

铁路路基支挡结构设计规范

TB 10025—2001 J 127—2001 2001年12月1日起施行

第一章 总则及其条文说明

第一节 总 则

1.0.1 为统一铁路路基支挡结构设计技术标准,使路基支挡结构设计符合安全运用、技术先进、经济合理的要求,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于旅客列车最高行车速度 140 km/h,标准轨距新建、改建铁路路基支挡结构的设计。

1.0.3 路基支挡结构设计应贯彻国家技术、经济政策,按全面规划、远期近期结合、统筹兼顾的原则,广泛收集资料,认真进行调查研究和方案比选。

1.0.4 路基支挡结构设计,应积极采用新技术、新结构、新材料、新工艺。

1.0.5 以下地段应考虑设置路基支挡结构:

- 1 陡坡路堑边坡薄层开挖、路堤边坡薄层填方地段,或为加强路堤本体稳定地段;
- 2 为避免大量挖方、降低高边坡或加强边坡稳定性的路堑地段;
- 3 不良地质条件下,为加固地基、边坡、山体、危岩,或拦挡落石地段;
- 4 水流冲刷影响路堤稳定的沿河、滨海路堤地段;
- 5 为节约用地、少占农田或为保护重要的既有建筑物地段;
- 6 其他特殊条件的需要。

1.0.6 路基支挡结构设计应符合下列要求:

- 1 应满足在各种设计荷载组合下支挡结构的稳定、坚固和耐久;
- 2 结构类型选择及设置位置的确定应安全可靠、经济合理、便于施工养护,结构材料应符合耐久、耐腐蚀的要求;

- 3 必须查明山体和地基的工程地质、水文地质条件,获取必要的岩土物理力学参数;
- 4 路堤或路肩挡土墙的墙后填料及其压实度应符合现行《铁路路基设计规范》(TB 10001)的规定;
- 5 支挡结构与桥台、隧道洞门、既有支挡结构的连接应协调配合,衔接平顺;
- 6 城市及风景区的支挡结构宜考虑与其他相邻建筑物的协调;
- 7 站场路肩挡土墙顶面设施,应考虑调车作业的安全及方便;
- 8 电气化铁路区段及埋设电缆区段的路肩挡土墙应预留电杆及电缆的坑、槽、沟、洞位置,并注意工程的配合;
- 9 符合环保及其他要求。

1.0.7 作用于路基上的列车荷载应采用中华人民共和国铁路标准活载(即“中—活载”),可不计冲击力、离心力、制动力和摇摆力。活载分布于路基面上的宽度,自轨枕两端向下按 45° 扩散角计算。轨道和列车荷载按换算土柱法计算,其换算土柱高度和分布宽度应符合本规范附录A的规定。

1.0.8 路肩挡土墙的平面位置,在直线地段应按路基宽度确定,曲线地段直接折线形布置,并应符合曲线路基加宽的规定。在转折处应设沉降缝。

1.0.9 支挡结构与路堤连接可采用锥体填土连接。支挡结构伸入路堤内不应小于 0.75 m 。路堤锥体顺线路方向的坡度,当锥体边坡高度在 8 m 以内时不应大于 $1:1.25$,在 $8\sim 20\text{ m}$ 以内时不应大于 $1:1.5$ 。

路堑挡土墙应向两端顺延逐渐降低高度,并与路堑坡面平顺相接。路堤、路肩挡土墙端部嵌入原地层的深度,土质不应小于 1.5 m ,弱风化的岩层不应小于 1 m ,微风化的岩层不应小于 0.5 m 。

其他型式挡土墙与路堤、路堑连接按上述规定有困难时,可在其端部采用重力式挡土墙过渡或用其他端墙形式过渡。

1.0.10 增建第二线,在并行不等高的两线间设置支挡结构时,应根据路基情况、地基基础状态、施工对行车干扰等因素全面考虑确定方案。

1.0.11 对支挡结构基底下持力层范围内的软弱层,应检算其整体稳定性。整体稳定系数,重力式挡土墙不得小于 1.15 ,其他挡土墙不得小于 1.25 。

1.0.12 路肩支挡结构在下列地段应设置防护栏杆:

- 1 墙顶高出地面 4 m 且连续长度大于 20 m 时;
- 2 位于车站范围内或靠近居民点、道路旁,墙顶高出地面 3 m 时;
- 3 墙趾下为悬崖陡坎或地面横坡陡于 $1:0.75$,连续长度大于 20 m 的山坡时;
- 4 车站有调车作业地段。

栏杆立柱及扶手的水平推力应按 0.75 kN/m 作用在立柱顶上计算,并按 1 kN 集中荷载检算。

1.0.13 本规范第1.0.12条第1、3款地段及两端各延长 5 m 范围内,应在靠山侧铺设单侧护轨。

1.0.14 当挡土墙较高时,应根据需要设置台阶或检查梯。

1.0.15 路基支挡结构设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行的有关强制性标准的

规定。

第二节 总则条文说明

1.0.2 本规范是铁路路基设计的三层次规范,适用于旅客列车最高行车速度 140 km/h 标准轨距新建和改建铁路路基支挡结构的设计。铁路专用线、地方铁路及专用铁路可参照本规范执行。

1.0.3 全面规划,远近结合,是针对分期修建的双线铁路或站场的支挡工程,在近期工程设计时,应提出近期与远期相结合的合理方案,尽量作到远期工程能充分利用近期建筑物。在条件许可的情况下配合路基工程,力争一次设计成双线支挡,避免拆除重建。

认真进行方案比选是针对过去在山区傍山线的路基支挡工程设计中,一般多与路基土石方工程比较,而不与建桥隧方案比选,因此本条强调认真进行方案比选,含有与建桥隧比较之意。此外支挡工程本身又有不同结构型式,亦应进行选型比较。

1.0.4 近 20 年来,我国铁路支挡技术发展很快,“支挡”一词已不是过去单纯靠支撑来平衡路基土压力或山体滑动的片石挡土墙,而是采用支撑、土筋复合结构以及锚固等多种支挡新技术,如锚杆、锚定板、加筋土、预应力锚索等新结构挡土墙及抗滑桩。这些新型支挡结构与石砌重力式挡土墙相比,具有结构轻、施工快、便于预制和机械化施工、节省材料与劳动力、造价低等优点,因此本条强调应积极采用。有些新结构,例如桩基承台挡土墙等,虽已取得一定经验,但尚不具备纳规条件,今后还需开展必要的试验,积累经验,逐步推广。

1.0.6 本条是根据多年支挡设计的经验、教训以及国内外资料,提出对支挡设计的基本要求。

(1) 支挡结构在各种荷载组合作用下,应符合强度和稳定性的要求。

(2) 支挡类型除了选择重力式挡土墙外,可根据现场的地形、地质、水文等具体情况结合工程技术条件,从各种支挡类型中选择最合适的形式。不论选择哪种类型,应符合经济合理、便于施工和养护的要求。

(3) 支挡结构建筑材料的选用可视类型而定,重力式挡土墙一般应考虑就地取材,采用浆砌片石砌筑,在缺乏天然石料或砂石料地区,可选用混凝土预制构件拼装。其他支挡结构除了采用钢筋混凝土外,由于结构类型不同需用其他材料,如加筋土挡土墙的拉筋采用金属拉带或其他材料的拉带,锚杆挡土墙、锚定板挡土墙的拉杆则宜选用可焊性和延伸性良好的钢材。由于上述材料埋在填料中,因此本条强调应保证有耐久、防腐的要求。

(4) 针对过去支挡结构设计中,由于地基勘探不明,致使施工开挖后,不得不变更设计的情况,因而本来强调必须探明山体和地基的工程地质条件、水文地质情况,使设计符合实际。对地基土的物理、力学性质的确认,主要是避免将同一基础置于物理、力学性质和压缩性差异悬殊的地基上,防止基础不均匀下沉。

(5) 路堤填料的选用及其压实要求在《铁路路基设计规范条文说明》中已详细阐述,一

般讲路基填料就是支挡结构墙后填料,但有些支挡结构对填料的选用又有各自的要求,因此本条强调支挡结构墙后填料应符合《铁路路基设计规范》(TB 10001)的规定。

1.0.7 支挡结构设计采用的列车荷载,系根据《铁路路基设计规范》(TB 10001)规定。

列车荷载通过轨枕在道床内的扩散角按 45° 计算,主要是根据铁道部科学研究院在既有线上测试的结果。当道床厚度为 0.5 m 时,动荷载分布在路基面上的宽度约为 3.5 m ,从而得出动荷载在道床内的扩散角约为 45° ,故本条规定采用 45° 。

在支挡结构设计中一般采用静力法,是将路基面上的轨道和列车荷载的合力,换算为与路基填料重度相同的土柱来代替作用在路基面上的荷载。

1.0.9 支挡结构两端与路堤的连接方式,关系到前后工程的衔接及挡土墙的长度和稳定,其连接方式如同桥台耳墙与路堤连接,因此在接头处采用锥体边坡过渡以便与路堤边坡坡面平顺相接。

为了加强挡土墙与路基的连接,故规定挡土墙端部,伸入路堤内的长度不应小于 0.75 m 。

挡土墙锥体顺线路方向边坡坡率,因不受列车荷载的影响,比照路堤边坡坡率变陡一级,为了统一,故规定锥体边坡高度在 8 m 以内,顺线路方向的锥体边坡坡率为 $1:1.25$, $8\sim 20\text{ m}$ 为 $1:1.5$,垂直线路方向的边坡坡率与路堤边坡相同。

为了保证重力式挡土墙端部不受水流的冲刷或雨水的冲蚀,其端部需嵌入原地层一定长度。其嵌入长度,土质地层不应小于 1.5 m 。弱风化的岩石地层不应小于 1 m 。

1.0.11 挡土墙基底下遇有软弱土层时,可能导致挡土墙及墙后填料沿着软弱层面产生剪切破坏,此种情况应进行滑动稳定检算。其滑动稳定系数根据多年工程实践规定重力式挡土墙不得小于 1.15 ,其他挡土墙不得小于 1.25 。

第二章 术 语

2.0.1 一般地区 general area

指非浸水地区、非不良地质地区和非特殊岩土地区。

2.0.2 重力式挡土墙 gravity retaining wall

依靠墙体自重抵抗土压力、防止土体坍滑的挡土结构。

2.0.3 衡重式挡土墙 balance weight retaining wall

以填土重力和墙体自重共同抵抗土压力的挡土结构。

2.0.4 卸荷板 relieving slab

用以减小衡重式挡土墙下墙土压力,增加全墙抗倾覆稳定的构件。

2.0.5 悬臂式挡土墙 cantilever retaining wall

采用钢筋混凝土材料,由立臂式面板、墙趾板、墙踵板三部分组成的挡土结构。

2.0.6 扶壁式挡土墙 counterfort retaining wall

在悬臂式挡土墙上沿墙长方向每隔一定距离加一道扶壁,把立臂式面板与墙踵板连接起来的挡土结构。

2.0.7 锚杆挡土墙 anchored wall

由肋柱、面板、锚杆组成,靠锚杆拉力维持稳定的挡土结构。

2.0.8 锚定板挡土墙 anchor slab wall

由墙面系、钢拉杆、锚定板和填土共同组成的挡土结构。

2.0.9 锚定板抗拔力 pull out resistance of anchor slab

锚定板前方土体受压缩时所提供的抗力。

2.0.10 加筋土挡土墙 reinforced soil wall

由墙面系、拉筋和填土共同组成的挡土结构。

2.0.11 抗滑桩 slide-resistant pile

由锚固段侧向地基抗力来抵抗悬臂段的土压力或滑坡下滑力的横向受力桩。

2.0.12 桩板式挡土墙 pile-sheet retaining wall

在桩间设挡土板或土钉等其他结构来稳定土体的挡土结构。

2.0.13 土钉墙 soil nailing retaining wall

在土质或破碎软弱岩质路堑边坡中设置钢筋土钉,靠土钉拉力维持边坡稳定的挡土结构。

2.0.14 预应力锚索 prestressed anchored cables

通过对锚索施加张拉力以加固岩土体使其达到稳定状态或改善结构内部应力状况的支挡结构。

2.0.15 地震动峰值加速度 seismic peak ground acceleration

与地震动加速度反应谱最大值相应的水平加速度。

第三章 重力式挡土墙及其条文说明

第一节 重力式挡土墙

3.1 一般规定

3.1.1 一般地区、浸水地区和地震地区的路肩、路堤和路堑等部位,可采用重力式(含衡重式)挡土墙。

表 3.1.2 重力式挡土墙材料强度等级与适用范围

材料种类	重度 (kN/m^3)	材料最低强度等级		适用范围
		水泥砂浆	混凝土	
片石砌体	22	M7.5	—	$t \geq -15^\circ\text{C}$ 地区
		M10	—	浸水及 $t < -15^\circ\text{C}$ 地区
混凝土或片石混凝土	23	—	C15	$t \geq -15^\circ\text{C}$ 地区
		—	C20	浸水及 $t < -15^\circ\text{C}$ 地区

注 表中 t 系最冷月平均气温。

3.1.2 重力式挡土墙墙身材料可采用石砌体、片石混凝土或混凝土。其强度等级及适用范围应按表 3.1.2 采用。

3.1.3 重力式挡土墙可按容许应力法计算。石砌体的容许应力应按表 3.1.3—1 采用,混凝土的容许应力应按表 3.1.3—2 采用。

表 3.1.3—1

石砌体容许应力

(MPa)

水泥砂浆 强度等级	砌体种类	压应力(δ)			剪应力(τ)	
		片石砌体	块石砌体	粗料砌体	平缝	错缝
M5		0.8	—	—	—	—
M10		1.3	2.0	3.4	0.16	0.24
M20		1.8	2.4	3.7	0.23	0.34

注 1 表列水泥砂浆强度等级之间的石砌体的容许应力可用内插法确定;

- 2 石砌体的容许弯曲拉应力值,可用剪应力值;
- 3 石料应采用不易风化的石块,其极限抗压强度片石和块石不得小于 30 MPa,粗料石不得小于 40 MPa。

表 3.1.3—2 混凝土的容许应力 (MPa)

应力种类	符 号	混凝土强度等级				
		C30	C25	C20	C15	C10
中心受压	$[\sigma_c]$	9.0	7.6	6.1	4.6	2.8
弯曲受压及偏心受压	$[\sigma_b]$	11.2	9.5	7.8	6.1	4.3
弯曲拉应力	$[\sigma_{bl}]$	0.55	0.50	0.43	0.36	0.28
纯剪应力	$[\tau_c]$	1.10	0.99	0.86	0.71	0.56
局部承压应力	$[\sigma_{c-1}]$	$6.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$5.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$4.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$3.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$	$2.4\sqrt{\frac{A}{A_c}}$

注 1 片石混凝土的容许压应力与混凝土同,片石掺用量不应大于总体积的 20% ;

2 A 为计算底面积, A_c 为局部承压面积。

3.2 设计荷载

3.2.1 作用在挡土墙上的力,一般可只计算主力,在浸水地区、地震动峰值加速度为 0.2 g (原为八度)及以上地区及有冻胀力等情况下,尚应计算附加力和特殊力,设计时应按表 3.2.1 所列荷载可能进行组合。

表 3.2.1 挡土墙荷载

荷载分类	荷载名称
主 力	墙背岩土主动土压力 墙身重力及位于挡土墙顶面上的恒载 轨道及列车荷载产生的侧压力 基底的法向反力及摩擦力 常水位时静水压力和浮力
附加力	设计水位的静水压力和浮力 水位退落时的动水压力 波浪压力 冻胀力和冰压力
特殊力	地震力 施工及临时荷载 其他特殊力

注 1 常水位系指每年大部分时间保持的水位;

2 冻胀力和冰压力,不与波浪压力同时计算;

3 洪水和地震不同时考虑。

3.2.2 浸水挡土墙应从设计水位及以下选择最不利水位作为计算水位。

3.2.3 浸水挡土墙墙背填料为岩块和粗粒土(粉砂、黏砂除外)时,可不计墙身两侧静水压力和墙背动水压力。

3.2.4 墙身所受浮力,应根据地基地层的浸水情况按下列原则确定:

- 1 砂类土、碎石类土和节理很发育的岩石地基,按计算水位的 100% 计算。
- 2 岩石地基按计算水位的 50% 计算。

3.2.5 当主力与附加力、特殊力组合时,应将材料的容许应力(纯剪应力除外)乘以不同的提高系数。当主力加附加力时乘以 1.30,当主力加特殊力时乘以 1.40;当主力加地震力时应符合现行标准《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111)的规定。

当主力加附加力时地基容许承载力可乘以 1.20。当挡土墙按有荷、无荷计算,其基底合力的偏心距为负值时,墙踵基底压应力可超过地基容许承载力,一般地区最大不得超过 30%,浸水地区不得超过 50%,但平均压应力不得超过地基容许承载力。

3.2.6 单线铁路挡土墙应按有列车荷载与无列车荷载进行检算,双线铁路及站场内的挡土墙,除按轨道上均有列车荷载进行检算外,尚应按邻近挡土墙的一线、二线有列车荷载与无列车荷载等组合进行检算。

3.2.7 作用在墙背上的主动土压力,可按库仑理论计算。

3.2.8 墙背俯斜度较大、土体中出现第二破裂面时,应按第二破裂面法计算土压力。

3.2.9 墙背为折线形可简化为两直线段计算土压力,其下墙段的土压力,用力多边形法或延长墙背法计算。

3.2.10 挡土墙前的被动土压力可不计算,当基础埋置较深且地层稳定、不受水流冲刷和扰动破坏时,按照墙身的位移条件,可采用 $1/3$ 被动土压力值。

3.2.11 墙背填料的物理力学指标,应根据试验资料确定,当无试验资料时,可按表

3.2.11 采用。路堑挡土墙背后地层的物理力学指标,可根据边坡设计的数据综合确定。

表 3.2.11 填料的物理力学指标

填料种类		综合内摩擦角 φ_0	内摩擦角 φ	重度(kN/m^3)
粉土 黏土类	墙高 $H \leq 6 \text{ m}$	$40^\circ \sim 36^\circ$	—	17、18
	墙高 $12 \text{ m} \geq H > 6 \text{ m}$	$35^\circ \sim 30^\circ$	—	17、18
砂类土		—	35°	17、18
碎石类土		—	40°	18、19
不易风化的块石		—	45°	18、19

注:1 计算水位以下的填料重度采用浮重度;

2 填料的重度可根据填料性质和压实等情况,作适当修正。

3.2.12 土与墙背间的摩擦角,应根据墙背的粗糙程度、土质和排水条件确定,也可按表

3.2.12 所列数值采用。

表 3.2.12 土与墙背间的摩擦角 δ

墙身材料	墙背土	岩块及粗粒土	细粒土
混凝土		$\frac{1}{2} \varphi$	$\frac{2}{3} \varphi$ 或 $\frac{1}{2} \varphi_0$
石砌体		$\frac{2}{3} \varphi$	φ 或 $\frac{2}{3} \varphi_0$
第二破裂面或假想墙背土体		φ	φ_0

注 1 φ 为土的内摩擦角, φ_0 为土的综合内摩擦角;

2 计算墙背摩擦角 $\delta > 30^\circ$ 时仍采用 30° 。

3.3 计 算

3.3.1 挡土墙沿基底的抗滑动稳定系数 K_c 应按下列公式计算:

$$\text{非浸水} \quad K_c = \frac{[\sum N + (\sum E_x - E_x') \cdot \tan \alpha_0] \cdot f + E_x'}{\sum E_x - \sum N \cdot \tan \alpha_0} \quad (3.3.1-1)$$

$$\text{浸 水} \quad K_c = \frac{(\sum N - \sum N_w + \sum E_x \cdot \tan \alpha_0) \cdot f}{\sum E_x - (\sum N - \sum N_w) \cdot \tan \alpha_0} \quad (3.3.1-2)$$

式中 $\sum N$ ——作用基底上的总垂直力(kN);

$\sum E_x$ ——墙后主动土压力的总水平分力(kN);

E_x' ——墙前土压力的水平分力(kN);

$\sum N_w$ ——墙身的总浮力(kN);

α_0 ——基底倾斜角($^\circ$);

f ——基底与地层间的摩擦系数。

倾斜基底尚应检算沿地基水平方向的滑动稳定性。基底下有软弱土层时,还应检算该土层的滑动稳定性。

3.3.2 基底与地层间的摩擦系数,当缺少试验资料时,可按表 3.3.2 采用。

表 3.3.2 基底与地层间的摩擦系数 f

地 层 类 别	f
硬 塑 黏 土	0.30
粉质黏土、粉土、半干硬的黏土	0.30 ~ 0.40
砂 类 土	0.40
碎 石 类 土	0.50

地层类别	f
软质岩	0.40~0.60
硬质岩	0.60~0.70

3.3.3 挡土墙抗倾覆稳定系数 K_0 应按下列式计算：

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \quad (3.3.3)$$

式中 $\sum M_y$ ——稳定力系对墙趾的总力矩(kN·m)；

$\sum M_0$ ——倾覆力系对墙趾的总力矩(kN·m)。

3.3.4 挡土墙抗滑动稳定系数 K_c 不应小于 1.3, 抗倾覆稳定系数 K_0 不应小于 1.5。

计算附加力时, K_c 不应小于 1.2, K_0 不应小于 1.3。

3.3.5 挡土墙基底合力的偏心距应按下列式计算：

$$e = \frac{B}{2} - C = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_y - \sum M_0}{\sum N} \quad (3.3.5)$$

式中 e ——基底合力的偏心距(m), 当为倾斜基底时, 为倾斜基底合力的偏心距；

B ——基底宽度(m), 倾斜基底为其斜宽；

C ——作用于基底上的垂直分力对墙趾的力臂(m)；

$\sum N$ ——作用于基底上的总垂直力(kN)。

当为倾斜基底时, 作用于其上的总垂直力：

$$\sum N' = \sum N \cdot \cos\alpha_0 + \sum E_x \cdot \sin\alpha_0$$

基底合力的偏心距 e , 土质地基不应大于 $B/6$, 岩石地基不应大于 $B/4$ 。

3.3.6 基底压应力 σ 应按下列公式计算：

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ 时 } \sigma_{1,2} = \frac{\sum N}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3.3.6-1)$$

$$e > \frac{B}{2} \text{ 时 } \sigma_1 = \frac{2\sum N}{3C} \quad \sigma_2 = 0 \quad (3.3.6-2)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ 时 } \sigma_1 = 0 \quad \sigma_2 = \frac{2\sum N}{3(B-C)} \quad (3.3.6-3)$$

式中 σ_1 ——挡土墙趾部的压应力(kPa)；

σ_2 ——挡土墙踵部的压应力(kPa)。

基底压应力不应大于基底的容许承载力 $[\sigma]$ 。

3.3.7 墙身截面强度检算, 应符合下列要求：

1 检算截面的合力偏心距 e'

主力时 $|e'| \leq 0.3B'$

主力加附加力时 $|e'| \leq 0.35B'$

式中 B' ——墙身截面宽度(m)

2 检算截面的法向压应力,不应大于所用材料的容许压应力。当计算的最小应力为负值时,应小于所用材料的容许抗弯曲拉应力,此时尚应检算不计石砌体承受拉力时受压区应力重分布的最大压应力,其值不得大于容许压应力。

3 必要时墙身截面应作剪应力检算。

3.4 地基与基础

3.4.1 挡土墙宜采用明挖基础。当基坑开挖较深且边坡稳定性较差时,应采取临时支护措施,当基底为松软土层时,可采用加宽基础、换填土或桩基础等措施。水下挖基困难时,也可采用桩基础或沉井基础。

3.4.2 基础埋置深度的确定应符合下列要求:

1 一般情况下不小于 1.0 m。

2 当冻结深度小于或等于 1.0 m 时,在冻结深度线以下不小于 0.25 m(弱冻胀土除外),同时不小于 1.0 m。当冻结深度大于 1.0 m 时,不小于 1.25 m,还应将基底至冻结线下 0.25 m 深度范围内的地基土换填为弱冻胀土或不冻胀土。

3 受水流冲刷时,在冲刷线下不小于 1.0 m。

4 路堑挡土墙基底在路肩以下不小于 1.0 m,并低于侧沟砌体底面不小于 0.2 m。

5 在软质岩层地基上,不小于 1.0 m。

3.4.3 基础在斜坡地面其趾部埋入深度和距地面的水平距离,应符合表 3.4.3 的规定。

表 3.4.3 斜坡地面墙趾埋入最小尺寸 (m)

地层类别	埋入深度	距斜坡地面的水平距离
较完整的硬质岩层	0.25	0.25 ~ 0.50
硬质岩层	0.60	0.60 ~ 1.50
软质岩层	1.00	1.00 ~ 2.00
土层	≥ 1.00	1.50 ~ 2.50

3.4.4 基础位于较完整的硬质岩层构成的稳定陡坡上时,可采用台阶式基础,其最下一级台阶底宽不宜小于 1.0 m。

3.4.5 挡土墙位于纵向斜坡上时,当基底纵坡大于 5% 时,应将基底设计为台阶形式。

3.4.6 挡土墙受滑动稳定控制时,可采用倾斜基底。一般地区挡土墙可设不大于 0.2:1 的斜坡。浸水地区挡土墙,当基底摩擦系数 $f < 0.5$ 时,不宜设倾斜基底;当 $0.5 < f < 0.6$ 时,可设 0.1:1 的斜坡;当 $f \geq 0.6$ 时,可设 0.2:1 的斜坡。

3.4.7 挡土墙受倾覆稳定、基底偏心或基底承载力控制时,可设置墙趾台阶,台阶的连线与竖直线间的夹角,对于砌体不应大于 35° ,对于混凝土不应大于 45° 。

3.4.8 明挖基础的基坑,应及时回填夯实,顶面应设计为不小于 4% 的排水横坡。对湿陷性黄土地基,应采取消除湿陷或防止水流下渗的措施。

3.5 构造要求

- 3.5.1 混凝土块和石砌体挡土墙墙顶宽度不应小于 0.5 m ;混凝土墙顶宽度不应小于 0.4 m。
- 3.5.2 路肩挡土墙顶部应设置帽石 ,帽石可采用 C15 混凝土或粗料石制作 ,其厚度不得小于 0.4 m ,宽度不得小于 0.6 m ,飞檐宽度应为 0.1 m。
- 3.5.3 沿墙长每隔 10~25 m 或与其他建筑物相接处 ,应设置伸缩缝 ,在基底的地层变化处 ,应设置沉降缝。伸缩缝和沉降缝可合并设置。其缝宽均采用 2~3 cm。缝内沿墙的内、外、顶三边填塞沥青筋筋或沥青木板 ,塞入深度不得小于 0.2 m。当墙背为石质路堑或填石路堤时 ,可设置空缝。
- 3.5.4 挡土墙上应设置泄水孔 ,按上下左右每隔 2~3 m 交错布置 ,拆线墙背的易积水处也应设置。泄水孔的坡度为 4% ,向墙外为下坡 ,其进水侧应设置反滤层 ,厚度不得小于 0.3 m。在最低一排泄水孔的进水口下部应设置隔水层。在地下水较多的地段或有大股水流处 ,应加密泄水孔或加大其尺寸 ,其出水口下部应采取保护措施。
- 当墙背填料为细粒土时 ,应在最低排泄水孔至墙顶以下 0.5 m 高度以内 ,填筑不小于 0.3 m 厚的砂砾石或土工合成材料作为反滤层。反滤层的顶部与下部应设置隔水层。
- 3.5.5 衡重式路肩挡土墙的衡重台与上墙背相交处应采取适当的加强措施 ,提高该处墙身截面的抗剪能力。

第二节 重力式挡土墙条文说明

3.1.2 水泥砂浆的强度等级 ,直接影响挡土墙墙体的强度 ,但经验证明墙体强度不是随砂浆强度等级直线增加 ,如果选用砂浆强度等级较高 ,反而不能充分发挥作用。本条根据重力式挡土墙多年的设计经验定出了各种砌体在不同情况下的砂浆强度等级。

考虑到挡土墙建成后 ,墙体受到水流、雨、雪、温度、冻融等自然因素的作用、容易产生风化剥落等现象 ,为保证墙体的耐久性 ,减少维修养护工作 ,根据多年经验 ,本条又规定了石料的最低强度和混凝土的最低强度等级。

对于高挡土墙 ,其强度安全更应受到重视 ,但是由于高挡土墙需要大量的片石 ,其块体质量不易保证 ,另外由于墙的高度大 ,砂浆质量及墙的整体砌筑质量也不易保证 ,因此 ,为了保证高挡土墙的设计强度 ,其材质宜用片石混凝土或混凝土。

3.1.3 片石砌体 M7.5 的水泥砂浆容许应力资料不足 ,故本条列入了 M5 的水泥砂浆容许应力供参考。石砌体的抗压强度与石料本身强度、石料排列、几何尺寸以及砂浆强度、密度有关。其中砂浆强度及石料强度的影响最为显著 ,石料的排列对石砌体的初期影响最大 ,不能单独依靠提高砂浆强度来取得 ,而应按照规定的施工工艺要求合理选用石料 ,改善石料排列 ,提高砂浆的密度来保证。混凝土的中心和偏心受压容许应力、石砌体的容许应力是分别参照现行《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4)表 3.0.2 和表 3.0.3 相应数值确定的。

3.2.1 作用在挡土墙上的各种荷载按其性质和发生机率分为主力、附加力和特殊力。主

力是经常作用的,附加力是偶然发生的或者其最大值的发生机率很小,特殊力是暂时的或属灾害性的,发生机率也很小。由于挡土墙计算时分为有荷(指轨道及列车荷载)、无荷等多种组合,故表 3.2.1 中仍把墙背主动土压力和轨道及列车荷载产生的侧压力分列。地震动峰值加速度是依据现行《中国地震动参数区划图》(GB 18306—2001)取代原地震基本烈度。

3.2.2 本条中设计水位含义见《铁路路基设计规范》(TB 10001)第 3.0.1 条。最不利水位是指设计水位或其下某一水位,当用此水位检算挡土墙时得出的抗倾覆稳定系数或抗滑动稳定系数最小,或得出的基底应力最大。

3.2.5 本条有关墙体材料容许应力部分根据现行《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.3)定出。

关于地基容许承载力,因主力是经常发生的,而附加力是暂时的,其机率较小,且地基容许承载力一般都具有一定储备量,即使基础某一侧边缘应力超过容许值,也只是局部的、暂时的,不致影响其安全使用,因此地基容许承载力在主力加附加力的情况下可予以提高,但为了防止压应力出现过大的不均匀分布,本条规定主力加附加力时,地基容许承载力可提高 20%。

当挡土墙按有荷计算时,有时会出现基底合力的偏心距为负值,即墙有向后倾的趋势,此时出现“墙压土”,产生被动土压力作用于墙背,这样就调整了墙基底的受力状态,此时一般地区墙踵的基底压应力可使之超过地基容许承载力 30%,浸水挡土墙由于已考虑了水的浮力等附加力的作用,可使踵部容许承载力超过更多一些,一般用 50% 控制。据实践经验,这样的规定不会影响墙身及基底的稳定。无荷检算时,当出现较大的负偏心值时,根据上述分析,墙背侧压力及基底应力,亦将发生相应的变化和调整,此时已不属主动土压力状态,故可不必再检算墙踵的基底压应力。

3.2.10 有些文献资料认为,按库仑公式计算的被动土压力值偏大。另外,挡土墙处于被动状态时产生的位移远较主动状态时大,由于挡土墙前后土体既互相作用又互为一体,因此墙后土体处于主动状态时所产生的位移难以促使墙前土体进入被动状态,显然墙前土体的抗力较被动土压力小,故本条规定墙前土体对挡土墙的抗力只取部分被动土压力值。为安全起见,一般情况下可取 $1/3$ 被动土压力值。

条文中的基础埋置“较深”二字,由于经验尚少,未对深度作具体规定。一般认为深度大于 1.5 m 时才考虑。

3.2.11 当挡土墙墙背填料为细粒土时,以往多用综合内摩擦角计算土压力,但至今没有较准确的换算内摩擦角的方法,因此通常采用 35° 的数值,用此值计算的土压力在某些情况下与实测值有一定偏差。例如一般矮路肩墙计算土压力值较实测值大,即偏于保守,而高墙时计算值又较实测值小,墙越高二者偏差越大,对墙身稳定不利。为了减少用综合内摩擦角求土压力产生的偏差,本条表 3.2.11 中采用了按不同墙高用不同综合内摩擦角的方法,即墙高 $H \leq 6$ m 时,用 $36^\circ \sim 40^\circ$; 墙高 6 m $< H \leq 12$ m 时,用 $30^\circ \sim 35^\circ$; 墙高 $H > 12$ m 时,综合摩擦角应小于 30° 。并适当加大 K_c 、 K_0 值。

路堑挡土墙墙后地层的物理、力学指标可按地质资料和边坡设计数据,参考说明表 3.2.11 综合确定。

说明表 3.2.11

路堑边坡的物理力学指标

路 堑 边 坡	综合内摩擦角	重度(kN/m ³)
1:0.5	65° ~ 70°	25
1:0.75	55° ~ 60°	24
1:1.0	50°	20
1:1.25	45°	19
1:1.5	35° ~ 40°	17 ~ 18

3.2.12 墙背摩擦角对土压力影响较大,由于我国目前尚缺少较确切的试验数据,因此条文中表 3.2.12 所列的是参照国内外的经验和一些研究试验而定出的。其中墙背土体产生第二破裂面时,其墙背摩擦角为 ϕ 或 ϕ_0 。

3.3.1 挡土墙基底一般可采用平底,当抗滑稳定受控制时,可采用斜底。

墙前土压力的水平分力 E'_x ,主要是指墙前的部分被动土压力(一般可取计算被动土压力 E_p 的 1/3,即 $E'_x = 1/3 E_p$)。浸水挡土墙墙前土体易被水流冲刷破坏,不能长期保存,为了安全起见可不计算墙前土压力。

3.3.6 当计算基底压应力过程中出现 $e > B/6$ 时,基底墙踵将出现拉应力,对于一般地基与基底间是不能承受的,这时按无拉应力的平衡条件重新分配压应力。重新分配的压应力合力作用在距墙趾为 C 的三角形应力图的形心上,该应力图一边长为 $3C$,则有 $\sum N = 1/2 \sigma_1 3C$ 本条中式(3.3.6—2)为 $\sigma_1 = 2 \sum N/3C$ $\sigma_2 = 0$ 。

3.3.7 检算墙身截面上可能产生正、负偏心值,故用绝对值 $|e'|$ 表示。

由于墙体材料能承受一定的拉力,因此其偏心值较基底的偏心值大。条文规定考虑主力时, $|e'| \leq 0.3B'$ 是为避免出现较大的拉应力。

3.4.2 本条第 4 款规定的基础埋置深度,由于路堑的路基面是稳固的,因而可将路基面视为地面,基底埋设在路肩下 1 m 即可。但若路堑侧沟较深,有可能出现侧沟砌体底面深度大于 1 m 的情况,此时侧沟砌体底面低于挡土墙基底,如侧沟渗水,将影响挡土墙的地基,故本条规定挡土墙基底应低于侧沟砌体底面不小于 0.2 m。

3.4.3 在斜坡地面上的挡土墙,其基础的埋入深度除按表 3.4.3 中规定的最小埋入深度外,还受墙趾距斜坡地面的水平距离控制。表中规定的数值是根据多年的经验总结得出。其中距斜坡地面水平距离的上、下限值的采用,可根据地基的地质情况,斜坡坡度等综合确定。如较完整的硬质岩,节理不发育、微风化的可取上限值 0.25 m;节理发育、强风化的可取下限值 0.5 m。又如土质地基,墙基下地面横坡较缓(约 1:1.5)时,可取上限值 1.5 m,较陡时可取下限值 2.5 m。

3.4.4 当墙基位于较完整的硬质岩石构成的陡坡上时,由于岩石节理不发育,抗压强度大于 30 MPa,基础部分不产生侧压力,为了节省基础开挖工程和砌体数量,可将墙基开挖成台阶式,修成台阶式基础。其最下一层台阶的宽度规定不宜小于 1 m,是为了保证挡土墙基础的稳定。

3.4.6 当挡土墙受抗滑稳定控制时,采用倾斜基底的措施,其中一般地区设不大于 0.2:

1 的斜坡,是根据以往实践经验定出。

浸水地区因受水浸泡或软化,当地基较弱($f < 0.5$)时,规定不宜设置倾斜基底。当地基为密实的卵石、块石土或较软的岩层($0.5 \leq f \leq 0.6$)时,规定可设置 0.1:1 的斜基底。当地基为较好的岩层($f \geq 0.6$)时,可设置 0.2:1 的斜基底。

3.4.7 当挡土墙受抗倾覆稳定、基底偏心或基底承载力控制时,加设墙趾台阶可调整墙身及基底的受力状态,达到节省墙体材料、降低工程造价的目的。检算墙趾台阶时,通常视墙趾台阶为悬臂,墙趾台阶承受基底竖向反力,以此检算墙趾台阶的弯曲应力和剪应力。若基础台阶连线与台阶竖直线间之夹角(即刚性角)砌体基础不大于 35° 混凝土基础不大于 45° 时,可不进行墙趾台阶的弯曲应力和剪应力检算。

3.4.8 明挖基础为防止基坑积水软化墙基,导致地基承载力降低,施工后应及时回填夯实,顶面必要时应加设黏土防渗层或铺砌一层浆砌片石。

对湿陷性黄土地基,可采用重夯夯实地基或用黏土作防水层及设置 3:7 灰土垫层等措施,以防地表水下渗软化墙基。

3.5.4 墙身设置泄水孔是为了疏导墙后积水,增加墙身的稳定性。排水条件的好坏直接影响挡土墙土压力大小,所以要求泄水孔布置得当、排水通畅,最低排泄水孔应布置在排水沟(或侧沟)的设计最高水位线以上部位。

为了发挥泄水孔的排水效能,要求泄水孔进口处设置反滤层,以保证泄水孔不被堵塞,墙后土的细颗粒也不会被带走。由于挡土墙后填料中含水量一般较小,动水压力可不计,因此对反滤层的要求不高,不需通过计算确定其颗粒级配和层数等。根据实践经验,只要在泄水孔进口处设边长为 0.3 m 的正立方体砂夹卵石或砂砾石反滤层即可满足要求。

对于墙后排水不良或填料有冻胀可能者,应在墙后最低排泄水孔至墙顶下 0.5 m 之间全部设置厚度不小于 0.3 m 的砂夹卵石或土工合成材料反滤层,既可减轻冻胀力对墙的影响,又可防止墙后产生静水压力,同时起反滤作用。

第四章 短卸荷板式挡土墙及其条文说明

第一节 短卸荷板式挡土墙

4.1 一般规定

4.1.1 地基强度较大,墙高大于 6 m,小于等于 12 m 的路肩墙可采用短卸荷板式挡土墙。当墙高大于 12 m 时不宜采用。

4.1.2 短卸荷板式挡土墙由上、下墙和卸荷板组成,上下墙高度比例一般取 4:6,墙身可采用石砌体。当墙高大于 10 m 时应采用片石混凝土或混凝土,其最低强度等级水泥砂浆应为 M10,混凝土应为 C20。片石材料应采用不易风化的石块,其饱和单轴极限抗压强度不得小于 30 MPa。受力钢筋直径不应小于 12 mm。

4.1.3 短卸荷板式挡土墙可按容许应力法计算,其材料容许应力应按本规范表 3.1.3—1、表 3.1.3—2 采用。

4.2 设计荷载及计算

4.2.1 作用在短卸荷板式挡土墙上的荷载力系和列车荷载,应按本规范第 3.2.1 条、第 3.2.5 条和第 3.2.6 条规定办理。

4.2.2 作用在墙背上的主动土压力可按库仑理论计算,其中上墙可按第二破裂面法计算,两破裂面交点在短卸荷板悬臂端;下墙可按力多边形法计算,土压力强度按矩形分布,作用点为下墙墙高的 1/2 处(图 4.2.2)。

4.2.3 计算作用于短卸荷板上的竖向压力时,可先计算第二破裂面上的竖向分力,短卸荷板承受其长度相应部分投影的应力;再计算第二破裂面以下土体的重力,两者叠加即为短卸荷板的竖向压力,在板上按均匀分布(图 4.2.3)。

4.2.4 土与墙背间的摩擦角 δ ,可按本规范表 3.2.12 所列数值采用。

4.2.5 墙背填料的物理力学指标,应根据试验资料确定,当填料为黏性土时,可采用抗剪强度相等的原则,换算综合内摩擦角来代替其内摩擦角和黏聚力。此时,稳定系数可采用 $K_c = 1.3$, $K_0 = 1.5$ 。

4.2.6 当墙背填料的物理力学指标无试验数据时,可按表 4.2.6—1 选用综合内摩擦角。此时,稳定系数应根据填料类型和墙高按表 4.2.6—2 取值。

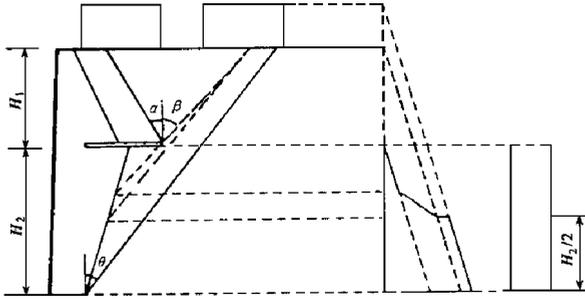


图 4.2.2 下墙土压力强度及作用点位置图示
 α —上墙第二破裂角($^{\circ}$); β —上墙第一破裂角($^{\circ}$);
 θ —下墙破裂角($^{\circ}$); H_1 —上墙高度(m); H_2 —下墙高度(m)

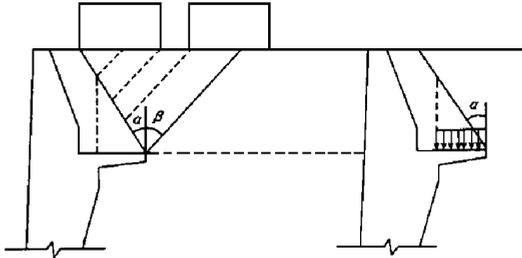


图 4.2.3 短卸荷板上的竖向压力及分布图示
 α —上墙第二破裂角($^{\circ}$); β —上墙第一破裂角($^{\circ}$)

表 4.2.6—1

填料的综合内摩擦角 φ_0

填料种类	综合内摩擦角 φ_0
粉土类、黏土类	35°
砂类	35°
砾石类、碎石类	40°
不易风化的块石类	45°

表 4.2.6—2 稳定系数取值

黏聚力(kPa)	墙高 H (m)		稳定系数	
	$6 < H \leq 10$		$10 < H \leq 12$	
	K_c	K_0	K_c	K_0
$0 < c \leq 5.0$	1.30 ~ 1.40	1.50 ~ 1.60	1.40 ~ 1.45	1.60 ~ 1.65
$5.0 < c \leq 10.0$	1.30 ~ 1.50	1.50 ~ 1.70	1.50 ~ 1.60	1.70 ~ 1.80
$10.0 < c \leq 15.0$	1.30 ~ 1.60	1.50 ~ 1.80	1.60 ~ 1.75	1.80 ~ 1.90

注:1 相同填料,稳定系数应随墙高增大而增大;

2 当无黏聚力实测值时,可根据填料的分类取值,即 A 组填料取小值;B 组填料取中值;C 组填料取大值。

4.2.7 短卸荷板式挡土墙稳定性的计算,应符合本规范第 3.3 节的规定。

4.2.8 设计短卸荷板式挡土墙时,应对上下墙之间和台阶上部处墙身截面进行强度检算。上下墙之间截面强度检算的位置,可按图 4.2.8 所示选取。

在墙身截面强度检算中,上墙墙背的水平土压力可按实际墙背用库仑理论的计算值乘以系数 1.4 计算,竖向土压力可不乘系数。

4.2.9 短卸荷板的长度和截面尺寸应通过计算确定,使基底应力分布均匀,同时满足本规范第 4.2.8 条规定的强度检算要求。其插入端长度一般宜控制在上墙底宽的 $1/2 \sim 2/3$ 。配筋设计可按悬臂梁结构计算。

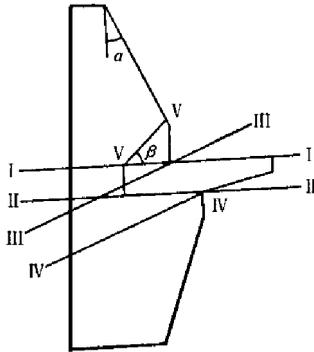


图 4.2.8 上下墙之间截面强度检算位置

I—I、II—II 截面的法向拉应力和水平剪应力;

III—III、IV—IV、V—V 斜截面的剪应力

4.3 构造要求

4.3.1 短卸荷板式挡土墙基底及基础埋置应符合本规范第 3.4 节的规定。

4.3.2 短卸荷板式挡土墙的构造要求应符合本规范第 3.5.1 ~ 第 3.5.4 条的规定。卸荷板面上墙体内应设置一排泄水孔。

4.3.3 卸荷板与上墙墙体的接触面上,沿纵向每隔 30 ~ 40 cm 插入长度为 35 cm 的短钢

筋,卸荷板嵌入墙体部分应垫以 20 cm 厚的混凝土垫板,垫板应设构造钢筋。

4.3.4 卸荷板施工宜优先采用现浇混凝土。当采用预制吊装施工时,卸荷板及垫板表面应有粗糙度,铺设时应铺垫水泥砂浆使其与墙体连接牢固。

第二节 短卸荷板式挡土墙条文说明

4.1.1 所谓短卸荷板式挡土墙是指卸荷板末端在下墙破裂棱体内,以填土重量和墙身自重共同抵抗土体侧压力的挡土墙。短卸荷板式挡土墙的卸荷板长度可以任意调整,使其基底偏心矩接近零,基底应力分布比较均匀,墙身截面积较小,较衡重式挡土墙截面减少 30% 左右。经侯月线工程实践和经济比较,较衡重式挡土墙可节省工程费 10% ~ 20%; 墙高大于 6.0 m 时,短卸荷板式挡土墙与衡重式挡土墙相比开始显示经济效益,墙越高经济效益越大,故条文提出适合 6 m 以上的挡土墙。又因实践经验尚少,故要求墙高一般不宜超过 12 m。

4.1.2 短卸荷板式挡土墙是由上墙、下墙和卸荷板组成的支挡结构,与衡重式挡土墙类似。由于短卸荷板式挡土墙墙体较薄,截面较小,为提高其抗剪强度,墙体材料强度等级比常规挡土墙的材料强度等级提高一级,即用 M10 或 C20。当墙身截面强度控制时,提高砂浆强度等级要比增加墙身体积经济。

4.2.2 上墙的受力机理与衡重式挡土墙完全相同,因此上墙的土压力可按第二破裂面的方法计算,两破裂面交点在卸荷板悬臂端。

根据铁道部科技发展计划项目“路肩短卸荷板式挡土墙的研究”成果,认为:下墙墙背土压力的计算采用力多边形法是较合适的。由于力多边形法考虑了上墙对下墙土压力的影响,理论上较为严谨,而延长墙背法和校正墙背法误差较大,未考虑上墙对下墙土压力的影响,而且墙踵和卸荷板末端连线与下墙实际墙背间的一块土体无法考虑。土压力分布的规律为上下两头小,中间大,作用点位置约为下墙高度的 0.52 左右,考虑到力作用点对挡土墙的倾覆稳定、偏心矩和基底应力均有较大影响,因此建议短卸荷板式挡土墙下墙土压力强度按矩形分布,作用点位置为下墙墙高的二分之一处,这样既接近实际情况,又简化计算过程。

4.2.3 为卸荷板配筋和检算卸荷板上方斜截面的剪应力,需要知道卸荷板上的土压力及土压力对卸荷板固定端的弯矩。“路肩短卸荷板式挡土墙”研究中进行了离心模型试验,实测试验值与下述“经验算法”(参照悬臂式挡土墙底板土压力的计算方法)计算值吻合,说明此“经验算法”是可取的,故推荐此法,即:先计算第二破裂面上的竖直分力,短卸荷板承受其长度相应部分垂直投影的竖直分力,再计算二裂面以下,卸荷板之上的土体重量,两者叠加则为短卸荷板的竖直压力,为计算方便,在板上按均匀分布。

4.2.5 在卸荷板挡土墙设计中,由于按第二破裂面法和力多边形法导出黏性土压力的计算公式非常复杂,因此,为计算方便起见,仍可采用由综合内摩擦角计算上下墙土压力来进行挡土墙稳定性及截面强度的检算。采用一个定值的综合内摩擦角 ϕ_0 代替黏性土指

标 c 、 ϕ 时,黏聚力 c 越大,则土压力的计算值“失真”越严重;挡土墙越高,则危险性越大。若有条件时,墙背填料应通过试验测定其力学指标 c 、 ϕ ,然后通过抗剪强度相等原则换算综合内摩擦角,换算方法可采用以下公式:

$$\varphi_0 = \arctan \left[\tan \varphi + \frac{2c}{\gamma H} \right]$$

此时,稳定系数可采用 $K_c = 1.3$, $K_0 = 1.5$ 。

4.2.6 在工程设计中,由于种种原因,填料往往缺乏试验数据,为适应此实际情况,根据“路肩短卸荷板式挡土墙”的研究成果,认为:当填料无试验数据时,可根据填料种类按表 4.2.6—1 选用综合内摩擦角。此时,应根据填料的分类和墙高按表 4.2.6—2 选择稳定系数进行设计。

4.2.8 短卸荷板式挡土墙上下墙之间,即卸荷板处墙身截面变化较大,是这种墙型的薄弱截面。卸荷板固定端上方的一段产生的应力水平很高,是上墙各点应力水平最高的一段,而卸荷板下方靠墙背处,不仅应力水平很高,且等值线非常密集,变化快。因此在设计时,应进行该处墙身截面强度检算。同时检算台阶上部处墙身截面的法向拉应力和水平剪应力。

在进行墙身截面强度检算中,需获得上墙墙背土压力值。

由于卸荷板挡土墙达到主动极限状态时,上墙产生第二破裂面,该破裂面与上墙墙背间的一块土体位移很少,始终不可能达到主动极限状态,因此上墙墙背承受的土压力是大于主动土压力的。

根据“路肩短卸荷板式挡土墙”的研究结果,认为:上墙承受的土压力是介于主动土压力与静止土压力之间的某一数值,考虑到这个值很难计算,一般为主动土压力的 1.27 ~ 1.43,为简化计算,建议上墙墙背的水平土压力按实际墙背用库仑公式的计算值乘以 1.4 的增大系数来求算。考虑到此时墙背摩擦力不能充分发挥和偏于安全起见,竖直土压力不乘增大系数。

I—I 和 II—II 水平截面的检算方法可按《铁路工程设计技术手册·路基》中的有关公式进行。如果 I—I 截面不能通过,则放缓上墙墙背坡度,如果 II—II 截面不能通过,则放缓下墙墙背坡度。应注意 I—I 截面承受的土压力是上墙实际墙背承受的土压力,而 II—II 截面承受的土压力则是第二破裂面上的土压力,但如果这个土压力小于实际墙背上的土压力,为安全起见,则仍用实际墙背上的土压力。

III—III 和 IV—IV 斜截面剪应力的检算,按《铁路工程设计技术手册·路基》介绍的方法进行,先求最危险截面与水平面的夹角 β ,然后求出该斜截面上的剪应力 τ_{\max} ,应小于或等于墙身材料的容许剪应力 $[\tau]$,如不满足强度要求,则采取改善措施,这两个斜截面上承受的外力分别为检算 I—I 和 II—II 截面时的土压力。

III—III 截面穿过钢筋混凝土卸荷板侵入墙体,考虑到板的厚度较小,该斜截面又是控制截面,为安全起见,不考虑钢筋混凝土的容许剪应力,全部截面按墙体材料的容许剪应力检算。

卸荷板悬臂端作用着较大的竖直压力,上墙经卸荷板固定端部为起点的斜截面 V—V 应进行剪应力检算,该截面与水平面成 β 角。 β 可由下式确定。

$$\tan\beta = \tan\alpha \pm \sqrt{\tan^2\alpha + 1}$$

式中 α ——上墙墙背倾角。

4.2.9 卸荷板长度是控制下墙土压力大小的关键。在挡土墙检算过程中,不仅要调整基底宽度,而且要调整卸荷板长度来满足检算的要求,这样才能使短卸荷板挡土墙的截面最小,因为基底宽度与卸荷板长度又互相有影响,所以检算过程实际上也是优化过程。要达到墙身截面和卸荷板长度的优化,采用手算的办法是很困难的,因此,短卸荷板挡土墙的设计计算宜通过编制设计计算的优化程序来进行。

4.3.3 短卸荷板式挡土墙墙体较薄,尤其是卸荷板与上墙底部及下墙顶部的接触面处的墙身更为薄弱,同时,其应力又集中,所以除了满足强度检算要求外,根据侯月线实践经验,在构造上应采取如下加强措施:

(1)卸荷板与上墙墙体接触面,沿纵向每隔 30~40 cm 插入长度 35 cm 的短钢筋以增强接触面的抗剪强度。

(2)上、下应垫以 20 cm 厚的钢筋混凝土垫板,长度可为卸荷板伸入墙体 2/3,采用构造钢筋纵向布置。

4.3.4 根据侯月线工程实例的经验认为,在条件容许时,其卸荷板的施工方法应优先采用现浇,其优点是卸荷板与上、下墙体连接良好,并避免卸荷板吊装的困难,但如工期紧,施工场地有大型吊装机械进场和吊装条件时,也可采用预制的施工方法,但要注意预制时,在板的上、下面不可放置油毛毡,避免卸荷板与上、下墙接触不良;在卸荷板中安放吊装环,不可超出板面等,卸荷板及垫板表面应有一定粗糙度,铺设时,应铺垫砂浆,使其与墙体连接稳固。

第五章 悬臂式和扶壁式挡土墙及其条文说明

第一节 悬臂式和扶壁式挡土墙

5.1 一般规定

5.1.1 钢筋混凝土悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙,宜在石料缺乏、地基承载力较低的路堤地段采用。装配式的扶壁式挡土墙不宜在不良地质地段或地震动峰值加速度为 $0.2g$ (原八度)及以上地区采用。

5.1.2 悬臂式挡土墙高度不宜大于 6 m 。当墙高大于 4 m 时,宜在墙面板前加肋。墙顶宽度不应小于 0.2 m 。

扶壁式挡土墙高度不宜大于 10 m 。墙顶宽度不应小于 0.2 m 。

5.1.3 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的基础埋置深度确定应符合本规范第3.4.2条要求。

5.1.4 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙可按容许应力法计算,其混凝土容许应力应按本规范表3.1.3—2采用,墙背填料的物理力学指标可按本规范第3.2.11条规定办理。

5.2 设计荷载及计算

5.2.1 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙承受的荷载应按本规范第3.2.1条的规定计算。

5.2.2 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙的土压力可按第二破裂面法计算,当第二破裂面不能形成时,可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线作为假想墙背进行计算,亦可用通过墙踵的竖直面为假想墙背进行土压力计算。

5.2.3 计算挡土墙实际墙背和墙踵板的土压力时,可不计填料与板的摩擦力。

5.2.4 计算挡土墙整体稳定和墙面板的内力时,可不计墙前土的作用,计算墙趾板内力时,应计算底板以上的填土重力。

5.2.5 悬臂式和扶壁式挡土墙的稳定性和基底应力计算,应符合本规范第3.3.1~第3.3.6条的规定。

5.2.6 悬臂式挡土墙各部分均应按悬臂梁计算。

5.2.7 扶壁式挡土墙各部分可按下列方法计算:

1 墙面板:作用于墙面板的荷载,可按墙高呈梯形分布(图5.2.7(a))。墙面板竖向弯矩,可按墙高分布(图5.2.7(b)),竖向弯矩沿线路方向呈台阶形分布(图5.2.7(c))。

墙面板沿线路方向的弯矩,可按以扶壁为支点的连续梁计算。

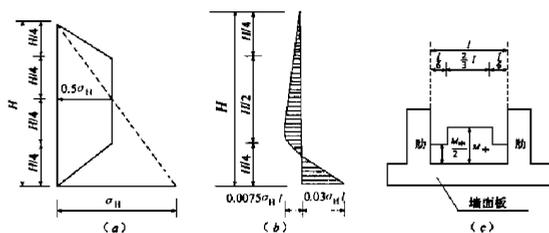


图 5.2.7 荷载及弯矩分布

$M_{中}$ —板跨中弯矩； H —墙面板的高度；

σ_H —墙面板底端内填料引起的法向土压应力； l —扶壁之间的净距

2 墙趾板应按悬臂板计算。

3 墙踵板纵向可视为扶壁支承的连续梁，不计墙面板对底板的约束。

作用在墙踵板的荷载除计算板上的土压力及基底反力外，尚应计算由于墙趾板弯矩作用在墙踵板产生的等代荷载，墙踵板横向可不检算。

4 扶壁应按悬臂的 T 形梁计算，将墙面板视为梁的翼缘，扶壁视为梁的腹板。

5 当挡土墙受滑动稳定控制时，应在墙的底面下设置防滑键，其高度应保证键前土体不被挤出，厚度应满足键的直剪强度，但不应小于 0.3 m。

5.3 构造要求

5.3.1 伸缩缝的间距不应大于 20 m。沉降缝、泄水孔的设置应符合本规范第 3.5.3、第 3.5.4 规定。

5.3.2 墙身混凝土强度等级不宜低于 C20，受力钢筋直径不应小于 12 mm。

5.3.3 墙后填土应在墙身混凝土强度达到设计强度的 70% 方可进行。填料应分层夯实，反滤层应在填筑过程中及时施作。

第二节 悬臂式和扶壁式挡土墙条文说明

5.1.1 钢筋混凝土悬臂式挡土墙在国外使用很普遍，日本国铁规范规定，墙高 3 m 以下采用重力式挡土墙，3~6 m 采用悬臂式挡土墙，6 m 以上采用扶壁式挡土墙。

5.1.2 悬臂式挡土墙高度不宜大于 6 m，扶壁式挡土墙高度不宜大于 10 m，是参考国外规范及国内工程实践规定的。

5.2.2 条文规定土压力按第二破裂面法计算，第二破裂面不能形成时按墙踵与墙面板顶连线作为假想墙背计算，但目前美国、日本等国，均采用通过墙踵的竖直面作假想墙背，因此条文规定亦可按墙踵的竖直面为假想墙背。根据模型试验和现场测试资料证明，按库仑理论用第二破裂面法比较符合实际。但第二破裂面法计算比较麻烦，边界条件复杂，且上下墙要分开计算。不过通常悬臂式墙和扶壁式墙的底板踵部的厚度仅为墙高的 1/10。

~ 1/12, 因此全墙土压力可一次计算, 即第二破裂面从墙底算起, 误差不超过 2%。

5.2.3 不考虑墙面板的墙背与填料的摩擦, 一是由于在墙型及构造上墙面板与底板连为一体, 当墙体变形时, 实际墙背与填料不易产生摩擦, 且目前尚无可靠的实测资料, 因此墙背摩擦角不好确定; 二是不计墙背摩擦角偏于安全。

5.2.4 不考虑墙前土压力是由于悬臂式墙和扶壁式墙基础埋深较小、基坑扰动较大、回填土又往往难保夯实密度, 因此可忽略墙前土压力, 但在计算墙趾板的内力时则应考虑趾板以上的填土重。

5.2.7 整体扶壁式挡土墙是一个比较复杂的空间受力系统, 在计算时将其简化为平面问题。墙面板纵向按多跨连续梁计算, 竖向按下端固定的悬臂梁计算, 踵板亦按扶壁支承的连续梁计算, 且不考虑墙面板对底板的约束。这种算法偏于安全。此外, 应当注意的是, 在计算踵板时除了荷载以外, 尚应考虑由于趾板的弯矩作用在踵板产生一个附加的等代荷载。根据经验, 等代荷载的分布呈抛物线形。

扶壁计算时简化成以底板为支点, 变截面的 T 形悬臂梁。翼缘为墙面板、扶壁为 T 梁的腹板。计算荷载为作用在墙背上的土压力, 不考虑实际墙背与第二破裂面之间土柱的土压力, 即将这部分的土柱作为墙身的一部分。目前浆砌片石衡重式挡土墙也采用这种算法, 实际证明并无大的问题。

防滑键嵌固在地基中, 主要承受在滑动过程中的剪力作用, 因此只需检算剪应力。键的前面承受被动土压力, 键的高度应确保键前面的土体不被挤出, 计算键的被动土压力时应考虑底板竖向压力的影响。

第六章 锚杆挡土墙及其条文说明

第一节 锚杆挡土墙

6.1 一般规定

6.1.1 锚杆挡土墙可用于一般地区岩质路堑地段。

6.1.2 设计锚杆挡土墙时,根据地质及工程具体情况,可选用肋柱式或无肋柱式结构形式。

6.1.3 设计肋柱式锚杆挡土墙时,根据地形可采用单级或多级。在多级墙上、下两级墙之间应设置平台,平台宽度不宜小于 2.0 m。每级墙高度不宜大于 8 m,具体高度可视地质和施工条件而定,总高度不宜大于 18 m。

6.1.4 肋柱式锚杆挡土墙的肋柱间距,宜为 2.0~2.5 m。肋柱可采用预制单根整柱,亦可采用分段拼装或就地灌注。每级肋柱上的锚杆层数,可设计为双层或多层。锚杆可按弯矩相等或支点反力相等的原则布置,向下倾斜,每层锚杆与水平面的夹角不宜大于 45°,一般在 15°~20°之间,间距不小于 2.0 m。

6.2 设计荷载及计算

6.2.1 作用于锚杆挡土墙墙背上的荷载组合,应按本规范第 3.2 节有关规定确定。

6.2.2 墙背主动土压力可按库仑理论计算其水平分力。墙背摩擦角应符合本规范第 3.2.12 条的规定。锚杆挡土墙为多级时,应分别计算其墙背土压力。

6.2.3 肋柱应按下列规定设计计算:

1 作用于肋柱的荷载,应按两肋柱中至中的距离计算。

2 肋柱截面可采用矩形或 T 形。截面宽度不得小于 30 cm。

3 设计装配式肋柱时,应计及肋柱在搬运、吊装及施工过程中由于锚杆受力不均匀等非正常的荷载情况,并应在肋柱的内外两侧配置通长的受力钢筋。

4 肋柱的锚杆拉力,肋柱的弯矩、剪力,应根据锚杆层数、柱底与基础的连接形式,按简支梁或连续梁计算。肋柱结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)计算,荷载分项系数为 1.3,附加安全系数为 1.23。

6.2.4 装配式墙面板应按下列规定设计计算:

1 墙面板可采用钢筋混凝土槽形板、空心板和矩形板。

2 墙面板可按以肋柱为支点的简支板计算,其计算跨度为净跨加板的两端搭接长度,搭接长度不得小于 10 cm。

3 墙面板的规格不宜过多。每种墙面板的计算荷载应为沿板的宽度采用与其相应土压力图示中的最大值,按均布荷载计算。板的结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)作相应的检算。板结构的计算荷载分项系数为 1.3,附加安全系数为 1.0。

6.2.5 就地灌注的无肋柱式锚杆挡土墙,其墙面板的内力计算,可分别沿竖直方向和水平方向取单位宽度接连续梁计算。计算荷载,在竖直方向取墙面板的土压力,在水平方向取墙面板所在位置土压力的平均值。

6.2.6 锚杆的截面及长度应按下列规定设计计算:

1 锚杆应按轴心受拉构件设计,其所需钢筋面积,应按下式计算:

$$A_s = K \times N / f_y \quad (6.2.6-1)$$

式中 A_s ——钢筋的截面面积(m^2);

N ——锚杆轴向拉力(N);

K ——荷载安全系数,可采用 2.0;

f_y ——钢筋的抗拉设计强度(N/m^2)。

2 锚杆长度包括非锚固长度和有效锚固长度。非锚固长度应根据肋柱与主动破裂面或滑动面的实际距离确定。有效锚固长度应根据锚杆的拉力,按式(6.2.6-2)计算,并按式(6.2.6-4)验算锚杆与砂浆之间的容许粘结力。有效锚固长度,在岩层中不宜小于 4.0 m,但也不宜大于 10 m。

$$L \geq \frac{N}{\pi D [\tau]} \quad (6.2.6-2)$$

$$[\tau] = \frac{\tau}{K} \quad (6.2.6-3)$$

式中 L ——锚杆有效锚固长度(m);

N ——锚杆轴向拉力(MN);

D ——锚孔直径(m);

$[\tau]$ ——锚孔壁对砂浆的容许剪应力(MPa);

τ ——锚孔壁对砂浆的极限剪应力(MPa);

K ——安全系数,可采用 2.5。

$$L = \frac{N}{n\pi d\beta(c)} \quad (6.2.6-4)$$

式中 N ——锚杆轴向拉力(MN);

n ——锚杆钢筋根数;

d ——锚杆钢筋直径(m);

(c) ——砂浆与锚杆间的容许粘结力(MPa);

β ——考虑成束钢筋系数,对单根钢筋 $\beta = 1.0$,两根一束 $\beta = 0.85$,三根一束 $\beta = 0.7$ 。

6.2.7 锚孔壁对砂浆的极限剪应力,应进行现场拉拔试验确定。当无试验资料时,可参照表 6.2.7 选用,但施工时应进行拉拔验证。

表 6.2.7 锚孔壁对砂浆的极限剪应力(MPa)

地 层 类 别	极 限 剪 应 力 τ
风化砂页岩互层、碳质页岩、泥质页岩	0.15 ~ 0.25
细砂及粉砂质泥岩	0.25 ~ 0.40
薄层灰岩夹页岩	0.40 ~ 0.60
薄层灰岩夹石灰质页岩、风化灰岩	0.60 ~ 0.80

6.3 构造要求

6.3.1 肋柱和墙面板采用的混凝土,其强度等级不应小于 C20。

6.3.2 肋柱的基础应采用 C15 混凝土或 M7.5 水泥砂浆砌片石。各分级挡土墙之间的平台顶面,宜用 C15 混凝土封闭,其厚度为 15 cm,并设 2% 横向排水坡度。

6.3.3 锚杆的钢材可采用钢筋或钢丝束。锚杆钢筋宜用螺纹钢筋,其直径为 18 ~ 32 mm,每孔不宜多于 3 根。

6.3.4 锚孔应用清水洗净,严格执行灌浆施工工艺要求,当用水冲洗影响锚杆的抗拔强度时,可用高压风吹净。

6.3.5 锚杆未锚入地层部分,必须做好防锈处理。

6.3.6 锚孔直径应根据锚杆的布置、灌浆管的尺寸及钢筋支架的位置确定。

6.3.7 锚孔注浆材料一般采用水泥砂浆,其强度等级不应低于 M30。注浆采用孔底注浆法。锚杆必须待锚孔砂浆达到 70% 以上设计强度后,方可安装肋柱或墙面板。

第二节 锚杆挡土墙条文说明

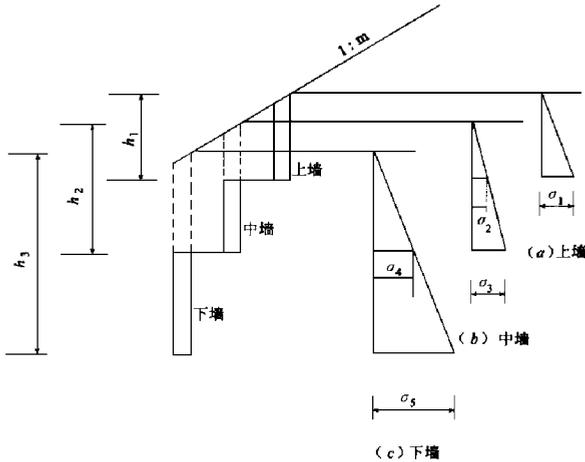
6.1.1 锚杆挡土墙是由钢筋混凝土肋柱、墙面板和锚杆组成的支挡结构,它依靠锚固在稳定岩土层内锚杆的抗拔力平衡墙面处的土压力。

我国从 1966 年开始于成昆线应用锚杆挡土墙,继而在川黔、鹰厦、太焦、沙通、枝柳等铁路上岩石地段修建多处,使用至今情况良好,而且锚杆在岩层中灌浆锚固已取得了较多的经验。1996 年《铁路岩质路堑立柱式钢筋混凝土锚杆挡土墙》部通用图(铁二院编制)正式颁布,给锚杆墙的推广应用打下了一定的基础。但土层锚杆的设计和应用,由于实践经验不多,而且影响土层抗剪强度的因素较岩层更为复杂,尚待今后继续试验研究。故条文规定仅适用于岩质路堑地段。岩质是指硬质岩层(花岗岩、闪长岩、片麻岩、石灰岩、石英砂岩、砂质砾岩等)及软质岩层(页岩、泥灰岩、云母片岩、千枚岩等)其中包括节理发育微、弱风化程度的硬质岩石,岩体的内摩擦角等于或大于 45° 。

6.1.4 锚杆层数为两层时,锚杆应按照两个支点的弯矩和跨中弯矩相等的原则布置;如果锚杆层数大于两层,应按照各支点处弯矩相近的原则布置。由此而确定的立柱截面最经济。如果按各点反力相等的原则布置锚杆,则各锚杆的截面积相等,有效长度亦相等。

这样锚杆的用料最经济。每层锚杆与水平面的夹角在 $15^\circ \sim 20^\circ$ 之间时,便于灌浆,锚杆间距不小于 2.0 m 是为了防止出现“群锚”现象。

6.2.2 岩层土压力计算是一个比较复杂的问题,为简化计算,目前多采用库仑主动土压力公式计算,有条件时亦可用岩石力学分析法进行核算。



说明图 6.2.2 分级锚杆挡土墙土压力

分级锚杆挡土墙墙背土压力,可按延长墙背法计算如说明图 6.2.2。计算上级各墙时,视下级墙为稳定结构,可不考虑下级墙对上级墙的影响。土压力根据上、中、下墙位置分别计算,土压力分布图形如说明图 6.2.2(a)(b)(c)。

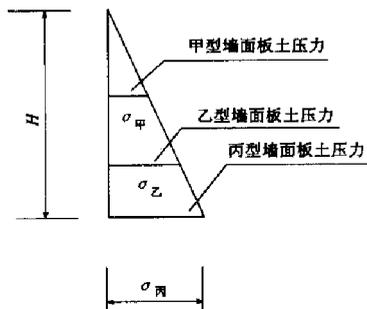
6.2.3 锚杆挡土墙肋柱截面宽度,除应按计算确定外,尚须考虑墙面板在肋柱最小搭接长度不小于 10 cm 及肋柱预留锚杆尺寸的要求,因此条文规定肋柱宽度不得小于 30 cm 。

装配式肋柱,应考虑肋柱在搬运、吊装过程以及施工中锚杆可能出现受力不均等不利因素,故规定在肋柱内外两侧不切断钢筋,应配置通长的受力钢筋。

安全系数及荷载分项系数的确定:原《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—74)规定,受拉构件的基本安全系数 $K = 1.4$,而现行的《混凝土结构设计规范》(GBJ 10—89)的综合荷载系数 $\gamma = 1.27$ 。新规范中的钢筋抗拉设计强度和混凝土抗压设计强度是按“工程经验校准法”确定的,即在钢筋面积或混凝土面积和种类相同的条件下,按轴心抗拉承载力或抗压设计强度相等的原则进行换算的,即如果立柱的荷载系数采用 1.27 进行设计,则计算结果立柱截面和钢筋的根数应与按原规范设计时相同($K = 1.4$)。由于锚杆墙的应用还不是十分广泛,1996年颁布的《铁路岩质路堑立柱式钢筋混凝土锚杆挡土墙》部通用图是对原铁二院参考图《铁路岩质路堑立柱式钢筋混凝土锚杆挡土墙》的修改版,为保证安全,在设计中立柱的安全系数仍相应于原图的 $K = 1.8$ 采用,则对应于新规范安全系数为 1.6 (其中附加安全系数为 1.23 ,荷载分项系数应为 1.3)。立柱在锚杆墙中是一个重要的构件,因此,本规范规定在立柱的结构设计时,荷载安全系数定为 1.6 ,即荷载分项系数为 1.3 ,附加安全系数为 1.23 。

6.2.4 本条第 3 款系指装配式锚杆挡土墙面板的计算。由于墙面板所受的土压力沿墙

高按三角形分布,因此每块板所受的土压力均不相同,若按此设计,墙面板类型较多,给施工增加很多困难,而且也无必要,因此条文规定墙面板规格不宜过多。在设计中是沿墙高将土压力图分成2~3段,然后按每段的最大土压力计算,如说明图6.2.4所示。由上可知,板的设计是偏于安全的。本规范规定,结构设计时,板的荷载分项系数采用1.3。



说明图 6.2.4 墙面板土压力

6.2.6~6.2.7 设计锚杆长度时,应根据岩石类别、强度、节理、风化程度等多种因素考虑决定。

(1)在软质岩或风化岩层中,锚孔壁对砂浆的抗剪强度一般低于砂浆对钢拉杆的粘结力。因此,软质岩及风化岩层中的锚杆极限抗拔力受孔壁抗剪强度所控制。从已有的拉拔试验资料中表明软质岩和风化岩层的极限抗拔力数值相差很大,主要是抗拔强度受到许多条件和地质因素(如岩层的性质、埋藏深度、地下水、不同灌浆方法等)的影响。因此风化岩层作为锚固层时,要求在施工前应进行现场拉拔试验。若无试验资料,在初步设计时可参照表6.2.7采用。该表的抗剪强度系根据成昆、湘黔、娄邵等线作的拉拔试验结果。再按式(6.2.6—2)估算风化岩及软质岩的有效锚杆长度。但施工设计时,应根据现场拉拔试验值进行修正。

(2)在较完整的硬质岩层中,岩层强度一般大于砂浆的强度,锚杆对砂浆的抗剪强度一般大于砂浆对钢拉杆的粘结力,因此,在完整硬质岩层中的锚杆极限抗拔力主要取决于砂浆对钢拉杆的黏结力。其值可按现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3)采用。

我国铁路部门所做的锚杆拉拔试验资料表明,当采用热轧螺纹筋作为拉杆时,在完整硬质岩中锚孔应力传递深度不超过2m。当锚孔深度大于1m时,用1根 $\phi 25$ 的16Mn钢筋锚固多被拉断而不会从锚孔中拔出。用2根 $\phi 32$ 的16Mn钢筋被拉到屈服点均未发现岩层有明显变化。#这表明钢拉杆在完整硬质岩层中的锚固深度,只要超过2m就足够了。但为了保证岩层锚杆的可靠性,根据多年工程实践的经验,规定锚杆的有效锚固长度在岩层中不宜小于4m。

第七章 锚定板挡土墙及其条文说明

第一节 锚定板挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 锚定板挡土墙可用于一般地区墙高不大于 10 m 的路肩墙或路堤墙。

7.1.2 锚定板挡土墙可选用肋柱式或无肋柱式结构形式。设计时可按容许应力法计算,其混凝土容许应力应按本规范表 3.1.3—2 采用。

7.1.3 设计锚定板挡土墙时,可根据地形采用单级或双级。单级墙的高度不宜大于 6 m,双级墙的总高度不宜大于 10 m。双级墙上、下两级之间宜设置平台,平台宽度不宜小于 2.0 m。肋柱式锚定板墙其上、下级墙的肋柱应沿线路方向相互错开。

7.1.4 肋柱式锚定板墙的肋柱间距一般宜为 2.0~2.5 m。每级肋柱上拉杆层数可设计为双层或多层,必要时也可设计为单层。肋柱可为整柱,也可分段拼接,拼接时肋柱接头宜为榫接。

7.2 设计荷载及计算

7.2.1 墙面板所受的土压力应按重力式挡土墙有关规定计算。但其中填料产生的土压应力按图 7.2.1 分布,并按(7.2.1)式计算土压应力。列车荷载产生的土压力不乘增大系数。

$$\sigma_H = \frac{1.33E_x}{H} \cdot \beta \quad (7.2.1)$$

式中 σ_H ——水平主动土压应力(kPa);

E_x ——主动土压力的水平分力(kN);

H ——墙高(m)(当为分级墙时,为上、下级墙之和);

β ——土压力增大系数,一般采用 1.2~1.4。

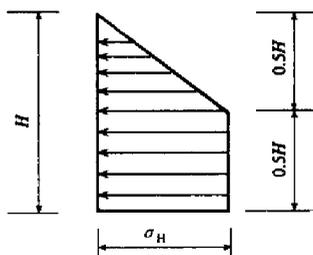


图 7.2.1 填料产生的土压应力分布

7.2.2 锚定板挡土墙的整体稳定性,可采用折线裂面方法或整体土墙方法计算,稳定系数不应小于 1.8。

计算锚定板墙整体稳定性应包括墙顶有荷载与无荷载两种情况。对双线铁路尚应考虑 I 线有荷载、II 线无荷载和 I 线无荷载、II 线有荷载等多种组合,取其不利者控制。

折线裂面方法还应对上述各种荷载下,墙面板所受土压力,按乘与不乘土压力增大系数分别计算,取其不利者控制。

7.2.3 肋柱的设计应符合下列规定:

- 1 肋柱设计荷载的计算跨度为两相邻肋柱中至中的距离。
- 2 肋柱按受弯构件计算,承受由墙面板传来的土压力,肋柱与拉杆及肋柱与基础连接处为反力支点。
- 3 肋柱的弯矩、剪力及拉杆拉力的计算,根据拉杆层数、柱底与基础的连接形式确定。
- 4 肋柱设计还需考虑肋柱支点的变形,以及在搬运、吊装和施工过程中由于拉杆受力不均匀等非正常荷载情况,在肋柱的内、外侧配置受力钢筋。

7.2.4 拉杆的设计应符合下列规定:

- 1 最上排拉杆至填土顶面的距离不得小于 10 m。
- 2 拉杆长度应满足墙的整体稳定性要求,且最下一排拉杆的长度应置于主动土压力破裂面以外不小于 3.5 倍锚定板高度。路肩墙最上一排拉杆长度,应大于另一侧轨枕端头。
- 3 拉杆直径应根据拉杆设计拉力及所选用钢材的容许应力,按式(7.2.4)计算,且不宜小于 22 mm。

$$d = 2 \times \sqrt{\frac{R \times 10^4}{\pi[\sigma_g]}} + 0.2 \quad (7.2.4)$$

式中 d ——拉杆直径(cm);

R ——拉杆的设计拉力(kN);

$[\sigma_g]$ ——拉杆钢材的容许拉应力(kPa);

0.2——考虑钢材锈蚀增加的安全储备量(cm)。

4 螺丝端杆(包括螺纹、螺母、垫板及焊接)均应按拉杆等强度设计。螺丝端杆长度应为肋柱、钢垫板及螺母厚度之和加 10 cm。当螺丝端杆与拉杆的连接采用帮焊时,端杆

还应增加一段焊接的长度。

5 拉杆、拉杆与肋柱及拉杆与锚定板连接处必须做好防锈处理。

7.2.5 锚定板的设计应符合下列规定：

1 锚定板面积应根据拉杆设计拉力及锚定板容许抗拔力，按式(7.2.5)确定。

$$F_A = \frac{R}{[P]} \quad (7.2.5)$$

式中 F_A ——锚定板面积(m^2)；

R ——拉杆设计拉力(kN)；

$[P]$ ——锚定板单位面积容许抗拔力(kPa)，应根据现场拉拔试验确定。当无条件进行现场拉拔试验时，可根据工点具体条件，参照经验数据确定。

2 锚定板可采用钢筋混凝土板，肋柱式锚定板面积不应小于 0.5 m^2 ，无肋柱式锚定板面积不应小于 0.2 m^2 。

3 锚定板内力可按中心有支点单向受弯构件计算，但锚定板应双向布筋。此外，尚应检算锚定板与钢垫板连接处混凝土局部承压与冲切强度。

7.2.6 墙面板的设计应符合下列规定：

1 肋柱式锚定板挡土墙，其墙面板可采用钢筋混凝土槽形板、矩形板、空心板，有时也可采用拱形板，但选用的形式不宜过多。

墙面板可按两端简支的受弯构件计算，其计算跨度为净跨加板与肋柱的搭接长度，搭接长度不得小于 10 cm 。

墙面板的计算荷载为与墙面板位置相应的压力图中的最大值，按均布荷载计算。

2 无肋柱式锚定板挡土墙的墙面板，可采用钢筋混凝土矩形板、十字形板、六边形板。当一块墙面板上连接一根拉杆时，其内力与配筋，可按单支点双悬臂计算。

7.2.7 无肋柱式锚定板墙可采用浆砌片石或混凝土条形基础，肋柱式墙的基础可采用混凝土条形基础、杯座式基础等。基础检算应按重力式挡土墙的基础检算办法办理。基础厚度不宜小于 50 cm ，襟边不宜小于 15 cm 。基础埋置深度应符合本规范第3.4.2条规定。

7.3 构造要求

7.3.1 锚定板挡土墙墙面板背后填料应采用砂类土(粉砂、黏砂除外)、砾石类土、碎石类土，也可采用符合规定的细粒土，不得采用膨胀土、盐渍土，严禁采用有腐蚀作用的酸性土和有机质土。

7.3.2 锚定板墙的填料必须分层压实，并符合现行《铁路路基设计规范》(TB 10001)的规定。路堤基床以下部分细粒土压实系数 K_h 不应小于 0.89 ，粗粒土的相对密度 D_r 不应小于 0.7 。

7.3.3 锚定板墙填料为细粒土时，路基顶面应采取防、排水措施，如设置柔性封闭层。

7.3.4 当有水流入锚定板墙背填料时，应在墙背底部至墙顶以下 0.5 m 范围内，填筑不小于 0.3 m 厚的渗水性材料或用无砂混凝土板、土工织物作为反滤层，并应采取排水措施。

7.3.5 锚定板挡土墙的墙面板、肋柱及锚定板等钢筋混凝土构件，采用的混凝土强度等

级不应小于 C20。拉杆、螺丝端杆宜选用可焊性和延伸性良好的钢材,亦可采用 45 SiMnV 精轧螺纹钢材作为拉杆。

7.3.6 锚定板墙基础应采用 C15 混凝土或 M7.5 水泥砂浆砌片石,分级墙之间的平台顶面宜用 C15 混凝土封闭,其厚度为 15 cm,并设 2% 向外横向排水的坡度。

7.3.7 锚定板墙埋于土中部分的拉杆,必须作好防锈处理。

7.3.8 肋柱与锚定板均应预留拉杆孔洞。锚定板、肋柱与螺丝端杆连接处,在填土前宜用沥青砂浆充填,并用沥青麻筋塞缝,外露的端杆和部件宜待填土下沉基本稳定后,再用水泥砂浆封填。

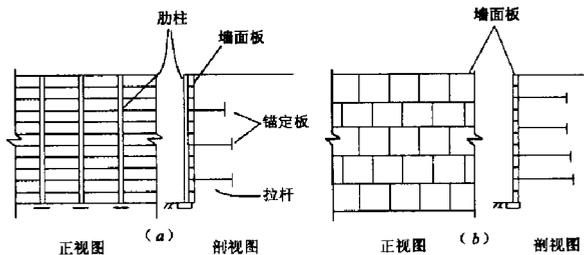
7.3.9 肋柱严禁前倾,而应适当向填土一侧倾斜,其仰斜度宜为 20:1。肋柱吊装时,应在肋柱基础的杯座槽内铺垫沥青砂浆。

7.3.10 拉杆及锚定板埋设时,应在填土夯填至拉杆高程以上 20 cm 后再挖槽就位。锚定板前方超挖部分应用混凝土或灰土回填夯实。挖槽时,宜使锚定板比设计位置抬高 3 ~ 5 cm,严禁直接碾压拉杆或锚定板。

第二节 锚定板挡土墙条文说明

7.1.2 锚定板挡土墙由墙面系、拉杆、锚定板及填土共同组成。墙面的结构形式可采用肋柱式墙面板和无肋柱墙面板,肋柱式由肋柱和挡土板拼装而成。

肋柱式和无肋柱式锚定板的结构形式见说明图 7.1.2。

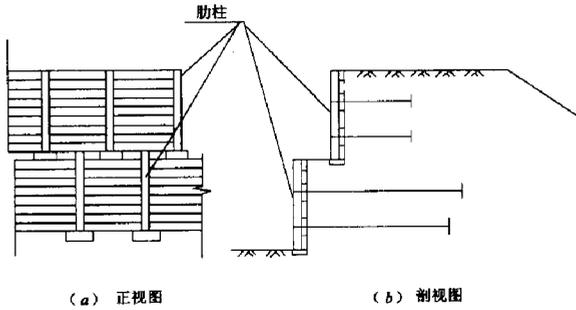


说明图 7.1.2 锚定板挡土墙结构形式

7.1.3 为便于施工及养护维修,在双级锚定板挡土墙的上、下两级墙之间应设置不少于 2.0 m 宽的平台。对肋柱式锚定板挡土墙根据工程实践经验,为避免上墙肋柱基础下沉使下墙拉杆产生过大的次应力。因此,条文规定上、下两级墙的肋柱沿线路方向应相互错开,见说明图 7.1.3。

7.2.1 墙面板所受的土压力由墙背填料产生的土压力与填料表面轨道及列车荷载产生的土压力两部分叠加而成。

由于墙面板、拉杆、锚定板及填土的相互作用,土压力比较复杂,它与填料性质、压实程度、拉杆位置及其长度、锚定板大小等许多因素有关。为此,曾进行过大量的室内外实



说明图 7.1.3 分级墙肋柱布置

测与试验。实测与试验结果表明,锚定板挡土墙墙面板实际所受填料产生的土压力大于按库仑理论计算的主动土压力,说明表 7.2.1 为部分工点实测土压力与计算值的比较。

说明表 7.2.1 无列车荷载情况下实测土压力值与库仑土压力计算比较

项目 地点	填高 (m)	库仑主动土 压力计算值 (kN/m)	实测 土压力值 (kN/m)	实测值 与计算 值之比	备注
南平	10.0	172	221.24	1.29	实测值为施工 结束后测得
鲛鱼圈	5.25	94.6	116.4	1.23	实测值为铺 轨道 10 个月 后测得
三家店	5.0	42.5	65.8	1.55	实测值为竣 工一年后
西南交大等 模型试验	—	66.6	80.5	1.21	

因此,根据实测结果对墙面板所受填料产生的土压力规定按库仑主动土压力乘以 1.2~1.4 的增大系数 β 。对结构位移要求较严时,土压力增大系数取大值。

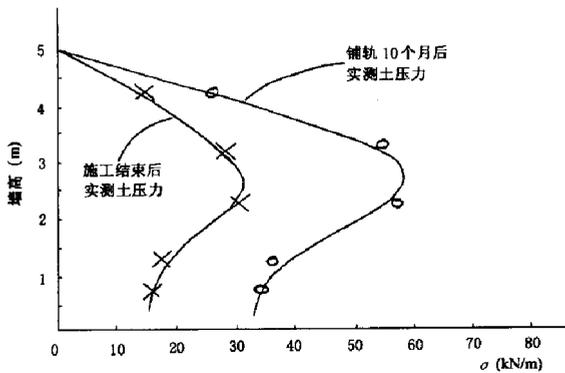
实测的土压力分布图形与通常采用的三角形分布也不相同。例如鲛鱼圈锚定板挡土墙实测土压力沿墙面的分布曲线接近抛物线形。如说明图 7.2.1。

为了简化计算,填料产生的土压力建议采用说明图 7.2.1 所示的分布图形,该图形的面积应等于库仑主动土压力的水平分力 E_x 乘以土压力增大系数 β ,即

$$\left(\frac{1}{2} \times 0.5 + 0.5\right) \cdot H \cdot \sigma_H = E_x \cdot \beta$$

$$\sigma_H = \frac{1.33E_x}{H} \cdot \beta \quad (\text{说明 7.2.1})$$

列车荷载对墙面板土压力的影响,根据实测资料列车荷载对土压力的影响不大,而且只对上层拉杆有影响。实测列车荷载产生的土压力值其结果远小于现行路基支挡规范规定计算列车荷载产生的土压力。因此,列车荷载产生的土压力,仍按重力式挡土墙有关规



说明图 7.2.1 鲑鱼圈锚定板挡土墙实测土压力分布

定计算,不再乘增大系数。

7.2.2 锚定板挡土墙的整体稳定检算是保证挡土墙安全使用的关键,也是决定拉杆长度的依据,因此,必须慎重对待。

整体稳定检算可采用折线裂面法(即 kranz 法),或整体土墙方法计算,可根据锚定板设置的具体条件选择其中一种方法。如缺乏经验,应同时以两种方法进行分析比较,采用偏于安全的计算结果。

整体稳定检算时,假定墙背上的主动土压力值不乘增大系数。锚定板挡土墙一般不需进行抗倾覆检算。

7.2.3 肋柱的内力计算可根据肋柱上设置的拉杆层数,肋柱与肋柱及肋柱与基础的连接状况,按简支梁或连续梁计算。

考虑到肋柱的支点为其后端与锚定板连接的埋在填土中的拉杆,实为弹性支承,各支承点变形是由填土和拉杆的变形组成,一般情况下各支点变形量是不相同的,因而应按弹性支承连续梁计算肋柱内力。由于填土的不均匀且土体变形十分复杂,因而各支点柔度系数变化较大,很难准确计算。同时,考虑到肋柱在搬运吊装及施工过程中拉杆受力不均匀等情况,以及上述可能出现的各种不利因素,故在肋柱计算中,应同时按刚性支承连续梁和弹性支承连续梁计算,并按两种情况计算所得的最不利弯矩、剪力进行肋柱截面设计和配筋,保证肋柱有足够的的安全度并防止出现裂缝。

7.2.5 锚定板单位面积容许抗拔力,应根据现场拉拔试验确定,如无现场试验资料,可根据经验按下列三种方法选用,如缺乏经验,可同时考虑这三种方法,采用偏于安全的计算结果。

(1) 铁科院建议的容许抗拔力

铁道部科学研究院与原武汉局、第三设计院、沈阳局、上海轻工业设计院等单位在武昌、太岚线、常州、四平、南平等地做了大量锚定板现场拉拔试验。根据试验资料统计分析,并通过有限单元方法计算,进行验证后,建议锚定板单位面积容许抗拔力(P)采用以下数值:

当锚定板埋置深度为 5~10 m 时 [P]=130~150 kPa;

当锚定板埋置深度为 3~5 m 时 $[P] = 100 \sim 120 \text{ kPa}$;

当锚定板埋置深度小于 3 m 时,锚定板的稳定不是由抗拔力控制,而是由锚定板前被动抗力阻止板前土体破坏来控制。这时锚定板的“抗拔力”应按下式计算:

$$[P] = \frac{1}{2K} \gamma h^2 (\lambda_p - \lambda_a) \cdot B \quad (\text{说明 } 7.2.5-1)$$

式中 $[P]$ 不是单位面积容许抗拔力。为了和深埋锚定板的容许抗拔力保持一致,将 $[P]$ 视作单块锚定板的容许抗拔力。

(2) 铁三院建议的经验计算式

铁三院以室内模型试验(填料采用龙口石英砂)资料为依据,并用部分现场资料校核归纳,建议锚定板容许抗拔力可按下式计算:

$$[P] = \frac{P_f}{K} \quad (\text{说明 } 7.2.5-2)$$

$$P_f = \text{arc} \cdot \ln \left[5.7 \left(\frac{H}{h} \right)^{-0.41} \cdot \ln \left(\frac{H}{h} \right) \right] \cdot \beta^{-1} \quad (\text{说明 } 7.2.5-3)$$

式中 $[P]$ ——锚定板容许抗拔力(kN);

K ——安全系数,可采用 2~3;

P_f ——锚定板极限抗拔力(kN);

H ——锚定板的埋深,为填土顶面至锚定板底面之距离(cm);

h ——锚定板高度(cm);

当 $\frac{H}{h} > \left(\frac{H}{h} \right)_{\text{cr}}$ 时,以 $\left(\frac{H}{h} \right)_{\text{cr}}$ 值代入经验式中。

这里锚定板临界埋深比 $\left(\frac{H}{h} \right)_{\text{cr}} = 20.2 h^{-0.307}$,锚定板尺寸系数 $\beta = 100 \left(\frac{h'}{h} \right)^{2.66}$, $h' = 10 \text{ cm}$ 。

各种锚定板尺寸的临界埋深比与锚定板尺寸系数值如说明表 7.2.5

说明表 7.2.5 锚定板的临界埋深与锚定板尺寸系数值

锚定板尺寸 (cm)	60×60	70×70	80×80	90×90	100×100	110×110
$(H/h)_{\text{cr}}$	5.57	5.48	5.26	5.07	4.91	4.77
β	0.851	0.565	0.396	0.290	0.219	0.170

(3) 铁四院根据室内模型试验,推荐的经验计算式:

$$[P'] = 0.01 \beta \cdot K_b \cdot K_h \cdot E_s \quad (\text{说明 } 7.2.5-4)$$

$$K_h = \left(\frac{H_2}{h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{说明 } 7.2.5-5)$$

式中 $[P']$ ——锚定板单位面积容许抗拔力(kPa);

K_b ——无量纲系数,其数值按 $K_b = \sqrt{b}$ 确定(b 为用 m 表示矩形锚定板的短边长

度);

K_h ——与锚定板埋深比有关的系数;

H_2 ——拉杆至柱底的距离(m);

h ——锚定板高度(m);

E_s ——填土试验压缩模量(kPa);无试验资料时,对一般黏性土填料,根据拉杆至柱底的距离 H_2 ,参照下列数值采用:

$H_2 \leq 3$ m 时, $E_s \approx 4\ 000 \sim 6\ 000$ kPa;

$H_2 > 3$ m 时, $E_s \approx 6\ 000 \sim 8\ 000$ kPa;

β ——与锚定板埋设位置有关的折减系数:

当 $l > H_1 \times \cot\alpha + (a + b)$ 时, $\beta = 1.0$, 否则可按下式计算:

$$\beta = \frac{l}{H_1 \times \cot\alpha + (a + b)}$$

l ——拉杆长度(m);

H_1 ——拉杆至填土表面的距离(m);

a, b ——矩形锚定板的长、宽度(m);

$$\cot\alpha = \frac{1}{H_1 - \frac{h}{2}}$$

7.3.9 由于锚定板挡土墙为拼装结构,为避免产生过大的位移,故现定肋柱安装时严禁前倾,应适当后仰,其后仰倾斜度宜为 20:1。

第八章 加筋土挡土墙及其条文说明

第一节 加筋土挡土墙

8.1 一般规定

8.1.1 加筋土挡土墙可在一般地区用作路肩墙。

8.1.2 加筋土挡土墙的高度在Ⅰ级干线上不宜大于10 m,当墙高大于10 m时应作特殊设计。

8.1.3 加筋土路肩墙墙顶部宜填土,其高度(帽石顶面以上的高度)宜采用0.5 m。

8.1.4 加筋土挡土墙墙面板宜采用钢筋混凝土板。面板形状可采用十字形、矩形等。

8.1.5 加筋土挡土墙的拉筋材料宜采用钢筋混凝土板条、钢带、复合土工带或土工格栅,拉筋材料应具有下列性能:

- 1 抗拉强度大,拉伸变形和蠕变小,且不易产生脆性破坏;
- 2 与填料之间有足够的摩擦力;
- 3 有一定的柔性;
- 4 有较好的耐腐蚀性和耐久性。

8.1.6 加筋土挡土墙的填料应采用砂类土(粉砂、黏砂除外)、砾石类土、碎石类土,也可选用B、C组填料中的细粒土,不得采用中、强膨胀土和块石类土,不宜采用弱膨胀土。

8.1.7 墙背填料的物理力学指标,应根据现场试验确定。当无试验数据时,可按本规范第3.2.11条规定采用。

8.2 设计荷载及计算

8.2.1 作用在加筋土挡土墙整体假想墙背上的荷载及土压力计算,应符合本规范第3.2节有关规定。

8.2.2 对于路肩墙,作用于墙背上的土压应力应按下列公式计算:

- 1 由墙后填料产生的水平土压应力,其分布曲线如图8.2.2所示,应按下式计算:

$$\sigma_{hi} = \lambda_i \gamma h_i \quad (8.2.2-1)$$

当 $h_i < 6$ m 时, $\lambda_i = \lambda_0(1 - h_i/6) + \lambda_a(h_i/6)$;

当 $h_i > 6$ m 时, $\lambda_i = \lambda_a$

$$\lambda_0 = 1 - \sin \varphi_0$$

$$\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_0/2)$$

- 式中 σ_{h1i} ——填料产生的水平土压应力(kPa);
 γ ——填料重度(kN/m³);
 h_i ——墙顶填土距第 i 层墙面板中心的高度(m);
 λ_i ——加筋土挡土墙内 h_i 深度处的土压力系数;
 λ_0 ——静止土压力系数;
 λ_a ——主动土压力系数;
 φ_0 ——填料综合内摩擦角。

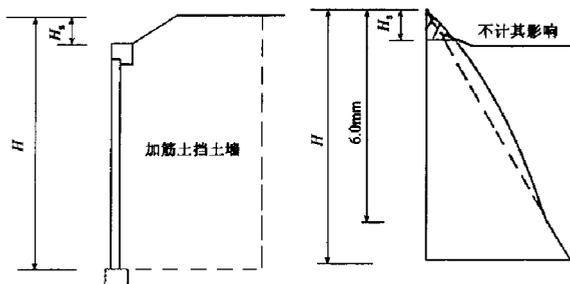


图 8.2.2 由填料产生的水平土压应力分布
 H_s —墙顶以上填土高度(m); H —墙高与 H_s 之和(m)

- 2 由荷载产生的水平土压应力,应按弹性理论采用下式计算:

$$\sigma_{h2i} = \frac{\gamma h_0}{\pi} \left[\frac{bh_i}{b^2 + h_i^2} - \frac{h_i(b + l_0)}{h_i^2(b + l_0)^2} + \arctan \frac{b + l_0}{h_i} - \arctan \frac{b}{h_i} \right] \quad (8.2.2-2)$$

- 式中 σ_{h2i} ——荷载产生的水平土压应力(kPa);
 b ——荷载内边缘至墙背的距离(m);
 h_0 ——荷载换算土柱高(m);
 l_0 ——荷载换算宽度(m)。

- 3 作用于墙面板的水平土压应力,为墙后填料和荷载产生的水平土压应力之和,应按下式计算:

$$\sigma_{hi} = \sigma_{h1i} + \sigma_{h2i} \quad (8.2.2-3)$$

- 式中 σ_{hi} ——墙面板上的水平土压应力(kPa)。

- 8.2.3 对于路肩墙,拉筋所在位置的垂直压力为填料自重压力与荷载产生的压力之和,应按下式计算:

$$\sigma_i = \gamma h_i + \frac{\gamma h_0}{\pi} \left(\arctan X_1 - \arctan X_2 + \frac{X_1}{1 + X_1^2} - \frac{X_2}{1 + X_2^2} \right) \quad (8.2.3)$$

- 式中 σ_{vi} ——第 i 层面板所对应拉筋上的垂直压应力(kPa);

$$\text{系数 } X_1 = \frac{2x + l_0}{2h_i}, \quad \text{系数 } X_2 = \frac{2x - l_0}{2h_i};$$

- x ——计算点至荷载中线的距离(m)。

8.2.4 拉筋拉应力可按下列公式计算：

1 拉筋拉力

$$T_i = K_{\sigma hi} S_x S_y \quad (8.2.4-1)$$

式中 T_i ——第 i 层面板所对应拉筋的计算拉力(kN)；

K ——拉筋拉力峰值附加系数,可采用 1.5~2.0；

S_x, S_y ——拉筋之间水平及垂直间距(m)；土工格栅拉筋只有垂直间距 S_y 。

2 拉筋拉应力

$$\sigma = \frac{T_{\max j}}{A'_j} \leq [\sigma] \quad (8.2.4-2)$$

式中 σ ——拉筋的拉应力(kPa)；

$T_{\max j}$ ——各分墙段拉筋层的最大拉力(kN)；

$[\sigma]$ ——拉筋容许拉应力(kPa)；

A'_j ——扣除预留锈蚀量后的各分墙段拉筋截面面积(m^2)。

土工格栅拉筋可取单位宽度进行应力检算,土工合成材料拉筋的容许抗拉强度应按现行《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(TB 10118)第 6.2.1 条规定采用,其金属连接件应检算拉应力和剪应力。

8.2.5 拉筋摩擦力形成的拉筋拉力,其值应根据拉筋上下两面所产生的摩擦力按下式计算：

$$S_{fi} = 2\sigma_{vi} a L_b f \quad (8.2.5)$$

式中 S_{fi} ——拉筋摩擦力(kN)；

a ——拉筋宽度(m)；

L_b ——拉筋的有效锚固长度(m)；

f ——拉筋与填料间的摩擦系数,应根据现场抗拔试验确定,当无试验数据时,可采用 0.3~0.4。

8.2.6 对于路肩墙,检算拉筋抗拔稳定性时,拉筋锚固区和非锚固区的分界可采用 $0.3H$ 分界线(图 8.2.6)。

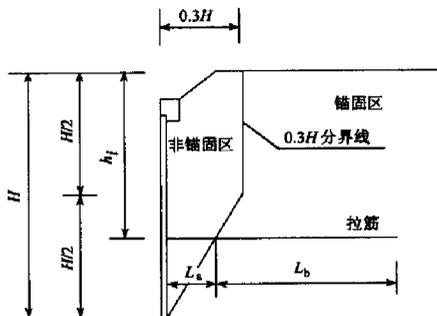


图 8.2.6 拉筋锚固区和非锚固区分界线

8.2.7 检算拉筋抗拔稳定性时,应包括有荷载和无荷载两种情况,并按下列规定,分别检算全墙抗拔稳定和单板抗拔稳定。

1 全墙抗拔稳定系数不应小于 2.0,可按下列式计算:

$$K_s = \sum S_{fi} / \sum E_{xi} \quad (8.2.7)$$

式中 $\sum S_{fi}$ ——各层拉筋摩擦力的总和(kN);

$\sum E_{xi}$ ——各层拉筋承受水平土压力的总和(kN)。

2 单板抗拔稳定系数不宜小于 2.0,条件困难时可适当减小,但不得小于 1.5。

3 采用土工格栅拉筋时,拉筋长度必须满足其构造要求,而无需进行该项检算。

8.2.8 加筋土挡土墙整体稳定性检算及基底应力检算时,应将其视为实体墙,检算的要求应符合本规范第 3.3.1~第 3.3.6 条规定。

8.2.9 墙面板应按下列规定设计计算:

1 作用于单板上的水平土压力,应按均匀分布。

2 单板可沿垂直向和水平向分别计算内力。

3 墙面板与拉筋连接部分的配筋应加强。

4 墙面板采用钢筋混凝土预制构件,应根据现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3)按双向悬臂进行单面配筋设计。

8.3 构造要求

8.3.1 墙面板最大尺寸不宜大于 1.5 m,厚度不宜大于 0.2 m。墙面板周边应设楔口(墙底靠基础侧不设楔口)墙面板间应相互密贴。墙面板与钢筋混凝土板条拉筋之间,以及钢筋混凝土板条拉筋段之间应采用电焊等强度连接,与钢带拉筋之间应采用螺栓等强度连接,与土工格栅及复合土工带拉筋之间应采用金属连接件或其他连接方式等强度连接。

8.3.2 采用钢筋混凝土板条或钢带作拉筋时,其最大布置间距不宜大于 1.0 m,采用土工格栅作拉筋时,其层间距离亦不宜大于 1.0 m。拉筋长度在满足稳定条件下尚应按下列原则确定:

1 墙高不大于 3.0 m 时,拉筋长度不应小于 4.0 m,且应采用等长拉筋。

2 墙高大于 3.0 m 而不大于 6.0 m 时,拉筋长度不应小于 5.0 m。

3 墙高大于 6.0 m 时,拉筋长度应大于 0.8 倍墙高,且不小于 5.0 m,土工格栅拉筋可减小至 0.6 倍墙高,且不小于 4.0 m。

4 当采用不等长的拉筋时,同长度拉筋的墙段高度不应小于 3.0 m,且同长度拉筋的截面也应相同。相邻不等长拉筋的长度差不宜小于 1.0 m。当采用钢筋混凝土板条拉筋时,每段钢筋混凝土板条长度不宜大于 2 m。

8.3.3 墙面板下应设置厚度不小于 0.4 m 的 M7.5 水泥砂浆砌片石或 C15 混凝土条形基础,基础应埋入地面以下。墙前应设 4% 的横向排水坡,在无法横向排水地段应设纵向排水沟,基础底面应设置于外侧排水沟底以下。软弱地基地段应对地基进行加固处理。

8.3.4 帽石应采用 C15 混凝土现场灌注,分段长度可取 2~4 块墙面板宽度,且不大于 4.0 m,断面尺寸宜采用 0.4 m(宽)×0.5 m(高),嵌入墙面板内侧的帽石高度不应小于 10 cm,当设栏杆时应在帽石内预埋 U 形螺栓。

- 8.3.5 墙面板上的金属连接件及金属拉筋应采用防锈漆涂 2 遍。采用钢筋混凝土板条拉筋时,其所有连接部分还应采用沥青砂浆封闭。
- 8.3.6 采用钢筋混凝土板条拉筋时,应在截面内设置必要的防裂钢筋。所有受力钢构件均应预留 2 mm 的防锈蚀厚度。
- 8.3.7 沿墙每隔 20 ~ 30 m 或基底地层变化处应设置 2 cm 宽的沉降缝,并在面板内侧沿整个墙高设置宽 20 cm 的渗滤布。
- 8.3.8 加筋区内填砂黏土、砂粉土时,应在墙面板内侧设 30 cm 厚的砂卵石反滤层。
- 8.3.9 拉筋应垂直墙面平直铺设于密实填土上,底部应与填土密贴。
- 8.3.10 拉筋顶面填土时,严禁沿拉筋方向推土和施工车辆直接碾压拉筋。碾压前拉筋顶面的填土厚度不应小于 0.2 m。
- 8.3.11 对于路肩墙,墙背填料为砂黏土、砂粉土时,路基顶面宜采用封闭层。
- 8.3.12 填料粒径不应大于 10 cm,并必须分层压实(严禁采用羊足碾碾压)。填料和路堤基床以下挡土墙墙体部分的压实要求必须符合现行的《铁路路基设计规范》(TB 10001)的规定。同时,基床以下墙体部分细粒土的压实系数 K_h 不应小于 0.89,粗粒土的相对密度 D_r 不应小于 0.7。
- 8.3.13 墙面板安装施工时,面板应适当后仰,倾斜度宜为 20:1。

第二节 加筋土挡土墙条文说明

8.1.1 加筋土挡土墙是由墙面板、拉筋、填料三部分共同组成的复合结构物。它依靠填料与拉筋之间的摩擦力作用,平衡填料作用于墙面上的水平土压力,使之形成整体,抵抗其后部填料产生的土压力。

滑坡和崩塌等工程地质不良地段由于地质条件复杂,土压力变化较大,可能导致墙面板受力不均产生相互错位,而且这种地段修筑加筋土挡土墙挖方量也比较大,故应慎重采用。加筋土挡墙使用在 seismic 区路内尚无成熟经验亦应慎用。

8.1.2 加筋土挡土墙按墙高分类尚未定论,根据全国不完全统计表明,在已修建的铁路加筋土挡土墙中除用砂砾和黄土填料外,墙高大于 10 m 者较少,因此本规范暂以 10 m 作为高、矮墙的分界线。

对于大于 10 m 的高墙,应特殊设计,且宜选择粗粒土、黄土等作填料。高墙设错台有利于调整墙面水平位移,减少墙面板对地基的压力,并便于施工操作。

8.1.4 墙面板承受侧压力,防止土颗粒外泄,因此要求有一定的刚度和强度,国内外目前普遍采用钢筋混凝土面板,其平面形状多为十字形、矩形等。

8.1.5 拉筋的材料性能在加筋土挡土墙中具有重要的作用,拉筋的强度关系到挡土墙的稳定,耐腐蚀性和耐久性关系到挡土墙的使用年限,因此选材是拉筋设计的主要环节。

为使拉筋在承受填土和压实施工中避免产生脆性断裂,因此拉筋必须具备一定的韧性和柔性。拉筋的抗拔力是依靠拉筋与填料的摩擦力,因此摩擦系数要求大。此外,拉筋

不能有太大的蠕变,蠕变易使拉筋产生应力松弛,导致应力转移,促使墙面变形甚至破坏。因此,杂文中对拉筋材料提出了原则性要求,目前尚难确定具体指标。

钢带是国外在加筋土挡土墙使用初期普遍采用的一种拉筋材料,根据我国国情,国内多用钢筋混凝土板条连接而成,也有用钢筋焊角钢作为拉筋的,效果均良好。土工格栅是国外近年开发的一种抗老化、抗蠕变、抗拉强度高、抗拉刚度大、施工简单、与填土共同作用效果好的拉筋材料,最近我国也开发了土工格栅拉筋材料。复合土工带是国内近年来开发的抗老化、抗蠕变、强拉力的合成塑料(以聚丙烯为主)内嵌高强度钢丝的拉筋材料,公路部门采用较多,效果良好,经济效益高。因此条文规定拉筋材料宜采用钢筋混凝土板条、钢带、复合土工带或土工格栅。

8.1.6 加筋土挡土墙的填料不仅影响土压力的大小,而且直接影响拉筋的摩擦力,因此宜用粗粒土填筑。粗粒土不易取得时,也可以采用细粒土填筑,但严禁采用有机土和高塑性黏土,包括中强膨胀土。近年来随着加筋土挡土墙的推广应用,尤其是土工格栅应用于加筋土挡土墙工程以来,先后在长荆、株六等铁路的数座加筋土挡土墙工程中采用了弱膨胀土作填料至今未见异常现象,可见采用土工格栅作拉筋,以弱膨胀土作填料还是可以的,但为安全起见,在一般情况下仍以尽量不用弱膨胀土作填料为宜。块石不得用作填料主要是填筑时易砸坏拉筋,而且由于块石与拉筋受力不均匀,影响拉筋应力,危及挡土墙的稳定。另外,采用土工格栅拉筋时,为避免填料损伤拉筋,不得采用碎石土、角砾土。

8.2.2 条文规定计算方法之所以针对路肩墙而言,是因为路堤加筋土挡土墙在设计理论上尚有争议,而且目前已建成的铁路加筋土挡土墙大都为路肩墙,其使用状况良好。

1 由填料产生的水平土压力的计算方法,是参照公路规范和国外规范根据现场原型实测资料确定的。土压力系数以墙顶填土以下 6.0 m 深度处为分界线,6.0 m 以内采用变量,其变化范围自静止土压力系数 λ_0 渐变至主动土压力系数 λ_a ,6.0 m 以下采用主动土压力系数 λ_a 。土压力系数 λ_i 为深度 h_i 的连续函数。按此计算方法求得的土压力,沿墙高上部 6.0 m 内呈曲线分布,在该墙高段内的总土压力约为主动土压力的 1.25 倍,而 6.0 m 以下呈直线分布,即主动土压力。土压力的此种分布规律与现场试验实测结果是吻合的。挡土墙上部接近静止土压力,下部接近主动土压力,如说明图 8.2.2 所示。

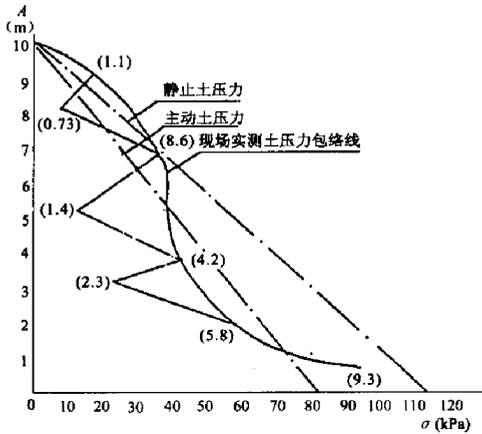
2 由荷载产生的垂直土压力和水平土压力,按布辛涅斯克假定用条形荷载作用下土中应力公式计算,其值接近现场实测结果。条文中荷载产生的水平土压力式(8.2.2—2)即按此推导。

8.2.3 对于路肩墙,无荷载作用时,计算拉筋所在位置的垂直压力为 γh_i 。有荷载作用时,计算拉筋所在位置的垂直压力按式(8.2.3)计算,如此求出的垂直压力 σ_{vi} 沿拉筋长度的分布是不同的,在实用时,可取线路中心线下、拉筋末端和墙背三点的应力平均值作为计算值。也可按 30° 扩散角如说明图 8.2.3 采用下式计算:

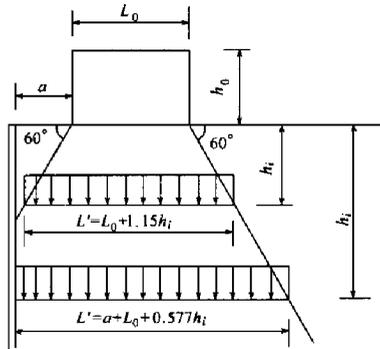
$$\sigma_{vi} = \gamma h_0 L_0 / L'$$

式中 L' ——土中由荷载产生的土压力分布宽度(m)。

8.2.4 式(8.2.4—1)中拉筋拉力峰值附加系数 K 的规定是根据模型试验及现场实测资料确定的。实测结果表明:拉筋在无效区和有效区的分界面上的拉力为大于理论计算值



说明图 8.2.2 某矿专用线实测土压力分布曲线



说明图 8.2.3 土中垂直应力分布

L_0 —荷载分布宽度 (m); h_0 —荷载高度 (m);

a —墙内侧距荷载边缘的距离 (m)

的峰值,模型试验中这个峰值拉力较墙面处拉筋拉力大 1.05 ~ 1.40 倍,比该处计算值大 1.36 ~ 1.87 倍,而现场实测峰值与计算值之比最大达 2.70 倍,平均为 1.56 倍。据法国有关加筋土设计规范介绍,墙面板连接处的拉筋拉力,相当于最大(峰值)拉力的 0.75 倍。因此,为了保证拉筋的安全,考虑峰值的影响,计算拉筋拉力时应乘以 1.5 ~ 2.0 的峰值附加系数。

加筋土挡土墙高度较大时,全墙采用等截面的拉筋会造成不必要的浪费,故条文规定分墙段采用等截面拉筋。

拉筋及连接件为金属构件时,均应预留总厚度 2 mm 防锈蚀量,这与法国、日本等国规范基本一致。

8.2.5 计算拉筋摩擦力不考虑拉筋侧面的摩擦力,偏于安全。摩擦系数 f 值不仅与拉筋表面的粗糙度和填料性质及颗粒大小有关,而且与填土压实度及填筑高度有关。根据

模型试验和现场实测结果, f 值都大于 0.4, 为了安全本条文采用 0.3 ~ 0.4。这与法国、日本等国规范是一致的。

8.2.6 确定拉筋有效长与无效长, 实际是确定非锚固区和锚固区的分界线, 条文称此线为 $0.3H$ 分界线。此分界线实际上是将实测资料各层拉筋所受拉力的最大值(峰值)圆顺地连接起来而得到的所谓“潜在破裂面”, 其形状与法国有关加筋土设计规范所说的 $0.3H$ 分界线接近。

8.2.7 规定拉筋的抗拔稳定系数是稳定安全系数, 条文规定全墙取 2.0, 单板不宜小于 2.0, 条件困难时不宜小于 1.5。所谓条件困难是指下述情况等: 如顶部拉筋由于上覆土压力较小, 如果稳定系数亦取 2.0, 拉筋则长。再如陡坡上加筋土挡土墙的底部拉筋不能设计太长, 不然将大量增加挖方, 故将单板的抗拔稳定系数定为不小于 1.5。

此外, 拉筋的抗拔稳定性检算尚须检算无荷载情况。由于荷载对顶部拉筋的影响大, 有荷载时, 侧压力大, 竖向压力亦大, 不一定是最不利的。无荷载时侧压力小, 竖向力也相对小, 即摩擦力小, 此时可能是最不利的, 因此要检算无荷载情况。

8.2.8 加筋土挡土墙的整体稳定检算方法与重力式挡土墙相同, 应检算抗倾覆稳定、抗滑动稳定和地基承载力。

第九章 土钉墙及其条文说明

第一节 土钉墙

9.1 一般规定

9.1.1 土钉墙可用于一般地区土质及破碎软弱岩质路堑地段,在地下水较发育或边坡土质松散时,不宜采用土钉墙。

9.1.2 土钉墙高度宜控制在 20 m 以内,墙面胸坡宜为 1:0.1~1:0.4,根据地形地质条件,边坡较高时宜设多级。多级墙上、下级之间应设置平台,平台宽度不宜小于 2 m,每级墙高不宜大于 10 m。单级土钉墙墙高宜控制在 12 m 以内。

9.1.3 土钉的长度应为墙高的 0.4~1.0 倍,间距宜为 0.75~2 m,与水平面夹角宜为 5°~20°。土钉墙分层开挖高度,土层宜为 0.5~2 m,岩层宜为 1~4 m。

9.2 设计荷载及计算

9.2.1 作用于土钉墙墙面板上的荷载组合,应按本规范第 3.2 节有关规定确定。

9.2.2 作用于土钉墙墙面板上的土压应力呈梯形分布(图 9.2.2),墙高上部三分之一可按式(9.2.2—1)计算,墙高下部三分之二可按式(9.2.2—2)计算。

$$h_i \leq \frac{1}{3} H \text{ 时 } \sigma_i = 2\lambda_a \gamma h_i \cos(\delta - \alpha) \quad (9.2.2-1)$$

$$h_i > \frac{1}{3} H \text{ 时 } \sigma_i = \frac{2}{3} \lambda_a \gamma H \cos(\delta - \alpha) \quad (9.2.2-2)$$

式中 σ_i ——水平土压应力(kPa);

γ ——边坡岩土体重度(kN/m³);

λ_a ——库仑主动土压力系数;

H ——土钉墙高度(m);

h_i ——第 i 层土钉距墙顶的高度(m);

α ——墙背与竖直面间的夹角(°);

δ ——墙背摩擦角(°)。

9.2.3 土钉的拉力可按下式计算。

$$E_i = \sigma_i S_x S_y / \cos\beta \quad (9.2.3)$$

式中 E_i ——距墙顶高度第 i 层土钉的计算拉力(kN);

S_x, S_y ——土钉的水平 and 垂直间距(m);

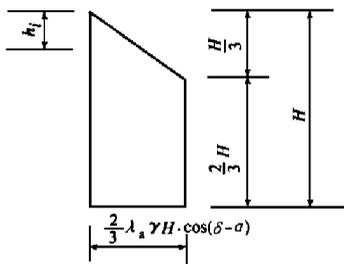


图 9.2.2 土钉墙墙背土压应力分布

β ——土钉与水平面的夹角($^{\circ}$)。

9.2.4 土钉锚固区与非锚固区分界面(潜在破裂面)距墙面的距离可按下列公式计算。

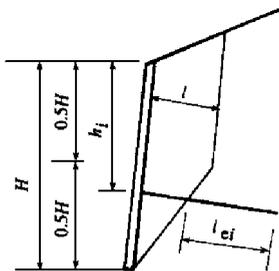


图 9.2.4 土钉锚固区与非锚固区分界面

h_i —第 i 层土钉距墙顶的高度 ; l —破裂面距墙面的距离 ; l_{ei} —土钉有效锚固长度

$$h_i \leq \frac{1}{2}H \text{ 时, } l = (0.3 \sim 0.35)H \quad (9.2.4-1)$$

$$h_i > \frac{1}{2}H \text{ 时, } l = (0.6 \sim 0.7)(H - h_i) \quad (9.2.4-2)$$

式中 l ——潜在破裂面距墙面的距离(m),当坡体渗水较严重或岩体风化破碎严重、节理发育时, l 取大值。

土钉长度包括非锚固长度和有效锚固长度,非锚固长度应根据墙面与土钉潜在破裂面的实际距离确定。有效锚固长度由土钉墙内部稳定检算确定。

9.2.5 土钉墙内部稳定性应按下列公式检算:

1 土钉抗拉断检算

1) 土钉钉材抗拉力

$$T_i = \frac{1}{4} \pi \cdot d_b^2 \cdot f_y \quad (9.2.5-1)$$

式中 T_i ——钉材抗拉力(kN);

d_b ——钉材直径(m);

f_y ——钉材抗拉强度设计值(kPa)。

2) 土钉抗拉断检算公式

$$\frac{T_i}{E_i} \geq K_1 \quad (9.2.5-2)$$

式中 K_1 ——土钉抗拉断安全系数,系数为 1.8。

2 土钉抗拔稳定检算

1) 根据土钉与孔壁界面岩土抗剪强度 τ 确定有效锚固力 F_{i1} , 即

$$F_{i1} = \pi \cdot d_h \cdot l_{ei} \cdot \tau \quad (9.2.5-3)$$

式中 d_h ——钻孔直径(m);

l_{ei} ——第 i 根土钉有效锚固长度(m);

τ ——锚孔壁对砂浆的极限剪应力(kPa),可按表 6.2.7 选用。

2) 根据钉材与砂浆界面的粘结强度 τ_g 确定有效锚固力 F_{i2} , 即

$$F_{i2} = \pi \cdot d_b \cdot l_{ei} \cdot \tau_g \quad (9.2.5-4)$$

式中 τ_g ——钉材与砂浆间的粘结力(kPa),按砂浆标准抗压强度 f_{ck} 的 10% 取值;

d_b ——钉材直径(m)。

土钉抗拔力 F_i 取 F_{i1} 和 F_{i2} 中的小值。

3) 土钉抗拔稳定检算公式

$$\frac{F_i}{E_i} > K_2 \quad (9.2.5-5)$$

式中 K_2 ——土钉抗拔安全系数,系数为 1.8。

3 土钉施工前,应进行现场拉拔试验,根据试验确定土钉摩阻力 τ ,验证设计选取参数是否合理。

9.2.6 土钉墙内部整体稳定性应按下列规定检算:

检算时应考虑施工过程中每一分层开挖完毕未设置土钉时施工阶段及施工完毕使用阶段两种情况,根据潜在破裂面进行分条分块,计算稳定系数。

$$K = \frac{\sum c_i L_i S_x + \sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i S_x + \sum_{i=1}^n P_i \cos \beta_i + \sum_{i=1}^n P_i \sin \beta_i \tan \varphi_i}{\sum W_i \sin \alpha_i S_x} \quad (9.2.6)$$

式中 c_i ——岩土的黏聚力(kPa);

φ_i ——岩土的內摩擦角($^\circ$);

L_i ——分条(块)的潜在破裂面长度(m);

W_i ——分条(块)重力(kN/m);

α_i ——破裂面与水平面夹角($^\circ$);

β_i ——土钉轴线与破裂面的夹角($^\circ$);

P_i ——土钉的抗拔能力,取 F_i 和 T_i 中的小值(kN);

n ——实设土钉排数;

S_x ——土钉水平间距(m);

K ——施工阶段及使用阶段整体稳定系数,施工阶段 $K \geq 1.3$,使用阶段 $K \geq 1.5$ 。

9.2.7 土钉墙外部稳定性检算时,可将土钉及其加固体视为重力式挡土墙,按本规范第 3.3.3~第 3.3.6 条的稳定性检算方法,进行抗倾覆、抗滑动及基底承载力检算。

9.3 构造要求

9.3.1 土钉必须与喷射混凝土中间夹钢筋网的面层有效连接,可采取外端设钢垫板或加强钢筋通过螺丝端杆锚具或焊接进行连接。

9.3.2 土钉墙设计与施工均应遵循“保住中部、稳定坡脚”的原则。边坡中部的土钉宜适当加密、加长,坡脚用混凝土脚墙加固,并使之与土钉墙连成一个整体。

9.3.3 土钉钉材宜采用 II、III 级钢筋,钢筋直径为 16~32 mm,钻孔直径为 70~130 mm。土钉钢筋应设定位支架。

9.3.4 喷射混凝土面层厚度不应小于 80 mm,一般采用 120~200 mm。喷射混凝土强度等级不宜低于 C20。

9.3.5 喷射混凝土面层应配置钢筋网,钢筋直径为 6~10 mm,间距为 150~300 mm,钢筋网搭接宜采用焊接。

9.3.6 钻孔注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆,其强度不宜低于 20 MPa,一般采用 M30 水泥砂浆。边坡渗水较严重时,宜添加膨胀剂。注浆采用孔底注浆法,注浆压力宜为 0.2 MPa。

9.3.7 一般情况下面层应设泄水孔,泄水孔后设无砂混凝土板反滤层,边坡渗水严重时,应设置水平排水孔。排水孔宜仰斜 5° ~ 10° ,长度较土钉略长,孔内设置透水管或凿孔的聚乙烯管,并充填粗砂。

第二节 土钉墙条文说明

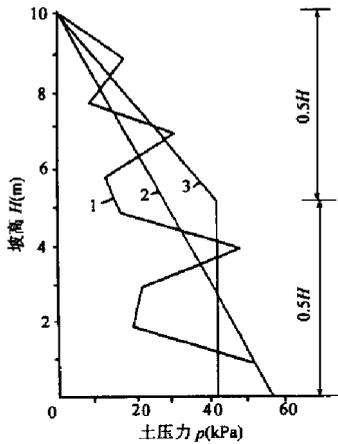
9.1.1 土钉墙是从隧道新奥法基础土发展起来的一门边坡支挡新技术,通过钢筋等高强度长条材料对原位岩土体进行加固,从而提高原位岩土体的“视凝聚力”及其强度,使被加固土体形成了性质与原来大为不同的复合材料“视重力式挡土墙”。目前土钉广泛应用于深基坑支护及边坡工程中,在侯月铁路膨胀岩(土)路堑边坡及南昆铁路软弱破碎岩质路堑高边坡中成功地进行了研究与应用。

9.1.2 土钉墙在深基坑支护中应用高度一般小于 12 m。但也有做到 15 m 高的。法国巴黎至布雷斯铁路单级土钉墙高达 21.6 m,南昆铁路 DK339 土钉墙试验工点为两级 21 m 高,而 DK333 土钉墙推广工点为三级 27 m 高。因单级土钉墙比多级土钉墙承受的土压力大且土钉更长,故墙较高时,从经济及稳定方面考虑,一般采用两级或多级。

9.1.3 本条是从国内外一系列土钉墙应用情况总结得出。土钉墙分层开挖的最大高度取决于岩(土)体的自稳能力。

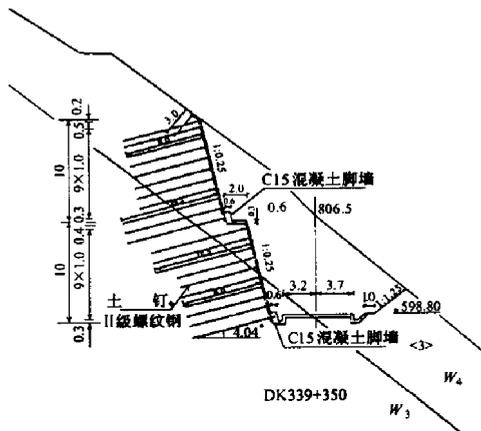
9.2.2 土钉墙由于面板、土钉与边坡岩土相互作用,土压力的问题比较复杂,它与边坡岩土性质、注浆压力等许多因素有关。山西太原煤矿设计研究院通过土钉墙原位测试认为,土钉墙所承受的土压力无论分布情况还是值的大小与库仑土压力均有较大差别。王步云

将其简化为说明图 9.2.2—1 中曲线 3 所示的型式。



说明图 9.2.2—1 土钉面层土压力分布

1—实测土压力 2—主动土压力 3—简化土压力。

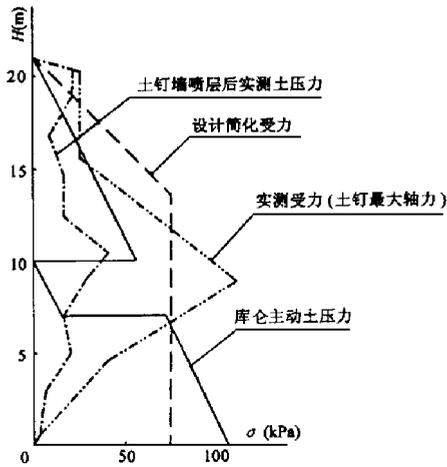


说明图 9.2.2—2 南昆铁路试验段土钉墙代表性断面图(单位: m)

铁二院在南昆铁路软弱破碎岩质深路堑高边坡工程试验中对土钉墙进行了专题研究,说明图 9.2.2—2 为南昆铁路 DK339 土钉墙试验段代表性断面图。试验工点地层为全风化(W_4)~强风化(W_3)的泥岩夹砂岩,岩层节理发育、风化破碎严重。设计土钉长 8 m,平台中部加长至 10 m,土钉间距 1 m。土钉墙实测土压力如说明图 9.2.2—3 所示,其分布呈中部大,上、下小的趋势,但总的土压力与库仑土压力相接近。

喷层后土压力分布形态与最大轴力确定的土压力分布形态相近,但总的土压力仅为库仑主动土压力的 30%~40%。

为了简化设计,将土钉墙面板作为假想墙背,简化后的墙背土压力按式(9.2.2—1)及式(9.2.2—2)计算。此处作用于土钉墙面板上的设计土压力与土钉喷层后实际土压力是



说明图 9.2.2—3 土钉墙沿墙高受力分布简图

不同的。

9.2.3 土钉的有效锚固长度与无效长度是由加固岩土体潜在破裂面确定,根据实测资料将每层土钉最大轴力连线简化后所得,与 $0.3H$ 法接近。

9.2.4 土钉的内部稳定检算包括钉材拉断检算及土钉拉拔检算,与第 6.2.6 ~ 第 6.2.7 条锚杆挡墙的检算基本一致。

9.2.5 由于边坡土体开挖未设土钉时属危险阶段,因此土钉墙除考虑使用阶段的整体稳定检算外,还必须考虑施工阶段的稳定检算,但稳定系数取值略小一些。

9.3.2 土钉墙实测受力为中部大、上下小,且中部呈现膨肚子特征;数值分析结果表明,土钉墙坡脚存在应力集中问题,故提出“保住中部、稳定坡脚”的设计施工原则,并强调边坡中部土钉宜适当加强。

第十章 抗滑桩及其条文说明

第一节 抗滑桩

10.1 一般规定

10.1.1 抗滑桩可用于稳定滑坡、加固山体及加固其他特殊路基。

10.1.2 抗滑桩的设置必须满足下列要求：

- 1 提高滑坡体的稳定系数，达到规定的安全值；
- 2 保证滑坡体不越过桩顶或从桩间滑动；
- 3 不产生新的深层滑动。

10.1.3 抗滑桩的桩位应设在滑坡体较薄、锚固段地基强度较高的地段，其平面布置、桩间距、桩长和截面尺寸等的确定，应综合考虑达到经济合理。桩间距宜为 6~10 m。

10.1.4 抗滑桩的截面形状宜为矩形。桩的截面尺寸应根据滑坡推力的的大小、桩间距以及锚固段地基的横向容许抗压强度等因素确定。桩最小边宽度不宜小于 1.25 m。

10.2 设计荷载及计算

10.2.1 作用于抗滑桩的外力，应计算滑坡推力（包括活载引起的滑坡推力）、桩前滑体抗力（指滑动面以上桩前滑体对桩的反力）和锚固段地层的抗力。桩侧摩阻力和黏聚力以及桩身重力和桩底反力可不计算。

10.2.2 作用于每根桩上的滑坡推力应按设计的桩间距计算。滑坡推力应根据其边界条件（滑动面与周界）和滑带土的强度指标由计算确定。

滑动面（带）的强度指标，可采用土的试验资料，或用反算值以及经验数据等综合分析确定。

10.2.3 抗滑桩上滑坡推力的分布图形可为矩形、梯形或三角形，应根据滑体的性质和厚度等因素确定。

10.2.4 滑坡推力可采用传递系数法按下式计算：

$$T_i = KW_i \sin \alpha_i + \Psi T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i - c_i L_i \quad (10.2.4-1)$$

$$\Psi = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \varphi_i \quad (10.2.4-2)$$

式中 T_i ——第 i 个条块末端的滑坡推力(kN/m)；

K ——安全系数(视工程的重要性、外界条件对滑坡的影响、滑坡的性质和规模、滑动的后果及整治的难易等因素综合考虑)可采用 1.05~1.25；

W_i ——第 i 个条块滑体的重力(kN/m)；

α_i ——第 i 个条块所在滑动面的倾角(°)；

- α_{i-1} ——第 $i-1$ 个条块所在滑动面的倾角($^{\circ}$);
 φ_i ——第 i 个条块所在滑动面上的内摩擦角($^{\circ}$);
 c_i ——第 i 个条块所在滑动面上的单位黏聚力(kPa);
 L_i ——第 i 个条块所在滑动面的长度(m);
 Ψ ——传递系数。

10.2.5 滑动面以上桩前的滑体抗力,可由极限平衡时滑坡推力曲线(图 10.2.5)或桩前被动土压力确定,设计时选用其中小值。当桩前滑体可能滑动时,不应计及其抗力。

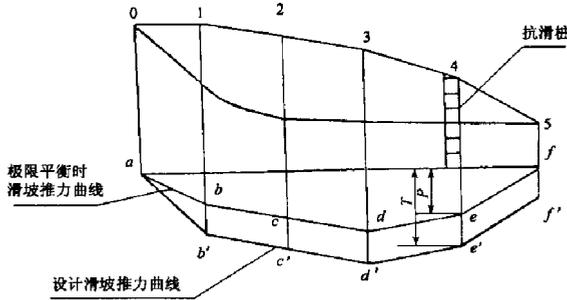


图 10.2.5 滑坡推力曲线

T —桩上滑体推力(kN/m); P —桩前滑体抗力(kN/m)

10.2.6 作用于桩上的滑坡推力,可由设置抗滑桩处的滑坡推力曲线(图 10.2.5)确定。

10.2.7 滑动面以上的桩身内力,应根据滑坡推力和桩前滑体抗力计算。滑动面以下的桩身变位和内力,应根据滑动面处的弯矩和剪力,按地基的弹性抗力进行计算。

10.2.8 滑动面以下的地基系数应根据地层的性质和深度按下列条件确定:

- 1 当为较完整的岩层和硬黏土时,地基系数应为常数 K 。
- 2 当为硬塑~半干硬的砂黏土及碎石类土、风化破碎的岩块时:
 - 1) 桩前滑动面以上无滑体体和超载时,地基系数应为三角形分布;
 - 2) 桩前滑动面以上有滑体体和超载时,地基系数应为梯形分布。

10.2.9 抗滑桩桩底支承可采用自由端或铰支端。

10.2.10 抗滑桩锚固深度的计算,主要应根据地基的横向容许承载力确定,当桩的变位需要控制时,应考虑最大变位不超过容许值。

1 地层为岩层时,桩的最大横向压应力 σ_{\max} 应小于或等于地基的横向容许承载力。桩为矩形截面时,地基的横向容许承载力可按下式计算:

$$[\sigma_H] = K_H \eta R_c \quad (10.2.10-1)$$

式中 K_H ——在水平方向的换算系数,根据岩层构造,可采用 0.5~1.0;

η ——折减系数,根据岩层的裂缝、风化及软化程度,可采用 0.3~0.45;

R_c ——岩石单轴抗压极限强度(kPa)。

2 地层为土层或风化土、砂砾状岩层时,滑动面以下深度为 $h_2/3$ 和 h_2 (滑动面以下桩长)处的横向压应力应小于或等于地基的横向容许承载力。

1)当地面无横坡或横坡较小时,地基 y 点的横向容许承载力可按下式计算:

$$[\sigma_H] = \frac{4}{\cos\phi} [(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \tan\phi + c] \quad (10.2.10-2)$$

式中 $[\sigma_H]$ ——地基的横向容许承载力(kPa);

γ_1 ——滑动面以上土体的重度(kN/m³);

γ_2 ——滑动面以下土体的重度(kN/m³);

ϕ ——滑动面以下土体的内摩擦角(°);

c ——滑动面以下土体的黏聚力(kPa);

h_1 ——设桩处滑动面至地面的距离(m);

y ——滑动面至计算点的距离(m)

2)当地面横坡 i 较大且 $i \leq \varphi_0$ 时,地基 y 点的横向容许承载力可按下式计算:

$$[\sigma_H] = 4(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 y) \frac{\cos^2 i \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \varphi_0}}{\cos^2 \varphi_0} \quad (10.2.10-3)$$

式中 φ_0 ——滑动面以下土体的综合内摩擦角。

10.2.11 锚固段桩的换算长度为 βh_2 、 ah_2 。桩的变形系数可按下式计算。

1 当锚固段地基系数为常数 K 时

$$\beta = \left(\frac{KB_p}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (10.2.11-1)$$

式中 β ——桩的变形系数(m⁻¹);

K ——地基系数(kPa/m)按本规范附录 B 表 B.1 采用;

E ——桩的混凝土弹性模量(kPa);

I ——桩的截面惯性矩(m⁴);

B_p ——桩的计算宽度(m)对矩形桩 $B_p = b + 1$ (b 为矩形桩的设计宽度)。

2 当锚固段地基系数为三角形分布时

$$\alpha = \left(\frac{mB_p}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (10.2.11-2)$$

式中 α ——桩的变形系数(m⁻¹);

m ——地基系数(kPa/m²)按本规范附录 B 表 B.2 采用。

3 锚固段地基系数为梯形分布时,可将桩分成若干小段,每小段内采用常数分布近似计算。

10.2.12 抗滑桩的混凝土结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)进行计算,其荷载分项系数为 1.3。

10.2.13 抗滑桩桩身接受弯构件设计,当无特殊要求时,可不做变形、抗裂、挠度等项验算。

10.3 构造要求

10.3.1 桩身混凝土的强度等级宜为 C20。当地下水有侵蚀性时,水泥应按有关规定选用。

10.3.2 抗滑桩井口应设置锁口,桩井位于土层和风化破碎的岩层时宜设置护壁,锁口和护壁混凝土强度等级宜为 C15。

10.3.3 抗滑桩纵向受力钢筋直径不应小于 16 mm。净距不宜小于 12 cm,困难情况下可适当减少,但不得小于 8 cm。当用束筋时,每束不宜多于 3 根。当配置单排钢筋有困难时,可设置 2 排或 3 排。受力钢筋混凝土保护层不应小于 6 cm。

10.3.4 纵向受力钢筋的截断点应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)计算。

10.3.5 抗滑桩内不宜设置斜筋,可采用调整箍筋的直径、间距和桩身截面尺寸等措施,满足斜截面的抗剪强度。

10.3.6 箍筋宜采用封闭式,肢数不宜多于 4 肢,其直径不宜小于 14 mm,间距不应大于 50 cm。

10.3.7 抗滑桩的两侧和受压边,应适当配置纵向构造钢筋,其间距宜为 40 ~ 50 cm,直径不宜小于 12 mm。桩的受压边两侧,应配置架立钢筋,其直径不宜小于 16 mm。当桩身较长时,纵向构造钢筋和架立钢筋的直径应加粗。

第二节 抗滑桩条文说明

10.1.1 本条适用于具有明显滑动面,且滑动面以下为稳定地层的单排钢筋混凝土大截面埋式抗滑桩。当滑坡推力很大,设置单排抗滑桩不足以抵抗滑坡推力而必须设置第二排抗滑桩,或者有多层滑动面需分级设置抗滑桩时,可根据具体情况先确定每排抗滑桩所承受的滑坡推力,然后参照本规范有关规定进行设计。对于悬臂抗滑桩的设计,当地基系数为常数时(岩质地基),由于锚固段地基侧向抗力不受悬臂段岩体或土体的影响,所以按照本规范设计也是可行的。

10.2.3 滑坡推力的分布对抗滑桩的设计影响很大,由于影响因素很多,很难给出各类滑坡推力的分布图形。在计算滑坡推力时,通常假定滑坡体沿滑动面均匀下滑。当滑体为砾石类土或块石类土时,下滑力采用三角形分布;当滑体为黏性土时,采用矩形分布;介于两者之间时,采用梯形分布。此外,根据铁二院两种模拟滑体的抗滑桩模型试验结果,当滑体为松散介质时,下滑力的重心约在滑动面上桩长 1/4 处,当滑体为黏性土时,虽比松散介质稍高,但也未超过滑动面以上桩长的 1/3。另外,从多次实验的结果可看出,滑体的完整性越好,其下滑力的重心越低。综上考虑规定滑坡推力可采用三角形、梯形或矩形分布是安全可行的。

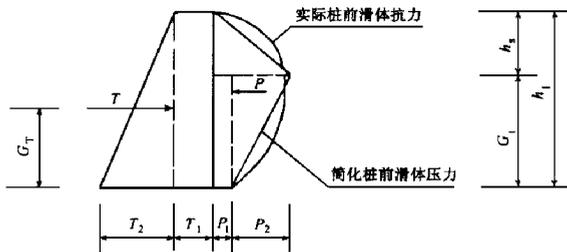
10.2.5 当抗滑桩受到滑坡推力的作用产生变形时,一部分滑坡推力通过桩体传给锚固段地层,另一部分传给桩前滑体。但是,桩前滑体本身的抗力与滑坡的性质和桩前滑体的大小等因素有关。试验表明桩前滑体的体积愈大,抗剪强度愈高,滑动面愈平缓、愈粗糙,桩前滑体抗力愈大,反之,愈小。另外,还与是否存在多层滑面有关。对某一定的滑坡,当抗滑桩受到滑坡推力的作用产生变形时,滑动面以上桩前滑体抗力大于桩体所能提供的

极限抗力时 桩前滑体将产生隆起破坏 (如狮子山 2 号抗滑桩破坏试验),或沿桩前滑体中某一薄弱面产生剪切破坏 (如大海哨抗滑桩破坏试验)。

10.2.6 作用在抗滑桩上的滑坡推力和桩前滑体抗力,由设计滑坡推力曲线确定如本规范说明图 10.2.6。若抗滑桩设在滑坡的第四分块末端,该处设计滑坡推力曲线的竖直高度 T 即为作用于桩上的滑坡推力。极限平衡时滑坡推力曲线的竖直高度 P 即为桩前滑体抗力。

根据抗滑桩破坏试验和模型试验表明,虽然各次试验所得的桩前滑体抗力的分布图形不完全相同,但基本呈抛物线分布,抗力的最大值出现在滑体的中部,靠近滑动面处的应力较小。当滑体为黏性土时,由于黏聚力的影响,顶部抗力较滑体为松散的介质时大,合力重心也较高。

说明表 10.2.6—1 为数根抗滑桩破坏试验和室内模型试验滑体抗力的统计资料。从表中不难看出,桩前滑体的重心,一般比滑坡推力的重心高 15%~20%。



说明图 10.2.6 滑体抗力分布图形

说明表 10.2.6—1 下滑力和桩前重心高度汇总

项 目	名 称	狮子山 2 号试验	大海哨 试 验	滑体为石英 砂模型试验 (铁二院)	滑体为砂黏 土模型试验 (铁二院)	连续抗滑墙 模型试验 (西南交大)	单排抗滑桩 模型试验 (西南交大)
	下滑力重心高度		$0.5h_1^*$	$0.5h_1^*$	$(0.255 \sim 0.268)h_1$	$(0.261 \sim 0.262)h_1$	$0.5h_1^*$
桩前滑 体抗力 重心高 度	实测	$(0.614 \sim 0.664)h_1$	—	$(0.420 \sim 0.446)h_1$	$(0.603 \sim 0.900)h_1$	$(0.530 \sim 0.550)h_1$	$(0.410 \sim 0.600)h_1$
	计算	$(0.577 \sim 0.590)h_1$	$(0.542 \sim 0.590)h_1$	—	—	—	—

注:表中有*号者表示以千斤顶和杠杆施加的外荷载。

本条文未规定桩前滑体抗力的分布图形,设计时可根据实际情况,采用与滑坡推力相同的分布图形或抛物线分布图形。

当桩前滑体抗力采用抛物线分布时,可将抗力图形简化为一个三角形和一个倒梯形,如说明图 10.2.6。

图中的 h_s 为最大应力处距桩顶的高度,它随滑体黏聚力的增大而减小,根据试验,一

般等于滑动面以上桩长的 $1/4 \sim 1/3$, 该值对计算影响不大, 计算时可采用说明表 10.2.6—2 给出的数值。 P_1 和 P_2 根据简化后滑动面处弯矩和剪力相等的原理确定, 即

$$P_1 = \frac{2PL(2 - h_s/h_1 - 3\eta_p)}{h_1 - h_s} \quad (\text{说明 } 10.2.6-1)$$

$$P_2 = \frac{2PL[3h_s/h_1 - (h_s/h_1)^2 - 3 + 3\eta_p(2 - h_s/h_1)]}{h_1 - h_s} \quad (\text{说明 } 10.2.6-2)$$

式中 P ——桩前滑体抗力(kN/m);

η_p ——桩前滑体抗力的合力重心至滑动面距离与滑动面以上桩长之比, 该值可较滑坡推力的重心高 10% ~ 15% ;

L ——桩间距(m);

h_1 ——滑动面以上的桩长(m)。

说明表 10.2.6—2 最大应力处距桩顶高度 h_s 参考值

滑坡推力图形	G_T/h_1	h_s
三角形分布	1/3	$h_1/2$
梯形分布	1/3 ~ 1/2	$h_1/2 \sim h_1/5$
矩形分布	1/2	$h_1/5$

10.2.7 在计算滑动面以上的桩身内力时, 对桩前滑体抗力的分布图形未作具体规定, 可采用与下滑力相同的分布图形, 也可采用抛物线的分布图形。当采用与下滑力相同的分布图形时, 桩身内力可根据一般结构力学公式直接计算; 当采用抛物线的分布图形时, 应当首先确定桩前滑体抗力合力的重心高度, 按式(说明 10.2.6—1)及式(说明 10.2.6—2)计算 P_1 和 P_2 , 然后按下列公式计算桩身内力。

当 $y < h_s$ 时

$$Q_y = T_1 y + 0.5 T_2 y^2 / h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) y^2 / h_s \quad (\text{说明 } 10.2.7-1)$$

$$M_y = 0.5 T_1 y^2 + T_2 y^3 / 6 h_1 - (P_1 + P_2) y^3 / 6 h_s \quad (\text{说明 } 10.2.7-2)$$

当 $y > h_s$ 时

$$Q_y = T_1 y + 0.5 T_2 y^2 / h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) h_s - P_1 (y - h_s) - P_2 (y - h_s) + 0.5 P_2 (y - h_s)^2 / (h_1 - h_s) \quad (\text{说明 } 10.2.7-3)$$

$$M_y = 0.5 T_1 y^2 + T_2 y^3 / 6 h_1 - 0.5 (P_1 + P_2) h_s (y - 2h_s/3) - 0.5 P_1 (y - h_s)^2 - 0.5 P_2 (y - h_s)^2 + P_2 (y - h_s)^3 / 6 (h_1 - h_s) \quad (\text{说明 } 10.2.7-4)$$

式中 Q_y ——桩身任意计算点的剪力(kN);

M_y ——桩身任意计算点的弯矩(kN·m);

y ——桩顶至任意计算点的距离(m);

其余符号意义见第 10.2.6 条条文说明。

在计算滑动面以下桩身内力和变位时,按弹性桩计算,并应根据地基系数的分布情况选用相应的计算方法。当地基系数为三角形分布时,应采用“ m ”法,当地基系数为常数 K 时,应采用“ K ”法。

10.2.9 桩底支承一般采用自由端或铰支端是由于:

(1)根据抗滑桩破坏试验和室内模型试验,当锚固段为松散介质或较完整的基岩时,地层抗力均成两个对顶的三角形,桩底弯矩为零,桩底支承条件符合自由端。通过进一步的试算表明,在成昆线狮子山 2 号试桩锚固段地基系数取 0.3×10^6 kPa/m,在大海哨试桩锚固段地基系数取 0.2×10^6 kPa,桩底支承条件按自由端考虑时,桩身变位和弯矩的计算值与实测值基本吻合。证明桩底支承条件按自由端考虑是符合实际的。

(2)当锚固段上部为土层,桩底嵌入一定深度的较完整基岩时,此情况与桩下部嵌入一定深度的完整基岩时相类似。但考虑到目前这种边介条件的实测资料较少和过去的计算习惯,保留了桩底为铰支端的支承条件,可按两种桩底支承条件中的任何一种情况计算。当采用自由端时,各层的地基系数必须根据具体情况选用;当采用铰支端计算时,应把计算“铰支点”选在嵌入段基岩的顶面,并根据嵌入段的地层反力计算嵌入段的深度。

10.2.12 抗滑桩属于地下结构,它的受力情况不同于桥涵结构,桥涵有频繁的反复动荷载影响,而抗滑桩不仅不承受动荷载,有的甚至远离路基,因此其结构计算按极限状态法较切合实际,从而达到节约钢材的目的。抗滑桩结构设计的荷载分项系数采用《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)的综合荷载系数 1.27 取整为 1.3。荷载分项系数选用的理由可见第 6.2.3 条条文说明。《混凝土结构设计规范》(GBJ 10—89)和《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—74)相比较,同等条件下,主筋要多一些,箍筋布置要强一些,主筋截断点的延长部分在应设腹筋地段要长,在不设腹筋地段要短。

10.2.13 抗滑桩一般允许有较大的变形,桩身裂缝超过允许值后,由于钢筋局部锈蚀,对桩的强度不会有很大影响,因此本条允许不作桩的变形、抗裂和挠度等检算。

10.3.3~10.3.7 抗滑桩为大截面的地下钢筋混凝土构件,与一般钢筋混凝土构件有所不同,因此,在多年生产实践的基础上参照《铁路桥涵地基与基础设计规范》(TB 10002.5)和《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)在构造细节上作了一些具体的规定。如:

(1)参照《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5)对钻(挖)孔桩的要求,规定抗滑桩纵向受力钢筋的直径不小于 16 mm,净距不宜小于 12 cm,困难情况下不得小于 8 cm,并规定受力主筋的保护层不应小于 6 cm。

(2)《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)规定,当柱子各边纵向受力钢筋多于 3 根时,应放置附加钢筋,考虑到抗滑桩为地下结构,桩身一般在十几米以上,工人必须在坑内上下作业,不宜设置过多的箍筋肢数,因此,规定不宜采用多于 4 肢的封闭箍筋,并允许每箍筋在一行上所箍的受拉筋不受限制。

(3)为使钢筋骨架有足够的刚度和便于人工作业,对箍筋、架立筋和纵向分布钢筋的最小直径作了一定限制。

(4)为使桩截面的四周形成钢筋网,以提高混凝土抗剪能力,本条文对箍筋和纵向分布钢筋的最大间距作了一定的限制。

第十一章 桩板式挡土墙及其条文说明

第一节 桩板式挡土墙

11.1 一般规定

11.1.1 桩板式挡土墙可用于一般地区、侵水地区和地震区的路堑和路堤支挡,也可用于滑坡等特殊路基的支挡。

11.1.2 桩板式挡土墙的桩间距、桩长和截面尺寸的确定,应综合考虑达到安全可靠、经济合理。桩的自由悬臂长度不宜大于 15 m。桩的截面尺寸不宜小于 1.25 m,截面形式可采用矩形或 T 型,桩间距宜为 5~8 m。桩板墙顶位移应小于桩悬臂端长度的 1/100,且不宜大于 10 cm。

11.1.3 锚固桩的设置必须满足下列要求:

- 1 桩必须锚固在稳定的地层中;
- 2 保证桩后土体不越过桩顶或从桩间滑走;
- 3 不发生新的深层滑动。

11.1.4 加锚索(杆)的锚固桩必须保证桩与锚索(杆)的变形协调。

11.1.5 锚固桩之间可用挡土板或其他措施维持岩(土)体稳定。

11.2 设计荷载及计算

11.2.1 作用于桩板式挡土墙的荷载应包括:

- 活载和岩(土)产生的土压力或滑坡推力;
- 水的浮力;
- 地下水的渗透压力;
- 地震力;
- 施工临时荷载。

滑坡路基上的桩板式挡土墙按滑坡推力和土压力的最不利者作为计算荷载。桩的重力可不计算。桩设计荷载的附加安全系数为 1.05~1.10。当桩上设有锚索时,应按本规范第 12.2.3 条规定进行设计。

11.2.2 作用在桩上的荷载宽度可按其左右两相邻桩之间距离的一半计算,作用在挡土板的荷载宽度可按板的计算跨度计算,作用在桩间挡土墙的荷载宽度可按桩间净距计算。桩间挡土结构上的压力可根据桩间岩(土)体的稳定情况按全部岩(土)压力或按部分岩(土)压力计算。

11.2.3 桩的内力宜按地基系数法计算,计算时可不计桩侧摩阻力,桩的计算宽度可按下式计算:

$$B_p = b + 1 \quad (11.2.3)$$

式中 B_p ——桩的计算宽度(m);

b ——矩形桩的设计宽度(m)。

11.2.4 锚固桩桩底支承应结合地层情况和桩底嵌固深度采用自由端或铰支端。

11.2.5 地面处桩的水平位移不宜大于 10 mm,且侧壁应力不应大于地层的横向容许承载力,否则地层上部应采取适当的加固措施,或增加桩的埋深和加大桩的截面积。

11.2.6 路堤(肩)中的锚索(杆)桩板式挡土墙,应避免填料下沉所产生的锚索(杆)次应力。

11.2.7 锚索(杆)可按容许应力法计算,桩和挡土板的混凝土结构应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)计算,其荷载系数 α_p 应按表 11.2.7 选用。

表 11.2.7 钢筋混凝土桩和挡土板的荷载系数

项 目	桩	挡 土 板
荷载系数 α_p	1.34 ~ 1.45	1.3

注 桩荷载的变异性大时,其荷载系数取大值,相对较小时取小值。桩的安全系数为荷载系数乘以附加安全系数。

11.2.8 计算锚固桩桩身截面强度时,当无特殊要求,可不作裂缝宽度验算。有牛腿的桩,除检算强度以外,尚应作牛腿的裂缝宽度验算。

11.3 构造要求

11.3.1 锚固桩和挡土板的混凝土强度等级不宜低于 C20,灌注锚索(杆)孔的水泥(砂)浆强度等级不宜低于 M30。

11.3.2 锚固桩配筋的要求应按本规范 10.3 节有关规定办理。

11.3.3 设牛腿的锚固桩,牛腿的高度不宜小于 40 cm,宽度不宜小于 30 cm。

11.3.4 当采用拱型挡土板时,不宜用混凝土灌筑,而应当沿径向和环向配置一定数量的构造钢筋,构造钢筋间距不宜大于 25 cm,直径不宜小于 10 mm。

11.3.5 采用钢筋锚杆时,一根锚杆不宜多于 3 根钢筋,钢筋直径不宜大于 32 mm。

第二节 桩板式挡土墙条文说明

11.1.1 在抗滑桩出现以后不久,桩板式挡土墙也就跟着出现了,20 世纪 70 年代初在枝柳线上首先将桩板式挡墙应用在路堑中,接着在南昆等线上应用到路堤中,由于经验的不断积累,这项技术已日臻成熟,因此,在 1992 年和 1993 年已经分别出现了路堑式、路肩式

桩板挡土墙的通用图。多年来的实践证明 桩板式挡土墙是一种较好的支挡型式。

11.1.2 在前几年曾修建了一些较高的桩板式挡墙,桩的自由悬臂长度达到或超过 15 m,但有的在施工过程中发生桩的位移过大,甚至桩折断事故,如京九线赣龙段某路堑桩板式挡土墙,最大的悬臂长达到 18 m,当路基开挖到路面以后不久即发生桩断墙倒的事故。事故原因固然很多,但与悬臂太长,岩体压力增长过大有很大关系,从安全的角度出发,适当控制悬臂的长度以及桩顶位移是很有必要的。

11.1.4 锚固桩的刚度与锚索(杆)刚度相差很大,在锚索(杆)桩的设计中,锚索(杆)的变形量对桩的内力影响很显著,所以一定要控制锚索(杆)伸缩量,使之与桩的变形协调,不然会使桩实际承受的内力与设计值相差过大,而且有可能出现相反的值,即计算出现负弯矩的部位发生正弯矩,或者反过来,计算正弯矩的截面,实际上却是负弯矩。

11.1.5 锚固桩之间的土体,以往大多采用挡土板(梁式板或拱型板)来支挡,近年来已有不少工程采用锚杆喷混凝土(土钉墙)或重力式挡土墙效果也很好,因此可以根据实际情况选取一种型式作为桩间支挡结构。

11.2.2 桩板式挡土墙的桩间净距 L_n 一般为 2~4 m,而墙高 h (自路面算起)通常不会低于 5 m,高的可以达到 15 m,桩间墙的长高比 $L_n/h < 0.8$ 。前苏联学者克列因早年根据模型试验的结果提出当 $L_n/h < 0.8$ 时,土压力可以乘 0.7~0.8 的折减系数,铁二院通过模型试验也有类似的结论,故在桩板墙的设计中,多采用 0.7~0.8 的折减系数,实践证明这样做是可行的,没有因此而出现任何不稳定迹象。

11.2.5 地基系数 K 和 m ,是根据地面处桩位移值为 6~10 mm 时得出来的,试验资料证明,桩的变形和地基抗力不成线性关系,而是非线性的,变形愈大,地基系数愈小,所以当地面处桩的水平位移超过 10 mm 时,常规地基系数便不能采用,必须进行折减,折减以后地基系数变小,得出桩的变形更大,形成恶性循环,故通常采用增加桩截面或加大埋深来防止地面处桩水平位移过大。

11.2.6 设置于路肩(堤)的锚索(杆)桩防止由于填料下沉而使锚索(杆)产生次应力是十分重要的。从理论上说,只要很小一个荷载竖向压在锚索(杆)上,在其上产生的拉力就是无穷大,因此要力求避免填料压在锚索(杆)上。

11.2.7 桩板墙以前按《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10—74)进行结构设计,本规范采用《混凝土结构设计规范》(GBJ 10—89),在没有更多的研究成果的条件下,采用钢筋截面面积不变的原则,换算相应的荷载系数 α_p 。以往按(TJ 10—74)的规定计算时,桩受弯基本安全系数为 1.4,另外根据桩的荷载变异性较大的特点,以及多年来桩的使用情况和变形情况,当桩上无预应力锚索(杆)时,确定取附加安全系数为 1.05~1.10,于是桩总体安全系数 K 为 1.47~1.54。本次修订规范时,针对不同的荷载分布(矩形分布和三角形分布),不同的桩长和截面以及不同的钢筋设计强度的取值标准,按(GBJ 10—89)进行了 246 根桩的检算。

当 $K = 1.4$ 时, $\alpha_p = 1.29 \sim 1.34$;

$K = 1.47$ 时, $\alpha_p = 1.35 \sim 1.42$;

$K = 1.54$ 时, $\alpha_p = 1.41 \sim 1.48$ 。

经过综合分析,对于桩的荷载系数取 1.34~1.45,挡土板的荷载系数取 1.3。

第十二章 预应力锚索及其条文说明

第一节 预应力锚索

12.1 一般规定

12.1.1 预应力锚索可用于土质、岩质地层的边坡及地基加固,其锚固段宜置于稳定岩层内。

12.1.2 预应力锚索应采用高强度低松弛钢绞线制作,钢绞线必须符合现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》(GB 5224)的规定。对有机械损伤、严重锈蚀、电烧伤等造成强度降低的锚索材料,在施工中不得采用。

12.1.3 预应力锚索所用锚具应符合国家现行《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程》(JGJ 85)的规定。

12.1.4 预应力锚索永久性防护涂层材料必须满足以下各项要求:

- 1 对钢绞线具有防腐蚀作用;
- 2 对钢绞线有牢固的粘结性,且无有害反应;
- 3 能与钢绞线同步变形,在高应力状态下不脱壳、不裂;
- 4 具有较好的化学稳定性,在强碱条件下不降低其耐久性;
- 5 便于施工操作。

12.1.5 预应力锚索注浆水泥应采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥。

12.2 设计荷载及计算

12.2.1 作用在锚索结构物上荷载种类有:土压、水压、上覆荷载、滑坡荷载、地震荷载、其他荷载等。进行预应力锚索设计时,一般情况可只计算主力,在浸水和地震等特殊情况下,尚应计算附加力和特殊力。

12.2.2 预应力锚索用于整治滑坡时,其设计荷载及滑坡推力应按本规范第10.2节有关规定计算。

12.2.3 预应力锚索作为承受侧向土压力的支挡结构或用于边坡加固时,其设计荷载应按重力式挡土墙有关规定计算,结构物承受的侧向土压力应按主动土压力的1.05~1.4倍计算。

12.2.4 锚固力设计计算应符合下列规定:

1 计算方法

预应力锚索设计时,对于滑坡加固,宜采用锚索预应力(抗滑力)的方法计算,通过边

坡稳定性分析、计算滑坡的下滑力确定锚固力,计算可按式:

$$P_t = F[\sin(\alpha + \beta)\tan\phi + \cos(\alpha + \beta)] \quad (12.2.4-1)$$

式中 F ——滑坡下滑力(kN);

P_t ——设计锚固力(kN);

ϕ ——滑动面内摩擦角($^\circ$);

α ——锚索与滑动面相交处滑动面倾角($^\circ$);

β ——锚索与水平面的夹角,以下倾为宜,不宜大于 45° ,一般为 $15^\circ \sim 30^\circ$ 。

设计锚固力 P_t 应小于容许锚固力 P_a ,即 $P_t \leq P_a$,对于锚固钢材容许荷载应满足表 12.2.4 的要求。

表 12.2.4 锚固钢材容许荷载

项 目	永久性锚固	临时性锚固
设计荷载作用时	$P_a \leq 0.6P_u$ 或 $0.75P_y$	$P_a \leq 0.65P_u$ 或 $0.8P_y$
张拉预应力时	$P_{at} \leq 0.7P_u$ 或 $0.85P_y$	$P_{at} \leq 0.7P_u$ 或 $0.85P_y$
预应力锁定中	$P_{ai} \leq 0.8P_u$ 或 $0.9P_y$	$P_{ai} \leq 0.8P_u$ 或 $0.9P_y$

注: P_u 为极限张拉荷载(kN), P_y 为屈服荷载(kN)。

根据每孔锚索设计锚固力 P_t 和所选用的钢绞线强度,可按(12.2.4—2)式计算每孔锚索钢绞线的根数 n 。

$$n = \frac{F_{s1} \cdot P_t}{P_u} \quad (12.2.4-2)$$

式中 F_{s1} ——安全系数,取 $1.7 \sim 2.0$,高腐蚀地层中取大值;

P_u ——锚固钢材极限张拉荷载。

对于永久性锚固结构,设计中应考虑预应力钢材的松弛损失及被锚固岩(土)体蠕变的影响,决定锚索的补充张拉力。

2 锚索间距的确定

锚索间距应以所设计的锚固力能对地基提供最大的张拉力为标准。锚索间距宜采用 $3 \sim 6$ m,最小不应小于 1.5 m。

12.2.5 锚固体设计计算应符合下列规定:

1 主要应确定锚索锚固段长度、孔径和锚固类型。锚固体的承载能力由锚固体与锚孔壁的抗剪强度、钢绞线束与水泥砂浆的黏结强度及钢绞线强度3部分控制,设计时应取其小值。

2 锚固体拉拔安全系数 F_{s2} 采用下列数值:

永久性锚固 $F_{s2} \geq 2.5$;

临时性锚固 $F_{s2} \geq 1.5$ 。

3 锚索的锚固段长度可按下列公式计算,采用 l_{sa} 、 l_a 中的大值,通常选取 $4 \sim 10$ m。

1) 按水泥砂浆与锚索张拉钢材黏结强度确定锚固段长度 l_{sa} , 即

$$l_{sa} = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{\pi \cdot d_s \cdot \tau_u} \quad (12.2.5-1)$$

当锚索锚固段为枣核状时, $l_{sa} = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{n \cdot \pi \cdot d \cdot \tau_u}$ 。

2) 按锚固体与孔壁的抗剪强度确定锚固段长度 l_a , 即

$$l_a = \frac{F_{s2} \cdot P_t}{\pi \cdot d_h \cdot \tau} \quad (12.2.5-2)$$

式中 d_s ——张拉钢材外表直径 (m), 见附录 C 表 C.1;

d ——单根张拉钢材直径 (m);

d_h ——锚固体(即钻孔)直径 (m);

τ_u ——锚索张拉钢材与水泥砂浆的极限黏结应力;按砂浆标准抗压强度 f_{ck} 的 10% 取值 (kPa);

τ ——锚孔壁对砂浆的极限剪应力 (kPa), 见附录 C 表 C.2。

4 锚固体的直径

锚固体的直径应根据设计锚固力、地基性状、锚固类型、张拉材料根数、造孔能力等有关因素来确定, 通常采用 $\phi 100 \sim \phi 150$ mm。

12.2.6 锚索总长度由锚固段长度、自由段长度及张拉段长度组成。锚索自由段长度受稳定地层界面控制, 在设计中应考虑自由段伸入滑动面或潜在滑动面的长度不小于 1 m, 自由段长度不得小于 3~5 m 左右。

张拉段长度应根据张拉机具决定, 锚索外露部分长度宜为 1.5 m 左右。

12.3 构造要求

12.3.1 预应力锚索由锚固段、自由段和紧固头 3 部分构成, 紧固头由垫墩、钢垫板和锚具组成。

12.3.2 锚索的钢材可采用 $\phi 12.7$ mm 或 $\phi 15.2$ mm 的钢绞线。每孔锚索可由单束或多束钢绞线组成。

12.3.3 锚索锚固段制作宜采用一系列的紧箍环和扩张环(隔离架)使之成为波纹状, 注浆后形成枣核(糖葫芦)状。

12.3.4 锚索必须作好防锈、防腐处理。锚固段锚索只需清污除锈, 自由段锚索还需涂防腐剂、外套 $\phi 22$ mm 聚乙烯塑料套管隔离防护, 张拉段锚索也需涂防腐剂。

12.3.5 钻孔根据需要可采用水钻或干钻, 当水钻可能影响边坡稳定时, 则必须采用干钻。锚孔应用清水洗净, 严格执行灌浆施工工艺要求, 当用水冲洗影响锚索的抗拔能力时, 可用高压风吹净。

12.3.6 锚索孔注浆材料宜采用水泥浆或水泥砂浆, 一般采用 M35 水泥砂浆。注浆采用孔底注浆法, 注浆压力不宜小于 0.6~0.8 MPa, 砂浆灌注必须饱满密实, 第一次注浆完毕, 水泥砂浆凝固收缩后, 孔口应进行补浆。

12.3.7 锚索张拉应分两次逐级张拉, 第一次张拉值为总张拉力的 70%, 两次张拉间隔时间不宜小于 3~5 d。为减少预应力损失, 总张拉力应包括超张拉值, 自由段为土层时超

张拉值宜为 15% ~ 25% ,自由段为岩层时宜为 10% ~ 15%。张拉必须等孔内砂浆达到设计强度的 70% 后方可进行,张拉中应对锚索伸长及受力作好记录,核实伸长与受力值是否相符。

12.3.8 锚具底座顶面与钻孔轴线应垂直,确保锚索张拉时千斤顶张拉力与锚索在同一轴线上。

12.3.9 预应力锚索张拉锁定后,锚头部分应涂防腐剂,再用 C15 混凝土封闭。

12.3.10 为验证预应力锚索设计,检验其施工工艺,指导安全施工,在锚固工程施工初期,应进行预应力锚索锚固试验。锚固试验的数量可按工作锚索的 3% 控制,当有特殊要求时,可适当增加。锚固试验的平均拉拔力,不应小于预应力锚索的超张拉力。当平均拉拔力低于此值时,应再按 3% 的比例补充锚固试验的数量。

第二节 预应力锚索条文说明

12.1.1 预应力锚索广泛应用于岩锚和土锚,土锚地层主要为砂土层。为确保锚索工程安全可靠,本规范限制了预应力锚索的使用范围,即锚索锚固段置于稳定的岩层内。锚固段若置于土层中,则需进行拉拔试验并进行个别设计。

12.1.2 预应力锚索采用高强度低松弛钢绞线,是提高单孔承载能力的主要手段,故本节只引用了预应力钢绞线的国家标准,未包括其它钢种或未编入国家标准的预应力钢绞线。附录 C 表 C.3 只给出了强度级别为 1 860 MPa 的预应力钢绞线规格,对其它级别钢绞线可参照现行《预应力混凝土用钢绞线》(GB 5224) 执行,设计时应说明所采用钢绞线的强度级别。

12.1.4 本条规定与国外对防腐蚀涂料的要求基本一致。

12.2.1 进行锚固设计时,应根据建筑物特点,周围环境、地质条件等,选取主要的荷载作为设计荷载。

12.2.2 ~ 12.2.3 由于滑坡推力计算时已考虑 1.05 ~ 1.25 的安全系数,因此预应力锚索用于整治滑坡时,下滑力可作为设计荷载。当锚索用于支挡工程或边坡加固只承受侧向土压力时,通过大量测试结果表明,锚索结构承受比主动土压力更大的侧向压力,可按主动土压力的 1.05 ~ 1.4 倍计算。锚索结构用于路堤时,安全系数取大值。

12.2.4 根据国内外大量统计资料,锚索设计强度一般是采用材料保证强度的 60% 左右。如漫湾等 13 个水电站锚索工程,锚索设计强度取值是锚索材料强度的 0.55 ~ 0.65 倍,平均为 0.62 倍,超张拉时是 0.66 ~ 0.75 倍,平均为 0.705 倍。南昆铁路预应力锚索设计强度取值是锚索材料强度的 0.58 倍。表 12.3.1 要求与日本《VSL 锚固施工法设计施工规范》一致。式(12.3.1—3)中安全系数 F_{s1} 一般可选用 1.7 ~ 1.8,对高腐蚀地层的永久性锚索,可选用 $F_{s1} = 2.0$ 。

从施工工艺考虑,锚索设置方向以水平线向下倾为宜,一般多采用 15° ~ 30°。通过技术经济综合分析,按单位长度锚索提供抗滑增量最大时的锚索下倾角可参照下式计算:

$$\beta = \frac{45^\circ}{A+1} + \frac{2A+1}{2(A+1)}\phi - \alpha$$

式中 A ——锚索的锚固段长度与自由段长度之比；

ϕ, α ——设锚索段滑动面的内摩擦角和滑动面倾角。

预应力锚索是群锚机制,锚索的间距不宜过大。但锚索间距太小时,受群锚效应的影响,单根锚索承载力降低,故间距又不能太小。根据通常设计和张拉试验观察,间距小于 1.2 m 时,应考虑锚孔周岩土松弛区的影响,因此规定锚索间距宜大于 1.5 m。根据经验一般采用 3~6 m。

12.2.5 锚索的锚固段长度通常在 4~10 m 间选取,且要求锚固段必须位于良好的地基之中,这是通过大量的数值分析及试验研究后所确定的。锚索锚固段破坏通常是从靠近自由段处开始,灌浆材料与地基间的粘结力逐渐被剪切破坏,即使增加锚固段长度,也不可能提高锚固效果,因此,并非锚固段越长越好。但锚固段太短时,由于实际施工期间锚固地基的局部强度降低,使锚固危险性增大。因此在设计中一般按 4~10 m 选取。当锚固段计算长度超过 10 m 时,通常采用加大孔径或减小锚索间距或增加锚索孔数等来调整。

12.2.6 自由段的长度包括对张拉锚索施加预应力而产生的伸长部分,通常将锚索自由段伸入滑动面(或潜在破裂面)以下不小于 1 m。自由段短的锚索,相同的锚固荷载下的伸长也短,随着锚固段的地基蠕变变形,其锚固力减少的比例也大,应力松弛更加明显。一般规定自由段长度不小于 3~5 m。

12.3.3 锚索锚固段形成枣核状后,可以改善锚固体受力性状,确保锚固段有足够的摩阻力。

12.3.7 采用分次逐级张拉,可使锚索逐步受力,均匀受荷,同时可减少地层徐变引起的预应力损失。当单孔锚索束数较小时,锚索张拉可采用整体张拉,但必须分次逐级进行;当单孔锚索束数较多时,可采用分次单根—对称—分级循环张拉,其循环次数不宜少于 4 次。预应力锚索应设置一定数量的测力计,以掌握锚索应力变化情况,测力计设置数量一般不少于该工点锚索孔数的 5%,每工点不少于 2 孔。

12.3.10 预应力锚索锚固试验可分为破坏性试验(拉拔试验)和非破坏性试验(张拉试验)。破坏性试验可选择与加固工程地质条件相似的现场进行,不得在实际锚固工程部位进行,其主要目的是确定锚索可能承受的最大张力、锚固工程的安全及所采用参数是否正确。非破坏性试验一般都在有代表性的工作锚索中进行,其目的是验证设计的合理性和安全性,同时检查和控制施工质量的技术要求是否合适。

附录 A 列车和轨道荷载换算土柱高度及分布宽度

铁路等级 (轨道类型)	路堤 填料	设计 轴荷载 (kN)	轨道条件					换算土柱				
			钢轨 (kg/m)	轨枕 (根/km)	道床 厚度 (m)	道床 顶宽 (m)	道床 坡度	分布 宽度 (m)	计算 强度 (kPa)	重度 (kN/m ³)	计算 高度 (m)	
I级 (特重型)	非渗 水土	220	75	1720 (III型)	0.50	3.1	1.75	3.6	59.2	17	3.5	
	0.35				3.2					60.4	18	3.3
	18				3.4							
I级 (重型)	非渗 水土	220	60	1680 (III型)	0.50	3.1	1.75	3.6	59.1	17	3.5	
	0.35				3.2					60.3	18	3.4
	18				3.4							
I、II级 (次重型)	非渗 水土	220	50	1760 (II型)	0.45	3.0	1.75	3.5	57.6	17	3.4	
	0.30				3.1					59.2	18	3.2
	18				3.3							
II、III级 (中型)	非渗 水土	220	50	1680 (II型)	0.40	3.0	1.75	3.4	57.7	17	3.4	
	0.30				3.1					59.2	18	3.2
	18				3.3							
III级 (轻型)	非渗 水土	220	50	1640 (II型)	0.35	2.9	1.50	3.3	56.9	17	3.4	
	0.25				3.0					59.1	18	3.2
	18				3.3							
	渗水土									19	3.1	

注 1 表中换算土柱高度,系按非无缝线路道床顶宽和铺设钢筋混凝土轨枕计算的。当铺设无缝线路时,其换算土柱高度应增加 0.1 m;当铺设木枕时,其换算土柱高度应减小 0.1 m,分布宽度均不变。

- 2 重度与本表不符时,需另计算换算土柱高度。
- 3 活载分布于路基面上的宽度,自轨枕底两端向下按 45°扩散角计算。

附录 B 抗滑桩地基系数

表 B.1 抗滑桩地基系数及地层物理力学指标

地层类别	内摩擦角	弹性模量 E_s (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K_s (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
细粒花岗岩、正长岩	80°以上	5 430 ~ 6 900	0.25 ~ 0.30	$2.0 \times 10^6 \sim 2.5 \times 10^6$	1 500 以上
辉绿岩、玢岩		6 700 ~ 7 870	0.28	2.5×10^6	

地层类别	内摩擦角	弹性模量 E_d (kPa)	泊松比 μ	地基系数 K (kPa/m)	剪切应力 (kPa)
中粒花岗岩	80°以上	5 430 ~ 6 500	0.25	$1.8 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1500 以上
粗粒正长岩、 坚硬白云岩		6 560 ~ 7 000	0.25		
坚硬石灰岩	80°	4400 ~ 10000	0.25 ~ 0.30	$1.2 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	1 500
坚硬砂岩、 大理岩		4 660 ~ 5 430			
粗粒花岗岩、 花岗片麻岩		5 430 ~ 6 000			
较坚硬石灰岩	75° ~ 80°	4 400 ~ 9 000	0.25 ~ 0.30	$0.8 \times 10^6 \sim 1.2 \times 10^6$	1 200 ~ 1 400
较坚硬砂岩		4 460 ~ 5 000			
不坚硬花岗岩		5 430 ~ 6 000			
坚硬页岩	70° ~ 75°	2 000 ~ 5 500	0.15 ~ 0.30	$0.4 \times 10^6 \sim 0.8 \times 10^6$	700 ~ 1 200
普通石灰岩		4 400 ~ 8 000	0.25 ~ 0.30		
普通砂岩		4 600 ~ 5 000	0.25 ~ 0.30		
坚硬泥灰岩	70°	800 ~ 1 200	0.29 ~ 0.38	$0.3 \times 10^6 \sim 0.4 \times 10^6$	500 ~ 700
较坚硬页岩		1 980 ~ 3 600	0.25 ~ 0.30		
不坚硬石灰岩		4 400 ~ 6 000	0.25 ~ 0.30		
不坚硬砂岩		1 000 ~ 2 780	0.25 ~ 0.30		
较坚硬泥灰岩	65°	700 ~ 900	0.29 ~ 0.38	$0.2 \times 10^6 \sim 0.3 \times 10^6$	300 ~ 500
普通页岩		1 900 ~ 3 000	0.15 ~ 0.20		
软石灰岩		4 400 ~ 5 000	0.25		
不坚硬泥灰岩	45°	30 ~ 500	0.29 ~ 0.38	$0.06 \times 10^6 \sim 0.12 \times 10^6$	150 ~ 300
硬化黏土		10 ~ 300	0.30 ~ 0.37		
软片岩		500 ~ 700	0.15 ~ 0.18		
硬 煤		50 ~ 300	0.30 ~ 0.40		
密实黏土	30° ~ 45°	10 ~ 300	0.30 ~ 0.37	$0.03 \times 10^6 \sim 0.06 \times 10^6$	100 ~ 150
普通煤		50 ~ 300	0.30 ~ 0.40		
胶结卵石		50 ~ 100	—		
掺石土		50 ~ 100	—		

表 B.2 抗滑桩土质地基系数(随深度增加的比例系数)

序号	土的名称	竖直方向 m_0 (kPa/m ²)	水平方向 m (kPa/m ²)
1	$0.75 < I_L < 1.0$ 的软塑黏土及粉质黏土 淤泥	1 000 ~ 2 000	500 ~ 1 400
2	$0.5 < I_L < 0.75$ 的软塑粉质黏土及黏土 ;	2 000 ~ 4 000	1 000 ~ 2 800
3	硬塑粉质黏土及黏土 细砂和中砂	4 000 ~ 6 000	2 000 ~ 4 200
4	坚硬的粉质黏土及黏土 粗砂	6 000 ~ 10 000	3 000 ~ 7 000
5	砾砂 碎石土、卵石土	10 000 ~ 20 000	5 000 ~ 14 000
6	密实的大漂石	80 000 ~ 120 000	40 000 ~ 84 000

注 :1 I_L 为土的液性指数 ,其土质地基系数 m_0 和 m 值相应于桩顶位移 $0.6 \sim 1.0$ cm。

2 有可靠的资料和经验时 ,可不受本表限制。

附录 C 预应力锚索设计参数

表 C.1 锚索束表面尺寸

束数	外表直径 d_s (cm)	$\phi 12.7$ mm 型		$\phi 15.2$ mm 型	
		直径 d_s (cm)	周长 t (cm)	直径 d_s (cm)	周长 t (cm)
3	$(d\pi + 3d)\pi$	2.48	7.79	3.00	9.42
4	$(d\pi + 4d)\pi$	2.89	9.08	3.46	10.86
5	$(d\pi + 5d)\pi$	3.29	10.34	3.94	12.38
6	$(d\pi + 6d)\pi$	3.70	11.62	4.42	13.89
7	$(d\pi + 6d)\pi$	3.70	11.62	4.42	13.89
9	$(d\pi + 8d)\pi$	4.50	14.14	5.39	16.93
12	$(d\pi + 9d)\pi$	4.91	15.43	5.87	18.44

表 C.2 锚孔壁对水泥砂浆的极限剪应力
(锚固体与周围岩土间的粘结强度)

岩土类别	岩土状态	孔壁摩擦阻力(MPa)
岩石	硬岩	1.2~2.5
	软岩	1.0~1.5
	泥岩	0.6~1.2
黏性土	软塑	0.03~0.04
	硬塑	0.05~0.06
	坚硬	0.06~0.07
粘土	中密	0.1~0.15
砂土	松散	0.09~0.14
	稍密	0.16~0.20
	中密	0.22~0.25
	密实	0.27~0.40

注:有可靠的资料和经验时,可不受本表限制。

表 C.3 预应力钢绞线规格

名称	公称直径 (mm)	强度级别 (MPa)	公称 截面积 (mm ²)	单位质量 (kg/m)	极限 张拉荷载 P_u (kN)	屈服 张拉荷载 P_y (kN)	伸长率 (%)	1000h 松弛率 (%)		设计荷载作用时(kN)			
								初始负荷		使用状态		预应力 施加过 程中 $0.7P_y$	预应力 传递时 $0.7P_u$
								$0.7P_u$	$0.8P_u$	$0.6P_u$	$0.65P_u$		
由 7 根钢 丝构成 ϕ 12.7 mm	12.7	1860	98.7	0.774	184	156	3.5	< 2.5	< 4.5	110.4	119.6	140.4	128.8
由 7 根钢 丝构成 ϕ 15.2 mm	15.2	1860	139	1.101	259	220	3.5	< 2.5	< 4.5	155.4	168.4	198	181.3

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,在正常情况下均应这样做的用词:

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”。

表示有选择,在一定条件下可以这样做,采用“可”。