 锚

12.6.2 封锚保护应遵照设计要求执行，并在施工技术方案中作出具体规定。后张预应力筋的锚具通常布置在构件的端部，处于室外侵蚀环境，且锚具又处于高应力状态，封锚保护十分重要。条文中提出了两部分内容：第一是锚具防腐蚀处理要求，第二是锚具封闭处理要求，两者不可分割。

12.7 体外预应力束施工

12.7.1 体外束锚固体系是传递预应力的关键，一旦锚固作用失效，则预应力完全丧失。

12.7.2 体外束对防腐材料有严格要求，其防腐油脂的质量要求应符合现行行业标准《无粘结预应力专用防腐油脂》JG 3007 的规定，当采用其他材料体外束时，例如纤维束等，要做专门的防腐处理，并符合相关标准规定。

12.7.3 安装时，体外预应力转向块的竖向误差直接影响体外预应力筋的有效高度，影响承载力大小、裂缝宽度和刚度的计算，因此，必须严格控制转向块竖向安装误差。本条给出的限值能保证预应力筋有效高度相差一般不大于 2%，以满足工程设计的要

求，且当既有结构梁高越大时，其相对误差越小。

12.7.4 转向块与既有结构的连接处除了竖向压力外，还有预应力反向荷载产生的水平方向的分力。一般情况下钢材与混凝土表面的摩擦系数在 0.3，靠压力产生的摩擦力就可以抵抗水平分力产生的可能的滑动。但当转向块处预应力筋转角很大时，水平分力也可能大于摩擦力而引起滑动，而稍有滑动就会降低预应力效应。因此，可采用结构加固用 A 级胶粘剂、化学锚栓、膨胀螺栓等保证转向块不滑动。

12.7.5、12.7.6 体外预应力束一般在原混凝土结构下安装，操作不方便，因此，应该提前注意排序，然后安装。安装好的部分要定位好，张拉之前对所有预应力束均进行预紧。对于涂层预应力筋或二次加工的预应力筋，应注意安装过程中保护外防护层。

12.7.7 体外预应力筋的张拉控制应力值要比体内布置的预应力筋张拉控制应力低，参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92，对于预应力钢丝和钢绞线不宜大于 $0.6f_{ptk}$ ，且不应小于 $0.4f_{ptk}$ ；当要求部分抵消由于应力松弛、摩擦、分批张拉等因素产生的预应力损失时，张拉控制应力限值可以提高 $0.05f_{ptk}$ 。

12.7.8 为保证体外束张拉施工质量和安全，张拉过程要求构件受力均匀，尤其是使预加应力对截面产生的侧面弯曲影响最小。施工时一般可由截面形心位置束先张拉，然后均匀对称逐束张拉，必要时，可采用分级循环张拉。还需考虑避免梁在张拉过程侧向变形过大乃至失稳破坏，对较大跨度、较大张拉力的构件要加临时侧向支撑等措施。

12.7.15 体外预应力筋束的耐久性必须有可靠保证。在结构的设计使用年限内，可以进行必要的维修、重新防护或更换。锚固体系的防护应从构造设计本身给予可靠保证。

体外束的可监测与可换束等特点在设计与使用中应予考虑，但必须对其可行性和结构正常使用的影响有充分考虑，且不应降低体外预应力体系的整体耐久性能。

12.9 施 工 管 理

12.9.3 后张预应力施工是一项专业性强、技术含量高、操作要求严的特种作业，故应由有预应力专业施工技术实力的单位承担。预应力混凝土结构施工前，专业施工单位应根据设计图纸与现场施工条件，编制预应力施工方案。当设计图纸深度达不到施工要求时，预应力施工单位应予以深化和完善，并经设计单位审核后实施。

预应力工程施工方案应包括以下内容：

1 工程概况。

2 施工部署：施工现场管理机构、施工顺序、施工进度、劳动力安排及材料设备供应。

3 材料采购和检验、机械设备标定。

4 施工方法：包括工艺流程和预应力筋制作、孔道留设、预应力筋敷设、锚固端安装、预应力筋张拉、孔道灌浆和封锚等工序方法。

5 相关工序（模板、普通钢筋、混凝土、水电等）的配合工作。

6 施工质量要求和质量保证措施。

7 施工安全要求和安全保证措施。

8 预应力施工计算书（作为附件）。

12.9.4、12.9.5 专业施工单位应建立系统的设备购置、维护和检验记录。

12.9.6 对预应力筋的支架体系应编制搭设方案。其中预应力大梁的底模可在预应力筋张拉锚固后灌浆强度达到 15MPa 后拆除。拆模的条件应以现场养护试块强度试验数据为准。预应力施工顺序与拆模应由总承包单位组织专业施工单位、监理单位和设计单位确定。

13 检验与验收

13.1 一般规定

13.1.3 对一般工程和重要工程（大跨、重载、超长工程）检验和监测的内容、要求、批次以及验收标准作了具体规定，即分两个层次：

1 现场检验：主要针对原材料、制作与安装、张拉与放张、灌浆与封锚进行。

2 监测：对重要工程除进行上述一般工程的材料及组装件复验和现场检验外，还应进行现场测试，其内容包括预应力筋张拉端的锚固损失和有效预应力值，孔道最大预应力摩擦损失值的测试，以及设计提出的其他测试项目。

13.2 原材料

主控项目

13.2.1 常用的预应力筋有钢丝、钢绞线、预应力螺纹钢筋、纤维增强复合材料筋等，其质量应符合相应的现行国家标准《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223、《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224、《预应力混凝土用螺纹钢筋》GB/T 20065、《结构工程用纤维增强复合材料筋》GB/T 26743 等的要求。预应力筋是预应力分项工程中最重要原材料，进场时应根据进场批次和产品的抽样检验方案确定检验批，进行进场复验。由于各厂家提供的预应力筋产品合格证内容与格式不尽相同，为统一及明确有关内容，要求厂家除了提供产品合格证外，还应提供反映预应力筋主要性能的出厂检验报告，两者也可合并提供。进场复验可仅作主要的力学性能试验。

13.2.2 无粘结预应力筋的涂包质量对保证预应力筋防腐及准确地建立预应力非常重要。涂包质量的检验内容主要有涂包层油脂用量、护套厚度及外观。当有工程经验，并经观察确认质量有保证时，可仅作外观检查。

13.2.3 目前国内锚具生产厂家较多，各自形成配套产品，产品结构尺寸及构造也不尽相同。为确保实现设计意图，要求锚具、夹具和连接器按设计规定采用，其性能和应用应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》JGJ 85 的规定。锚具、夹具和连接器的进场检验主要作锚具（夹具、连接器）的静载试验，材质、机加工尺寸等只需按出厂检验报告中所列指标进行核对。

13.2.4 孔道灌浆一般采用素水泥浆。由于普通硅酸盐水泥浆的泌水率较小，故规定应采用普通硅酸盐水泥配制水泥浆。水泥浆中掺入外加剂可改善其稠度、泌水率、膨胀率、初凝时间、强度等特性，但预应力筋对应力腐蚀较为敏感，故水泥和外加剂中均不能含有对预应力筋有害的化学成分。孔道灌浆所采用水泥和外加剂数量较少的一般工程，如果由使用单位提供近期采用的相同品牌和型号的水泥及外加剂的检验报告，也可不作水泥和外加剂性能的进场复验。

一 般 项 目

13.2.5 预应力筋进场后可能由于保管不当引起锈蚀、污染等，故使用前应进行外观质量检查。对有粘结预应力筋，可按各相关标准进行检查。对无粘结预应力筋，若护套破损，不仅影响密封性，而且增加预应力摩擦损失，故应根据不同情况进行处理。

13.2.6 当锚具、夹具及连接器进场入库时间较长时，可能造成锈蚀、污染等，影响其使用性能，故使用前应重新对其外观逐一进行检查。

13.2.7 目前，后张预应力工程中多采用金属螺旋管预留孔道。金属螺旋管的刚度和抗渗性能是很重要的质量指标，但试验较为

复杂。当使用单位能提供近期采用的相同品牌和型号金属螺旋管的检验报告或有可靠工程经验时，也可不作这两项检验。由于金属螺旋管经运输、存放可能出现伤痕、变形、锈蚀、污染等，故使用前应进行外观质量检查。

13.3 制作与安装

主控项目

13.3.1 预应力筋的品种、强度级别、规格和数量对保证预应力结构构件的抗裂性能及承载力至关重要，故必须符合设计要求。

13.3.2 预应力筋若遇电火花损伤，容易在张拉阶段脆断，故应避免。施工时应避免将预应力筋作为电焊的一极。受电火花损伤的预应力筋应予以更换。

一般项目

13.3.3 预应力筋常采用无齿锯或机械切断机切割。当采用电弧切割时，电弧可能损伤高强度钢丝、钢绞线，引起预应力筋拉断，故应禁止采用。对同一束中各根钢丝下料长度的极差（最大值与最小值之差）的规定，仅适用于钢丝束两端均采用镦头锚具的情况，目的是保证同一束中各根钢丝的预加力均匀一致。本章中，对规定抽样检查的项目，应在全数观察的基础上，对重要部位和观察难以判定的部位进行抽样检查。

13.3.4 预应力筋的端部锚具制作质量对可靠地建立预应力非常重要。本条规定了挤压锚、镦头锚的制作质量要求。本条对镦头锚制作质量的要求，主要是为了检测钢丝的可镦性，故规定按钢丝的进场批量检查。

13.3.5 预应力筋束形直接影响建立预应力的效果，并影响结构构件的承载力和抗裂性能，故对束形控制点的竖向位置允许偏差提出了较高要求。本条按截面高度设定束形控制点的竖向位置允许偏差，以便于实际控制。

13.3.6 实际工程中常将无粘结预应力筋成束布置，以便于施工控制，但其数量及排列形状应能保证混凝土能够握裹预应力筋。此外，内埋式挤压锚具在使用中常出现垫板重叠、垫板与锚具脱离等现象，故本条作出了相应规定。

13.4 张拉与放张

主 控 项 目

13.4.1 过早地对混凝土施加预应力，会引起较大的收缩和徐变预应力损失，同时可能因局部承压过大而引起混凝土损伤。本条规定的预应力筋张拉及放张时混凝土强度，是根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定确定的。若设计对此有明确要求，则应按设计要求执行。

13.4.2 预应力筋张拉应使各根预应力筋的预加力均匀一致，主要是指有粘结预应力筋张拉时应整束张拉，以使各根预应力筋同步受力，应力均匀；而无粘结预应力筋和扁锚预应力筋通常是单根张拉的。预应力筋的张拉顺序、张拉力及设计计算伸长值均应由设计确定，施工时应遵照执行。实际施工时，为了部分抵消预应力损失等，可采取超张拉方法，但最大张拉应力不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。后张法的施工中，预应力筋一般是逐根或逐束张拉的，后批张拉的预应力筋所引起的混凝土结构构件的弹性压缩对先批张拉预应力筋的预应力损失的影响与梁及板的截面、预应力筋配筋量及束长等因数有关，一般影响较小时可不计。如果影响较大，可将张拉力统一增加一定值。实际张拉时通常采用张拉力控制方法，但为了确保张拉质量，还应对实际伸长值进行校核，相对允许偏差 $\pm 6\%$ 是基于工程实践提出的，有利于保证张拉质量。

13.4.3 预应力筋张拉锚固后，实际建立的预应力值与量测时间有关。相隔时间越长，预应力损失值越大，故检验值应由设计计算确定。

预应力筋张拉后实际建立的预应力值对结构受力性能影响很大，必须予以保证。先张法施工中可以用应力测定仪器直接测定张拉锚固后预应力筋的应力值；后张法施工中预应力筋的实际应力值较难测定，故可用见证张拉代替预加力值测定。见证张拉系指监理工程师或建设单位代表现场见证下的张拉。

13.4.4 由于预应力筋断裂或滑脱对结构构件的受力性能影响极大，故施加预应力过程中，应采取措施加以避免。先张法预应力构件中的预应力筋不允许出现断裂或滑脱，若在浇筑混凝土前出现断裂或滑脱，相应的预应力筋应予以更换。后张法预应力结构构件中预应力筋断裂或滑脱的数量，不应大于本条的规定。

一般项目

13.4.5 实际工程中，由于锚具种类、张拉锚固工艺及放张速度等各种因素的影响，内缩量可能有较大波动，导致实际建立的预应力值出现较大偏差。因此，应控制锚固阶段张拉端预应力筋的内缩量。当设计对张拉端预应力筋的内缩量有具体要求时，应按设计要求执行。

13.5 灌浆及封锚

主控项目

13.5.1 预应力筋张拉后处于高应力状态，对腐蚀非常敏感，所以应尽早进行孔道灌浆。灌浆是对预应力筋的永久性保护措施，故要求水泥浆饱满、密实，完全裹住预应力筋。灌浆质量的检验应着重于现场观察检查，必要时采用无损检查或凿孔检查。

13.5.2 封闭保护应遵照设计要求执行，并在施工技术方案中作出具体规定。后张预应力筋的锚具多配置在结构的端面，所以常处于易受外力冲击和雨水浸入的状态；此外，预应力筋张拉锚固后，锚具及预应力筋处于高应力状态。为确保暴露于结构外的锚具能够永久性地正常工作，不致受外力冲击和雨水浸入而造成破

损或腐蚀，应采取防止锚具锈蚀和遭受机械损伤的有效措施。

一般项目

13.5.3 锚具外多余预应力筋常采用无齿锯或机械切断机切断。实际工程中，也可采用氧乙炔焰切割方法切断多余预应力筋，但为了确保锚具正常工作及考虑切断时热影响可能波及锚具部位，应采取锚具降温等措施。考虑到锚具正常工作及可能的热影响，本条对预应力筋外露部分长度做出了规定。切割位置不宜距离锚具太近，同时也不应影响构件安装。

13.5.4 本条规定灌浆用水泥浆水灰比的限值，其目的是在满足必要的水泥浆稠度的同时，尽量减小泌水率，以获得饱满、密实的灌浆效果。水泥浆中水的泌出往往造成孔道内的空腔，并引起预应力筋腐蚀。2%左右的泌水一般可被水泥浆吸收，因此应按本条的规定控制泌水率。如果有可靠的工程经验，也可以提供以往工程中相同配合比的水泥浆性能试验报告。

13.5.5 对灌浆质量，首先应强调其密实性，因为密实的水泥浆能为预应力筋提供可靠的防腐保护。同时，水泥浆与预应力筋之间的粘结力也是预应力筋与混凝土共同工作的前提。建筑工程中强度为 30MPa 的孔道灌浆材料可有效提供对预应力筋的防护，并提供足够的粘结力，本规程规定了标准尺寸孔道灌浆材料试件的抗压强度不应小于 30MPa。

13.6 检测

13.6.1 预应力筋张拉端的锚固损失往往反映预应力筋与锚具等材料的性能，也反映布筋质量及设计的合理性。根据大多数实测试验统计，对张拉端预应力筋锚固损失的实测值与计算值的偏差，直线型预应力筋不大于 $\pm 5\%$ ；曲线（折线）型，锚固损失在曲线反弯点以外时不大于 $\pm 8\%$ ；锚固损失在曲线反弯点以内时不大于 $\pm 10\%$ 。

13.6.3 预应力筋在张拉端建立的有效预应力值与工程设计规定

检验值的相对允许偏差不大，对于 $\pm 5\%$ 的规定在现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 中虽有规定，但实际难以达到。本规程根据试验和大量实测结果对以下几个具体问题做了规定：

1 实测张拉端有效预应力值以张拉锚固后 1h 为基准，并根据目前市场上使用的钢绞线绝大部分是低松弛，以及实测结果统计，预应力筋的 1h 松弛损失可按损失计算值的 40% 计算。

2 对混凝土的收缩和徐变引起的预应力损失值提出了量化值。根据相关资料和试验，可取 $50\text{N/mm}^2 \sim 80\text{N/mm}^2$ ；对于结构自重较大，活荷载小时取 50N/mm^2 ；当结构处于年平均相对湿度小于 40% 的环境时，该值按上限应增加 30%。

13.8 工 程 验 收

13.8.6、13.8.7 本条是根据现行国家标准《建筑工程施工质量验收统一技术标准》GB 50300 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 编写。

预应力施工单位完成每项检验批工作后，应填写报验申请单，并附有关施工记录等；经监理工程师验收，填写统一的检验批质量验收记录表，签字盖章。预应力筋张拉前，预应力施工单位应该填写张拉申请单，并附混凝土强度试验报告和张拉千斤顶标定报告，经监理工程师审核后实施。

预应力工程质量验收，除所含的验收批全部合格外，应重点强调验收资料完整和准确，以便顺利通过验收。预应力分项工程宜单独验收，也可与主体结构同时验收。

附录 A 体外预应力混凝土构件设计

A.1 一般规定

A.1.1 体外预应力的体外束的布置有以下几种：

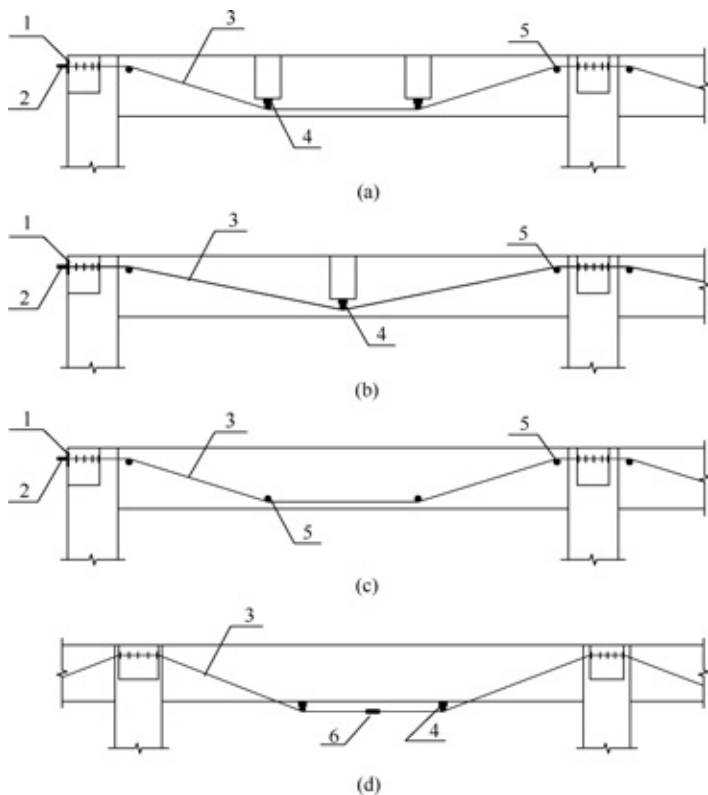


图3 钢绞线的几种布置方式

1—钢垫板；2—锚具；3—无粘结钢绞线；4—转向块；5—钢吊棍；6—拉紧螺栓

(a) 钢绞线布置形式 1；(b) 钢绞线布置形式 2；(c) 钢绞线布置形式 3；

(d) 钢绞线布置形式 4

A. 1. 2 体外预应力用预应力筋主要采用了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中规定的预应力筋。由于体外预应力束没有被混凝土包裹，因此在腐蚀环境中采用体外预应力时应采用涂层预应力筋。

A. 1. 3 国内外规范对于体外束自由长度规定差异较大，如美国 AASHTO LRFD (2005 修订版) 规定为 7.5m；德国交通建设住宅部《体外预应力混凝土桥准则》(1999) 中规定为避免诱发振动，体外束固定间隔小于 35m；我国现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构设计规程》JGJ 92 规定为 8m；英国 BS5400: part 4: 1990 的修正案 BD58/94 建议：为了避免由预应力筋固定点之间的梁体变形引起的二次效应，预应力筋应受到趋向于混凝土横截面中心的横向约束，预应力筋固定点之间的距离不应大于梁体最小高度的 12 倍。

随着体外束的无侧向支承的自由长度 l_f 增大，其自振频率迅速减小，当 $l_f > 20\text{m}$ 后，自振频率变化趋平稳。根据相关研究结果，体外束的自由长度在 20m 以下可使得体外束的自振频率和一般梁桥的自振频率的数值不接近。在实际工程应用中建议 l_f 不应过大，可控制在 12m 之内，这样混凝土梁和体外束的自振频率相互错开，以避免共振现象产生。当 l_f 大于 12m 时，可采取安装阻尼减振装置的措施。体外束自由段长度的改变可通过转向块位置设计或转向块间增设减振装置将束与混凝土梁固定起来的办法实现。采用振动理论计算固有频率时，为安全起见，应放大梁和体外束的频率差范围；对重要或复杂的结构，应进行测试。

梁体上的体外束是通过固定在转向块鞍座上的导管变换方向的，这样在鞍座上的导管与预应力钢材的接触区域，将存在摩擦和横向力的挤压作用，对预应力钢材亦容易产生局部硬化和增大摩阻损失。因此，转向块的设计必须做到设计合理和构造措施得当，且转向块应确保体外束在弯折点的位置，在高度上应符合设计要求，避免产生附加应力，导管在结构使用期间也不应对预应

力钢材产生任何损害。

在转向块与预应力筋的接触区域，由于横向挤压力的作用和预应力筋因弯曲产生内应力，可能使预应力筋的强度下降。故对预应力钢绞线应按弯折转角为 20° 的偏斜拉伸试验确定其力学性能，该试验方法详见现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 附录 B。有关体外束曲率半径和弯折转角的规定系借鉴欧洲规范有关无粘结和体外预应力束应用的规定编写的。

转向块的个数和体外束的布置对体外预应力梁的短期刚度影响很大，合理设置转向块并折线布置体外束可以提高梁的短期刚度，降低二次效应的作用，减小梁的跨中挠度从而提高梁的工作性能。

设置转向块、折线布置体外束可以提高体外预应力混凝土梁的开裂弯矩并能有效地限制裂缝的开展和延伸，并能提高梁的延性。另外，配置适量的普通钢筋不但可以有效地减小裂缝宽度，而且还可以使裂缝分布更加均匀，从而提高体外预应力梁的工作性能，因此建议在实际工程中在体外预应力梁内部配置适量的普通钢筋。

A. 1. 6、A. 1. 7 转向块为钢材时，连接可以采用后锚固方式，一方面减小体外预应力加固施工的湿作业，另一方面钢材强度高，后锚固施工方便，且产品较多。因此，本条给出了钢材和连接材料需要满足的标准。

A. 1. 8 体外预应力筋没有埋在混凝土内，不能得到混凝土的保护，因此，体外预应力筋、转向块及锚固块的防护是非常重要的。

工业与民用建筑中，体外预应力筋一般采用钢套管进行保护，也有个别采用 HDPE 套管的，套管内都灌注水泥浆、防腐蚀油脂等进行防腐。

A. 1. 9 体外预应力束、转向块及锚固块都是钢材，钢材在高温下应力释放、强度降低，因此，防火是很重要的，应该根据现行国家标准《钢结构防火涂料》GB 14907 的规定进行防火处理。

A. 2 体外预应力混凝土结构承载力计算

A. 2. 1 因为体外预应力与体内无粘结预应力在原理上基本相同，故对配置预应力体外束的混凝土结构，一般可按照本规程相关条款进行截面分析，进而完成结构设计。预应力体外束的不同处在于仅通过锚具和弯折处转向块支撑装置作用于结构上，故体外束仅在锚固区及转向块处与结构有相同的变位，当梁体受弯变形产生挠度时会使体外束的有效偏心距减小，降低预应力体外束的作用。通过本规程第 A. 1. 3 条对转向块的设置要求，可使梁在受弯变形的各个阶段，特别是在极限状态下梁体挠度较大时，尽量保持体外束与混凝土截面重心之间的偏心距保持不变，从而不至于降低体外束的作用，这样在设计中一般可不考虑体外束的二阶效应，按通常的方法进行计算。

当有必要时，应考虑构件在后张预应力及所施加荷载作用下产生变形时，体外束相对于混凝土截面重心偏移所引起的二阶效应。

A. 2. 2 为充分发挥预应力筋的强度，张拉控制应力不宜定得过低。对体外预应力结构，特别是体外预应力加固结构，建议适当采用较低的张拉控制应力，原因在于：1) 体外预应力结构由于结构变形会引起预应力筋的应力增量；2) 预应力筋工作状态下的应力较低，对结构的可靠性有利。特别是在体外预应力加固工程中，既有结构力学特性的离散性较大，这一点尤为重要；3) 较低的应力有利于减小应力腐蚀。此外，在转向块与预应力筋的接触区域，由于横向挤压力的作用和预应力筋弯曲后产生的内应力，预应力筋的强度将下降，这也是张拉控制应力选取中应考虑的问题。因此，在本条中建议了体外预应力筋的张拉控制应力限值。

A. 2. 3 体外预应力筋在承载能力极限状态下的应力增量是体外预应力混凝土梁的抗弯强度以及强度设计中的一个重要指标。体外预应力混凝土梁的相关试验表明：在混凝土开裂之前，体外预

应力筋的应力增量很小；在混凝土开裂后，预应力筋应力增加较快；直至破坏阶段，体外预应力筋的极限应力很少能达到预应力筋极限强度。体外预应力筋的极限应力与有效预应力、预应力筋和有粘结非预应力筋的配筋率、梁的高跨比、钢筋和混凝土的材料特性、荷载形式、预应力筋摩擦力等因素有关。

由于体外预应力与无粘结预应力在应力增量问题上的相似性，已有无粘结预应力结构的研究成果可供参考。针对无粘结预应力筋的应力增量，各国提出了不同的计算公式，其中美国 ACI 318 规范早期版本和德国 DIN 1045 规范对应力增量直接规定一确定值（ACI 318-63 为 105MPa，DIN 1045-1: 2001-07 为 100MPa），是偏于保守的做法。同时搜集公开发表的体外预应力混凝土梁抗弯极限承载力试验结果共 117 个，样本包括了国内外不同研究机构完成的实验，涵盖了简支或连续梁、不同配筋率、不同跨高比、有无转向块、节段或整体施工、体内/体外混合配筋等多种情况，试验梁破坏形式主要为受弯破坏或弯剪破坏。经统计分析，当假设样本服从正态分布时，应力增量超越 100MPa 的概率略大于 95%。因此本规程中采用的应力增量为 100MPa。对悬臂受弯构件，现阶段尚无相应实验，因此，在计算中不考虑体外力筋的应力增量。

A.3 体外预应力混凝土结构正常使用极限状态验算

A.3.2 体外预应力混凝土构件跨高比不大，二次效应可忽略时，构件刚度和裂缝可参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 计算。构件跨高比较大时，由于体外索应力增量比体内预应力筋小，再加上由于二次效应的存在使体外预应力作用减小，因此体外索对构件抗弯刚度和裂缝闭合的贡献小于体内有粘结和无粘结预应力筋，参考现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 计算所得的刚度应适度折减，裂缝宽度应适度增大。

国内研究者为实现无粘结与有粘结预应力混凝土受弯构件刚

度及裂缝宽度计算方法的协调,提出了受弯构件中无粘结筋等效折减系数的概念,通过试验数据回归和理论推导得到无粘结筋等效折减系数的建议取值 $\alpha_1 = 0.23$ 。

本规程借鉴此做法,通过对体外预应力构件试验的体外索和体内普通钢筋的应力增量之比进行拟合分析,提出体外索等效折减系数为 0.20,采用与有粘结预应力构件形式相统一的短期刚度和裂缝宽度计算公式。

A.4 体外预应力结构加固

A.4.1 尽管混凝土的徐变增长可延续数十年,但大部分在前 1 年~2 年内出现。徐变试验表明,应力持续时间为 5 年的混凝土徐变值是应力持续时间 30 年的 92%。加载时混凝土龄期越长,起始徐变和极限徐变越小。因此可以认为 5 年以上的既有结构的混凝土收缩和徐变已基本完成,即可近似取混凝土收缩徐变损失 $\sigma_{l5} = 0$ 。对有特殊要求的结构,宜根据工程实际情况,选择适当的徐变计算理论对其进行更为精确的分析。

A.4.2 国家行业标准《建筑结构体外预应力加固技术规程》JGJ/T 279 第 5.3 节考虑了已经开裂的混凝土受弯构件,裂缝完全闭合时需要施加的预应力值,符合加固构件实际状况。相关公式是根据《体外预应力加固配筋混凝土梁的变形控制》(工业建筑 2009 年第 12 卷第 12 期)的试验研究和理论分析成果得出的。

A.4.3、A.4.4 混凝土梁加固用体外束锚固区和转向块的构造做法等是根据国内的预应力加固工程实践经验编写的,根据工程具体情况,可合理选用或另行设计。

A.5 体外预应力混凝土结构体系与构造要求

A.5.1 不论从构造需要出发,还是为了保证受力均匀和安全可靠,均应将钢绞线成对称布置在梁的两侧,并以纵向张拉法为主。因为纵向张拉的预应力较容易准确控制,且预应力值不受限制。尽管如此,横向张拉仍有其用途。以连续梁为例,当连续梁

的跨数大于两跨（一端张拉）或四跨（两端张拉）时，仍需依靠横向张拉补足预应力。

A. 5. 4、A. 5. 5 此处是对体外预应力筋、外套管、防腐材料的一般要求，各种不同体系均应满足相应的要求。

A. 5. 6 体外预应力体系中锚固体系的失效就意味着预应力效应的完全丧失。因此体外预应力锚固体系除应满足本规程第 3. 4 节的要求之外，还应注意防腐保护、防松装置等要求。

A. 5. 7 锚固区和转向块的设计应符合传力可靠和变形较小的原则，取体外束的破断荷载为标准荷载进行相应节点的验算。

附录 B 预应力型钢混凝土结构构件设计

B.1 一般规定

B.1.1 为提高预应力型钢混凝土结构构件的承载力和刚度，预应力型钢混凝土框架梁的型钢配置，宜采用充满型宽翼缘实腹型钢。充满型实腹型钢，是指型钢上翼缘处于截面受压区，下翼缘处于截面受拉区，即设计中应考虑在满足预应力型钢混凝土保护层要求和便于施工的前提下，型钢的上翼缘和下翼缘尽量靠近混凝土截面边缘。

B.1.2 关于型钢混凝土构件的最小和最大型钢含钢率，目前没有统一的认识。日本规范建议最大型钢含钢率定为 8%，欧洲组合结构统一规范建议最大型钢含钢率为 13.3%~35.3%，我国现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 中建议的型钢含钢率范围为 2%~15%，通过对预应力型钢混凝土梁的延性性能的研究，发现含钢率为 4%~8% 构件能够满足调幅系数 10% 以上且经济合理。本课题组试验研究表明：预应力度 λ 为 0.6 时弯矩调幅系数为 11.9%，位移延性比为 3.03；截面相对受压区高度 ξ 为 0.32 时弯矩调幅系数为 11.9%；换算配筋率为 3.6% 时，位移延性系数为 3.15。相关数值来自《预应力型钢混凝土框架梁弯矩调幅系数影响因素分析》（建筑结构，2015 年第 5 期第 45 卷）和《竖向地震作用下 PSRC 框架梁延性性能及有限元分析》（应用基础与工程科学学报，2016 年第 3 期第 24 卷）。

B.1.3 在进行弹性阶段的内力和位移计算中，除了需要构件的截面弹性抗弯刚度外，在考虑构件的剪切变形、轴向变形时，还需要截面剪切刚度和轴向刚度。计算中采用了钢筋混凝土的截面刚度和型钢截面刚度叠加的方法。

B.2 承载能力极限状态计算

B.2.1 预应力型钢混凝土受弯构件试验表明,受弯构件在外荷载作用下,截面的混凝土、钢筋、型钢的应变保持平面,以受压极限变形接近于 0.003、破坏形态以型钢上翼缘以上混凝土突然压碎、型钢翼缘达到屈服为标志,其基本性能与钢筋混凝土受弯构件相似,由此,建立了预应力型钢混凝土框架梁和转换梁的正截面受弯承载力计算的基本假定。

B.2.2、B.2.3 配置充满型实腹型钢的预应力型钢混凝土梁的正截面受弯承载力计算,是把型钢翼缘也作为纵向受力钢筋的一部分,在平衡式中增加了型钢腹板受弯承载力项 M_{aw} 和型钢腹板轴向承载力项 N_{aw} 。 M_{aw} 、 N_{aw} 的确定是通过型钢腹板应力分布积分,再做一定的简化得出的。根据平截面假定提出了判断适筋梁的相对界限受压区高度 ξ_b 的计算公式。

B.2.4 预应力型钢混凝土梁受剪承载力计算公式是参考现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 中,预应力型钢混凝土梁受剪承载力计算公式并考虑预应力对抗剪的有力作用得出的。

B.2.5 进行了四榀无粘结预应力型钢混凝土框架梁试件的试验,并以试验试件为模型基础,建立了 53 榀框架梁试件的 ABAQUS 有限元模型,研究了综合配筋指标 (ξ_0 值在 0.27~0.62 之间) 与无粘结筋极限应力增量间的关系。为说明采用综合配筋指标拟合应力增量公式的合理性,利用条带法计算了不同配筋指标下跨中截面的极限曲率。由图 4 可见,随着 ξ_0 的增加,极限曲率不断下降,且两者呈现良好的线性关系。换言之, ξ_0 确可较好地反映预应力型钢混凝土截面的变形能力,可通过该指标建立其与应力增量间的关系。

图 5 给出了回归公式与新旧两版《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 中计算公式的结果比较。可见,规范公式计算结果均大大低估了无粘结预应力型钢混凝土框架梁中无粘结筋的极限应力增量。以 2016 版规范为例,计算结果较实际减小了

约 200MPa，这将使截面极限弯矩计算值降低约 5.7%，不可忽视。另外，回归公式计算结果与 4 根试件试验结果比值的均值为 1.01，标准差为 0.04。

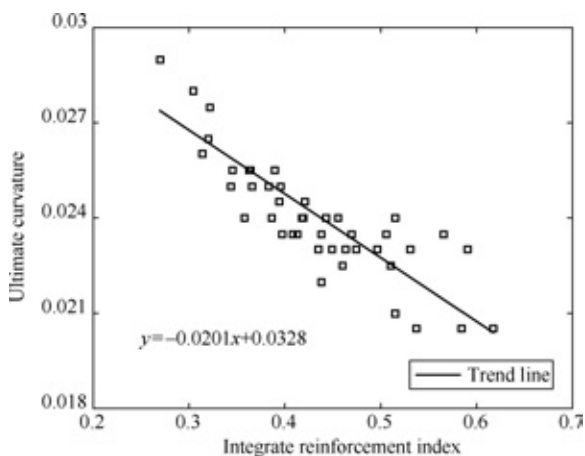


图 4 综合配筋指标与截面极限曲率关系

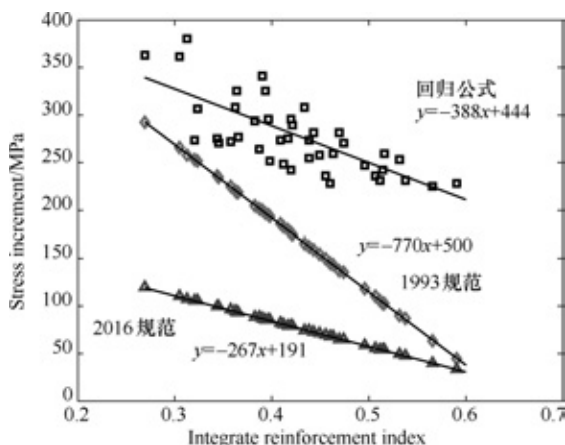


图 5 回归公式与相关规范计算结果比较

B.3 裂缝宽度验算

B.3.1~B.3.3 预应力型钢混凝土梁的裂缝宽度计算公式是基于把型钢翼缘作为纵向受力钢筋，且考虑部分型钢腹板的影响，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关裂缝宽度计算公式的形式，建立了预应力型钢混凝土梁在短期效应组合作用下并考虑长期效应组合影响的最大裂缝宽度计算公式。

所进行的 2 榀试验框架梁的梁端与跨中，短期荷载作用下的裂缝宽度的计算值与试验值之比的平均值为 1.08，均方差为 0.103。

与文献预应力型钢混凝土简支梁试验值对比，裂缝宽度计算值与试验值比值的平均值为 1.09，标准差为 0.058，说明理论公式具有较高的精度，可用于计算正常使用阶段预应力型钢混凝土简支梁的最大裂缝宽度。

B.4 挠度验算

B.4.1~B.4.3 试验表明，预应力型钢混凝土梁在加载过程中截面平均应变符合平截面假定，且型钢与混凝土截面变形的平均曲率相同，因此，截面抗弯刚度可以采用钢筋混凝土截面抗弯刚度和型钢截面抗弯刚度叠加的原则来处理。

$$B_s = B_{rc} + B_a \quad (25)$$

型钢在使用阶段采用弹性刚度：

$$B_a = E_a I_a \quad (26)$$

长期荷载作用下，由于压区混凝土的徐变、钢筋与混凝土之间的粘结滑移徐变、混凝土收缩等，梁截面刚度下降，根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定，引进了荷载长期效应组合对挠度的增大系数 θ ，规定了长期刚度的计算公式。

附录 C 预应力钢与混凝土组合结构构件设计

C.1 一般规定

C.1.1 本条规定了适用的范围：1) 常规跨度的简支梁或者连续梁；2) 不直接承受动力荷载；3) 钢梁与混凝土板完全连接；4) 布置有粘结（混凝土体内）或无粘结（体外）预应力筋。

按本规程进行设计的组合梁，承载能力按照塑性分析方法进行计算，钢梁受压板件的宽厚比应满足塑性设计的要求。

按本规程进行设计的预应力组合梁，预应力布置一般系指在负弯矩区混凝土体内布置有粘结预应力筋或在体外连续布置无粘结筋。

C.1.2 材料的力学性能指标，包括强度设计值等，均与现行的国标一致。其中体外预应力强度设计值按本规程的条文。

C.1.3

1 考虑剪滞效应简化计算的有效宽度，各规范相关规定不尽相同。本规程按照国标的规范条文选用。在塑性阶段，这样的规定也是偏于安全的。

有预应力作用时，一般认为对于轴向力有效宽度可按照全宽，对于预弯矩可采用有效宽度。这样的取用也是偏安全的。

2 对于连续组合梁，负弯矩混凝土板开裂后会形成变截面的梁而导致挠度增加。通常的简化方法是在一定区段范围内（中支点两侧各 $0.15l$ ， l 为一个跨间的跨度）对刚度进行折减。折减计算时，不计混凝土，计入钢筋及预应力筋。

当计算混凝土板的应力时，需要计入收缩的作用及徐变的影响。即，收缩作用的效应（会增加中支点区域拉应力），徐变对重力效应应力的影响（会减小中支点区域拉应力），徐变对预应力效应的影响（会降低中支点区域的低压应力储备）。

3 混凝土徐变影响、收缩、梯度温度等作用会引起组合梁截面的应力重分布,从而导致混凝土及钢梁中的应力变化,对于超静定结构还会由此引起次效应。计算作用与徐变影响的效应时,可采用混凝土模量折减的方法来进行截面换算,即按有效弹性模量比将混凝土换算成钢的截面进行应力计算。

按照欧洲规范,可采用时随的有效弹性模量比来进行 t 时刻的截面换算,有效弹性模量比的公式为

$$n_L = n_0(1 + \phi_L \phi(t, t_0)) \quad (27)$$

式中: n_L ——有效弹性模量比, E_g/E_{cp} ;

n_0 ——实际弹性模量比 E_g/E_c ;

ϕ_L ——按不同作用类型的徐变因子(调整徐变影响的程度),永久作用取 1.1,混凝土收缩作用取 0.55;

$\phi(t, t_0)$ ——徐变系数,简化计算徐变影响时,对于准永久组合, $[1 + \phi_L \phi(t, t_0)]$ 可采用 2.0~2.5。

4 钢梁构件受压钢板件稳定与塑性发展的关系,可分为四类:

第一类截面,全截面达到塑性,并可形成塑性铰(结构形成内力重分布);第二类截面,全截面可达到塑性,但不能形成塑性铰,稳定问题先于塑性铰出现;第三类截面,截面边缘达到塑性,稳定问题先于全截面塑性出现;第四类截面,稳定问题先于塑性出现,即承载能力完全由局部稳定控制。

第一类、第二类截面可采用塑性设计截面抗弯承载力,第三类截面可采用弹塑性计算截面承载力,第四类截面一般设计上是不允许采用的。现行国标采用的宽厚比规定保证了截面是第一类,与欧洲规范一致。

组合梁受压翼缘与混凝土板可靠连接时,一般能保证不出现稳定问题。

5 弹性计算时,由于施工方法不同,结构的应力及变形有较大的不同。组合梁混凝土硬结后才能发挥组合截面的作用。

6 混凝土板中有粘结预应力筋,预应力损失由于组合梁钢

梁的约束作用，与混凝土梁有较大的不同。混凝土的收缩徐变应变，需要考虑钢梁对混凝土的约束作用而引起的变化。

简化的计算方法可根据预应力重心处由于收缩徐变作用引起的应力重分布后的应力增量（应变增量）来计算相应的预应力损失。

7 现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 给出了连接件的形式，主要包括栓钉连接件、型钢连接件、弯筋连接件，同时也给出了各自抗剪承载能力。

根据现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017，剪力键的布置以剪跨区分段（以弯矩绝对值最大点、弯矩零点为界），按照完全抗剪连接的要求计算连接件数量（一个剪跨区内的连接件承载能力不小于被连接部件的承载力）。一个剪跨区段的连接件，考虑连接件的变形，可均匀布置。

C.3 裂缝宽度验算

C.3.1

1 组合梁的负弯矩区的混凝土板受力，接近轴心受拉。开裂截面按照前面所述的定义，即荷载标准组合下混凝土板受拉边缘应力大于 $0.75f_{tk}$ 。

2 按式 (C.3.3-1) 计算得到的钢筋平均应力后，可按本规程轴心受拉构件的公式计算裂缝宽度。体外束的效应可计入在 N_q 、 M_q 或 N_k 、 M_k 中。

3 体外束产生的截面应力，与结构体系有关。可采用等效荷载的方法计入效应组合，体外束应力可采用永存应力，并含体外束的二次效应。

附录 D 数 控 张 拉

D.1 一 般 规 定

D.1.1 为保证数控张拉设备安全、可靠，因此需设备提供商应具有预应力张拉设备的生产资质，且提供数控张拉设备所包含的各部件的合格证。数控张拉设备须具有配套控制软件，设备提供商应具有软件著作权或获得软件使用授权。

D.3 功 能

D.3.1 数控张拉设备的参数预设功能，可由现场张拉人员直接操作手持机输入，也可通过数控张拉设备的数据传输功能远程导入。数控张拉设备的数据的导入、导出功能由 USB 接口和网络接口二者共同实现。

D.3.2 在一次完整的数控张拉中，预应力筋的张拉力、持荷时间、锚固应在开始张拉前由程序根据输入的预设参数完全确定，张拉开始后数控张拉设备自行完成整个张拉过程，无需人工干预。在张拉过程中，数控张拉设备应实时采集力一位移参数并生成曲线，由系统自身所带有的报警系统和张拉现场的施工人员共同监督张拉过程。

D.3.3 目前常见的数控张拉设备的千斤顶工作单元由一主机三辅机构成，即一个主控千斤顶和三个与主控千斤顶油压同步的辅助千斤顶构成。对于单根钢绞线的双端张拉，可屏蔽两个辅助千斤顶后由一主机一辅机进行。对于技术水平更为先进的数控张拉设备，如可进行六顶、八顶同步张拉的数控张拉设备，则应注意做好配套辅助措施，尤其应注意工作电压是否能够支持六顶以上的数控千斤顶同步稳定出力。

D.3.4 数控张拉设备应在张拉过程中的每一时间点上反馈各千

千斤顶的张拉控制力和加装于各千斤顶上的位移传感器实测值，将同一时间点上的力和位移进行匹配得到张拉力—伸长值的关系曲线。预警分析报告的参数需要在张拉开始前根据该预应力张拉工程的精度要求进行预设，当实测张拉力—伸长值的相对误差超出预设报警参数时，张拉设备自动报警并停止张拉。

D.3.5 张拉报表自动生成可保证数据真实有效、安全传递。

D.3.6 数据远程传输至工程项目管理平台可借由 Wifi 或有线网络进行传输，当网络条件不佳时，在张拉结束后通过 USB 接口将张拉数据拷贝并保存至工程项目管理平台。

D.6 辅助性能

D.6.2 IP 防护等级是由两个数字所组成，第一个数字表示电器防尘、防止外物侵入的等级，第二个数字表示电器防湿气、防水浸入的密闭程度，数字越大表示其防护等级越高。

IP65 是指完全防止外物及灰尘侵入且防持续至少 3 分钟的低压喷水。

D.7 数控张拉设备的标定与维护

D.7.3 同时采用设备的标定模块进行校核一方面可提高标定精度，另一方面也可检测设备的压力传感器、位移传感器精度。

D.7.7 工作人员的培训工作应由数控张拉设备的供应商负责，施工方宜派遣从事过预应力张拉施工的工人参加培训。

附录 E 张拉阶段预应力损失测定方法

E.1 锚口摩阻损失测试方法

对于夹片式锚具，锚口摩擦损失和张拉工艺有密切的关系，测量锚口摩阻损失时，主动端的张拉方式（自锚还是顶压锚固、限位深度等）均需采用和工程实际相同的张拉方式进行加载。

试验时应保证锚具、数控千斤顶、预应力筋同轴平行。在台座上试验时侧面不应设置有碍受拉或产生摩擦的接触点；在混凝土试件上试验时，试件内预埋管道内径应比锚垫板尾部内径大一个等级，避免预应力筋和预埋管道间产生摩擦。

试验时工作锚一定要安装夹片，保证测量结果和实际一致。

E.2 变角张拉摩擦损失测试方法

试验时应保证锚具、张拉千斤顶、预应力筋同轴平行。试验时工作锚不安装夹片。

E.4 锚固回缩值量测方法

本节提供了两种测量锚具回缩值的方法，在实际工作中可以采用任何一种方法进行测量并取测量结果的平均值作为锚具的回缩值。锚具的回缩值不是锚具产品的验收项目，因此没有给出合格标准。一般情况下，锚具回缩值的加大造成长预应力筋锚固后预加力值的降低是有限的，设计中通常以现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给定的回缩值进行计算；对于较短的预应力筋，当锚具的实际回缩值比现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 给定的回缩值偏大时，会造成预应力筋有效

预加力的显著降低，因此对短预应力筋宜确认锚具的实际回缩值。式（E. 4. 3）中 30mm 为预应力筋在两端锚具尾部的自由长度。