UDC

中华人民共和国行业标准

TB

TB 100XX—20XX

P

J XXX—20XX

铁路隧道高性能主动支护体系设计规范

Code for Design of High-Performance Active Support System for Railway Tunnels

（征求意见稿）

20XX-XX-XX 发布

20XX-XX-XX 实施

国 家 铁 路 局 发 布

中华人民共和国行业标准

铁路隧道高性能主动支护体系设计规范

Code for Design of High-Performance Active Support System for Railway Tunnels

TB 100XX—20XX

J XXX—20XX

主编单位：中国铁路经济规划研究院有限公司

批准部门：国家铁路局

施行日期：20XX 年 XX 月 XX 日

20XX 年 • 北 京

前　言

针对当前铁路隧道建设过程中存在的短板，结合铁路隧道工程特点，铁路隧道高质量建设正以“安全高效、内实外美、绿色智能”为目标快速发展，即通过理念转变，技术进步，从而提升隧道本质安全水平，提高施工效率，提升建造品质，提高长期服役性能，同时降低对环境的影响。

近十年来，经过郑万高铁、渝昆高铁、西渝高铁、成渝高铁等长大干线隧道工程不断探索和实践，形成了以充分调动围岩自承载能力、主动控制围岩变形为根本，以强化“岩-锚-喷联合承载拱”为基础，以超前支护、预应力锚杆、早高强喷混凝土为手段，以施工全过程信息化动态设计为方法的隧道高性能主动支护体系，其本质是强调支护体系的主动性、及时性和针对性，能够为提升隧道工程质量安全、推动绿色可持续发展，建设安全、高效、绿色、智能的现代化铁路隧道工程，实现我国铁路隧道高质量建设目标提供技术保障。

为规范高性能主动支护体系设计要求，推动铁路隧道动态设计，促进铁路隧道建设技术的全面进步和国际化发展，在总结我国铁路隧道主动支护科研成果和建设经验基础上编制完成本规范。

本规范共 10 章，包括总则、术语、基本规定、建筑材料、地质参数、超前支护与加固、初期支护、二次衬砌、特殊地段设计、信息化动态设计等，另有 4 个附录。

本次编制的主要技术内容如下：

1. 明确本规范适用范围，规定了铁道隧道高性能主动支护体系设计的主要原则和动态设计要求。

2. 规范了高性能主动支护体系、预应力锚杆（索）、高性能喷射混凝土等术语解释。

3. 规定了隧道主动支护体系设计内容，明确了采用机械化、信息化施工的要求。

4. 规定了隧道主动支护体系超前支护与预加固、锚杆锚索、喷射混凝土等建筑材料强度等级及性能指标。

5. 规定了隧道主动支护体系勘察设计阶段和施工阶段需要获取的地质参数及方法。

6. 明确了隧道勘察设计、施工阶段掌子面稳定性评价工作要求，规定了超前支护与预加固设计要求。

7. 提出了隧道岩锚喷联合承载拱设计方法，明确了锚杆锚索与高性能喷射混凝土设计规定。

8. 规定了隧道二次衬砌结构计算及设计要求。

9. 明确了隧道浅埋段、高地应力大变形与岩爆、构造破碎带主动支护体系设计要求。

10. 规定了隧道信息化动态设计信息采集内容、设计流程等要求。

在执行本规范过程中，希望各单位结合工程实践，认真总结经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请及时将意见和有关资料寄交中国铁路经济规划研究院有限公司（北京市海淀区北蜂窝路乙 29 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规范由国家铁路局科技与法制司负责解释。

主编单位：中国铁路经济规划研究院有限公司。

参编单位：中铁二院工程集团有限责任公司、西南交通大学、中铁第一勘察设计院集团有限公司、中铁第四勘察设计院集团有限公司、中国铁道科学研究院集团有限公司。

主要起草人：

主要审查人：

本规范的历次版本发布情况：

目　　次

1　总　　则 1
2　术　　语 2
3　基 本 规 定 3
4　建 筑 材 料 4
4.1 一般规定 4
4.2 超前支护与预加固 4
4.3 锚杆 6
4.4 锚索 10
4.5 高性能喷射混凝土 12
5 围岩参数判识 15
5.1 一般规定 15
5.2 勘察设计阶段围岩参数识别 15
5.3 施工阶段围岩参数识别 15
6　超前支护与预加固 16
6.1 一般规定 16
6.2 掌子面稳定性评价 16
6.3 超前支护与预加固设计 18
7　岩锚承载拱设计 20
7.1 一般规定 20
7.2 初期支护计算 20
7.3 锚杆（索）支护 21
7.4 高性能喷射混凝土支护 22
8　二次衬砌 24
8.1 一般规定 24
8.2 荷载及结构计算 24
8.3 结构设计 24
9　特殊地段设计 27
9.1 浅埋段隧道 27
9.2 高地应力大变形隧道 27
9.3 高地应力岩爆隧道 28

9.4 构造破碎带隧道 29
10 信息化动态设计 30
10.1 一般规定 30
10.2 信息采集 30
10.3 支护动态设计 31
附录 A 岩石坚硬程度、岩体完整程度和地下水出水状态分类 33
附录 B 掌子面稳定系数计算方法 36
附录 C 岩锚喷联合承载拱支护荷载结构法计算 40
附录 D 岩锚喷联合承载拱支护地层结构法计算 44
附录 E 块体极限平衡法计算 48
本规范用词说明 51
《铁路隧道高性能主动支护体系设计规范》 52

1 总　　则

1.0.1 为贯彻国家有关法规和铁路技术政策，统一铁路隧道高性能主动支护设计技术标准，使铁路隧道设计符合安全高效、内实外美、绿色智能的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于高速铁路、城际铁路、重载铁路和客货共线Ⅰ、Ⅱ级铁路标准轨距采用高性能主动支护的隧道设计。

1.0.3 隧道高性能主动支护设计应充分调动围岩自承载能力，采用岩锚喷联合承载拱理论控制围岩变形。

1.0.4 隧道高性能主动支护设计应贯穿于隧道建设全过程，并应根据地形、地质特征及周边环境因素，考虑施工条件，开展信息化动态设计。

1.0.5 铁路隧道高性能主动支护设计应积极采用新技术、新材料、新设备、新工艺，并应符合国家、行业有关管理规定。

1.0.6 铁路隧道高性能主动支护设计除应符合本标准外，尚应符合国家、行业现行有关标准的规定。

2 术　　语

2.0.1　高性能主动支护体系　high-performance active support system for tunnels

通过采取超前支护、预应力锚杆（索）、高性能喷射混凝土等支护手段，施工过程开展信息化动态调整支护参数，构建隧道岩锚喷联合承载拱，充分发挥围岩结构承载能力，主动控制围岩变形的隧道支护体系。

2.0.2　预应力锚杆（索）　prestressed anchor (bolt)

将张拉力传递到稳定的或适宜的岩土体中的一种受拉杆件，一般由锚头、锚杆（索）自由段和锚杆（索）锚固段组成。

2.0.3　树脂锚固预应力锚杆　prestressed anchor with resin capsules

采用树脂锚固剂锚固的预应力锚杆。

2.0.4　机械锚固预应力锚杆　prestressed anchor with mechanical anchoring

采用机械锚固件锚固的预应力锚杆。

2.0.5　早高强喷射混凝土　early-strength high-strength shotcrete

早期强度发展快、终期强度高的喷射混凝土。

2.0.6　高性能喷射混凝土　high-performance shotcrete

具有良好的工作性能、力学性能、耐久性能及综合经济性，以早高强、高抗渗、低回弹为典型特征的喷射混凝土。

3 基 本 规 定

3.0.1 铁路隧道高性能主动支护体系设计应包括超前支护设计、围岩预加固设计、岩锚喷承载拱设计、二次衬砌设计等内容，施工过程中应开展信息化动态设计。

3.0.2 铁路隧道高性能主动支护体系设计应按勘察设计和施工两阶段开展，勘察设计阶段应根据地质勘察资料开展主动支护设计，施工阶段应采集施工全过程地质信息、变形监测信息，实时开展围岩精细化判识、掌子面稳定性评价、支护参数动态调整。

3.0.3 铁路隧道超前支护与预加固设计应根据隧道施工及结构、周边建（构）筑物的安全确定。

3.0.4 铁路隧道初期支护应采用岩锚喷联合承载拱支护结构，支护参数应综合考虑地质条件、断面形状、支护类型、材料性能、施工条件等因素，通过工程类比和计算分析确定。

3.0.5 铁路隧道二次衬砌结构设计可采用破损阶段法、容许应力法等计算方法，采用极限状态法时应符合相关标准规定。

3.0.6 铁路隧道高性能主动支护体系材料选择、耐久性设计应与环境作用等级相适应。

3.0.7 铁路隧道特殊地段高性能主动支护体系设计应结合地质条件、水文条件、环境特点等因素采取针对性措施。

3.0.8 铁路隧道高性能主动支护体系宜采用全工序机械化、信息化施工。

3.0.9 铁路隧道高性能主动支护体系施工工法宜采用全断面法或微台阶法。

3.0.10 铁路隧道施工应建立动态设计信息系统，根据施工揭示地质、围岩变形等信息，动态开展支护结构安全性评价，及时调整支护措施。

4 建 筑 材 料

4.1 一般规定

4.1.1 隧道主动支护体系混凝土及喷射混凝土用水泥、骨料、矿物掺合料、外加剂和水等原材料应符合《铁路混凝土》TB/T 3275 和《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 规定。

4.1.2 隧道主动支护体系常用建筑材料可选用下列强度等级：

喷射混凝土：C30，C35，C40，C45。

混凝土：C30，C35，C40，C45，C50。

钢筋：HPB300，HRB400，HRB500，CRMG600。

4.1.3 隧道高性能主动支护体系各部位建筑材料的强度等级不应低于表 4.1.3 规定。

表 4.1.3 高性能主动支护体系混凝土强度等级

工程部位	混凝土	钢筋混凝土	喷射混凝土
拱墙	C30	C30	C30
仰拱	C30	C30	C30
底板		C30	
仰拱预制块		C40	

4.2 超前支护与预加固

4.2.1 超前支护管材应采用 Q355 热轧无缝钢管，其材质应符合现行《低合金高强度钢》GB/T 1591 及《结构用无缝钢管》GB/T 8162 规定。

4.2.2 预加固注浆材料应根据地质和水文条件、地下水状态、裂隙发育程度、注浆目的、注浆工艺和设备等因素确定，宜选取水泥浆、水泥砂浆、超细水泥浆、双液浆等常用注浆材料，并应符合下列规定：

1 具有良好的耐久性和稳定性。

2 固化时体积收缩小，固结后有较高的强度和抗渗性。

3 低毒或无毒、无臭，对环境无污染或污染小，对人体无害。

4 动水条件下，应满足抗分散性好、早期强度高、凝胶时间可调、结石体抗冲刷性能好等要求。

4.2.3 水泥浆宜采用普通硅酸盐水泥配制，水泥强度等级不应低于42.5 级；用于地下水侵蚀环境时，应根据环境作业类别及等级，选用相应的耐侵蚀水泥；其性能指标应符合表 4.2.3 规定。

表 4.2.3　水泥浆性能指标

项目	指标要求
水灰比	0.5～1
初凝时间	≥30 min
终凝时间	≤24 h
24h 结石率	加固时≥70%，堵水时≥90%
28d 抗压强度	≥5Mpa ~10Mpa，加固时≥10Mpa

4.2.4 水泥砂浆宜采用中砂或细砂，最大粒径应满足注浆设备及输送管路要求，其性能指标应符合表 4.2.4 规定。

表 4.2.4　水泥砂浆性能指标

项目	指标
水灰比	0.35～0.5
灰砂比	1:1～1:3
稠度	8m～16m
泌水率（30 min）	≤3%

4.2.5 超细水泥浆的水泥强度等级宜为 52.5 级，其性能指标应符合表 4.2.5 规定。

表 4.2.5　超细水泥浆性能指标

项目	指标
D90 粒径	≤20 μm
D50 粒径	≤8 μm
水灰比	0.5～1.0
初凝时间	≥30min
终凝时间	≤600min
3d 抗压强度	≥23.0 MPa
128d 抗压强度	≥52.5 MPa

4.2.6 双液浆性能指标应符合表 4.3.6 规定。

表 4.2.6　双液浆性能指标

项目	指标
凝结时间	10s～10 min（可调）
结石率（3d）	≥95%
3d 抗压强度	加固时≥8Mpa，堵水时≥5Mpa
28d 抗压强度	加固时≥15Mpa，堵水时≥10Mpa
抗渗等级	加固时≥P8，堵水时≥P4
浆液稳定性	24h 无明显离析

4.3 锚杆

4.3.1 隧道主动支护体系锚杆包括非预应力锚杆和预应力锚杆。非预应力锚杆可采用砂浆锚杆、中空锚杆，预应力锚杆可采用树脂锚固预应力锚杆、机械锚固预应力锚杆。

4.3.2 锚杆杆体应符合下列规定：

1　实心锚杆杆体材料应符合表 4.3.2-1 的规定。采用热轧带肋钢筋端部螺纹时，应采用滚压工艺。

表 4.3.2-1　实心锚杆杆体力学性能

公称直径（mm）	屈服强度	抗拉强度	屈服力	最大力	最大力总延伸率
22	≥400	≥540	≥152	≥205	≥7.5%
25	-	-	≥196	≥265	-
32	-	-	≥321	≥434	-

2　中空锚杆杆体材质应符合《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 或《合金结构钢》GB/T 3077 规定，力学性能应符合表 4.3.2-2 规定。

表 4.3.2-2 中空锚杆杆体物理力学性能

公称直径	屈服力 $F_{p0.2}$	最大力 F_m	最大力总延伸率 A_{gt}	强屈比 $F_m^0/F_{p0.2}^0$	超屈比 $F_{p0.2}^0/F_{p0.2}$
25 mm	≥150 kN	≥200 kN	≥5%	≥1.25	≤1.3
32 mm	≥280 kN	≥360 kN	≥5%	≥1.25	≤1.3
38mm	≥400 kN	≥500 kN	≥5%	≥1.25	≤1.3
51mm	≥630 kN	≥800 kN	≥5%	≥1.25	≤1.3

3　杆体外表面不应有裂缝、折叠、结疤和锈斑等缺陷。

4.3.3 锚杆用螺母应符合下列规定：

1　螺母宜采用符合《六角厚螺母》GB/T 56 规定的六角螺母，螺母的内螺纹应与配套锚杆杆体的外螺纹相匹配。

2　螺母材料的机械性能不应低于《优质碳素结构钢》GB/T 699 的规定。

3　螺母通过锚杆杆体一垫板及螺母组装件实测承载力不应小于配套锚杆杆体最大力。

4　螺母表面不应有裂纹、锈斑等缺陷。

4.3.4 锚杆用垫板应符合下列规定：

1　垫板材料宜采用符合《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352 规定的铸钢或符合《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》GB/T 709 规定的热轧钢板，不应采用铸铁类脆性材料。

2　平面或蝶形垫板的中心孔径宜大于锚杆杆体直径 3mm～6mm。

3　垫板表面不应有裂纹、锈斑等缺陷。

4.3.5 锚杆杆体—垫板及螺母组装件实测承载力不应小于配套锚杆杆体的设计最大力，试验方法应符合《铁路隧道锚杆》TB/T 3356 规定。

4.3.6 锚固材料可分为水泥基注浆材料、水泥卷锚固剂和树脂卷锚固剂等，在富水、砂层等特殊地层可采用聚氨酯等注浆材料。

4.3.7 水泥基注浆材料可分为水泥浆和水泥砂浆；采用水泥砂浆时，细骨料粒径不应大于 2.0 mm。水泥基注浆材料应为质地均匀、颜色一致的粉状材料，不应有结块。水泥基注浆材料的主要技术指标应符合表 4.3.7 的规定。

表 4.3.7　水泥基注浆材料主要技术指标

序号	项目	指标要求

			速凝型Ⅰ	速凝型Ⅱ	缓凝型
1	凝结时间	初凝	≥30min	≥30min	≥8h
		终凝	≤100min	≤100min	≤24h
2	抗压强度（MPa）	5h	≥10	≥20	—
		28d	≥20	≥35	≥35
3	限制膨胀率	5h	≥0	≥0	—
		28d	≥0	≥0	≥0
4	压力泌水率，0.36MPa		≤2.0%	≤2.0%	≤2.0%
5	氯离子含量		＜0.06%	＜0.06%	＜0.06%
6	锚固力（kN）	5h	—	≥150	—

4.3.8 水泥卷锚固剂主要技术指标应符合表 4.3.8 规定。

表 4.3.8　水泥卷锚固剂的主要技术指标

序号	项目		指标要求		
			速凝型Ⅰ	速凝型Ⅱ	缓凝型
1	凝结时间	初凝	≥4min	≥30min	≥8h
		终凝	≤8min	≤100min	≤24h
2	抗压强度（MPa）	0.5h	≥12	—	—
		5h	—	≥20	—
		1d	≥30	—	—
		28d	≥40	≥35	≥35
3	限制膨胀率	5h	—	≥0	—
		28d	≥0.02%	≥0	≥0
4	氯离子含量		＜0.06%	＜0.06%	＜0.06%
5	锚固力（kN）	0.5h	≥80	—	—
		5h	—	≥150	—
		1d	≥200	—	—

4.3.9 树脂卷锚固剂可分为普通型和早强型，其性能应符合下列规定：

1　树脂卷锚固剂凝胶时间和颜色标识应符合表 4.3.9 规定。

表 4.3.9-1　树脂卷锚固剂凝胶时间和颜色标识

分类	类型	特性	凝胶时间 s	颜色标识
早强型	CKaS	超快速 早高强	15～25	黄
	CKbS		26～40	
普通型	CKa	超快速	8～25	黄
	CKb		26～40	红
	K	快速	41～90	蓝
	Z	中速	91～180	白

2　早强型树脂卷锚固剂待强时间1 min时锚固力不应低于72 kN，待强时间 5 min 时锚固力不应小于配套锚杆杆体 设计最大力。

3　表4.3.9-2规定的龄期条件下普通型树脂卷锚固剂的锚固力不应小于配套锚杆杆体屈服力的 1.2 倍。

表 4.3.9-2　普通型规定龄期

类型	CKa	CKb	K	Z
规定龄期（min）	5	10	15	30

4　普通型树脂卷锚固剂中的固化剂与树脂胶泥的质量比不应小于 4%；早强型树脂卷锚固剂中的固化剂与树脂胶泥的质量比不应小于 10%。

5　树脂卷锚固剂指标检验应符合《树脂锚杆 第 1 部分：锚固剂》MT 146.1 规定。

4.3.10 锚杆机械锚固件应符合下列规定：

1　机械锚固件表面不应有裂纹、锈斑等缺陷。

2　机械锚固件材料的机械性能不应低于《一般工程用铸造碳钢件》GB/T 11352 规定的铸钢。

3　锚杆杆体-机械锚固件组装件实测承载力应满足表4.3.10要求，试验方法应符合《铁路隧道锚杆》TB/T 3356 规定。

表 4.3.10　机械锚固件结构参数和力学性能

锚杆杆体公称直径（mm）	极限承载力（kN）	锚孔直径（mm）
25	≥105	40～45
32	≥196	51～56
38	≥280	65～70
51	≥441	76～90

4.3.11 锚杆各部件的防腐材料与杆体构造应在锚杆施工及使用期内不发生损坏并不影响锚杆使用功能。

4.3.12 锚杆防腐保护措施应根据设计使用年限及所处地层环境类别和作用等级确定。锚杆防腐设计应符合下列规定：

1 钢质杆体可采用镀锌或渗锌、环氧涂层或镀锌环氧涂层防腐，钢质垫板及螺母宜采用镀锌或渗锌防腐。渗锌处理应符合《钢结构件渗锌耐蚀作业质量控制评定技术规范》GB/T 35505 的规定，渗锌层厚度等级不应低于 SZn60f。

2 采用热浸镀锌法或渗锌法处理时，钢质杆体及垫板的镀锌或渗锌层厚度不应小于 70 um，螺母的镀锌或渗锌层厚度不应小于 40 pm，其他要求应符合国家现行相关标准的规定。

3 采用环氧涂层或镀锌环氧涂层法处理时，钢质杆体的涂层厚度应符合表 4.3.11 规定，其他要求应符合现行《环氧树脂涂层钢筋》JG/T 502 的规定。

表 4.3.11 钢制杆体环氧涂层及镀锌环氧涂层厚度

杆体公称直径（mm）	环氧涂层厚度（μm）	镀锌环氧涂层厚度（μm）
≥20	平均值：180~400 144≤单点厚度≤480	镀锌层厚度≥35 固化后（镀锌层+环氧层）总厚度平均值：180~400 144≤单点厚度≤480

4 中空锚杆体露头端的外表面应热镀锌或覆环氧树脂涂层，其范围不应小于 500 mm。

4.4 锚索

4.4.1 锚索可采用高强钢绞线等结构形式。

4.4.2 预应力锚索用钢绞线应符合下列规定：

1 拉力型锚索可选用钢绞线、无粘结预应力钢绞线，压力型锚索宜选用无粘结预应力钢绞线。

2 钢绞线公称直径为 9.5mm～21.6mm，其极限强度标准值应介于 1720MPa～1960MPa 之间。

4.4.3 压力型锚索承载体应符合下列规定：

1 承载体应具有与锚索极限受拉承载力相适应的力学性能，可采用钢质或高分子聚酯纤复合材料。

2 钢质承载体外表应进行防腐处理。

4.4.4 预应力锚索锚具应符合现行《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

4.4.5 锚索垫板及钢过渡管应符合下列规定：

1 预应力锚索可设置单层或双层平面垫板，垫板尺寸可根据锚索的张拉荷载确定，垫板厚度不宜小于 20 mm。

2 垫板可选用 45 号钢或 Q355 号钢板。

3 下层垫板应预留螺栓孔、注浆和排气孔。

4 钢过渡管宜与下层垫板焊接，其壁厚不宜小于 5 mm。

4.4.6 锚索隔离架应符合下列规定：

1 应采用钢材制作，其尺寸应满足锚索注浆保护层厚度的要求。

2 隔离架不得影响锚索注浆浆体的自由流动。

4.4.7 锚索防护套管应符合下列规定：

1 自由段防护用光滑套管应采用聚乙烯管，锚固段防护用波形套管应采用高密度聚乙烯波纹管。

2 套管内径应大于锚索体直径 4 mm 以上，有隔离架锚索的套管内径应大于隔离架直径 4 mm。

3 高密度聚乙烯波纹管壁厚不应小于 3 mm，不应使用再生料。

4.4.8 隧道环境作用等级为 H3 和 H4 时，预应力锚索支护应采用 I 级防腐保护构造设计，在其余环境作用等级下预应力锚索支护应采用 II 级防腐保护构造设计。

4.4.9 预应力锚索 I、Ⅱ级防腐保护构造应符合表 6.5.16 的要求。

表 6.3.4　预应力锚索 I、Ⅱ级防腐保护构造设计

防腐保护等级	锚索类型	预应力锚索及锚具防腐保护构造要求		
		锚头	自由段	锚固段
Ⅰ级	拉力型	采用过渡管，锚具用混凝土封闭	采用注入油脂的护管或无黏结钢绞线，并在护管或无黏结钢绞线束外再套有光滑套管	采用注入水泥浆的波形套管
	压力型		采用无黏结钢绞线，并在无黏结钢绞线束外再套有光滑套管	采用无黏结钢绞线
Ⅱ级	拉力型		采用注入油脂的保护套管或无黏结钢绞线	采用注入水泥浆的波形套管
	压力型		采用无黏结钢绞线	采用无黏结钢绞线

4.5 高性能喷射混凝土

4.5.1 高性能喷射混凝土水泥品种与强度等级应根据设计、施工要求、结构特点及工程所处环境等因素确定，并应符合下列规定：

1 水泥宜采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥。

2 水泥强度等级不应低于 42.5。

3 氯盐侵蚀环境下的混凝土不宜采用抗硫酸盐硅酸盐水泥和氯离子含量超过 0.06%的水泥。

4 硫酸盐侵蚀环境下的混凝土可采用抗硫酸盐硅酸盐或铁铝酸盐水泥，不宜采用熟料中铝酸三钙含量超过 5.0%的水泥。

4.5.2 高性能喷射混凝土粗骨料应选用粒形良好、级配合理、质地坚固、吸水率低、线胀系数小的洁净碎石，并应符合下列规定：

1 粗骨料最大公称粒径不宜大于 12mm，掺钢纤维喷射混凝土的粗骨料最大公称粒径不宜大于 10mm。

2 混凝土不宜采用含颗粒状硫酸盐或硫化物杂质的粗骨料。

4.5.3 高性能喷射混凝土细骨料应符合下列规定：

1 细骨料应选用级配合理、质地坚固、吸水率低、空隙率小的洁净天然河砂，或母材检验合格、经专门机组生产的机制砂，必要时可将河砂与机制砂混合使用，不应使用海砂。

2 不宜采用含颗粒状硫酸盐或硫化物杂质的细骨料。

3 冻融破坏环境下，混凝土不应采用含泥量大于 2.0%的细骨料，不应采用吸水率大于 1.0%的河砂或吸水率大于 2.0%的机制砂。

4.5.4 高性能喷射混凝土矿物掺合料应应符合下列规定：

1 矿物掺合料应采用能改善混凝土性能且品质稳定的粉煤灰、矿渣粉、硅灰和岩石基矿物掺合料等产品。

2 氯盐侵蚀环境或化学腐蚀环境下的混凝土宜采用粉煤灰、矿渣粉、硅灰或硅灰浆。

3 D4 环境下的混凝土不宜采用烧失量大于 3.0%的粉煤灰。

4.5.5 高性能喷射混凝土外加剂应符合下列规定：

1 外加剂应选用能明显改善混凝土性能且品质稳定的产品。

2 外加剂与水泥及矿物掺合料之间应具有良好的相容性。

3 速凝剂宜采用无碱速凝剂。

4 减水剂宜采用减水率不低于 25%的高性能减水剂。

5 其他外加剂应具有增黏、增强、增韧等功能。

6 外加剂品种和掺量应经试验确定。

4.5.6 高性能喷射混凝土钢纤维抗拉强度不应小于 600MPa，等效直径宜为 0.3mm～0.5mm，长度宜为 20mm～25mm。

4.5.7 高性能喷射混凝土配合比设计应符合下列规定：

1 配合比设计方法应符合《铁路混凝土》TB/T 3275 的有关规定。

2 初始配合比应根据工程特点、施工工艺及环境因素，综合喷射混凝土配制强度、拌合物性能、力学性能和耐久性能等要求计算确定。

3 现场实施配合比应在初始配合比基础上，经试验室试配、试喷、调整确定。

4.5.8 高性能喷射混凝土拌合物应具有良好的和易性和可喷射性，坍

落度宜为 200mm～240mm，坍落度经时损失和凝结时间等应满足施工要求。拌合物性能试验方法应符合《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》GB/T 50080 的有关规定。

4.5.9 高性能喷射混凝土胶凝材料用量不宜小于 450kg/m^3，水胶比不宜大于 0.40，砂率宜为 0.45～0.6。

4.5.10 高性能钢纤维喷射混凝土的钢纤维掺量不宜小于 25kg/m^3。

4.5.11 高性能喷射混凝土应测试掺加速凝剂后，标准养护条件下 3h、8h 龄期抗压强度，并应进行现场工艺性试验验证。

5 地质参数

5.1 一般规定

5.1.1 铁路隧道高性能主动支护设计应按勘察设计阶段、施工阶段获取地质参数。

5.1.2 地质参数应满足铁路隧道高性能主动支护体系设计需求。

5.1.3 铁路隧道高性能主动支护设计获取地质参数应包括以下内容：

1 岩体结构类型，岩石单轴饱和抗压强度。

2 岩体黏聚力、内摩擦角、弹性模量、泊松比。

3 结构面发育程度、结构面产状、结构面结合程度。

4 地下水出水状态。

5 初始地应力。

5.2 勘察设计阶段

5.2.1 勘察设计阶段应采用遥感图像地质解译、调绘、物探、钻探、原位测试、室内试验等综合勘察方法获取地质参数，并应符合《铁路工程地质勘察规范》TB10012 规定。

5.2.2 勘察设计阶段应获取隧道线路范围内不同地层、不同围岩级别地段的地质参数信息。

5.3 施工阶段

5.3.1 施工阶段宜采用自动化、信息化方法动态获取地质参数，可通过施工装备作业时同步、自动采集和预处理。

5.3.2 施工阶段应结合支护措施、施工工法，开展掌子面分区识别地质参数。

5.3.3 施工阶段应采集超前地质预报信息、掌子面信息、施工装备钻孔参数等。

6　超前支护与预加固

6.1 一般规定

6.1.1 铁路隧道主动支护设计应按勘察设计、施工两阶段开展掌子面稳定性评价工作。

6.1.2 勘察设计阶段，设计单位应对掌子面稳定性进行初步评价，确定施工工法及超前支护与预加固措施。

6.1.3 施工阶段，施工单位应对掌子面稳定性评价结果进行现场核实。当掌子面地质条件变化较大时，设计单位应对掌子面稳定性进行再评价，及时调整超前支护与预加固措施。

6.1.4 铁路隧道主动支护设计应明确掌子面变形的观察或监测要求。

6.2 掌子面稳定性评价

6.2.1 掌子面稳定性可分为稳定、暂时稳定、不稳定三种类别，掌子面稳定性类别为暂时稳定、不稳定类时，应进行超前支护与预加固设计。

6.2.2 勘察设计阶段掌子面稳定性评价应以地质分析法为主，根据岩性、岩体强度及完整程度、地下水状态等条件，结合区域构造、岩层走向、地应力等因素综合分析。

6.2.3 施工阶段掌子面稳定性评价可采用定性或定量评价方法确定掌子面稳定性类别。

6.2.4 掌子面稳定性定性评价流程可按图 6.2.4 执行。

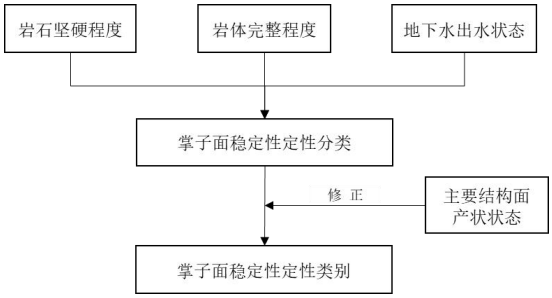


图 6.2.4　掌子面稳定性定性评价流程图

6.2.5 掌子面稳定性定量评价流程可按图 6.2.5 执行。

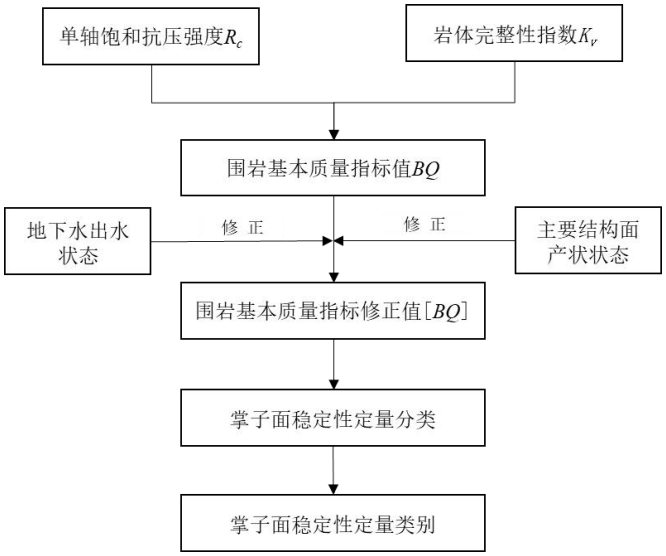


图 6.2.5　掌子面稳定性定量评价流程图

6.2.6 掌子面稳定性定性分类应根据掌子面岩石坚硬程度、岩体完整程度、地下水出水状态等因素组合确定，并应符合表 6.2.6 和附录 A 相关规定。

表 6.2.6　掌子面稳定性定性分类表

掌子面稳定性类别围岩级别	稳定	暂时稳定	不稳定
III	①极硬岩、较破碎、无水或滴状； ②硬岩、较完整、无水或滴状或线流状； ③较软岩、完整、无水或滴状。	\	\
Ⅳ	①极硬岩、较破碎、线流状； ②硬岩、较完整、涌流状； ③较软岩、完整、线流状； ④较软岩、较完整、无水或滴状； ⑤软岩、完整或较完整、无水或滴状。	①极硬岩、较破碎、涌流状； ②极硬岩、破碎、无水或滴状； ③硬岩、破碎或较破碎、无水或滴状； ④较软岩、完整、涌流状； ⑤较软岩、较破碎、无水或滴状。	\
Ⅴ	—	①极硬岩、破碎、线流状； ②硬岩、较破碎或破碎、线流状； ③较软岩、较完整或较	①硬岩、较破碎、涌流状； ②较软岩、较完整或较破碎、涌流状； ③较软岩、破碎、线流

		破碎、线流状； ④较软岩、破碎、无水或滴状； ⑤软岩、完整或较完整、线流状； ⑥软岩、较破碎或破碎、无水或滴状。	状； ④软岩、较破碎或破碎、线流状； ⑤软岩、涌流状； ⑥全部极软岩； ⑦破碎、涌流状； ⑧全部极破碎围岩。

6.2.7 掌子面稳定性定量分类可采用极限平衡法或根据围岩基本质量指标修正值[BQ]按表 6.2.7 确定。

表 6.2.7　掌子面稳定性定量分类表

掌子面稳定性类别	稳定	暂时稳定	不稳定
定量分类标准	300< [*BQ*]	200< [*BQ*]≤300	[*BQ*]≤200

6.2.8 施工阶段掌子面稳定性定量分析采用极限平衡法时，可按附录 B 执行。

6.3 超前支护与预加固设计

6.3.1 超前支护及预加固设计应包含掌子面超前管棚设计、超前小导管设计和掌子面预注浆设计等内容。

6.3.2 超前支护及预加固设计应根据掌子面稳定性评价结果，并结合超前支护计算理论和工程类比综合分析确定支护参数。

6.3.3 超前支护计算理论可采用极限平衡法理论分析，复杂条件下宜采用数值计算辅助分析。

6.3.4 超前支护与预加固措施可按表 6.3.4 选取。

表 6.3.4　超前支护与预加固措施建议表

施工工法 掌子面 稳定性类别	全断面法	微台阶法
稳定	必要时掌子面局部喷射混凝土	\
暂时稳定	①必要时掌子面局部喷射混凝土 ②超前小导管	①必要时掌子面局部喷射混凝土 ②超前小导管

不稳定	\	①掌子面上台阶局部或全部喷射混凝土 ②超前管棚、超前管棚+掌子面预注浆组合或其它措施

6.3.5 施工阶段采用超前支护计算理论设计超前支护与预加固时，可按附录 B 执行。

6.3.6 超前小导管支护设计应符合下列规定：

1 超前小导管外径宜为42mm～50mm，单根长度宜为3.0～6.0m，壁厚不应小于 3.5mm。

2 外插角不宜大于 10°。

3 超前小导管纵向搭接长度不应小于 1.0m。

4 掌子面开挖后小导管嵌入掌子面前方不应小于 1m。

6.3.7 管棚支护设计应符合下列规定：

1 外径宜为 60mm～180mm，壁厚宜为 4.5mm～8mm；

2 中管棚单根长度宜为 6m~9m，大管棚长度不宜小于 10m；

3 中管棚外插角不宜大于 10°，超前大管棚外插角不宜大于 5°

4 中管棚和大管棚纵向搭接长度不应小于 3.0m；中管棚嵌入掌子面前方不小于 2m，大管棚嵌入掌子面前方不小于 3m。

5 洞口大管棚应设置导向墙，洞内大管棚宜设置管棚工作室。

6 管棚内可增设钢筋笼。

7　岩锚喷联合承载拱设计

7.1 一般规定

7.1.1 隧道岩锚喷联合承载拱的支护类型及参数应根据围岩级别、工程地质及水文地质条件、埋置深度、断面尺寸、形状等因素，通过工程类比或理论计算确定；必要时应经过试验论证。

7.1.2 隧道岩锚喷联合承载拱理论计算可采用荷载结构法或地层结构法。

7.1.3 隧道施工过程中应根据实际开挖揭示围岩状况及变形监测成果动态调整岩锚喷联合承载拱支护类型及参数。

7.2 岩锚喷联合承载拱计算

7.2.1 岩锚喷联合承载拱支护计算，应考虑锚杆对围岩力学参数的强化作用，当喷射混凝土内设置钢架时，可按钢筋混凝土或型钢混凝土等效计算。

7.2.2 岩锚喷联合承载拱支护设计采用荷载结构法计算时，可按附录 C 执行。并应符合下列规定：

1 岩锚承载拱结构、喷射混凝土结构模型采用梁单元或实体单元模拟。

2 结构与地层间相互作用采用径向无拉力弹簧单元模拟。

3 墙脚处采用铰接约束。

4 岩锚承载拱结构模型所受荷载，按岩锚承载拱结构外侧围岩压力荷载计算。

5 喷射混凝土结构模型所受荷载，按岩锚承载拱结构模型计算的径向位移值进行计算。

7.2.3 岩锚喷联合承载拱支护设计采用地层结构法计算时，可按附录 D 执行。

7.2.4 岩锚喷联合承载拱支护设计荷载应按施工各阶段地应力释放荷载进行计算，各阶段地应力释放荷载比例应根据现场实测数据确定。

7.2.5 岩锚喷联合承载拱支护结构可按破损阶段法验算结构截面的强度，结构验

算可采用最终状态验算或全过程验算，岩锚承载拱结构和喷射混凝土结构应满足结构安全要求。

7.2.6 隧道围岩局部失稳分析采用块体极限平衡法时，可按附录 E 执行。

7.3 锚杆（索）支护

7.3.1 隧道锚杆（索）设计应包含以下内容：

1 锚杆（索）类型。

2 设置范围及部位。

3 锚杆（索）长度、直径、间距、预应力值等参数。

4 锚杆（索）施工要求。

5 锚杆（索）耐久性要求。

7.3.2 锚杆（索）类型应根据工程地质条件、工程特点和施工方法等因素综合确定。Ⅱ级、Ⅲ围岩可采用非预应力锚杆，Ⅳ级、Ⅴ级围岩宜采用预应力锚杆，特殊条件下可采用预应力锚索。

7.3.3 预应力锚杆类型应根据围岩特性按表 7.3.3 进行选择，其他条件应另行研究确定。

表 7.3.3　常用预应力锚杆选型

<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">锚杆类型</td><td colspan="2">一般围岩地段</td><td colspan="3">不良地质地段</td></tr>
<tr><td>硬质岩</td><td>软质岩</td><td>大变形</td><td>岩爆</td><td>高地温</td></tr>
<tr><td>机械锚固预应力锚杆</td><td>涨壳式预应力锚杆</td><td>适用</td><td>视条件适用①</td><td>视条件适用①</td><td>适用</td><td>适用</td></tr>
<tr><td rowspan="3">树脂锚固预应力锚杆</td><td>外置式树脂锚固预应力锚杆</td><td rowspan="3">适用</td><td rowspan="3">适用</td><td rowspan="3">适用</td><td rowspan="3">适用</td><td rowspan="3">视条件适用②</td></tr>
<tr><td>内置式树脂锚固预应力锚杆</td></tr>
<tr><td>全长粘接树脂锚固预应力锚杆</td></tr>
<tr><td colspan="7">注：① 满足以下两个条件的软质岩或大变形段落，经开展现场试验，锚下有效预应力达到设计要求的，可采用预应力涨壳式锚杆：
1）岩石单轴饱和抗压强度＞15MPa。
2）岩体结构面整体不发育～较发育，岩体完整～较破碎。
② 岩温不大于 37℃时，通用树脂锚固剂适用；岩温大于 37℃时，应选用耐热树脂锚固剂，并应进行现场试验验证。</td></tr>
</table>

7.3.4 Ⅱ级围岩可在拱部局部位置设置锚杆，Ⅲ级围岩可在拱部和边墙局部位置设置锚杆，Ⅳ级、Ⅴ级围岩宜在拱墙范围设置锚杆。

7.3.5 系统锚杆支护应沿隧道周边径向按矩形或梅花形布置，锚杆方向应接近于径向或垂直岩层。

7.3.6 当存在影响局部稳定的结构面时，除正常设置系统锚杆外，还应设置局部锚杆，并应按最优锚固角布置。

7.3.7 锚杆的长度、间距、预应力等设计参数，应能满足岩锚承载拱结构安全性计算。

7.4 高性能喷射混凝土支护

7.4.1 高性能喷射混凝土设计应包含以下内容：

1 喷射混凝土强度等级；

2 喷射混凝土厚度；

3 喷射混凝土施工要求；

4 喷射混凝土耐久性要求。

7.4.2 高性能喷射混凝土强度等级应根据设计使用年限及所处地层环境类别和作用等级确定，且不应低于 C30。抗压强度应满足《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB10005 的要求。

7.4.3 高性能喷射混凝土 3h、8h 及 24h 龄期抗压强度分别不应小于 2MPa、10MPa、15MPa。

7.4.4 高性能喷射混凝土厚度设计应满足隧道洞室工程稳定要求及对不稳定危石冲切效应的抗力要求，最小设计厚度不得小于 50mm。

7.4.5 高性能喷射混凝土中钢筋网的设计应符合下列规定：

1 钢筋网材料宜采用 HPR300 钢筋，钢筋直径宜为 6mm~12mm;

2 钢筋间距宜为 150mm~300mm;

3 钢筋保护层厚度不应小于 20mm。

7.4.6 高性能喷射混凝土抗渗等级不应低于 P8，强富水段及处于侵蚀性环境或

介质中的喷射混凝土抗渗等级不应低于 P10。

7.4.7 碳化环境、氯盐侵蚀环境、化学腐蚀环境、盐类结晶破坏环境、冻融破坏环境下，喷射混凝土的耐久性能应满足《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 的要求。

8　二次衬砌

8.1 一般规定

8.1.1 隧道二次衬砌结构的型式及尺寸，可根据围岩级别、工程地质及水文地质条件、埋置深度、环保要求、结构工作特点，结合施工方法及施工条件等，通过工程类比和结构计算确定；必要时，应经过试验论证。

8.1.2 隧道二次衬砌可作为结构安全储备，浅埋、土砂围岩、地层破碎带等特殊岩土和不良地质条件应考虑二次衬砌承载。

8.1.3 考虑隧道二次衬砌承载时，宜采用荷载结构模型进行计算。结构抗裂有要求时，对素混凝土构件应进行抗裂验算，对钢筋混凝土构件应验算其最大裂缝宽度。

8.2 荷载及结构计算

8.2.1 隧道结构上的荷载分类、荷载组合应符合《铁路隧道设计规范》TB10003相关规定。

8.2.2 浅埋、偏压隧道围岩（地层）压力计算应符合《铁路隧道设计规范》TB10003相关规定。

8.3 结构设计

8.3.1 隧道衬砌设计应符合下列规定：

1 隧道应采用曲墙式衬砌，并宜采用复合式衬砌。

2 IV~VI 级围岩地段应采用钢筋混凝土，I~III级围岩地段采用素混凝土衬砌时，拱墙应设置护面钢筋或构造钢筋等措施。因地形或地质构造等引起有明显偏压的地段，应采用偏压衬砌。

3 位于地震区的隧道洞口、浅埋和偏压地段以及断层破碎带等地段应按现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 进行抗震设防。

4 一般情况下隧道宜设置仰拱，II 级围岩、地下水不发育的III级硬质岩地

段可设置钢筋混凝土底板，厚度不应小于 30cm。

5 重载铁路隧道应设置仰拱，仰拱厚度应大于拱部厚度，Ⅲ~Ⅵ级围岩段仰拱应采用钢筋混凝土结构。

6 软硬地层分界处、明暗洞分界处、活动断裂地段、充填溶洞地段、采空区地段等应设置变形缝。

7 地下水发育地段、沟谷洼地、寒区隧道抗冻设防段、热害较严重及以上地段、邻近活动断裂带地段等特殊地段，隧道二次衬砌应采用钢筋混凝土结构。

8 强、极强富水段应设置带仰拱的钢筋混凝土结构。

9 可溶岩地段隧道衬砌结构应结合围岩级别及衬砌受力情况设置构造钢筋或受力钢筋，具体设计措施应结合经济技术比选确定。

8.3.2 隧道仰拱与底板设计应明确下列要求:。

1 仰拱或底板施工前，应将隧底虚渣、杂物、积水等清除干净，超挖部分应采用同级混凝土回填。

2 仰拱应超前拱墙衬砌施作，其超前距离宜保持 2 倍以上衬砌循环作业长度。

3 仰拱或底板施工缝、变形缝处应作防水处理。

4 仰拱或底板施作应分段一次成形。

5 仰拱填充应在仰拱混凝土终凝后施作。

8.3.3 隧道二次衬砌施作应在满足下列要求时进行：

1 隧道水平净空变化速度及拱顶或底板垂直位移速度明显下降。

2 隧道位移相对值已达到总相对位移量的 90％以上。

3 挤压性围岩、膨胀岩、黄土、风积砂等特殊地质隧道应根据围岩变形发展和应力监测情况确定。

8.3.4 隧道衬砌混凝土应连续灌注，不得出现施工冷缝，拱圈、仰拱、底板不得留纵向施工缝，仰拱结构应整幅灌筑。

8.3.5 隧道拱墙、仰拱及填充应统筹考虑留置施工缝、变形缝，且各缝全环应处

于同一断面。

8.3.6 变形缝处混凝土结构的厚度不应小于 300mm，变形缝的宽度宜为 20mm~30mm。

8.3.7 隧道建筑物各部结构截面最小厚度不应小于表 8.3.7 的规定。

表 8.3.7 隧道混凝土结构截面最小厚度

建筑材料种类	隧道（暗洞、明洞）衬砌	洞门端墙、翼墙和洞口挡土墙
混凝土	25cm	30cm

8.3.8 隧道二次衬砌采用钢筋混凝土结构时，最外侧钢筋的混凝土保护层厚度应符合《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB10005 的规定。

8.3.9 隧道二次衬砌钢筋混凝土结构一侧受力钢筋最小配筋率不小于 0.2%，全部受力钢筋最小配筋率不小于 0.4%。其他钢筋混凝土结构受力钢筋的截面最小配筋率应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定。

9　特殊地段设计

9.1 浅埋段隧道

9.1.1 浅埋段隧道宜采用低预应力锚杆、高性能喷射混凝土、钢架、超前支护等联合支护措施。

9.1.2 浅埋段隧道宜采用微台阶法施工，隧道跨度较大时可采用台阶法，台阶高度及长度应满足全工序机械化施工需求。

9.1.3 浅埋段隧道超前支护应符合下列规定：

1 洞口浅埋段应采用超前大管棚支护，支护范围应根据地质条件、掌子面稳定性合理确定；

2 洞身浅埋段应采用管棚支护，超浅埋段或掌子面稳定评价为暂时稳定、不稳定时宜采用大管棚支护。

9.1.4 土层、全风化岩层、溶蚀破碎带等掌子面稳定性评价为不稳定时，宜采用超前周边注浆、超前帷幕注浆或地表注浆等预加固措施。

9.1.5 浅埋段隧道每循环宜采用早高强喷射混凝土封闭掌子面。

9.2 高地应力大变形隧道

9.2.1 高地应力大变形隧道设计应遵循“优化轮廓、主动加固、分级控制、强化支护”的基本原则，遵循“快开挖、快支护、快封闭”的理念。

9.2.2 轻微、中等大变形段可采用全断面法施工，强烈、极严重大变形段可采用微台阶法施工。

9.2.3 高地应力大变形隧道断面型式应考虑变形等级、变形优势方向、结构跨度等因素确定，Ⅱ级、Ⅲ级、Ⅳ级宜采用近圆或圆形轮廓。

9.2.4 高地应力大变形隧道超前支护设计应符合下列规定：

1 超前支护应采用小导管、中管棚、大管棚等一种或多种组合支护形式；

2 注浆材料应具备良好的可注性。

9.2.5 掌子面稳定性评价为不稳定时，宜采用超前周边注浆、超前帷幕注浆等预加固措施。

9.2.6 高地应力大变形隧道掌子面宜采用早高强喷射混凝土封闭。

9.2.7 高地应力大变形隧道系统锚杆应符合下列规定：

1 应采用预应力树脂锚杆（索）。

2 Ⅰ级大变形锚杆长度宜为 3m~5m。

3 Ⅱ级大变形锚杆 4m~8m，断面空间限制时，可采用短锚杆与长锚杆组合。

4 Ⅲ级大变形锚杆采用长短结合，长锚杆（索）不宜小于 8m。

5 Ⅳ级大变形锚杆采用长短结合，长锚杆（索）不宜小于 10m。

6 预应力锚索宜采用拉力型，设计预应力不应低于 350kN。

9.2.8 仰拱部位的锚杆应结合岩层产状、地应力优势方向等因素确定。

9.2.9 高地应力软岩隧道初期支护设计应符合下列规定：

1 Ⅰ级、Ⅱ级大变形隧道可采用单层初期支护。

2 Ⅲ、Ⅳ级大变形隧道宜采用分层施作的多层初期支护。

9.2.10 高地应力软岩隧道采用早高强纤维喷射混凝土时，纤维材料可选择钢纤维、合成纤维、纤维素纤维等，纤维喷射混凝土主要性能指标不得低于同级喷射混凝土。

9.3 高地应力岩爆隧道

9.3.1 岩爆隧道设计应遵循预警先行、主动防控、多机少人、保证安全的原则，应根据岩爆等级和围岩情况进行支护结构和防护措施设计。

9.3.2 岩爆隧道宜采用全断面法施工，必要时可采用微台阶法施工。

9.3.3 岩爆段的隧道应采用曲墙带仰拱的断面型式，二次衬砌应采用钢筋混凝土结构。

9.3.4 岩爆隧道初期支护设计，应符合下列规定：

1 系统锚杆宜采用低预应力涨壳式中空注浆锚杆，必要时可采用具备吸能

功能的锚杆。

2 喷射混凝土宜采用钢纤维喷射混凝土。

3 轻微岩爆段初期支护宜采用喷射混凝土和系统锚杆的联合支护措施。

4 中等岩爆段初期支护宜采用喷射混凝土、系统锚杆、钢筋网片、钢架的联合支护措施。

5 强烈及以上岩爆段初期支护宜采用喷射混凝土、系统锚杆、钢筋网片或消能防护网、钢架的联合支护措施，必要时采取超前应力释放孔、应力解除爆破、钻孔高压注水等措施。

9.3.5 时滞型岩爆段初期支护与二次衬砌之间宜设置缓冲层。

9.4 构造破碎带隧道

9.4.1 构造破碎带隧道宜采用微台阶法施工，暂时稳定、不稳定时可采用台阶法，台阶高度及长度应满足全工序机械化施工需求。

9.4.2 富水构造破碎带隧道宜采用大管棚和大外插角小导管超前支护，其余地段可采用超前中管棚支护。

9.4.3 富水构造破碎带隧道宜采用超前帷幕注浆加固，其余地段可超前周边注浆加固。

9.4.4 每循环宜采用早高强喷射混凝土封闭掌子面。

9.4.5 构造破碎带隧道已采取超前注浆加固段，宜采用低预应力树脂锚杆，未采超前注浆加固段，宜设置径向加固锚管。

10　信息化动态设计

10.1 一般规定

10.1.1 隧道信息化动态设计应实时采集施工全过程地质信息、变形监测信息，实时开展围岩精细化判识、掌子面稳定性评价、支护方案设计。

10.1.2 隧道信息化动态设计应建立信息化平台，信息化平台宜具备自动完成数据流转、围岩精细化判识、支护动态设计等功能。

10.1.3 隧道信息化动态设计应收集施工图阶段地质勘察成果资料、支护设计参数、隧道地质纵剖面图纸等设计成果，并上传至信息化平台，作为动态设计基础。

10.1.4 隧道信息化动态设计数据采集应遵循自动、实时获取原则；数据处理应完成校验、异常剔除和标准格式统一。

10.2 信息采集

10.2.1 隧道信息化动态设计地质信息采集应包含超前地质预报信息、掌子面信息、施工装备钻孔参数等与地质判识相关的信息。

10.2.2 超前地质预报信息采集应包括地质调查法、弹性波反射法、电磁波反射法、瞬变电磁法、激发极化法、超前地质钻探、加深炮孔等预报成果。

10.2.3 掌子面信息采集内容应包括可见光高清影像、红外热成像影像、掌子面短视频等信息，应在掌子面初喷前完成，采集影像应符合下列规定：

1 可见光高清影像分辨率不应小于 3840×2160 像素。

2 红外热成像影像有效分辨率不应小于 640×512 像素，测温数据范围 40℃～70℃，热成像影像可清晰识别掌子面温度异常区域。

3 掌子面短视频单帧分辨率不应小于 1920×1080 像素；视频帧率不低于 25fps；低光照场景下视频画面清晰，无明显拖影，能够完整记录掌子面围岩整体面貌。

10.2.4 施工装备钻孔信息采集应包括凿岩台车钻孔参数及钻锚注设备钻孔参数。采集内容应包括工区信息、里程、钻进速度、打击压力、推进压力、回转压力等参数。

10.2.5 隧道围岩变形信息采集应符合下列规定：

1 采集方法应采用自动化监测，并应能采集隧道洞周单点变形，测点布置可按表 10.2.5 实施。

表 10.2.5　隧道洞周单点变形测点布置

开挖方法	地段	
	一般地段	洞口或浅埋、偏压等特殊地段
全断面	拱顶、左右墙各部位不少于 1 个测点	—
台阶法	拱部、每台阶左右边墙均不小于 1 个测点	拱部不小于 3 个测点、每台阶左右边墙均不小于 2 个测点

2 变形采集频率不应小于 4 次/d，变形速率超标时应适当加密。

10.3 支护动态设计

10.3.1　隧道信息化动态设计工作流程可按图 10.3.1 实施。

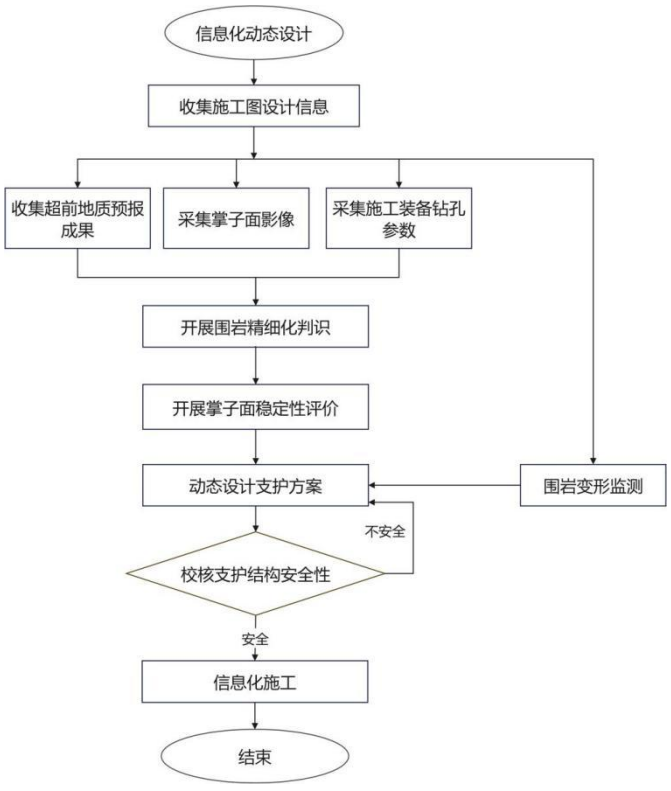


图 10.3.1　隧道信息化动态设计工作流程图

10.3.2 隧道信息化动态设计应结合超前地质预报、掌子面影像、施工装备随钻参数等多源信息信息化分析结果，进行围岩判识和掌子面稳定性评价。

10.3.3 隧道信息化动态设计应根据围岩判识、掌子面稳定性评价、自动化监测信息等结果，动态调整支护参数、施工工法等设计措施，验算设计措施安全性后形成支护动态设计方案。

附录 A　岩石坚硬程度、岩体完整程度和地下水出水状态分类

A.0.1　岩石坚硬程度可按表 A.0.1-1 确定，岩性类型可按表 A.0.1-2 确定，岩石风化程度可按表 A.0.1-3 确定。

表 A.0.1-1　岩石坚硬程度的划分

名称		单轴饱和抗压强度 R_c（MPa）	定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	极硬岩	R_c＞60	锤击声清脆，有回弹，振手，难击碎；浸水后，大多无吸水反应	未风化～微风化的 A 类岩石
	硬岩	30＜ R_c ≤60	锤击声较清脆，有轻微回弹，稍振手，较难击碎；浸水后，有轻微吸水反应	微风化的 A 类岩石；未风化～微风化的 B、C 类岩石
软质岩	较软岩	15＜ R_c≤30	锤击声不清脆，无回弹，较易击碎；浸水后，指甲可刻出印痕	强风化的 A 类岩石；弱风化的 B、C 类岩石；未风化～微风化的 D 类岩石
	软岩	5＜R_c≤15	锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎；浸水后，手可掰开	强风化的 A 类岩石；弱风化～强风化的 B、C 类岩石；弱风化的 D 类岩石；未风化～微风化的 E 类岩石
	极软岩	R_c ≤5	锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎；浸水后，可捏成团	全风化的各类岩石和成岩作用差的岩石

注：当无条件取得单轴饱和抗压强度 R_c 实测值时，也可采用实测的岩石点荷载强度指数 $I_{s(50)}$ 的换算值，换算方法按国家标准《工程岩体分级标准》GB/T 50218 执行。

表 A.0.1-2　岩性类型的划分

岩性类型	代表岩性
A	岩浆岩（花岗岩、闪长岩、正长岩、辉绿岩、安山岩、玄武岩、石英粗面岩、石英斑岩等）； 变质岩（片麻岩、石英岩、片岩、蛇纹岩等）； 沉积岩（熔结凝灰岩、硅质砾岩、硅质石灰岩等）
B	沉积岩（石灰岩、白云岩等碳酸盐类）
C	变质岩（大理岩、板岩等）； 沉积岩（钙质砂岩、铁质胶结的砾岩及砂岩等）
D	第三纪沉积岩类（页岩、砂岩、砾岩、砂质泥岩、凝灰岩等）； 变质岩（云母片岩、千枚岩等），且岩石单轴饱和抗压强度 R_c ＞15MPa
E	晚第三纪～第四纪沉积岩类（泥岩、页岩、砂岩、砾岩、凝灰岩等），且岩石单轴饱和抗压强度 R_c ≤15MPa

表 A.0.1-3　岩石风化程度的划分

名　称	风化特征
未风化	岩石结构构造未变，岩质新鲜
微风化	岩石结构构造、矿物成分和色泽基本未变，部分裂隙面有铁锰质渲染或略有变色
弱风化	岩石结构构造部分破坏，矿物成分和色泽较明显变化，裂隙面风化较剧烈
强风化	岩石结构构造大部分破坏，矿物成分和色泽明显变化，长石、云母和铁镁矿物已风化蚀变
全风化	岩石结构构造完全破坏，已崩解和分解成松散土状或砂状，矿物全部变色，光泽消失，除石英颗粒外的矿物大部分风化蚀变为次生矿物

A.0.2　岩体完整程度可按表 A.0.2-1 确定，表中结构面结合程度可按表 A.0.2-2 确定，层状岩层厚度划分可按表 A.0.2-3 确定。

表 A.0.2-1　岩体完整程度的划分

<table>
<tr><th rowspan="2">完整程度</th><th colspan="3">结构面发育程度</th><th rowspan="2">主要结构面结合程度</th><th rowspan="2">主要结构面类型</th><th rowspan="2">相应结构类型</th><th rowspan="2">岩体完整性指数（K_V）</th><th rowspan="2">岩体体积节理数（条/m³）</th></tr>
<tr><th>定性描述</th><th>组数</th><th>平均间距（m）</th></tr>
<tr><td>完整</td><td rowspan="2">不发育</td><td>1～2</td><td>＞1.0</td><td>结合好或一般</td><td rowspan="3">节理、裂隙、层面</td><td>整体状或巨厚层状结构</td><td>K_V＞0.75</td><td>J_V＜3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">较完整</td><td>1～2</td><td>＞1.0</td><td>结合差</td><td>块状或厚层状结构</td><td rowspan="2">0.75≥K_V＞0.55</td><td rowspan="2">3≤J_V＜10</td></tr>
<tr><td rowspan="2">较发育</td><td>2～3</td><td>1.0～0.4</td><td>结合好或一般</td><td>块状结构</td></tr>
<tr><td rowspan="3">较破碎</td><td>2～3</td><td>1.0～0.4</td><td>结合差</td><td rowspan="3">节理、裂隙、劈理、层面、小断层</td><td>裂隙块状或中厚层状结构</td><td rowspan="3">0.55≥K_V＞0.35</td><td rowspan="3">10≤J_V＜20</td></tr>
<tr><td rowspan="2">发育</td><td rowspan="2">≥3</td><td rowspan="2">0.4～0.2</td><td>结合好</td><td>镶嵌碎裂结构</td></tr>
<tr><td>结合一般</td><td>薄层状结构</td></tr>
<tr><td rowspan="2">破碎</td><td>≥3</td><td>0.4～0.2</td><td>结合差</td><td rowspan="2">各种类型结构面</td><td>裂隙块状结构</td><td rowspan="2">0.35≥K_V＞0.15</td><td rowspan="2">20≤J_V＜35</td></tr>
<tr><td>很发育</td><td>≥3</td><td>≤0.2</td><td>结合一般或差</td><td>碎裂结构</td></tr>
<tr><td>极破碎</td><td>无序</td><td>—</td><td>—</td><td>结合很差</td><td></td><td>散体结构</td><td>K_V≤0.15</td><td>J_V≥35</td></tr>
</table>

注：平均间距指主要结构面间距的平均值。

表 A.0.2-2　结构面结合程度的划分

结合程度	结构面特征
结合好	张开度小于 1mm，为硅质、铁质或钙质胶结，或结构面粗糙，无填充物； 张开度 1mm～3mm，为硅质或铁质胶结； 张开度大于 3mm，结构面粗糙，为硅质胶结
结合一般	张开度小于 1mm，结构面平直，钙泥质胶结或无填充物； 张开度 1mm～3mm，为钙质胶结； 张开度大于 3mm，结构面粗糙，为铁质或钙质胶结
结合差	张开度 1mm～3mm，结构面平直，为泥质胶结或钙泥质胶结； 张开度大于 3mm，多为泥质或岩屑填充
结合很差	泥质充填或泥夹岩屑充填，充填物厚度大于起伏差

表 A.0.2-3　层状岩层厚度的划分

层状岩层厚度	单层厚度 d
巨厚层	d＞1.0m
厚层	0.5m＜d≤1.0m
中厚层	0.1m＜d≤0.5m
薄层	d≤0.1m

A.0.3　地下水出水状态的分级可按表 A.0.3 确定。

表 A.0.3　地下水出水状态的分级

地下水出水状态	渗水量［L/（min·10m）］
潮湿或点滴状出水	≤25
淋雨状或线流状出水	25～125
涌流状出水	＞125

附录 B 掌子面稳定系数计算方法

B.0.1 采用极限平衡法进行掌子面稳定性分析和超前支护与预加固设计时，可采用直线型破坏面的掌子面力学模型（如图 B.0.1 所示）。

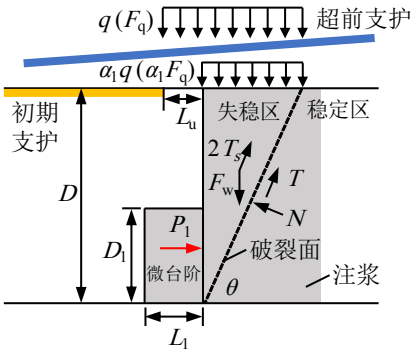


图 B.0.1 隧道掌子面稳定系数 K 计算模型

B.0.2 掌子面稳定性分析、超前支护与预加固设计可按图 B.0.2 执行。

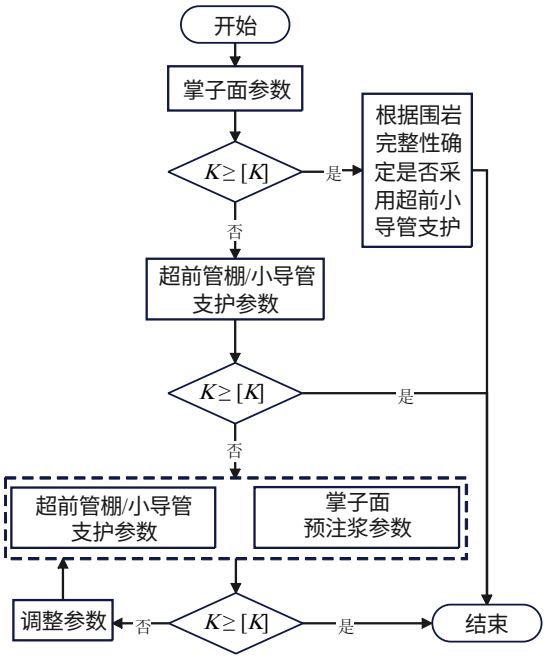


图 B.0.2 掌子面稳定性分析、超前支护与预加固设计流程

B.0.3 掌子面稳定系数 K 可按公式 B.0.3-1 计算，掌子面稳定性分析模型如图 B.0.1 所示。

$$K = \min_{0<\theta<90°}\left[\frac{P_1 + \alpha_2\beta_1 F_c + \alpha_1\beta_1 F_{\varphi 1} + \beta_1 F_{\varphi 2}}{\beta_2\left(F_w + \alpha_1 F_q\right)} + \beta_3\right] \geq [K] \tag{B.0.3-1}$$

$$F_q = qB\left(D\cot\theta + L_u\right) \tag{B.0.3-2}$$

$$F_{\mathrm{w}} = 0.5D^2B\gamma\cot\theta \qquad \text{（B.0.3-3）}$$

$$F_{\mathrm{c}} = \frac{cBD}{\sin\theta} + \frac{cD^2}{\tan\theta} \qquad \text{（B.0.3-4）}$$

$$F_{\varphi 1} = \lambda qD\tan\varphi\left(D\cot\theta + L_{\mathrm{u}}\right) \qquad \text{（B.0.3-5）}$$

$$F_{\varphi 2} = \frac{\lambda\gamma D^3\tan\varphi}{3\tan\theta} \qquad \text{（B.0.3-6）}$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sin\theta\tan\varphi + \cos\theta} \qquad \text{（B.0.3-7）}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{\tan\varphi + \cot\theta_1} \qquad \text{（B.0.3-8）}$$

$$\beta_3 = \cot\theta_1\tan\varphi \qquad \text{（B.0.3-9）}$$

式中：K——掌子面稳定系数；

$[K]$——掌子面设计稳定系数，可取 1.2；

γ——围岩重度（N/m^3）；

D——隧道开挖高度（m）；

B——隧道开挖跨度（m）；

q——竖向围岩压力（Pa），可根据相关规范或文献确定；

λ——围岩侧压力系数；

F_{q}——掌子面滑移体上方竖向形变压力合力（N）；

F_{w}——掌子面滑移体自重（N）；

L_{u}——隧道无支护段长度（m）；

θ——掌子面破坏角（°），$0<\theta<90$；

c——围岩粘聚力（Pa）；

φ——围岩内摩擦角（°）；

F_{c}——掌子面滑移面粘聚力合力（N）；

$F_{\varphi 1}$、$F_{\varphi 2}$——掌子面滑移面摩阻力合力（N）；

β_1、β_2、β_3——与围岩摩擦角φ有关的计算系数；

P_1——微台阶抗力（N），采用全断面法时 $P_1=0$，采用微台阶法时

按式 B.0.4-1）计算；

α_1——超前管棚、小导管支护下围岩压力折减系数，未采用超前管棚、小导管时α_1=1，采用超前管棚、小导管时按式 B.0.5-1 计算；

α_2——掌子面预注浆后围岩粘聚力增大系数，未采用掌子面预注浆时α_2=1，采用掌子面预注浆时按式 B.0.6-1）计算。

B.0.4 微台阶抗力 P_1 计算模型如说明图 B.0.4 所示，采用式（说明 B.0.4-1）计算。

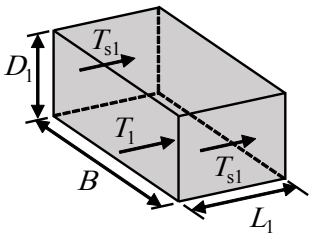


图 B.0.4　隧道微台阶抗力 P1 计算模型

$$P_1 = 2T_{s1} + T_1 \qquad \text{（B.0.4-1）}$$

$$T_{s1} = \left(\alpha_2 c + 0.5\lambda\gamma D_1 \tan\varphi\right) D_1 L_1 \qquad \text{（B.0.4-2）}$$

$$T_1 = \left(\alpha_2 c + \gamma D_1 \tan\varphi\right) B L_1 \qquad \text{（B.0.4-3）}$$

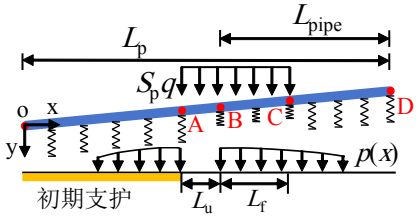
式中：T_{s1}——微台阶两侧破裂面摩阻力（N）；

T_1——微台阶底部破裂面摩阻力（N）；

D_1——微台阶高度（m）；

L_1——微台阶长度（m）。

B.0.5 超前管棚、小导管支护下围岩压力折减系数α_1计算模型如说明图 B.0.5-1 所示，可采用式 B.0.5-1 计算。



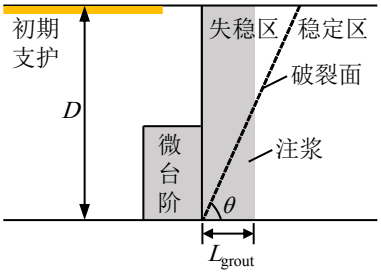
B.0.5-1　围岩压力折减系数α_1计算模型

$$\alpha_1=(\alpha_p-1)\sin\left(\frac{\theta_p}{2}\right)+1 \qquad \text{（B.0.5-1）}$$

式中：θ_p—超前管棚、小导管布设范围（°）；

α_p—单根超前管棚、小导管支护下围岩压力折减系数。

B.0.6 掌子面预注浆后围岩黏聚力增大系数α_2计算模型如说明图 B.0.6 所示，可采用式（B.0.6-1）计算。



B.0.6 注浆后围岩黏聚力增大系数α_2计算模型

$$\alpha_2=1+\frac{c_g-c}{c}\times\min\left(\frac{L_{grout}}{D\cot\theta},1\right) \qquad \text{（B.0.6-1）}$$

式中：L_{grout}——为掌子面预注浆搭接长度（m）；

c_g——注浆加固岩体黏聚力（Pa）。

L_f——掌子面前方失稳范围（m）, $L_f=0.5D\cot(\pi/4+\varphi/2)$。

附录 C 岩锚喷联合承载拱支护荷载结构法计算

C.0.1 荷载结构法计算流程可按图 C.0.1 执行。

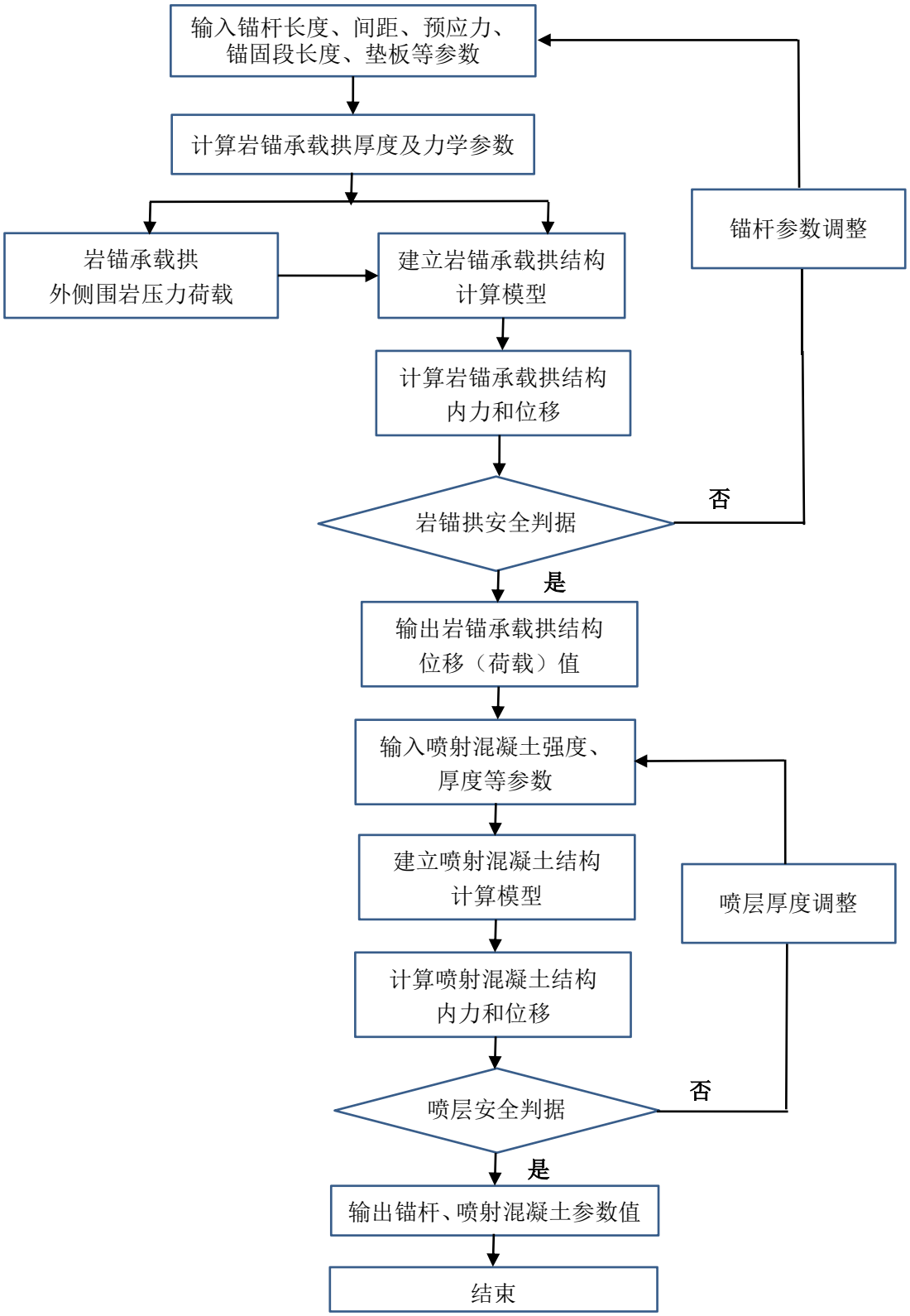


图 C.0.1 岩锚喷联合承载拱支护荷载结构法计算流程

C.0.2 岩锚承载拱结构模型厚度，可按下列公式进行确定：

1 岩锚承载拱厚度按式（C.0.2-1）计算。

$$H = L - \frac{S - B}{2\tan\varphi_p} \tag{C.0.2-1}$$

式中：H—岩锚复合体设计厚度（m）；

L—锚杆自由段长度（m），即锚杆总长与锚杆锚固段长度之差；

S—锚杆环、纵向间距最大值（m）；

B—锚杆垫板宽度（m）；

φ_p—锚杆对围岩附加压应力扩散角度（°）。

2 锚杆对围岩附加压应力扩散角度可按式（B.0.2-2）计算。

$$\varphi_p = 34.171 - \frac{7.198}{L^2} + 1.057\sqrt{E} \tag{C.0.2-2}$$

式中：L—锚杆自由段长度（m）；

E—围岩弹性模量（MPa）。

C.0.3 岩锚承载拱结构力学参数，可采用岩锚复合体等效力学参数表征，应采用试验方法予以分析确定，若无试验实测数据时，可采用下列公式进行估算：

1 等效弹性模量应考虑锚杆杆体物理加固、预应力提升双重作用，杆体物理加固作用按式（C.0.3-1）计算，预应力提升作用按式（C.0.3-2）和（C.0.3-2）计算。

$$E_{c1} = \frac{E\left(4s_L s_C - \pi d_b^2\right) + E_b \pi d_b^2}{4 s_L s_C} \tag{C.0.3-1}$$

式中：E_{c1}—杆体物理加固作用下岩锚体等效弹性模量（GPa）；

E—围岩弹性模量（GPa）；

E_b—锚杆杆体弹性模量（GPa）；

d_b—锚杆直径（m）；

S_L、S_C—锚杆纵向和环向间距（m）。

$$I_E = -4.91e^{-5}\sigma_t^2 + 0.00452\sigma_t \qquad \text{（C.0.3-2）}$$

式中：I_E—预应力对岩锚体弹性模量的提升率（%）；

σ_t—锚杆预应力引起的附加应力值（kPa）。

$$\delta_t = \frac{F_b}{S_L \times S_C} \qquad \text{（C.0.3-3）}$$

式中：σ_t—锚杆预应力引起的附加应力值（kPa）；

F_b—锚杆预紧力（kN）；

S_L、S_C—锚杆纵向和环向间距（m）。

2 等效内摩擦角、粘聚力可按式（C.0.3-4）和式（C.0.3-5）计算。

$$\begin{cases} \varphi_{c1} = arc\sin\left[\dfrac{(1+\sin\varphi)\beta + 2\sin\varphi}{(1+\sin\varphi)\beta + 2}\right] \\ c_{c1} = \dfrac{c\cos\varphi(1-\sin\varphi_{c1})(1+\beta)}{\cos\varphi_{c1}(1-\sin\varphi)} \end{cases} \qquad \text{（C.0.3-4）}$$

式中：φ_{c1}—岩锚体等效内摩擦角（°）；

c_{c1}—岩锚体等效粘聚力（MPa）；

φ—围岩内摩擦角（°）；

c—围岩粘聚力（MPa）；

β—锚杆因子。

$$\beta = \frac{\pi d_b \lambda R}{s_L s_C} \qquad \text{（C.0.3-5）}$$

式中：λ—锚杆与围岩摩擦阻力系数，λ=tanφ；

d_b—锚杆直径（m）；

R—隧道半径（m）；

S_L、S_C—锚杆纵向和环向间距（m）。

3 等效抗压、抗拉强度可按式（C.0.3-6）计算。

$$\begin{cases} R_b^* = \dfrac{\sigma_t(1+\sin\varphi_{c1})}{1000(1-\sin\varphi_{c1})} + \dfrac{2c_{c1}\cos\varphi_{c1}}{1-\sin\varphi_{c1}} \\ R_t^* = \dfrac{2c_{c1}\cos\varphi_{c1}}{1+\sin\varphi_{c1}} \end{cases} \qquad \text{（C.0.3-6）}$$

式中：R_b^*、R_t^*—岩锚体等效抗压、抗拉强度（MPa）；

σ_t—锚杆预应力值（kPa）；

c_{c1}—岩锚体等效粘聚力（MPa）；

φ_{c1}—岩锚体等效内摩擦角（°）。

附录 D 岩锚喷联合承载拱支护地层结构法计算

D.0.1 地层结构法计算流程可按图 D.0.1 执行。

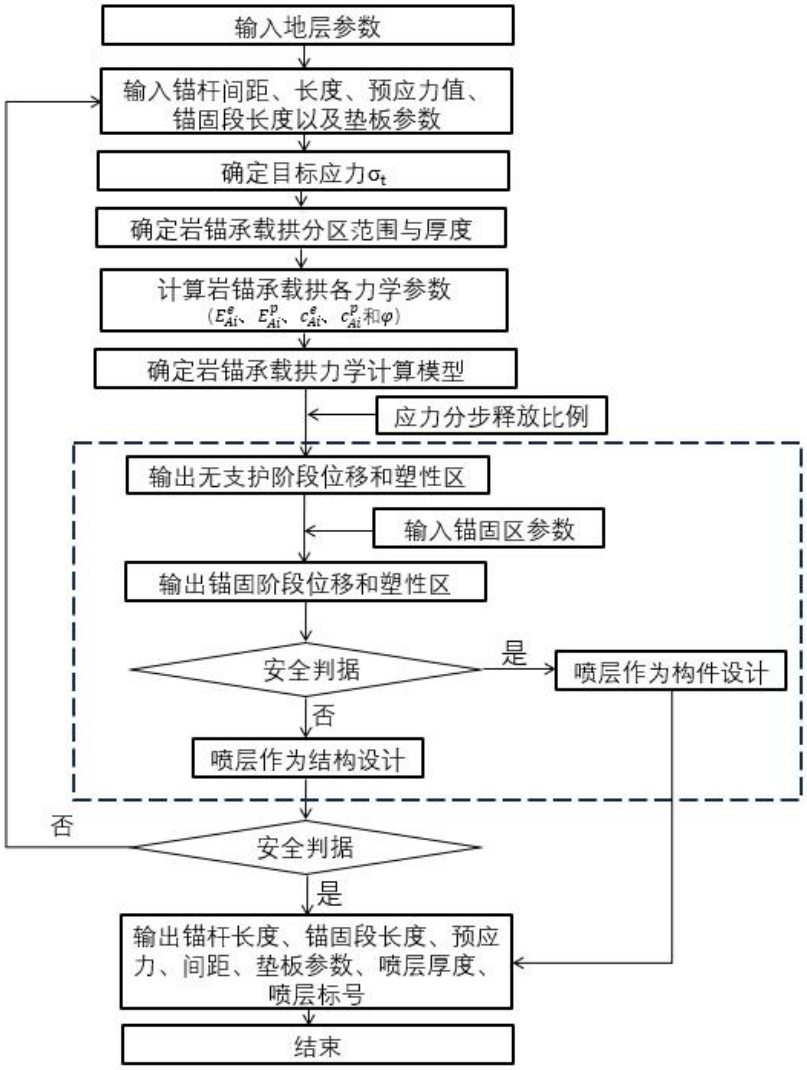
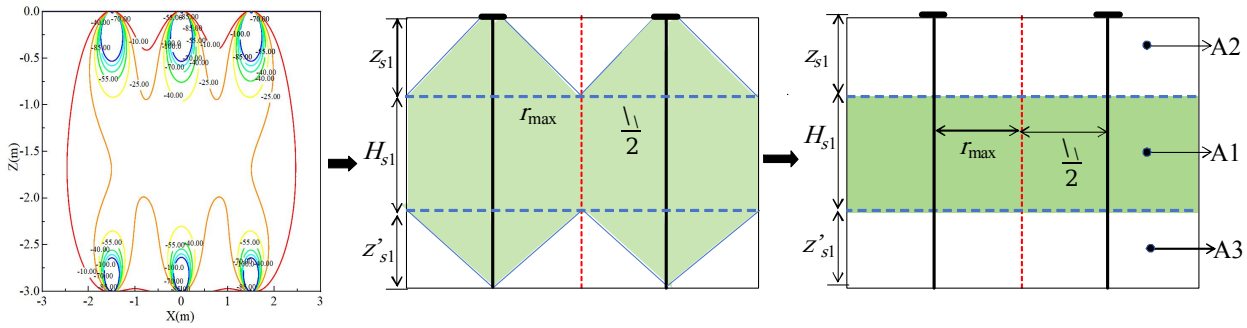


图 D.0.1 初期支护地层结构法计算流程

D.0.2 地层结构法岩锚承载拱加固区可分为三个区域，各分区划分方法如图 D.0.2 所示。



(a)围岩应力分布范围　(b)压应力为s_1和s_2时对应的加固区域　(c)岩锚承载拱分区方法

图 D.0.2 地层结构法中岩锚承载拱分区方法

D.0.3 地层结构法岩锚承载拱分区厚度计算流程可按图 D.0.3 执行。

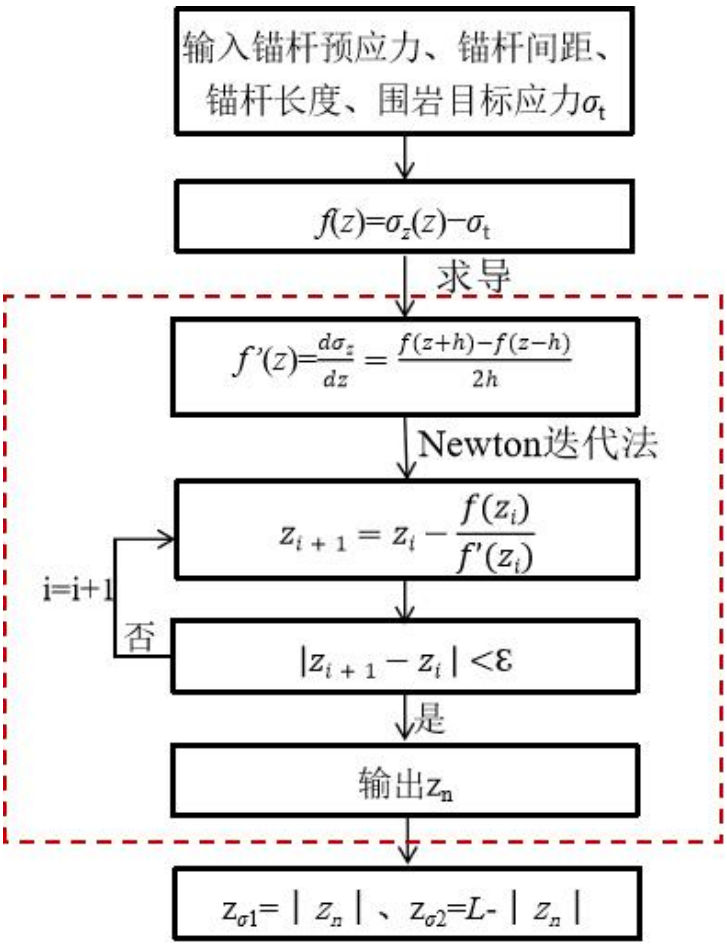


图 D.0.3 地层结构法中岩锚承载拱分区厚度计算流程

岩锚承载拱分区厚度计算可按以下步骤开展：

①输入锚杆预应力值、锚杆间距、锚杆长度和围岩目标应力 σ_t 值；

②定义函数 f（z）= $\sigma_z - \sigma_t$，通过求解方程式 f（z）=0 的解即可换算得到

$z_{\sigma 1}$和 z’ $_{\sigma 1}$值，f（z）=0 的求解方法通过 Newton 迭代法来实现；

③结果中输出的 z_{n}为岩锚承载拱中心矩形加固区域上下边界的 z 坐标，经变换后即可获得 A2 和 A3 区域的厚度 $z_{\sigma 1}$和 $z_{\sigma 2}$值；

④A1 区域厚度为锚杆自由段长度减去 $z_{\sigma 1}$和 $z_{\sigma 2}$获得。而 σ_{t}值应该结合围岩内应力分布大小及锚固区域范围综合选择。σ_{t}值对应的 A1、A2 和 A3 区域的厚度可按下式计算：

$$\begin{aligned} z_{\sigma t} &= \left| z_n \right| \\ z'_{\sigma \mathrm{t}} &= L - \left| z_n \right| \\ H_{\sigma \mathrm{t}} &= L_{\mathrm{b}} - z_{\sigma t} - z'_{\sigma t} \end{aligned} \qquad \text{（D.0.3）}$$

式中，$H_{\sigma \mathrm{t}}$、$z_{\sigma \mathrm{t}}$和 z’ $_{\sigma \mathrm{t}}$为目标应力为 σ_{t}时 A1、A2 和 A3 区域对应的厚度，m；L_{b}为锚杆自由段长度，m。

C.0.4 岩锚承载拱 A1 区的力学参数应考虑锚杆杆体物理加固、预应力提升双层作用影响，A2 和 A3 区只考虑锚杆杆体物理加固作用影响。不同应力状态下，各分区力学参数计算如下：

（1）弹性应力状态

①锚杆杆体物理加固作用下力学参数计算公式：

等效弹性模量计算公式为：

$$E_{\mathrm{cl}} = \frac{E\left(4 s_L s_C - \pi d_b^2\right) + E_b \pi d_b^2}{4 s_L s_C} \qquad \text{（D.0.4-1）}$$

式中，E_{b}—锚杆弹性模量（GPa）；

E—围岩弹性模量（GPa）；

s_{C}和 s_{I}—锚杆的环向间距和纵向间距（m）。

等效粘聚力和内摩擦角计算公式为：

$$\begin{cases}\varphi_{c1}=arc\sin\left[\dfrac{(1+\sin\varphi)\beta+2\sin\varphi}{(1+\sin\varphi)\beta+2}\right]\\ c_{c1}=\dfrac{c\cos\varphi(1-\sin\varphi_{c1})(1+\beta)}{\cos\varphi_{c1}(1-\sin\varphi)}\end{cases}\qquad\text{（D.0.4-2）}$$

②锚杆预应力提升作用下力学参数计算公式：

等效弹性模量提升率计算公式为：

$$I_E=-4.91\mathrm{e}^{-5}\sigma_{\mathrm{t}}^2+0.00452\sigma_t\qquad\text{（D.0.4-3）}$$

式中，I_{E}—相对于普通锚杆作用岩锚承载拱弹性模量的提升率（%）；

σ_{t}—岩锚承载拱目标应力（kPa）。

等效粘聚力计算公式为：

$$c(\sigma_{t,i+1})=c(\sigma_{t,i})+\frac{k_{\mathrm{e},i+1}(1+\sin\varphi')\Delta\sigma_t}{2\cos\varphi'}\qquad\text{（D.0.4-4）}$$

式中，c（$\sigma_{t,i+1}$）和 c（$\sigma_{t,i}$）—围压$\sigma_{t,i+1}$和$\sigma_{t,i}$时对应的围岩黏聚力（MPa）；

$k_{\mathrm{e},i+1}$—弹性状态下围压由$\sigma_{t,i}$增加到$\sigma_{t,i+1}$对应的黏聚力增长系数，可根据三轴压缩试验获得；φ'为锚杆杆体物理作用下等效粘聚力（MPa）；

$\Delta\sigma_t$—锚杆预应力增量（MPa）。

（2）塑性应力状态

锚杆杆体物理加固作用下力学参数与弹性应力状态相同，预应力提升作用下等效弹性模量也与弹性应力状态相同，等效粘聚力计算公式为：

$$c(\sigma_{t,i+1})=c(\sigma_{t,i})+\frac{k_{p,i+1}(1+\sin\varphi')\Delta\sigma_t}{2\cos\varphi'}\qquad\text{（D.0.4-5）}$$

式中，$k_{p,i+1}$—塑性状态下围压由$\sigma_{t,i}$增加到$\sigma_{t,i+1}$对应的黏聚力增长系数，可根据三轴压缩试验获得；其余符号同前。

附录 E 块体极限平衡法计算

E.0.1 局部锚杆应根据不稳定块体的大小、结构面的组合情况，采用块体理论的极限平衡法确定锚杆的数量和长度，喷射混凝土可按构造要求进行设计。

E.0.2 拱腰及以上部位的局部锚杆，按承担全部不稳定块体的下滑力进行设计，可按式（E.0.2-1）或（E.0.2-2）计算。

非预应力锚杆：

$$n \geq K_c \frac{G}{A_s f_y} \qquad \text{（E.0.2-1）}$$

预应力锚杆：

$$n \geq K_c \frac{G}{A_s \sigma_{con}} \qquad \text{（E.0.2-2）}$$

式中：n—锚杆根数；

G—锚杆承受不稳定块体的重量标准值（N）；

A_s—单根锚杆筋体截面积（mm^2）；

f_y—锚杆筋体抗拉强度设计值（N/mm^2）；

σ_{con}—预应力锚杆筋体的张拉控制应力（N/mm^2）；

K_c—安全系数，可取 1.5~1.8。

E.0.3 拱腰以下及边墙部位的局部锚杆，按锚杆提供抗滑总抗力大于全部不稳定块体的下滑力进行设计，可按式（E.0.3-1）或（E.0.3-2）计算。

非预应力锚杆：

$$n \geq K_c \frac{G_t - G_n f - CA}{A_s f_{yv}} \qquad \text{（E.0.3-1）}$$

预应力锚杆：

$$n \geq K_c \frac{G_t - G_n f - CA}{P_t + P_n f} \qquad \text{（E.0.3-2）}$$

式中：n—锚杆根数；

G_t—不稳定块体平行作用于滑动面上的分力（N）；

G_n—不稳定块体垂直作用于滑动面上的分力（N）；

f—滑动面上的摩擦系数；

A—滑动面的面积（mm^2）；

C—滑动面上的黏结力（N/mm^2）；

A_s—单根锚杆筋体截面积（mm^2）；

f_{yv}—锚杆筋体抗剪强度设计值（N/mm^2）；

P_t—预应力锚杆的预应力在块体滑动面的切向分力（N）；

P_n—预应力锚杆的预应力在块体滑动面的法向分力（N）；

K_c—安全系数，可取 1.5~1.8。

E.0.4 锚杆锚固段的设计长度可按式（E.0.4-1）和（E.0.4-2）计算取较大值，且应穿过不稳定块体潜在滑裂面的长度不小于 1.5m。

$$L_a = \frac{N_d}{\psi f_{mg} \pi D} \qquad \text{（E.0.4-1）}$$

$$L_a = \frac{N_d}{\xi f_{ms} n \pi d} \qquad \text{（E.0.4-2）}$$

式中：L_a—锚杆锚固段长度（m）；

N_d—锚杆筋体拉力设计值（N）；

D—锚杆锚固段锚孔直径（mm）；

d—锚杆筋体公称直径（mm）；

n—锚杆根数；

f_{mg}—胶结材料与孔壁围岩的黏结强度设计值（N/mm^2），应由试验确定；

f_{ms}—胶结材料与锚杆筋体的黏结强度设计值（N/mm^2），应由试验确定；

ψ—锚固段长度对黏结强度的影响系数，应由试验确定；

ξ—采用 2 根及以上钢筋时，界面黏结强度降低系数，可取 0.7~0.85。

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

1．表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2．表示严格，在正常情况均应这样做的用词：

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用词：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4．表示允许有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路隧道高性能主动支护体系设计规范》
条 文 说 明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行过程中应注意的事项等予以说明，不具备与正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。为减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.4 推动铁路隧道信息化设计，与隧道工程属性密不可分。与其他工程相比，隧道工程具有安全风险高、不确定性强、动态调整要求高等特点。安全风险高，隧道工程安全风险突出，运用信息化手段保证施工安全，是“技防保安全”的必要手段；不确定性强，受钻探手段限制，难以像明线工程一样将地质条件完全查明，且受现场施工因素影响多，信息化手段是解决不确定性问题的重要工具；动态调整要求高，隧道设计通常包括施工图设计和现场动态设计两个阶段，现场措施必须根据实际揭示的地质条件和支护实施情况动态调整施工方案。因此，在全面推行全工序机械化的基础上，进一步提升铁路隧道信息化建造水平十分必要。具体体现在以下三个方面。

（1）开展信息化设计施工是遵循新奥法基本原理的内在要求。信息化动态设计施工是新奥法核心要素，强调调动围岩自承载能力，考虑开挖—支护时空效应，依据开挖进度、支护时机、变形控制等动态调整支护方案，保证安全、提高工效、控制投资。若缺乏信息化动态设计，支护精准度和针对性不足：过强则浪费投资资源，偏弱则威胁施工和运营安全。

（2）开展信息化设计施工是复杂地质环境隧道安全修建的重要保障。山岭隧道地质艰险复杂，难以精确查明沿线工程地质和水文地质条件。利用信息化技术，根据掌子面揭示地质和超前地质预报，动态研判前方地质与水文条件，实时调整工程方案，是“技防保安全”的重要手段。否则，前方地质风险判识和风险源识别不清，将严重威胁施工安全。

（3）开展信息化设计施工是发展新质生产力、推动铁路高质量发展的关键

举措。将传统土木工程与信息化技术融合，已成为行业共识。隧道安全风险高、不确定性强，运用信息化、智能化技术是提升本质安全、解决不确定性问题的最佳工具。

因此，将信息化动态设计贯穿隧道建设全过程，以超前地质预报、掌子面地质信息和监控量测数据为依据，实行动态设计、动态调整和闭环管理，确保施工安全和围岩长期稳定。

2.0.2 锚杆支护是隧道支护结构中嵌入围岩内部的一种支护形式。锚杆分类有很多种，按杆体形式分为实心锚杆、中空锚杆等；按杆体材料分为钢质锚杆、纤维锚杆；按锚固方式分为机械锚固型、粘结锚固型和摩擦锚固型；按锚固长度分为端锚式和全锚式等。先锚后注式锚杆属于主动支护型锚杆，该型锚杆端头一般采用机械锚固头或化学锚固剂将锚杆第一时间固定于围岩内部，在砂浆提供锚固强度前，围岩一旦发生变形，锚杆能够立即提供锚固力，限制围岩变形；待砂浆凝结并达到一定强度后，通过砂浆与锚固头向围岩提供锚固力。

北欧挪威、瑞典等国隧道工程基本采用的是带有涨壳头的低预应力中空注浆锚杆，锚杆端头安装有机械涨壳头，锚杆安装后采用风动扳手拧转杆体提供初始张拉力，使得机械涨壳头张开，并与岩壁紧固，立即可以对围岩形成锚固力，再对孔内进行注浆，使杆体与岩壁全长粘接提供锚固力。

近年来，我国水利水电、煤炭等行业地下洞室锚杆支护技术发展迅速，并已取得较大突破。大型水工地下洞室锚杆（索）支护普遍采用水泥（砂）浆锚杆、预应力锚杆和预应力锚索，其主要特点是长短锚杆交错布置、预应力锚杆（索）与非预应力锚杆交错布置。预应力锚杆适用于小吨位的设计张拉力，一般为100kN~150kN，主要用于洞室拱部及高边墙中部围岩支护，部分工程实例见说明表2.0.2；预应力锚杆锚固段一般采用速凝型水泥（砂）浆或水泥卷锚固剂，其自由段充填水泥（砂）浆、缓凝型水泥（砂）浆或水泥卷锚固剂，杆体采用热轧带肋钢筋或精轧螺纹钢筋。预应力锚索适用于大吨位的设计张拉力，一般为1000kN~2000kN。

说明表 2.0.2 水工地下洞室预应力锚杆设计统计

序号	工程名称	工程部位	预应力锚杆
1	溪洛渡水电站	泄洪洞	公称直径28 mm，L=9 m，T=120 kN
		发电厂	公称直径28 mm，L=9 m，T=120 kN 公称直径32 mm，L=12 m，T=120 kN
2	澜沧江苗尾水电站	引水隧洞	公称直径32 mm，L=9 m，T=100 kN 公称直径32 mm,L=12 m,T=125 kN 公称直径32 mm,L=15 m,T=150 kN 公称直径36 mm,L=21 m,T=200 kN
		发电厂房	公称直径32 mm,L=9 m,T=100 kN 公称直径32 mm,L=12 m,T=125 kN 公称直径32 mm,L=15 m,T=125 kN 公称直径32 mm,L=15 m,T=150 kN
3	白鹤滩水电站	地下主副厂房及主变洞室	公称直径32 mm,L=9 m,T=100 kN 公称直径32 mm,L=12 m,T=100 kN
4	大岗山水电站	地下厂房及尾水洞	公称直径32 mm,L=9 m,T=120 kN 公称直径32 mm,L=9 m,T=150 kN

注：*L*表示锚杆长度；*T*表示设计张拉力。

国内煤炭行业从1996年引进高强度树脂锚杆以来，树脂锚杆以其优越的锚固效果和简便的施工工艺，逐步取代了其他类型的锚杆，成为煤巷锚杆支护的主导形式。为了解决深部高地应力巷道、特大断面巷道、受强烈采动影响巷道、沿空留巷等复杂困难条件下巷道支护难题，国内开发出了高预应力锚杆与锚索支护技术，实现了锚杆（索）的主动、及时支护，充分发挥了锚杆（索）的支护作用。

近十年来，我国铁路隧道预应力锚杆科研攻关和工程应用取得了长足进步，郑万高铁湖北段首次大范围使用了带有涨壳头的低预应力中空注浆锚杆，达到了主动快速支护围岩的预期效果。但该型锚杆在极硬岩和土砂质围岩地层中的初始锚固效果不甚理想。极硬岩地层中锚杆孔内岩壁较为光滑，土砂质围岩中锚杆孔较易变形，机械涨壳头锚固效果均较差，易使得杆体滑出锚杆孔。

铁路行业在某高原铁路第一次全面采用预应力锚杆，正线拱墙系统锚杆和辅助坑道拱部系统采用低预应力中空注浆锚杆，硬质岩隧道II～IV级围岩锚杆采用低预应力涨壳式中空注浆锚杆，其余段隧道采用低预应力树脂卷中空注浆锚杆，设计预计应力值为60kN。2022年起在某高原铁路先后开展了低预应力涨

壳式中空注浆锚杆和低预应力树脂式中空注浆锚杆全工序机械化快速施工研究，从施工机械、锚杆改进、施工工艺等方面进行优化，目前已实现全工序机械化施工。西渝高铁、宜涪高铁、漳汕高铁等铁路隧道均采用低预应力中空注浆锚杆，标志着低预应力锚杆已在我国铁路隧道大量应用和推广。

3.0.8 隧道高性能主动支护体系主要支护措施为早高强喷射混凝土和低预应力锚杆，强调支护的及时施作和质量可靠，对施工时效性与质量稳定性要求高。采用全工序机械化施工，能够减少人工操作带来的质量离散性，保证支护构件安装定位精度、预加力施加精度，充分发挥主动支护及时承载、约束围岩变形的核心作用；依托信息化施工手段，实时采集地质信息、支护施工信息、支护变形及受力信息，动态评价围岩稳定状态，及时优化调整支护参数与施工工艺，实现岩锚喷承载拱全过程可控。机械化与信息化协同，有利于保障高性能主动支护施工质量、提升作业安全，降低隧道施工风险。

4.5.1 硫酸盐类化学腐蚀环境下，水泥熟料中的铝酸三钙含量越高，越容易反应生成钙矾石和石膏，造成的体积增大对硬化水泥浆产生破坏作用，因此需要进一步限制水泥熟料中的铝酸三钙含量。

4.5.2 粗骨料的最大粒径对喷射混凝土拌合物工作性和回弹影响较大。《铁路隧道设计规范》TB 10003—2016第6.1.5条规定：“喷射混凝土中的骨料粒径不宜大于16mm，钢纤维喷射混凝土中的骨料粒径不宜大于10mm”。随着喷射混凝土技术的发展，湿喷台车得以全面采用，粗骨料16mm粒径对于湿喷台车易造成堵管、管壁磨损较大，实际砂石料生产中已逐渐取消该级配。《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086—2015第6.2.2条和第6.3.16条分别提出了，喷射混凝土粗骨料粒径不宜大于12mm，钢纤维喷射混凝土的骨料粒径不宜大于10mm的规定。本规范编制组对某高原铁路进行调研，现场施工喷射混凝土用粗骨料最大粒径均为10mm。综上，本规范参照国标提出了高性能喷射混凝土粗骨料最大粒径要求。

4.5.3 细骨料的含泥量和吸水率是影响混凝土抗冻性的关键，因而在冻融破坏环

境下需要严格控制细骨料的含泥量和吸水率。考虑到机制砂生产过程中将会不可避免地产生表面裂隙和孔洞，导致其吸水率普遍高于河砂，因此本条分别给出了冻融破坏环境下河砂和机制砂的吸水率上限值。此外，当工程采用河砂和机制砂组成的混合砂时，所用河砂和机制砂也需要分别满足各自的吸水率上限要求。

4.5.5 高性能喷射混凝土在达到早高强同时，还要具有良好的流动性以便于施工，采用高性能的减水剂是解决早高强和大流性矛盾性能需求的关键。本规范结合某高原铁路隧道工程现场实践，提出宜采用高性能减水剂的要求。

高性能喷射混凝土需具备早龄期和后期强度高、高抗渗及低回弹性能，除上述速凝剂和减水剂外，一般还需要掺加具有增强、增韧、增黏等功能性的其他外加剂。增黏类外加剂指可以提高新拌混凝土的黏聚性和保水性，防止其在浇筑过程中发生离析、泌水或骨料下沉，确保结构均匀性的材料；通常为粘度改性材料，如纤维素醚、生物聚合物。增强类外加剂主要指可以提高硬化混凝土的力学强度，包括抗压、抗拉强度，或显著加速早期强度发展，能显著促进水化或填充微孔隙的超细活性材料，如硅灰、纳米材料等。增韧类外加剂主要指可以改善混凝土的脆性，提高其在动荷载、冲击荷载下的能量吸收能力和变形能力，减少裂缝产生的材料，包括各类聚合物乳液等。

4.5.6 本条根据《铁路隧道设计规范》TB10003—2016第6.6.2条制定。

4.5.8 《铁路混凝土工程施工质量验收标准》TB 10424—2018第9.4.3条规定：“湿法喷射隧道初支混凝土拌和物坍落度不宜大于180mm”。高性能喷射混凝土对拌合物流动性要求更高。编制组调研了某高原铁路各标段的喷射混凝土流动性，发现现场施工对流动性的要求要显著高于现行相关规范，需要达到220mm甚至240mm的出机坍落度才能满足隧道掌子面喷射要求，本条据此制定。《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》GB/T 50080—2016系统规定了混凝土拌合物坍落度、坍落度经时损失、凝结时间等性能指标的试验方法，高性能喷射混凝土拌合物试验方法需要符合该标准的规定。

4.5.10 本条根据《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086—2015第6.3.15条制定。

4.5.11 高性能喷射混凝土配合比试验阶段的3h、8h早龄期抗压强度测试，现场一般采用浇筑试模的试件成型方法，测试与评定方法执行《混凝土物理力学性能试验方法标准》GB/T 50081—2019；并采用《铁路工程混凝土实体质量检测技术规程》TB 10433—2023规定的射钉法进行3h龄期抗压强度现场验证，采用《铁路隧道湿喷混凝土施工技术规程》Q／CR 9249—2020规定的喷大板切割法或无底试模法进行8h龄期抗压强度现场验证。现场检测结果表明，采用室内浇筑成型法制定的配合比，高性能喷射混凝土实测早期强度均达到了预期目标。

6.1.4 掌子面围岩稳定性较差时，每循环开挖后存在较大挤出变形风险，需要根据掌子面围岩不同情况对挤出变形进行监测。

6.2.1 吸纳郑万高铁湖北段隧道机械化科研成果，将掌子面稳定性划分为稳定、暂时稳定、不稳定三种类别，并定义为：稳定指掌子面开挖后能保持长期稳定，暂时稳定指一般条件下掌子面开挖后能在一个正常开挖支护作业循环时间内能保持稳定，不稳定指掌子面开挖后在一个正常开挖支护作业循环时间内失稳。

6.2.6~6.2.7 通过统计国外18种围岩分级方法、国内20部围岩分级规范和32个实际工程，分析应用较为广泛的6种围岩分级指标（岩石坚硬程度、岩体完整程度、地下水发育状态、结构面状态、地应力影响及岩体弹性波速度）的使用率，结果表明岩石坚硬程度、岩体完整程度和地下水发育状态为使用率最高的三个指标，而且远高于其他指标的使用率。所以选取岩石坚硬程度、岩体完整程度和地下水发育状态三个指标作为掌子面稳定性定性分类指标。

掌子面稳定性判识中，II级围岩一般按稳定分类，V级围岩一般按不稳定分类。收集郑万高铁湖北段8座双线隧道1127份掌子面素描样本，围岩级别为I、V、V级，其中V、V级围岩占90%以上，统计分析样本的岩石坚硬程度、岩体完整程度；发育状态的组合关系，并参照国内外相关研究成果，建立了掌子面稳定性定性分类表6.2.6和定量分类表6.2.7。

围岩基本质量指标修正值[BQ]可以参考《铁路隧道设计规范》TB10003—2016进行计算，经过郑万高铁湖北段、西昆高铁、某高原铁路等隧道工程验证，备较强实用性。

6.3.3 隧道超前支护计算方法主要有理论分析法、工程类比法及数值模拟法三种。其中工程类比法在实际工程中应用较广泛，但类比案例的可靠性及工程条件的局限性对该方法应用限制较大，可能导致支护参数安全性不足或过于保守。而采用数值模拟法设计时，数值模型建模相对较复杂，且计算时间长，不同的建模软件也导致计算准确性存在差异。

6.3.4 根据郑万高铁工程实践形成的超前支护方案见说明表 6.3.4-1。

说明表 6.3.4-1　超前支护方案建议表

掌子面 稳定性类别	施工工法	
	全断面工法	微台阶工法
稳定	①掌子面局部喷射混凝土	—
暂时稳定	①掌子面局部喷射混凝土 ②超前管棚（小导管）或掌子面锚杆	①掌子面局部喷射混凝土 ②超前管棚（小导管）或掌子面锚杆
不稳定	—	①掌子面局部或全部喷射混凝土 ②超前管棚或掌子面锚杆或掌子面预注浆 ③掌子面超前管棚、掌子面锚杆、掌子面预注浆组合 ④其他措施

”

某高原铁路采用大型机械化施工的正线，施工图设计时，部分Ⅳ级围岩和Ⅴ级围岩超前支护类型设计为直径 60mm 或 76mm 的中管棚，长度为 9m；部分Ⅴ级围岩掌子面上半断面采用 9m 长的玻璃纤维锚杆和喷射混凝土封闭。施工过程中，按照先试验后推广的原则，开展了掌子面加固和超前支护优化研究，取消了掌子面玻璃纤维锚杆，保留掌子面喷射混凝土封闭；西藏段超前支护一般段优化为超前小导管，局部地质条件较差段采用中管棚支护。

西昆高铁结合工程实践和现场的监控量测数据对《铁路隧道机械化全断面设计施工指南》Q/CR9575-2021 中推荐的超前支护措施进行了部分优化，主要

取消了掌子面锚杆加固，暂时稳定地段推荐采用超前小导管作为主要的超前支护措施，必要时再采用管棚支护，超前支护建议方案如说明表 6.3.4-2 所示。

说明表 6.3.4-2　西昆高铁工程实践超前支护建议方案

掌子面稳定性类别	施工工法	
	全断面法	微台阶法
稳定	①必要时掌子面局部喷射混凝土	—
暂时稳定	①必要时掌子面局部喷射混凝土 ②超前小导管	①必要时掌子面局部喷射混凝土 ②超前小导管或超前管棚
不稳定	—	①掌子面上台阶局部或全部喷射混凝土 ②掌子面超前管棚或掌子面超前管棚+预注浆组合或其他措施

其中，对于稳定、暂时稳定地段的掌子面局部喷射混凝土加固一般在掌子面有掉块风险时局部实施，对于不稳定地段的掌子面喷射混凝土加固，一般情况下是每超前支护循环实施一次，防止掌子面失稳。

6.3.7 超前小导管的作用为防止拱部小型溜坍和局部掉块，为充分发挥作用两端需要可靠支撑，一端可利用初期支护作为支撑，另一端需要利用围岩作为支撑，要求两环小导管纵向搭接长度不小于 1m，近来年随着全工序机械化普及，为了控制凿岩台车打设周边眼的外插角，最后一榀钢架与掌子面间留有一定的空间，为了确保超前小导管有可靠支撑，增加了超前小导管嵌入掌子面前方不应小于 1m 的要求。

7.1.1 勘察设计阶段通过工程类比初选参数，并辅以结构计算；施工阶段结合现场地质条件和监测反馈复核优化；复杂工况应经现场试验论证。

以某高原铁路为例，隧道地质条件复杂，高地应力、破碎软弱围岩等不良地质广泛分布，建设条件极为复杂。依托该工程开展系统性技术研究与现场实践，全线隧道规模化应用高性能主动支护体系，并配套实施全工序机械化施工，形成了适配高难度复杂地质隧道的支护设计方法与施工工艺。

施工图设计中，Ⅱ～Ⅳ级围岩中的硬质岩地段，正线隧道拱墙及辅助坑道

拱部采用φ25 低预应力涨壳式中空注浆锚杆；其余围岩地段，正线隧道拱墙及辅助坑道拱部采用φ25 低预应力树脂卷中空注浆锚杆；辅助坑道边墙受力相对较小，采用普通水泥药卷锚杆。

基于高性能主动支护体系的理论优势、预应力锚杆与非预应力锚杆支护效果的显著对比、锚杆参数调研揭示的优化空间，以及高性能主动支护体系在现场实施中的成熟应用与成功实践，四方面依据共同表明，在现有理论与实践支撑下，进一步优化锚杆参数是合理可行的。为此，施工阶段通过文献调研、理论分析、工程类比、现场试验等方式开展了锚杆参数优化研究工作。优化遵循“安全可靠、因地制宜、便于施工、试验先行”的原则。安全可靠，即在确保施工安全的前提下控制围岩长期稳定性；对Ⅵ级围岩、岩爆、大变形等高风险地段不进行减少支护参数的优化，仍按原设计或加强支护。因地制宜，即根据不同的围岩条件下锚杆作用机理的差异,结合不同部位锚杆受力差异开展优化：Ⅱ～Ⅲ级围岩拱部以悬吊作用为主，边墙锚杆作用较小，可适当优化边墙系统锚杆；Ⅳ～Ⅴ级围岩以组合拱效应为主，应按系统锚杆设置。便于施工，即充分考虑某高原铁路全面采用高性能主动支护体系和大型机械化施工的特点，统一锚杆规格，提高施工效率。试验先行，即按照“先试验、后推广”的技术路线，通过可靠的监控量测数据验证优化效果，并反馈设计和施工。

在某高原铁路选取 14 个典型工点开展现场试验，监测结果表明：各试验工点围岩变形量较小，最大拱顶沉降 14.1mm、最大水平收敛 36.2mm，均小于设计预留变形量，变形可控；喷射混凝土最大压应力 19.15MPa，小于 C30 喷射混凝土弯曲抗压极限强度 22MPa；钢架最大压应力 176.91MPa，小于 Q235 钢屈服强度 235MPa；锚杆最大拉力 57.27kN，小于 YR25-5 屈服力 131kN。试验段支护结构受力及变形均满足设计要求，支护体系安全可控。

某高原铁路试验成果及全面推广实践表明，在类似地质和施工条件下，采用高性能主动支护体系的隧道，可结合围岩条件、结构受力特征及施工工艺对锚杆设计参数进行合理优化。某高原铁路隧道正洞及辅助坑道锚杆优化设计参数分

别见说明表 7.1.1-1、说明表 7.1.1-2。

说明表 7.1.1-1　正洞锚杆参数表

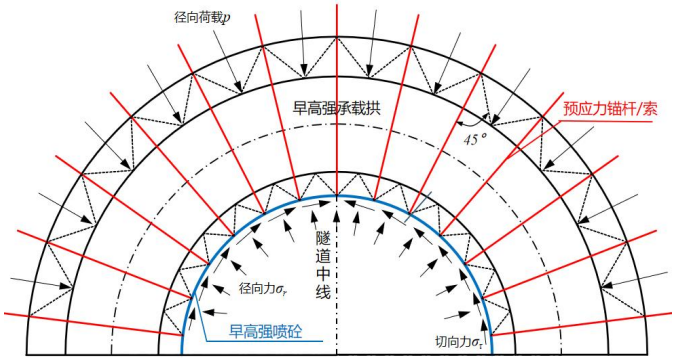
围岩级别	开挖跨度	锚杆位置	拱部		边墙	
			长度（m）	间距（环×纵，m）	长度（m）	间距（环×纵，m）
Ⅱ	中跨	拱部局部	2	局部	—	—
	大跨	拱部局部	3	局部	—	—
Ⅲ	中跨	拱部及边墙局部	2.5~3	1.75×1.5	2.5~3	局部
	大跨	拱部及边墙局部	3.5	1.75×1.5	3.5	局部
Ⅳ级深埋硬质岩一般段	中跨	拱墙	3	1.5×1.5	3	2×1.5
	大跨	拱墙	3.5	1.5×1.5	3.5	2×1.5
Ⅳ级其他	中跨	拱墙	3	1.75×1.5	3	1.75×1.5
	大跨	拱墙	3.5	1.75×1.5	3.5	1.75×1.5
Ⅴ	中跨	拱墙	3.5	1.5×1.2	3.5	1.5×1.2
	大跨	拱墙	4	1.5×1.2	4	1.5×1.2

说明表 7.1.1-2　辅助坑道锚杆参数表

围岩级别	开挖跨度	锚杆位置	拱部		边墙	
			长度（m）	间距（环×纵，m）	长度（m）	间距（环×纵，m）
Ⅱ	小跨	拱部局部	2	局部	—	—
	中跨	拱部局部	2	局部	—	—
Ⅲ级锚喷	小跨	拱部	2.5	1.75×1.5	—	—
	中跨	拱部	2.5	1.75×1.5	—	—
Ⅲ级模筑	小跨	拱部	2.5	1.75×1.75	—	—
	中跨	拱部	2.5	1.75×1.75	—	—
Ⅳ级锚喷深埋硬岩段	小跨	拱墙	3	1.5×1.5	3	2×1.5
	中跨	拱墙	3	1.5×1.5	3	2×1.5
Ⅳ级其他	小跨	拱墙	3	1.75×1.5	3	1.75×1.5
	中跨	拱墙	3	1.75×1.5	3	1.75×1.5
Ⅴ	小跨	拱墙	3	1.5×1.2	3	1.5×1.2
	中跨	拱墙	3.5	1.5×1.2	3.5	1.5×1.2

7.1.2 相关理论研究及工程实践表明，围岩失稳模式大体可划分为两类，即块体滑移所引起的局部失稳和变形所导致的整体失稳。两种围岩失稳模式下锚杆对

围岩稳定性控制的力学作用机理是有所不同的，对于块体滑移局部失稳，工程中常采用局部锚杆进行针对性支护，锚杆主要发挥悬吊作用，因此建议采用块体极限平衡法开展局部锚杆支护的设计；对于变形整体失稳，工程中常采用系统锚杆予以支护，围岩内部可形成具有承载能力的岩锚承载拱结构体系，此时，在喷射混凝土联合作用下，岩锚喷联合承载拱成为承载主体，示意见说明图7.1.2-1，因此，为更好地体现新奥法支护理念，建议将传统的锚喷支护设计转为以岩锚喷联合承载拱为核心的支护设计，可采用荷载结构法或地层结构法开展设计计算。



说明图 7.1.2-1 岩锚喷联合承载拱示意

7.2.1 在系统锚杆支护作用下，围岩已由无支护原岩转变为有支护的岩锚复合体围岩，因此在计算分析中，应考虑锚杆对原岩力学参数的强化作用问题。当喷射混凝土内设置钢拱架时，其力学参数可按照钢筋混凝土或型钢混凝土等效计算，其计算式见说明式（7.2.1-1）

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \qquad (7.2.1\text{-}1)$$

式中：E—钢筋或型钢混凝土等效弹性模量；

A—钢筋或型钢混凝土截面面积；

E_c—混凝土弹性模量；

A_c—混凝土部分截面面积；

E_a—钢筋或型钢弹性模量；

A_a—钢筋或型钢部分截面面积。

7.2.2 采用荷载结构法开展岩锚喷联合承载拱支护计算时，考虑到开挖初期围岩压力荷载释放比例较高，而喷射混凝土支护力受龄期因素影响往往处于较低水平，因此，从不利工况和安全角度出发，建议将岩锚喷联合承载拱分解为岩锚承载拱和喷射混凝土两种结构分别计算，其中岩锚承载拱承担主要围岩荷载。岩锚承载拱承受的围岩荷载主要为承载拱外侧的围岩形变压力荷载，因此，可按说明式（7.2.3-1）进行估算：

$$q = \gamma(h - H) \qquad (7.2.3\text{-}1)$$

式中：γ—围岩容重（kN/m^3）；

h—围岩等效形变压力高度值（m），按附录 E 确定；

H—岩锚承载拱厚度（m）。

当岩锚承载拱厚度大于等于围岩等效形变压力高度值时，说明承载拱外侧围岩已自稳，此时所受的围岩形变压力荷载值可取 0。

采用荷载结构法，针对岩锚承载拱计算后，即可获知岩锚承载拱内力和位移值，考虑到围岩与喷射混凝土结构间位移协同性特征，可将岩锚承载拱底部各节点位移值作为荷载，施加在喷射混凝土结构匹配节点处，进而计算喷射混凝土结构的内力和位移。

7.2.5 当计算获知岩锚承载拱和喷射混凝土截面内力后，即可采用破损阶段法验算岩锚承载拱和喷射混凝土结构的安全系数，破损阶段法结构安全系数计算方法可参照现行《铁路隧道设计规范》TB 10003 相关条款内容。

结构验算方式可采用最终状态或全过程两种，其中全过程验算需考虑围岩

形变荷载和喷射混凝土力学参数在施工周期内随时间的变化影响问题。

针对围岩形变荷载的时效性问题，广泛调研了国内成渝中线高铁、郑万高铁、宜兴高铁共计 91 个隧道断面围岩形变荷载实测数据样本，样本分布 III 级围岩断面 11 个，IV 级围岩断面 60 个，V 级围岩断面 20 个。基于围岩形变荷载实测数据样本统计回归分析，给出了围岩形变荷载时效性计算公式，见说明式（7.2.6-1）：

$$q_t = q\left(1 - e^{-at}\right) \qquad (7.2.6\text{-}1)$$

式中：q_t—不同时刻围岩竖向形变压力值（kPa）；

q—围岩竖向形变压力值最终值（kPa），按附录 E 确定；

a—时间效应拟合参数，III级围岩取 0.27，Ⅳ级围岩取 0.25，Ⅴ级围岩取 0.16；

t—时间（天）。

针对喷射混凝土力学参数时效性问题，广泛调研了国内成渝中线高铁、郑万高铁、宜兴高铁、某大型铁路等采用的 C30、C40 等早高强喷射混凝土各龄期力学参数实测值 463 组，通过实测数据统计回归分析，给出了早高强喷射混凝土各龄期力学参数建议值，见说明表 7.2.6-1。

说明表 7.2.6-1 早高强喷射混凝土力学参数建议表

龄期	C30 早高强喷混凝土			C40 早高强喷混凝土		
	弹性模量（GPa）	抗压强度（MPa）	抗拉强度（MPa）	弹性模量（GPa）	抗压强度（MPa）	抗拉强度（MPa）
3h	3.08	4.55	0.79	3.87	5.54	0.85
8h	7.38	10.93	1.19	9.30	13.29	1.34
12h	10.21	15.11	1.45	12.87	18.38	1.66
16h	12.59	18.63	1.67	15.86	22.65	1.93
24h	16.25	24.05	2.02	20.48	29.25	2.34
3d	23.93	35.41	2.73	30.15	43.07	3.21
7d	24.98	36.98	2.83	31.48	44.97	3.33
14d	25.00	37.00	2.83	31.50	45.00	3.34
28d	25.00	37.00	2.83	31.50	45.00	3.34

对于岩锚承载拱结构安全性要求问题，现阶段尚未建立统一标准。参考相

关研究成果，若施作初期支护后围岩安全系数达到 1.30 以上，表明围岩和初期支护都安全，二次衬砌可作为安全储备；若安全系数在 1.15~1.30 之间，表明二次衬砌需要承受一定的荷载；若安全系数小于 1.15~1.20，则初期支护能力不足，不能满足施工安全，需要加强初期支护。鉴于此，建议若不考虑二次衬砌承载时，岩锚承载拱安全系数应大于等于 1.30，若考虑二次衬砌承载时，岩锚承载拱安全系数可按 1.20 进行控制。

对于喷射混凝土结构安全性要求问题，参照现行《铁路隧道设计规范》TB 10003 混凝土结构执行，即根据结构所受的不同荷载组合，在计算中应分别选用不同的安全系数，并不小于说明表 7.2.6-2 和说明表 7.2.6-3 所列数值。按所采用的施工方法检算施工阶段强度时，安全系数可采用说明表列“主要荷载+附加荷载”栏内数值乘以折减系数 0.9。

说明表 7.2.6-2 混凝土结构的强度安全系数

荷载组合		主要荷载	主要荷载+ 附加荷载
破坏原因	混凝土达到抗压极限强度	2.4	2.0
	混凝土达到抗拉极限强度	3.6	3.0

说明表 7.2.6-3 钢筋混凝土结构的强度安全系数

荷载组合		主要荷载	主要荷载+ 附加荷载
破坏原因	钢筋达到计算强度或混凝土达到抗压或抗剪极限强度	2.0	1.7
	混凝土达到抗拉极限强度	2.4	2.0

7.3.2 锚杆（索）类型应根据工程地质条件、工程特点和施工方法等因素综合确定。Ⅱ级、Ⅲ围岩隧道开挖后较为稳定、变形量小，为减少施工工序，提高施工效率，可不采用预应力锚杆，Ⅳ级、Ⅴ级围岩隧道开挖后，为充分发挥岩锚联合拱的承载能力，宜采用预应力锚杆，对于软弱围岩、大变形地段或对变形控制要求严格的地段可采用预应力锚索，对于成孔困难、塌孔严重的地段可采

用自进式锚杆。

7.3.3 郑万高铁湖北段首次大范围使用了带有涨壳头的低预应力中空注浆锚杆，经现场应用，发现主要适用于硬质岩，软质岩需要满足一定条件才能适用；后续在某高原铁路采用树脂锚固预应力锚杆，细分为外置式树脂锚固预应力锚杆、内置式树脂锚固预应力锚杆、全长粘接树脂锚固预应力锚杆。外置树脂预应力中空锚杆是指采用树脂锚固剂锚固，且锚固剂与锚杆中空杆体分离的预应力中空注浆锚杆；内置树脂预应力中空锚杆是指采用树脂锚固剂锚固，且锚固剂置于锚杆中空杆体内部的预应力中空注浆锚杆；全长粘接树脂锚固预应力锚杆，指锚杆杆体全长范围内均采用树脂的预应力中空锚杆。

7.4.3 强调喷射混凝土早龄期强度是保证施工安全、结构可靠的重要技术指标。相关资料显示，国内外部分行业提出了喷射混凝土3h、8h、24h龄期抗压强度要求，如日本道路公团要求喷射混凝土3h强度达2MPa，我国建筑行业标准《喷射混凝土应用技术规程》JGJ/T 372—2016第4.2.2条规定：“软弱围岩及浅埋隧道地下工程用喷射混凝土的3h强度不应小于2MPa且1d抗压强度应大于设计值的40%”。为提出高性能喷射混凝土早期强度指标，本规范编制组依托某高原铁路隧道工程开展了现场试验，取喷射混凝土抗压强度测试结果的平均值：3h、8h及24h分别为3.95MPa、11.00MPa及17.60MPa，均满足上述规范要求。因此本规程提出了，高性能喷射混凝土3h、8h及24h龄期抗压强度分别不应小于2MPa、10MPa及15MPa的规定。

7.4.4 本条根据《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086—2015第6.1.3条制定。

7.4.6 抗渗性反映混凝土密实程度，可综合体现材料抗腐蚀能力，是评价混凝土耐久性的重要指标。《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086—2015第6.3.7条规定：“喷射混凝土的抗渗等级不应小于P6，当设计有特殊要求时，可通过调整材料的配合比，或掺加外加剂、掺合料配制出高于P6的喷射混凝土”；《铁路隧道设计规范》TB 10003—2016第10.2.2条规定：“隧道衬

砌应采用防水混凝土，防水等级为一、二级的隧道工程模筑混凝土抗渗等级不应低于P8；地下水发育地段的隧道及寒冷地区隧道抗冻设防段衬砌混凝土抗渗等级不应低于P10”。高性能喷射混凝土强度发展快，3d可达设计强度的80%，同时考虑到及时封堵渗漏水的防护需求，编制组在某高原铁路3个标段开展了喷射混凝土3d龄期抗渗试验，结果显示3d龄期抗渗等级分别为P12、P12、P11，说明高性能喷射混凝土的抗渗性可以达到甚至超过模筑衬砌混凝土抗渗等级要求。综上，本规程参照《铁路隧道设计规范》TB10003—2016中二次衬砌混凝土抗渗等级要求提出了高性能喷射混凝土抗渗等级要求。

8.1.2 在高性能主动支护体系中，预应力锚杆（索）与高性能喷射混凝土于开挖后及时施作，主动约束围岩变形并改善其应力状态，使岩-锚-喷联合承载拱成为施工期与运营期的主要承载结构。当围岩自承能力较好且主动支护效能正常发挥时，由围岩与初期支护构成的承载体系已具备足够的安全性，二次衬砌主要作为结构安全储备。

在浅埋、土砂围岩及地层破碎带等条件下，围岩自承能力显著不足，岩-锚-喷联合承载拱的完整性亦难以保证。此时应考虑二次衬砌的承载作用，并按承载结构进行截面设计与验算。

9.1.2 浅埋段隧道为满足全工序机械化施工需求，宜采用微台阶法施工，隧道跨度较大时可采用台阶法，但应控制好台阶高度及长度，必要的时候应采用掌子面加固，加强超前支护等措施，保障掌子面及拱部稳定性。

9.2.1 根据成兰铁路、某高原铁路软岩大变形隧道设计及施工经验，应遵循“优化轮廓、主动加固、分级控制、强化支护”的基本原则，遵循“快开挖、快支护、快封闭”的理念。“快开挖”采用微台阶开挖取代传统的多台阶开挖，避免多次扰动围岩。“快支护”开挖后及时封闭岩面，尽快施作喷锚网等支护措施，防止高地应力软岩长时间暴露产生更大变形，并根据监测数据动态调整支护参数。“快封闭”支护结构尽快封闭成环，在最短的时间发挥最有效的作用。机械化配套技术是实现施工“快”的基础，软岩大变形段应结合环境条件和作

业要求配备自动化程度高的施工机械设备，提高施工效率，降低劳动强度，保证施工质量。

9.3.5 结合某高原铁路工程经验，发生时滞型岩爆后，未设置缓冲层段二次衬砌存在斜向裂纹，而设置缓冲层段衬砌经排查未见裂纹，说明缓冲层能减缓二衬的冲击破坏，因此提出此条要求。

10.1.1 隧道工程地质条件复杂多变，安全风险高，传统静态设计难以匹配开挖揭露的真实围岩状况，依靠人工开展地质判识与支护调整存在信息滞后、针对性不强等短板。隧道信息化动态设计是实现隧道风险前置管控、提升支护设计科学性的重要手段。通过自动化手段实时采集施工多源信息，经融合分析精细化判识围岩质量、评价掌子面稳定性，可及时掌握围岩动态变化，据此动态调整支护方案，并形成闭环管控。该模式实现地质、监测、设计信息一体化，保障隧道施工安全，兼顾工程经济性，是隧道智能建造的核心技术路径。

“实时”并非指绝对零延时，而是指地质信息、变形监测信息的采集、分析、判识、评价及支护设计应与开挖支护循环同步，并在下一工序实施前完成，最终实现“一循环一设计”。

10.1.2 信息化动态设计的核心工作内容是围岩判识与支护设计。围岩判识是支护设计的依据，支护设计是动态设计的落脚点，二者贯穿动态设计全过程。围绕地质判识，平台需汇集地质信息与施工信息，实现围岩质量精细化判识和掌子面稳定性评价。围绕支护设计，应在判识评价结果基础上，结合施工图设计资料和变形监测信息，实现支护方案智能设计，快速响应围岩变化。数据来源分散、格式不一，未经统一汇集、校验，判识结果将缺乏可靠基础，因此，平台应保证数据的准确性与可追溯性。

10.1.4 采用自动化采集手段，能够减少人工干预带来的偏差，保障信息获取的及时性，使数据能真实反应现场实际状态。原始监测数据易受设备工况、环境扰动等因素影响，存在各类无效信息。设置数据清洗与标准化流程，目的在于过滤干扰数据、统一数据表达口径，消除多源异构数据差异，从源头把控数据

质量，支撑后续数据分析和研判。

10.2.5 隧道围岩变形是判定隧道围岩稳定性和支护结构安全状态的重要指标。传统人工量测难以满足施工期连续、高频监测的要求，在高风险地段还存在作业安全风险，故本条规定围岩变形信息采集应采用自动化监测。近年来，5G 通信、云平台和边缘计算等技术的引入，进一步推动了监测系统向实时传输、智能分析和自动预警方向发展。目前，隧道洞周变形自动化监测已形成多条较为成熟的技术路径，现就主流方式分述如下：

（1）测量机器人自动监测系统。以自动全站仪（如徕卡 TS 系列）为核心，配合目标棱镜自动识别和数据处理平台，按预设频次自动采集洞周测点的三维坐标，据此计算拱顶变形和周边收敛。该路径测点布置灵活，可同时获取多测点三维位移，是目前隧道围岩变形自动化监测中应用较为成熟的技术方式。

（2）机器视觉监测。采用工业相机或视频采集设备，对视野范围内预设标靶进行自动识别和变形计算。该方法为非接触式测量，标靶布设便捷，可实现多测点或全断面测点变形同步计算，适用于施工期洞周变形的连续监测。

（3）雷达监测。利用毫米波雷达等设备向洞周岩面发射电磁波，通过回波信号分析获取岩面径向位移。近年来，单目视觉与毫米波雷达融合的监测方法得到发展，通过视觉提供高分辨率几何信息、雷达提供复杂环境下的稳健径向位移测量，实现了三维位移场的毫米级估计。

（4）三维激光扫描法。采用三维激光扫描仪向隧道洞周表面发射激光脉冲，基于飞行时间法（TOF）快速获取高密度三维点云数据，通过多期点云数据配准等变化检测算法计算隧道表面变形分布。该方法为非接触式面测量，单次扫描即可获得全断面完整变形分布，无需预埋测点或设置靶标，适用于高应力软岩隧道大变形区段的时空演化分析。

从应用情况看，测量机器人技术成熟度最高、工程案例最为丰富，已在地铁、铁路、公路等运营隧道工程中广泛应用；机器视觉监测已在成都轨道交通、深圳地铁、高原铁路、西渝高铁、宜涪高铁、长赣高铁等工程中推广应用，具

有非接触、多测点同步和高频采集的优势；雷达监测已在日本山岳隧道及国内部分隧道中应用，可用于掌子面微变形和全断面变形场监测，在粉尘、低照度等复杂施工环境下具有独特优势。

10.3.2 隧道地质条件复杂，仅依靠单一信息难以准确判识围岩整体情况，故地质信息采集应包括施工装备钻孔参数、掌子面信息和超前地质预报信息。

（1）施工装备钻孔参数随钻进过程连续产生，可反映岩体强度、完整程度和裂隙发育情况，用于辅助判识围岩参数。

（2）掌子面影像包括掌子面高清照片、红外照片、短视频等。高清照片用于分析岩性、岩层产状、节理裂隙及风化破碎程度；红外照片用于辅助识别渗水、温度异常等情况；短视频用于反映掌子面整体状态及局部变化。

（3）超前地质预报信息用于预测掌子面前方围岩级别、地质构造、富水条件及不良地质体分布等。

上述三类信息分别反映钻进过程、当前掌子面和前方围岩情况，应结合使用，以提高围岩判识和动态设计的可靠性。

B.0.1 对于钻爆法施工隧道，由于爆破开挖后无法立即施作初期支护，因此掌子面与初期支护间存在一定长度的无支护段 Lu，由未立钢架段 Lu1（为便于下循环台车钻孔而预留）和循环进尺段 Lu2 组成。隧道掘进过程中，掌子面处的围岩法向约束解除，发生应力重分布，出现塑性区，掌子面产生挤出变形，未支护段发生沉降。当围岩强度较高时，塑性区范围较小，掌子面和未支护段均能自稳，但当围岩强度较低时，塑性区范围将显著扩大，形成松动区，进而发展为掌子面及无支护段围岩失稳。根据大量现场调研、模型试验和数值模拟得出，极限平衡状态下掌子面前方破裂面近似为对数螺旋形，掌子面上方破裂面为拱形。

西南交通大学基于国家科学自然基金青年项目《软弱破碎围岩全断面长进尺开挖隧道掌子面渐进失稳机理及超前支护协同加固理论研究》（52208404），

基于极限平衡法提出了掌子面稳定系数 K 计算模型，其基本假定如下：（1）极限平衡状态下隧道掌子面的失稳模式为“棱柱+楔形体”，掌子面前方破裂面为平面；（2）围岩为满足 Mohr-Coulomb 强度准则的理想刚塑性材料；（3）极限平衡状态下，掌子面破裂面处的围岩抗剪强度充分发挥。该模型的适用条件如下：（1）适用于 IV、V 级软弱围岩隧道；（2）适用于摩擦角 $\phi \geqslant 15°$ 的围岩条件；（3）适用于一般地应力条件下的深、浅埋隧道；（4）适用于采用机械化全断面法或微台阶法施工的隧道。

B.0.2 根据目前我国隧道工程超前支护与预加固设计、应用实际情况，结合各措施的作用机理，提出设计流程。其中，当掌子面能够自稳时（$K \geqslant [K]$），可不采用超前支护与预加固措施，但仍需要进一步根据无支护段围岩完整性，确定是否采用小导管防止无支护段发生局部掉块；当掌子面无法自稳时（$K < [K]$），优先选用超前支护（超前小导管或超前管棚）进行加固，当超前支护无法稳定掌子面时，进一步增加掌子面预加固措施进行组合加固。

B.0.3 根据相关工程案例及理论研究，超前支护与预加固措施的作用机理分别为：（1）超前管棚和小导管通过“梁效应”，将掌子面所受围岩压力传递到掌子面前方稳定围岩及支护段，控制掌子面前方围岩位移、防止无支护段塌方、减小掌子面上部荷载，从而提升掌子面及无支护段围岩稳定性；（2）掌子面预注浆通过提升围岩力学参数，提高围岩的抗剪强度，从而提升掌子面围岩稳定性。

考虑超前支护与预加固措施对掌子面失稳模式的影响，定义 $0° < \theta < 90°$ 范围内抗滑力与下滑力比值的最小值为掌子面稳定系数 K。

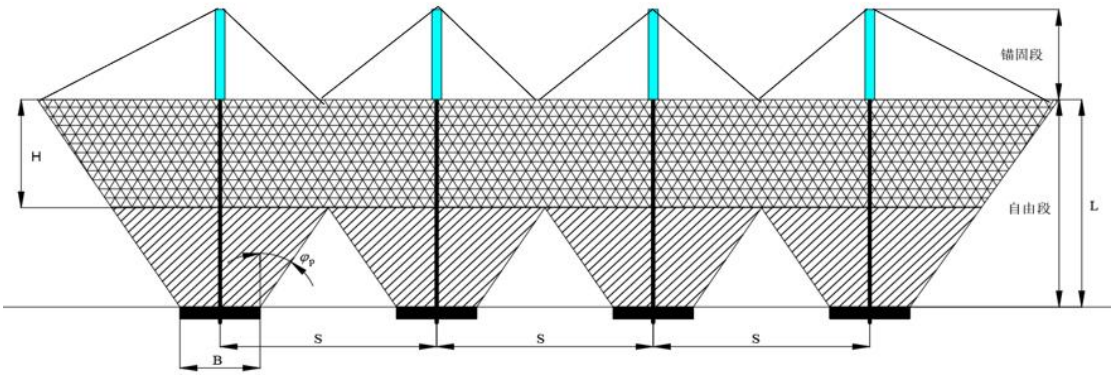
当掌子面存在局部软弱的情况时，可仅对该区域进行稳定性分析，并设计超前支护与预加固措施。

B.0.4 根据相关研究成果，极限平衡状态下隧道微台阶左右两侧及底部出现破裂面，产生摩阻力 Ts1、T1，为掌子面提供抗力 P1。

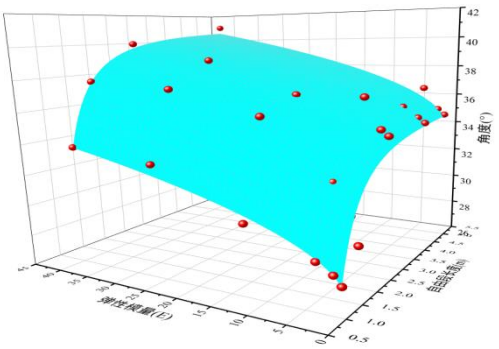
B.0.5 单根超前管棚、小导管支护下围岩压力折减系数 α_p 计算时，应沿隧道纵向划分为未开挖围岩约束段、掌子面无约束开挖段和初期支护闭合约束段三段进行受力分区计算，并分别计算各段结构弯矩、剪力、挠度；管棚等长距离超前支护，尚需核算钢管接头抗拉、抗弯承载力。并考虑注浆等加固措施对围岩力学性能的改良效益。

B.0.6 相关研究表明，注浆主要提高围岩的黏聚力，而对围岩摩擦角影响较小，因此本规范仅考虑掌子面预注浆对围岩黏聚力的影响，注浆加固后围岩黏聚力由 c 提升为 cg。将失稳区近似为纵向长度为 $D\cot\theta$ 的等截面长方体，按加固段与未加固段的长度加权计算围岩等效黏聚力，再除以注浆前黏聚力 c，得出预注浆后的黏聚力增大系数 α_2 计算公式。

C.0.2 将预应力锚杆作用下围岩内的附加压应力叠加区作为岩锚承载拱有效厚度，通过对锚杆长度、锚杆间距、锚杆预紧力、锚杆自由段长度、锚杆垫板尺寸及刚度、围岩力学参数等多因素组合工况下岩锚承载拱厚度开展数值模拟分析，结果表明岩锚承载拱厚度由锚杆自由段长度、锚杆间距、垫板尺寸、锚杆附加应力扩散角度所决定（见说明图 B.0.2-1），而锚杆附加应力扩散角度又与锚杆自由段长度、围岩力学参数紧密相关（见说明图 B.0.2-2），基于理论分析和多因素回归分析，获得了岩锚承载拱厚度计算式。



说明图 C.0.2-1 岩锚承载拱厚度几何关系图示

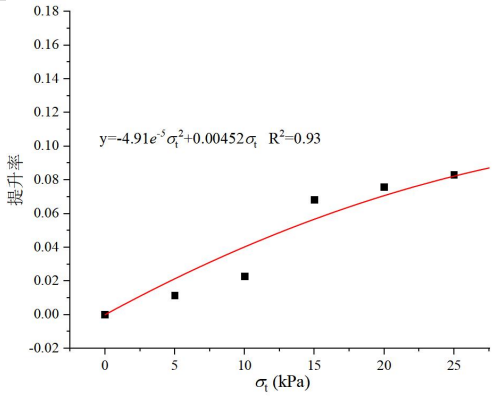


说明图 C.0.2-2 锚杆附加应力扩散角多因素回归

C.0.3 岩锚承载拱结构力学参数取值，主要依据刚度等效、莫尔库伦等相关理论与数值试验方法进行确定。其中预应力对围岩弹性模量的提升率分析主要通过数值试验并结合回归方法获取，数值试验根据《铁路工程岩石试验规程》（TB10115）规定，通过对标准试块开展三轴压缩试验，分析围压对围岩弹性模量提升率的影响规律，试验数据见说明表 C.0.3-1，拟合关系曲线见说明图 C.0.3-1。

说明表 C.0.3-1　不同围压工况下围岩弹性模量试验值

σ_t /kPa	0	5	10	15	20	25	50
弹性模量/GPa	4.153	4.198	4.249	4.435	4.469	4.498	4.577
提升效果/%	0	1.1	2.3	6.8	7.6	8.3	10.2



说明图 C.0.3-1 围岩弹性模量提升率随围岩关系拟合曲线