公路挡土墙设计与施工技术细则

Technical Guidelines for Design and Construction
of Highway Retaining Walls

中交第二公路勘察设计研究院有限公司　　主编

人民交通出版社
China Communications Press

ISBN 978-7-114-06957-4



9 787114 069574 >

定价：55.00元

公路挡土墙设计与施工技术细则

Technical Guidelines for Design and Construction of Highway Retaining Walls

中交第二公路勘察设计研究院有限公司　主编

人民交通出版社

2008·北京

内 容 提 要

本细则是中交第二公路勘察设计研究院有限公司总结多年来的工程实践，在编制《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）的基础上组织编写的。细则将公路挡土墙的设计理论、方法和施工工艺等归纳为实施条文。内容包括：公路挡土墙上的作用、稳定性设计验算理论，重力式、半重力式、悬臂式、扶壁式、嵌岩桩板式、锚杆、锚定板和加筋土等挡土墙的设计与施工技术、方法和要求等，并引入了经实践验证的新理论、新方法、新材料、新工艺及公路设计新理念，对现行《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）相关条文进行了细化和解释。细则中含有较多的研究试验数据、图表和算例等，可供公路挡土墙工程设计、施工时参考。

图书在版编目（CIP）数据

公路挡土墙设计与施工技术细则/中交第二公路勘察设计研究院有限公司主编. —北京：人民交通出版社，2008.1

ISBN 978-7-114-06957-4

Ⅰ.公… Ⅱ.中… Ⅲ.①公路-挡土墙-设计②公路-挡土墙-工程施工 Ⅳ.U417.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2008）第 003227 号

书　　名：公路挡土墙设计与施工技术细则
著 作 者：中交第二公路勘察设计研究院有限公司　主编
责任编辑：沈鸿雁　周高瞻
出版发行：人民交通出版社
地　　址：（100011）北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号
网　　址：http://www.ccpress.com.cn
销售电话：（010）85285838，85285995
总 经 销：北京中交盛世书刊有限公司
经　　销：各地新华书店
印　　刷：北京凯通印刷厂
开　　本：880×1230　1/16
印　　张：19.5
字　　数：420 千
版　　次：2008 年 3 月第 1 版
印　　次：2008 年 3 月第 1 次印刷
书　　号：ISBN 978-7-114-06957-4
印　　数：0001—5000 册
定　　价：55.00 元
（如有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换）

前　言

挡土墙是公路建设中广泛使用的一种支挡防护构造物。随着我国公路建设事业的发展，特别是高等级公路快速发展，常用的重力式挡土墙已不能满足公路建设的需求，有待研究和发展新的挡土墙类型。为在总体上实现公路挡土墙设计的科学性、客观性及合理性，需要引入先进的可靠性设计理论，逐步以概率极限状态设计法取代过去以工程经验为主的设计方法；同时，为保证挡土墙的施工质量，提高各类型挡土墙的施工技术水平，有必要规范挡土墙的施工工艺。为此，中交第二公路勘察设计研究院有限公司结合多年来的工程实践，在编制《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）的基础上，组织编写了本细则。

本细则与原《公路路基设计规范》（JTJ 031—86）及原《公路路基施工技术规范》（JTJ 033—86）中，挡土墙章节的内容比较，有如下变更与补充：

1. 除常用的重力式、半重力式挡土墙和加筋土挡土墙等内容外，新增了悬臂式、扶壁式、嵌岩桩板式、锚杆和锚定板等5种类型挡土墙的设计与施工内容。

2. 引入了经实践验证的新理论、新方法、新材料、新工艺及公路设计新理念。

3. 挡土墙结构计算采用了以极限状态设计的分项系数法为主的计算方法。挡土墙的抗倾覆稳定性、抗滑动稳定性验算，除保留安全系数法的计算规定外，增加了以分项系数设计表达式列出的稳定验算方程。

4. 车辆荷载换算等代均布土层厚度计算，采用附加荷载强度法。

5. 增列了7个附录和部分算例。

6. 强调现场搜集挡土墙设计所需地形、地质测试资料的重要性，以使设计合理，符合实际。

7. 挡土墙施工部分增加了对材料的要求、材料系数的测定、施工工艺等内容，以起到保证施工质量的作用。

本细则中有关挡土墙设计的重要原则性条文，已列入现行《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）中，故本细则可作为该规范相关条文的细化与解释。

本细则由中交第二公路勘察设计研究院有限公司组织编写。周相略、袁光宇、陈代著、龚瑞书、朱莉、孙世家、丁健华、程涛等撰写；彭扬言、崔国栋校对；邓涛、高凡丁组织协调。本细则由鲍卫刚、郑绍珪、袁伦一审稿，并予以指导和帮助，特此致谢。

中交第二公路勘察设计研究院有限公司

二〇〇七年十月

目　　次

1　总则 …… 1
2　术语和符号 …… 3
2.1　术语 …… 3
2.2　符号 …… 6
3　勘测设计原则与公用构造 …… 9
3.1　勘测设计基本原则 …… 9
3.2　调查、勘测和资料搜集 …… 10
3.3　挡土墙公用构造 …… 11
4　作用(或荷载) …… 14
4.1　作用(或荷载)的分类与组合 …… 14
4.2　常用作用力计算 …… 16
5　基础设计和稳定性验算 …… 21
5.1　基础一般构造 …… 21
5.2　地基计算 …… 22
5.3　稳定性验算 …… 26
6　重力式和半重力式挡土墙 …… 30
6.1　一般规定 …… 30
6.2　一般构造 …… 31
6.3　设计计算 …… 32
7　悬臂式挡土墙 …… 37
7.1　一般规定 …… 37
7.2　一般构造 …… 37
7.3　设计计算 …… 38
8　扶壁式挡土墙 …… 40
8.1　一般规定 …… 40
8.2　一般构造 …… 40
8.3　设计计算 …… 41
9　嵌岩桩板式挡土墙 …… 47
9.1　一般规定 …… 47
9.2　一般构造 …… 47

9.3 设计计算 …… 48
10 锚杆挡土墙 …… 52
10.1 一般规定 …… 52
10.2 一般构造 …… 53
10.3 设计计算 …… 55
11 锚定板挡土墙 …… 60
11.1 一般规定 …… 60
11.2 一般构造 …… 61
11.3 设计计算 …… 63
12 加筋土挡土墙 …… 67
12.1 一般规定 …… 67
12.2 一般构造 …… 71
12.3 设计计算 …… 73
13 挡土墙施工 …… 83
13.1 施工准备 …… 83
13.2 挡土墙基础 …… 84
13.3 防、排水设施 …… 87
13.4 沉降缝与伸缩缝 …… 88
13.5 墙背填料 …… 89
13.6 重力式挡土墙 …… 90
13.7 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙 …… 93
13.8 嵌岩桩板式挡土墙 …… 99
13.9 锚杆挡土墙 …… 103
13.10 锚定板挡土墙 …… 107
13.11 加筋土挡土墙 …… 111
附录 A 土压力计算 …… 120
附录 B 地基土的承载力特征值与工程性质 …… 130
B.1 地基土的承载力特征值 …… 130
B.2 地基土的工程性质 …… 134
附录 C 圬工挡土墙材料标准 …… 143
附录 D 填料与筋带的似摩擦系数现场试验方法 …… 149
附录 E 钢件的防锈和隔离处理 …… 151
附录 F 筋带拉力试验 …… 152
附录 G 填料电阻率测试方法 …… 154
附件 公路挡土墙设计与施工技术细则条文说明 …… 157
1 总则 …… 159
2 术语和符号 …… 161

3　勘测设计原则与公用构造 …… 163
4　作用(或荷载) …… 168
5　基础设计和稳定性验算 …… 186
6　重力式和半重力式挡土墙 …… 206
7　悬臂式挡土墙 …… 217
8　扶壁式挡土墙 …… 219
9　嵌岩桩板式挡土墙 …… 221
10　锚杆挡土墙 …… 227
11　锚定板挡土墙 …… 232
12　加筋土挡土墙 …… 246
13　挡土墙施工 …… 279
附录 A　土压力计算 …… 295
附录 C　圬工挡土墙材料标准 …… 303

1　总　　则

1.0.1　为了提高公路挡土墙设计和施工的技术水平，保证工程质量，适应公路建设发展的需要，特制定本细则。

1.0.2　本细则适用于新建和改建公路路基工程或路线外工程的永久性挡土墙工程。

1.0.3　在公路挡土墙设计和施工中，应贯彻执行国家的技术经济政策，按照以人为本的可持续发展观，做到安全至上、合理布局、合理选材、节约资源、降低全寿命周期成本、技术先进、质量优良、公众满意、人工环境与自然环境相和谐。

1.0.4　路基在下列情况可修建挡土墙：

—— 路基位于陡坡地段，岩石风化的路堑边坡地段；

—— 为避免大量填方、挖方及需要降低路基边坡高度的地段；

—— 设置挡土墙后能增加边坡稳定、防止产生滑坍的不良地质地段；

—— 水流冲刷严重的沿河路基地段；

—— 与桥涵或隧道工程项目相连接的路基地段；

—— 为节约用地、减少拆迁或少占农田的地段；

—— 为保护重要建筑物、生态环境或其他需要特殊保护的地段。

设置挡土墙时，应与其他方案相比较：

—— 与改移路线位置相比较；

—— 与填筑路堤或加大开挖、放缓边坡相比较；

—— 与拆迁干扰路基的构造物（房屋、电讯设施等）相比较；

—— 与采用其他类型的构造物（桥梁、隧道等）相比较；

—— 与其他防治滑坍的措施相比较。

1.0.5　应根据挡土墙与所支挡土体的稳定平衡条件，考虑作用（或荷载）的大小和方向、地形与地质状况、冲刷深度、基础埋置深度、基底承载力特征设计值和不均匀沉降、可能的地震作用、与其他构造物的衔接、施工难易、造价高低、环境特点、墙面的外观美感等因素，综合比较后确定挡土墙的类型。必要时，可采用未包括在本细则内的特殊形式的挡土墙。

1.0.6 公路挡土墙可以采用石砌体、混凝土、钢筋混凝土、土工合成材料和特殊材料作为建筑材料，其规格、标准应符合本细则有关章节的规定。鼓励采用新材料、新工艺，但应通过试验积累数据，经过技术鉴定，保证耐久、耐腐蚀，有利于环境保护，便于施工和养护。

1.0.7 应做好挡土墙施工前的准备工作，严格施工管理，遵守操作规程，文明施工，安全生产，节约施工用地，少占农田。加强对施工材料及砂浆、混凝土强度的检验工作，精心施工排水系统，精心施工基础工程和处理地基异常情况，确保工程质量。挡土墙竣工后，应按照《公路工程质量评定标准》(JTG F80/1—2004)的规定进行工程质量评定，杜绝质量不合格的挡土墙工程。

1.0.8 挡土墙工程的勘测设计阶段，应分析预测挡土墙建设对环境产生的影响，确定环境保护方案和植物措施；在施工阶段，应采用合理施工方法，尽量减少对环境的不利影响，工完场清，回归自然。

1.0.9 挡土墙设计和施工除应符合本细则的规定外，还应符合国家及交通部现行有关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 挡土墙 retaining wall

主要承受土压力,防止土体塌滑的墙式构造物。

2.1.2 重力式和半重力式挡土墙 gravity and semi-gravity retaining wall

依靠石砌圬工或水泥混凝土的墙体自重来抵抗土体土侧压力的挡土墙称为重力式挡土墙;用于软弱地基,由立壁和底板组成的混凝土墙或在墙体中加入少量钢筋来承受拉应力以减小截面尺寸和自重的混凝土墙,称为半重力式挡土墙。

2.1.3 衡重式挡土墙 balance weight retaining wall

利用作用于墙背衡重台构造上的填土重力和墙体重心后移而抵抗土体侧压力的挡土墙。

2.1.4 路肩墙 verge retaining wall

墙顶面内缘高程与路基边缘高程齐平的挡土墙。

2.1.5 路堤墙 embankment retaining wall

墙顶外缘高程低于路基边缘高程,墙顶与填方路基边坡相连接的挡土墙。

2.1.6 路堑墙 cutting retaining wall

用于防止路堑边坡的坍滑或为保护路堑边坡上方的建筑物而修建在挖方边坡一侧的挡土墙,又称为上挡墙。

2.1.7 悬臂式挡土墙 cantilever retaining wall

由立壁、趾板和踵板三个钢筋混凝土悬臂构件组成的挡土墙。

2.1.8 扶壁式挡土墙 counterfort retaining wall

构造与悬臂式挡土墙相似,但沿立壁每隔一定距离加一道扶壁,将立壁与踵板连接起来的挡土墙。

2.1.9 桩板式挡土墙 pile and plank retaining wall

由抗滑桩、桩间挡土板或增设锚杆组成的平衡土体侧压力的挡土墙。

2.1.10 锚杆挡土墙 anchored retaining wall by tie rods

由钢筋混凝土柱、板和锚杆组成，依靠锚固在岩土层内的锚杆的拉力以承受土体侧压力的挡土墙。

2.1.11 锚定板挡土墙 anchord retaining wall

由钢筋混凝土柱、板，拉杆和锚定板组成，依靠埋置在破裂面后部稳定土层内的锚定板和拉杆的拉力，以承受土体侧压力的挡土墙。

2.1.12 加筋土挡土墙 reinforced earth retaining wall

由填土、筋带和镶面砌块或金属面板组成的加筋土体以承受土体侧压力的挡土墙。

2.1.13 密度 mass density

单位体积材料(包括岩石和土)的质量称为质量密度，简称密度。

2.1.14 重度 weight(force) density

单位体积材料所受的重力称为重力密度，简称重度。

2.1.15 作用 action

施加在结构上的集中力或分布力，引起结构外加变形或约束变形的原因。前者称直接作用，后者称间接作用。

1 永久作用 permanent action

在设计基准期内，量值不随时间变化的作用或其变化值与平均值相比可以忽略不计的作用。其中，直接作用亦称恒荷载。

2 可变作用 variable action

在设计基准期内，量值随时间变化且其变化值与平均值相比不可以忽略的作用。其中，直接作用亦称活荷载。

3 偶然作用 accidental action

在设计基准期内不一定出现，而一旦出现其量值很大且持续时间较短的作用。

2.1.16 抗力 resistance

结构或结构构件及其材料承受作用效应的能力，如承载能力、刚度和抗裂度等。

2.1.17 荷载 load

指施加在结构上的直接作用,包括集中力或分布力。

2.1.18 作用效应 effects of actions

结构或构件对所受作用的反应而产生的内力、应力和变形等。

2.1.19 作用效应组合 combination for action effects

由结构上几种作用分别产生的作用效应的随机迭加。

2.1.20 分项系数 partial coefficient

在极限状态设计表达式中,为了保证所设计的结构或构件具有规定的可靠度而采用的系数,分为作用分项系数和抗力分项系数两类。

2.1.21 作用标准值 characteristic value of an action

结构或构件设计时采用的各种作用的基本代表值。其值可根据设计基准期内最大作用的概率分布的某一分位数确定。

2.1.22 作用设计值 design value of an action

作用标准值乘以作用分项系数后的值。

2.1.23 材料性能标准值 characteristic value of property of a material

结构或构件设计时采用的材料性能的基本代表值。其值一般根据符合规定质量的材料性能的概率分布的某一分位数确定。

2.1.24 材料性能设计值 design value of property of a material

材料性能标准值除以材料性能分项系数后的值。

2.1.25 摩擦系数 coefficient friction

两物体接触面上的摩擦力与法向压力的比值。

2.1.26 似(视)摩擦系数 seemed coefficient friction

加筋土的筋带与填料之间的摩擦系数。

2.1.27 内摩擦角 angle of internal friction

土体摩尔包络线的切线与正应力坐标轴间的夹角。当摩尔包络线为直线时,为该直线与正应力坐标轴间的夹角。

2.1.28 综合内摩擦角 synthesis angle of internal friction

为方便于计算黏性土的土压力，将黏性土的“黏结”作用折算为摩擦角迭加到黏性土的内摩擦角中，称为综合内摩擦角。

2.2 符号

A——截面面积；

A_i——第 i 单元筋带设计截面面积；

B——挡土墙截面或基础底面在垂直行车方向的宽度；

b_b——路堤式加筋土挡土墙填土坡脚至面板水平距离；

b_d——水平荷载分布宽度；

b_H——加筋土挡土墙简化破裂面的垂直部分与墙面板背面距离；

b_i——第 i 单元筋带宽度总和；

C15——表示 15 级混凝土，即取边长为 150mm 的立方体试件，按具有 95% 保证率的抗压强度标准值所划分的强度级别；

c——平均黏结力或土的内聚力；

d——锚杆直径或计算被动土压力时假想地面的深度；

E——主动土压力标准值；

E_x——主动土压力标准值的水平分量；

E_y——主动土压力标准值的竖直分量；

e_0——轴向力的偏心距；

f_a——地基承载力特征值；

f_d——挡土墙构件材料的设计值；

f'_a——修正后的地基承载力特征值；

F_k——竖向力标准值；

F_d——计入分项系数后的竖向力组合设计值；

f'——筋带与填料间的似摩擦系数；

f_k——地基承载力标准值、挡土墙构件材料的标准值；

f_{sk}——钢筋或钢带的强度标准值；

G——挡土墙自重标准值（包括基础襟边上的土重）；

H——挡土墙高度或加筋体高度；

H_1——加筋体简化破裂面上部高度；

H_2——加筋体简化破裂面下部高度；

H'——加筋体上路堤填土高度；

h_0——车辆附加均布荷载换算等代均布土层厚度；

h_1——加筋土挡土墙墙顶填土重力换算均布土层厚度；

k——材料抗力或地基承载力特征值提高系数；

k_a——主动土压力系数；

k_b——加筋土挡土墙全墙抗拔稳定系数；
k_c——抗滑动稳定系数；
k_j——静止土压力系数；
k_0——抗倾覆稳定系数；
L——沿行车方向挡土墙长度或垂直行车方向加筋体底面宽度；
L_a——锚杆的有效锚固长度；
L_i——筋带总长度；
L_{ai}——筋带的有效锚固长度；
L_{fi}——活动区的筋带长度；
L_{ci}——加筋土挡土墙深度 z_i 处的荷载分布宽度；
M——作用或荷载引起的弯矩；
M_d——计入分项系数的弯矩组合设计值；
M5——表示强度等级为 5 级的砂浆，即采用边长 70.7mm 的立方体砌体标准试件测得的 28d 抗压强度平均值所划分的强度级别；
MU50——表示强度等级为 50 级的石料，即采用边长 70mm 的石料标准试件测得的抗压强度平均值所划分的强度级别；
N_k——轴向力标准值；
N_d——轴向力组合设计值；
p——基底平均压应力；
p_{max}——基底最大压应力；
p_{min}——基底最小压应力；
q——车辆荷载附加荷载标准值；
$R(\cdot)$——结构抗力函数；
S——作用效应的组合设计值；
S_x——筋带结点水平间距；
S_y——筋带结点垂直间距；
T——切向力或筋带抗拔力；
V——作用或荷载引起的剪力；
V_d——计入分项系数的剪力组合设计值
T_i——第 i 单元筋带所受拉力；
W——水浮力或在脚标中表示与水有关；
w_L——液限，按百分比计；
X——代表水平方向；
Y——代表竖直方向；
z——土压力作用点至计算截面的距离；
z_0——计算水位以上加筋体高度；
z_c——加筋土挡土墙顶面水平荷载的影响深度；

z_i——第 i 单元结点至加筋体顶面垂直距离；

z'_i——计算水位以下的第 i 单元结点与计算水位高差；

α——过墙背顶点的竖直面与墙背的夹角；

β——墙顶填土表面与墙顶水平面的夹角；

δ——墙背与填土间的摩擦角，或称外摩擦角；

φ——填料的内摩擦角；

φ_0——黏性土填料的综合内摩擦角；

γ——材料或土的重度；

γ_0——结构重要性系数；

γ_G——恒载分项系数；

γ_{Q1}——主动土压力分项系数；

γ_R——挡土墙结构或构件抗力计算模式不定性系数；

γ_f——挡土墙构件材料或岩土性能的分项系数；

μ——基础与地基间的摩擦系数；

σ——应力；

ψ_K——砌体偏心受压构件承载力影响系数或混凝土轴心受压构件弯曲系数；

ψ_{ZC}——作用（或荷载）综合效应组合系数。

3 勘测设计原则与公用构造

3.1 勘测设计基本原则

3.1.1 挡土墙设计，应贯彻和谐、自然的路基防护原则，应维护自然景观的完整性，充分考虑公路与自然环境相协调、挡土墙与公路景观相协调、挡土墙与其他构造物及植被防护相协调，营造景观的多样性，在具有地域文化特色的路段，挡土墙设计宜传承文脉、彰显地区特性。

3.1.2 挡土墙结构应满足下列使用功能要求：

——能承受正常施工和正常使用时可能出现的各种作用（或荷载）；

——在正常使用时具有良好的工作性能；

——在正常维护下具有足够的耐久性；

——在地震发生时及发生后，仍能保持必要的稳定性。

3.1.3 本细则采用以分项系数的极限状态法为主的设计方法，按以下两类极限状态进行设计：

（1）承载能力极限状态。当挡土墙出现下列状态之一时，应认为超过了承载能力极限状态：

——整个挡土墙结构或挡土墙组成部分作为刚体失去平衡；

——挡土墙构件或联结部件因材料强度不足而破坏，或因过度的塑性变形而不适于继续加载；

——挡土墙结构变为机动体系或构件丧失稳定。

（2）正常使用极限状态。当挡土墙出现下列状态之一时，应认为超过了正常使用极限状态：

——影响正常使用或影响外观的过大变形；

——影响正常使用或耐久性能的局部破坏。

3.1.4 挡土墙构件承载能力极限状态设计的基本条件是结构抗力设计值应大于或等于计入结构重要性系数的作用（或荷载）效应的组合设计值，一般表达式为：

$$\gamma_0 S \leqslant R(\cdot) \tag{3.1.4-1}$$

$$R(\cdot) = R(f_d, \alpha_d) \tag{3.1.4-2}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_f} \tag{3.1.4-3}$$

式中：γ_0——结构重要性系数，按本细则第3.1.5条的规定采用；

S——作用（或荷载）效应的组合设计值；

$R(\cdot)$——挡土墙结构抗力函数；

f_k——抗力材料的强度标准值；

f_d——抗力材料的强度设计值；

γ_f——结构材料、岩土性能的分项系数；

α_d——结构或结构构件几何参数的设计值，当无可靠数据时可采用几何参数标准值。

3.1.5 挡土墙的结构重要性系数应符合表3.1.5的规定。

表3.1.5 结构重要性系数 γ_0

墙　高	公路等级	
	高速公路、一级公路	二级及以下公路
≤5.00m	1.00	0.95
>5.00m	1.05	1.00

3.1.6 挡土墙构件按正常使用状态设计时，应根据不同设计目的，分别采用作用（或荷载）效应标准组合、作用（或荷载）短期效应组合、作用（或荷载）长期效应组合进行设计，使变形、裂缝等作用（或荷载）效应的设计值应符合下式的规定：

$$S_d \leqslant C \tag{3.1.6-1}$$

式中：S_d——变形、裂缝等作用（或荷载）效应的设计值；

C——设计对变形、裂缝等规定的相应限值。

当采用作用（或荷载）效应标准组合时，作用（或荷载）效应的组合设计值 S_d 可按公式（3.1.6-2）计算：

$$S_d = S_{GK} + S_{Q1K} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{ci} S_{QiK} \tag{3.1.6-2}$$

式中：S_{GK}——永久作用（或荷载）标准值的效应；

S_{Q1K}——在作用（或荷载）组合中起控制作用的一个可变作用（或荷载）标准值的效应；

S_{QiK}——第 i 个可变作用（或荷载）标准值的效应；

ψ_{ci}——第 i 个可变作用（或荷载）的组合值系数，当计算地基应力时，可取等于1.0。

当采用作用（或荷载）短期效应组合、作用（或荷载）长期效应组合时，作用（或荷载）效应的组合设计值计算，应符合《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）的相关规定。

3.2 调查、勘测和资料搜集

3.2.1 挡土墙的调查、勘测和资料搜集工作应按照《公路勘测规范》（JTG C10—

2007)、《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064—98)的有关规定执行。应根据挡土墙的规模、重要程度和设置环境来决定调查、勘测的方法及范围,对实地调查结果及搜集的资料进行分析,大体确定挡土墙的结构类型、形式和基本尺寸后,进行正式勘测。在施工图设计阶段,应搜集挡土墙路段加密桩号的路基横断面图、挡土墙起讫桩号路基横断面图,墙址纵断面图,地质纵、横剖面图及设计、施工所需的其他调查资料。

3.2.2 为提供挡土墙设计参数,应进行现场调查与试验。主要项目为:

(1)土压力设计参数,包括土的重度、密实度、内聚力、内摩擦角等,应按照《公路土工试验规程》(JTJ 051—93)的规定,进行土的物理力学性质试验求得;

(2)地基承载能力与变形计算参数,应根据墙址下地基层的承载力,沉降、滑坍等可能影响的范围,确定地基调查深度后,通过勘探和测试求得。对于地基的调查深度,求土的剪切计算参数的调查范围宜为:基础底面以下 1.5 倍墙背填土高度的深度;求沉降计算参数的调查范围宜为:基础底面以下 3 倍墙背填土高度的深度,当为软土地基或可能产生滑坍、不均匀沉降地段时,尚需扩大调查范围;

(3)基础与地基土间的摩擦系数等验算稳定性所需设计参数,各类型挡土墙根据试验结果方能较精确取值的设计参数,宜采用试验方法确定;

(4)沿河挡土墙应按路基设计要求,调查搜集洪水流量、水位、水深、流速、流向和冲刷等水文分析计算所需资料。

3.2.3 在确定挡土墙的结构形式、基础类型及基础深度时,除应按本细则第 3.2.2 条的规定调查、搜集墙址处的相关设计资料外,还应调查挡土墙周围环境条件,评估挡土墙在施工过程中对环境的影响;挡土墙建成后与周围环境的相互影响。

3.2.4 应进行施工条件调查,搜集确定施工方法的有关资料;施工现场的地面、空间作业条件;原有构造物及地下埋设物的情况;施工安全条件;需采取治理措施的施工噪声、振动、污水和粉尘等环境污染源等。

3.3 挡土墙公用构造

3.3.1 应按照以下原则设置护栏或栏杆:

(1)高速公路上的挡土墙护栏设置,应符合《高速公路交通工程及沿线设施设计通用规范》(JTG D80—2006)和《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81—2006)的规定。

(2)一、二、三、四级公路上的挡土墙护栏设置,应符合《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81—2006)的规定。

(3)下列情形的挡土墙也应设置护栏或栏杆:

——挡土墙的连续长度大于 20m;

——靠近居民点,行人流量较大的路段。

3.3.2 沉降缝与伸缩缝的设置应符合以下规定：

各类挡土墙应根据构造特点设置容纳构件收缩、膨胀及适应不均匀沉降情况的变形缝构造。

重力式、半重力式、悬臂式和扶壁式等具有整体式墙身的挡土墙，应沿墙长一定间距及与其他建筑物连接处设置伸缩缝，重力式和半重力式挡土墙伸缩缝间距宜为10～15m，悬臂式和扶壁式挡土墙伸缩缝间距宜为10～20m。挡土墙高度突变或基底地质、水文情况变化处，应设沉降缝。平曲线路段挡土墙按折线布置时，转折处宜设沉降缝。伸缩缝与沉降缝可合并设置，其宽度宜取20～30mm，缝内沿墙内、外、顶三边填塞沥青麻筋或沥青木板，塞入深度不应小于0.15m。当墙背为填石且冻害不严重时，可仅留空缝，不塞填料。钢筋混凝土挡土墙表面应设置竖直V形槽，间距不大于10m，设槽处钢筋不截断；在沉降或伸缩缝处水平钢筋应截断，接缝可做成企口式或前后墙面槽口式。干砌挡土墙可不设伸缩缝与沉降缝。位于岩石地基上的整体式墙身的挡土墙，设缝间隔可适当增长，但不应大于25m。加筋土挡土墙的分段设缝距离可适当加长，但不应大于25m。

3.3.3 挡土墙与两端路基或建筑物的联结方式规定如下：

挡土墙墙端伸入路堤内不应小于0.75m，可采用锥坡与路堤相连，垂直于路线方向的锥坡坡度应与路堤边坡一致；顺路线方向的锥坡坡度，当锥坡高度在8m以内时，不应陡于1∶1.25；锥坡高度在20m以内时，8m高度以下的下部坡度不应陡于1∶1.5。锥坡宜采用植被防护措施或植被防护与工程防护相结合措施。

挡土墙端部嵌入原地层的最小深度，土质地层不应小于1.5m；风化严重的岩石不应小于1m；风化轻微的岩石不应小于0.5m。路堑挡土墙向两端延伸布置时，应逐渐降低墙高，使与路堑坡面平顺相接。

当所采用的挡土墙类型按上述规定与路堤或原地面连接有困难时，可在其端部采用重力式挡土墙或其他端墙方式过渡。

挡土墙与其他建筑物连接时，应采取与相邻建筑物、自然生态环境协调美观的构造措施，并满足环境保护及其他特殊要求。

3.3.4 墙背填料应符合以下规定：

挡土墙宜采用渗水性强的砂性土、砂砾、碎(砾)石和粉煤灰等材料作为墙背填料，不得采用淤泥、腐殖土和强膨胀土等为填料。重要的和高度较大的挡土墙不宜采用黏土作为填料。在季节性冻土区，不应使用冻胀性材料作填料。浸水挡土墙的墙背填料为黏土时，每隔1.0～1.5m的高度应铺设厚度不小于0.30m的排水垫层。

墙背填料应分层夯实，并应符合路基压实度的规定。

3.3.5 墙身和墙后排水构造的设置应符合以下规定：

应根据挡土墙墙后渗水量，在墙身上合理布置排水构造。重力式、悬臂式和扶壁式等

整体式墙身的挡土墙，应沿墙高和墙长设置泄水孔，其间距宜为2.0～3.0m。浸水挡土墙宜为1.0～1.5m，上下交错布置并应设置向墙外倾斜3%～5%的孔底坡度。折线墙背可能积水处，也应设置泄水孔。干砌挡土墙可不设泄水孔。挡土墙最下排泄水孔的底部应高出地面0.30m，若为浸水挡土墙，应设于常水位以上0.30m。泄水孔的进水侧应设反滤层，厚度不应小于0.30m。在最下排泄水孔的底部，应设置隔水层。当墙背填料为非渗水性土时，应在最底排泄水孔至墙顶以下0.50m的高度区间内，填筑不小于0.30m厚的砂、砾石竖向反滤层，反滤层的顶部应以0.30～0.50m厚的不渗水材料封闭。

根据景观要求，挡土墙可采用预制混凝土泄水管作为成孔材料。

3.3.6 挡土墙墙址附近存在地表水源时，应采用地表排水、墙后填土区外设截水沟、填土表面设隔水层、墙面涂防水层、排水沟防渗等隔水、排水措施，防止地表水渗入挡土墙的填料中。

3.3.7 需要在挡土墙上开孔设置涵洞时，应对挡土墙墙身及基础进行补强与防水处理，并采取有效措施，防止涵洞渗漏及保证填料排水通畅。

3.3.8 较长且较高的挡土墙区段，宜根据养护和维修的需要，设置检修台阶或检修梯。

4 作用(或荷载)

4.1 作用(或荷载)的分类与组合

4.1.1 施加于挡土墙的作用(或荷载),按随时间的变化分类列于表4.1.1。

表4.1.1 作用(或荷载)分类表

作用(或荷载)分类		作用(或荷载)名称
永久作用(或荷载)		挡土墙结构重力
		填土(包括基础襟边以上土)重力
		填土侧压力
		墙顶上的有效永久荷载
		墙顶与第二破裂面之间的有效荷载
		计算水位的浮力及静水压力
		预加力
		混凝土收缩及徐变影响力
		基础变位影响力
可变作用(或荷载)	基本可变作用(或荷载)	车辆荷载引起的土侧压力
		人群荷载、人群荷载引起的土侧压力
	其他可变作用(或荷载)	水位退落时的动水压力
		流水压力
		波浪压力
		冻胀压力和冰压力
		温度影响力
	施工荷载	与各类型挡土墙施工有关的临时荷载
偶然作用(或荷载)		地震作用力
		滑坡、泥石流作用力
		作用于墙顶护栏上的车辆碰撞力

4.1.2 挡土墙设计时,应相应于各种设计状态,对可能同时出现的作用(或荷载),取

其最不利情况,选择表4.1.2所列组合。

表4.1.2 常用作用(或荷载)组合表

组 合	作用(或荷载)名称
I	挡土墙结构重力、墙顶上的有效永久荷载、填土重力、填土侧压力及其他永久作用(或荷载)相组合
II	组合I与基本可变作用(或荷载)相组合
III	组合II与其他可变作用(或荷载)相组合

4.1.3 作用于挡土墙上的地震作用力、地震主动土压力及抗震强度、稳定性验算,应符合现行《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89)的规定。作用于墙顶护栏上的车辆碰撞力,可参照《公路交通安全设施设计技术细则》(JTG/T D81—2006)对桥梁护栏的设计规定执行。

4.1.4 设于滑坡、泥石流区段的路基挡土墙,所承受的滑坡、泥石流作用力及其设计原则,应符合《公路路基设计规范》(JTG D30—2004)的规定。

4.1.5 对挡土墙进行施工阶段验算时,应根据可能出现的施工荷载进行组合。挡土墙采用石砌或混凝土构造时,作用于挡土墙结构上的施工荷载、机具设备重力的荷载分项系数,取值与挡土墙结构垂直恒载的荷载分项系数相同,并应按本细则第六章的规定进行验算;当采用钢筋混凝土构造时,应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定进行验算。

挡土墙的装配式预制构件吊装、运输时,构件重力的动力系数可采用《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定。

4.1.6 挡土墙按承载能力极限状态设计时,极限状态设计表达式中,作用(或荷载)效应的设计值定义为荷载的标准值乘以适当的荷载分项系数。作用(或荷载)标准值的取用规定如下:

结构自重:可按构件的设计尺寸与构件材料的标准重度计算确定;

车辆荷载:可采用本细则第4.2.5条的规定;

人群荷载:可采用本细则第4.2.6条的规定;

土压力:可按本细则第4.2.3条~第4.2.7条及本细则附录A的规定计算。

静水压力、水的浮力和流水压力:可按照本细则第4.2.8条~第4.2.10条的规定采用。

4.1.7 挡土墙按承载能力极限状态设计时,除本细则的部分条文中另作特别规定外,常用作用(或荷载)分项系数可按表4.1.7的规定采用。

表 4.1.7　承载能力极限状态作用(或荷载)分项系数

情　　况	作用(或荷载)增大对挡土墙结构起有利作用时		作用(或荷载)增大对挡土墙结构起不利作用时	
组合	I,II	III	I,II	III
垂直恒载 γ_G	0.90		1.20	
恒载或车辆荷载、人群荷载引起的主动土压力分项系数 γ_{Q1}	1.00	0.95	1.40	1.30
被动土压力分项系数 γ_{Q2}	0.30		—	
水浮力分项系数 γ_{Q3}	0.95		1.10	
静水压力分项系数 γ_{Q4}	0.95		1.05	
动水压力分项系数 γ_{Q5}	0.90		1.20	
流水压力分项系数 γ_{Q6}	0.95		1.10	

注:①作用于挡土墙结构顶面的车辆荷载、人群荷载,作为垂直力计算时,可采用垂直恒载的分项系数 γ_G;

②加筋体内部稳定验算时,静止土压力的作用分项系数可取与主动土压力的作用分项系数 γ_{Q1} 相等;

③本表未列的其他非常用的作用(或荷载)的分项系数,可根据已建工程经验,按该作用(或荷载)增大对挡土墙结构受力有利或受其他作用所削弱时,取值应小于 1.0;反之取值应大于 1.0;

④作用于挡土墙顶面护栏上的车辆碰撞力按偶然作用计算时,其分项系数取 1.0。

4.1.8　计算挡土墙结构的重力时,其构件标准重度可按表 4.1.8 的规定采用。

表 4.1.8　材料标准重度表

材 料 种 类	重度(kN/m^3)	材 料 种 类	重度(kN/m^3)
钢、铸钢	78.5	干砌块石或片石	21.0
钢筋混凝土	25.0	砖砌体	18.0
混凝土或片石混凝土	24.0	沥青混凝土	24.0
浆砌块石或料石	24.0	泥结碎(砾)石	21.0
浆砌片石	23.0		

4.1.9　计算挡土墙填土的重力时,其标准重度可按本细则附录 B 表 B.2.7 的规定采用。

4.2　常用作用力计算

4.2.1　作用在挡土墙上的填土侧压力,可依据土力学原理,按墙背形状、墙体位移条件、墙后填料所处的状态计算确定,除符合本细则 4.2.4 条规定时,可计入部分墙前被动土压力外,仅考虑墙背主动土压力。在加筋土挡土墙内部稳定计算中,墙顶以下深度小于等于 6m 区段的加筋体,计入静止土压力。

4.2.2 浸水挡土墙应根据计算项目选择最不利水位作为计算水位。当最不利水位高于设计洪水位时,采用设计洪水位,并根据地基的渗水情况,计算水的浮力。当墙后填料采用岩块或透水性的粗粒土时,可不计墙身两侧的静水压力和墙背动水压力的影响。

4.2.3 作用于挡土墙墙背上的填土主动土压力可按下列情况分别计算确定:

(1)填方路基挡土墙的主动土压力计算

对于高速公路、一级公路墙高大于5m的挡土墙,应进行墙后填料的土质试验,确定填料的物理力学指标;其他路段的挡土墙也宜取样试验,确定填料的物理力学指标,当缺乏可靠试验数据时,填料内摩擦角 φ 可参照表4.2.3或本细则附录B的规定采用。

表4.2.3 填料内摩擦角或综合内摩擦角(°)

填料种类		综合内摩擦角 φ_0	内摩擦角 φ
黏性土	墙高 $H\leqslant 6$m	35~40	—
	墙高 $H>6$m	30~35	—
碎石、不易风化的块石		—	45~50
大卵石、碎石类土、不易风化的岩石碎块		—	40~45
小卵石、砾石、粗砂、石屑		—	35~40
中、细砂、砂质土		—	30~35

作用在墙背上的主动土压力,可按照附录A所列库仑理论公式计算。

墙后填料如为黏性土时,可采用综合内摩擦角近似按库仑公式计算主动土压力。综合内摩擦角 φ_0 宜根据土工试验测得的物理力学指标参照附录A分析计算,当缺乏可靠试验资料时,可参照表4.2.3的规定采用。

当墙顶地表倾斜度较大或地表形状不规则,采用库仑公式计算主动土压力有困难时,可采用楔体试算法计算主动土压力,其作用点距墙踵的距离为墙背高度的三分之一。

(2)挖方路基挡土墙的主动土压力计算

可参照路基边坡设计采用的调查与分析数据,综合确定挖方挡土墙墙后地层的物理力学指标,按照附录A所列库仑理论公式计算作用于墙背上的主动土压力。

当墙背不远处有岩石坡面或坚硬的稳定坡面时,应按墙后填料沿坡面滑动或破棱体位于填土中两种工况,分别计算主动土压力,取其大值。

4.2.4 在符合下列情况时,可计入墙前被动土压力:

基础埋置较深,地层稳定,能确定不受水流冲刷和其他扰动破坏,并且对墙前回填土进行充分压实时,结合墙身的位移条件,可计入部分被动土压力值。宜根据图4.2.4所示,在实际地面下距离 d 处设置假想地面,d 值应大于1m,按照附录A的规

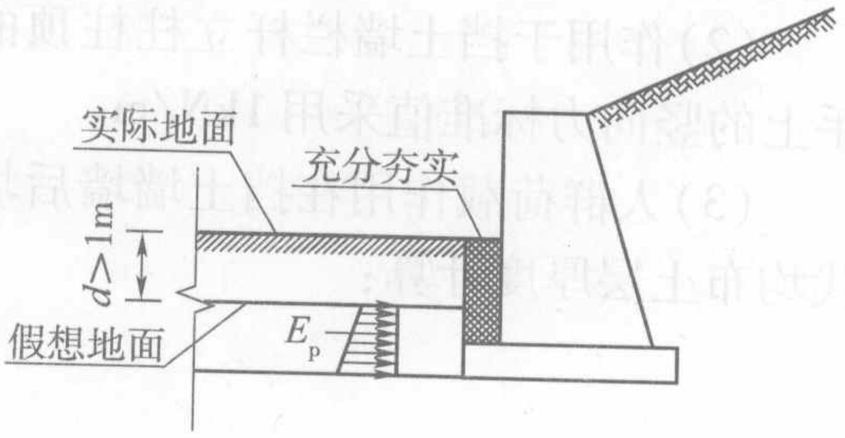


图4.2.4 被动土压力计算假想地面图

定计算假想地面之下的被动土压力。

4.2.5 车辆荷载作用在挡土墙墙后填土上所引起的附加土体侧压力，可按下式换算成等代均布土层厚度计算：

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \tag{4.2.5}$$

式中：h_0——换算土层厚度(m)；

q——车辆附加荷载标准值(kN/m^2)，可按表4.2.5的规定采用；

γ——墙后填料的重度(kN/m^3)。

路堤式挡土墙、路肩式挡土墙，墙后填土破坏棱体上的车辆附加荷载可按图4.2.5的规定布置。

表4.2.5 车辆附加荷载标准值表

墙高(m)	附加荷载标准值 q (kN/m^2)
≤2.0	20.0
≥10.0	10.0

注：墙高在表中规定值之内时，附加荷载标准值可用直线内插法计算。

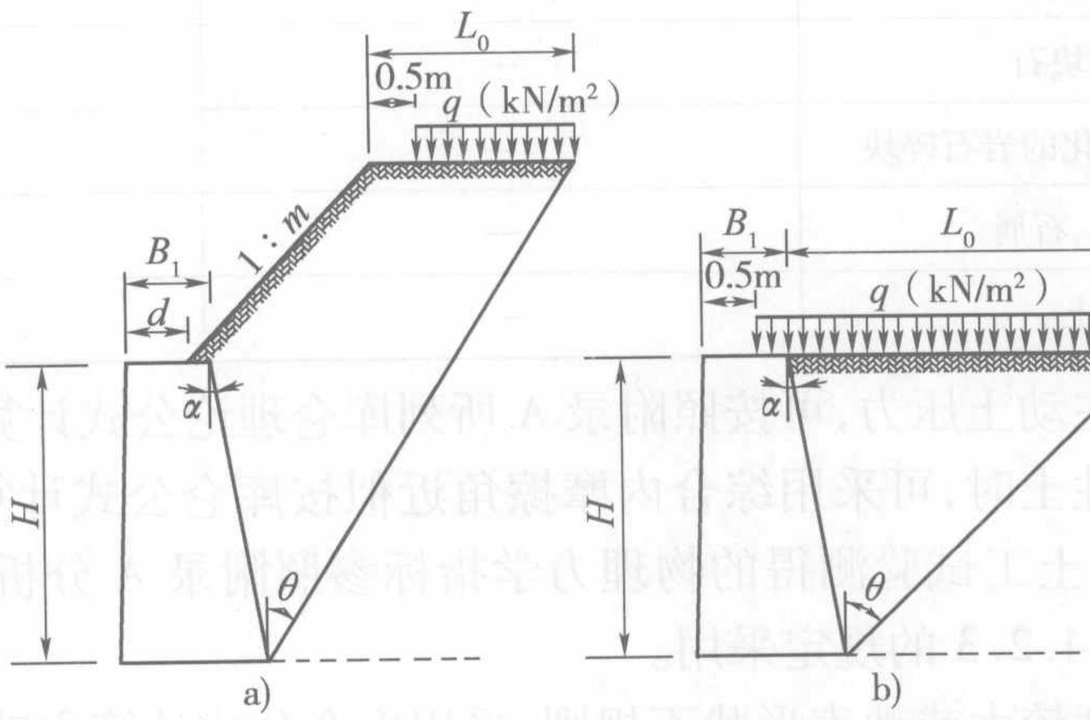


图4.2.5 挡土墙上附加荷载的布置

a)路堤式挡土墙；b)路肩式挡土墙

d-设计规定的各类挡土墙的墙顶外露最小宽度

4.2.6 挡土墙设计需计入人群荷载时，人群荷载及人群荷载作用在挡土墙墙后填土上引起的附加土体侧压力，可按以下规定确定：

(1)作用于墙顶或墙后填土上的人群荷载标准值规定为3kN/m^2；城郊行人密集区可参照所在地区城市桥梁设计规范的规定采用，或取上述规定值的1.15倍。

(2)作用于挡土墙栏杆立柱柱顶的水平推力标准值采用0.75 kN/m；作用在栏杆扶手上的竖向力标准值采用1kN/m。

(3)人群荷载作用在挡土墙墙后填土上引起的附加土体侧压力，可按下式换算成等代均布土层厚度计算：

$$h_0 = \frac{q_r}{\gamma} \tag{4.2.6}$$

式中：q_r——作用于墙后填土上的人群荷载标准值(kN/m^2)。

4.2.7 墙后填料中的地下水无法排除时的主动土压力计算,可将墙后常水位作为计算水位,计算水位处视为不同填土层面的分界面,按填料成层时的土压力计算方法,首先计算水位以上部分的填料层的土压力,然后将上层填料重力作为均布荷载施加于水位以下的填料上,计算作用在浸水部分墙背上的土压力。还应按本章第4.2.8条的规定,计算作用在墙背上的静水压力,三种力应各自独立作用在墙背上。

4.2.8 作用于每延米挡土墙墙长上的静水压力标准值,可按公式(4.2.8)计算,其作用点为相应于三分之一水深的迎水墙面处。

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w H_w^2 \tag{4.2.8}$$

式中:γ_w——水的重度(kN/m^3);

H_w——水深(m);

P_w——作用于每延米墙长的静水压力标准值(kN)。

4.2.9 作用于挡土墙墙身上的计算浮力,应根据地基的地层渗水情况,按以下原则确定:

位于砂类土、碎石土和节理很发育的岩石地基上的浸水挡土墙,其计算浮力可按计算水位水浮力的100%取值。

位于节理不发育岩石地基上的浸水挡土墙的计算浮力,宜根据计算项目,按挡土墙结构最不利受力原则,采用计算水位水浮力的100%或不计入。

挡土墙基础嵌入不透水性地基时,可不计浮力。

位于透水性地基上的挡土墙,当验算稳定时,应采用设计水位的浮力;当验算地基应力时,仅考虑常水位时的浮力或不计浮力。

当不能确定地基是否透水时,应分别以透水或不透水两种情况进行荷载组合,取其不利者。

计算水位以下,每延米长度挡土墙墙身的水浮力标准值,可按下式计算:

$$G_w = \gamma_w V_w \tag{4.2.9-1}$$

式中:G_w——每延米墙身的水浮力标准值(kN);

V_w——计算水位下墙身的体积(m^3)。

计入水浮力时,填料的重力(包括基础襟边上的土柱重力)应采用填料的有效重度进行计算。填料的有效重度γ_0为:

$$\gamma_0 = \gamma_{sat} - \gamma_w \tag{4.2.9-2}$$

式中:γ_{sat}——填料的饱和重度(kN/m^3)。

4.2.10 水流流经挡土墙时,作用于每延米墙长迎水面上的流水压力标准值可按下式计算:

$$P_h = 0.514 C_L v_\varphi^2 H_w \tag{4.2.10}$$

式中：P_h——流水压力标准值(kN)；

H_w——计算水深(m)；

v_φ——水流平均流速(m/s)；

C_L——水流与墙面间的侧向阻力系数，按照表4.2.10的规定确定。

表4.2.10　侧向阻力系数

水流方向与挡土墙墙面的夹角 α_w	C_L	水流方向与挡土墙墙面的夹角 α_w	C_L
0°	0.0	20°	0.9
5°	0.5	≥30°	1.0
10°	0.7		

流水压力的作用点，可取作用于设计水位的三分之一水深处。

4.2.11　温度影响力。挡土墙组成构件受温度作用而引起的影响力，应按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2006)的规定计算。

5 基础设计和稳定性验算

5.1 基础一般构造

5.1.1 挡土墙的基础类型，除特殊地基情况需采用桩基础外，宜采用明挖基础。明挖基础宜设置在地质情况较好的地基上，当地基为松软土层时，可采用换填、砂桩、搅拌桩等方法处理地基。挡土墙采用刚性基础时，基础底部的扩展部分不应超过材料的刚性角。对于混凝土基础，刚性角不应大于40°；对于片石、块石、粗料石砌体基础，当用M5以上砂浆砌筑时，刚性角不应大于35°，当用M5及低于M5砂浆砌筑时，刚性角不应大于30°。挡土墙的基础采用钢筋混凝土条形扩展基础时，应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定进行设计。当采用桩基础时，应按照现行《公路桥涵地基与基础规范》(JTJ 024—2007)的规定进行设计。

悬臂式挡土墙、扶壁式挡土墙的基础，还应符合本细则第7章、第8章的规定。

桩板式挡土墙的基础，还应符合本细则第9章的规定。

锚杆式挡土墙、锚定板挡土墙的基础，还应符合本细则第10章、第11章的规定。

加筋土挡土墙的基础，还应符合本细则第12章的规定。

5.1.2 基础的埋置深度应符合下列规定：

——当冻结深度小于或等于1.00m时，基底应在冻结线以下不小于0.25m，并应符合基础最小埋置深度不小于1.00m的要求。

——当冻结深度超过1.00m时，基底最小埋置深度不小于1.25m，还应将基底至冻结线以下0.25m深度范围的地基土换填为弱冻胀材料。

——受水流冲刷时，应按路基设计洪水频率计算冲刷深度，基底置于局部冲刷线以下不小于1.00m。

——路堑式挡土墙的基础顶面应低于路堑边沟底面不小于0.50m。

——在风化层不厚的硬质岩石地基上，基底宜置于基岩表面风化层以下；在软质岩石地基上，基底最小埋置深度不小于1.00m。

5.1.3 建筑在斜坡地面上的挡土墙，基础前趾埋入地面的深度和距地表的水平距离，应符合表5.1.3的规定。

5.1.4 挡土墙采用倾斜基底时，其倾斜度应符合表5.1.4的规定。

5.1.5 明挖基础的基坑顶面，应设置不小于4%的排水横坡。在湿陷性黄土地区，应采取消除湿陷或防止水流下渗的措施。

表5.1.3 斜坡地面基础埋置条件

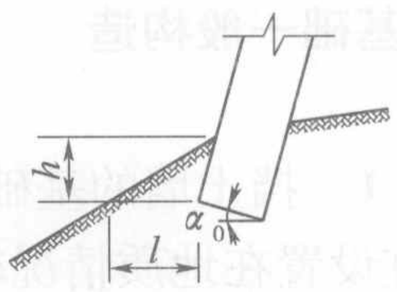
土层类别	最小埋入深度 h（m）	距地表水平距离 l（m）	图式
较完整的硬质岩石	0.25	0.25～0.50	
一般硬质岩石	0.60	0.60～1.50	
软质岩石	1.00	1.00～2.00	
土层	≥1.00	1.50～2.50	

表5.1.4 基底倾斜度

地层类别		基底倾斜度 $\tan\alpha_0$
一般地基	岩石	≤0.3
	土质	≤0.2
浸水地基	$\mu<0.5$	0.0
	$0.5\leqslant\mu\leqslant0.6$	≤0.1
	$\mu>0.6$	≤0.2

注：α_0 为基底倾斜角，为基底面与水平线的夹角；

μ 为基底与地基土的摩擦系数。

5.2 地基计算

5.2.1 挡土墙地基承载力计算时，传至基础底面上的作用（或荷载）效应，宜按正常使用极限状态下作用（或荷载）效应标准组合，相应的抗力采用地基承载力特征值。计算挡土墙及地基稳定时，荷载效应应按承载能力极限状态下的作用（或荷载）效应组合。计算基础结构的作用（或荷载）效应、配置钢筋、验算材料强度时，作用（或荷载）效应应按承载能力极限状态下的作用（或荷载）效应组合。按承载能力极限状态设计时，挡土墙上的作用（或荷载）计算，作用（或荷载）分项系数的采用，各类作用（或荷载）组合下或施工阶段的作用效应组合设计值计算，应符合本细则第3章、第4章的规定。

5.2.2 挡土墙明挖基础底面的压应力可按下列公式计算：

$$p_{max}=\frac{N_k}{A}\left(1+\frac{6e_0}{B}\right) \tag{5.2.2-1}$$

$$p_{min}=\frac{N_k}{A}\left(1-\frac{6e_0}{B}\right) \tag{5.2.2-2}$$

$$e_0 = \left|\frac{M_k}{N_k}\right| \tag{5.2.2-3}$$

公式(5.2.2-1)及公式(5.2.2-2)的适用条件为：

$$e_0 \leqslant \frac{B}{6} \tag{5.2.2-4}$$

式中：p_{max}——采用作用(或荷载)效应标准组合的基底边缘最大压应力值(kPa)；

p_{min}——采用作用(或荷载)效应标准组合的基底边缘最小压应力值(kPa)；

N_k——采用作用(或荷载)效应标准组合时，作用于基底上的垂直力(kN/m)；

A——基础底面每延米的面积，即基础宽度 $B \times 1$(m^2)；

B——基础底面宽度，对于倾斜地基为其斜宽(m)；

e_0——基底合力的偏心距(m)；

M_k——采用作用(或荷载)效应标准组合时，作用于基底形心的弯矩(MPa)。

5.2.3 设置在岩石地基上的挡土墙明挖基础，当 $e_0 > \frac{B}{6}$时，不计基底承受拉应力，仅按受压区计算基底最大压应力(图5.2.3)，可按下列公式计算：

$$p_{max} = \frac{2N_k}{3a_1} \tag{5.2.3-1}$$

$$p_{min} = 0 \tag{5.2.3-2}$$

垂直于基底面的合力对受压边缘的力臂 a_1，可按下式计算：

$$a_1 = \frac{B}{2} - e_0 \tag{5.2.3-3}$$

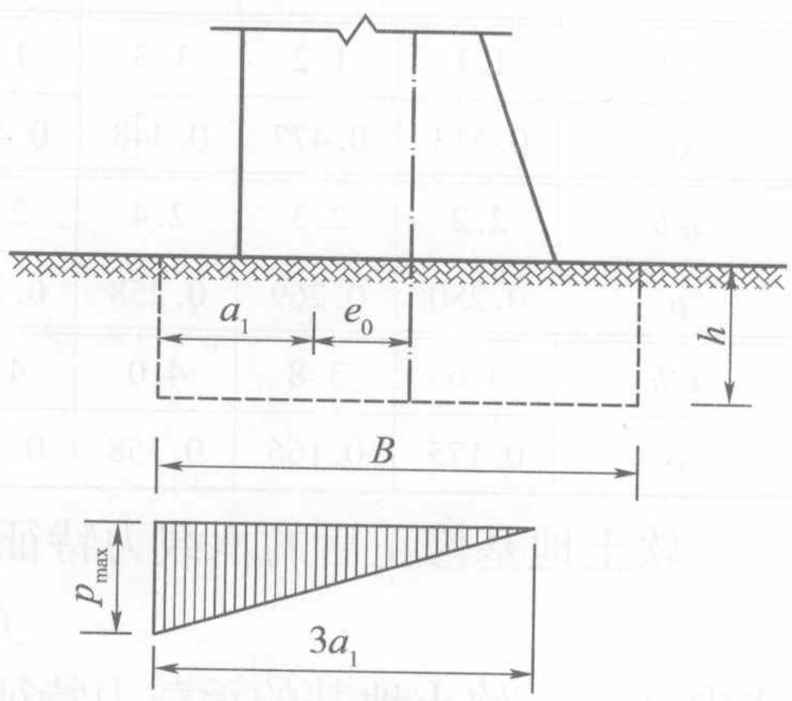


图5.2.3 岩石地基应力重分布图

5.2.4 垂直于基础底面的合力的偏心距 e_0，应符合表5.2.4的规定。

表5.2.4 垂直于基础底面的合力的偏心距限制

作用(或荷载)组合	地基条件	合力偏心距
作用(或荷载)组合Ⅰ	非岩石地基	$e_0 \leqslant B/8$
作用(或荷载)组合Ⅱ、Ⅲ、施工荷载	非岩石地基	$e_0 \leqslant B/6$
作用(或荷载)组合Ⅱ、Ⅲ、施工荷载	较差的岩石地基	$e_0 \leqslant B/5$
作用(或荷载)组合Ⅱ、Ⅲ、施工荷载	坚密的岩石地基	$e_0 \leqslant B/4$

注：岩石地基上的挡土墙，在荷载组合Ⅰ作用下，当满足地基承载力特征值与稳定性要求时，合力的偏心距不受限制。

5.2.5 挡土墙地基的承载力特征值 f_a，应根据地质勘测、原位测试、荷载实验，调查、对比邻近已建构造物的地基承载力资料及经验、理论公式的计算数据，综合分析后确定。如缺乏可靠数据时，可参照本细则附录B的规定取值。

5.2.6 挡土墙基础底面置于软土地基上时，可按下式计算基底最大压应力值：

$$p_{max} = \gamma_1(h + z) + \alpha(p - \gamma_2 h) \tag{5.2.6-1}$$

式中：h——基底埋置深度(m)，当受水流冲刷时，由一般冲刷线算起；

z——基底到软土层顶面的距离(m)；

p——基底平均压应力(kPa)；

α——土中附加压力系数，见表5.2.6；

γ_1——深度$(h+z)$之间各土层的换算重度(kN/m^3)；

γ_2——基底以上土的重度(kN/m^3)，地下水位以下为浮重度γ_b；

p——基础宽度(m)。

表5.2.6 基底中点下卧层附加压力系数α

z/b	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
α	1.000	0.989	0.977	0.929	0.881	0.818	0.755	0.698	0.642	0.596	0.550
z/b	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1
α	0.513	0.477	0.448	0.420	0.397	0.374	0.355	0.337	0.320	0.304	0.292
z/b	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.2	3.4
α	0.280	0.269	0.258	0.249	0.239	0.234	0.228	0.218	0.208	0.190	0.184
z/b	3.6	3.8	4.0	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0			
α	0.175	0.166	0.158	0.150	0.144	0.137	0.132	0.126			

软土地基修正后的承载力特征值，可按下式确定：

$$f'_a = f_a + \gamma_2(h - 3) \tag{5.2.6-2}$$

式中：f_a——软土地基的承载力特征值(kPa)，按本章第5.2.5条的规定取值。

按上式计算的软土地基承载力特征值，不再按本章第5.2.7条的规定，依据基础的深度、宽度进行修正。

土体在水中的浮重度，可按下式计算：

$$\gamma_b = \frac{1}{1 + e}(\gamma - \gamma_w) \tag{5.2.6-3}$$

式中：γ_b——土体在水中的浮重度(kN/m^3)；

γ——土粒重度，采用27～28kN/m^3；

γ_w——水的重度，采用10kN/m^3；

e——土的天然孔隙比，如无可靠实测数值，可按本细则附录B表B8.2的规定采用。

5.2.7 当挡土墙基础宽度B大于2m，基础埋置深度h大于3m，且$h/B \leqslant 4$时，修正后的地基承载力特征值f'_a，可按下式确定：

$$f'_a = f_a + k_1\gamma_1(B - 2) + k_2\gamma_2(h - 3) \tag{5.2.7-1}$$

式中：f_a——地基土的承载力特征值(kPa)，按本章第5.2.5条的规定取值；

B——基础底面宽度，当$B < 2$m时，取$B = 2$m；当$B > 10$m时，按10m计算；

h——基础底面的最小埋置深度(m),对于受水流冲刷的基础,由一般冲刷线算起;不受水流冲刷者,由天然地面算起;位于挖方区的基础,由开挖后的地面算起;当 $h<3\text{m}$ 时,取 $h=3\text{m}$;

γ_1——基底下持力层土的天然重度(kN/m^3),如持力层在水面下且为透水者,应采用浮重度 γ_b;

γ_2——基底以上土的天然重度(kN/m^3),或不同土层的换算平均重度,如持力层在水面以下,且为不透水者,不论基底以上土的透水性质如何,应一律采用饱和重度;如持力层为透水者,应一律采用浮重度 γ_b;

k_1、k_2——地基土承载力特征值随基础宽度、深度的修正系数,根据持力层土的类别,按照表5.2.7的规定取值。

表5.2.7　地基土承载力特征值 f_d 的宽度、深度修正系数

土的类别			k_1	k_2
黏性土	老黏性土		0	2.5
	一般黏性土	$I_L\geqslant 0.5$	0	1.5
		$I_L<0.5$	0	2.5
	新近沉积黏性土		0	1.0
	残积黏性土		0	1.5
黄土	新近堆积黄土		0	1.0
	一般新黄土		0	1.5
	老黄土		0	1.5
砂类土	粉砂	中密	1.0	2.0
		密实	1.2	2.5
	细砂	中密	1.5	3.0
		密实	2.0	4.0
	中砂	中密	2.0	4.0
		密实	3.0	5.5
	砾砂、粗砂	中密	3.0	5.0
		密实	4.0	6.0
碎石类土	碎石、圆砾、角砾	中密	3.0	5.0
		密实	4.0	6.0
	卵石	中密	3.0	6.0
		密实	4.0	10.0

注:①对于稍松状态的砂土和松散状态的碎石土,k_1、k_2 值可采用表列中值的50%;

②节理不发育或较发育的岩石不作宽、深修正;节理发育或很发育的岩石,k_1、k_2 可参照碎石的系数;对已风化成砂、土状者,可参照砂土、黏性土的系数;

③冻土的 $k_1=0$;$k_2=0$;

④表中 I_L 为液性指数。

不同土层换算的平均重度，可按下式计算：

$$\gamma_2 = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \tag{5.2.7-2}$$

式中：γ_2——多层土的平均重度（kN/m^3）；

γ_i——各土层的重度（kN/m^3）；

h_i——各土层的厚度（m）。

5.2.8 地基承载力特征值提高系数 k，可按表 5.2.8 的规定确定。当受地震力作用时，应按现行《公路工程抗震设计规范》（JTJ 004—89）的规定采用。

表 5.2.8 地基承载力特征值 f'_a 的提高系数

作用（或荷载）与使用情况	提高系数 k	作用（或荷载）与使用情况	提高系数 k
作用（或荷载）组合 I、II	1.00	经多年压实未受破坏的旧基础	1.50
作用（或荷载）组合 III、施工荷载	1.25		

注：地基承载力特征值小于 150kPa 的地基，对于序号第二项情况，$k=1.0$；对于序号第三项情况，$k=1.25$。

5.2.9 基础底面最大压应力值，应符合下式要求：

$$p_{max} \leqslant kf'_a \tag{5.2.9}$$

式中：f'_a——经基础埋深修正后的地基承载力特征值（kPa），按本章第 5.2.6 条及第 5.2.7条的规定采用；

k——地基承载力特征值提高系数，按第 5.2.8 条的规定采用。

5.3 稳定性验算

5.3.1 挡土墙稳定验算时，施加在挡土墙上的作用（或荷载）（图 5.3.4）及效应组合，应符合本细则第 4 章的规定。在本细则所列各类挡土墙的适宜墙高范围内，作用效应的组合设计值应符合承载能力极限状态稳定方程，并且挡土墙及地基的稳定系数应符合本章第 5.3.5 条、第 5.3.6 条的规定。

5.3.2 挡土墙的滑动稳定方程与抗滑动稳定系数可按下列公式计算（图 5.3.4）：

（1）滑动稳定方程：

$$[1.1G + \gamma_{Q1}(E_y + E_x\tan\alpha_0) - \gamma_{Q2}E_p\tan\alpha_0]\mu + (1.1G + \gamma_{Q1}E_y)\tan\alpha_0 - \gamma_{Q1}E_x + \gamma_{Q2}E_p > 0 \tag{5.3.2-1}$$

式中：G——墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他竖向荷载的标准值（kN），浸水挡土墙的浸水部分应计入浮力；

E_y——墙后主动土压力标准值的竖向分量（kN）；

E_x——墙后主动土压力标准值的水平分量（kN）；

E_p——墙前被动土压力标准值的水平分量（kN），当为浸水挡土墙时，$E_p=0$；

α_0——基底倾斜角(°),基底水平时 $\alpha_0 = 0$;

μ——基底与地基间的摩擦系数,当缺乏可靠试验资料时,可按表 5.3.2 的规定采用;

γ_{Q1}、γ_{Q2}——主动土压力分项系数、墙前被动土压力分项系数,按照本细则表 4.1.7 的规定采用。

(2)抗滑动稳定系数 K_c 计算公式:

$$K_c = \frac{[N + (E_x - E'_p)\tan\alpha_0]\mu + E'_p}{E_x - N\tan\alpha_0} \tag{5.3.2-2}$$

式中:N——基底上作用力的合力标准值的竖向分量(kN),浸水挡土墙应计入浸水部分的浮力;

E'_p——墙前被动土压力标准值水平分量的 0.3 倍(kN)。

表 5.3.2　基底与基底土间的摩擦系数 μ

地基土的分类	μ	地基土的分类	μ
软塑黏土	0.25	碎石类土	0.50
硬塑黏土	0.30	软质岩石	0.40~0.60
砂类土、黏砂土、半干硬的黏土	0.30~0.40	硬质岩石	0.60~0.70
砂类土	0.40		

5.3.3　采用倾斜基底的挡土墙,还需验算沿墙踵处地基土水平面滑动的稳定性,其滑动稳定方程与抗滑动稳定系数可按下列公式计算:

(1)滑动稳定方程:

$$(1.1G + \gamma_{Q1}E_y)\mu_n + 0.67cB_1 - \gamma_{Q1}E_x > 0 \tag{5.3.3-1}$$

式中:B_1——挡土墙基底水平投影宽度(m);

μ_n——地基土的内摩擦系数,$\mu_n = \tan\varphi$;

φ——地基土的内摩擦角,当缺少可靠试验资料时,可按本细则附录 B 表 B.2.7 的规定采用;

c——地基土的黏聚力(kN/m),无可靠试验资料时,可按本细则附录 B 表 B.2.7 的规定采用;

G——作用于基底水平滑动面上的墙身重力、基础重力、基础上填土的重力、作用于墙顶的其他竖向荷载及倾斜基底与滑动面间的土楔的重力(kN)的标准值,浸水挡土墙的浸水部分应计入浮力。

(2)抗滑动稳定系数 K_c 计算公式:

$$K_c = \frac{(N + \Delta N)\mu_n + cB_1}{E_x} \tag{5.3.3-2}$$

倾斜基底与水平滑动面间的土楔重力标准值 ΔN 可按下式计算:

$$\Delta N = \frac{\gamma}{2}B^2\sin\alpha_0\cos\alpha_0 \tag{5.3.3-3}$$

式中：N——见本章第5.3.2条的规定(kN)；

γ——地基土(岩)的重度，透水性的水下地基土为浮重(kN/m^3)。

5.3.4 挡土墙的倾覆稳定方程与抗倾覆稳定系数可按下列公式计算(图5.3.4)：

(1)倾覆稳定方程：

$$0.8GZ_G + \gamma_{Q1}(E_yZ_x - E_xZ_y) + \gamma_{Q2}E_pZ_p > 0 \quad (5.3.4\text{-}1)$$

式中：Z_G——墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他竖向荷载的合力重心到墙趾的距离(m)；

Z_x——墙后主动土压力的竖向分量到墙趾的距离(m)；

Z_y——墙后主动土压力的水平分量到墙趾的距离(m)；

Z_p——墙前被动土压力的水平分量到墙趾的距离(m)。

(2)抗倾覆稳定系数K_0计算公式：

$$K_0 = \frac{GZ_G + E_yZ_x + E'_pZ_p}{E_xZ_y} \quad (5.3.4\text{-}2)$$

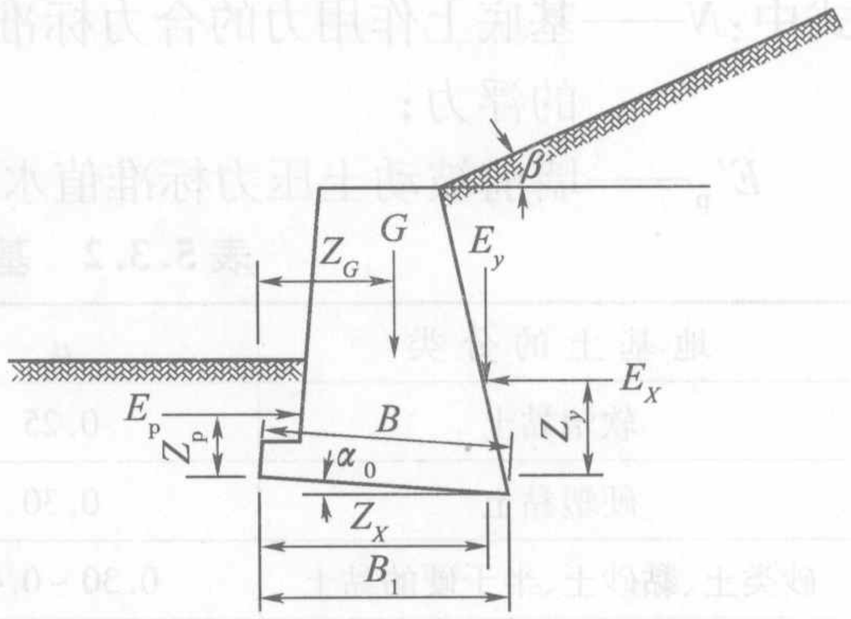


图5.3.4 一般地区挡土墙上的作用力

5.3.5 验算挡土墙的抗滑动和抗倾覆稳定时，在本细则所列各类挡土墙的适宜墙高范围内，稳定系数不应小于表5.3.5的规定。

表5.3.5 抗滑动和抗倾覆的稳定系数

作用(或荷载)情况	验算项目	稳定系数	
作用(或荷载)组合Ⅰ、Ⅱ	抗滑动	K_c	1.3
	抗倾覆	K_0	1.5
作用(或荷载)组合Ⅲ	抗滑动	K_c	1.2
	抗倾覆	K_0	1.3
施工阶段验算	抗滑动	K_c	1.2
	抗倾覆	K_0	1.2

注：①大于适宜墙高时，稳定系数宜大于表中所列值，相同填料下，稳定系数宜随墙高增大而增大；

②大于适宜墙高时，相同墙高下，稳定系数宜根据填料的黏聚力c取值：黏聚力小者取较小值；黏聚力大者取较大值。

5.3.6 设置于不良土质地基、表土下为倾斜基岩地基及斜坡上的挡土墙，应对挡土墙地基及填土的整体稳定性进行验算，其稳定系数不应小于1.25。

5.3.7 挡土墙设计为滑动稳定控制时，可采取下列增加抗滑动稳定性措施：

——采用倾斜基底；

——采用凸榫基底，凸榫应设置在坚实地基上；

——当符合本细则第4.2.4条的规定时，可计入墙前被动土压力；

——采用桩基础。

5.3.8 挡土墙设计为倾覆稳定控制时，可采用下列增加抗倾覆稳定性措施：

——扩展挡土墙基础的前趾，当刚性基础的前趾扩展受刚性角限制时，可采用配筋扩展基础；

——调整墙面、墙背坡度；

——改变墙身形式，可采用衡重式、扶壁式等抗倾覆稳定性较强的挡土墙形式。

6　重力式和半重力式挡土墙

6.1　一般规定

6.1.1　重力式挡土墙可用块石、片石、混凝土预制块作为砌体，或采用片石混凝土、混凝土进行整体浇筑。半重力式挡土墙可采用混凝土或少筋混凝土浇筑。

6.1.2　重力式挡土墙由墙身及基础组成，也可不设基础。按墙背常用线形，可分为仰斜式、垂直式、俯斜式、凸折式、衡重式、台阶式等类型，如图6.1.2所示。

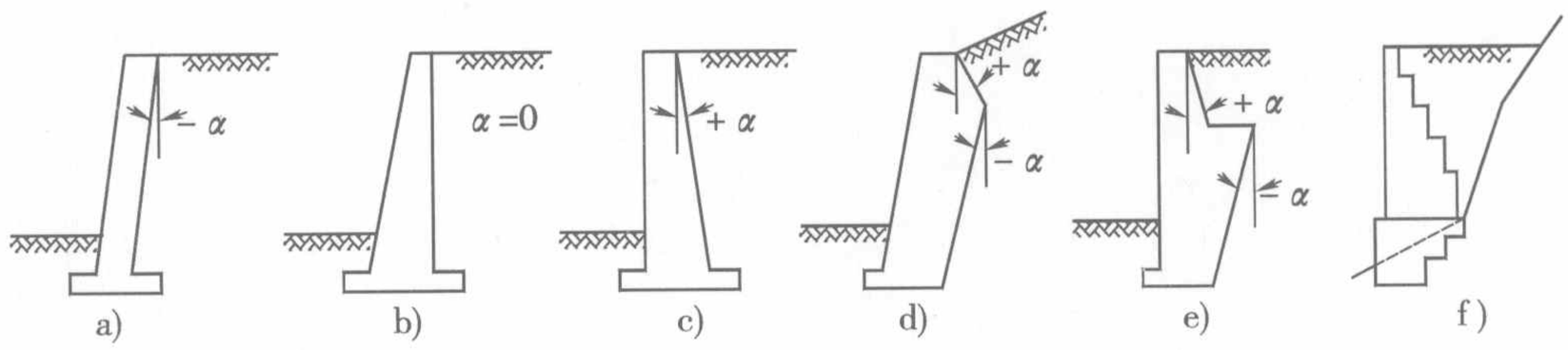


图6.1.2　重力式挡土墙的常用类型

a)仰斜式；b)垂直式；c)俯斜式；d)凸折式；e)衡重式；f)台阶式

6.1.3　半重力式挡土墙由立壁和底板组成，按受力需要，不设钢筋或在受拉区应力较大处局部设置钢筋(图6.2.11)。在地下水位较高或较软弱的地基上，不适宜采用重力式挡土墙时，可采用半重力式挡土墙。

6.1.4　重力式挡土墙和半重力式挡土墙的墙高适用范围可见表6.1.4。

表6.1.4　重力式和半重力式挡土墙适用范围表

挡土墙形式		挡土墙的高度(m)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
重力式挡土墙	俯斜式												
	直立式												
	仰斜式												
	衡重式												
半重力式挡土墙													

干砌挡土墙的高度不宜超过6m。高速公路、一级公路不应采用干砌挡土墙。

6.1.5 重力式挡土墙、半重力式挡土墙所用石料及混凝土材料的材料标准应符合本细则附录C的规定，且应质地均匀，具有耐风化、抗侵蚀性能，在冰冻地区应具有耐冻性。

6.2 一般构造

6.2.1 重力式挡土墙、半重力式挡土墙应按本细则第3.3.2条的规定设置伸缩缝与沉降缝。

6.2.2 护栏及排水设施的设置应符合本细则第3.3.1条、第3.3.5条的规定。

6.2.3 衡重式及凸折式挡土墙上下墙高的比例，应在满足挡土墙结构强度及整体稳定的条件下，按照经济原则，经比选后确定。初拟尺寸时，上下墙高的比例可采用2:3。

6.2.4 重力式挡土墙、半重力式挡土墙的墙顶宽度，当墙身为混凝土浇筑时，不应小于0.4m；当为浆砌圬工时，不应小于0.5m；当为干砌圬工时，不应小于0.6m。

6.2.5 应根据墙址地形情况及经济比较，合理选择重力式挡土墙的墙背坡度。俯斜式挡土墙或衡重式、凸折式挡土墙的上墙，墙背俯斜坡度常用值为1:0～1:0.40；仰斜式挡土墙、衡重式、凸折式挡土墙的下墙，墙背仰斜坡度不宜缓于1:0.25。

6.2.6 基础以上的挡土墙墙面坡度应与墙背的坡度相配合。地面横坡较陡时，墙面坡度可采用1:0～1:0.20；地面横坡平缓时，墙面坡度可较缓，但不宜缓于1:0.30。

6.2.7 位于地质不良地段区的重力式挡土墙、半重力式挡土墙，在地基土内可能出现滑动面或发生地基不均匀沉陷时，应验算包括地基在内的整体稳定性，并应将基础底面埋置在滑动面以下或采取其他措施防止挡土墙随地基滑动体滑动(图6.2.7)。

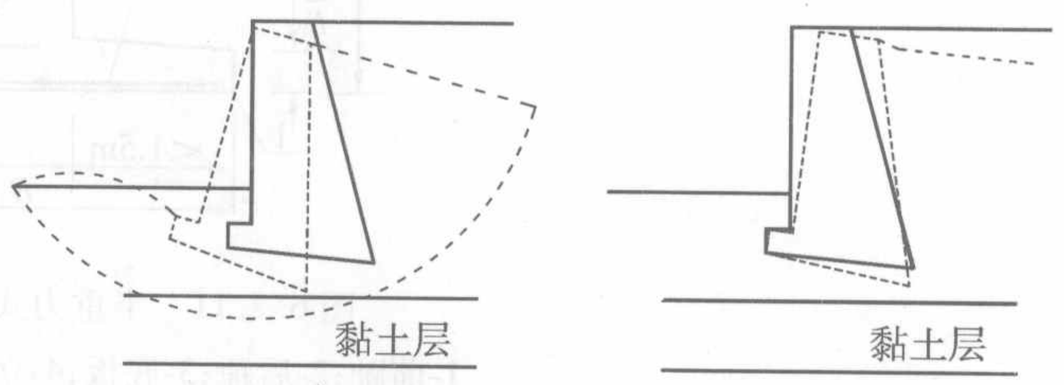


图6.2.7 挡土墙整体滑动示意图
a)剪切破坏；b)沉陷、内向转动

6.2.8 重力式挡土墙、半重力式挡土墙宜采用明挖基础，其基础扩展部分的刚性角应满足本细则第5.1.1条的规定。当受地基承载力特征值控制或稳定性要求时，可采用钢筋混凝土条形扩展基础。

6.2.9 挡土墙基础砌筑在稳定坚硬的岩石斜坡地基上时，垂直墙长方向基础可做成台阶形，台阶的高(h)宽(b)比值不宜大于2，台阶宽度不宜小于0.5m。(图6.2.9)

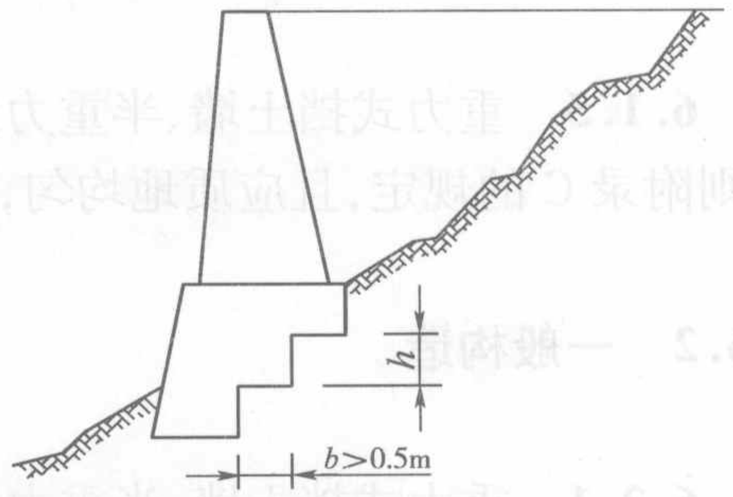


图6.2.9 岩石地基上的台阶基础

沿挡土墙墙长方向的地面有纵坡时，挡土墙的纵向基底纵坡不宜大于5%，当为岩石地基，基底纵坡大于5%时，墙的纵向基底可按台阶形布置。

6.2.10 浆砌圬工挡土墙的墙顶应用M7.5水泥砂浆抹平，或用较大石块砌筑并勾缝。干砌挡土墙顶面以下0.5m高度内，宜用M5水泥砂浆砌筑。路肩式挡土墙及路堑式挡土墙宜设置粗料石或混凝土帽石，帽石出檐宽度宜为0.1m。需设置护栏或栏杆的浆砌圬工路肩式挡土墙，墙顶面以下不小于0.5m高度内，应采用强度等级不低于C20的混凝土浇筑，并预埋护栏或栏杆的锚固件。

6.2.11 半重力式挡土墙应按弯曲抗拉强度和刚度计算要求，确定立壁与底板之间的转折点数。墙高小于7m时，转折点不宜多于两个，第一个转折点可位于距墙顶3~4m处；墙高大于7m时，宜增设一至两个转折点。底板采用变截面构件时，其端部厚度不宜小于0.4m。距墙顶3.5m以内的立壁厚度和距后踵3m以内的底板厚度，均不宜大于1.0m，底板的前趾扩展长度不宜大于1.5m(图6.2.11)。

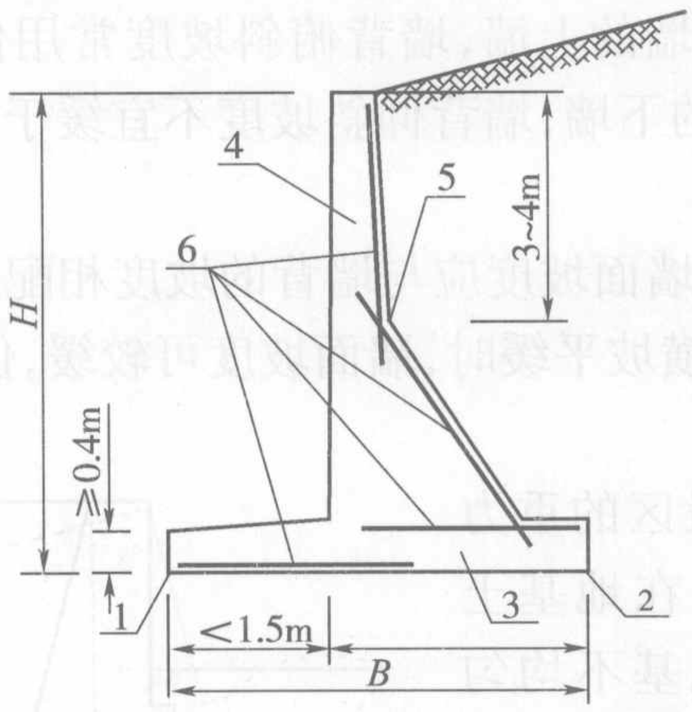


图6.2.11 半重力式挡土墙示意图

1-前趾；2-后踵；3-底板；4-立壁；5-转折点；6-钢筋

6.3 设计计算

6.3.1 重力式挡土墙、半重力式挡土墙所承受的作用(或荷载)及其组合，应按本细则第4章的规定确定。基础设计及整体稳定性验算，应符合本细则第5章的规定。

6.3.2 在岩石地基上，垂直于挡土墙墙长方向的基础为台阶形布置时，可按台阶基础

底面的水平投影面计算基底应力及作用于基底上轴向力合力的偏心距。

6.3.3 重力式挡土墙、半重力式挡土墙应选取控制截面对墙身承载能力进行算，常用类型挡土墙可按图6.3.3中标注编号的截面，选取计算截面的位置。

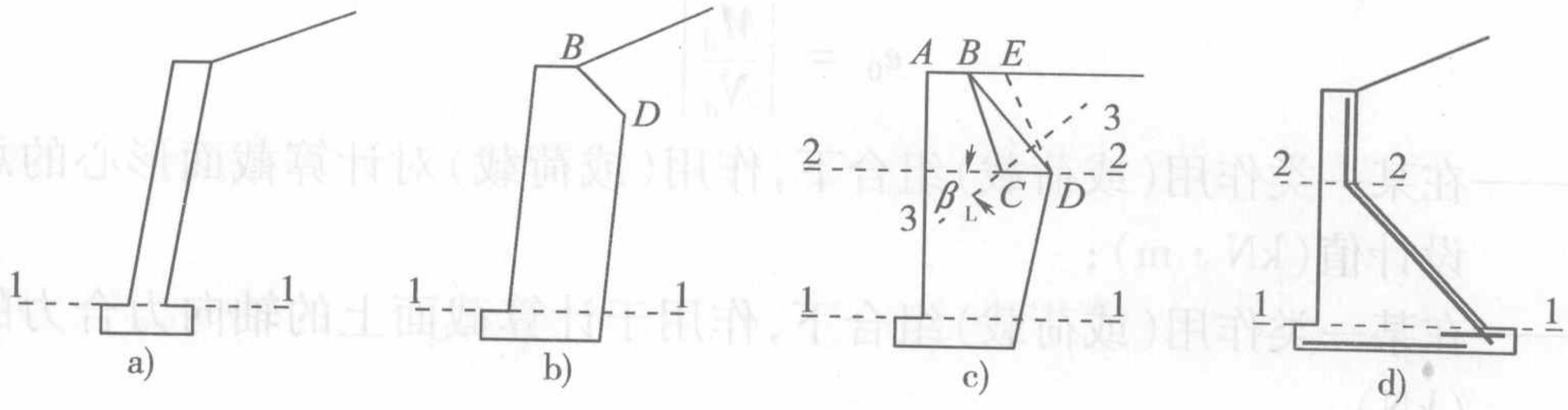


图6.3.3 常用重力式、半重力式挡土墙计算截面选取位置图

a)重力式；b)凸折式；c)衡重式；d)半重力式

6.3.4 可按以下规定确定凸折式和衡重式挡土墙的计算墙背，及计算作用于墙背上的主动土压力：

(1)挡土墙的上墙墙后填土破坏棱体，符合不出现第二破裂面的条件时，凸折式挡土墙按实际墙背计算土压力；衡重式挡土墙以上墙顶面后缘点与下墙顶面后缘点的连线*BD*(见图6.3.3c)作为计算墙背，计算土压力。当符合出现第二破裂面的条件时，以第二破裂面*DE*(见图6.3.3c)为计算墙背，计算土压力。计算墙背与实际墙背间的土体重力，应作为墙体上重力作用的组成部分。

(2)挡土墙的下墙可采用下列方法近似计算土压力：

①将上墙破裂面外影响下墙土压力的填料区段的重力及其顶面上的附加荷载，均作为均布荷载，计算土压力；

②采用延长下墙墙背法计算土压力；

③作用于挡土墙墙背上的全墙土压力，按上墙土压力与下墙土压力的矢量和计算。

6.3.5 重力式挡土墙、半重力式挡土墙按承载能力极限状态设计时，在某一类作用(或荷载)效应组合下，作用(或荷载)效应的组合设计值应采用下式计算：

$$S=\psi_{zc}(\gamma_G\sum S_{GiK}+\gamma_{Qi}\sum S_{QiK}) \tag{6.3.5}$$

作用(或荷载)的综合效应组合系数ψ_{zc}按表6.3.5的规定采用：

表6.3.5 作用(或荷载)的综合效应组合系数ψ_{zc}

作用(或荷载)组合	ψ_{zc}	作用(或荷载)组合	ψ_{zc}
Ⅰ、Ⅱ	1.0	施工荷载	0.7
Ⅲ	0.8		

式中：S——作用(或荷载)效应的组合设计值；

γ_G、γ_{Qi}——作用(或荷载)的分项系数，按本细则表4.1.7的规定采用；

S_{GiK}——第i个垂直恒载(挡土墙及附加物自重)的标准值效应；

S_{QiK}——土侧压力、水浮力、静水压力、其他可变作用(或荷载)的标准值效应。

6.3.6 挡土墙墙身或基础为圬工构件时,除符合本章第6.3.10条的规定外,偏心受压构件计算截面上的轴向力偏心距e_0(m),应符合表6.3.6的规定:

$$e_0 = \left|\frac{M_d}{N_d}\right| \tag{6.3.6}$$

式中:M_d——在某一类作用(或荷载)组合下,作用(或荷载)对计算截面形心的总力矩的设计值(kN·m);

N_d——在某一类作用(或荷载)组合下,作用于计算截面上的轴向力合力的设计值(kN)。

表6.3.6 圬工挡土墙截面上轴向力合力偏心距e_0的限值

作用(或荷载)组合	容许偏心距	作用(或荷载)组合	容许偏心距
Ⅰ、Ⅱ	0.25B	施工荷载	0.33B
Ⅲ	0.30B		

注:B为沿力矩转动方向的矩形计算截面宽度(m)。

6.3.7 混凝土挡土墙截面在受拉一侧配有不小于截面面积0.05%的纵向钢筋时,本细则表6.3.6中的偏心距限值可增加0.05B。当截面配筋率大于表6.3.7的规定时,应按钢筋混凝土构件计算,偏心距不受限制。

表6.3.7 按钢筋混凝土构件计算的受拉钢筋最小配筋率

钢筋牌号(种类)	钢筋最小配筋率(%)	
	截面一侧钢筋	全截面钢筋
Q235钢筋(Ⅰ级)	0.20	0.50
HRB335、HRB400钢筋(Ⅱ、Ⅲ级)	0.20	0.50

注:钢筋最小配筋率按构件的全截面面积计算。

6.3.8 圬工挡土墙砌体(包括砌体与混凝土组合)受压构件,在本细则表6.3.6所规定的轴向力偏心距限值范围内,受压承载力按下列公式进行计算:

$$\gamma_0 N_d \leqslant \psi_k A f_{cd} \tag{6.3.8-1}$$

$$\psi_k = \frac{1 - 256\left(\frac{e_0}{B}\right)^8}{1 + 12\left(\frac{e_0}{B}\right)^2} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_s \beta_s (\beta_s - 3)\left[1 + 16\left(\frac{e_0}{B}\right)^2\right]} \tag{6.3.8-2}$$

$$\beta_s = 2\gamma_\beta H/B \tag{6.3.8-3}$$

式中:N_d——计算截面上的轴向力组合设计值(kN),按本细则第6.3.5的规定计算;

γ_0——重要性系数,按本细则表3.1.5的规定采用;

A——挡土墙构件的计算截面面积,单位墙长的矩形截面:$A = B \times l(m^2)$;

B——挡土墙构件计算截面的墙宽(m);

f_{cd}——砌体轴心抗压强度设计值(MPa),按本细则附录C的规定采用;

ψ_K——构件轴向力偏心距e_0和长细比β_s对受压构件承载力的影响系数;

e_0——轴向力的偏心距(m),按本细则第6.3.6条的规定计算;

α_s——与砂浆强度等级有关的系数,当砂浆强度等级大于或等于M5或为组合构件时,$\alpha_s=0.002$;当砂浆强度标准值为0时,$\alpha_s=0.013$;

β_s——砌体材料构件的长细比;

H——挡土墙构件计算截面处的墙高(m);

γ_β——不同砌体材料构件的长细比修正系数,按表6.3.8的规定采用。

表6.3.8 长细比修正系数γ_β

砌体材料类别	γ_β	砌体材料类别	γ_β
混凝土预制块砌体或组合构件	1.0	粗料石、块石、片石砌体	1.3
细料石、半细料石砌体	1.1		

6.3.9 挡土墙的混凝土偏心受压构件,在本细则表6.3.6所规定的轴向力偏心距限值范围内,受压承载力按下列公式进行计算:

$$\gamma_0 N_d \leqslant \psi_k f_{cd}(B-2e_0) \tag{6.3.9}$$

式中:N_d——挡土墙构件计算截面上的轴向力组合设计值(kN);

B——挡土墙构件计算截面的墙宽(m);

f_{cd}——混凝土轴心抗压强度设计值(MPa),按本细则附录C的规定采用;

ψ_k——取单位墙长计算时,弯曲平面内轴心受压构件弯曲系数,按表6.3.9的规定采用。

表6.3.9 混凝土轴心受压构件弯曲系数ψ_K

H(m)	<2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ψ_k	1.0	0.98	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.72	0.68	0.63	0.59	0.55	0.51	0.47	0.44

6.3.10 当挡土墙计算截面上的轴向力合力偏心距e_0超过本细则表6.3.6规定的限值时,应按公式(6.3.10)计算砌体或混凝土材料构件的承载力:

$$\gamma_0 N_d \leqslant \psi_k \frac{Bf_{tmd}}{\left(\frac{6e_0}{B}-1\right)} \tag{6.3.10}$$

式中:N_d——计算截面上的轴向力组合设计值(kN);

f_{tmd}——圬工砌体或混凝土构件受拉边层的弯曲抗拉强度设计值(MPa),按本细则附录C的规定取值;

ψ_K——砌体偏心受压构件承载力影响系数或混凝土轴心受压构件弯曲系数,分别按本细则6.3.8条的规定计算或按第6.3.9条的规定取值;

其余符号意义同本细则第6.3.8条。

6.3.11 挡土墙构件正截面受弯时，应按下列公式计算构件的弯曲抗拉承载力：

$$\gamma_0 M_d \leqslant W f_{tmd} \tag{6.3.11}$$

式中：M_d——计算截面上的弯矩组合设计值(kN·m)，按本细则6.3.5条的规定计算；

W——计算截面受拉边缘的弹性抵抗矩(m^3)；

其余符号意义同本细则第6.3.10条。

6.3.12 挡土墙石砌体构件或混凝土砌体构件直接受剪时，应按下列公式计算构件的抗剪承载力：

$$\gamma_0 V_d \leqslant A f_{vd} + \alpha\mu N_{Gd} \tag{6.3.12}$$

式中：V_d——计算截面上的剪力组合设计值(kN)，按本细则第6.3.5条的规定计算；

A——受剪截面面积(m^2)；

f_{vd}——圬工砌体的抗剪强度设计值(MPa)，按本细则附录C的规定取值；

α——修正系数；

μ——剪压复合受力影响系数，$\alpha\mu$的乘积可按表6.3.12的规定采用；

N_{Gd}——计算截面上永久作用(或荷载)产生的轴向力设计值(kN)；

$N_{Gd}/f_{cd}A$——轴压比，不大于0.8；

f_{cd}——圬工砌体的轴心抗压强度设计值(MPa)。

表6.3.12 砌体构件抗剪计算的$\alpha\mu$乘积值

$N_{Gd}/f_{cd}A$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$\alpha\mu$	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12

7 悬臂式挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 悬臂式挡土墙采用钢筋混凝土结构，宜在石料缺乏或地基承载力较低的路堤地段使用。墙高不宜超过5m，当墙高超过5m时，宜采用扶壁式挡土墙。

7.1.2 悬臂式挡土墙宜采用符合现行国家标准：《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》（GB 13013—91），牌号Q235（I级）；《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》（GB 1449—1998），牌号HRB335（II级）的钢筋，混凝土强度等级不应低于C20。

7.1.3 悬臂式挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时，荷载效应组合中，应按照本细则第3.1.5条的规定计入结构重要性系数γ_0。

7.1.4 悬臂式挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等，除宜按本细则的规定执行外，其他未列内容应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ 024—85）的相关规定执行。

7.1.5 悬臂式挡土墙的地基、基础设计及构造要求，除宜符合本细则第5章的规定外，其他未列内容应按照《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG D63—2007）的相关规定执行。

7.2 一般构造

7.2.1 悬臂式挡土墙由立壁及底板（包括前趾板与后踵板）组成（图7.2.1）。立壁的顶宽不应小于0.2m，立壁外侧表面可设1:0.02～1:0.1的仰坡，内侧面坡度宜为竖直。前趾板与后踵板的端部厚度不应小于0.3m。

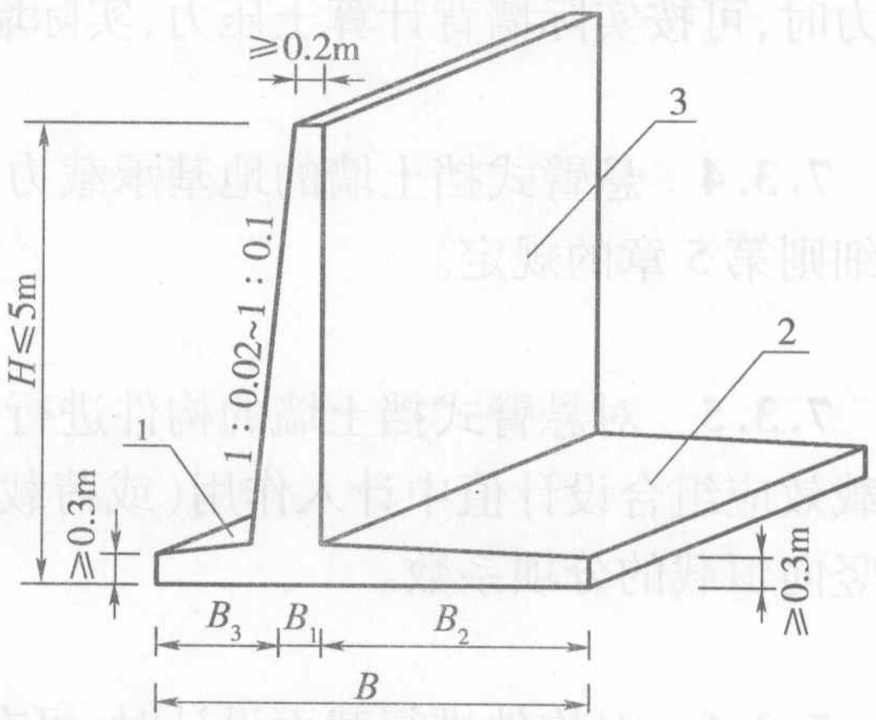


图7.2.1 悬臂式挡土墙

1-立壁；2-后踵板；3-前趾板

7.2.2 伸缩沉降缝的设置及与两端构造物的联结，应符合本细则第3.3.2条的规定。

7.2.3 泄水孔的设置应符合本细则第3.3.5条的规定。

7.2.4 配置于悬臂式挡土墙中的主钢筋，直径不宜小于12mm，主钢筋间距不应大于0.2m。前趾板上缘、后踵板下缘，应对应配置不小于50%主筋面积的构造钢筋。挡土墙外侧墙面应配置分布钢筋，直径不应小于8mm，每延米墙长上，每米墙高需配置的钢筋总面积不宜小于500mm^2，钢筋间距不应大于300mm。

7.2.5 悬臂式挡土墙中，钢筋的混凝土保护层应符合以下规定：

立壁外侧钢筋与立壁外侧表面的净距不应小于35mm；立壁内侧受力主筋与内侧表面的净距不应小于50mm；后踵板受力主筋与后踵板顶面的净距不应小于50mm；前趾板受力主筋与趾板底面的净距不应小于75mm。

位于侵蚀性气体区或海洋大气环境下，钢筋的混凝土保护层应适当加大。

7.3 设计计算

7.3.1 悬臂式挡土墙可取单位墙长进行内力计算。按地基承载力验算、外部稳定验算及地基整体深层滑动稳定性验算，确定前趾板、后踵板宽度；根据构件正截面抗弯承载力计算、构件变形及裂缝宽度验算，确定立壁、底板的截面几何尺寸及配置钢筋。

7.3.2 作用于悬臂式挡土墙上的作用（或荷载），应符合本细则第4章的规定。

7.3.3 悬臂式挡土墙的土压力可按本细则附录A的规定计算。验算地基承载力、外部稳定、底板正截面抗弯承载力计算时，当墙后填土破坏棱体符合不出现第二破裂面的条件，可将立壁顶面后缘与后踵板板端下缘的连线作为假想墙背，计算土压力；当符合出现第二破裂面的条件时，以第二破裂面为计算墙背，计算土压力。计算立壁正截面抗弯承载力时，可按实际墙背计算土压力，实际墙背与填料间的摩擦力可不计入。

7.3.4 悬臂式挡土墙的地基承载力、外部稳定、整体深层滑动稳定性的验算应符合本细则第5章的规定。

7.3.5 对悬臂式挡土墙的构件进行设计计算时，应按本细则第4.1.7条的规定，在荷载效应组合设计值中计入作用（或荷载）的分项系数。基底应力作为竖向荷载时，可采用竖向恒载的分项系数。

7.3.6 对构件进行截面设计时，可在本细则第4.1.2条所列作用（或荷载）组合中，取最不利作用（或荷载）效应组合确定构件每一计算分段内的截面尺寸及配置受力钢筋。

7.3.7 立壁可按固定在底板上的悬臂梁进行计算。立壁截面设计时，可不计立壁自重，仅计入主动土压力的水平分量。

7.3.8 后踵板可按固定在立壁与前趾板结合部的悬臂梁进行计算，可采用下列规定：

（1）作用于后踵板上的计算荷载为：计算墙背与实际墙背间的填土重及换算土层重、计算墙背上的土压力的竖向分量、后踵板自重、基底反力。

（2）计算基底反力时，所用的土压力应符合本细则第7.3.3条的规定。

（3）当后踵板根部的固端弯矩大于立壁根部固端弯矩时，可采用立壁固端弯矩作为后踵板根部的设计弯矩。

7.3.9 前趾板可按固定在立壁与后踵板结合部的悬臂梁进行计算，可采用下列规定：

（1）作用于前趾板上的计算荷载为：前趾板上填土重、前趾板自重、基底反力。前趾板上的填土厚度按天然地面下或冲刷线以下1.0m算起，可不计墙前被动土压力。

（2）计算基底反力时，所用的土压力应符合本细则第7.3.3条的规定。

8 扶壁式挡土墙

8.1 一般规定

8.1.1 扶壁式挡土墙为整体浇筑的钢筋混凝土结构，宜在石料缺乏或地基承载力较低的填方路段采用，墙高不宜超过15m。

8.1.2 扶壁式挡土墙宜采用符合现行国家标准：《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013—91)，牌号Q235(I级)；《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB 1449—1998)，牌号HRB335(II级)的钢筋，混凝土强度等级不应低于C20。

8.1.3 扶壁式挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时，作用(或荷载)效应组合中，应按照本细则第3.1.5条的规定计入结构重要性系数γ_0。

8.1.4 扶壁式挡土墙钢筋混凝土构件的承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等，除宜按本细则的规定执行外，其他未列内容应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行。

8.1.5 扶壁式挡土墙的地基、基础设计及构造要求，除宜符合本细则第5章的规定外，其他未列内容应按照《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)的相关规定执行。

8.2 一般构造

8.2.1 扶壁式挡土墙由立壁、扶壁、底板(包括前趾板与后踵板)组成，如图8.2.1所示。

8.2.2 立壁宜采用等厚的竖直板，顶宽不应小于0.2m。扶壁间距宜按经济性原则确定，常用值为墙高的1/3～1/2。扶壁的厚度宜为两扶壁间距的1/8～1/6，但不应小于0.30m，扶壁应随

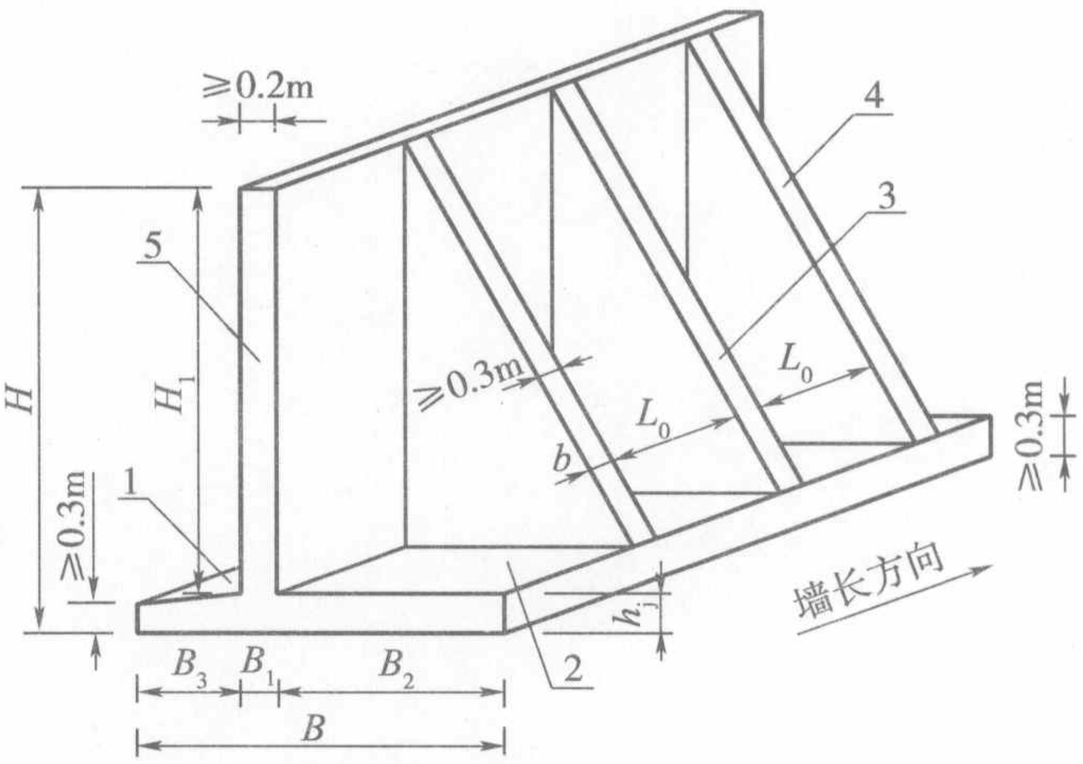


图8.2.1 扶壁式挡土墙

1-前趾板；2-后踵板；3-中扶壁；4-边扶壁；5-立壁

高度逐渐向墙后加宽。底板最小厚度不应小于0.30m。

8.2.3 扶壁式挡土墙分段长度不宜超过20m。每一分段长度中,宜包含三个或三个以上的扶壁。在每一墙段两端,立壁悬出边扶壁外的净长度宜为0.41倍扶壁间的净距。

8.2.4 其他扶壁式挡土墙的构造规定宜按照本细则第7.2.2条~7.2.3条的规定执行。

8.3 设计计算

8.3.1 扶壁式挡土墙宜取墙的分段长度作为计算单元,按照本细则第8.3.4条至第8.3.9条的规定,近似将前趾板、后踵板、立壁、扶壁作为梁、板构件,分别进行计算。

8.3.2 扶壁式挡土墙上的作用(或荷载)及土压力计算,可采用本细则第7.3.2条及第7.3.3条的规定。

8.3.3 宜按照本细则第5章的规定,验算扶壁式挡土墙的地基承载力、外部稳定性及地基整体深层滑动稳定性,并确定前趾板、后踵板的宽度尺寸。

8.3.4 前趾板可按固定在立壁与后踵板结合部的悬臂梁进行计算。

8.3.5 后踵板可按支承在扶壁上的连续板计算,不计立壁对底板的约束作用,后踵板与立壁按铰支连接。后踵板上的作用(或荷载)计算、作用效应计算可做以下简化:

(1)后踵板上的计算荷载,除与本细则第7.3.8条所规定的作用于悬臂式挡土墙后踵板上的荷载相同外,还应计入前趾板的弯矩在后踵板上引起的等代竖向荷载,迭加后的后踵板上组合竖向荷载分布图如图8.3.5所示。每延米挡土墙上,后踵处的竖直压应力σ_W及组合荷载综合分项系数γ_{QC},可按式(8.3.5-1)、式(8.3.5-2)计算:

$$\sigma_w = \sigma_{y2} + \frac{G_s}{B_2} + \gamma_k h_j + \frac{2.4M_{2B2}}{B_2^2} - p_2 \tag{8.3.5-1}$$

$$\gamma_{QC} = \left[\gamma_{Q1}\sigma_{y2} + \gamma_G\left(\frac{G_s}{B_2} + \gamma_k h_j + \frac{2.4M_{2B2}}{B_2^2} - p_2\right)\right] \Big/ \sigma_w \tag{8.3.5-2}$$

式中:σ_w——每延米挡土墙后踵板上,组合荷载引起后踵点的竖直压应力(kPa);

γ_{QC}——后踵板上组合荷载的综合分项系数;

σ_{y2}——按本细则第7.3.3条的规定计算的,墙踵处的竖直土压应力(kPa);

p_2——墙踵处的基底应力(kPa);

G_s——按本细则第7.3.8条的规定计算的,每延米挡土墙计算墙背与实际墙背间的填土重及换算土层重(kN/m);

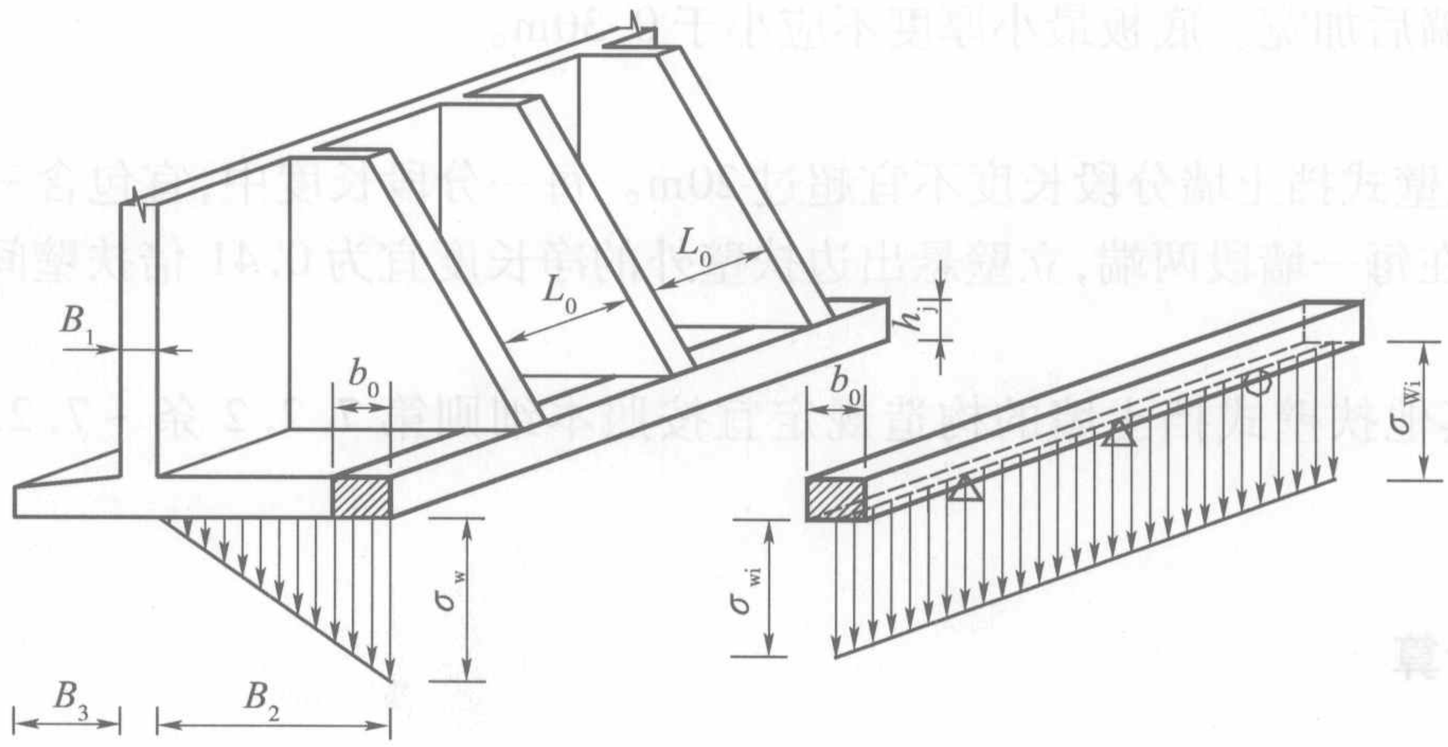


图 8.3.5　后踵板上组合竖向荷载分布图

B_2——后踵板宽度(m)；

M_{2B2}——未计入荷载分项系数的，每延米挡土墙前趾板与立壁连接处的悬臂梁固端弯矩(kN·m/m)；

h_j——后踵板的平均厚度(m)；

γ_k——每延米后踵板的重度(kN/m^3)；

γ_G——垂直恒载分项系数，应符合本细则表 4.1.7 的规定，按荷载增大对挡土墙结构起有利作用或不利作用分别采用；

γ_{Q1}——主动土压力分项系数，按本细则表 4.1.7 的规定采用。

立壁与后踵板连接处的组合荷载竖向压应力为 0，其间各点的竖向压应力 σ_w 可按内插法求得。

(2)在顺墙长方向，后踵板可作为支承于扶壁上的连续梁构件。计算作用效应时，可在踵板宽度上，取单位宽度为板宽，按水平板条进行计算，荷载沿板条长度方向均匀分布。计算点处，未计入重要性系数的作用效应组合设计值，可按下列简化公式计算：

支点负弯矩组合设计值：

$$M_{2d1i} = M_{2d0i}/1.5 \tag{8.3.5-3}$$

跨中正弯矩组合设计值：

$$M_{2d2i} = M_{2d0i}/2.5 \tag{8.3.5-4}$$

支点剪力组合设计值：

$$V_{2d1i} = \gamma_{QC} \cdot \sigma_{wi} \cdot L_0 \cdot b_0/2 \tag{8.3.5-5}$$

式中：M_{2d0i}——后踵板宽度上的 i 单元计算点处，以相邻扶壁净距为跨径的单位宽度简支梁的跨中弯矩组合设计值(kN·m)；

b_0——后踵板板条的单位宽度(1m)；

σ_{wi}——图 8.3.5 中，后踵板计算点处对应的竖直压应力(kPa)；

L_0——相邻扶壁间的净距(m)。

(3)可不作垂直于墙长方向后踵板的受力计算，依据立壁竖直板条固结端作用效应的组合设计值，配置后踵板垂直与墙长方向顶面所需水平钢筋。

8.3.6 立壁为固结在扶壁及底板上的三向固结板构件，可简化为按竖直方向、沿墙长方向分别计算。作用于立壁上的作用（或荷载）可按以下简化方法进行计算：

（1）立壁上的作用（或荷载）仅计入墙后主动土压力的水平向分量，可不计入立壁自重、墙后土压力的竖向分量、墙前被动土压力等；

（2）作用于立壁上的替代水平土压应力简化为梯形分布。图 8.3.6 中，（$H/4 \sim 3H/4$）高度区段的替代水平土压应力 σ_{PJ}，可按下式计算：

$$\sigma_{PJ} = (\sigma_S + \sigma_D)/2 \tag{8.3.6}$$

式中：σ_S、σ_D——按本细则第 7.3.3 条的规定所计算的作用于立壁顶面、底端的水平土压应力（kPa）。

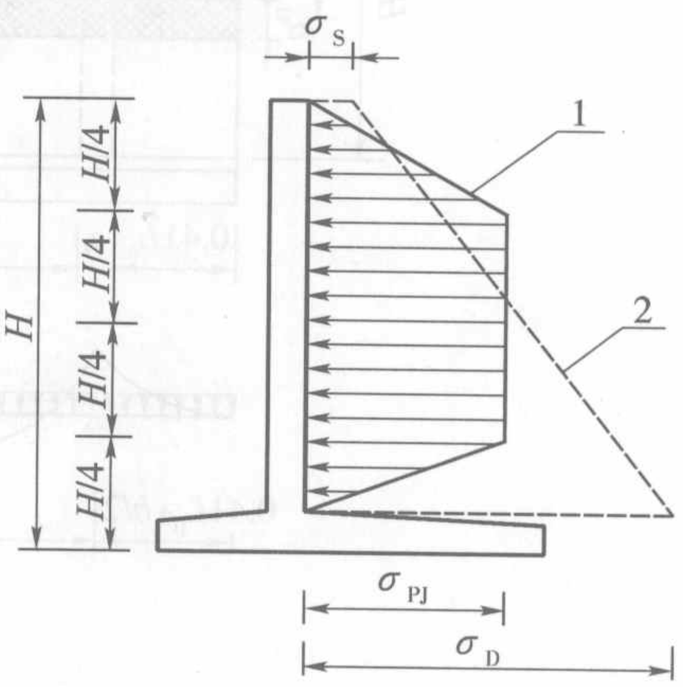


图 8.3.6 立壁上的替代水平土压应力图

1-替代水平土压应力；2-计算水平土压应力

8.3.7 计算立壁沿墙长方向的作用效应时，可沿立壁高度方向，分段截取单位立壁高度为板宽的水平板条进行计算，并作如下简化：

（1）单位宽度的立壁水平板条，可按支承于扶壁上的连续梁进行计算。荷载沿板条长度方向均匀分布，其荷载值等于该板条所在立壁高度处的替代水平土压应力。

（2）单位宽度立壁的水平板条按连续梁计算时，计算点处未计入重要性系数的作用效应组合设计值，可按下列简化公式计算：

支点负弯矩组合设计值：

$$M_{1d1j} = M_{1d0j}/1.5 \tag{8.3.7-1}$$

跨中正弯矩组合设计值：

$$M_{1d2j} = M_{1d0j}/2.5 \tag{8.3.7-2}$$

支点剪力组合设计值：

$$V_{1d1j} = \gamma_{Q1}\sigma_j L_0 b_H/2 \tag{8.3.7-3}$$

式中：M_{1d0j}——立壁 j 单元计算点处，以相邻扶壁间的净距为跨径、单位立壁高度为板宽的水平板条，按简支梁计算的跨中弯矩组合设计值（kN·m）；

γ_{Q1}——主动土压力分项系数，按本细则表 4.1.7 的规定采用；

σ_j——立壁 j 单元计算点高度 H_j 处（图 8.3.7），作用于水平板条上的替代水平土压应力（kPa）；

b_H——立壁的单位高度（1m）；

L_0——相邻扶壁间的净距（m）。

8.3.8 计算立壁竖直方向的作用效应时，可沿挡土墙长度方向分段截取单位墙长为宽度的竖直板条进行计算，并作如下简化：

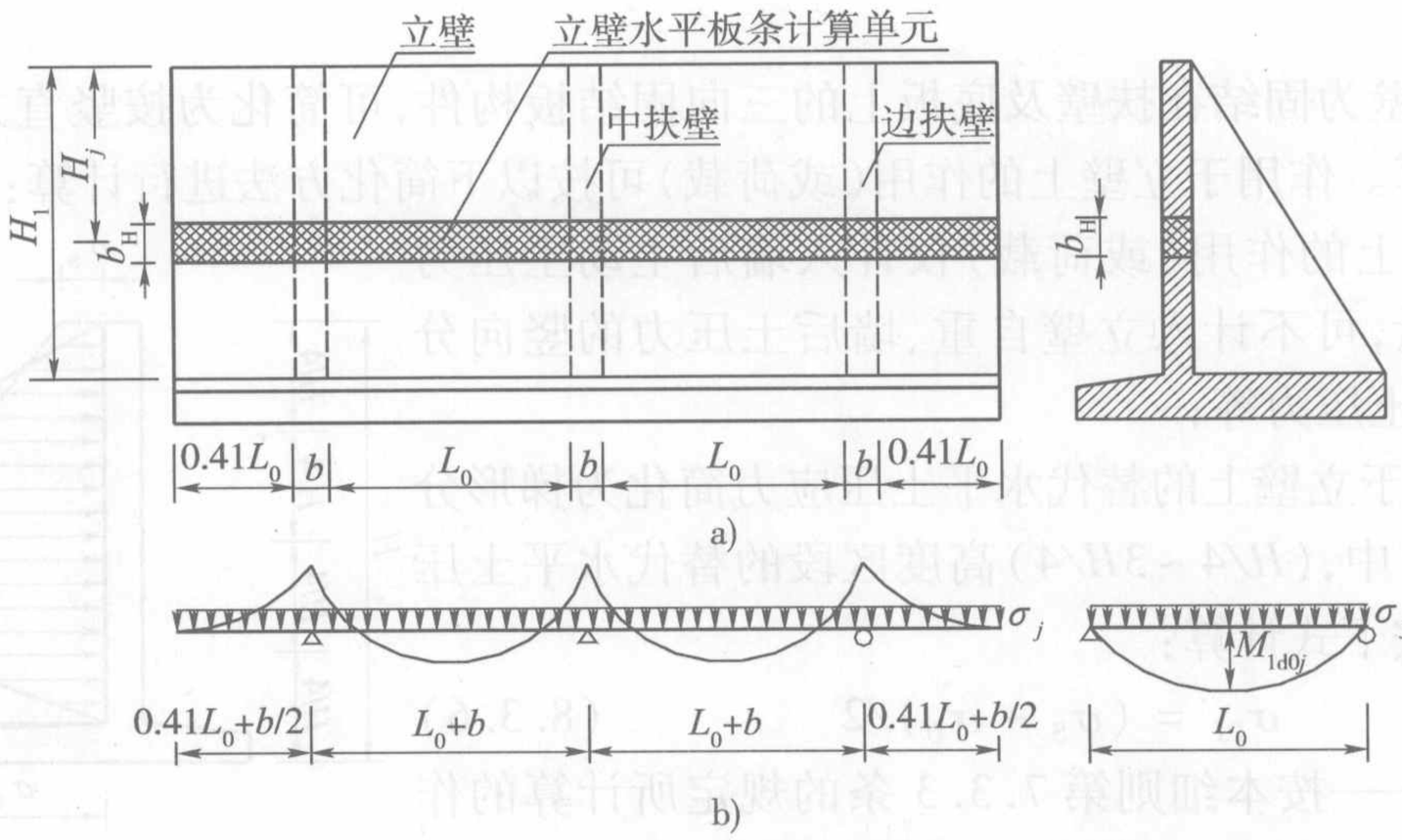


图 8.3.7　立壁计算的单元水平板条及计算图式

a)连续梁计算图式;b)简化计算图式

(1)单位宽度立壁竖直板条的竖向弯矩,沿墙高的分布如图 8.3.8a)所示。

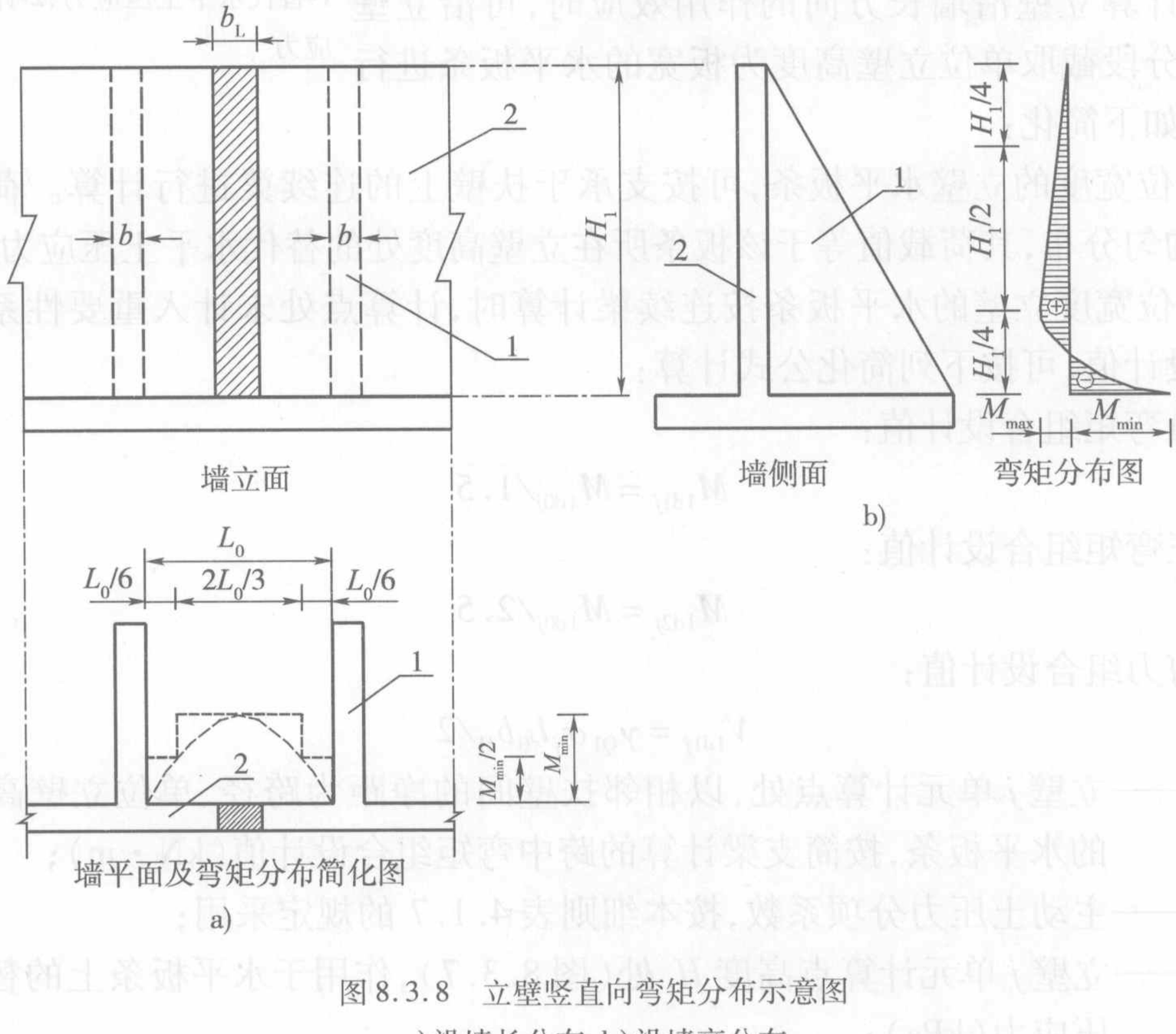


图 8.3.8　立壁竖直向弯矩分布示意图

a)沿墙长分布;b)沿墙高分布

1-扶壁;2-立壁

(2)立壁竖向弯矩沿墙长方向呈台阶形分布,如图 8.3.8b)所示。跨中 $2L_0/3$ 区段内的墙底最小负弯矩 M_{min} 可按式(8.3.8-2)计算;最大正弯矩 M_{max} 可按式(8.3.8-1)计算;墙两端各 $L_0/6$ 区段的墙底最小负弯矩与最大正弯矩为跨中值的一半。

$$M_{1max} = 0.0075\sigma_D H_1 L_0 b_L \tag{8.3.8-1}$$

$$M_{1\min} = -4M_{1\max} \tag{8.3.8-2}$$

式中：L_0——相邻扶壁间的净距(m)；

b_L——立壁竖向板条顺墙长方向的单位宽度(1m)；

σ_D——同本细则第8.3.6条的规定；

H_1——立壁高度(m)。

8.3.9 扶壁可按锚固在底板上的T形截面悬臂梁计算，立壁为梁截面的翼缘板，扶壁为腹板。其荷载与作用效应计算可作如下简化：

(1)扶壁计算仅计入墙背主动土压力的水平分量，可不计立壁与扶壁自重及土压力的垂直分量。墙背土压力计算应符合本细则第7.3.3条的规定，并按立壁实际墙背进行计算。

(2)当立壁高度为H_1(m)时，扶壁承受作用在立壁$B_E \times H_1$(m^2)面积上的全部水平土压力，水平土压力的作用宽度B_E(m)应符合以下规定：

中扶壁：

$$B_{E中} = b + L_0 \tag{8.3.9-1}$$

边扶壁：

$$B_{E边} = b + 0.91L_0 \tag{8.3.9-2}$$

式中：L_0——相邻扶壁的净距(m)；

b——扶壁的厚度(m)。

(3)沿扶壁高度选取的计算截面，可按钢筋混凝土T形截面受弯构件计算，并应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定。

(4)扶壁底端为计算截面时，T形截面受压区的翼缘计算宽度B_k，应符合以下规定：

中扶壁：

$$B_k = b + L_0 \tag{8.3.9-3}$$

当$L_0 > 12B_1$时：

$$B_k = b + 12B_1 \tag{8.3.9-4}$$

边扶壁：

$$B_k = b + 0.91L_0 \tag{8.3.9-5}$$

当$0.91L_0 > 12B_1$时，按式(8.3.9-4)计算，即：

$$B_k = b + 12B_1$$

式中：B_k——扶壁底端T形截面翼缘计算宽度(m)；

B_1——立壁的厚度(m)。

(5)扶壁上高度为H_i处，T形计算截面的受压区翼缘计算宽度b'_i(图8.3.9)，可按下式计算：

$$b'_i = \frac{H_i(B_k - b)}{H_1} + b \tag{8.3.9-6}$$

式中：H_i——计算截面处的立壁高度(m)；

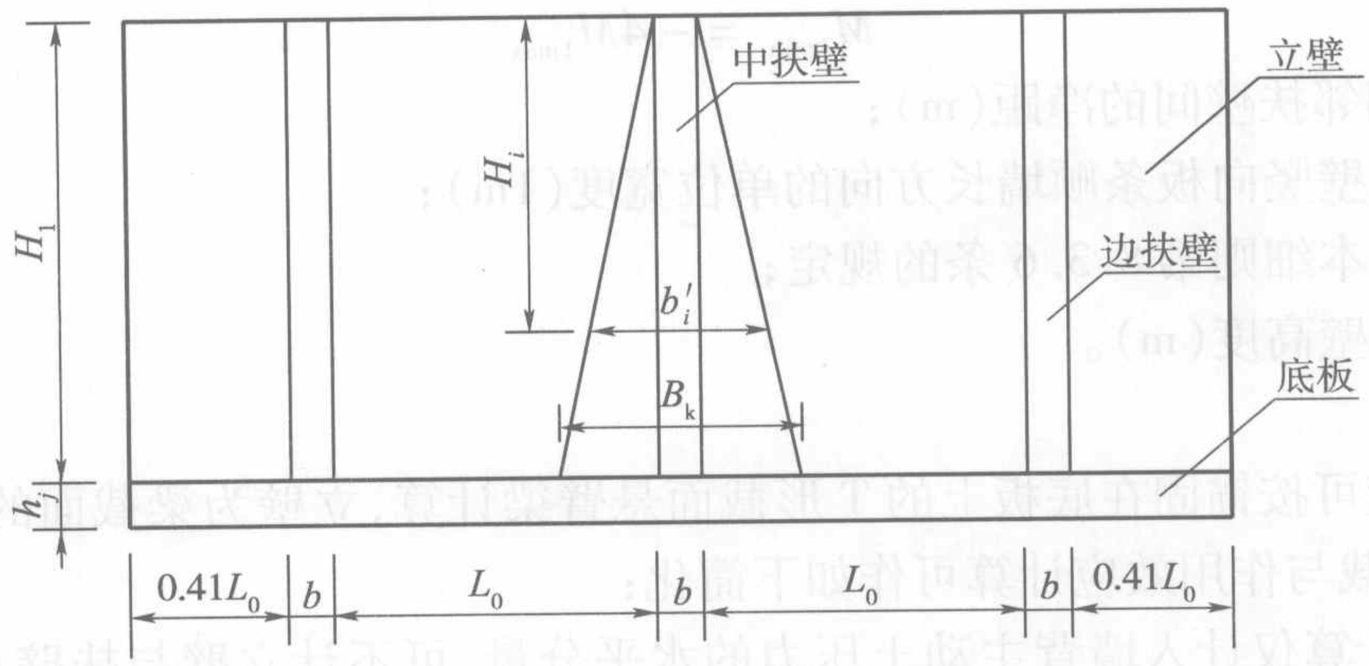


图 8.3.9　扶壁 T 形计算截面的翼缘计算宽度图

b'_i——T 形截面受压区翼缘计算宽度(m)；

H_1——立壁高度(m)；

B_k——扶壁底端 T 形截面翼缘计算宽度(m)。

(6)T 形计算截面的腹板宽度等于扶壁的厚度 b。

8.3.10　扶壁式挡土墙钢筋混凝土构件的钢筋布置与构造要求，除宜符合本细则第 7.2.5条、第 7.2.6 条的规定及应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定外，还应符合下列规定：

(1)应根据后踵板水平板条与扶壁连接处的支点剪力组合设计值，配置扶壁与底板接合区段的竖向 U 形钢筋，其开口端朝上，由底板伸入扶壁两侧，埋入扶壁的长度不应小于钢筋的最小锚固长度。

(2)应根据立壁水平板条与扶壁联结处的支点剪力组合设计值，配置扶壁与立壁结合区段的水平向 U 形钢筋，由立壁外侧水平伸入扶壁两侧，开口端置于扶壁墙背中。

(3)应按与立壁内侧竖向受拉钢筋相对应的布置方式，在后踵板顶面设置垂直于立壁的通长水平钢筋，其一端伸入立壁区段后锚固，确定最小锚固长度时，应以立壁内侧竖向钢筋处为起点；水平钢筋的另一端延长至墙踵端部的混凝土保护层内。

9 嵌岩桩板式挡土墙

9.1 一般规定

9.1.1 嵌岩桩板式挡土墙采用钢筋混凝土结构，可适用于表土及强风化层较薄的均质岩石地基，高度较高的挡土墙。地基基岩的饱和单轴抗压强度标准值应大于20MPa，岩体的完整性指数应大于0.6。

9.1.2 嵌岩桩板式挡土墙构件宜采用符合现行国家标准：《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》（GB 13013—91），牌号 Q235（I 级）；《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》（GB 1449—1998），牌号 HRB335（II 级）的钢筋。混凝土的强度等级不应低于 C20。

9.1.3 嵌岩桩板式挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时，作用（或荷载）效应组合中，应按照本细则第 3.1.5 条的规定，计入结构重要性系数 γ_0。

9.1.4 嵌岩桩板式挡土墙钢筋混凝土构件按承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等，除宜按本细则的规定执行外，其他未列内容应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）、《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG D63—2007）的相关规定执行。

9.2 一般构造

9.2.1 嵌岩桩板式挡土墙由嵌岩桩及桩间的挡土板组成（图 9.2.1）。需要时，可在桩顶 $0.3h$ 以下设置锚杆（索）。桩应现场浇筑，挡土板可采用预制拼装。

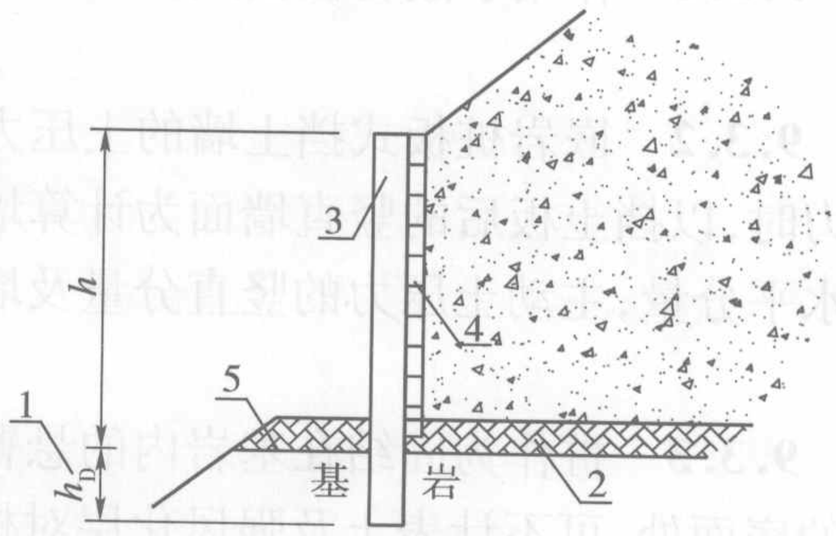


图 9.2.1 嵌岩桩板式挡土墙

1-桩的有效嵌入深度；2-表土层或强风化层；3-桩；4-挡土板；5-基岩顶层

9.2.2 挡土板与桩连接处，相邻板端的间隙宽度不应小于 30mm，间隙缝应用沥青麻筋填塞。嵌岩桩板式挡土墙可不另设伸缩、沉降缝。

9.2.3 嵌岩桩板式挡土墙可利用挡土板上预留

的吊装孔作为泄水孔。进水口侧的构造应符合本细则第3.3.5条的规定。

9.2.4 嵌岩桩板式挡土墙与路基的连接方式可按本细则第3.3.3条的规定采用。

9.2.5 桩的间距可根据挡土板的重量与吊装能力确定,常用值为墙高的1/4~1/2,但不应大于15m。嵌岩桩宜采用圆形截面或矩形截面,矩形截面垂直于墙长方向的边长与顺墙长方向的边长之比不应大于1.5:1,桩的直径或矩形截面短边宽度不应小于1.25m。嵌入基岩顶面以下的有效深度应符合本细则第9.3.3条的规定,且不应小于桩径或矩形截面顺墙长方向边长的1.5倍。

9.2.6 挡土板厚度不应小于0.20m,板宽可根据吊装能力确定,但不应小于0.30m。其截面宜为矩形、槽形或空心板。板两端1/4板长处,宜预留吊装孔。

9.2.7 挡土板与桩的搭接长度,每端不得小于1倍板厚。若为圆形桩,则应在桩后设置搭接用的凸形平台,平台宽度应比搭接长度宽20~30mm。

9.2.8 挡土板外侧墙面钢筋的混凝土保护层厚度应大于35mm,板内侧墙面钢筋的混凝土保护层厚度应大于50mm,位于侵蚀性气体区或海洋大气环境下,钢筋的混凝土保护层厚度应适当加大。桩的受力钢筋应沿桩长方向通长布置,直径不应小于16mm,钢筋间的净距不小于80mm,也不应大于350mm,桩受力主筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm。箍筋直径不应小于主筋直径的1/4,且不应小于8mm,间距不应大于竖向受力钢筋直径的15倍或桩身截面短边尺寸,并且不应大于400mm。钢筋笼骨架上每间隔2.0~2.5m宜设置直径16~22mm的加强箍筋。

9.3 设计计算

9.3.1 作用于嵌岩桩板式挡土墙上的作用(或荷载),应符合本细则第4章的规定。

9.3.2 嵌岩桩板式挡土墙的土压力计算可采用本细则附录A的规定。计算主动土压力时,以挡土板后的竖直墙面为计算墙背。桩及挡土板的计算仅计入墙后主动土压力的水平分量,主动土压力的竖直分量及墙前被动土压力可不计入。

9.3.3 桩作为固结在基岩内的悬臂梁构件计算,最大弯矩及剪力作用于基岩强风化层的底面处,可不计表土及强风化层对桩的作用。桩身按偏心受压构件计算和配置钢筋时,应采用最不利作用效应组合设计值,其作用(或荷载)分项系数,应符合本细则表4.1.7的规定。

9.3.4 桩后不设锚杆(索)时,墙后主动土压力的水平分量在桩上所产生的最大弯矩 M_{ZD} 及剪力 V_{ZD},可按以下式计算:

$$M_{ZD} = (2\sigma_S + \sigma_D)h^2L/6 \tag{9.3.4-1}$$

$$V_{ZD} = (\sigma_S + \sigma_D)hL/2 \tag{9.3.4-2}$$

式中:h——桩板式挡土墙的墙高(m),为桩顶至基岩强风化层底面的高度(图 9.2.1);

L——挡土板跨中至相邻挡土板跨中的间距(m);

σ_S——墙顶的主动水平土压应力(kPa);

σ_D——墙底端的主动水平土压应力(kPa)。

9.3.5 当桩所嵌入的基岩层顶面为水平或坡度小于 10°时,嵌岩桩的有效嵌入深度 h_D 可按式(9.3.5-1)或式(9.3.5-2)计算:

(1)圆形桩:

$$h_D \geqslant \frac{4V_{ZD} + \sqrt{16V_{ZD}^2 + 9.45\eta f_{rk} M_{ZD} d}}{0.787\eta f_{rk} d} \tag{9.3.5-1}$$

(2)矩形桩:

$$h_D \geqslant \frac{4V_{ZD} + \sqrt{16V_{ZD}^2 + 12\eta f_{rk} M_{ZD} b}}{\eta f_{rk} b} \tag{9.3.5-2}$$

式中:f_{rk}——采用直径为 50mm,高度为 100mm 的圆柱形岩芯作试件测试,统计饱和湿度下岩石的单轴抗压强度标准值(kPa);

η——系数,$\eta = 0.3 \sim 1.0$,当基岩节理发育、岩层产状的外倾角大时,取小值;节理不发育、岩层产状的外倾角小时,取大值;

d——圆形桩的直径(m);

b——矩形桩顺墙长方向的宽度(m)。

9.3.6 桩所嵌入的基岩层顶面坡度大于 10°以上时(图 9.3.6),应对桩基作斜坡面上稳定验算及桩基前岩石地基水平方向承载力验算。

(1)桩基稳定可按下列式验算:

$$M_R/M_1 \geqslant F_S \tag{9.3.6-1}$$

$$M_R = 0.33y_D P_q + 0.50(h_D - y_D)P_q[(h_D - y_D)/y_D]^2 \tag{9.3.6-2}$$

$$M_1 = M_{ZD} + y_D V_{ZD} \tag{9.3.6-3}$$

$$y_D = \frac{h_D(3M_{ZD} + 2V_{ZD}h_D)}{3(2M_{ZD} + V_{ZD}h_D)} \tag{9.3.6-4}$$

式中:F_S——倾覆稳定系数,规定为 2.5;

M_R——抗倾覆力矩(kN·m);

M_1——倾覆力矩(kN·m);

P_q——桩基前岩石地基的水平承载力标准值(kN),可按式(9.3.6-6)计算;

y_D——桩的旋转中心至岩层顶面的深度(m)(图9.3.6);

h_D——拟定的桩的有效嵌入深度(m)。

(2)桩基前岩石地基水平承载力标准值P_q,可按下列式验算:

$$P_q \geqslant nP_S \tag{9.3.6-5}$$

$$P_q = \frac{W(\cos\alpha + \sin\alpha\tan\varphi) + cA}{\sin\alpha - \cos\alpha\tan\varphi} \tag{9.3.6-6}$$

$$\alpha = 45° + \varphi/2 + \theta/2 \tag{9.3.6-7}$$

$$W = \frac{l \cdot y_D \gamma \sin\alpha(3B + 2l \cdot \tan\beta)}{6} \tag{9.3.6-8}$$

$$A = (B + l \cdot \tan\beta)l \tag{9.3.6-9}$$

$$P_S = \frac{(3M_{ZD} + 2V_{ZD}h_D)^2}{3h_D(2M_{ZD} + V_{ZD}h_D)} \tag{9.3.6-10}$$

式中:P_S——桩基前岩石地基水平应力的合力(kN);

A——滑动面的面积(m^2);

l——滑动面的长度(m);

θ——基岩顶面与水平面的倾角(°);

α——滑动面与竖直面的夹角(°);

β——桩前岩石滑动面扩散角,$\beta = 30°$;

B——桩的计算宽度(m),对于圆形截面桩,B为桩的直径;对于矩形截面桩,B为顺墙长方向的宽度;

γ——岩石的重度(kN/m^3);

n——安全系数,规定为2.5,考虑地震力时规定为1.5;

W——桩前滑动面以上地基的重力(kN);

c——岩石地基的黏聚力(kN/m^2);

φ——岩石地基的内摩擦角(°);

其他符号意义同本细则第9.3.4条、第9.3.5条。

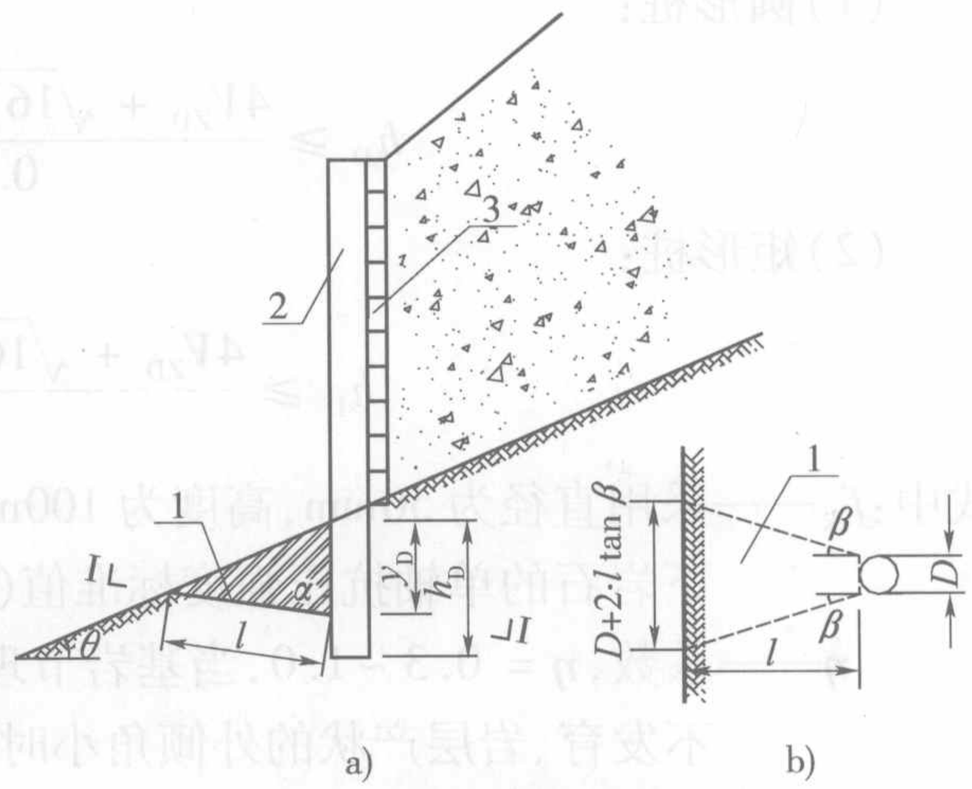


图9.3.6 嵌入斜坡岩石地基的桩

a)立面;b)I-I

1-滑动面;2-桩;3-挡土板

9.3.7 桩基前地基岩层结构面的产状、倾角为向坡外倾斜时,还应按顺层滑坡验算地基的稳定性及整体稳定性。

9.3.8 预制钢筋混凝土挡土板为支承在桩上的简支板,可按受弯构件设计。板的计算跨径L为:

圆形截面桩:

$$L = L_c - 1.5t \tag{9.3.8-1}$$

矩形截面桩：

$$L = L_0 + 1.5t \tag{9.3.8-2}$$

式中：L——挡土板的计算跨径(m)；

L_c——相邻圆形截面桩的桩中心距离(m)；

L_0——相邻矩形截面桩间的净距(m)；

t——挡土板的板厚(m)。

计算挡土板上的作用(或荷载)时，应采用板所在高度的墙后主动土压力水平分量的最大值，沿板长按均布荷载分布。对挡土板进行抗弯、抗剪承载力验算及配置钢筋时，应采用最不利作用(荷载)效应组合设计值，其主动土压力分项系数应符合本细则表4.1.7的规定。

9.3.9 设计装配式挡土板时，还应对运输、吊装、施工过程中板的承载力进行验算。

10 锚杆挡土墙

10.1 一般规定

10.1.1 锚杆挡土墙采用钢筋混凝土柱、板与钢锚杆组合结构，宜用于岩质路堑地段。锚杆必须锚固在稳定地层内，其抗拔力应保证墙体在土压力作用下的平衡。

10.1.2 应根据墙址处的地形、地质及工程情况，合理选择肋柱式锚杆挡土墙（图10.1.2-1）或板壁式锚杆挡土墙（图10.1.2-2）。

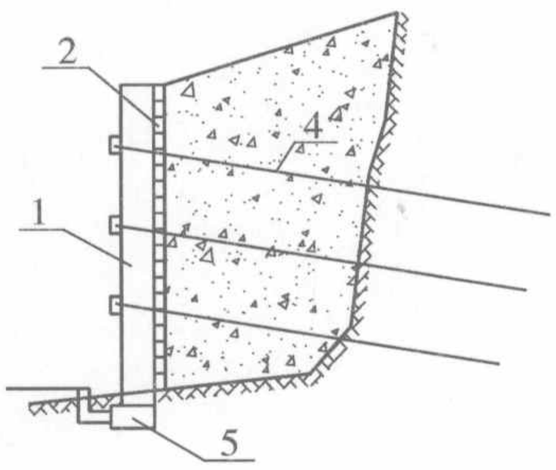


图10.1.2-1 肋柱式锚杆挡土墙

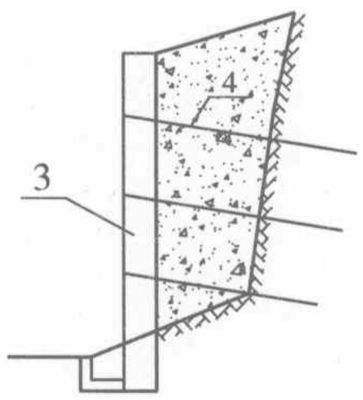


图10.1.2-2 板壁式锚杆挡土墙

1-肋柱；2-挡土板；3-墙面板；4-锚杆；5-基础

10.1.3 肋柱式锚杆挡土墙可采用单级墙或多级墙，每级墙高不宜大于8m。多级墙的上、下级墙体之间应设置宽度不小于2.0m的平台，图10.1.5为两级肋柱式锚杆挡土墙示意图。

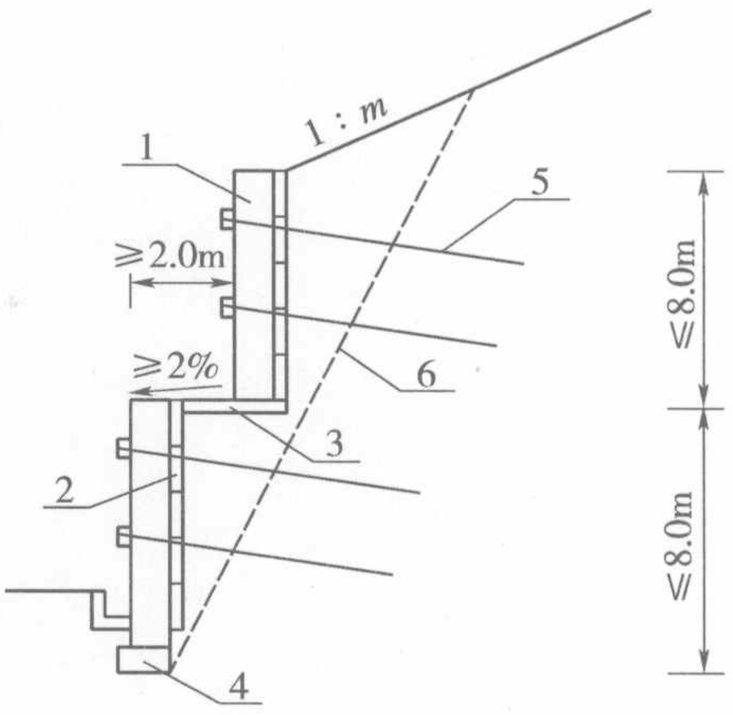


图10.1.5 两级肋柱式锚杆挡土墙示意图

1-肋柱；2-挡土板；3-平台；4-基础；5-锚杆；6-破裂面

10.1.4 锚杆可采用符合现行国家标准：《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》（GB 1449），牌号HRB类规定的钢筋；《预应力混凝土用钢丝》（GB/T 5223—2002）规定的钢丝束；《预应力混凝土用钢绞线》（GB/T 5224—2003）规定的钢绞线为材料。

10.1.5 肋柱、挡土板和墙面板采用的混凝土强度等级不应低于C20；锚孔灌注水泥砂浆的强度等级不应低

于 M30;肋柱基础采用的材料强度等级不宜低于 C15 混凝土或 M7.5 水泥砂浆砌片石。

10.1.6 锚杆式挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时,作用(或荷载)效应组合中,应按照本细则第 3.1.5 条的规定,计入结构重要性系数 γ_0。

10.1.7 锚杆挡土墙的钢筋混凝土构件按承载能力极限状态计算、正常使用极限状态计算及构造要求等,除按本细则的规定执行外,其他未列内容,应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行,锚杆锚固所采用的紧固件,应符合现行国家标准的规定。

10.2 一般构造

10.2.1 肋柱式锚杆挡土墙由肋柱、挡土板和锚杆组成;板壁式锚杆挡土墙由墙面板和锚杆组成。

10.2.2 装配式挡土板或墙面板可利用吊装孔作为泄水孔;现浇挡土板或墙面板应按本细则第 3.3.5 条的规定设置泄水孔。泄水孔进水口侧的构造,应符合本细则第 3.3.5 条的规定。

10.2.3 肋柱式锚杆挡土墙的相邻两跨挡土板与肋柱连接处,应设挡土板间隙,板端的间隙宽度宜为 10 ~ 20mm,并按沉降、伸缩缝的构造处理;现场浇筑的墙面板,应按本细则第 3.3.2 条的规定设置沉降缝及伸缩缝。

10.2.4 墙后填料及地下水的化学、电化学标准,应符合本细则表 12.1.11-1 的规定。

10.2.5 肋柱式锚杆挡土墙的肋柱间距,宜为 2.0 ~ 3.0m,肋柱可采用矩形或 T 形截面,顺墙长方向的肋柱宽度不宜小于 0.3m。肋柱应竖直布置或向填土一侧仰斜,仰斜度不应大于 1:0.05。肋柱可采用整柱预制、分段预制现场拼装,或采用现场浇筑。采用预制肋柱时,应预留锚杆的锚锭孔。

10.2.6 肋柱受力方向的前后侧面内,应配置通长受力钢筋,钢筋直径不应小于 12mm。

10.2.7 多级肋柱式锚杆挡土墙的平台,宜用厚度不小于 0.15m、强度等级不低于 C15 的混凝土封闭,并设置向墙外倾斜的、横坡度大于 2% 的排水坡。

10.2.8 挡土板可采用预制构件,顺墙高方向的板宽视设备吊装能力而定,但不应小于

0.3m。板的规格不宜过多，其截面宜为矩形、槽形或空心板，矩形板的最小厚度不应小于0.15m。板与肋柱的搭接长度不应小于0.1m。板两端1/4板长处，宜设吊装孔。

10.2.9 墙面板可采用现场浇筑或预制吊装的等厚度板，板厚不宜小于0.3m。预制墙面板应预留锚杆的锚锭孔。

10.2.10 肋柱式锚杆挡土墙肋柱上的锚杆层数，可采用双层或多层。锚杆的设置位置，应按肋柱内力分布均匀的原则确定；板壁式锚杆挡土墙的锚杆布置，应按墙面板受力的合理性及经济性综合确定，顺墙长方向水平间距宜为1.0～2.0m，沿墙高方向，每级墙高布置2～3排锚杆。板壁式锚杆挡土墙宜采用楔缝式锚杆（图10.2.10）。

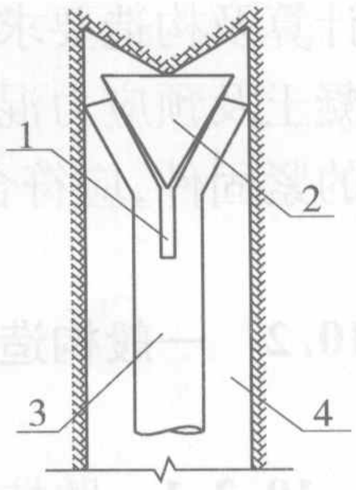
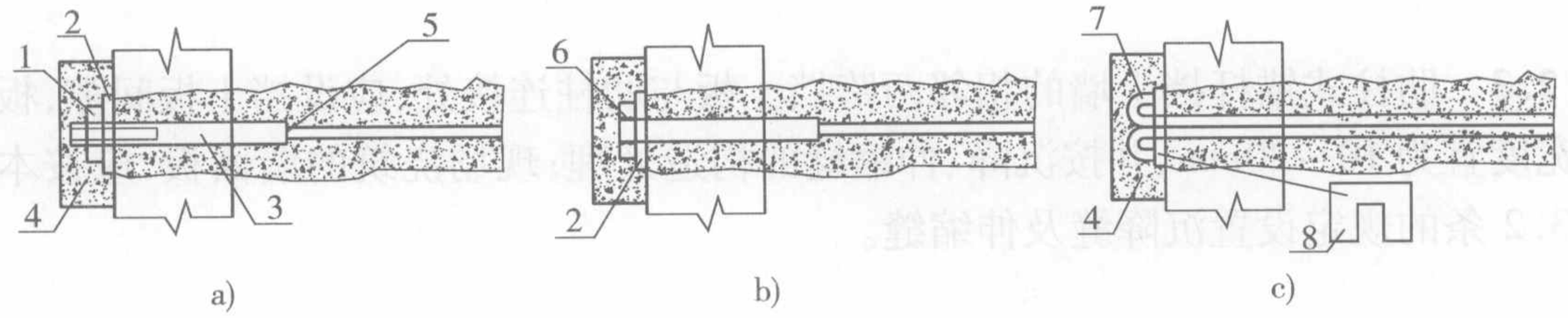


图10.2.10 楔缝式锚杆构造图
1-切缝；2-楔子；3-锚杆；4-锚孔

10.2.11 肋柱或墙面板为现场浇筑时，锚杆应埋入肋柱或墙面板，其最小锚固长度应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）的规定；肋柱为预制拼装时，锚杆可采用螺栓、焊短钢筋或弯钩与肋柱联结（图10.2.11-1）；墙面板为预制板时，锚杆插入墙面板的预留锚孔后，浇筑混凝土，并采用钢凝土锚杆帽增强联结处的强度（图10.2.11-2）。联结构造的外露钢构件，均应用水泥砂浆包裹保护。



a) b) c)

图10.2.11-1 锚杆与肋柱的联结
a）螺栓；b）焊短钢筋；c）弯钩
1-螺母；2-钢垫板；3-螺杆；4-水泥砂浆；5-焊接；6-焊短钢筋；7-弯钩；8-U形垫板

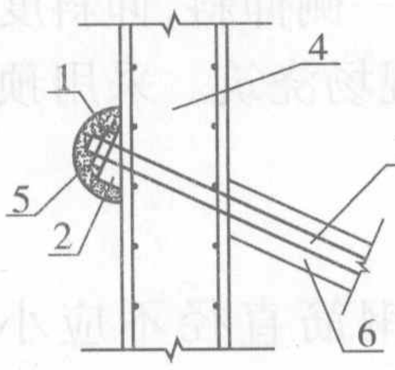


图10.2.11-2 锚杆与预制墙面板的联结
1-螺母；2-钢垫板；3-锚杆；4-预制钢筋混凝土墙面板；5-混凝土保护层；6-防锈层

10.2.12 当采用钢筋锚杆时，其直径宜为18～32mm，每个锚孔内的钢筋不宜多于3根。

10.2.13 未锚入岩层的锚杆段必须牢固、可靠、耐久，并应保证非锚固段锚杆的轴向位移不受约束，保持作用（或荷载）的传递。锚杆可采用除锈后涂防锈漆两道，再用沥青玻璃纤维缠裹两层，作为防护措施。设计锚杆钢筋时，应预留钢筋锈蚀量，无侵蚀性地下水地区，钢筋的采用直径应较计算值增大2mm；地下水有侵蚀性时，采用直径应较计算值增大3mm。

10.2.14 锚杆锚孔的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。锚孔在水平面下的倾角宜为10°～30°，不应大于45°。肋柱式锚杆挡土墙的锚孔直径不宜小于100mm，锚孔间距不宜小于2.0m；板壁式锚杆挡土墙锚孔间距不宜小于1.0m。

10.2.15 锚杆挡土墙钢筋混凝土构件受力主筋的混凝土保护层厚度不应小于30mm；与填料或边坡连接侧，受力主筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm。锚杆锚固区的下方，宜间隔1.5～2.0m与钢筋船形支架或钢板船形支架相焊接，锚杆周围的水泥砂浆保护层应厚度均匀，符合计算规定。

10.3 设计计算

10.3.1 锚杆挡土墙上的作用(或荷载)，应符合本细则第4章的规定。

10.3.2 锚杆挡土墙的土压力计算，可采用本细则附录A的规定。当为多级墙时，可按延长墙背法分别计算各级墙后的主动土压力。

10.3.3 肋柱设计计算宜符合下列规定：

(1)应根据相邻两跨挡土板跨中至跨中长度上的作用(或荷载)，计算所引起的肋柱的作用(或荷载)效应；

(2)视肋柱基底地质构造、地基承载力大小和埋置深度，肋柱与基底连接处的计算图式可设定为自由端、铰支端或固定端，肋柱可相应按简支外伸梁、简支梁或连续梁计算其作用效应及锚杆处的支承反力；

(3)肋柱按受弯构件验算和配置钢筋时，应采用最不利作用效应组合设计值，其作用(或荷载)分项系数，应符合本细则表4.1.7的规定；

(4)采用预制肋柱时，还应作运输、吊装及施工过程中，肋柱承载力验算。

10.3.4 肋柱基础底面的地基承载力验算，应符合本细则第5.2.4条的规定(图10.3.4)。基础底面最大压应力按下式计算：

$$p_{max} = \frac{N_d}{A} \tag{10.3.4-1}$$

作用于基底上垂直力组合设计值N_d(kN)，按下式计算：

$$N_d = \gamma_{Q1} \sum R_n \tan(\beta - \alpha) + \gamma_G G_1 \tag{10.3.4-2}$$

式中：A——肋柱基础底面面积(m^2)；

$\sum R_n$——按10.3.3条的规定计算的，肋柱与锚杆连接处支承反力的代数和(kN)；

α——肋柱的竖向后仰角(°)；

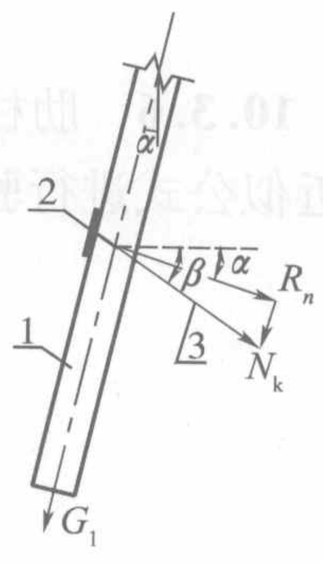


图10.3.4 立柱基底上的作用力系，锚杆拉力与支承点反力图
1-肋柱；2-锚杆锚固点；3-锚杆

β——锚杆与水平线的夹角(°)；

G_1——肋柱及基础重力的轴向分力(kN)；

γ_G、γ_{Q1}——分项系数，按本细则第5.2.1条的规定，取值等于1。

10.3.5 肋柱的基底与地基连接设计为铰支端或固定端时，需验算地基侧向承载力，可按下列近似公式计算：

(1)地基侧向承载力特征值计算：

$$f_N = K_N f_a \tag{10.3.5-1}$$

式中：f_N——地基土侧向承载力设计值(kPa)；

f_a——地基土承载力特征值，应按本细则第5.2.5条的规定采用(kPa)；

K_N——系数，视地基的软、硬程度取等于0.5～1.0。

(2)肋柱基底为铰支端时的近似验算公式(图10.3.5)：

$$h \geqslant \frac{R_0 \cos\alpha}{a f_N} \tag{10.3.5-2}$$

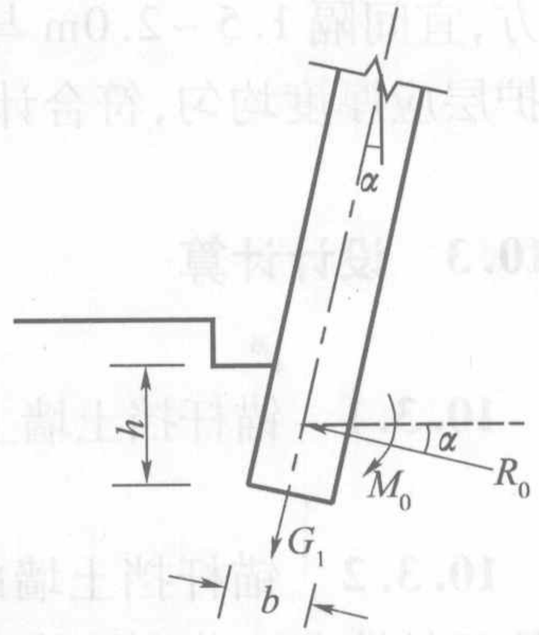


图10.3.5 肋柱地基侧向承载力设计值验算

式中：h——肋柱在地基中的埋置深度(m)；

R_0——基底铰支端的支承反力(kN)，作用于埋置深度的中点上；

a——顺墙长方向的肋柱宽度(m)。

(3)肋柱基底为固定端时的近似验算公式：

$$h \geqslant \frac{R_0 \cos\alpha + \sqrt{R_0^2 \cos^2\alpha + 24 a f_N M_0}}{2 a f_N} \tag{10.3.5-3}$$

式中：R_0——基底固定端的法向支承反力(kN)，作用于埋置深度的中点上；

M_0——基底固定端的反力矩(kN·m)。

10.3.6 肋柱地基为斜坡面时，基底前趾至坡面的水平距离L'(图10.3.6)，可按以下近似公式进行验算：

$$L' \geqslant \frac{K_P R_0 \cos\alpha}{a\left(\frac{1}{2}\gamma h \tan\varphi + c\right)} \tag{10.3.6}$$

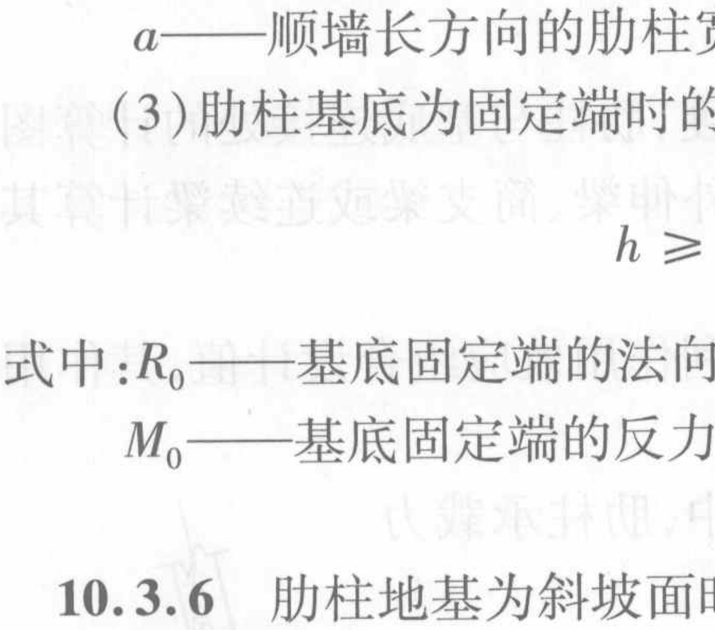


图10.3.6 斜坡面上肋柱基础的埋置条件

式中：L'——基底前趾至坡面的水平距离(m)；

γ——肋柱埋置深度区，柱前斜坡岩(土)的重度(kN/m^3)；

φ——肋柱埋置深度区，柱前斜坡岩(土)的内摩擦角(°)；

c——肋柱埋置深度区，柱前斜坡岩(土)的黏聚力(kN/m^2)；

K_P——安全系数，规定为3.0，考虑地震力时为2.0。

10.3.7 装配式挡土板可按以肋柱为支点的简支板计算，计算跨径为肋柱间的净距加板两端的搭接长度。

10.3.8 现场浇筑的板壁式锚杆挡土墙的墙面板的作用效应，可分别沿竖直方向和水平方向取单位宽度，按连续梁进行计算。竖直单宽梁的计算荷载为作用于墙面板上的土压应力；水平单宽梁的计算荷载为该段墙面板所在位置土压应力的最大值。

10.3.9 锚杆按轴心受拉构件设计，其作用效应计算、锚杆长度计算及截面设计，可采用下列规定：

（1）锚杆轴向拉力按下式计算：

$$N_k = \frac{R_n}{\cos(\beta - \alpha)} \tag{10.3.9-1}$$

式中：N_k——锚杆的轴向拉力（kN）；

R_n——肋柱或墙面板与锚杆连接处的支承反力（kN）；

其他符号同式（10.3.4-2）。

（2）锚杆截面面积按下式计算：

$$\gamma_0 \gamma_{Q1} N_k \leqslant f_{sd} A_s / \gamma_R \tag{10.3.9-2}$$

式中：A_s——锚杆净截面积（m^2）；

f_{sd}——锚杆抗拉强度设计值（kPa）；

γ_0——结构重要性系数，应符合本细则表3.1.5的规定；

γ_{Q1}——主动土压力荷载分项系数，应符合本细则表4.1.7的规定；

γ_R——结构构件抗力计算模式不定性系数，$\gamma_R = 1.4$。

（3）锚杆长度由非锚固长度和有效锚固长度组成（图10.3.9）。非锚固长度L_f，可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L_a，可根据锚杆的拉力按本细则公式（10.3.9-3）、公式（10.3.9-5）计算，并按本细则公式（10.3.9-7）验算锚杆与水泥砂浆之间的黏结力，还应满足最小有效锚固长度的规定，详见本细则公式（10.3.9-4）、公式（10.3.9-6）。

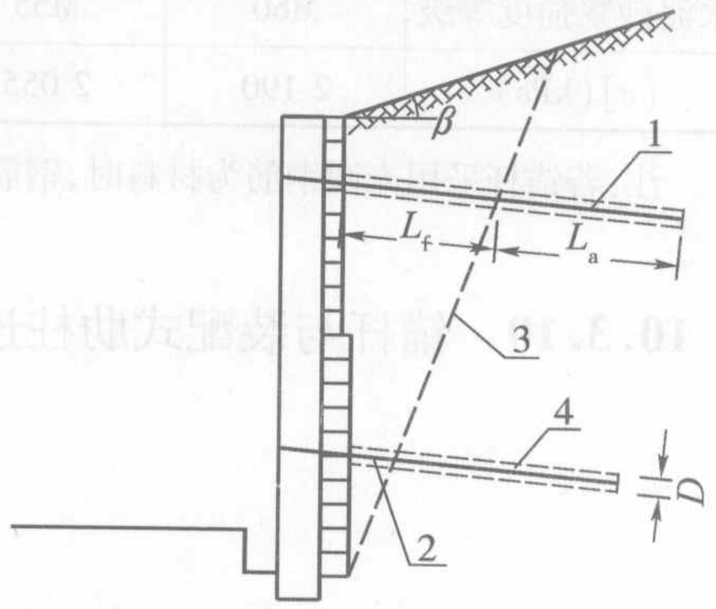


图10.3.9 锚杆长度计算图

1-有效锚固长度段；2-非锚固长度；3-滑裂面；4-水泥砂浆

①单层岩层中锚杆的有效锚固长度：

$$L_a \geqslant \frac{\gamma_P N_k}{\pi D \tau_i} \tag{10.3.9-3}$$

$$L_a \geqslant 4\text{m} \tag{10.3.9-4}$$

式中：L_a——锚杆的有效锚固长度（m）；

N_k——锚杆轴向拉力（kN）；

D——锚孔直径（m）；

τ_i——锚固段水泥砂浆与锚孔岩层间的极限抗剪强度(kPa)；

γ_P——安全系数，$\gamma_P = 2.5$。

②两层岩层中锚杆有效锚固长度：

$$L_{a2} \geqslant \frac{\gamma_P N_k}{\pi D \tau_2} - \frac{L_{a1}\tau_1}{\tau_2} \tag{10.3.9-5}$$

$$L_a = L_{a1} + L_{a2} \geqslant 4\text{m} \tag{10.3.9-6}$$

式中：L_{a1}——第一层岩层的厚度(m)；

L_{a2}——第二层岩层中锚杆的有效锚固长度(m)；

τ_1——第一层锚固段，水泥砂浆与锚孔岩层间的极限抗剪强度(kPa)；

τ_2——第二层锚固段，水泥砂浆与锚孔岩层间的极限抗剪强度(kPa)。

③水泥砂浆与锚孔壁之间的极限抗剪强度 τ_i，应根据现场拉拔试验资料确定。当无可靠试验资料时，设计计算可参考表 10.3.9-1 选用，但施工时应在现场进行拉拔验证。

表 10.3.9-1　水泥砂浆与岩层孔壁间的极限抗剪强度 τ_i

锚固岩层的地质条件	τ_i(kPa)	锚固岩层的地质条件	τ_i(kPa)
风化砂页岩互层、碳质页岩、泥质页岩	150 ~ 250	薄层灰岩夹页岩	400 ~ 600
细砂及粉砂质泥岩	200 ~ 400	薄层灰岩夹石灰质页岩、风化灰岩	600 ~ 800

④锚杆与水泥砂浆之间的黏结力验算：

$$L_a \geqslant \frac{N_k}{n\pi d\beta_m [c]} \tag{10.3.9-7}$$

式中：d——单根锚杆的直径(m)；

n——组成锚杆的钢筋根数；

$[c]$——钢筋与水泥砂浆之间的容许黏结应力(kPa)，按表(10.3.9-2)采用；

β_m——钢筋组合系数：$n = 1$ 时，$\beta_m = 1.0$；$n = 2$ 时，$\beta_m = 0.85$；$n = 3$ 时，$\beta_m = 0.7$。

表 10.3.9-2　带肋钢筋与水泥砂浆间的容许黏结应力

水泥砂浆强度等级	M60	M55	M50	M45	M40	M35	M30
$[c]$(kPa)	2 190	2 055	1 920	1 800	1 665	1 530	1 380

注：若锚杆采用光圆钢筋为材料时，钢筋与水泥砂浆间的容许黏结应力，可采用表中砂浆等级相应值的 0.67 倍。

10.3.10　锚杆与装配式肋柱连接处，锚杆钢垫板的面积可按下式计算：

$$\gamma_0 \gamma_{Q1} N_k \leqslant 1.3\beta_c f_{cd} A_l \tag{10.3.10-1}$$

$$\beta_c = \sqrt{\frac{A_b}{A_l}} \tag{10.3.10-2}$$

式中：f_{cd}——肋柱混凝土的轴心抗压设计值(kPa)；

A_l——钢垫板的面积(m^2)；

A_b——局部承压时的计算底面积(m^2)，按图 10.3.10 确定；

β_c——混凝土局部承压强度的提高系数。

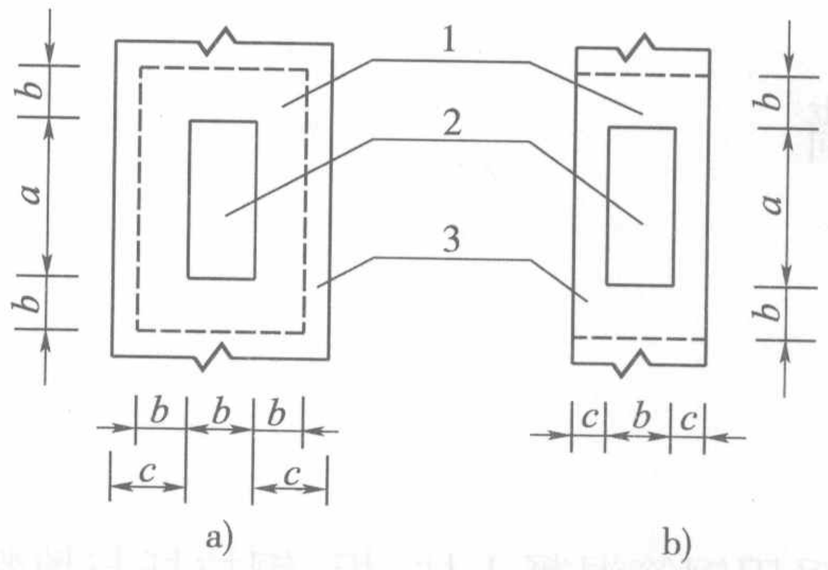


图 10.3.10　肋柱局部承压时，计算底面积 A_d 示意图

a) $c \geqslant b$；b) $c \leqslant b$

1-计算底面积 A_b；2-钢垫板面积 A_l；3-肋柱

11 锚定板挡土墙

11.1 一般规定

11.1.1 锚定板挡土墙采用钢筋混凝土柱、板，钢拉杆与填料组合结构，适用于路堤式路基段，但不应建筑于滑坡、坍塌、软土及膨胀土地区。锚定板在填土中的抗拔力，应保证墙体在土压力作用下的平衡与稳定。

11.1.2 应根据墙址处的地形、地质及工程情况，合理选用肋柱式锚定板挡土墙（图11.1.2-1）或板壁式锚定板挡土墙（图11.1.2-2），锚定板挡土墙的墙高不宜超过10m。

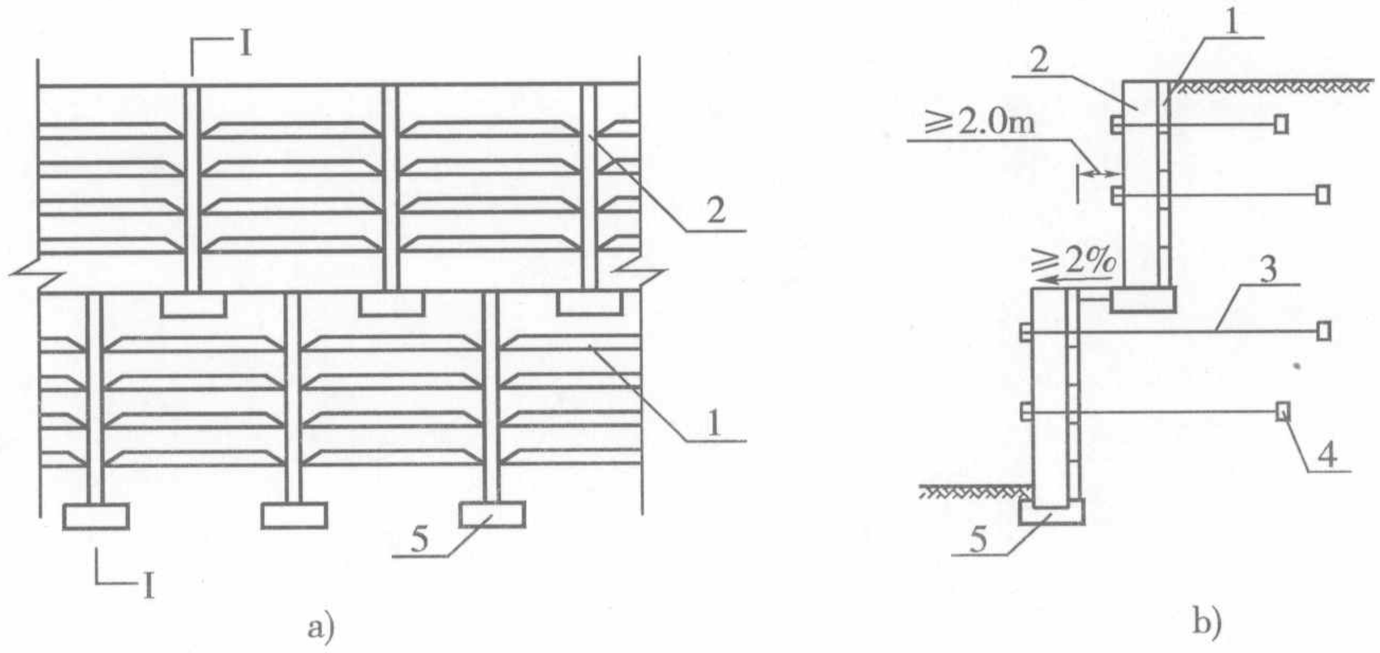


图11.1.2-1 肋柱式锚定板挡土墙

a）立面（两级墙）；b）I-I

1-挡土板；2-肋柱；3-拉杆；4-锚定板；5-基础

11.1.3 肋柱式锚定板挡土墙可采用单级墙或双级墙，每级墙高一般不宜大于6m，上、下两级墙之间应设置平台，平台宽度不应小于2.0m。上下两级墙的肋柱宜交错布置（图11.1.2-1）。

11.1.4 锚定板挡土墙的拉杆、螺丝端杆，宜采用可焊性和延伸性良好的钢筋，符合现行国家标准：《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》（GB 13013—91）；《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》（GB 1449—1998）规定的，牌号Q235（I级）的光圆钢筋；牌号HRB335（II级）的带肋钢筋，以及45SiMnⅤ精轧螺纹钢筋。

11.1.5 肋柱、挡土板、墙面板、板壁式锚定板挡土墙的帽石、锚定板、肋柱分离式垫块

基础、肋柱杯座式基础等的混凝土强度等级不应低于C20。肋柱条形基础的混凝土强度等级不应低于C15。

11.1.6 锚定板挡土墙的填料应符合本细则第3.3.4条的规定，填料夯实度除应符合现行《公路路基设计规范》(JTG D30—2004)关于路基压实度的规定外，墙顶以下1.2m高度内的填料压实度，不应小于最佳密实度的95%。

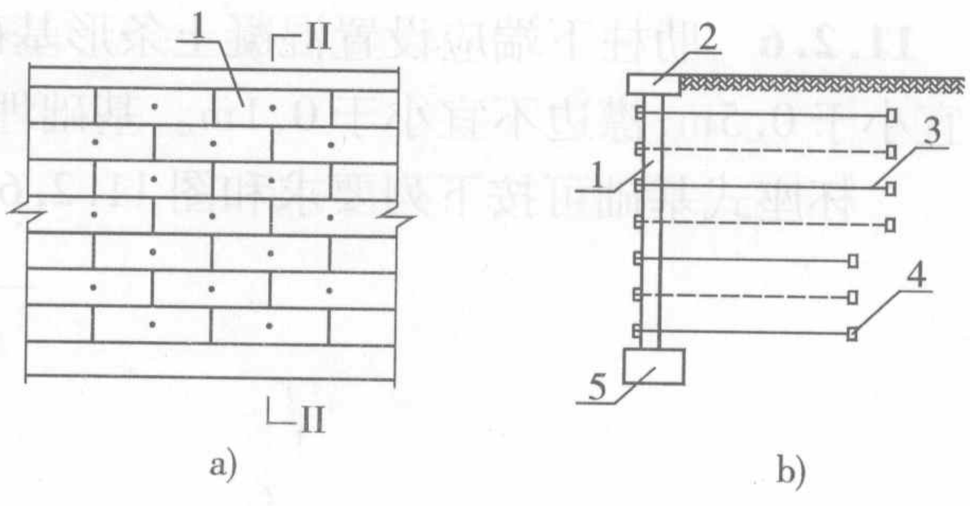


图11.1.2-2 板壁式锚定板挡土墙
a)立面(单级墙)；b)II－II
1-墙面板；2-帽石；3-拉杆；4-锚定板；5-基础

11.1.7 锚定板挡土墙的钢筋混凝土构件设计计算时，作用(或荷载)效应组合中，应按照本细则第3.1.5条的规定计入结构重要性系数γ_0。

11.1.8 锚定板挡土墙的钢筋混凝土构件按承载能力极限状态计算、正常使用极限状态验算及构造要求等，除宜按本细则的规定执行外，其他未列内容应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行。钢拉杆锚固所用的紧固件，应符合国家现行标准的规定。

11.2 一般构造

11.2.1 肋柱式锚定板挡土墙由肋柱、挡土板、锚定板、钢拉杆、连接件和填料组成；板壁式锚定板挡土墙由墙面板、锚定板、钢拉杆、连接件和填料组成。

11.2.2 应按照本细则第3.3.5条的规定，在挡土板或墙面板上设置泄水孔及墙背排水构造。

11.2.3 锚定板挡土墙的沉降缝、伸缩缝设置，可按照本细则第10.2.3条的规定执行。

11.2.4 墙后填料及地下水的化学、电化学标准，应符合本细则表12.1.11-1的规定。

11.2.5 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱间距宜为1.5～2.5m，肋柱可采用矩形、T形或工形断面，顺墙长方向的肋柱宽度不应小于0.35m，肋柱断面的高度不宜小于0.3m。每级肋柱高度可采用3～5m。肋柱分段拼装时，肋柱接头宜用榫接。肋柱宜采用竖直布置或向填土侧仰斜布置，仰斜度宜为1:0.05，严禁肋柱前倾布置。肋柱上需预留圆形或椭圆形拉杆孔道，孔道直径或短轴长度应大于拉杆直径。

11.2.6 肋柱下端应设置混凝土条形基础、分离式垫块基础或杯座式基础，基础厚度不宜小于0.5m，襟边不宜小于0.1m。基础埋置深度应符合本细则第5.1.2条的规定。

杯座式基础可按下列要求和图11.2.6所示，确定其高度尺寸及构造：

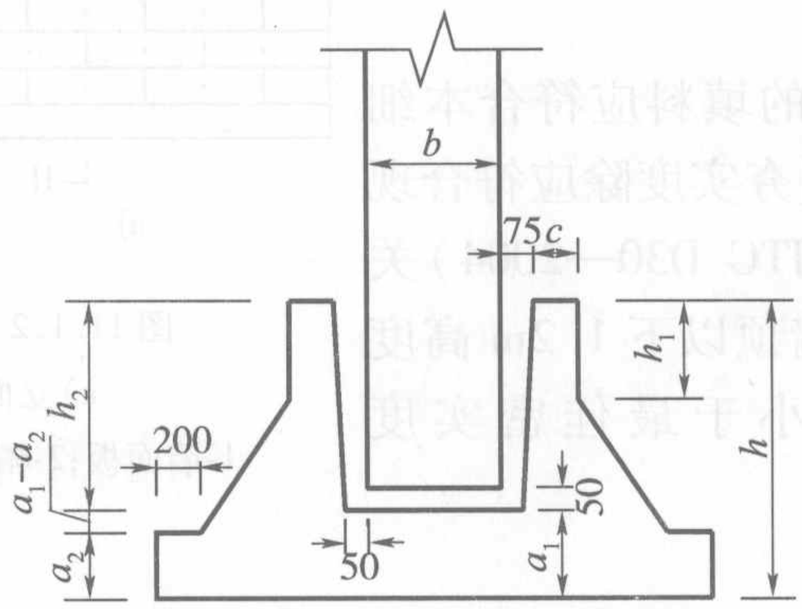


图11.2.6 杯座式基础(尺寸单位:mm)

(1)当$b<1\,000$mm时：$h_2\geqslant b$或$h_2\geqslant 0.05H_j$；

(2)当$b>1\,000$mm时：$h_2\geqslant 0.8b$或$h_2\geqslant 1\,000$mm；

(3)$c/b\geqslant 0.65$时：杯口可不配置钢筋。

图中与式中：b——肋柱断面垂直墙长方向的高度(mm)；

H_j——与杯座式基础相连的肋柱段吊装时的长度(mm)；

c——杯口壁厚(mm)；

h——杯座式基础的总厚度(mm)；

h_1——杯口高度(mm)；

h_2——杯槽深度(mm)；

a_1——杯槽下的底板厚度(mm)；

a_2——杯座底板边缘厚度(mm)。

11.2.7 肋柱受力方向的前后柱面内，应配置通长受力钢筋，钢筋直径不应小于12mm。

11.2.8 多级肋柱式锚定板挡土墙的平台，宜用厚度不小于0.15m的C15混凝土封闭，并宜设置向墙外倾斜的、横坡度大于2%的排水坡。采用细粒土作填料时，路基顶面也宜设置封闭层。

11.2.9 板壁式锚定板挡土墙的墙顶应设置帽石。

11.2.10 挡土板宜采用预制构件，预制板顺墙高方向的最小尺寸不应小于0.3m，常用值为0.5m。挡土板的规格不宜过多，其截面宜为矩形、槽形或空心板，矩形板的最小厚度不应小于0.15m。板与肋柱的搭接长度不应小于0.10m。

11.2.11 板壁式锚定板挡土墙的墙面板，可采用矩形、六边形、十字形或其他几何形状的钢筋混凝土板，或采用厚度、颜色、纹理有所变化的钢筋混凝土拼合板。墙面板的规格不宜过多。

11.2.12 肋柱式锚定板挡土墙上，肋柱拉杆层数可设计为单层或多层，其位置应使肋柱受力均匀。板壁式锚定板挡土墙的每块墙面板应至少连接一根拉杆。

11.2.13 拉杆宜由直径 22～32mm 的钢筋与螺丝端杆组成。每根拉杆可采用单根钢筋或两根钢筋。螺丝端杆长度，应按肋柱厚度、挡土板或墙面板的厚度、钢垫板厚度、螺母厚度之和另加 100mm 外延长度确定。

11.2.14 锚定板宜采用钢筋混凝土矩形板或方形板，肋柱式锚定板挡土墙的锚定板面积不应小于 $0.5m^2$；板壁式锚定板挡土墙的锚定板面积不应小于 $0.2m^2$。锚定板须预留拉杆孔道，其要求与肋柱的预留孔道相同。锚定板的埋置深度不宜小于 2.5m。

11.2.15 拉杆埋入土中部分的防锈要求，可按照本细则第 10.2.13 条对锚杆的规定执行。

11.2.16 拉杆前端用螺母、钢垫板与肋柱或预制墙面板联结；拉杆后端用螺母、钢垫板与锚定板联结。在铺筑填料前，联结处宜用沥青砂浆充填，并用沥青麻筋塞缝；当填料下沉稳定后，可按照本细则第 10.2.11 条的规定，外露孔道空隙及外露钢构件，均用水泥砂浆填塞或包裹。

11.2.17 锚定板挡土墙钢筋混凝土构件受力主筋的混凝土保护层厚度不应小于 30mm。当墙顶需设置护墙或栏杆时，肋柱或帽石中应预埋锚固螺栓，其最小锚固长度应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定。

11.3 设计计算

11.3.1 作用于锚定板挡土墙上的作用(或荷载)，应符合本细则第 4 章的规定。

11.3.2 作用于锚定板挡土墙挡土板或墙面板上的土压力，可按照重力式挡土墙的相关规定计算。但其中填料引起的土压应力的分布，宜按图 11.3.2 的规定采用，并按下列公式计算其应力值：

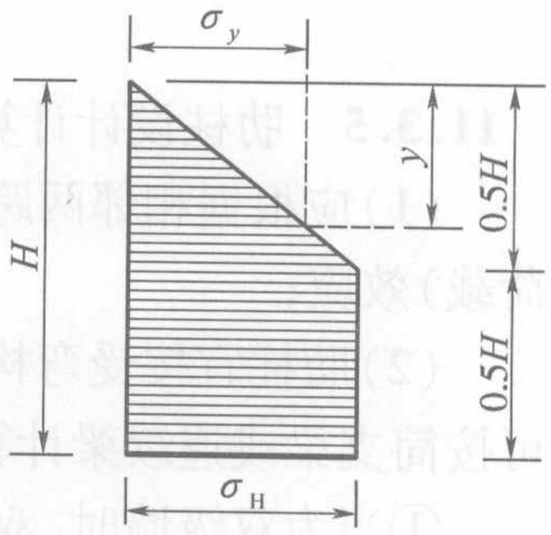


图 11.3.2 填料恒载作用下的土压应力分布图

$$\sigma_H = \frac{1.33E_x}{H}\beta \tag{11.3.2-1}$$

$0 < y \leqslant 0.5H$：

$$\sigma_y = \frac{2\sigma_H y}{H} \tag{11.3.2-2}$$

$0.5H < y \leqslant H$：

$$\sigma_y = \sigma_H \tag{11.3.2-3}$$

式中：σ_H——填料恒载作用下，墙底的水平土压应力(kPa)；

E_x——按库伦理论计算的单位墙长上，墙后主动土压力的水平分量(kN/m)，可按附录A计算；

H——墙高，当为两级墙时，为上、下级墙高之和(m)；

y——由墙顶至计算截面处的高度(m)；

σ_y——计算截面处的水平土压应力(kPa)；

β——土压力增大系数，采用1.2~1.4。

11.3.3 锚定板挡土墙上的车辆荷载(或人群荷载)，对挡土板或墙面板所产生的附加土压力的分布图式，应符合附录A的规定，土压力计算值可不乘增大系数，其水平土压应力σ_{yq}可按下式计算：

$$\sigma_{yq} = K_a q \tag{11.3.3}$$

式中：K_a——库伦理论主动土压力系数；

q——车辆荷载(或人群荷载)附加荷载标准值(kN/m^2)，按本细则表4.2.5的规定采用。

11.3.4 锚定板挡土墙可不作整体抗倾覆稳定性验算，整体抗滑动稳定性可采用“折线滑面分析法”或“整体土墙法”计算，滑动稳定系数K_c不应小于1.8。

验算锚定板挡土墙的整体稳定性时，作用于假想墙背上的恒载土压力应分别按乘以土压力增大系数或不乘以土压力增大系数计算，并取有、无车辆荷载(或人群荷载)的最不利组合，作为计算采用值。

11.3.5 肋柱设计计算宜符合下列规定：

(1)应根据相邻两跨挡土板跨中至跨中长度上的作用(或荷载)，计算肋柱的作用(或荷载)效应；

(2)肋柱宜按受弯构件设计，根据肋柱上拉杆的层数及肋柱与肋柱基础的连接方式，可按简支梁或连续梁计算：

①当为双级墙时，双层拉杆的上级肋柱可按简支梁设计；

②双级墙双层拉杆的下级肋柱，当底端平置于条形基础或分离式单座基础上时，肋柱底端可视为自由端，肋柱按简支梁设计；当肋柱底端插入条形基础或杯座式基础时，肋柱底端可视为铰支端，肋柱按连续梁设计；

③多层拉杆的肋柱，可按连续梁设计。

(3)肋柱按连续梁设计时，应分别按刚性支承连续梁、弹性支承连续梁计算肋柱的作用效应组合设计值及拉杆拉力设计值，以最不利作用效应组合设计值为控制，进行肋柱截面抗弯、抗剪承载力验算、配置钢筋。作用效应组合设计值计算时，作用(或荷载)分项系数，应符合本细则表4.1.7的规定。

(4)装配式肋柱还应作运输、吊装及施工过程中，肋柱承载力验算。

11.3.6 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱基础及地基设计计算，可按照本细则第10.3.4条~10.3.6条的规定执行。

11.3.7 拉杆设计计算应符合下列规定：

(1)最上一排拉杆至填料顶面的距离不应小于1m。当锚定板埋置深度不符合最小埋置深度的规定时，可采用向下倾斜的拉杆，其水平倾角β宜为10°~15°。

(2)拉杆长度应满足本细则第11.3.4条挡土墙整体滑动稳定性的要求，且最下一层拉杆在主动土压力计算破裂面之后的长度，不应小于锚定板高度的3.5倍；最上一层拉杆的长度，不应小于5m。

(3)当肋柱竖直布置且拉杆为水平时，拉杆的轴向拉力N_p等于支承反力R_i；肋柱仰斜布置且拉杆向下倾斜时，拉杆的轴向拉力N_p可按下式计算：

$$N_p = \frac{R_i}{\cos(\beta - \alpha)} \tag{11.3.7-1}$$

采用单根钢筋的拉杆时，未计锈蚀预留量的计算直径，可按下式计算：

$$d \geqslant 20\sqrt{\frac{10\gamma_0\gamma_{Q1}N_p}{\pi f_{sd}}} \tag{11.3.7-2}$$

式中：R_i——肋柱在拉杆处的支承反力(kN)；

α——肋柱的竖向后仰角(°)；

β——拉杆与水平线的夹角(°)；

N_p——拉杆的轴向拉力(kN)；

d——单根钢拉杆的计算直径(mm)；

f_{sd}——钢筋的抗拉强度设计值(MPa)，应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定采用；

γ_0——结构重要性系数，应符合本细则表3.1.5的规定；

γ_{Q1}——主动土压力荷载分项系数，应符合本细则表4.1.7的规定。

(4)拉杆的螺丝端杆及锚固所采用的紧固件(螺纹、螺母、垫板、焊缝)，均应根据拉杆尺寸采用等强度设计，并应符合国家现行标准的规定。

11.3.8 锚定板设计计算应符合下列规定：

(1)锚定板的面积按下式计算：

$$A = \frac{N_p}{[p]} \tag{11.3.8-1}$$

式中：A——锚定面的设计面积(m^2)；

N_p——拉杆的轴向拉力(kN)；

$[p]$——锚定板单位面积的容许抗拔力(kPa)。

(2)锚定板单位面积容许抗拔力$[p]$，应根据现场拉拔试验决定。设计时，若无可靠现场试验资料，可根据埋置深度按照下列规定采用：

①锚定板埋置深度为3～10m时，可采用表11.3.8的经验统计值：

表11.3.8　锚定板单位面积容许抗拔力$[p]$

锚定板埋置深度(m)	单位面积容许抗拔力$[p]$(kPa)	锚定板埋置深度(m)	单位面积容许抗拔力$[p]$(kPa)
10	150	3	100
5	120		

②锚定板埋置深度为2.5～3m时，单块锚定板的容许抗拔力$[T]$可按式(11.3.8-2)计算：

$$[T] = \frac{1}{2K}\gamma h_i^2 (K_p - K_a) b \tag{11.3.8-2}$$

式中：$[T]$——单块锚定板的容许抗拔力(kN)；

K——安全系数，$K \geqslant 2$；

γ——墙后填料的重度(kN/m^3)；

h_i——锚定板的埋置深度，为锚定板底边至填料表面的距离(m)；

K_p、K_a——库伦理论的被动土压力系数、主动土压力系数；

b——锚定板边长(m)。

(3)锚定板可按中心为支点的单向受弯构件计算，但应按双向配置钢筋。锚定板与钢垫板连接处，应验算混凝土局部承压与冲切强度，其局部承压时的钢垫板面积，可按照本细则第10.3.10条的规定计算。

11.3.9　挡土板、墙面板的设计计算应符合下列规定：

(1)挡土板的设计计算可按照本细则第10.3.7条的规定执行。

(2)墙面板按支承在拉杆上的受弯构件计算，如一块墙面板上连接一根拉杆时，可按单支点双向悬臂板计算及配置钢筋。

12　加筋土挡土墙

12.1　一般规定

12.1.1　加筋土挡土墙为加筋体结构，适用于一般地区的路肩式挡土墙、路堤式挡土墙，但不应修建在滑坡、水流冲刷、崩塌等不良地质地段。应用在高速公路和一级公路上，墙高不宜超过12m；其他各级公路上，墙高不宜超过20m。在岩石地基上或地基经处理后，可设计较高墙身。墙高超过12m时，宜设错台，多级修建。墙高超过上列规定或在地震基本烈度8度及以上地区的加筋土挡土墙，应作特殊设计。

12.1.2　加筋土是筋带与填料成层交替铺设并紧密压实而成的复合材料，筋带与填料之间必须有足够摩阻作用，填料的压实度和筋带材料的质量应予充分保证，以形成稳定的加筋体。墙高超过12m时，应慎重选择填料。

12.1.3　加筋土挡土墙的构件设计计算时，作用（荷载）效应组合中，应按照本细则第3.1.5条的规定计入结构重要性系数γ_0。

12.1.4　筋带材料应符合下列要求：

——抗拉强度大，拉伸变形小和蠕变小，不易产生脆性破坏；

——拉筋与填料之间应具有足够的摩擦力；

——应具有较好的柔性、韧性；

——有良好的耐腐蚀性和耐久性；

——与面板的连接必须牢固可靠。

12.1.5　钢带、钢筋混凝土带、钢塑土工加筋带、土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带及其他符合本细则第12.1.4条规定的材料，均可作为筋带材料。在高速公路、一级公路上，应采用耐久性能强，物理、力学性能稳定的筋带材料。

12.1.6　钢带材料宜符合以下规定：

（1）宜用软钢（Q235）轧制。

（2）可采用光面带、有肋带（图12.1.6），截面为扁矩形，宽度不应小于30mm，厚度不应小于3mm，筋带接长可采用螺栓连接。

(3)钢带表面及连接件宜经镀锌处理或采取其他防锈处理措施。钢带镀锌时,其镀锌量不应小于0.0005g/mm^2。设计时,钢带锈蚀厚度可按表12.1.6的经验值采用。

(4)钢带及连接构件的材料性能指标,应符合现行《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)的相关规定。

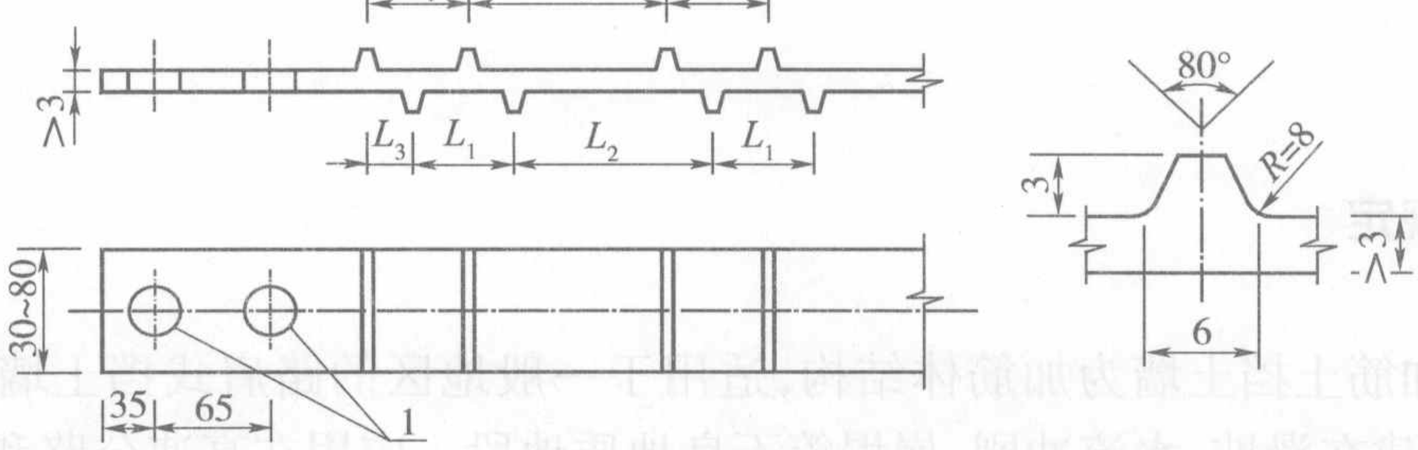


图12.1.6 有肋扁钢带构造图(单位:mm)

L_1=43~50;L_2=103~116;L_3=16~20;1-连接孔(直径12.0~18.0mm)

表12.1.6 钢带单面锈蚀厚度(mm)

工艺分类	无水工程	浸淡水工程	浸海水工程
非镀锌	3.0	4.0	5.0
镀锌	1.0	1.5	—

12.1.7 钢筋混凝土带宜符合以下规定:

(1)混凝土强度等级不宜低于C20,钢筋直径不应小于8mm。

(2)钢筋混凝土带可分节预制,分节长度不宜大于2m,截面为扁矩形(宽度100~250mm,厚度60~100mm),筋带形状可为等宽、等厚条形板或楔形板条(图13.11.13),混凝土板条内宜布设防裂钢丝网。

(3)预制件的接长,可用焊接或螺栓结合,结点应进行防锈处理。

(4)筋带上的拉力作用,由钢筋承担,钢筋截面设计应考虑锈蚀影响,一般地区挡土墙,钢筋设计直径预留锈蚀量宜为2mm;浸水挡土墙或位于侵蚀性大气区的挡土墙,钢筋设计直径宜预留锈蚀量为3mm。

(5)钢筋混凝土带构件的材料性能指标,应符合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定。

12.1.8 钢塑土工加筋带(GSLD)采用高强钢丝与添加抗老剂的聚合物复合成形,其产品规格与尺寸偏差,技术要求,应符合《公路工程土工合成材料土工加筋带》(JT/T 517—2004)的规定。

12.1.9 塑料土工格栅筋带材料,应符合《土工合成材料塑料土工格栅》(GB/T 17689)及《交通工程土工合成材料土工格栅》(JT/T 480—2002)的规定。

12.1.10 聚乙烯土工加筋带(SLLD/pE)、聚丙烯土工加筋带(SLLD/pp)的产品规格与尺寸偏差、技术要求,应符合《公路工程土工合成材料土工加筋带》(JT/T 517—2004)的规定。

12.1.11 加筋体的填料除应符合本细则第3.3.4条的规定外,宜符合下列要求:

加筋体的填料必须易于填筑和压实,不应对筋带产生腐蚀作用,水稳定性好。填料的选择应优先选用具有一定级配的砂土、砾石土、碎石土、黄土、中低液限黏性土、稳定土及满足质量要求的工业废渣等,禁止使用泥炭、淤泥、冻结土、盐渍土、垃圾土、白垩土及硅藻土等作填料。

当筋带为钢带时,填料的化学和电化学标准应满足表12.1.11-1的规定。

采用土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带的填料中,不宜含有二价以上铜、镁、铁离子及氯化钠、碳酸钠、硫化物等化学物质。

应由试验和地区应用经验确定填料与筋带之间的似(视)摩擦系数。当无上述条件时,可按照表12.1.11-2的数值采用。填料与筋带之间的似(视)摩擦系数f'应≥0.4。

表12.1.11-1 填料的化学和电化学标准

项 目	电阻率 (Ω/mm)	氯离子 (m·e/100g±)	硫酸根离子 (m·e/100g±)	pH值
无水工程	>100	≤5.6	≤21.0	5~10
淡水工程	>100	≤2.8	≤10.5	5~10

注:①电阻率按附录G测试方法求得,其他指标按交通部现行的《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)有关试验方法求得;

②每毫克当量(m·e)氯离子为0.0355g;每毫克当量(m·e)硫酸根离子为0.048g。

表12.1.11-2 填料与筋带之间的似摩擦系数f'

填料类型	黏性土	砂类土	砾碎石类土
似摩擦系数	0.25~0.40	0.35~0.45	0.40~0.50

注:①有肋钢带的似摩擦系数可提高0.1;

②墙高大于12cm的高挡土墙似摩擦系数取低值。

12.1.12 面板宜符合以下规定:

(1)面板设计应满足坚固、美观、运输方便和易于安装等要求。

(2)面板可采用金属面板、钢筋混凝土面板或混凝土面板。钢筋混凝土面板、混凝土面板可采用预制构件,其强度等级不宜低于C20,厚度不应小于80mm。

(3)面板上的筋带结点,可采用预埋钢拉环、钢板锚头或预留穿筋孔等构造形式。钢拉环应采用Q235(Ⅰ级)钢筋制作,直径不应小于10mm,钢板锚头应采用厚度不小于3mm的Q235钢板制作,露于混凝土外部的钢拉环、钢板锚头应做防锈处理,钢塑土工加筋带、土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带与钢拉环的接触面应作隔离处理。

(4)面板四周应设企口和相互连接装置,当采用钢插销连接装置时,插销直径不应小

于10mm。

12.1.13 混凝土面板外形可选用十字形、六角形、矩形、弧形、槽形、L形等，常用面板尺寸可见表12.1.13的规定。墙顶和角隅处可采用角隅面板和异型面板，如图12.1.13-1、图12.1.13-2所示。

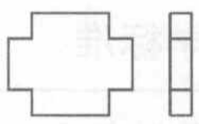
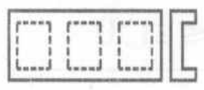
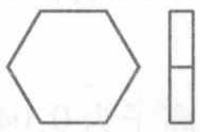
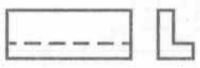
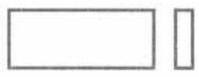


a)　　b)

图12.1.13-1　角隅面板

a)凸部时用；b)凹部时用

表12.1.13　常用面板尺寸表(mm)

类　型	简　图	高　度	宽　度	厚　度
十字形		500～1 500	500～1 500	80～200
槽形		300～750	1 000～1 500	140～200
六角形		600～1 200	700～800	80～200
L形		300～500	1 000～1 500	80～120
矩形		500～1 000	1 000～1 500	80～200

注：①L形面板下缘宽度可采用200～250mm，厚度80～120mm；

②槽形面板的底板和翼缘厚度不应小于50mm；

③矩形面板的长边作成弧形即成为弧形面板。

12.1.14 加筋土挡土墙的连接部件均应作承载力验算。筋带与面板的连接必需坚固可靠，并应与筋带有相同的耐腐蚀性能。钢带与面板上的钢板锚头间的连接，可采用插销连接或螺栓连接；钢筋混凝土筋带与面板之间的连接可采用焊接、扣环连接或螺栓连接；钢塑土工加筋带、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带与面板的连接可用拉环，也可以直接穿在面板的预留孔中；土工格栅可与面板上的预埋连接栓(或销)相连接。

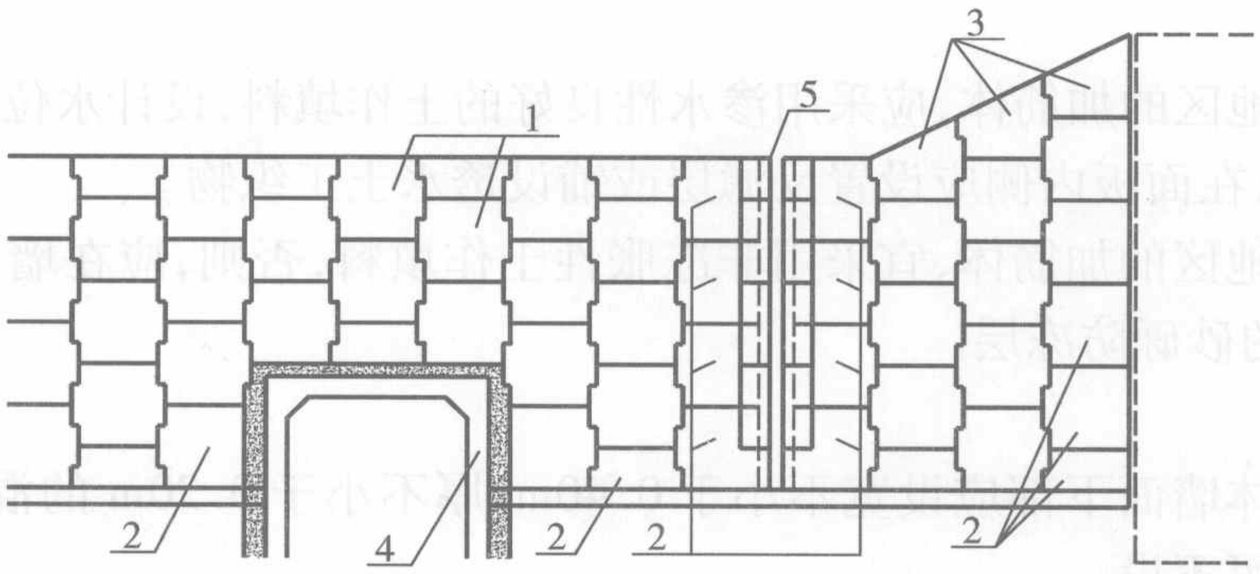


图 12.1.13-2　异形面板

1-标准形状;2-端部处理形;3-异形;4-构造物;5-沉降缝

12.2　一般构造

12.2.1　加筋土挡土墙墙面的平面线形可采用直线、折线和曲线。相邻墙面间的内夹角不宜小于70°。筋带一般应水平布设并垂直于面板,当一个结点有两条以上筋带时,应呈扇状分开。当相邻墙面的内夹角小于90°时,宜将不能垂直于墙面布设的筋带逐渐斜放,必要时,应在角隅处增设加强筋带。

12.2.2　加筋体的横截面形式宜采用矩形,见图12.2.2a)。当受地形、地质条件限制时,也可采用图12.2.2b)或图12.2.2c)的形式,截面尺寸由计算确定。

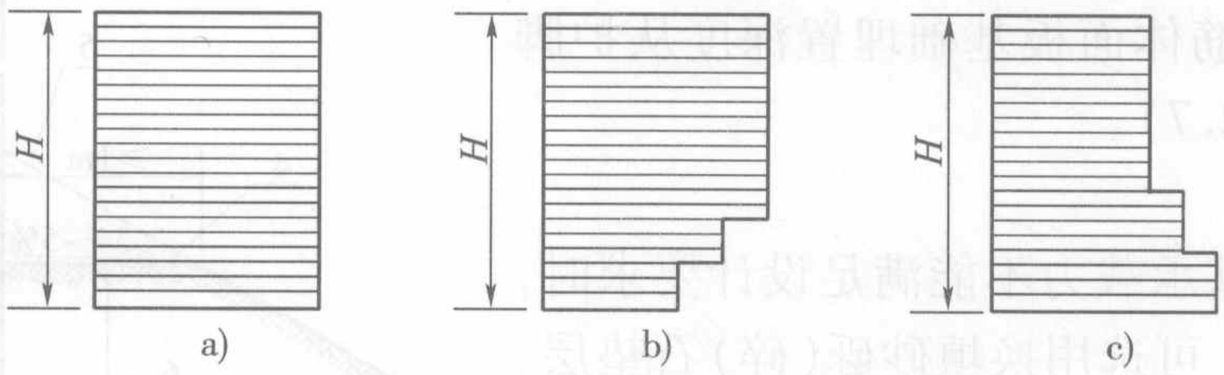


图 12.2.2　加筋体横断面形式

12.2.3　加筋体填料的压实度,应按表12.2.3的规定采用。

表 12.2.3　加筋体填料压实度表

填土范围	路面底面以下深度(m)	压实度(%)		
		高速公路、一级公路	二级公路	三、四级公路
上路堤	0.80~1.50	≥94	≥94	≥93
下路堤	1.50以下	≥93	≥92	≥90
距面板内侧1m以内	全部墙高	≥90	≥90	≥90

注:①表列压实度系按《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)中重型击实试验法的最大干密度的压实度;

②当三、四级公路铺筑沥青混凝土和水泥混凝土路面时,应采用二级公路的规定值;

③路堤采用特殊填料或处于特殊气候地区时,压实度标准可根据试验路的状况在保证路基强度要求的前提下适当降低。

12.2.4 浸水地区的加筋体，应采用渗水性良好的土作填料，设计水位以下宜作成石砌或混凝土实体墙，在面板内侧应设置反滤层或铺设透水土工织物。

季节性冰冻地区的加筋体，宜采用非冻胀性土作填料，否则，应在墙面板内侧设置厚度不小于0.5m的砂砾防冻层。

12.2.5 加筋体墙面下部应设宽不小于0.40m，厚不小于0.20m的混凝土基础，但属下列情况之一者可不设：

(1)面板筑于石砌圬工或混凝土之上。

(2)地基为节理不发育的硬质基岩。

12.2.6 加筋体面板基础底面的埋置深度，对于土质地基不应小于0.60m；设置在岩石上时，应清除表面风化层，当风化层较厚难以全部清除时，可采用对土质地基埋置深度的规定。

浸水地区与冰冻地区的加筋体面板基础埋置深度，应按本细则第五章的有关规定确定。

季节性冰冻地区，当基础埋深小于冻结线时，自基底至冻结线范围内的土，应换填为非冻胀性的中砂、粗砂、砾石等粗粒土，其中，粉土、黏土粒的含量不应大于15%。

12.2.7 置于斜坡上的加筋体，应设宽度不小于1m的护脚，加筋体面板基础埋置深度从护脚顶面算起(图12.2.7)。

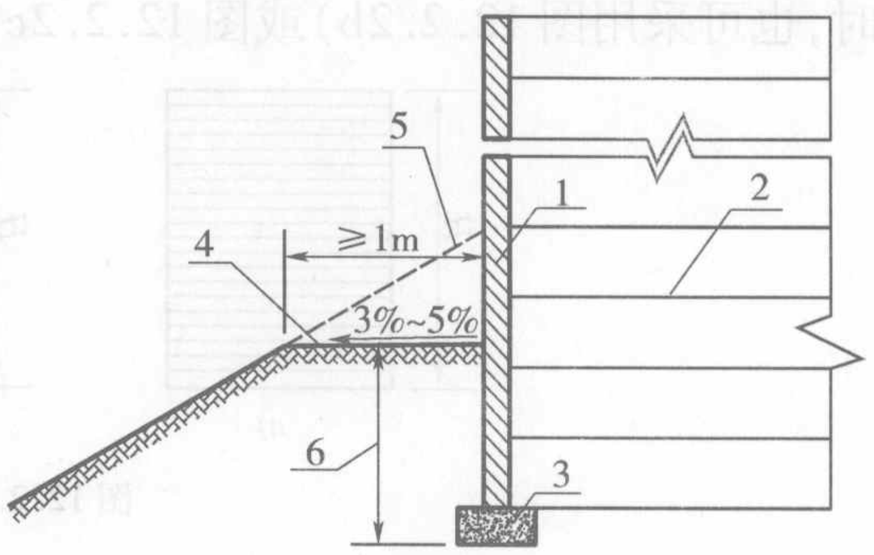


图12.2.7 护脚横断面图

1-墙面；2-筋带；3-基础；4-护脚；5-原山坡；6-埋深

12.2.8 当地基承载力不能满足设计要求时，应进行地基处理。可选用换填砂砾(碎)石垫层、挤密桩(砂桩、石灰桩、水泥土桩、碎石桩)、土工织物或土工格栅等方法加固地基。

12.2.9 对可能危害加筋土工程的地面水和地下水，应采取适当的排水或防水措施。当加筋体背后有地下水渗入时，应设置通向加筋体外的排水层，排水层采用砂砾材料，其厚度不应小于0.50m。当加筋体顶面有渗水可能时，应采用防渗封闭措施。墙面板应预留泄水孔，泄水孔的设置应符合本细则第3.3.5条的规定。墙后填料为细粒土时，应设置反滤层。

12.2.10 非浸水加筋土挡土墙，当基础埋深小于1.25m时，宜在墙面地表处设置宽度为1.0m，厚度大于0.25m的混凝土预制块或浆砌片石防护层，其表面作成向外倾斜3%～5%的排水横坡。

12.2.11 设置纵坡的加筋土挡土墙顶部，可按纵坡要求设计异形面板，也可将需设异形面板的缺口，用现浇混凝土补齐。

12.2.12 加筋土挡土墙的基底不宜设置纵坡，基底可做成水平，或结合地形做成台阶形。

12.2.13 多级加筋土挡土墙的上级墙与下级墙之间宜设宽度不小于2.0m的平台，平台顶部宜设置向墙外倾斜的、横坡度大于2%的排水坡，并用厚度不小于0.15m、强度级别大于C15的混凝土板防护。当采用细粒填料时，上级墙的面板基础下，应设置宽度不小于1.0m、厚度不小于0.50m的砂砾或灰土垫层(图12.2.13)。

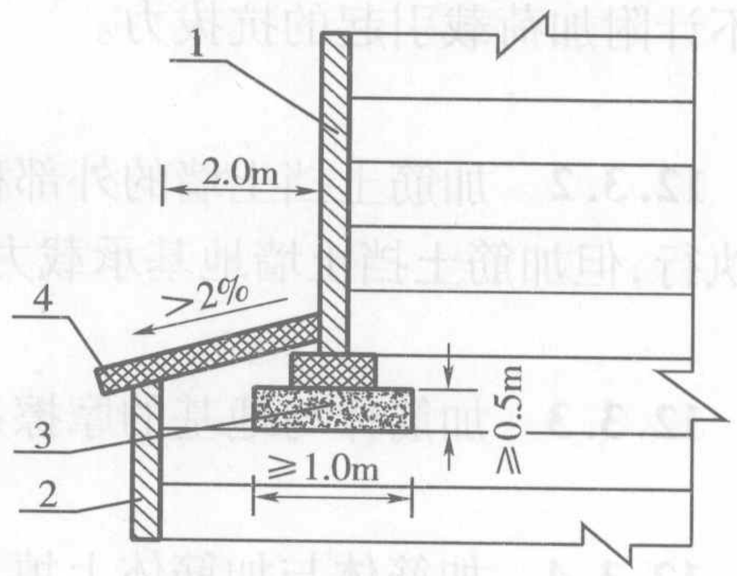


图12.2.13 错台与垫层横断面图
1-上级墙；2-下级墙；3-垫层；4-平台护板

12.2.14 在满足筋带抗拔稳定的前提下，筋带长度的采用还宜符合下列规定：

(1)墙高小于3.0m时，筋带长度不应小于4.0m，且宜采用等长筋带。

(2)墙高大于3.0m时，筋带最小长度宜大于0.8倍墙高，且不小于5m；土工格栅筋带最小长度宜大于0.65倍墙高，且不小于4m。

(3)当采用不等长的筋带时，同等长度筋带的墙高段，应大于3.0m，相邻墙高段筋带的长度差，不宜小于1.0m，同一处挡土墙的筋带长度规格不宜多于3种。

12.2.15 非镀锌钢带采用油漆防护时，喷涂油漆应不少于两遍。拉筋与墙面板的连接部分、钢筋混凝土筋带的拉筋连接部分，应以浸透沥青的玻璃丝布绕裹两层或采用三油二布进行防护。

12.2.16 双面加筋土挡土墙的筋带相互插入时，应错开铺设，避免重叠。设于拱涵顶部的双面加筋土挡土墙，其下部宜增加筋带用量或采用其他防止拱上侧墙墙面变位的措施。

12.2.17 加筋土挡土墙的墙面板顶面宜设置混凝土或钢筋混凝土帽石。

12.2.18 加筋土挡土墙应按照本细则第3.3.2条的规定，设置沉降缝、伸缩缝。

12.3 设计计算

12.3.1 加筋土挡土墙设计时，应进行内部稳定计算和外部稳定计算。

内部稳定计算内容包括：筋带抗拉承载力验算、抗拔验算，并确定筋带的截面积、筋带长度，确定面板的厚度和配置钢筋，对于墙高大于12m的挡土墙，还宜采用总体平衡法予以验算；挡土墙的外部稳定验算包括：基底地基承载力验算、加筋体沿基底抗滑动稳定性验算、抗倾覆稳定性验算、地基与墙后土体的整体滑动验算，必要时，应作地基沉降计算。

施加于加筋土挡土墙上的作用(荷载),应符合本细则第4章的规定,同时应符合本节的有关规定。

筋带截面计算时,应考虑车辆(或人群)附加荷载引起的拉力;筋带锚固长度计算时,不计附加荷载引起的抗拔力。

12.3.2 加筋土挡土墙的外部稳定验算可按本细则第5章及本节第12.3.21条的规定执行,但加筋土挡土墙地基承载力验算时,基底不应出现拉应力。

12.3.3 加筋体与地基的摩擦系数,可按本细则第5.3.2条的规定采用。

12.3.4 加筋体与加筋体上填土的计算分界面,应为通过加筋体墙面顶端的水平面,该面以上的填土自重应作为加筋体上的填土重力。

内部稳定性验算时,加筋体顶面上的填土重力,可按下式换算成等代均布土层厚度计算(图12.3.4):

$$h_1 = \frac{1}{m}\left(\frac{H}{2} - b_b\right) \tag{12.3.4}$$

式中:h_1——墙顶填土重力换算等代均布土层厚度(m),当$h_1 > H'$时,应取$h_1 = H'$;

m——加筋体顶面填土的边坡坡率;

H——加筋体高度(m);

b_b——边坡坡脚至面板的水平距离(m);

H'——加筋体以上路堤的高度(m)。

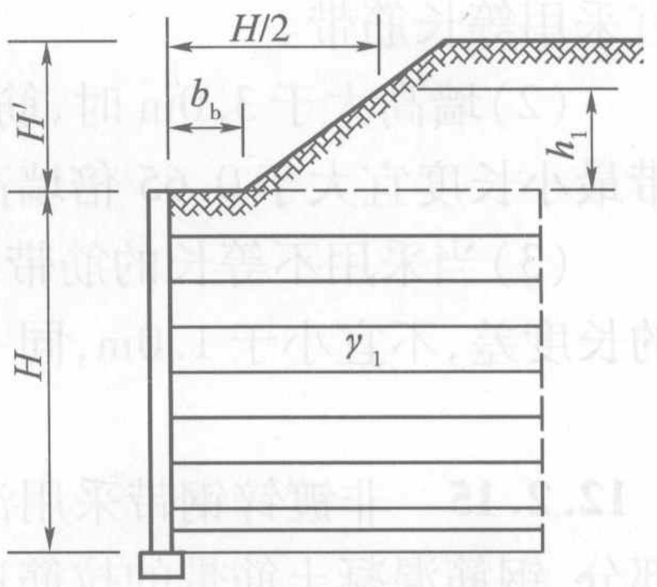


图12.3.4 路堤式挡土墙加筋体上填土的等代土层厚度计算图

外部稳定性验算时,加筋体顶面上的填土重力可按填土的实际几何尺寸进行计算。

12.3.5 外部稳定性验算时,作用于加筋体墙背(或假想墙背)上的土压力,可采用库仑主动土压力理论,按本细则附录A的规定计算。

12.3.6 浸水加筋土挡土墙设计时,应按下列规定计入水的浮力:

(1)筋带断面设计采用低水位时的浮力。

(2)地基应力验算采用低水位时的浮力或不考虑浮力;加筋体的滑动稳定验算、倾覆稳定验算,采用设计水位时的浮力。

（3）其他情况采用最不利水位时的浮力。

12.3.7 内部稳定性验算时，加筋体活动区与稳定区的分界面可采用简化破裂面。简化破裂面上部的竖直面部分与墙面板背面的距离 b_H 为 $0.3H$；简化破裂面下部的倾斜面部分与水平面的夹角 β 为（$45° + \varphi/2$）（图 12.3.7）。

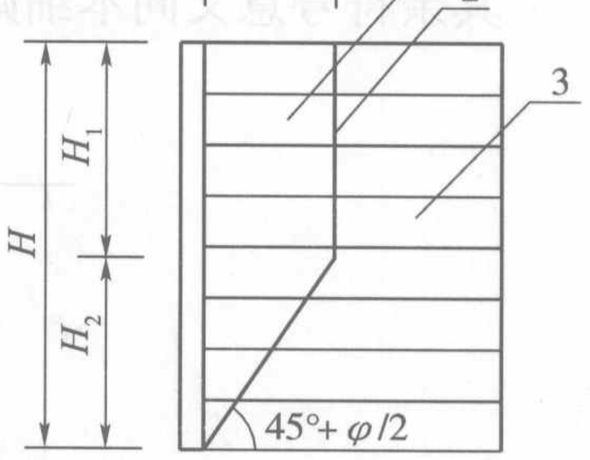


图 12.3.7 简化破裂面图
1-活动区；2-简化破裂面；3-稳定区

简化破裂面上、下两部分的高度 H_1、H_2，可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} H_2 &= b_H \cdot \tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \\ H_1 &= H - H_2 \end{aligned}\right\} \qquad (12.3.7)$$

式中：b_H——简化破裂面前的破棱体顶面宽度，按本条条文规定采用；

φ——加筋体填料的内摩擦角（°），当填料为细粒土时，采用综合内摩擦角 φ_0；

H——加筋体高度（m）。

12.3.8 计算各类筋带的有效净截面面积时，应符合以下规定：

（1）扁钢带：计算厚度应扣除预留腐蚀厚度，有效净截面面积应为扣除螺栓孔后的计算净截面积。拉筋的螺栓或焊接连接构造，应按等强度原则设计。

（2）钢筋混凝土带：应按钢筋轴心受拉设计，不计混凝土的抗拉强度，也不计筋带内布置的防裂钢丝面积，钢筋的有效净面积应为扣除钢筋直径预留腐蚀量后的主钢筋截面积的总和。

（3）钢塑土工加筋带：按《公路工程土工合成材料 土工加筋带》（JT/T 517—2004）中，钢塑土工加筋带（GSLD）的产品尺寸规格计算设计截面积。

（4）聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带：按《公路工程土工合成材料 土工加筋带》（JT/T 517—2004）中，塑料土工加筋带（SLLD/PE、SLLD/PP）的产品尺寸规格计算设计截面积。

（5）塑料土工格栅：按《交通工程土工合成材料 土工格栅》（JT/T 480—2002）中，土工格栅的产品尺寸规格计算设计截面积。

12.3.9 加筋体顶面有水平荷载作用时，深度 z_i 处，面板后的水平向压应力 σ_{di} 及水平荷载影响深度 z_c，可按下式计算（图 12.3.9）：

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{di} &= \frac{2Q_H}{z_c}\left(1 - \frac{z_i}{z_c}\right) \\ z_c &= \frac{0.3H}{\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \end{aligned}\right\} \qquad (12.3.9)$$

式中：σ_{di}——水平荷载作用下，深度 z_i 处的水平向的压应力(kPa)，$z_i \geqslant z_c$ 时，$\sigma_{di}=0$；

Q_H——单位墙长墙顶面的水平荷载(kN/m)；

z_c——水平荷载影响深度(m)；

z_i——第 i 单元结点至加筋体顶面的竖直距离(m)；

其余符号意义同本细则第 12.3.7 条。

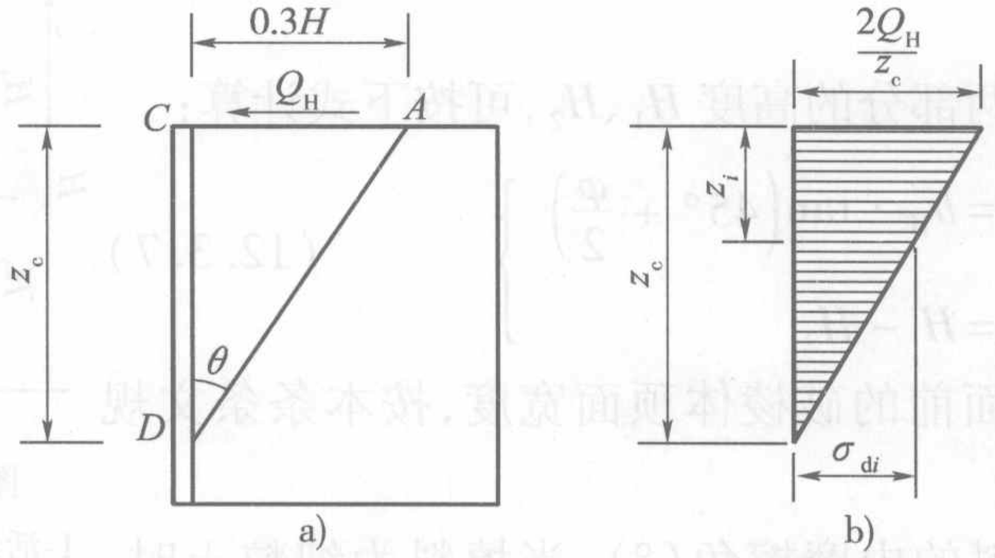


图 12.3.9　水平荷载作用下的水平应力计算图

12.3.10　加筋体内部稳定验算时，土压力系数可按下式计算(图 12.3.10)：

$$\left.\begin{aligned} K_i &= K'_j\left(1-\frac{z_i}{6}\right)+K_a\frac{z_i}{6} \qquad (z_i \leqslant 6\text{m}) \\ K_i &= K_a \qquad (z_i > 6\text{m}) \end{aligned}\right\} \tag{12.3.10-1}$$

$$\left.\begin{aligned} K'_j &= 1-\sin\varphi \\ K_a &= \tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned}\right\} \tag{12.3.10-2}$$

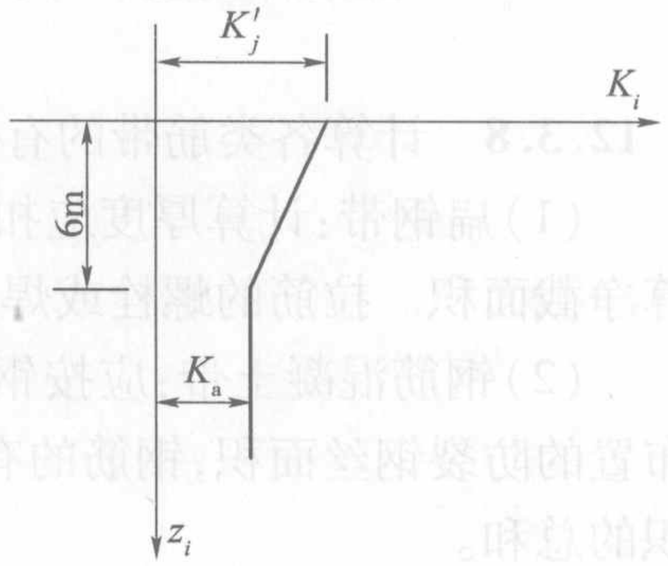


图 12.3.10　土压力系数沿深度分布图

式中：K_i——加筋体内，深度 z_i 处土压力系数(图 3-14-29)；

K'_j——静止土压力系数；

K_a——主动土压力系数；

z_i——第 i 单元筋带结点至加筋体顶面的垂直距离(m)；

其余符号意义同本细则第 12.3.7 条。

12.3.11　加筋土填料作用于墙面板上的水平土压应力，可按式(12.3.11-1)和式(12.3.11-2)计算(图 12.3.11)：

墙后为非浸水加筋体时：

$$\sigma_{zi}=K_i\gamma z_i \tag{12.3.11-1}$$

墙后为浸水加筋体时：

$$\sigma_{zi}=K_i\gamma_{sat}z_i \tag{12.3.11-2}$$

式中：z_i——第 i 层筋带距墙顶的高度(m)；

γ——加筋体填料重度(kN/m^3);

γ_{sat}——加筋体填料饱和重度(kN/m^3);

σ_{zi}——深度 z_i 处的水平土压应力(kPa);

K_i——计算土压力系数,按本细则第 12.3.10 条的规定计算。

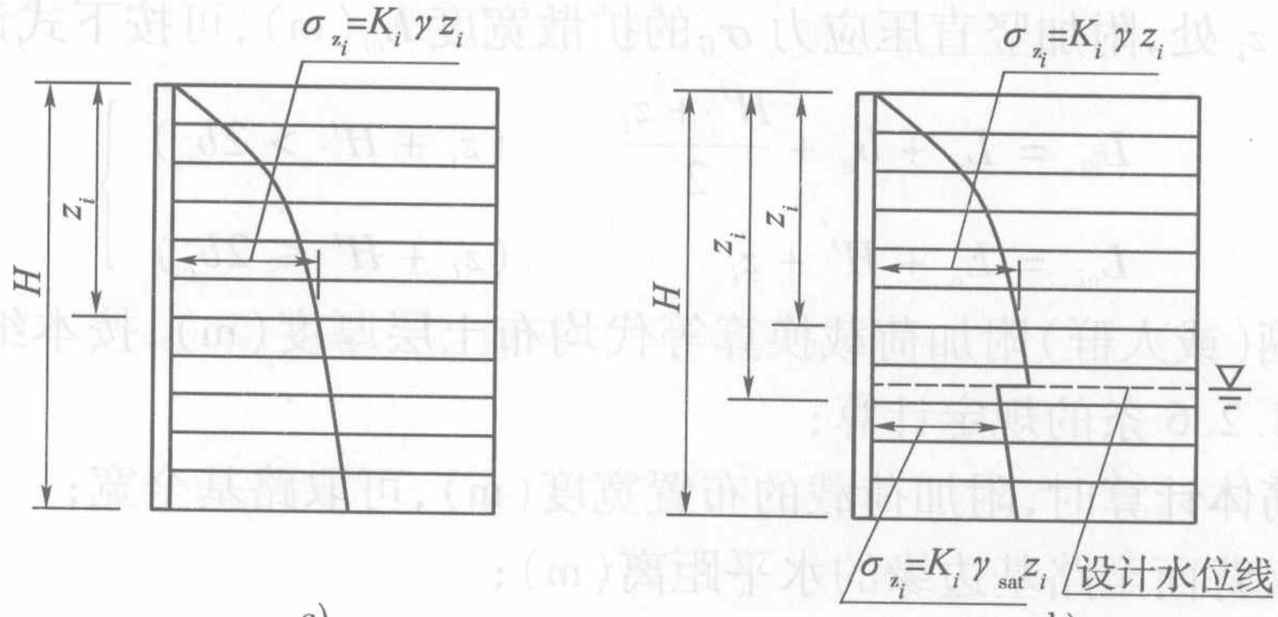


图 12.3.11 填料作用下的水平土压应力计算图

a)非浸水加筋体;b)浸水加筋体

12.3.12 加筋体顶面以上,填土重力换算均布土层厚度 h_1 所引起的墙面板上的水平土压应力 σ_{bi}(kPa),可按下式计算:

$$\sigma_{bi} = K_i\gamma_1 h_1 \tag{12.3.12}$$

式中:h_1——墙顶填土重力换算等代均布土层厚度(m),可由本细则公式(12.3.4)求得;

γ_1——墙顶填土的重度(kN/m^3);

其余符号意义同本细则第 12.3.11 条。

12.3.13 永久荷载重力作用下,拉筋所在位置的竖直压应力可按下式计算:

$$\sigma_i = \gamma z_i + \gamma_1 h_1 \tag{12.3.13}$$

式中:σ_i——在 z_i 层深度处,作用于筋带上的竖直压应力(kPa);

γ——加筋体的重度(kN/m^3),当为浸水挡土墙时,应按最不利水位上下的不同重度分别计入;

其余符号意义同本细则第 12.2.12 条。

12.3.14 车辆(或人群)附加荷载作用下,墙面板上的附加水平土压应力 σ_{ai}(kPa),可按式(12.3.14-1)计算(图 12.3.14):

$$\sigma_{ai} = K_i\sigma_{fi} \tag{12.3.14-1}$$

附加荷载作用下,加筋体深度 z_i 处的附加竖直压应力 σ_{fi}(kPa),可按式(12.3.14-2)、式(12.3.14-3)计算。

图 12.3.14 中,附加荷载边缘在填土内的扩散线与加筋体深度 z_i 处的水平线的交点为 D 点。当 D 点进入加筋体活动区时:

$$\sigma_{fi} = \gamma_1 h_0 \frac{L_c}{L_{ci}} \tag{12.3.14-2}$$

当 D 点未进入加筋体活动区时：

$$\sigma_{fi} = 0 \tag{12.3.14-3}$$

加筋体深度 z_i 处，附加竖直压应力 σ_{fi} 的扩散宽度 L_{ci}(m)，可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} L_{ci} &= L_c + b_c + \frac{H' + z_i}{2} && (z_i + H' > 2b_c) \\ L_{ci} &= L_c + H' + z_i && (z_i + H' \leqslant 2b_c) \end{aligned}\right\} \tag{12.3.14-4}$$

式中：h_0——车辆(或人群)附加荷载换算等代均布土层厚度(m)，按本细则第 4.2.5 条、第 4.2.6 条的规定计算；

L_c——加筋体计算时，附加荷载的布置宽度(m)，可取路基全宽；

b_c——面板背面至路基边缘的水平距离(m)；

其余符号意义同本细则第 12.3.12 条。

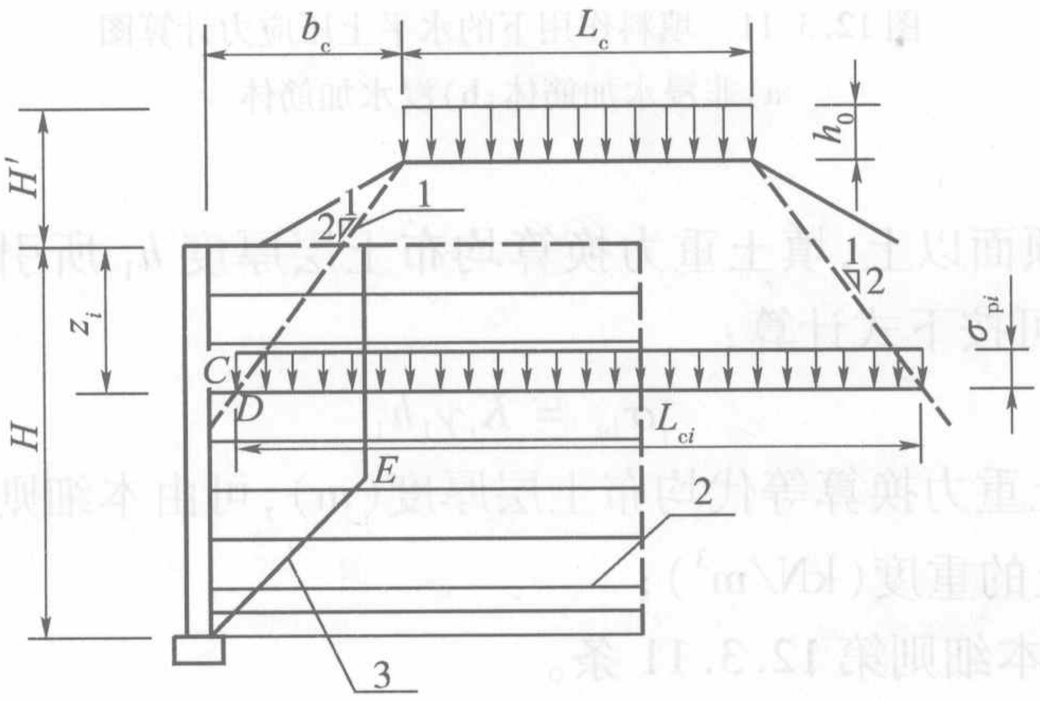


图 12.3.14　车辆荷载作用下垂直应力计算图

1-扩散线；2-拉筋；3-破裂面

12.3.15　计算筋带抗拔力时，不计基本可变荷载的作用效应。一个筋带结点的抗拔稳定性，可按下列公式验算：

$$\left.\begin{aligned} \gamma_0 T_{i0} &\leqslant \frac{T_{pi}}{\gamma_{R1}} \\ T_{i0} &= \gamma_{Q1} T_i \\ T_{pi} &= 2f' \sigma_i b_i L_{ai} \\ T_i &= (\sum \sigma_{Ei}) S_x S_y \end{aligned}\right\} \tag{12.3.15}$$

式中：γ_0——结构重要性系数，按本细则第 3.1.5 条的规定采用；

T_{i0}——z_i 层深度处，筋带所承受的水平拉力设计值(kN)；

T_i——z_i 层深度处，筋带所承受的水平拉力(kN)；

$\sum \sigma_{Ei}$——z_i 层深度处，面板上的水平土压应力(kPa)及水平压应力，包括 σ_{zi}(见本章第 12.3.11 条)、σ_{ai}(见本章第 12.3.14 条)和 σ_{bi}(见本章第 12.3.12 条)，墙顶

有水平荷载作用时，还包括 σ_{di}（见本章第 12.3.9 条）；

γ_{Q1}——加筋体及墙顶填土主动土压力或附加荷载土压力的分项系数，按本细则表 4.1.7 的规定采用；

T_{pi}——永久荷载重力作用下，z_i 层深度处，筋带有效长度所提供的抗拔力（kN）；

γ_{R1}——筋带抗拔力计算调节系数，可按表 12.3.15 的规定采用；

S_x——筋带结点水平间距（m）；

S_y——筋带结点垂直间距（m）；

f'——填料与筋带间的似摩擦系数，由试验确定，无可靠试验资料时，可按照本细则表 12.1.11-2 的数值采用；

b_i——结点上的筋带总宽度（m）；

L_{ai}——筋带在稳定区的有效锚固长度（m）。

表 12.3.15　筋带抗拔力计算调节系数 γ_{R1} 表

作用（或荷载）组合	I、II	III	施工荷载
γ_{R1}	1.4	1.3	1.2

12.3.16　筋带长度可按下列公式计算：

$$L_i = L_{fi} + L_{ai} \tag{12.3.16-1}$$

活动区的筋带长度可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} L_{fi} &= 0.3H \qquad (0 < z_i \leqslant H_1) \\ L_{fi} &= (H - z_i)\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (H_1 < z_i \leqslant H) \end{aligned}\right\} \tag{12.3.16-2}$$

式中：L_i——第 i 层筋带总长度（m）；

L_{fi}——第 i 层筋带在加筋体活动区内的长度（m）；

H_1——简化破裂面的上段高度（m），按本细则第 12.3.7 条的规定计算；

H——加筋体高度（m）；

φ——填料内摩擦角（°）；

其余符号意义同本细则第 12.3.15 条。

12.3.17　筋带截面的抗拉承载力验算宜符合式（12.3.17）的规定：

$$\gamma_0 T_{i0} \leqslant \frac{A f_k}{1\,000\gamma_f \gamma_{R2}} \tag{12.3.17}$$

式中：A——筋带截面的有效净截面积（mm^2），应符合本细则第 12.3.8 条的规定，并通过现场检验后采用；由厂家提供的筋带截面积技术指标，必须通过国家或部门专业质量监督检测机构的鉴定后，方可使用；

f_k——筋带材料抗拉强度标准值（MPa）（钢带、钢筋混凝土筋带中的钢筋等钢材，采用其抗拉强度标准值 f_{sk}），可按表（12.3.17）的规定采用；

γ_f——各类筋带材料的抗拉性能分项系数，均取等于1.25；

γ_{R2}——筋带材料抗拉计算调节系数，可采用表12.3.17的规定；

其余符号意义同本细则第12.3.15条。

当为钢筋混凝土带时，受拉钢筋的含筋率应小于2.0%。

表12.3.17　筋带材料强度标准值f_k及抗拉计算调节系数γ_{R2}表

材料类型	f_k(MPa)	γ_{R2}
Q235扁钢带	$(f_{sk})235$	1.0
Q235(Ⅰ级)钢筋混凝土板带	$(f_{sk})235$	1.05
钢塑复合带	按JT/T 517—2004的规定计算	1.55～2.0
土工格栅	按JT/T 517—2004的规定计算	1.8～2.5
聚丙烯土工带 聚乙烯土工带	按JT/T 517—2004的规定计算	2.7～3.4

注：土工合成材料筋带的抗拉计算调节系数γ_{R2}，按施工条件差、材料蠕变大时取大值；材料蠕变小或施工荷载验算时可取较小值。

12.3.18　墙面板设计宜符合下列规定：

——作用于单块墙面板上的土压力，可按均匀分布；

——墙面板可作为两端外伸的简支板，应沿竖直方向和水平方向分别计算作用效应；

——墙面板与筋带联结部分的钢筋布置或构件强度宜适当加强；

——钢筋混凝土面板的配筋计算，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行。

12.3.19　全墙抗拔稳定性验算宜按以下规定执行：

(1)当墙高小于或等于12m时，应符合式(12.3.19-1)的规定：

$$K_b=\frac{\sum T_{pi}}{\sum T_i}\geqslant 2 \qquad (12.3.19\text{-}1)$$

式中：K_b——全墙抗拔稳定系数；

$\sum T_{pi}$——各层拉筋所产生的摩擦力总和；

$\sum T_i$——各层拉筋承担的水平拉力总和。

本计算公式中的作用(或荷载)分项系数，均取等于1.0。

(2)当墙高大于12m时，除应符合式(12.3.19-1)的规定外，还应符合式(12.3.19-2)的规定(图12.3.19)：

$$\frac{1}{P_i}\sum_{j=m}^{i} S_j\geqslant 1.25 \qquad (12.3.19\text{-}2)$$

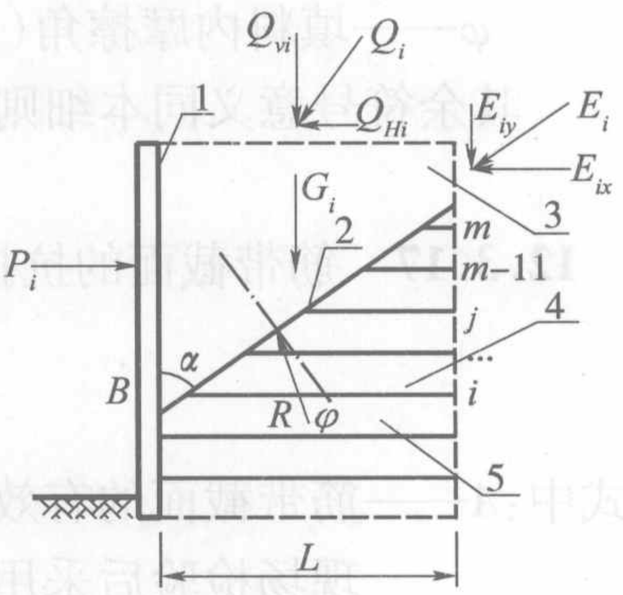


图12.3.19　总体平衡法计算图

1-面板；2-破裂面；3-活动区；4-稳定区；5-筋带

加筋体破裂楔体及其上荷载作用下的水平滑力P_i(kN)，按下式计算：

$$P_i = \frac{G_i + Q_{vi}}{\tan(\alpha + \varphi)} S_x \tag{12.3.19-3}$$

被潜在破裂面所截割的第 j 层筋带的抗拔力容许值 F_j(kN),按下式计算:

$$F_j = b_j f' L_{aj} \sigma_j \tag{12.3.19-4}$$

被潜在破裂面所截割的第 j 层筋带容许拉力 T_j(kN),按下式计算:

$$T_j = \frac{A_j f_k}{\gamma_0 \gamma_{Q1} \gamma_f \gamma_{R2}} \times 10^{-3} \tag{12.3.19-5}$$

式中:S_j——被潜在破裂面所截割的第 j 层筋带的有效拉力,应取 T_j 与 F_j 中的较小者(kN);

Q_{vi}——加筋体上的附加荷载(kN/m);

G_i——加筋体破裂楔体重力(kN/m);

α——破裂面与墙面的夹角(°);

σ_j——加筋体内深度 z_j 处的竖直压应力(kPa);

A_j——第 j 单元筋带的有效截面积(mm^2);

b_j——筋带宽度(m);

L_{aj}——第 j 单元筋带的有效锚固长度(m);

其余符号意义同本细则第 12.3.15 条~第 12.3.17 条。

12.3.20 加筋土挡土墙设错台(图 12.3.20a)时,筋带截面与筋带长度可按不设错台的计算图式(图 12.3.20b)计算。

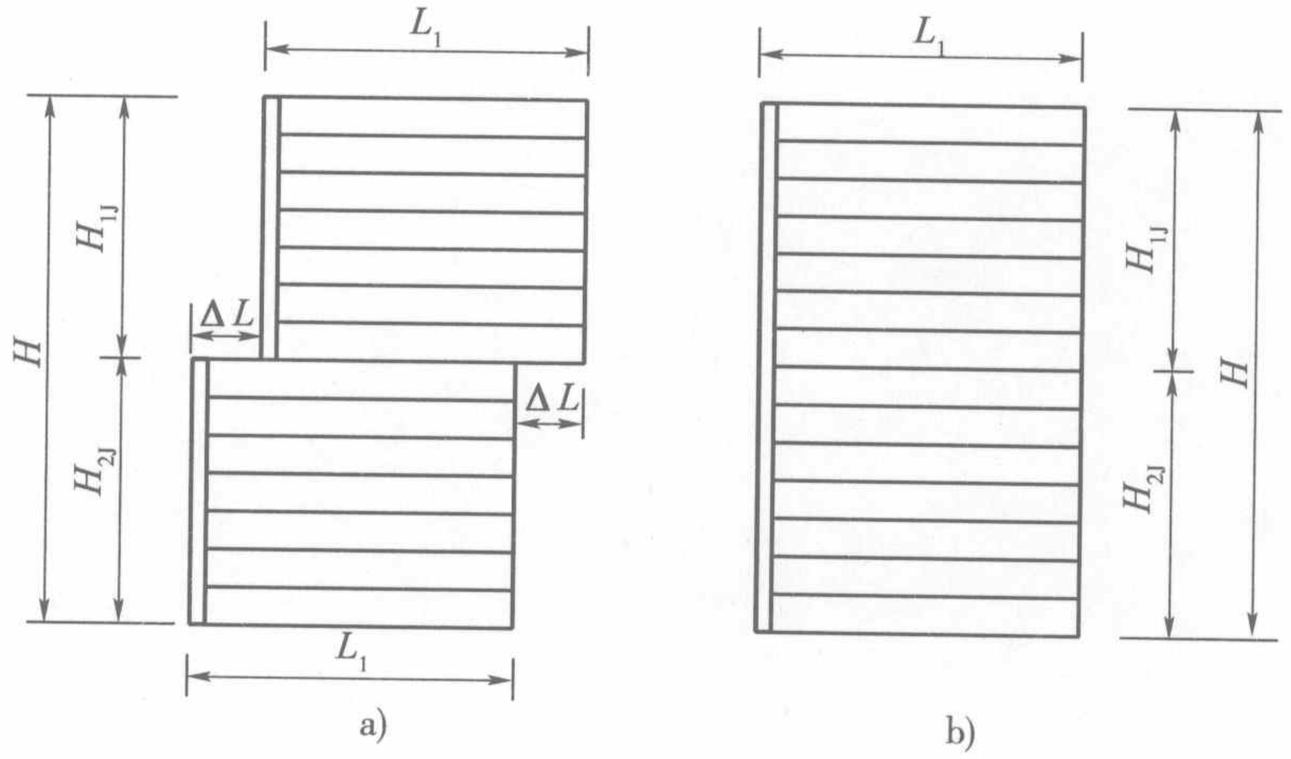


图 12.3.20 多级加筋土挡土墙计算图式

a)设错台;b)不设错台

12.3.21 加筋土挡土墙的抗整体滑动稳定系数 K_s,可按下式计算(图 12.3.21):

$$K_s = \frac{\sum (c'_i X_i + W_i \cos\alpha_i \cdot \tan\varphi_i)}{\sum W_i \sin\alpha_i} \tag{12.3.21-1}$$

式中:c'_i——第 i 土条的黏结力(kPa);

X_i——第 i 土条弧长(m)；

W_i——第 i 土条重力(kN)；

α_i——第 i 土条滑动弧的法线与竖直线的夹角(°)；

φ_i——第 i 土条滑动面处的内摩擦角(°)；

其余符号意义同本细则第12.3.14条。

作用(或荷载)组合Ⅰ~Ⅲ时，加筋土挡土墙的整体滑动稳定系数均应符合下式规定：

$$K_s > 1.25 \tag{12.3.21-2}$$

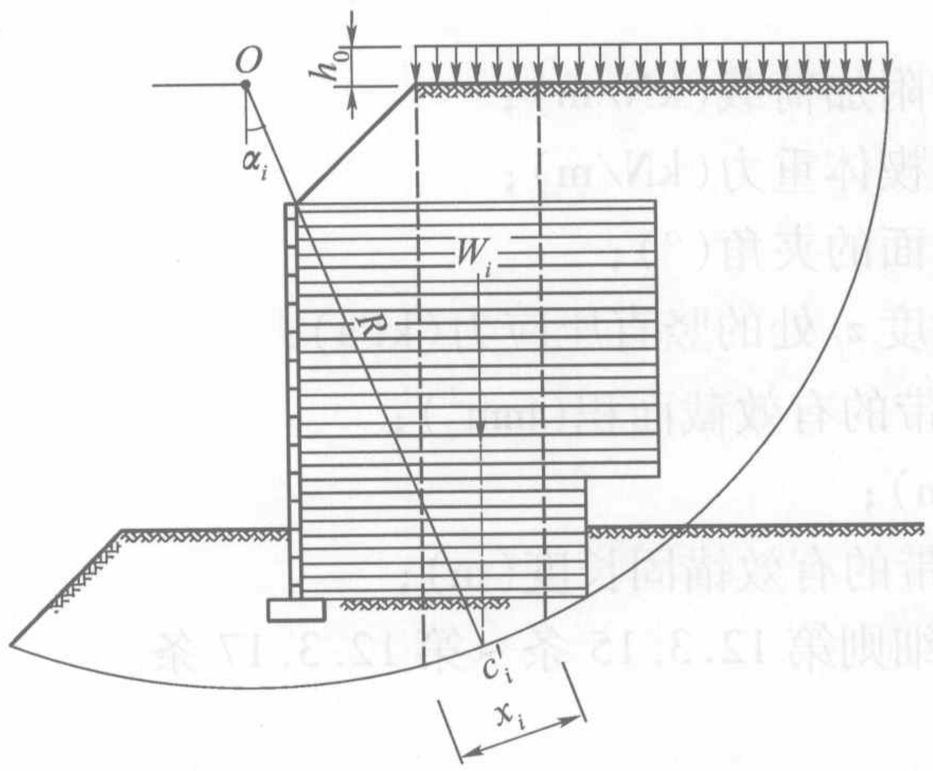


图 12.3.21　整体抗滑稳定计算示意图

13 挡土墙施工

13.1 施工准备

13.1.1 应清理挡土墙墙址及施工需用的场地，铲除有机杂质和树根草丛并碾压平整，合理布置堆料场地。

13.1.2 路堑式挡土墙的内侧路基边坡，应清刷整齐、干净并注意边坡的稳定性。

受地面积水和受地下水影响的土质不良地段，开工前应在墙址外围开挖排水沟等排水设施。

13.1.3 开工前应精确测定挡土墙墙址处的路基中心线、基础主轴线、墙顶轴线、挡土墙起讫点和横断面，每根轴线均应以四个桩点在基线两端延长线上予以固定（每端两点），并分别以素混凝土包封保护。

13.1.4 路基中轴线加密桩点及横断面测量应符合以下规定：

直线路基段且地面纵坡、横坡无突变时，应按 10～15m 设一桩；曲线路基段应按 5～10m 设一桩；一段挡土墙分段长度内，不应少于一个桩点，并根据地形起伏变化，增补加密桩点及横断面。

13.1.5 放样桩位时，应测定中心桩及挡土墙的基础地面标高，临时水准点应设置在施工干扰范围以外，施测结果应符合精度要求，并与相邻路段水准点相闭合。

13.1.6 施工前应熟悉设计文件，会同有关人员进行现场核对。当设计与实际情况有出入时，应通知监理与设计单位协商修改。

13.1.7 应根据对设计文件核对后的工程量、工地特点、工期要求和施工条件，结合实际设备能力，编制实施性施工组织设计，包括：施工方法和措施、开工及完工日期、需要劳力、机械设备、主要材料数量、工程数量、临时工程、场地布置及车辆运输等。

13.1.8 每批进场水泥，应符合现行的国标规定，并应有生产厂家的品种、强度等级、日期、数量和厂家的品质试验报告或合格证明；运至工地后，应及时进行复检。当超过生产

期三个月或受潮时，必须重新取样检验，以掌握水泥活性，确定是否可用或按受潮后的实际强度等级使用。

13.1.9 水泥应按不同厂家、强度等级、品种分批、分堆存放；应防止日晒、风吹、受潮，且不宜和其他化学药品、糖类及有挥发性物质混在一起。室外临时存放的水泥，支承底板应比原地面垫高 0.20～0.30m，并用苫布严密覆盖。室内水泥贮存库宜设在较高地点，经常保持通风、干燥，墙壁及地板要严密、防潮、隔热，水泥堆置不宜过高，以 10～12 袋为宜。水泥堆与墙面应有不少于 0.20m 的间隔距离。水泥堆之间应留有 0.50～0.60m 的人行通道。

13.1.10 钢筋应按类型、牌号（或钢号）、直径分别挂牌堆放，堆放高度应在地面以上 0.30m，并加遮盖，避免锈蚀和污染。存放时应对钢筋外表的缺陷进行检查，发现有严重锈蚀、麻坑、劈裂、夹砂等，应予明显标记，并加以剔除。

13.1.11 每批钢筋进场均应作拉力、冷弯、可焊性等试验，如不符合表 13.1.11 的规定，则应加倍取样再作试验，如其中仍有一根不合格，这批钢筋可不予验收或根据试验结果降低等级使用。

13.1.12 对经检验合格后用于锚杆、拉筋等构件的钢筋，应分别配套加工制作，并进行除锈和防锈处理：刷防锈漆两遍，存放在通风干燥之处，覆盖严密，禁止日晒雨淋。

13.2 挡土墙基础

13.2.1 应按照设计规定的挡土墙基础的各部尺寸、形状以及埋置深度，进行基础施工。基坑的开挖尺寸应满足基础施工的要求，基坑底的平面尺寸宜大于基础外缘 0.5～1.0m。渗水基坑还应考虑排水设施（包括排水沟、集水坑等）、网管和基础模板等所需增加的面积。

13.2.2 基础开挖后，若基底土质与设计情况有出入时，应记录和取样实际情况，及时提请变更设计。在松散软弱土质地段，基坑不宜全墙段连通开挖，而应采用跳槽开挖。

13.2.3 任何土质基坑挖至高程后，不得长时间暴露或扰动、浸泡，应防止削弱其承载能力。当开挖接近基底高程时，宜保留 0.10～0.20m 厚度，在基础施工前，以人工突击挖除。

13.2.4 基坑开挖不应破坏基底土的结构，如有超挖或扰动，应将原土回填，且应夯压密实或作换土处理。

表 13.1.11　钢筋的力学、工艺性能

品种		强度等级代号	公称直径(mm)	屈服点 σ_s(MPa)	抗拉强度 σ_b(MPa)	伸长率(%)	冷弯	反向弯曲 正弯45° 反弯23°	应力松弛 $\sigma_{con}=0.7\sigma_b$		备注
外形	钢筋级别			不小于			d=弯心直径 a=钢筋公称直径		1 000h 不大于(%)	10h 不大于(%)	
光圆钢筋	I	R235	8～20	235	370	δ_5 25	180° $d=a$				摘自《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》(GB 13013—91)
热轧带肋钢筋	牌号 HRB335		6～25 28～50	335	490	δ_5 16	180° $d=3a$ $d=4a$	$d=4a$ $d=5a$			摘自《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》(GB 1499—98)
	牌号 HRB400		6～25 28～50	400	570	δ_5 14	180° $d=4a$ $d=5a$	$d=5a$ $d=6a$			
	牌号 HRB500		6～25 28～50	500	630	δ_5 12	180° $d=6a$ $d=7a$	$d=7a$ $d=8a$			
冷轧带肋钢筋	LL550		5～10	$\sigma_{0.2}$ 550	550	σ_{10} 8	180° $d=3a$				摘自《冷轧带肋钢筋》(GB 13788—92)
	LL650		5～10	$\sigma_{0.2}$ 520	650	σ_{100} 4	180° $d=4a$		8	5	
	LL800		5～10	$\sigma_{0.2}$ 640	800	σ_{100} 4	180° $d=5a$		8	5	
低碳钢热轧圆盘条	Q215 Q235		5.5～30	215 235	375 410	σ_{10} 27 23	180° $d=0$ $d=0.5a$				摘自《低碳钢热轧圆盘条》(GB 701—1997)

挖基弃土堆置地点,不应妨碍其他施工作业或影响坑壁稳定。

13.2.5 当基底土质为碎石土、砂性土或黏性土时,基坑应整平夯实。

13.2.6 在天然地基土层上挖基时,若基坑深度在5.0m以内,施工期较短,基底处于地下水位以上,土的湿度正常,构造均匀,其开挖坑壁坡率可按表13.2.6选定。

表13.2.6 基坑开挖坑壁坡率表

坑壁土类	坡率		
	顶缘无荷载	顶缘有静载	顶缘有动载
砂土	1:1	1:1.25	1:1.5
碎卵石土	1:0.75	1:1	1:1.25
粉土	1:0.65	1:0.75	1:1
黏性土	1:0.33	1:0.5	1:0.75
软岩	1:0.25	1:0.33	1:0.67
较软岩	1:0	1:0.1	1:0.25
较硬岩	1:0	1:0	1:0

注:①如土的湿度过大,能引起坑壁坍塌时,坑壁的坡率可采用该湿度下的天然坡率;

②通过不同土层时,边坡坡率可分层选定,并设置平台;

③山坡上开挖基坑,如地质不良时,应注意防止滑坍;

④岩石的坚硬程度划分见本细则附录B表B.2.1的规定。

13.2.7 基坑可采用垂直开挖、放坡开挖、支撑加固或其他加固开挖方法。有地面水淹没的基坑,可采用修筑围堰、改河、改沟、筑坝等措施,排开地面水后再开挖。

13.2.8 当排水挖基有困难或遇有流沙、涌泥现象,但具有水中挖基设备时,可采用下列水中挖基方法。

(1)挖掘机水中挖基:适用于各种土质基坑,但开挖时不要破坏基坑边坡的稳定,可采用反铲挖掘和吊机配合抓泥斗挖掘。

(2)水力吸泥机挖基:适用于砂土、砾卵石土,不受水深限制,其出土效率随水压、水量的增加而提高。

(3)空气吸泥机挖基:适用于水深5.0m以上的砂土或有少量碎卵石的基坑。在黏土层使用时,应与射水配合进行,吸泥时应同时向基坑内注水,基坑内水位应高于天然水位约1.0m,防止流沙或涌泥。

遇有特殊水文地质时,可提请变更设计,改用桩基及沉井等其他基础形式。

13.2.9 挡土墙基础为倾斜基底及墙趾设台阶时,应严格按照基底坡度、基底标高及台阶宽度开挖,保持地基土的天然结构。

13.2.10 挡土墙基础置于风化岩上时，应按基础尺寸凿除风化严重的表面岩层，在砌筑基础的同时，将基坑填满、封闭。

13.2.11 岩石地基挖基时如遇有缺口，可采用局部拱形基础，以石砌拱圈跨过，在其上砌筑墙身。但土压力不宜过大，且应对拱圈进行承载力验算。

13.2.12 当基底为软弱土层时，应按照现行“公路软土地基路堤设计施工技术规范”的规定办理。

13.2.13 当地基岩层有孔洞裂缝时，应视裂缝的张开度，分别用水泥砂浆，小石子混凝土，水泥-水玻璃或其他双液型浆液等浇注饱满。基底岩层有外露软弱夹层时，宜在墙趾前对软弱夹层作封面保护。

13.2.14 基坑开挖完成后，应根据基底纵轴线结合横断面放线复验，确认位置、标高无误并经监理签认后，方可进行基础施工。基础施工完成后，应立即对基坑回填，采用小型压实机械进行分层夯实，并在回填土表面设3%的向外斜坡，防止积水渗入基底。

13.2.15 当基础置于膨胀土地基时，对中、强级别的膨胀土地基应采取下列改性措施。

(1)掺加石灰水泥进行改性处理，石灰用量宜为6%～10%，石灰与水泥重量比宜为2:1～3:1。

(2)加强土的粉碎和拌和的均匀性，土块粒径应粉碎在50mm以下，处治深度不宜小于0.30m。基底应夯压密实。

(3)应避开雨季作业，做好排水设施。

(4)应分段连续施工，及时封闭，做好防水、保湿工作。

13.3 防、排水设施

13.3.1 挡土墙施工时，应按设计规定设置完善的排水系统，并应采取措施疏干墙背填料中的水分，防止墙后积水，避免墙身承受额外的静水压力，减少季节性冰冻地区填料的冻胀压力。

13.3.2 路堑挡土墙墙后的地面，施工时应先做好排水处理，设置排水沟引排地面水，夯实地表松土，减少雨水和地面水下渗。墙趾前的边沟应予铺砌加固。

13.3.3 挡土墙墙面应按设计要求的间距设置泄水孔，最下一排泄水孔应高出施工后的实际地面线0.30m，若为路堑墙，出水口应高出边沟水位0.30m。

13.3.4 泄水孔尺寸应视泄水量大小而定，可为 50mm × 100mm，100mm × 100mm，150mm × 200mm 或直径为 50 ~ 100mm 的圆孔，孔底应设有向外的排水坡，上下泄水孔应错开布置。

13.3.5 墙身如采用浆砌石料或现浇混凝土时，可在施工中留出泄水孔或埋置泄水管；当为预制面板时，应按面板排列位置，在预制过程中预留孔位。

13.3.6 当墙背填料为黏性土或水分不易渗入泄水孔向墙面外排除时，应按设计要求，在填料与墙背之间，用渗水材料（砂砾或碎石）填筑墙顶面至最下排泄水孔间的连续排水层，顶端与底端需以黏土作隔水层，如图 13.3.6 所示。

13.3.7 墙背填料为渗水土时，为防止堵塞，应按设计要求在泄水孔进水端设置砂砾反滤层，并在最下一排泄水孔的下端设置隔水层，防止水分渗入基础，如图 13.3.7 所示。

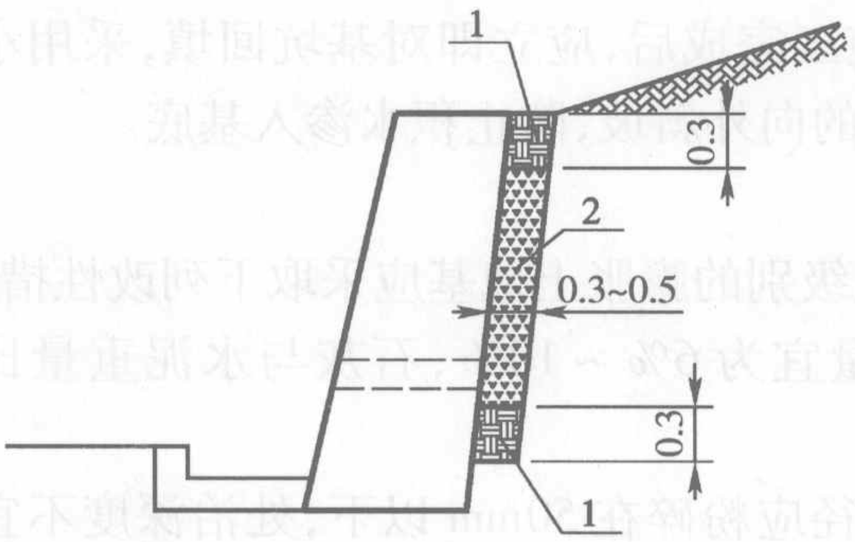


图 13.3.6 连续排水层（尺寸单位：m）

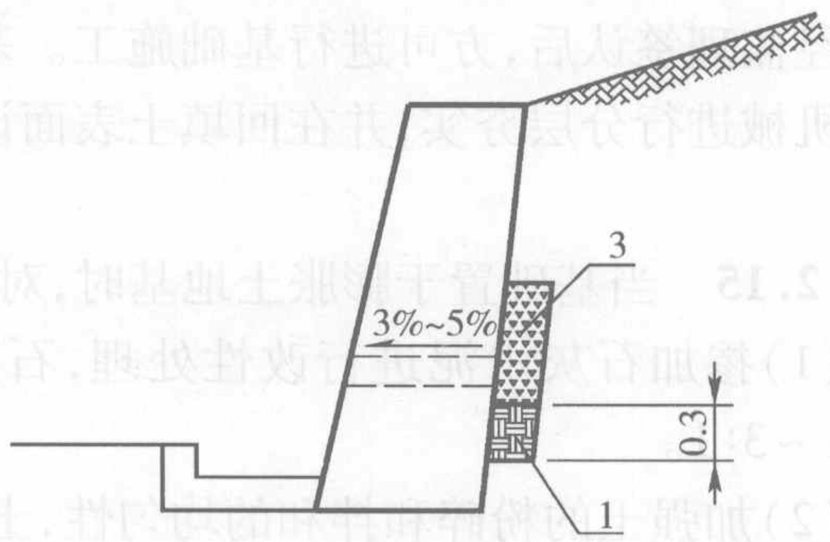


图 13.3.7 黏土隔水层（尺寸单位：m）

1-隔水层（黏土）；2-排水层；3-反滤层

13.3.8 当墙后水量较大时，可在排水层底部加设纵向渗沟，配合排水层把水导出墙外。如遇有泉水、渗水等地段，应设纵、横向暗沟，将水引出。

13.3.9 反滤层的粒径宜在 0.5 ~ 50mm 之间，符合级配要求，并筛选干净，可按各层厚度用薄隔板隔开，自下而上逐层填筑，逐步抽出隔板，以达到设计要求。

13.3.10 防排水设施应与墙体施工同步进行，同时完成。

13.4 沉降缝与伸缩缝

13.4.1 挡土墙施工时，应根据设计图的分段长度，结合墙址实际地形、水文、地质变化情况，设置沉降缝和伸缩缝。沉降缝和伸缩缝可合并设置。

13.4.2 各种类型挡土墙的竣工分段长度，均应符合本细则有关章节的相应规定。

13.4.3 沉降缝、伸缩缝的缝宽，应整齐一致，上下贯通。当墙身为圬工砌体时，缝的两侧应选用平整石料砌筑，使形成竖直通缝。当墙身为现浇混凝土时，应待前一节段的侧模拆除后，安装沉降、伸缩缝的填塞材料，再浇筑相邻的下一墙段。

13.4.4 沉降缝、伸缩缝的缝宽，宜为 20～30mm，沿墙的内、外、顶三边缝内，用沥青麻絮、沥青竹绒、涂以沥青的木板或刨花板、塑料泡沫、渗滤土工织物等具有弹性的材料填塞，自墙顶一直作到基底，填入深度不宜小于 0.15m。在渗水量大，填料易于流失或冻害严重地区，应适当加深。

13.4.5 桩板式挡土墙、肋柱式锚杆挡土墙、肋柱式锚定板挡土墙等，可不在墙面上另行设置沉降、伸缩缝的挡土墙，施工时，其挡土板端面间的间隙，应按照本细则第 13.4.4 条的规定进行填缝处理。

13.5 墙背填料

13.5.1 挡土墙施工时，墙后应优先选择渗水性良好的砂土、碎(砾)石土进行填筑。严禁使用腐殖土、盐渍土、淤泥、白垩土及硅藻土作填料。填料中不应含有机物、冰块、草皮、树根等杂物及生活垃圾。

13.5.2 填料采集前应作好标准击实试验，并提出填料的最佳含水率和最大干密度，以及相应的物理、化学指标，据以控制压实质量。碾压前应进行压实试验，根据碾压机具、填料性质及最佳含水率，控制填料的松铺厚度，并分层压实。也可根据试验提供的碾压遍数来指导施工。

13.5.3 当墙背填料采用透水性不良的填料时，除应做到拌和均匀，控制黏土块含量，控制最佳含水量外，还应按本细则第 13.3.6 条的要求，在墙后设置连续排水层。浸水挡土墙的墙背填料均应采用水稳性和透水性较好的材料。

13.5.4 挡土墙的墙体强度级别应达到设计强度级别的 75% 以上时，方可进行墙背填料施工。路肩式挡土墙墙顶面标高，应略低于路肩边缘标高 20～30mm，挡土墙顶面宜设与路肩一致的横坡度，以排除路面水。

13.5.5 墙后必须回填均匀，摊铺平整，填料顶面横坡符合设计要求。墙后 1.5m 范围内，不应有大型机械行驶或作业，为防止碰坏墙体，应采用小型压实机械碾压，分层厚度不应超过 0.20m。

13.5.6 铺设筋带的挡土墙填料，应满足平整度的要求，压实时不应使用羊足碾碾压。

13.5.7 填料的压实度，应按照本细则表 12.2.3 的规定执行。当用灌砂法、灌水（水袋）法检查压实度时，取土样的底面位置为每一压实层底部；用环刀法试验时，环刀中部处于压实层厚的 1/2 深度；用核子仪试验时，应按说明书的要求办理。

13.6 重力式挡土墙

13.6.1 砌筑重力式挡土墙墙体所用石料强度等级，应符合设计要求，采用结构密实，石质均匀，不易风化又无裂缝的硬质石料。其强度等级以边长 70mm × 70mm × 70mm 含水饱和试件的抗压强度表示。

13.6.2 一月份平均气温低于 -10℃ 的地区，所用的石料、混凝土材料，必须通过冻融试验：材料在含水饱和状态下，经 -15℃ 的冻结和融化循环 25 次后，材料无明显裂缝、脱层，其强度等级不低于试验前的 0.75 倍。

13.6.3 墙体片石砌筑材料，厚度不应小于 0.15m，宽度及长度不应小于厚度的 1.5 倍，重量约 0.3kN。用作镶面的片石，宜选择表面较平整、尺寸较大者，并应加工修整，其强度等级应符合设计规定。

13.6.4 墙体块石砌筑材料，形状应大致方正，上下面大致平整，厚度不应小于 0.20m，宽度宜为厚度的 1 ~ 1.5 倍，长度为厚度的 1.5 ~ 3 倍。块石用作镶面时，由外露面四周向内加以修凿，其强度等级应符合设计规定。

13.6.5 墙体粗料石砌筑材料，外形应方正呈大面体，厚度为 0.20 ~ 0.30m，宽度为厚度的 1 ~ 1.5 倍，长度为厚度的 2.5 ~ 4 倍，表面凹陷深度不大于 20mm。用作镶面的粗料石，其丁石长度应比相邻顺石宽度大 0.15m，修凿面每 0.10m 长须有錾路 4 ~ 5 条，正面凹陷深度不超过 15mm，外露面应有细凿边缘，宽度为 30 ~ 50mm。粗石料抗压强度设计值不应小于 16MPa。

13.6.6 墙体混凝土预制块砌筑材料的强度等级，应符合设计要求，其规格可与粗石料相同或根据砌体形式的需要和起吊运输能力，决定预制块的形状、尺寸。砌体表面应整齐美观。

13.6.7 测定砂浆强度时，应制作尺寸为 70.7mm × 70.7mm × 70.7mm 的试件，在标准养护条件下（温度 20℃ ±3℃，相对湿度 60% ~ 80%），取其 28d 的抗压强度（单位

为 MPa)。

13.6.8 砂浆的类别和强度等级,应符合设计规定。砂料宜采用中砂或粗砂,当用于砌筑片石时,最大粒径不宜超过 5mm,砌筑块石、粗料石、混凝土块时,不宜超过 2.5mm。当采用细砂时,应适当增加水泥用量。

13.6.9 采用水泥石灰浆时,使用的石灰宜为优等品,其中 CaO + MgO 含量和细度要求,应符合《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的规定。

13.6.10 砂浆应具有良好的和易性,砌体缝隙应填满压实,胶结牢固。对于吸水率较大的石料或在干燥多风季节,宜选用较大稠度。

稠度以标准圆锥体沉入度表示,沉入度可采用下列规定:

(1)砌片石、块石:50 ~ 70mm;

(2)砌料石、混凝土块:70 ~ 100mm;

(3)灌浆:100 ~ 150mm;

(4)零星工程可采用直观检查法,用手捏成小团,松手后不松散,又不会从灰刀上流下为度。

13.6.11 为改善砂浆和易性,可掺入无机或有机塑化剂,其掺量宜根据品种、厂家说明书和试验确定。当组成砂浆的材料变更时,配比应重新试验。

13.6.12 砂浆的配合比可按照《砌筑砂浆配合比设计规程》(JGJ/T 98—2000)的规定,通过试验确定。应保证砂浆配比称量准确。搅拌时,颜色必须均匀一致,用料较多时,宜用机械搅拌,时间不少于 2.5min。砂浆宜随拌随用,保持适当稠度,宜在 3 ~ 4h 内用完;气温超过 30℃时,宜在 2 ~ 3h 用完。如在运输过程中发生离析、泌水现象,应重新拌和,已凝结的砂浆禁止使用。

13.6.13 用于砌筑片石、块石墙体的小石子混凝土,其配合比设计、材料规定,应符合《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的规定。可用卵石或碎石为粗集料,最大粒径不宜大于 20mm。小石子混凝土拌和料应具有良好的和易性,片石砌体坍落度应为 50 ~ 70mm,块石砌体应为 70 ~ 100mm。为改善和易性及节约水泥,可通过试验,在拌和物中掺加一定数量外加剂或粉煤灰等混合材料。

13.6.14 挡土墙砌筑前,应将石料表面泥垢清扫干净。石料表面和基础垫层,均应用水湿润。

13.6.15 砌筑挡土墙时,应两面立杆挂线或样板挂线。外面线应顺直整齐,逐层收坡;

内面线可大致顺直。应保证砌体各部尺寸符合设计要求，砌筑中应经常校正线杆，避免误差。

13.6.16 浆砌石的底面应卧浆铺砌，立缝填浆补实，不应有孔隙和立缝贯通现象。砌筑工作中断时，应将砌好的石层孔隙用砂浆填满，所有工作缝应留斜槎。

砌筑基础时，基坑的抽水设施应保证砌体砂浆不受水流冲刷。

浆砌工序中，应选择合理的供应石料及砂浆的方法：在数量零散，距地面不高时，可用简单的马凳跳板直接运送；距地面较高时，可根据工地条件，采用开架式吊机、固定式动臂吊机或桅杆式动臂吊机，各种木质扒杆或绳索吊机等小型起重设备及铁链、吊筐、夹石钳等捆装设备。当工程量较大时，可采用卷扬机带动轻轨斗车上料或摇头摆杆式垂直提升。见图 13.6.16-1 和图 13.6.16-2。

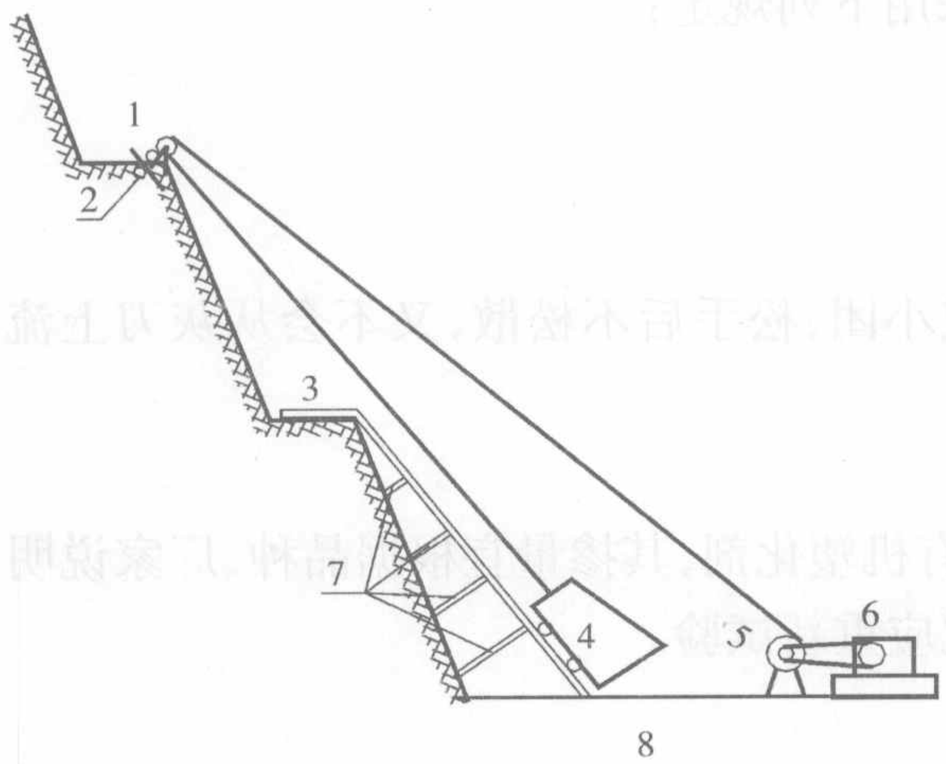


图 13.6.16-1 轻轨斗车上料示意图

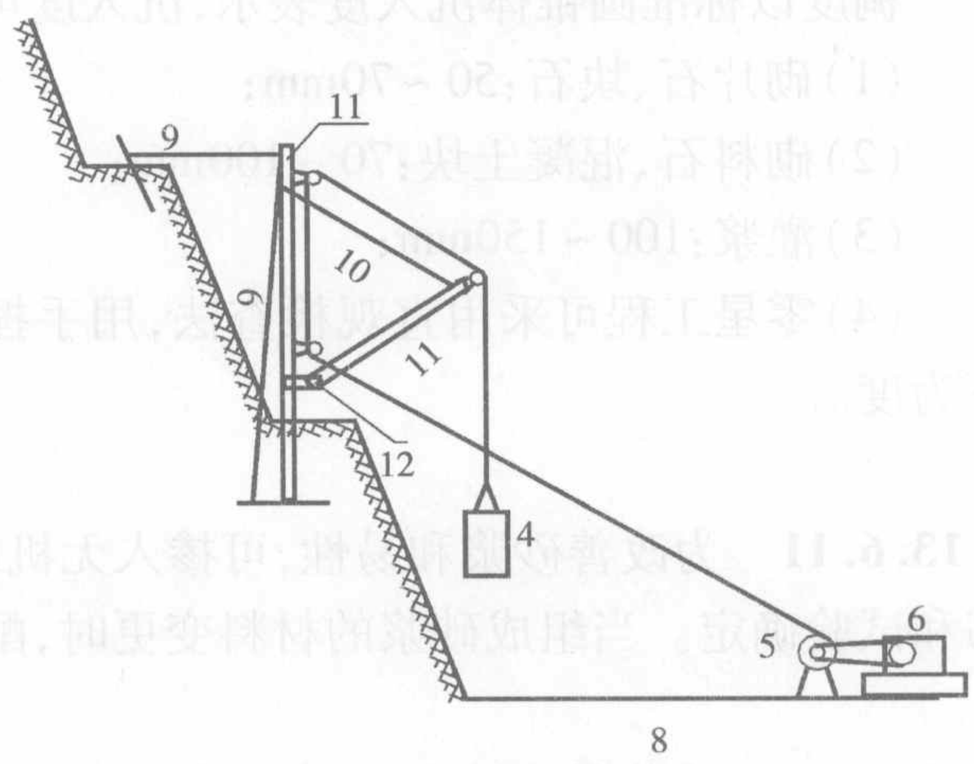


图 13.6.16-2 摇头摆杆上料示意图

1-滑轮；2-枕木；3-轻轨；4-料斗；5-卷扬机；6-柴油机；7-支承；8-路基；9-风绳；10-钢绳；11-钢管；12-盘珠

13.6.17 施工分段位置宜设在伸缩缝和沉降缝处，各墙段的水平砌缝应基本一致，采用分段砌筑时，相邻段高差不宜超过 1.2m。

13.6.18 墙体施工时，应按照设计要求正确布置预埋管道、预埋件、泄水孔（管）及沟槽等预埋构件。

13.6.19 砌体表面浆缝应留出 10～20mm 深的缝槽，以施作砂浆勾缝。勾缝砂浆的强度等级应比砌体砂浆强度等级提高一级，砌体隐蔽面的砌缝，可随砌随刮平，不另勾缝。

13.6.20 浆砌片石挡土墙施工时，片石应分层砌筑，宜以 2～3 层组成一工作层，每工作层的水平缝大致找平，竖缝应错开，不应贯通。

13.6.21 墙体边廓定位行列石和转角石，应选择形状较方正、尺寸较大的石料，长短相间地与里层砌体咬成一体，上下层石块应交错排列，避免砌缝重合，砌缝宽度不应大于40mm。

13.6.22 较大的片石可使用于下层，宽面朝下，块与块之间均应有砂浆隔开，不应直接接触。竖缝较宽时，可在砂浆中塞以小石子，但不应在砌块下面直接用小石子支垫。

13.6.23 砌体中石块应大小搭配，相互错叠，咬接紧密，并备有各种尺寸的小石块作挤浆填缝用。挤浆时，可用小手锤将小石子轻轻敲入缝中。

13.6.24 挡土墙采用片石砌筑时，应设置拉结石，并宜均匀分布，相互错开，可按每0.7m^2面积上至少设一块，控制拉结石的布置。

13.6.25 挡土墙采用块石砌筑时，块石应平砌。根据墙高进行层次配料，每层石料高度大致齐平。镶面块石的表面四周应加修整，内端宽度可略小于墙面端的宽度，使易于砌筑，块石的镶面石应一丁一顺排列，灰缝宽度应为20～30mm，上下层竖缝错开距离应不小于80mm。

13.6.26 挡土墙采用料石及混凝土块砌筑时，每层镶面石应按规定的灰缝宽度及错缝要求配好石料，用铺浆法顺序砌筑，随砌随填立缝。砌筑工序应从曲线部分开始，先安角石，一层镶面石砌筑完毕方可砌填心石，其高度应与镶面石齐平。如用水泥混凝土填心，可先砌2～3层镶面石后，再浇注混凝土。每层镶面石均应一丁一顺砌置，砌缝宽度应均匀。当为粗料石时，砌缝宽度不应大于20mm；当为混凝土块时，砌缝宽度不应大于10mm。相邻两层的立缝错开间距，不应小于100mm，丁石的上下层不应有竖缝。所有竖缝均应竖直，砌筑时，宜随时用水平尺及铅垂线进行控制和校核。

13.7 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙

13.7.1 悬臂式挡土墙和扶壁式挡土墙施工时，各部尺寸、构造、基础埋置深度、钢筋规格、混凝土强度等级等，均应符合设计要求。

13.7.2 拌制混凝土所使用的材料，如水泥、砂、石等的质量，应经过检验合格后方可进场。其试验方法应按《公路工程水泥及水泥混凝土试验规程》(JTG E30—2005)的规定办理。其技术指标应符合《公路工程集料试验规程》(JTG E42—2005)的相关规定。

13.7.3 水泥应采用《硅酸盐水泥、普通硅酸盐水泥》(GB 175—1999)规定的硅酸盐水泥和普通水泥，当采用矿渣水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥时，应符合《矿渣硅酸盐水泥、

火山灰质硅酸盐水泥、粉煤灰硅酸盐水泥》(GB 1344—1999)的规定。

13.7.4 选用水泥强度等级时,规定对于C30以下混凝土,宜为混凝土强度等级的1.2~2.2倍;对C30以上的混凝土,宜为混凝土强度等级的1.1~1.5倍。当水泥强度等级与混凝土强度等级相接近或略小时,在混凝土浇筑中,除应采用较小水灰比和应施以强力震动捣实外,还必须掺加早强剂。

13.7.5 混凝土的试配强度,应根据设计强度等级及施工条件,参照《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的相关规定进行计算。

13.7.6 挡土墙的混凝土构件中,粗集料最大粒径应按构件尺寸及施工方法选取,但最大粒径不应大于80mm,也不应大于构件截面最小尺寸的1/4,且不应大于钢筋之间最小净距的3/4。采用泵送混凝土时,除应符合上述规定外,碎石集料最大粒径不宜大于输送管径的1/3,卵石集料最大粒径不宜大于输送管径的1/2.5。

13.7.7 拌制混凝土用水,应符合下列要求:

(1)水中不应含有可能影响水泥正常凝结与硬化的有害杂质。

(2)污水或pH值小于4的酸性水,硫酸盐含量(折算为SO_4^{2-})按质量计超过0.27mg/cm^{3}的水,均不能使用,也不得使用海水拌制混凝土。

(3)凡一般能供饮用的清洁水,不经试验可予使用。

13.7.8 为检查水质是否具有酸性或含有硫酸盐,可先由工地试验人员进行定性检验,若有疑问,再取水样送有关单位做定量分析鉴定。

13.7.9 在施工中,为制作具有某种特性的混凝土或为适应某种特殊的工程环境,以及为节约水泥,增加混凝土的和易性,加速施工进度等用途时,可在混凝土中掺入与用途适配的外加剂。常用的外加剂有高效能减水剂、早强减水剂、缓凝减水剂、引气减水剂、抗冻剂、阻锈剂、防水剂等。其性能、成分配合、使用方法均应符合《混凝土外加剂》(GB 8067—1997)的规定。

13.7.10 掺入混凝土中的外加剂,必须经过有关部门的检验并附有检验合格证明,使用前应根据水泥品种、集料配比、用水量等,通过基准混凝土的对比试验,确定外加剂合理的掺加量,并复验其效果。

13.7.11 钢筋混凝土结构中所用的钢筋、钢材的质量、种类、直径等,均应符合现行国家标准的规定,并应符合设计要求。

13.7.12 钢筋加工、调直、切断、弯钩、绑扎成型等工序，均应采用冷加工的方法进行，并应符合以下要求：

（1）钢筋上的浮皮、铁锈、油渍、污垢等，应清除干净。

（2）钢筋应平直，无局部曲折。

（3）成卷的钢筋或弯曲的钢筋，应在使用前调直，使用调直机调直时，不应使钢筋受损伤。

（4）采用冷拉法调直钢筋时，Q235（I级）钢筋的冷弯率不宜大于2%；HRB335（II级）钢筋、HRB400（III级）钢筋不宜大于1%。

13.7.13 钢筋应截取所需下料长度进行加工。计算下料长度时，需考虑弯曲引起的钢筋增长量，其延伸率与弯曲角度和钢筋直径有关，可按表13.7.13查用。

表13.7.13 钢筋延伸率表

弯曲角度	延伸长度	举例说明
45°	钢筋直径的2/3倍	如ϕ22钢筋弯成45°时，其延伸长度为14.6mm
90°	钢筋直径的1.0倍	如ϕ22钢筋弯成90°时，其延伸长度为22.0mm
180°	钢筋直径的1.5倍	如ϕ22钢筋弯成180°时，其延伸长度为33mm

13.7.14 弯制某种型号钢筋的第一根钢筋时，钢筋的分段长度、弯起角度、弯曲半径及钢筋末端的标准弯钩等，均应与设计尺寸反复核实，准确无误后，再进行成批加工。钢筋的接头、焊接、绑扎、安装，应按照《公路桥涵施工技术规范》（JTJ 041—2000）的规定办理。

13.7.15 模板宜采用钢模，如用木模，应在模板内侧加钉镀锌薄铁皮，保证混凝土表面光滑平整。

13.7.16 制作模板时，应依据设计图纸，检验各部件的模板尺寸。模板类型宜尽量统一，便于重复使用。模板应有足够的强度和刚度，保证在浇筑混凝土的周转使用中，表面始终平整，不漏浆，保持正确的形状、尺寸。模板接缝可做成平缝、搭接缝或企口缝。采用平缝时，应采取措施，防止漏浆。

13.7.17 墙体模板宜由侧板、立挡、横挡、斜撑和水平撑组成。斜撑的下端须设垫板，固定斜撑的垫板在泥地上可用木桩；在混凝土上，可用预埋铁件或浇筑临时水泥墩予以锚固。

13.7.18 墙模施工时，宜先弹出中心线和二边线。可选择一侧模板先行安装，依次竖立挡、横挡及斜撑，钉侧板，并在顶部用线锤吊直，拉线找平，撑牢钉实。待钢筋绑扎后，将墙基清理干净，再竖另一侧的模板。应设置模板撑头或内撑，保证混凝土墙体厚度。

13.7.19 模板结构应与所采用的钢筋安装绑扎方法及混凝土的浇筑方法相适配，按混凝土浇筑及振捣工作需要，在必要部位可设置活板或天窗。

13.7.20 为固定基础的侧模，可在基础模板外设立支撑。墙体的侧模可设斜撑固定，也可设拉杆固定。墙体较高时，二法应结合使用；墙高较小时，可用金属线代替拉杆。

13.7.21 底板（前趾板与后踵板）钢筋绑扎时，应预埋高度不等的锚固钢筋，并与立壁和扶壁的竖向钢筋逐根对应焊接。焊接接头应设于内力较小处，且应交错布置，同一根钢筋的任一焊接接头中心沿竖向延伸35倍钢筋直径的长度区，且不小于500mm的区段内，不应有两个接头，有接头处的焊接钢筋的截面积之和，占受力钢筋的总截面积，不应超过50%。

13.7.22 浇筑混凝土前，应在模板上涂刷脱模剂。墙体混凝土外露面的模板，应采用同一品种脱模剂，选用脱模剂应符合取材容易，配制简单，经济适用，不脏构件表面，对混凝土及钢筋无损害作用等要求。

13.7.23 模板安装完成后，应对其平面位置、顶面标高、节点联结及纵横向的稳定性，进行检查或加固。在浇筑混凝土前，应完备材料机具的配套，并全面细致地进行复查：如钢筋的直径、数量、间距、焊缝以及锚固螺栓、预埋件、预留孔位置等是否正确。须经监理工程师签认后，才能浇筑混凝土。

13.7.24 混凝土的浇筑应做到搅拌均匀、振捣密实、养护及时。墙体的混凝土构件，应均质、密实、平整，无蜂窝麻面，不露筋骨，混凝土的强度等级应符合设计要求。

13.7.25 混凝土连续搅拌最短时间、运输延续时间、分层厚度及分层允许间断时间，应按照《公路桥涵施工技术规范》（JTJ 041—2000）的相关规定执行。

13.7.26 搅拌第一盘混凝土时，应较配料数量酌增10%的水泥、砂和水，以保证拌和物的含浆量。当搅拌混凝土需添加高效减水剂或速凝剂，运距又较远时，可将混凝土运至浇筑地点，再掺入外加剂重拌。掺有外加剂的混凝土搅拌时间，宜适当延长1.0～1.5min。

13.7.27 运输混凝土需要与浇筑进度相适应，做到有序配合，互不影响。混凝土运送至浇筑地点后，仍应保持其均质性，如发现有离析、泌水现象或坍落度损失过大时，必须进行二次搅拌或调整外加剂掺量和掺加方法。二次搅拌时，不得任意加水，确有必要时，应在加水的同时增加水泥用量，保持原水灰比不变。

13.7.28 混凝土从搅拌机运送到模板内的水平运输，可用轻便轨道活底斗车或倾卸汽车。如混凝土数量少或运输较近时，可用铁制翻斗车或手推车运送；运距较远时，宜用搅拌车运输。混凝土垂直运输到墙体上，可采用各种吊机和门架提升，宜选择能兼顾水平和垂直运输的缆索吊机。如混凝土数量大，浇筑速度快，可采用混凝土地泵及泵罐车。

13.7.29 夏天运输混凝土应采取遮阳措施；冬天运送时应有防冻措施。整个运输过程不应超过混凝土的初凝时间。

13.7.30 从高处向模板内倾卸混凝土时，需防止离析，并应符合以下规定：

(1)从高处直接倾卸时，自由倾卸高度不宜超过2.0m；

(2)当倾卸高度在2.0m以上时，可使用多节导管、串筒或溜槽等设施输送。当倾卸高度在8.0m以上时，导管内应附加减速翼板；

(3)在串筒出料口下面，混凝土的堆积高度不宜超过1.0m。

13.7.31 悬臂式和扶壁式挡土墙的混凝土以现浇为宜。应先浇底板(趾板及踵板)再浇筑立壁(或扶壁)，当底板强度达到2.5MPa后，应及时浇筑立壁(或扶壁)，减少收缩差。接缝处的底板面上，宜做成凹凸不平的糙面，以增强黏结，并应按施工缝处理，要求如下：

(1)应凿除混凝土表面的水泥砂浆及松弱层，凿毛后用水冲洗干净。

(2)垂直缝应刷一层水泥净浆，水平缝应铺一层厚度10～20mm、配合比1:2的水泥砂浆。当采用界面剂涂刷时，可免去凿毛工序。

(3)施工缝处理后，应待前层混凝土强度达到2.5MPa时，才能进行浇筑。

13.7.32 浇筑立壁混凝土及扶壁混凝土可同步进行，并应严格控制水平分层。浇筑扶壁斜面时，应从低处开始，逐层收分升高，与立壁保持相同水平分层。

13.7.33 墙体混凝土的浇筑长度，宜控制在15.0 m左右，或按挡土墙的设计分段长度作为一个浇筑节段。浇筑工作不能间断，应一次浇完，并应在前层所浇混凝土初凝之前，即将第二层混凝土浇筑完毕。

应根据水泥凝结时间、水灰比及混凝土的硬化条件，并通过工地试验，确定容许的浇筑间歇时间。

13.7.34 如混凝土浇筑的间歇时间已超过前层混凝土初凝时间或重塑的时间，则应停止浇筑，需等前层混凝土达到一定强度，按工作缝进行处理后，方可继续浇筑。混凝土达到2.5MPa强度所需的硬化时间，宜根据工地实际资料决定，如无可靠试验资料，可按表13.7.34所列数据采用。

表 13.7.34　侧模拆除时间表

水泥品种	混凝土等级	混凝土平均硬化温度(℃)					
		5	10	15	20	25	30
		混凝土强度达到 2.5MPa 所需天数(天)					
普通水泥 硅酸盐水泥	C10	5	4	3	2	1.5	1
	C15	4.5	3	2.5	2	1.5	1
	≥C20	3	2.5	2	1.5	1	1
矿渣水泥 火山灰水泥	C10	8	6	4.5	3.5	2.5	2
	C15	6	4.5	3.5	2.5	2	1.5

13.7.35　插入式振捣器的移动距离,应保证全部混凝土均受到振实,如以直线行列插入时,移动距离不超过振捣器作用半径的 1.5 倍;按交错梅花式插入时,不超过作用半径的 1.75 倍,并宜控制距模板有 50 ~ 100mm 的间距。表面振捣器仅允许用来振实混凝土表面,其移动距离,应使平板与已振动完毕区段的边缘部分重叠 100mm 左右。

13.7.36　振捣时间不宜过长,可根据混凝土达到不再下沉,无显著气泡上升,顶面平坦一致,并开始浮现水泥浆时,停止振捣。如发现表面浮现水层,应立即设法排除,但不应带走水泥浆,并应检查和分析成因,确定改进措施或调整混凝土配合比。

13.7.37　墙体混凝土浇筑完成后,墙顶应进行两次抹面,并实施压光或拉毛工艺。不承重的侧模,应在混凝土强度能保证其表面及棱角不因拆模而受损坏时,方可拆除。侧模拆除时间,可采用本细则表 13.7.34 的规定。

13.7.38　混凝土浇筑完毕后,宜在 10h 以内开始覆盖浇水。在炎热和有风的天气时,应立即覆盖,并在 2 ~ 3h 后开始浇水湿润。混凝土养护用水的条件,应与拌和用水的条件相同。

13.7.39　在潮湿气候条件下,空气相对湿度大于 60% 时,使用普通水泥或硅酸盐水泥,湿润养护时间不少于 7d,使用火山灰水泥或矿渣水泥,不少于 14d;在比较干燥气候条件下,相对湿度低于 60% 时,使用上述两种类型水泥,湿润养护时间应分别不少于 14d 和 21d。

13.7.40　拆除模板后,宜用草帘、塑料布、帆布等遮盖在混凝土表面,继续浇水养护。不宜直接以冷水喷浇混凝土外露面。当使用养护剂时,应均匀喷涂,可不再洒水养护。

13.7.41　混凝土冬季施工与养护或炎热气候下施工与养护,均应按照《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的规定执行。

13.7.42 基础处理，排水设施，沉降缝、伸缩缝设置，墙后回填等，应符合本细则第13.2节～第13.5节的规定。在灌注基础混凝土前，地基表面为非黏性土或干土时，宜预先洒水润湿；如为过湿土，应在上面加铺厚度0.10m以上的碎石垫层，并夯实紧密；如为岩石，除用水湿润外，需加铺厚度20～30mm的水泥砂浆。填筑扶壁式挡土墙的墙背填料时，应防止立壁的内壁面及扶壁受撞损坏。卸料时，运输机具和碾压机具应距扶壁不小于1.5m，在此范围以内，宜采用人工摊铺，并配以小型压实机具进行碾压。

13.8 嵌岩桩板式挡土墙

13.8.1 桩板式挡土墙的各部尺寸、构造、桩基直径、嵌岩深度、钢筋规格、混凝土强度等级等，均应按设计要求进行施工。

13.8.2 桩板式挡土墙的钢筋混凝土构件所用材料，应符合本细则第13.7节的有关规定。桩柱及预制挡土板应平整光滑，线条整齐，轮廓分明。

13.8.3 桩基施工前，应核对平面位置和开挖标志，结合地形做好桩位区的地面截、排水及防渗工作，桩基成孔孔口的附近地面，可适当加筑围埂。桩基施工场地宜夯实整平，施工时应采取可靠的安全防护措施，施工人员应配备有效的安全防护设备。根据挡土墙地段的水文、地质条件和机具设备能力，可选择采用挖孔灌注桩或钻孔灌注桩。

13.8.4 挖孔灌注桩宜用于桩底嵌岩层以上、含水量较少且较密实的土或岩石地层。若任何一次检查，挖孔内产生的空气污染物超过《环境空气质量标准》(GB3095—1996)规定的三级标准时，必须终止采用人工挖孔施工。

挖孔灌注桩宜采用下述施工方法：

(1)宜组织三班制作业，配以木绞车提升，也可采用0.3～0.5t卷扬机或其他起吊设备，提升弃渣。在挖孔过程中，应经常检查桩孔尺寸，满足设计要求。

(2)挖孔桩柱身断面宜为矩形或圆形断面。当岩层较硬，难以挖进，实施孔内松动爆破时，必须采用打眼放炮，并严格控制炸药用量。挖孔时，如遇涌水量较大的潜水层，可采用水泥砂浆压灌卵石环圈，对潜水层进行封闭处理。

(3)桩孔挖掘及支撑护壁两个工序应连续作业。对岩石层或不渗水的紧密土层，开挖后短期内不坍孔的，可不设支撑，其余土质基坑，均应设置支撑防护。

(4)桩孔开挖的支护，宜采用现浇混凝土护壁支护，沿孔壁浇筑的混凝土厚度宜为100～150mm。当护壁用作桩身截面的一部分时，其混凝土强度等级应与桩身相同。基坑应分节开挖，根据围岩破碎、松散情况，每挖掘0.6～2.0m深度为一节，一节开挖完成，立即支模板浇筑混凝土，两节护壁之间宜留200～300mm的空隙，空隙间宜用短木支承，以供灌注混凝土使用。当采用预制混凝土衬圈作护壁时，混凝土衬圈可分为三块，拼装而

成,用螺栓夹板固定,内侧填塞水泥砂浆。预制混凝土衬圈护壁拆除后,可重复使用。

(5)桩孔开挖时,不应将孔壁修成光面,宜稍留凹凸不平,增加孔壁与浇筑混凝土的黏结力。无论采用何种支护,均应与孔壁密贴、顶紧。护壁浇筑前,应清除浮土和松动石块。在混凝土浇筑完成4h后,方可实施护壁脱模工序。应在上一节孔深的护壁混凝土终凝后,再继续进行下一节孔深的开挖。为加速混凝土凝结,可掺入早强剂。

(6)挖孔作业时,必须注意施工安全。应经常检查提土设备、机具。孔口围护应高出地面0.20~0.30m,防止坠物入孔伤人。挖孔施工暂停时,孔口应罩盖。挖孔深度超过10.0m时,应经常检查孔内的二氧化碳含量,如超过0.3%,应增设机械通风设备。挖孔桩的孔深不宜超过15.0m。如设计桩长大于15.0m,应加强机械通风和安全设施或采用机械挖掘。

13.8.5 当基桩嵌岩层以上的地质层面松散,地下水位较高,开挖有困难时,宜采用钻孔灌注桩。

钻孔灌注桩钻孔,可采用以下施工方法:

(1)钻孔可采用全套管或孔口护筒、泥浆护壁钻进。

(2)孔口护筒应有足够的高度和强度,且不漏水,内径比桩径稍大。应根据桩位地质构造、地下水位和钻进方法合理确定护筒顶面高度及底面埋深。护筒顶面宜高出施工水位或稳定水位1.5~2.0m,并高出地面至少0.30m,护筒底面埋置深度宜为2~4m。护筒平面位置的偏差不应大于0.05m,倾斜度偏差不大于1%。

(3)泥浆护壁时,泥浆的原料应选用优质黏土造浆。为提高泥浆的黏度,可投入适量添加剂,其品种和掺量由试验确定。护筒内的泥浆顶面应始终高出筒外水位1.0m以上。泥浆的性能、指标要求和相应的钻进方法、钻头的种类等,可按照《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的相关规定执行。

(4)钻孔桩的钻进应分班连续作业,不应中途停止。钻孔作业中,应注意掌握地层实际地质变化情况,经常淘渣取样,及时核对土层与设计提供资料的变化。

(5)终孔后,应按嵌岩桩的设计要求,进行孔底清渣,可采用掏渣清孔法为主,使用抽渣筒、大锅锥或冲抓锥清掏。当设计要求清底系数较高时,可使用高压水管插入孔底,射水清孔,逐渐降低泥浆相对密度。无论采用何种清孔方法,在清孔排渣时,必须注意保持孔内水头,防止坍孔。

(6)孔底清渣完毕,应经监理签认后才能进行安放钢筋笼、浇筑混凝土等后续工序。

13.8.6 挡土板的预制,可结合工地实际情况和预制数量的多少,分别采用下述方法:

(1)固定胎模法:用混凝土做底模,用定型木板或型钢做侧模,刷以脱模剂或用塑料薄膜做隔离层,表面原浆压光。

(2)翻转模板法:将挡土板、定型模板安装在翻转架上临时固定,采用低流动性混凝土,捣实后即将模板翻身,倒在坚实平整的铺砂地面上,快速脱模养护。本法宜用于混凝土体积在0.3m^3以内,板宽0.60m以内、板长4.0m以内的挡土板构件。

(3)钢模板法:钢模板可用于预制定型的、大批量的挡土板构件,也可采用钢板、木板混合制作成模板。

13.8.7 挡土板的模板应具有足够的强度和刚度。预制挡土板的钢筋位置应安放准确,构件表面应平整,外形轮廓应清晰、线条顺直,不得有露筋翘曲、掉角啃边等缺陷,各部尺寸及强度级别应符合设计要求。如构件较大时,应设置 Q235(Ⅰ级)钢筋吊环,用于搬运吊装。

13.8.8 挡土板预制时,应保证挡土板钢筋的混凝土保护层厚度符合设计规定。

13.8.9 预制挡土板构件宜平面堆放,其堆积高度不宜超过 5 块,板块间宜用木材支垫,并应置于设计支点位置附近,防止挡土板因非正常受弯而断裂。在运输过程中,应轻搬轻放,防止碰坏翼缘或角隅。

13.8.10 挖孔桩终孔并清理孔底后,可吊入钢筋笼,并应准确就位。地面以上的主筋应预留一定的焊接长度,各主筋的焊接接头应交错布置,同一根钢筋上,在 35 倍钢筋直径的长度内,且不小于 500mm 的区段中,不应有两个焊接接头。基桩的同一断面内,焊接接头钢筋的面积,不应超过主钢筋总面积的 50%。当桩长较小时,主筋可直通到顶,但应确保在浇筑桩基混凝土时,钢筋不受污染,无弯曲伤痕。

13.8.11 浇筑挖孔桩混凝土时,当孔壁渗入地下水的上升速度较小时(小于 6mm/min),可不采用水下灌注混凝土的方法,除按本细则 13.7.25 的有关规定执行外,还应注意以下事项:

(1)混凝土坍落度:当孔内无钢筋骨架时,宜小于 65mm;当孔内设有钢筋骨架时,宜为 70~90mm。

(2)如用导管灌注混凝土,混凝土可在导管中自由坠落,导管应对准孔位中心。开始灌注时,孔底积水深度不宜超过 50mm,浇筑速度应尽可能加快,尽快使混凝土对孔底、孔壁的压力大于渗水压力。

(3)在空气中灌注混凝土桩,应尽可能一次连续浇筑至桩顶以上,并立即将已离析的混合物及水泥浮浆等清除干净。

13.8.12 钻孔灌注桩应以水下混凝土导管灌注方法进行,可按《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的规定执行,还应注意以下事项:

(1)在桩孔内吊入钢筋笼,并正确就位后,应尽快不间断地连续浇筑混凝土。如清孔 4h 后还未浇筑,必须重新清理孔底。粗集料应优先选用砾石,其最大粒径不大于导管内径的 1/6~1/8 和钢筋最小间距的 1/4,同时不应大于 40mm。

(2)导管应采用直径不小于 250mm 的钢管连接组成,各管节应具有带垫圈的连接法

兰盘和扣环，或采用快拆接螺旋导管，均应保证导管不漏水。

（3）钢筋笼应牢固定位，当提升导管时，应防止被拔起。浇筑混凝土时，应加强观察，防止钢筋笼产生顶托上升。

（4）灌注桩的混凝土浇筑桩顶高度，应高出设计高程0.50m以上，待混凝土强度达到2.5MPa时，预加高度段可用人工凿除，并清整干净，保证桩头混凝土的质量符合规定。

13.8.13 浇筑矩形桩柱柱身的模板，可用两块桩头板加两面门子板支模，或四面桩头板支模，也可采用短料模板加长枋木作桩头板的方法制作。为防止混凝土的侧压力造成桩模迸裂，在桩模外面，每隔0.50～1.0m加设桩箍一道。

13.8.14 圆形桩柱，柱身模板可由竖直狭条模板和圆弧挡板制作的两个半片合成。在模板外，每隔0.5～1.0m应以两股以上的8～10号铁丝箍紧。

13.8.15 柱身混凝土浇筑前，应对钢筋、模板、预埋件的位置、轴线、高程等，进行细致的检查。模板内的杂物、泥土，钢筋上的油污，均应清除干净，模板的缝隙、孔洞应妥善堵塞。经监理签认后，方可进行浇筑。

13.8.16 柱身混凝土宜连续浇筑，不留施工缝。如必须间歇而又超过下层混凝土凝结时间时，应停止浇筑，按施工缝处理。

13.8.17 如为圆形桩柱，当浇筑到地面时，桩柱背面应设置凸形平台，以便挡土板搭接于桩柱上。平台的平面宽度应符合设计要求，挡土板间的缝隙施工，应按本细则第13.4.5条的规定执行。

13.8.18 挡土板安装时，应竖向起吊，两头挂有绳索，以手牵引，对准桩柱两边划好的放样线，将挡土板正确就位，在板的两端和中部宜设斜撑支承，确保挡土板的稳定。

13.8.19 应根据设计要求做好防排水设施及填筑墙背填料，填筑工序应与挡土板安装工序同步进行。

13.8.20 上下挡土板之间的安装缝宽度，宜小于10mm，当安装缝较大时，可用砂浆堵塞或沥青软木板衬垫。同层面两相邻挡土板的接缝，应基本顺直一致，高差不应大于5mm。

13.8.21 挡土板安装时应防止与桩柱相撞。安装缝应均匀、平顺、美观。

13.8.22 挡土板顶面不整齐时，可用砂浆或现浇小石子混凝土作顶面调整层。

13.8.23 挡土板内侧1.5m范围内的填料，应采用人工摊铺、人工和小型压实机械分层压实，压实度应满足设计要求。挡土板每安装1～2层后，在板后一定范围内即可分层填料碾压，固定挡土板。桩柱之间的最下层挡土板底面应埋入原地面下0.05～0.10m。

13.9 锚杆挡土墙

13.9.1 肋柱式锚杆挡土墙的施工顺序如图13.9.1所示。

板壁式锚杆挡土墙的施工顺序，除无安装挡土板工序外，其余工序可参见图13.9.1所示。

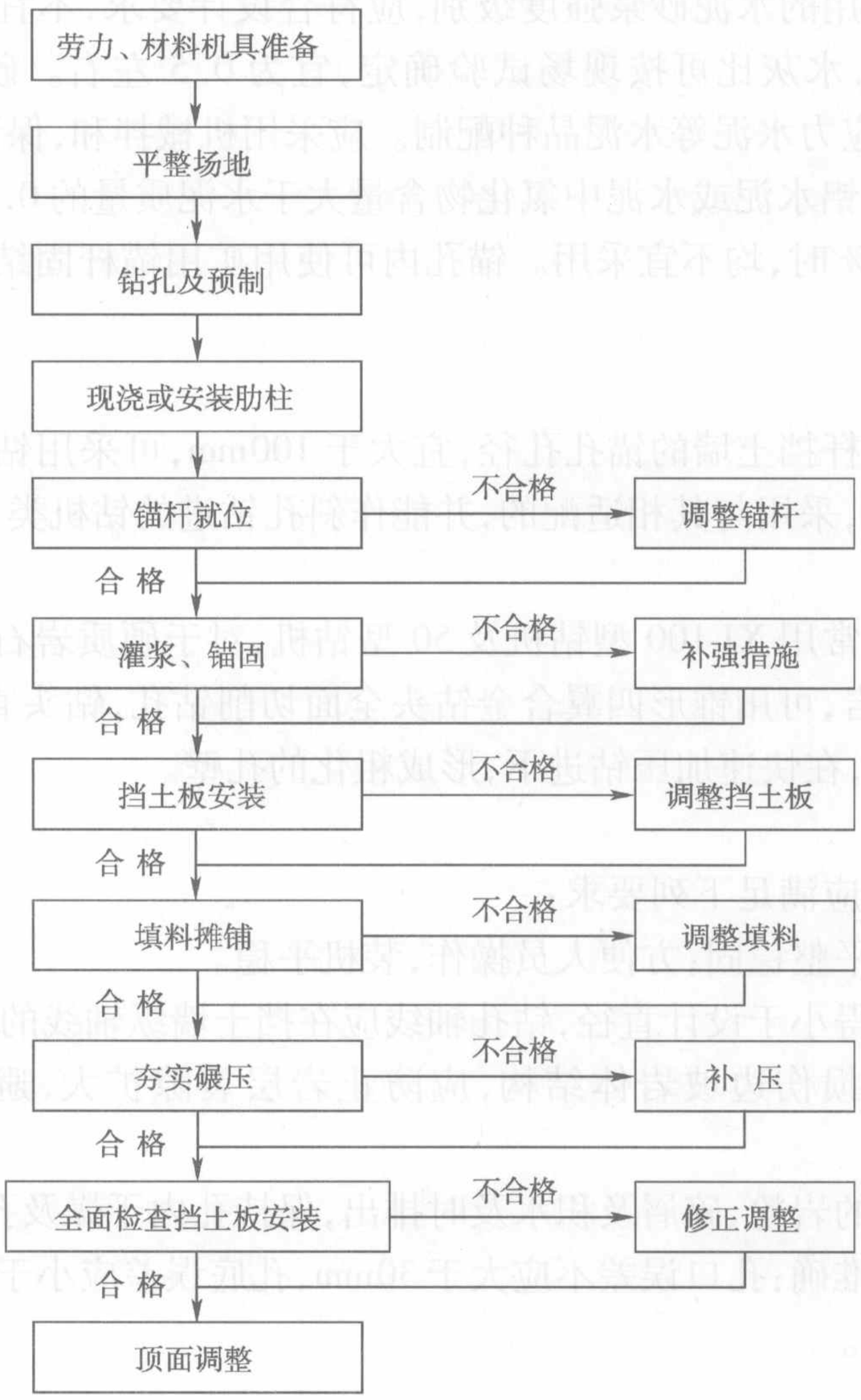


图13.9.1 肋柱式锚杆挡土墙施工顺序

13.9.2 锚杆的材料、尺寸、规格应经检验合格并应符合设计要求。当采用钢筋锚杆时，钢筋的机械性能，应符合本章表13.1.11的规定。当锚杆由多根钢丝束或钢绞线组成

时,锚固段内的束线应作变形加工处理,保证其锚固能力。

13.9.3 锚杆应在清洁、干燥的条件下贮存,并应符合本细则第13.1.10条的规定。

13.9.4 锚杆与肋柱连接的套丝端杆和钢垫板、螺帽等,应提前配套加工,并作防锈处理,宜涂刷防锈漆两遍,存放在通风干燥处,禁止日晒雨淋。

13.9.5 采用楔缝式锚杆时,应按设计的规定,检查杆体长度,楔缝、楔块、螺帽、螺栓的尺寸和配合情况。

13.9.6 灌注锚孔用的水泥砂浆强度级别,应符合设计要求,不宜小于M30,灰砂比可按1:3的重量比配制,水灰比可按现场试验确定,宜为0.5左右。砂浆宜采用硅酸盐水泥、微膨胀水泥或自应力水泥等水泥品种配制。应采用机械拌和,保证砂浆具有较高的可泵性和低泌浆性。高铝水泥或水泥中氯化物含量大于水泥质量的0.1%,硫酸盐(SO_3)含量大于水泥质量的4%时,均不宜采用。锚孔内可使用矿用锚杆固结剂,使用前应作相关试验,掌握材料性能。

13.9.7 肋柱式锚杆挡土墙的锚孔孔径,宜大于100mm,可采用钻机成孔。施工时,应针对地层和岩石特点,采用与其相适配的,并能作斜孔钻进的钻机类型。

13.9.8 岩层钻孔常用XJ-100型钻机及50型钻机,对于硬质岩石,可用合金或钢砂钻头取芯钻孔;对于软岩,可用锥形四翼合金钻头全面切削钻孔,钻头直径89mm,成孔孔径在110~130mm之间,在快速加压钻进下,形成粗化的孔壁。

13.9.9 钻孔工艺应满足下列要求:

(1)施钻场地宜平整稳固,方便人员操作,装机平稳。

(2)钻孔直径不得小于设计直径,钻孔轴线应在挡土墙纵轴线的法向平面内。

(3)钻孔时不宜损伤边坡岩体结构,应防止岩层裂隙扩大,避免坍孔和造成灌浆困难。

(4)应将钻孔内的岩粉、碎屑及积水及时排出,保持孔内干燥及孔壁的干净粗糙。

(5)钻孔轴线应准确:孔口误差不应大于30mm,孔底误差应小于钻孔长度的4%。施钻过程中应随时检查。

13.9.10 施钻锚孔时,应按设计规定的倾斜度施工。清孔后,锚杆在岩层中的有效锚固长度,也应符合设计规定。

13.9.11 为增加锚杆的抗拔能力,在钻孔过程中,可将锚固部分或接近锚孔端部处,用

小药量爆破扩孔成葫芦状，如图13.9.11。

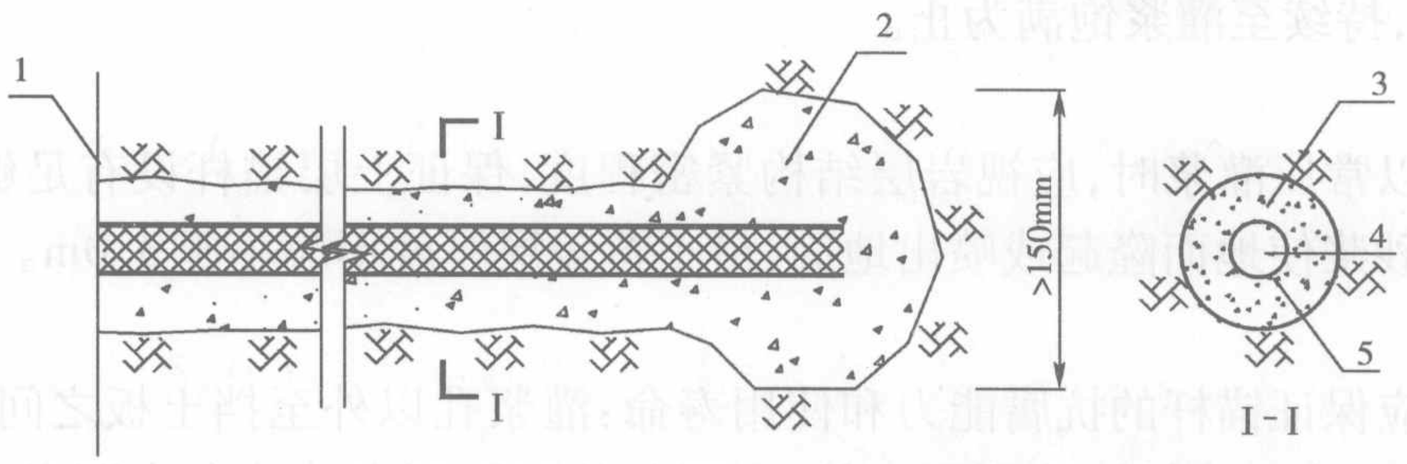


图13.9.11　孔底爆破扩孔

1-墙背；2-爆破扩孔；3-膨胀性水泥砂浆；4-10根高强钢丝（直径5mm）；5-铁丝螺旋圈（直径20mm）

13.9.12　为验证锚杆结构的承载能力能否满足设计要求，应对锚杆进行拉拔试验，试验要求如下：

（1）试验中使用YC-60型穿心千斤顶、量程为30mm的百分表及其他相应设备。

（2）锚杆极限抗拔力试验可取样2～3根，待试件灌注的水泥砂浆强度级别达设计强度级别的70%以上时，试验方可进行。

（3）试验中若出现：变位量不断增加，直至2h后仍不稳定；变位过大，已超过设计所控制的变位值；极限抗拔力小于设计值，均应认为锚杆破坏。

13.9.13　锚孔灌浆前，应冲水清洗孔壁，孔中的碎碴岩粉需清除干净。

13.9.14　应按设计要求的间距，在锚杆下方间隔焊接钢筋头或钢板船形支架，保证锚杆在孔内正确就位。

13.9.15　锚孔灌浆时，应在锚孔口深0.50m范围内，先用M30水泥砂浆捣实封闭，并设置孔口盖封闭锚孔口，孔口盖应留有排气孔及灌浆孔（图13.9.15）。钻孔中遇有地下水及孔壁渗水不易排干时，应将压浆管送入孔底，随着灌浆浆液挤出孔中水，并逐渐抽拔压浆管。在灌注过程中，应随时注意排气孔不被堵塞，待浆灌满，封闭排气孔及压浆孔。

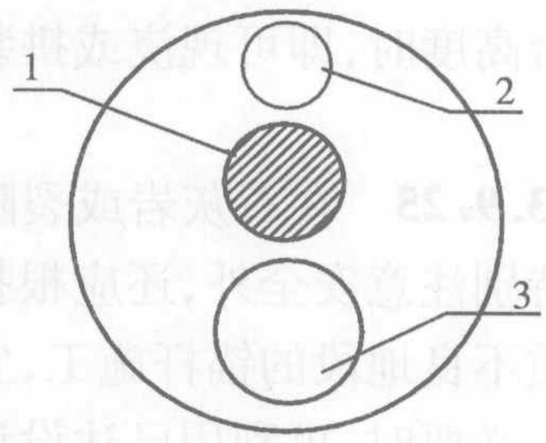


图13.9.15　锚孔孔口盖

1-锚杆；2-排气孔（直径8～10mm）；3-压浆孔（直径15mm）

13.9.16　灌浆应采用强度等级M30以上的水泥砂浆，以略有膨胀性的水泥配制。水灰比0.5左右或经试验确定，当用水泥净浆时，其水灰比可取0.4，砂子粒径不宜大于2mm。当为加快进度，提高砂浆强度时，可酌情掺加适量外加剂，其品种和掺量应经试验确定。

13.9.17　需加固有裂隙的孔壁围岩时，应采用有压灌浆。初始压力不宜过大，防止坍孔，应根据吃浆量大小，逐

渐加大压力。在没有设置阻浆塞的情况下，采用一次常压灌浆法的灌浆压力，应控制在0.5～0.6MPa，持续至灌浆饱满为止。

13.9.18 以常压灌浆时，应视岩层结构紧密程度，保证上层锚杆设有足够的孔顶覆盖层厚度，防止砂浆使地面隆起或喷出地面，最小覆盖层厚度不应小于3.0m。

13.9.19 应保证锚杆的抗腐能力和使用寿命：灌浆孔以外至挡土板之间的外露锚杆，除采用镀锌处理或以防锈漆涂刷两遍外，宜再包扎两层沥青玻璃布或沥青麻布。肋柱外露部分的螺母、垫板应按设计要求，用砂浆或小石子混凝土封闭。设计需要时，也可在锚杆上加套铁管，套管内径宜大于锚杆外径4～5mm，并灌以环氧树脂及其他黏聚物防护。

13.9.20 根据工地实际情况，肋柱施工可采用就地浇筑或预制吊装。当为预制吊装时，应视肋柱高度及吊装能力，确定整根预制或分段拼接。分段拼接处，可用直径大于20mm、长度大于200mm的多根预埋销钉连接或用预留榫连接，也可在节段的连接端分别焊上钢板，装配时将两钢板焊接，再用螺栓拧紧。

13.9.21 肋柱部位的锚杆预留孔，应位置正确，保证锚杆的穿过和固定。锚杆穿过过程中，应防止碰伤杆端的丝扣。螺母、垫板与肋柱、锚杆联结时，首次旋拧螺母不宜太紧，需统一调正后再予拧紧。

13.9.22 锚杆丝扣在存放运输过程中，均应包扎保护，防止碰坏。

13.9.23 边坡土石方开挖与锚杆施工应相互协调，紧密配合。当开挖接近设计边坡线2.0m范围内时，应采用松动爆破。局部高挡土墙或高边坡安装锚杆时，可根据地基条件和荷载大小，设计并构筑临时性脚手架和平台。施工前，应仔细检查边坡上尚存的危石，并及时予以清除。

13.9.24 边坡开挖至某一层锚杆标高后，应先进行钻孔，然后紧接锚杆施工。当达到平台高度时，即可现浇或拼装肋柱，肋柱在平面、纵面上的位置，不得超出规定的偏差值。

13.9.25 在石灰岩或裂隙严重的岩层施工中，遇到溶洞、缝隙，发生掉钻等情况时，除应特别注意安全外，还应根据实际情况，对孔洞、缝隙进行堵塞或适当调整锚杆的间距。地质不良地段的锚杆施工，宜安排在旱季，采用两跨肋柱间距为一施工段，随开挖，随安装。必要时，可利用已达设计强度的锚杆来架设临时支撑，防止坍方发生。

13.9.26 对严重破碎的岩石边坡，可采用锚杆铁丝网喷浆或喷射混凝土加固。

13.9.27 肋柱式锚杆挡土墙的挡土板，宜采用预制拼装构件，顺墙高方向的挡土板宽度，可视工地起吊设备的能力而定，但不得小于0.30m。挡土板截面形状、板厚、两端与肋柱的搭接长度，均应符合设计规定。肋柱上相邻两跨挡土板连接处的预留缝，应按照本细则第13.4.5条的规定施工。

13.9.28 当为板壁式锚杆挡土墙，施工又具有吊装能力时，墙面板可分块预制，但接缝处宜做成企口，保证接缝严密。墙面板上，应按设计要求准确布置拉杆预留孔的位置。

13.9.29 肋柱或墙面板的基础施工，应符合设计的规定和本细则第13.2节的规定，并应符合以下要求：

（1）肋柱采用杯形基础时，杯形基础模板的顶部应设杯芯模板，杯芯侧模板需刨光，采用直板拼钉，便于拆模时拔出。

（2）浇筑杯形基础混凝土时，应采取措施，固定杯芯模板，防止其向上浮升或四面偏移。拆除杯芯模板应按混凝土的凝固情况分步实施，混凝土初凝前后，即可用锤轻打、撬棒松动。杯形基础的各部尺寸、埋置深度等，均应按设计要求办理。

（3）安装基础模板前，应复查地基高程及中心线位置，定出基础边线和基础底面、顶面高程。

（4）板壁式挡土墙宜设置条形基础，并在基础表层留出凹槽，将第一层预制板嵌入槽中。

（5）应按设计要求做好防水、排水设施，防、排水设施施工应与墙体施工同步进行。

13.9.30 锚杆施工应逐层由下向上进行，当同层锚杆施工完成后，方可填料碾压。卸料摊铺时，卸料机具与墙面板距离不应小于1.5m，在1.5m的范围内，应采用人工摊铺，人工和小型机械压实。回填时，必须防止压弯锚杆钢筋。应设有明显的禁行标志，防止在未覆盖填料的锚杆钢筋上行驶车辆或停车。墙背填料的施工，应按本细则第13.5节的规定办理。

13.10 锚定板挡土墙

13.10.1 锚定板挡土墙施工时，除肋柱基础可就地浇筑外，其余构件均宜预制组装，逐层拼装墙面板、拉杆、锚定板，逐层填土，循环配合。施工顺序可见图13.10.1所示。

13.10.2 锚定板挡土墙拉杆的材料、尺寸、规格，均应经过检验合格，并应符合设计规定。

13.10.3 拉杆制作时，宜选用可焊性和延伸性良好的钢材加工，拉杆钢筋的机械性能，应符合本细则表13.1.11的规定。

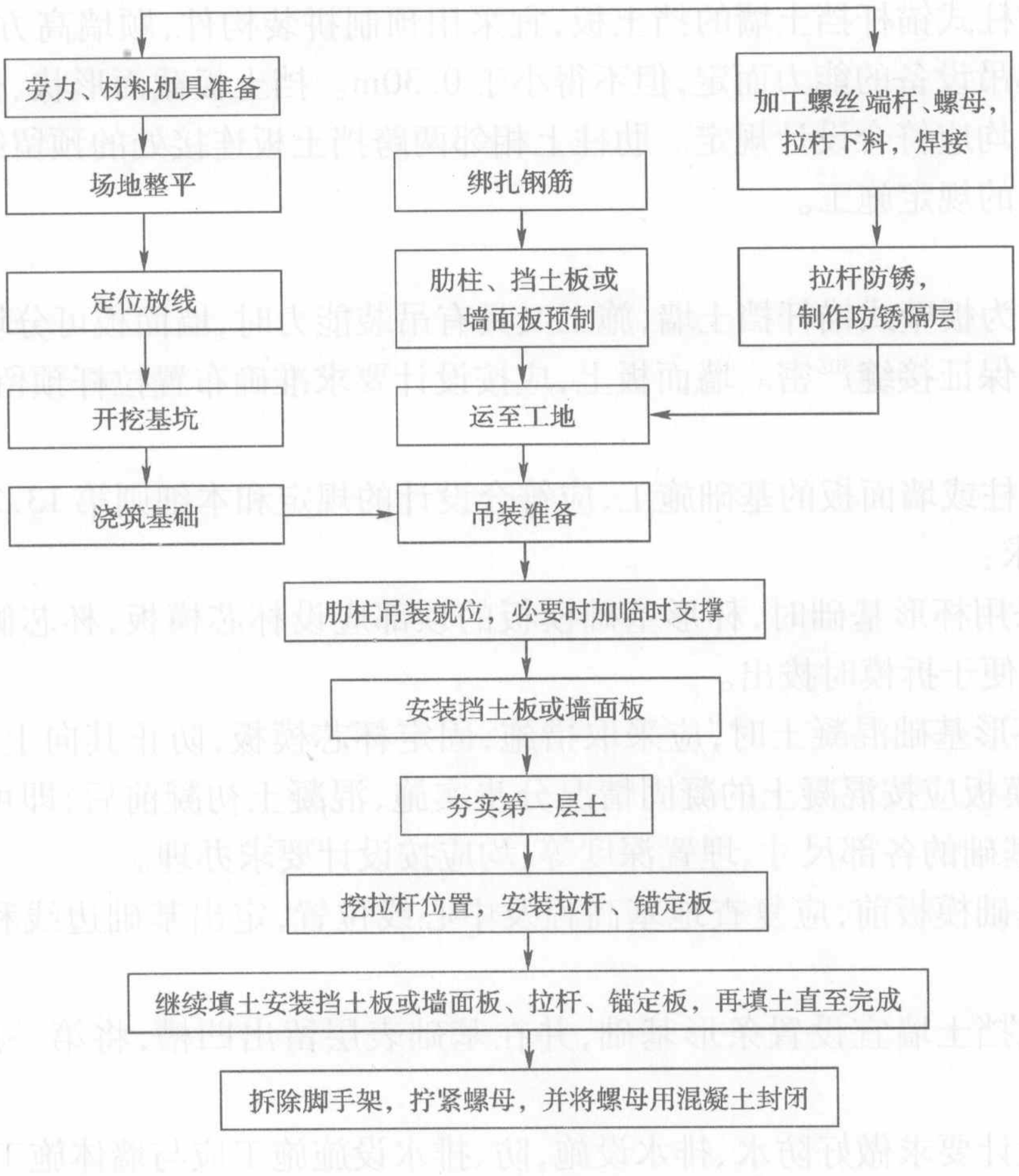


图 13.10.1　锚定板挡土墙施工顺序图

13.10.4　拉杆材料鉴定合格后，方可进行下料、螺丝端杆套丝、配制螺母、垫板加工等配套作业。螺丝端杆与钢筋焊接组成的拉杆，宜优先采用闪光对焊接头，当拉杆直径较大时，可采用两侧帮条电弧焊接头，帮条钢筋强度不应小于拉杆钢筋强度，帮条钢筋直径可与主筋相同或规格小一级，双面焊接的焊缝长度，不小于拉杆直径的 5 倍，四条贴角焊缝的长度，均不应小于帮条钢筋的长度。

13.10.5　应逐根检查拉杆的焊接质量，并应做好防锈处理，除涂以防锈漆或镀锌两遍外，还应包扎两层沥青玻璃布或沥青麻絮。

13.10.6　肋柱式锚定板挡土墙的肋柱及板壁式锚定板挡土墙的墙面板，均应预留拉杆孔道，孔道直径应大于螺栓端杆直径，保证肋柱、拉杆、锚定板准确安装就位与连接。在填土前，连接处的孔隙宜用沥青砂浆充填或用沥青麻筋塞缝。

13.10.7　拉杆就位后，旋拧螺母的松紧度宜适度，待全部安装完毕，填土基本稳定后，再逐根检查并拧紧。应保证各拉杆处的螺母受力一致、均匀。

13.10.8 拉杆与锚定板、肋柱、墙面板联结的螺母、垫板等外露部分和部件，应在填土下沉基本稳定后，再用砂浆或小石子混凝土进行封头密闭。

13.10.9 肋柱式锚定板挡土墙的基础宜采用杯座式基础、分离式垫块基础或条形基础，其施工方法可参照本细则第13.9.29条的有关规定办理。

13.10.10 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱间距，应根据工地吊装设备及能力、锚定板的抗拔力等因素决定，常用间距宜为1.5～2.5m。肋柱可单根整体预制，也可分段预制拼装。分段接头的构造，可按照本细则第13.9.20条的规定执行。预制场地及预制方法，可按照本细则第13.8节的相关规定办理。

13.10.11 肋柱式锚定板挡土墙的挡土板施工，可按照本细则第13.9.27条的规定执行。

13.10.12 板壁式锚定板挡土墙的墙面板形状，可为矩形、正方形、十字形、六边形等（图13.10.12-1），断面形式可采用矩形或槽形等。施工时，应按照设计所采用的类型及尺寸进行预制。墙面板的中部应预留拉杆孔，以穿过拉杆和安装紧固件。墙面板周边应设置企口或预留穿销孔（图13.10.12-2），确保墙面板拼装严密和墙面平顺稳固。

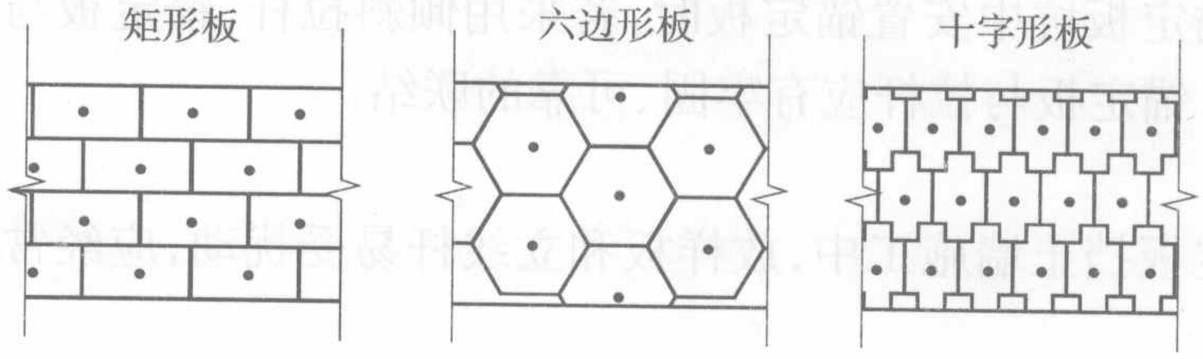


图13.10.12-1 板壁式锚定板挡土墙墙面板类型

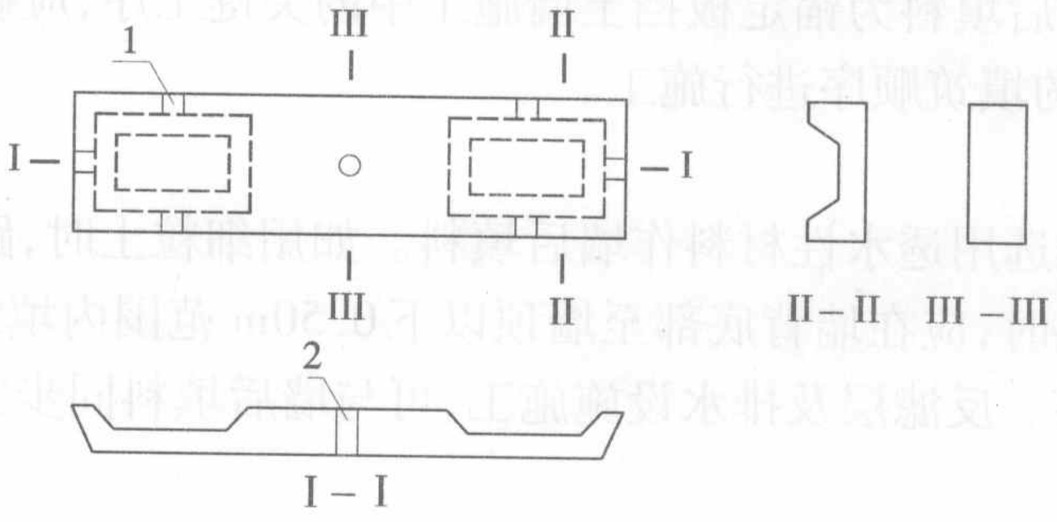


图13.10.12-2 槽形墙面板

1-穿销孔；2-拉杆孔

13.10.13 锚定板挡土墙的预制构件应表面平整，强度等级应符合设计要求，轮廓清晰，线条顺直。在搬运安放过程中，应注意安全，防止损坏。

13.10.14 肋柱安装前，基础的杯口应打扫干净，铺设一层沥青砂浆，肋柱正确就位后，应在杯口中用木楔塞紧。可视安装中稳定肋柱的实际需要，设置临时支撑。需设置临时支撑时，可采用斜撑固定法或螺栓固定法。

13.10.15 应设置抵消填土时肋柱前倾位移的预留后仰量，可按1:0.05的后倾斜度设置。当各构件安装及填土全部完成后，方可打掉基础杯口中的木楔。应以沥青砂浆封塞杯口，使符合设计规定的“铰支”计算图式。

13.10.16 应按照逐层拼装挡土板或墙面板、拉杆、锚定板，逐层填土的顺序施工。拉杆及锚定板宜在本层填土夯实后，再开挖埋设，挖槽时，宜使锚定板比设计位置预抬高20～40mm。

13.10.17 安装挡土板时，应做到板与肋柱密贴，可在搭接处涂抹一层砂浆，保证受力均匀。

13.10.18 在开挖的拉杆槽内，应按设计规定的斜度、位置安装拉杆，并确保拉杆顺直，拉杆与肋柱、锚定板的联结应牢固、紧密。

13.10.19 在锚定板坑中安置锚定板时，若采用倾斜拉杆，锚定板与拉杆形成的角度，应符合设计规定。锚定板与拉杆应有牢固、可靠的联结。

13.10.20 锚定板挡土墙施工中，放样板和立线杆易受扰动，应经常检查校正，每层至少一次。

13.10.21 填筑墙后填料为锚定板挡土墙施工中的关键工序，应确保填筑质量，并应按照图13.10.21所示的填筑顺序进行施工。

13.10.22 应优先选用透水性材料作墙后填料。如用细粒土时，路基顶面宜作封闭层。当有水浸入墙背填料时，应在墙背底部至墙顶以下0.50m范围内填筑不小于300mm厚的透水材料作为反滤层。反滤层及排水设施施工，可与墙后填料同步完成。

13.10.23 机具卸料时，机具离挡土板或墙面板的距离不应小于1.5m，机具不得在未覆盖填料的拉杆上和锚定板上行驶。摊铺厚度应均匀一致，表面平整，并应设不小于3%的横坡。当用机械摊铺时，墙后1.5m范围内，采用人工摊铺和小型机具压实，避免压弯拉杆。

13.10.24 锚定板抗拉拔力试验方法，可参照本细则第13.9.12条的规定办理。

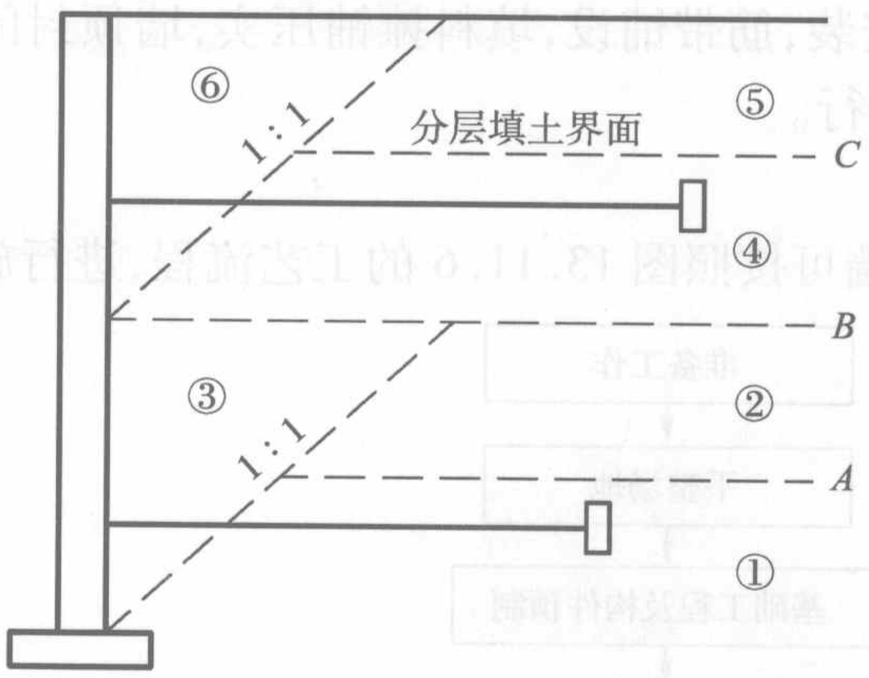


图 13.10.21　墙后填料填筑顺序

A、*B*、*C*-分层填土界面

图中填筑顺序说明如下：

1. 基底处理好后，由肋柱根部向上，以 1∶1 坡度分层填土，至下层拉杆顶面以上 200mm 处，停止填土。压实后，开挖拉杆槽及锚定板坑，拉杆及锚定板安装就位后，用三七灰土回填槽坑。如锚定板前的超挖部分不易保证回填质量时，可用低强度等级混凝土回填。

2. 继续填筑顺序②的土层，厚约 1.0m，此时下层锚定板已具备一定的抗拔力。

3. 安装墙面板，并填筑墙后的砂砾反滤层及填土，完成顺序③。

4. 填筑顺序④的土层，至拉杆以上 200mm 处，开挖拉杆槽及锚定板坑，安装就位后，严格回填。

5. 继续填筑顺序⑤的土层及顺序⑥的填土。如为多层拉杆，则如此循环往复，直至填土全部完成。

13.11　加筋土挡土墙

13.11.1　加筋土挡土墙宜具备较大的施工场地。编制施工组织时，应绘制现场布置图，工棚、堆料场宜设在挡土墙路基段两侧的地势较高处。

13.11.2　施工定线测量：开工前，应精确测定挡土墙段路基中线、基座主轴线、墙顶轴线和起讫点断面，每根轴线均应以四个桩点在基线两端延长线上预埋固定（每端二点），并应设置施工用水准点。

13.11.3　应按本细则第 13.7 节的相关要求外购及自采材料，如砂、石、水泥、筋带、钢筋等，经检验合格后方可进场。开工前应做好各项标准试验，如混凝土和砂浆的配合比、地基土和加筋体填料的标准击实试验等，填料压实度应按照本细则表 12.2.3 的规定执行。

13.11.4　面板构件预制前，应确定筋带和面板联结的形式和构造，及时准备材料，进行加工配套。

13.11.5　加筋土挡土墙工程施工项目可分为：地基处理，基槽（坑）开挖，排水设施，基

础浇(砌)筑,构件预制、安装,筋带铺设,填料摊铺压实,墙顶封闭等。现场构件拼装工序与填料施工工序应交叉进行。

13.11.6 加筋土挡土墙可按照图 13.11.6 的工艺流程,进行施工。

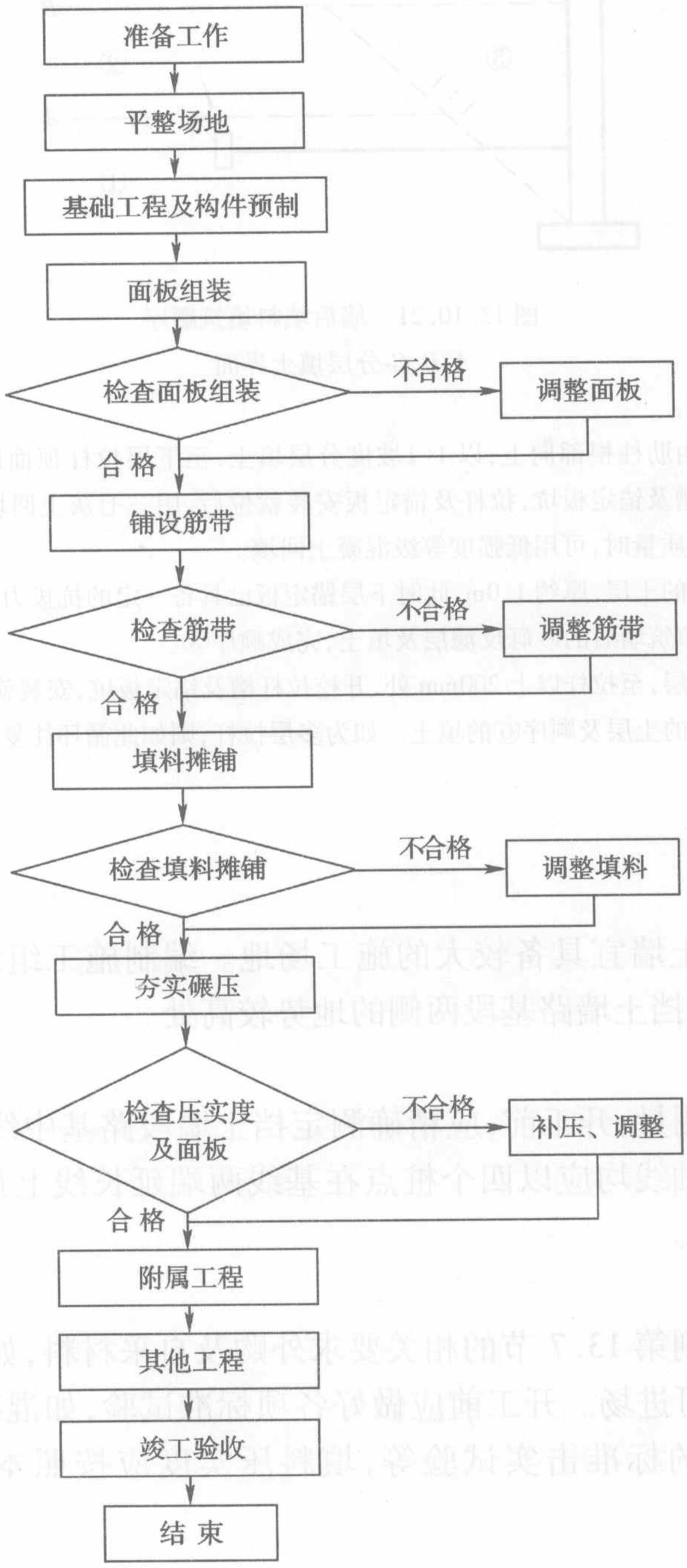


图 13.11.6 加筋挡土墙施工工艺流程图

13.11.7 筋带的运输和保管应符合下列规定:

(1)钢筋混凝土带运输时应平放,轻装轻卸,上下层互相垂直,堆放高度不宜超过 10

层。表面应进行检查、清理、补修。

(2)钢带应堆放在垫木上,垫木高度离地面不小于0.20m,并进行调直。

(3)钢塑土工加筋带、土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带应堆放在通风遮光的室内,严禁露天堆放和在烈日下曝晒,还应隔绝汽油、柴油、酸等腐蚀性物质。

13.11.8 填料应优先选用渗水性较好的砂土,碎(砾)石土,严禁使用泥炭、淤泥、冻土、盐渍土、白垩土、硅藻土及硬质岩碴等。粗粒料中不得含有尖锐的棱角,并禁用羊角碾进行碾压,防止在压实过程中损坏筋带。当采用黄土、黏性土及工业废渣作填料时,应作好防水、排水设施并确保压实质量。

13.11.9 加筋土挡土墙施工中,应检核加筋土挡土墙填料与筋带的实际似摩擦系数是否与设计相符,可采用现场拉拔试验,计算求出似摩擦系数。土工材料筋带的拉拔试验方法及似摩擦系数计算,应按照现行《公路土工合成材料试验规程》(JTG E50—2006)的规定执行;钢带、钢筋混凝土带的拉拔试验方法及似摩擦系数计算,可按本细则附录D的规定进行。

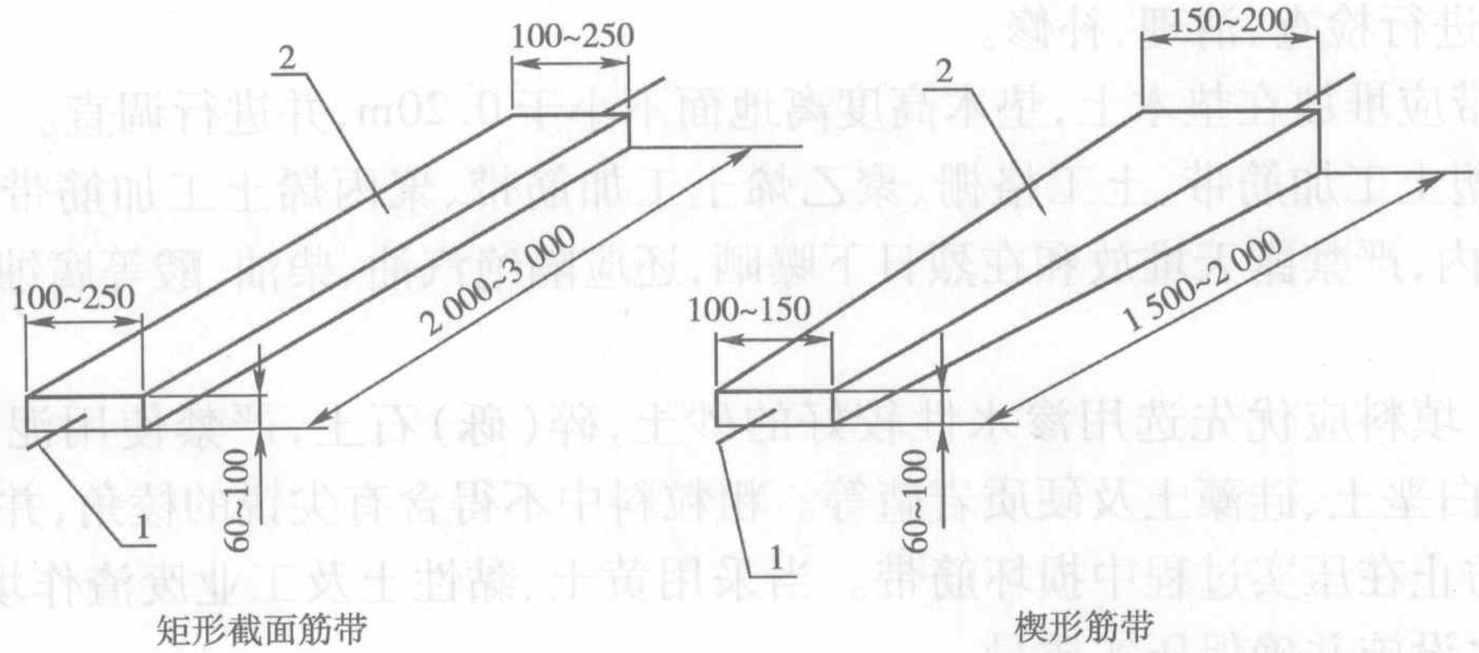
13.11.10 常用的筋带材料:钢塑土工加筋带、土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带等土工材料筋带的拉力试验,应按照现行《公路土工合成材料试验规程》(JTG E50—2006)的规定执行;钢带、钢筋混凝土带的拉力试验,可按本细则附录F的规定进行。

13.11.11 采用钢带作筋带时,填料中的化学和电化学标准应符合本细则12.1.11条的规定。

13.11.12 钢带厚度、尺寸、断面形状、预留锈蚀厚度等,应按本细则第12.1.6条的规定办理。如需接长,应考虑搭接部分的长度。当采用插销或螺栓连接时,须在钢带上冲孔。

13.11.13 钢筋混凝土筋带的混凝土强度等级、截面尺寸、钢筋直径等,应符合设计要求及本细则第12.1.7条的规定。矩形截面钢筋混凝土筋带的每节长度宜采用2~3m;楔形钢筋混凝土筋带的每节长度宜采用1.5~2.0m。在同等条件下,楔形筋带比矩形截面筋带的抗拔力更大(图13.11.13)。

13.11.14 钢塑复合筋带的材料性能、尺寸规格、强度等级、断裂伸长率等,均应符合设计要求及本细则第12.1.8条的规定。施工时,应采用压纹均匀、钢丝封闭良好、无损伤、接长构造简单而且牢固的筋带材料。



矩形截面筋带　　楔形筋带

图 13.11.13　钢筋混凝土筋带(尺寸单位:mm)

1-钢筋;2-混凝土

13.11.15　土工格栅、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带,应具有抗腐蚀、抗酸碱、耐疲劳、防老化的性能,在拉力作用下的伸长量和蠕变量,均应符合设计要求并符合本细则第 12.1.9 条、第 12.1.10 条的规定。施工时,应采用尺寸精确,压纹清晰,色泽均匀,无开裂、损伤、穿孔等缺陷,截面一致的格栅或土工带。在高速公路和一级公路上,慎用聚丙烯土工加筋带,应用土工格栅作筋带材料时,也应严格控制其质量。

13.11.16　外购筋带均应有出厂试验报告,当不符合设计要求或本细则的规定时,均不予验收。施工中还应按照本细则 13.11.10 条的规定,采用现行《公路土工合成材料试验规程》(JTG E50—2006)或本细则附录 F 的试验方法,对外购筋带进行技术指标测定。

13.11.17　混凝土面板或钢筋混凝土面板可在工厂预制或工地预制,其强度等级、钢筋布置、外形尺寸、连接构造等,均应符合设计要求及本细则第 12.1.12 条、第 12.1.13 条的规定。

13.11.18　等厚度的十字形、六角形、矩形面板与筋带间的联结构件,可用钢板锚头:适用于钢带或钢筋混凝土带;预埋钢拉环:适用于钢筋混凝土带、钢塑复合筋带、聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带(图 13.11.18-1),钢塑复合筋带宜在面板拉环处用扣锁固定结成辐射状;连接销(栓):适用于土工格栅。槽形、L 形面板,当用聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带时,可采用在面板上预留穿筋孔(图 13.11.18-2),其孔径不宜小于 12mm。

13.11.19　面板与筋带间无论采用何种方法连接,外露部分均应作防锈处理。土工带与钢拉环连接应作隔离处理,埋于土中的接头,应采用浸透沥青的玻璃丝布绕裹两层,予以防护。

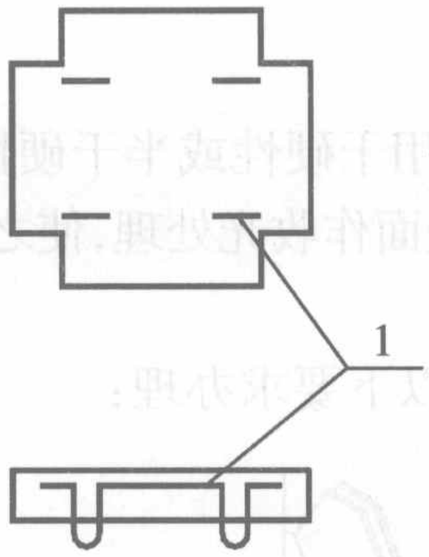


图 13.11.18-1　钢拉环面板
1-钢拉环(直径不小于 10mm)

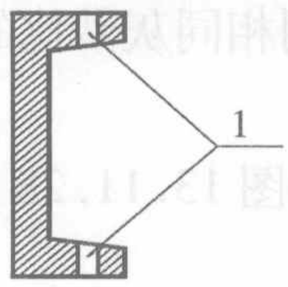


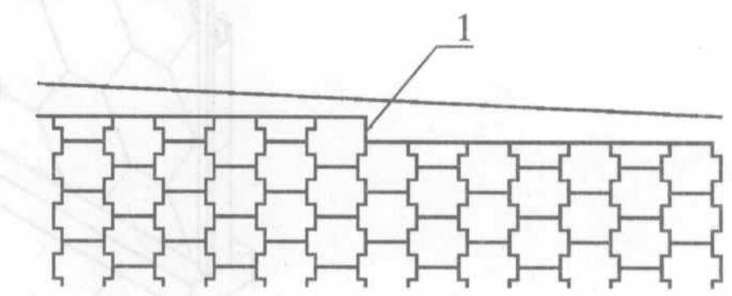
图 13.11.18-2　预留孔面板
1-预留孔(直径不小于 12mm)

13.11.20　墙顶调整层,角隅面板及角隅的异形面板,可采用预制构件或现浇混凝土,详见本细则图12.1.13-1、图 12.1.13-2。当顶面有纵坡时,可按图 13.11.20 进行调平。

13.11.21　面板四周应设企口或相互连接装置,面板接缝应稳固紧密。

13.11.22　加筋土挡土墙的基础开挖深度和特殊地基处理应按本细则第 12.2 节的规定办理,伸缩缝设置应符合本细则第 3 章的规定。

13.11.23　加筋土挡土墙宜采用条形基础,其宽度为 0.30 ~ 0.50m,厚度为 0.25 ~ 0.40m,断面宜为矩形,顶面应留出凹槽,用于嵌入和固定最下层面板。条形基础可采用现浇混凝土或片(块)石砌筑。条形基础下为土质地基时,应在基底铺设一层厚 100 ~ 150mm 的砂砾垫层。基础顶面可用砂浆找平。



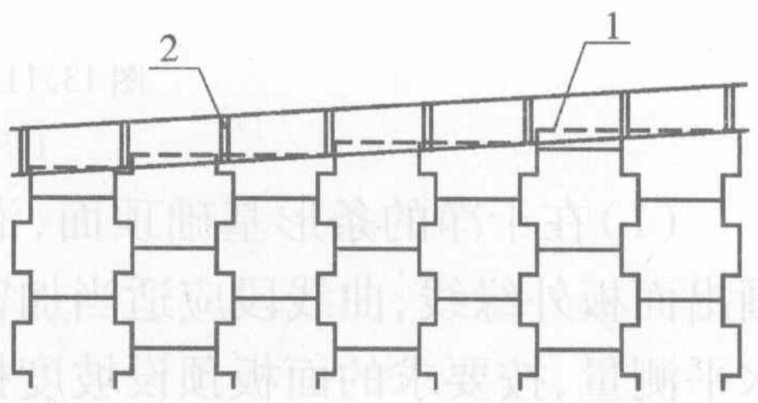


图 13.11.20　纵坡调平图
1-调平层;2-伸缩缝

13.11.24　加筋土挡土墙基础的基坑开挖后,基底土质情况和基础放样位置应经监理确认,方可进行基础砌筑或浇筑工序。若地基为未风化的岩石坡面时,应将岩面凿成水平台阶,宽度不小于0.50m,长度除应满足面板安装需要外,台阶的高度与长度之比不宜小于1:2。

13.11.25　面板预制数量大,安装精度要求高,宜优先采用钢模。若采用木模,模板内侧应钉铁皮,保证混凝土表面光洁和尺寸准确。

13.11.26　面板预制场地可根据预制方式和工作量大小设置,场地整平压实后,应以 C15 混凝土铺筑,表面抹平压光,并应预埋钢筋或设置混凝土墩,用以支承侧模。构件底

面应作隔离层或设置底模。

13.11.27 为保证面板混凝土质量，加快预制进度，应采用干硬性或半干硬性混凝土，机械振捣。如表面粗糙无浆，可用相同灰砂比的水泥砂浆对表面作收光处理，使之平整美观。

13.11.28 面板安装放样如图 13.11.28 所示。并应按以下要求办理：

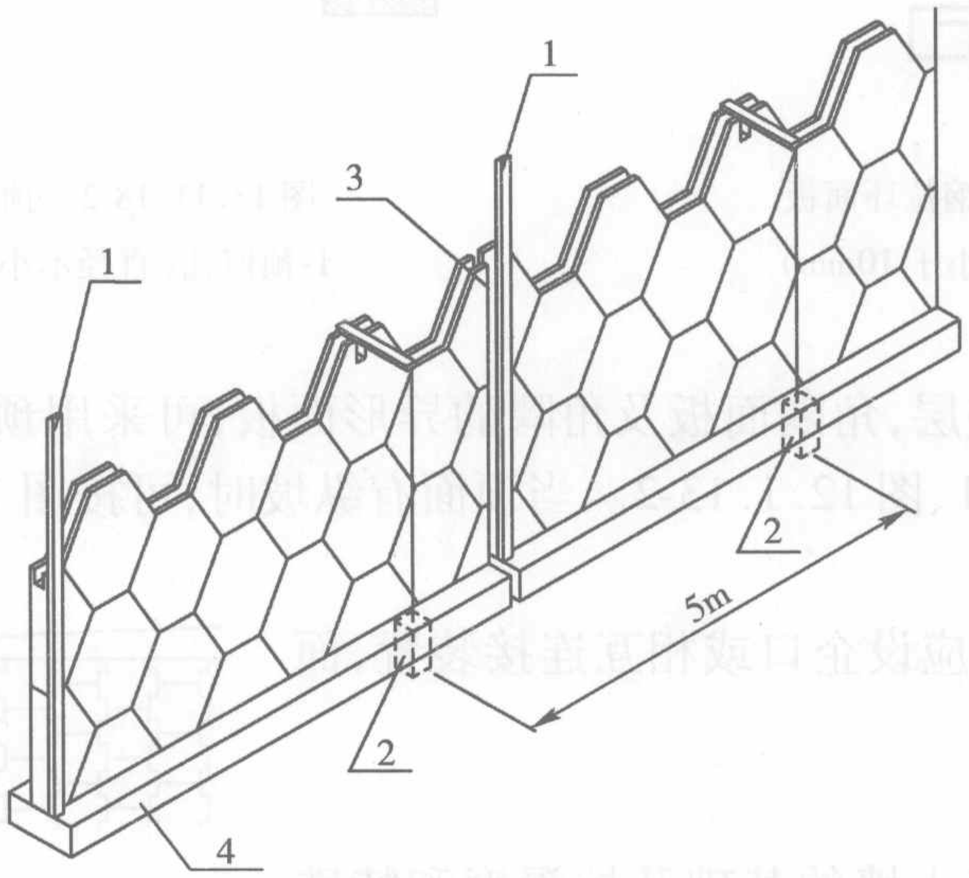


图 13.11.28 面板的标高、轴线校对放样图

1-尺杆；2-标桩；3-沉降缝；4-基础

(1)在干净的条形基础顶面，沿每条伸缩缝设龙门桩，用经纬仪确定面板安装轴线，画出面板外缘线，曲线段应适当加密控制点。在龙门桩的钉子上进行安装第一层面板的水平测量，按要求的面板预设坡度挂线，方向统一，从沉降、伸缩缝处开始，由墙段的一端到另一端。

(2)安装面板可从沉降缝两侧开始，采用适当的吊装设备安装就位。安装时，单块面板倾斜度可用垂线控制，宜设 1/100 ~ 1/200 的内倾坡度，作为填土过程中，面板在土侧压力作用下外倾变形的预留值。

(3)挡土墙两端的墙面板初步安装好后，可挂线安装中间块件，以后各层面板中心均宜画上中心线，挂线控制中心线应对齐安装缝中心，确保安装整齐。

(4)每层面板后的填料层碾压稳定后，应对面板的水平和垂直方向的位置，用垂球或挂线检查，及时校正，防止偏差积累。

(5)在面板安装过程中，相邻面板间的错位，可用 M5 砂浆砌筑调平。同层相邻面板的水平偏差，不应大于 10mm；轴线偏差，每 20m 长度不应大于 10mm；安装缝宜小于 10mm，当缝宽较大时，宜用沥青软木等进行填塞。安装缝应均匀、平顺、美观。不应在未完成填土作业的面板上安装上一层面板，或用坚硬石子及铁片支垫面板，应避免应力集中造成面板损坏。

13.11.29 为防止相邻面板错位及保证面板的相对稳定，第一层面板宜用斜撑固定，以上各层宜用夹木螺栓固定，如图 13.11.29 所示。

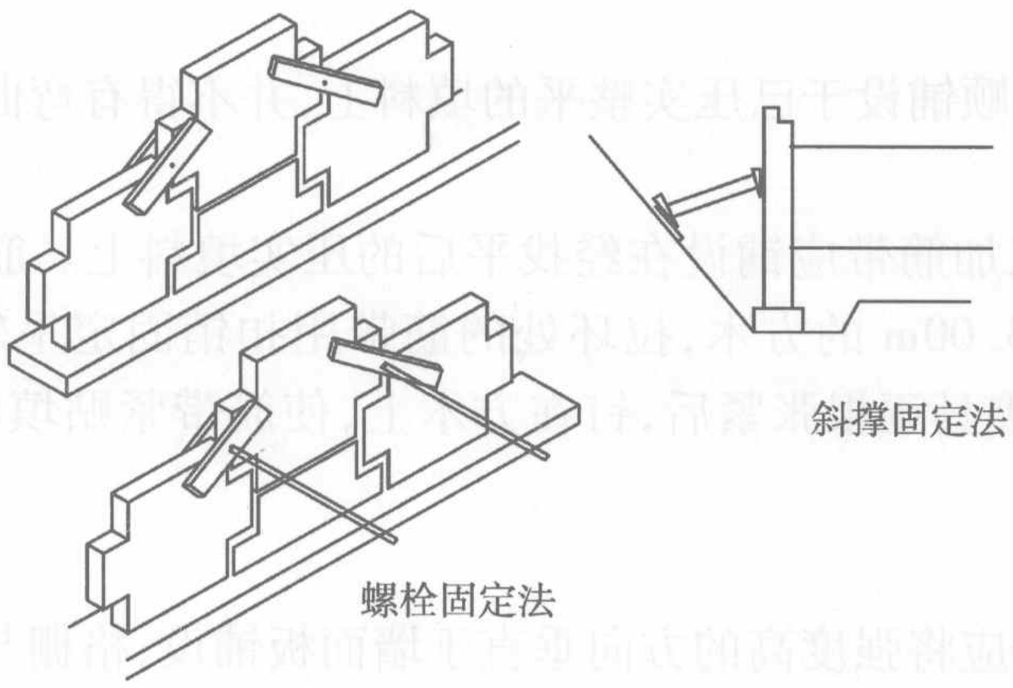


图 13.11.29　面板安装固定

13.11.30 当面板发生外倾时，可先开挖面板后局部填土，露出锚固筋带后，用长度约 0.15m 的细木棍或钢筋头绞紧锚固带，使面板回复至正确位置，然后回填土，连同铰棒一起埋入填土中并予夯实；面板发生内倾时，可用一根长 0.60 ~ 0.80m 的短木棒，一端顶住夯实土体，一端顶住面板背面中部位置，用手锤轻轻捶打木棒，使面板徐徐倾斜，直至恢复到正确位置。

13.11.31 预制面板堆放时，可采用竖放或平放，但应防止插销和扣环变形或角隅损坏。平放时，堆积高度一般不超过 5 块，板间宜用方木铺垫，上下垫木应位于同一垂线上，防止面板因受弯曲或受剪切出现裂纹。

13.11.32 钢筋混凝土筋带底面的填料应平整密实，可在压实的填料达到设计标高后，再按设计位置挖槽铺设，如图 13.11.32。筋带铺设后，挖槽宜用原土回填夯实，必要时，

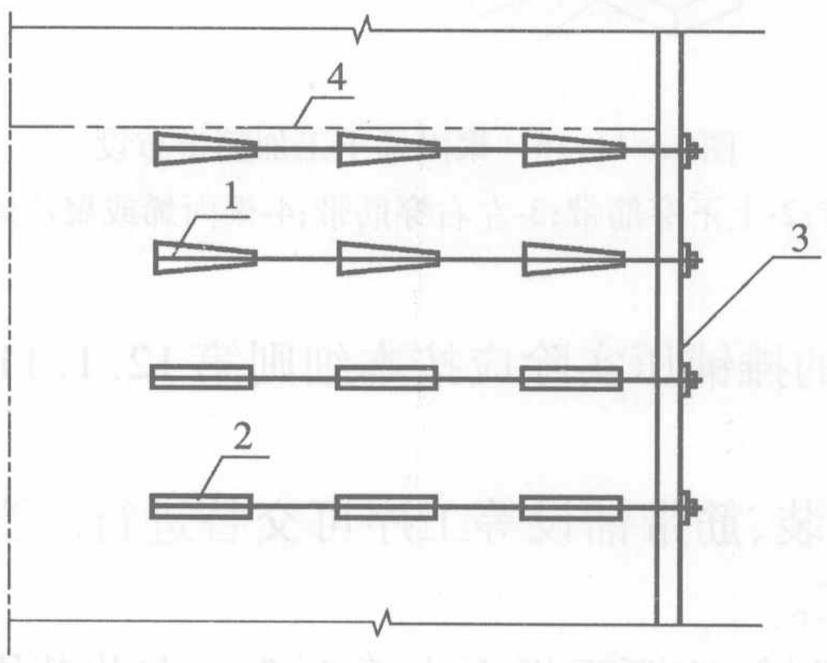


图 13.11.32　钢筋混凝土筋带布设图

1-混凝土楔形筋带；2-混凝土矩形筋带；3-面板；4-铺设本层筋带前的填料填筑线

可用三合土或贫混凝土加强回填。当开挖达不到底面平整度时,也可将筋带直接铺于平整密实的填料上。

13.11.33 钢带应平顺铺设于已压实整平的填料上,并不得有弯曲或扭曲。

13.11.34 钢塑土工加筋带应铺设在经找平后的压实填料上。筋带尾部宜挖一浅槽,埋入0.10m×0.10m×3.00m的方木,拉环处的筋带用扣销固定呈辐射状,先粗穿筋带,然后逐根理顺调正,用夹具逐根张紧后,钉在方木上,使筋带紧贴填料,松紧程度一致,不得有折曲、卷曲和重叠。

13.11.35 土工格栅应将强度高的方向垂直于墙面板铺设,格栅与面板的连接构造、回折长度应符合设计要求。格栅应拉直、拉紧,不得有卷曲、扭结。格栅摊铺完成后,宜适当固定,并应及时填筑上层填料。格栅需接长时,连接处强度不得低于格栅的设计强度。

13.11.36 聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带可采用单孔穿筋带、上下孔合并穿筋带或左右环孔合并穿筋带,筋带呈扇形辐射状铺设在压实整平的填料上(图13.11.36)。在面板拉环处用短带绑扎牢固,使筋带与面板垂直,不得用死结,不得重叠,卷曲或折曲,与面板拉环连接处应有隔离措施。铺设时,可用夹具将筋带尾部拉紧,再用少量填料压住筋带,使之固定。

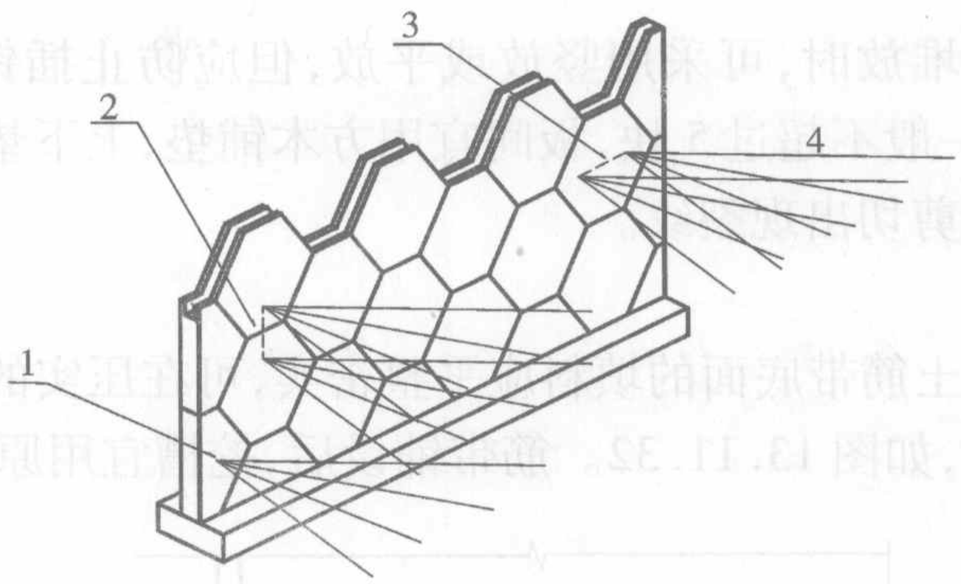


图13.11.36 聚丙烯土工加筋带布设

1-单孔穿筋带;2-上下穿筋带;3-左右穿筋带;4-聚丙烯或聚乙烯土工加筋带

13.11.37 加筋体填料的摊铺压实除应按本细则第12.1.11条和第13.5节的规定执行外,还应注意:

(1)填料填筑、面板安装、筋带铺设等工序可交替进行。当挡土墙较长、工作面开阔时,可采用流水作业法施工。

(2)卸料机具和摊铺机械,应距面板不小于1.5m,在此范围内宜采用人工摊铺,避免扰动下层筋带和碰撞面板。

(3)距面板1.5m以外,采用机械摊铺时,应设明显标志,易于司机观察运行。所有机

械行驶方向，应与筋带垂直，并不得在未覆盖填料的筋带上行驶。钢筋混凝土筋带顶面以上的填料，一次填筑厚度不应小于0.20m，避免摊铺机械压坏筋带。

（4）分层压实厚度除宜符合本细则第13.5节的规定外，还应按筋带层的竖向间距适当调节。除本条第3款对钢筋混凝土筋带顶面以上填料的规定外，其余工况每层厚度不应大于0.20m。

（5）填料碾压时，应先轻后重，不得在未经压实的填料上急剧改变运行方向和急刹车。

（6）碾压填料应先从筋带长度的二分之一处开始，向筋带尾部碾压，然后再从筋带长度二分之一处向墙面碾压，第一遍速度宜慢，以免拥土将筋带推起，第二遍以后速度可稍快。

（7）距面板1.5m范围内，应采用人工和小型机械压实。

（8）碾压过程中，应随时检查土质和含水量变化情况。当填料为粉煤灰时，碾压含水量可略大于最佳含水量的1%～2%。

（9）填筑填料与施工防、排水设施：如隔水层、透水层、反滤层等，应同步协调进行。

13.11.38 加筋土工程的填料压实度，应符合本细则表12.2.3的规定，防、排水构造的设置，可按本细则第12.2.9条的规定办理。

13.11.39 设置在加筋体顶部墙面板上的檐石或帽石构件，其横断面可做成倒*U*形或倒*L*形，断面尺寸应符合设计规定，檐石和帽石的形式如图13.11.39所示。檐石或帽石可用与面板相同强度等级的混凝土预制或就地浇筑。

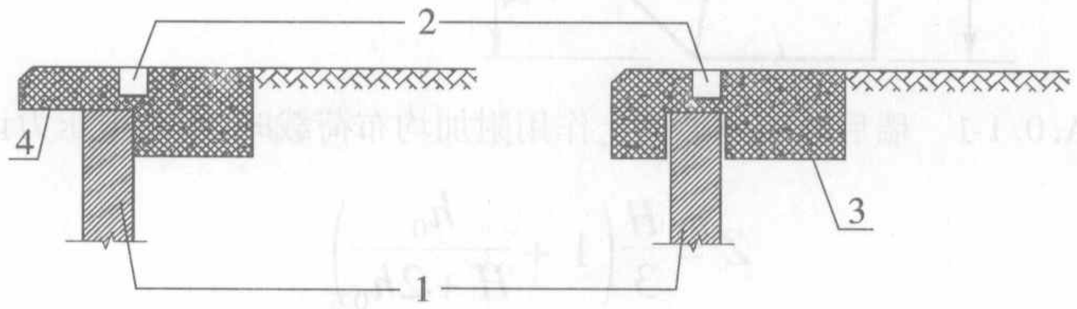


图13.11.39 檐石或帽石形式图

1-面板；2-栏杆榫槽；3-倒*U*形檐石；4-倒*L*形檐石

13.11.40 加筋土挡土墙的其他构件，包括护栏、护柱、护板、护墙等，应根据所采用的形式，做成混凝土预制构件、现场浇筑或用浆砌片石砌筑。安装时，应保证构件无破损和墙顶线型顺适，坚固美观。

附录 A　土压力计算

A.0.1　挡土墙墙后破坏棱体上,作用附加均布荷载时的主动土压力,可按下式计算:

(1)附加均布荷载作用于破棱体坡面上(图 A.0.1-1),主动土压力为:

$$E=\frac{1}{2}\gamma LH(H+2h_0)K_a \tag{A.0.1-1}$$

土压力作用点至计算土层底边的距离(图 A.0.1-1)为:

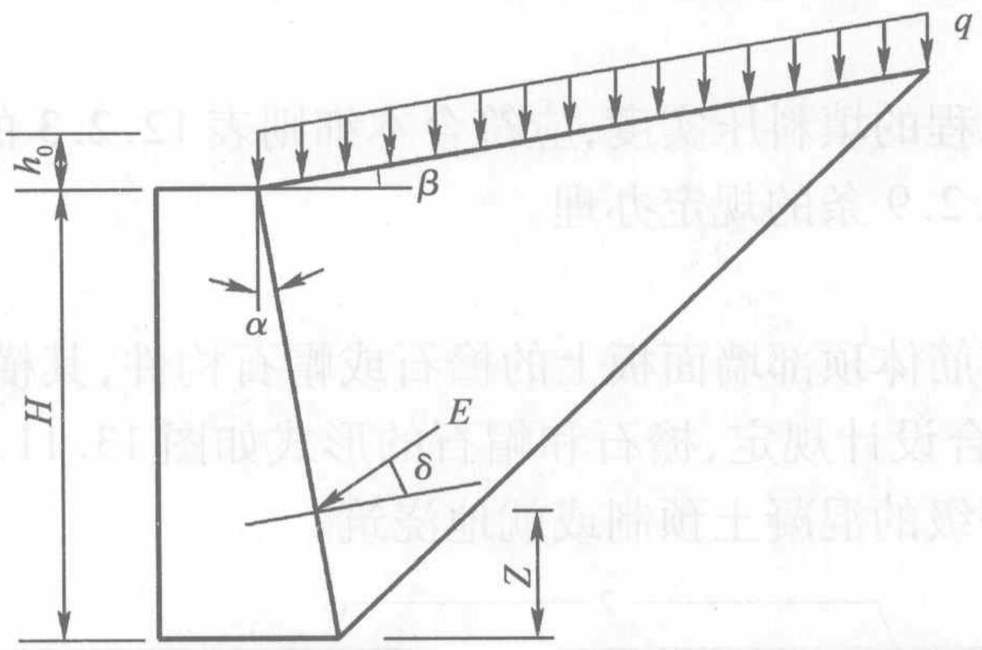


图 A.0.1-1　墙后破棱体坡面上作用附加均布荷载时,主动土压力计算

$$Z=\frac{H}{3}\left(1+\frac{h_0}{H+2h_0}\right) \tag{A.0.1-2}$$

附加均布荷载 q 换算为等代均布土层厚度 h_0(m),可按下式计算:

$$h_0=\frac{q}{\gamma(1+\tan\alpha\tan\beta)L} \tag{A.0.1-3}$$

库仑理论主动土压力系数 K_a 按下列公式计算:

砂性填料:

$$K_a=\frac{\cos^2(\varphi-a)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} \tag{A.0.1-4}$$

黏性土填料:

$$K_a=\frac{\cos^2(\varphi_0-a)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi_0+\delta)\sin(\varphi_0-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} \tag{A.0.1-5}$$

式中：E——作用于挡土墙墙背上的主动土压力(kN)；

Z——土压力作用点至所计算土层底边的距离(m)；

L——顺行车方向的挡土墙计算长度(m)，可取单位长度计算，以下主动土压力计算公式均按单位长度列出；

γ——墙后填料的重度(kN/m^3)；

h_0——附加均布荷载的换算土层厚度(m)；

φ——墙后砂性填料的内摩擦角(°)；

φ_0——墙后黏性土填料的综合内摩擦角(°)，可按 A.0.5 条的规定计算；

α——过墙背顶点的竖直面与墙背的夹角，竖直面位于墙背内为正，竖直面在墙背外为负；

β——填土表面与墙顶水平面的夹角(°)(见图 A.0.1-1)，填土表面位于墙顶水平面之上为正，填土表面位于墙顶水平面之下为负；

δ——墙背与填土间的摩擦角(°)，可按 A.0.4 条的规定采用。

(2)附加均布荷载作用于破坏棱体顶面的路堤式挡土墙，可按下式计算：

$$\left.\begin{aligned}
&\tan\theta = -\tan\psi \pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)}\\
&\psi = \alpha + \varphi + \delta\\
&A = \frac{ab + 2h_0(b+d) - H(H + 2a + 2h_0)\tan\alpha}{(H+a)(H+a+2h_0)}\\
&E = \frac{1}{2}\gamma H^2 K K_1, E_x = E\cos(\alpha+\delta), E_y = E\sin(\alpha+\delta)\\
&K = \frac{\cos(\theta+\varphi)}{\sin(\theta+\psi)}(\tan\theta + \tan\alpha), K_1 = 1 + \frac{2a}{H}\left(1 - \frac{h_3}{2H}\right) + \frac{2h_0h_4}{H^2}\\
&h_1 = \frac{d}{\tan\theta + \tan\alpha}, h_3 = \frac{b - a\tan\theta}{\tan\theta + \tan\alpha}, h_4 = H - h_1 - h_3\\
&Z_y = \frac{H}{3} + \frac{a(H-h_3)^2 + h_0h_4(3h_4 - 2H)}{3H^2K_1}, Z_x = B - Z_y\tan\alpha
\end{aligned}\right\} \quad (A.0.1\text{-}6)$$

破裂角 θ 计算公式中的 $\pm\sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)}$ 项，$\psi < 90°$时，取正号；$\psi > 90°$时，取负号。

式中：h_0——作用于破坏棱体顶面附加荷载的换算土层厚度(m)；

a——挡土墙顶面填土高度(m)；

b——墙顶后缘至路基边缘的水平投影长度(m)；

其余符号同本条中，款 1 的公式符号注释或标注于图 A.0.1-2 上。

当为黏性土填料时，可以综合内摩擦角 φ_0 替代公式 A.0.1-6 中的内摩擦角 φ 进行计算。

A.0.2　墙顶填土表面为水平面($\beta = 0$)且无附加荷载作用时，墙后破坏棱体的破裂面与竖直面夹角 θ 的正切值，可按下式计算：

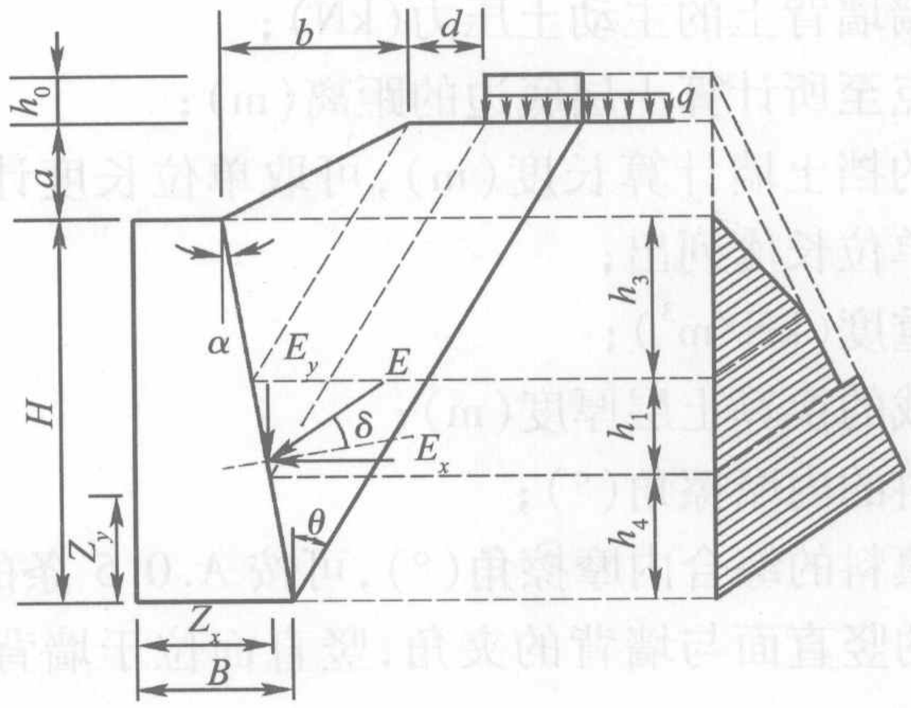


图 A.0.1-2　路堤式挡土墙破棱体顶面作用附加均布荷载时，主动土压力计算

$$\tan\theta = -\tan\psi \pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi - \tan\alpha)} \tag{A.0.2-1}$$

$$\psi = \alpha + \delta + \varphi \tag{A.0.2-2}$$

根号前的正负号取法：$\psi < 90°$时，取正号；$\psi > 90°$时，取负号。

当为黏性土填料时，可采用综合内摩擦角 φ_0 替代上式中的内摩擦角 φ，进行计算。

A.0.3　破裂面交于附加均布荷载之内的路肩式挡土墙，其主动土压力可按下列公式计算：

$$\left.\begin{aligned}
&\tan\theta = -\tan\psi \pm \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)}, \psi = \alpha + \varphi + \delta \\
&A = \frac{2dh_0}{H(H + 2h_0)} - \tan\alpha \\
&E = \frac{1}{2}\gamma H^2 K K_1, E_x = E\cos(\alpha + \delta), E_y = E\sin(\alpha + \delta) \\
&K = \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \psi)}(\tan\theta + \tan\alpha), K_1 = 1 + \frac{2h_0}{H}\left(1 - \frac{h_1}{H}\right) \\
&h_1 = \frac{d}{\tan\theta + \tan\alpha}, Z_y = \frac{H}{3} + \frac{h_0(H - 2h_1)^2 - h_0 h_1^2}{3K_1 H^2}, Z_x = B - Z_y\tan\alpha
\end{aligned}\right\} \tag{A.0.3}$$

破裂角计算公式中，根号前的正负号取法与式(A.0.1-6)相同。

式中：h_0——附加均布荷载换算土层厚度(m)；

其余符号同 A.0.1 条或标注于图 A.0.3 中。

当为黏性土填料时，可用综合内摩擦角 φ_0 替代式(A.0.3)中的内摩擦角 φ，进行计算。

A.0.4　挡土墙墙背与填料间的摩擦角，可根据墙背的粗糙程度、填料的性质和排水条件，按表 A.0.4 所列数值采用。

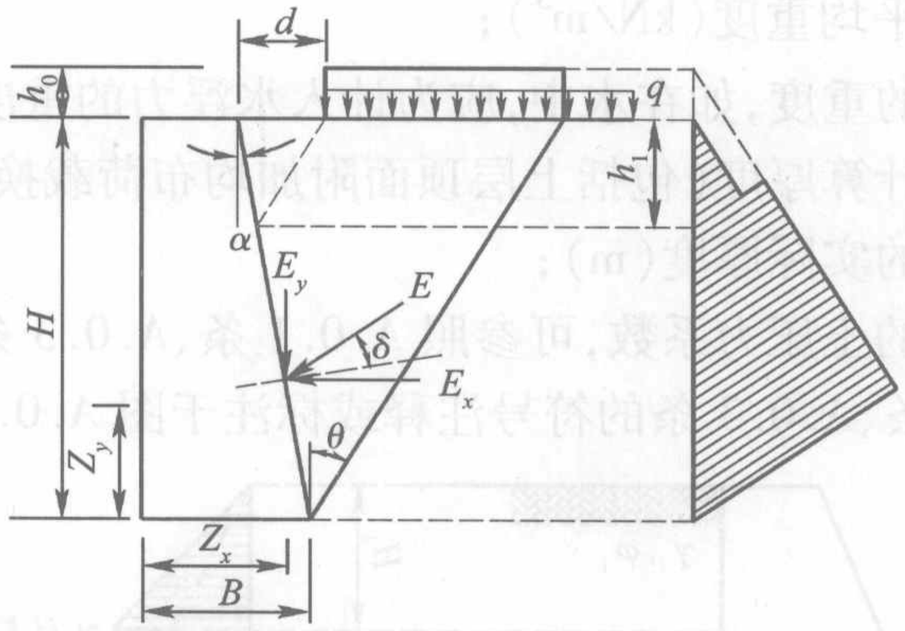


图 A.0.3　破裂面交于荷载之内的路肩式挡土墙的土压力计算

表 A.0.4　填料与墙背间的摩擦角 δ

墙身材料	墙背填料	
	渗水填料	非渗水土填料
混凝土,钢筋混凝土	$\frac{1}{2}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi$ 或 $\frac{1}{2}\varphi_0$
片、块石砌体,墙背粗糙	$\frac{1}{2}\varphi \sim \frac{2}{3}\varphi$	$\frac{2}{3}\varphi \sim \varphi$ 或 $\frac{1}{2}\varphi_0 \sim \frac{2}{3}\varphi_0$
干砌或浆砌片、块石砌体,墙背很粗糙	$\frac{2}{3}\varphi$	φ 或 $\frac{2}{3}\varphi_0$
第二破裂面土体	φ	φ_0

注:①φ 为填料的内摩擦角,φ_0 为黏性土填料的综合内摩擦角;

②按本表计算的墙背摩擦角 $\delta > 30°$ 时,仍采用 $\delta = 30°$。

A.0.5　黏性土填料应按《公路土工试验规程》(JTG E40—2007)取样测定重度 γ、黏聚力 c、内摩擦角 φ 值,可采用下式计算综合内摩擦角 φ_0:

$$\varphi_0 = \tan^{-1}\left[\tan\varphi + \frac{c}{\gamma H}\right] \tag{A.0.5-1}$$

式中:γ——填料试件的重度(kN/m^3);

φ——试验所测定的内摩擦角(°);

c——试验所测定的黏聚力(kN/m^2);

H——挡土墙高度(m)。

当填土内摩擦角 φ 较小,黏聚力 c 较大或墙高 H 较大时,应按工程经验对上式计算结果作适当调整。

A.0.6　当墙后填料的物理力学特性有变化或受水位影响,需分层计算作用于墙背上的主动土压力时,仍可采用库仑公式计算,并假定上、下填料层面相平行,将上层填料重量作为附加均布荷载,作用于下层填料顶面上,其计算公式如下:

$$E_2 = \left(\gamma_1 H_1 H_2 + \frac{1}{2}\gamma_2 H_2^2\right) K_{2a} \tag{A.0.6-1}$$

$$Z_2 = \frac{H_2}{3}\left(1 + \frac{\gamma_1 H_1}{2\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2}\right) \tag{A.0.6-2}$$

式中：γ_1——上层填料的平均重度（kN/m^3）；

γ_2——计算填料层的重度，如在水中，应为计入水浮力的重度（kN/m^3）；

H_1——上层填料的计算厚度（包括上层顶面附加均布荷载换算土层厚度）（m）；

H_2——计算填料层的实际厚度（m）；

K_{2a}——计算填料层的土压力系数，可参照 A.0.1 条、A.0.3 条的规定计算；

其余符号见 A.0.1 条、A.0.3 条的符号注释或标注于图 A.0.6 中。

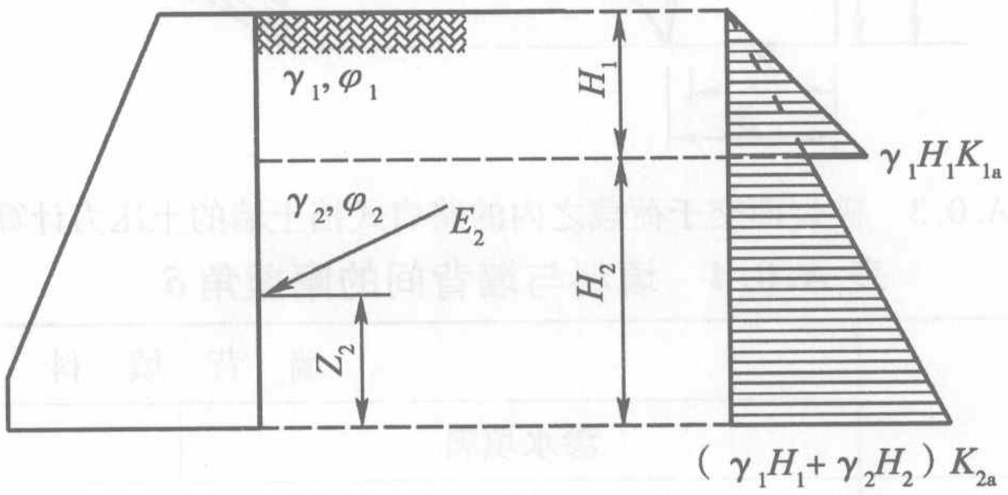


图 A.0.6　不同填料层的土压力计算图式

A.0.7　第二破裂面的土压力计算，可按以下规定：

（1）判定第二破裂面产生的条件：

①墙背倾角 α 大于第二破裂面产生的临界角 α_i 即：$\alpha > \alpha_i$；

②作用于墙背上的下滑力，小于墙背处的抗滑力。

（2）第二破裂面临界破裂角，应根据墙背倾角、墙后填料的物理力学参数及边界条件进行计算。

对于填土表面有坡度的挡土墙：

$$\alpha_i = \frac{(90° - \varphi)}{2} + \frac{(\beta - \varepsilon)}{2} \tag{A.0.7-1}$$

$$\theta_i = \frac{(90° - \varphi)}{2} - \frac{(\beta - \varepsilon)}{2} \tag{A.0.7-2}$$

$$\varepsilon = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\beta}{\sin\varphi}\right) \tag{A.0.7-3}$$

式中：α_i——第二破裂面与竖直面间的夹角；

θ_i——第一破裂面与竖直面间的夹角；

α——墙背的倾角，当为 L 形墙背时，为假想墙背（计算截面后踵点与墙背顶点的连线面）与竖直面之间的夹角；

φ——填料的内摩擦角，当为黏性土填料时，应以综合内摩擦角 φ_0 替代内摩擦角 φ 值；

其余符号见图 A.0.7-1。

（3）第二破裂面土压力，可根据折线墙背上的填土高度，附加荷载的位置等条件分类计算，常用类型的计算公式如下：

①路堤式挡土墙，第一破裂面交于附加荷载之内，可按下列公式（A.0.7-4）计算：

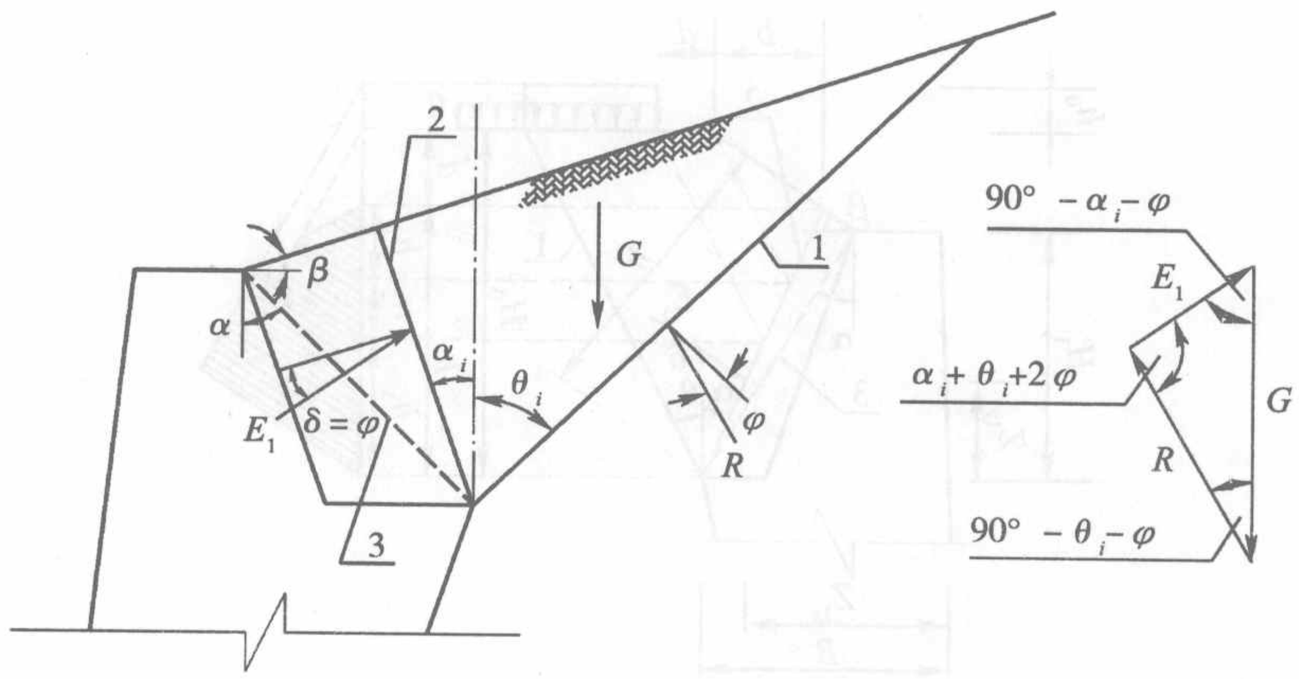


图 A.0.7-1　第二破裂面计算图式

1-第一破裂面;2-第二破裂面;3-假想墙背

$$\left.\begin{aligned}
&\tan\theta_i = -Q \pm \sqrt{Q^2 - R}, h'' = H_1 \sec\alpha\cos(\alpha-\beta)\\
&Q = \csc(2\varphi+\beta)\frac{h''}{H_0\sqrt{1+\frac{2h_0}{H_0}}} - \cot(2\varphi+\beta)\\
&R = \cot\varphi\cot(2\varphi+\beta) + \frac{1}{1+\frac{2h_0}{H_0}}\frac{\cos(\varphi+\beta)}{\sin\varphi\sin(2\varphi+\beta)}\left\{\frac{h''^2}{H_0^2} + \tan(\varphi+\beta)\right.\\
&\quad\times\left[\frac{2h''}{H_0\sin\beta} - \cot\beta\left(1+\frac{h''^2}{H_0^2}\right) - \frac{2h_0}{H_0}\left(\cot\beta - \frac{h''}{H_0\sin\beta} + \frac{d}{H_0}\right)\right]\\
&\quad\left.-\frac{2h''}{H_0}\sqrt{1+\frac{2h_0}{H_0}}\frac{\cos\varphi}{\cos(\varphi+\beta)}\right\}\\
&\tan(\alpha_i-\beta) = \cot(\varphi+\beta) - \frac{\cos\varphi}{\sin(\varphi+\beta)}\frac{H_0}{h''}\sqrt{1+\frac{2h_0}{H_0}}(1-\tan\varphi\tan\theta_i)\\
&E_{1x} = \frac{1}{2}\gamma H_0^2\left(1+\frac{2h_0}{H_0}\right)(1-\tan\varphi\tan\theta_i)^2\cos^2\varphi\\
&E_1 = E_{1x}\sec(\alpha_i+\delta), E_{1y} = E_x\tan(\alpha_i+\delta)\\
&Z_{1y} = \frac{h^3 + a'(3h^2 - 3hh_1 + h_1^2) + 3h_0h_3^2}{3[h^2 + a'(2h - h_1) + 2h_0h_3]},\\
&Z_{1x} = B - Z_{1y}\cdot\tan\alpha_i\\
&h = h''\sec(\alpha_i-\beta)\cos\alpha_i,\\
&a' = H_0 - h, b' = a'\cot\beta\\
&h_1 = \frac{b' - a'\tan\theta_i}{\tan\theta_i + \tan\alpha_i}, h_2 = \frac{d}{\tan\theta_i + \tan\alpha_i}, h_3 = h - h_1 - h_2
\end{aligned}\right\} \quad (A.0.7\text{-}4)$$

式中其余符号规定见图 A.0.7-2。$\tan\theta_i$ 的有效根,取正值中较小者。

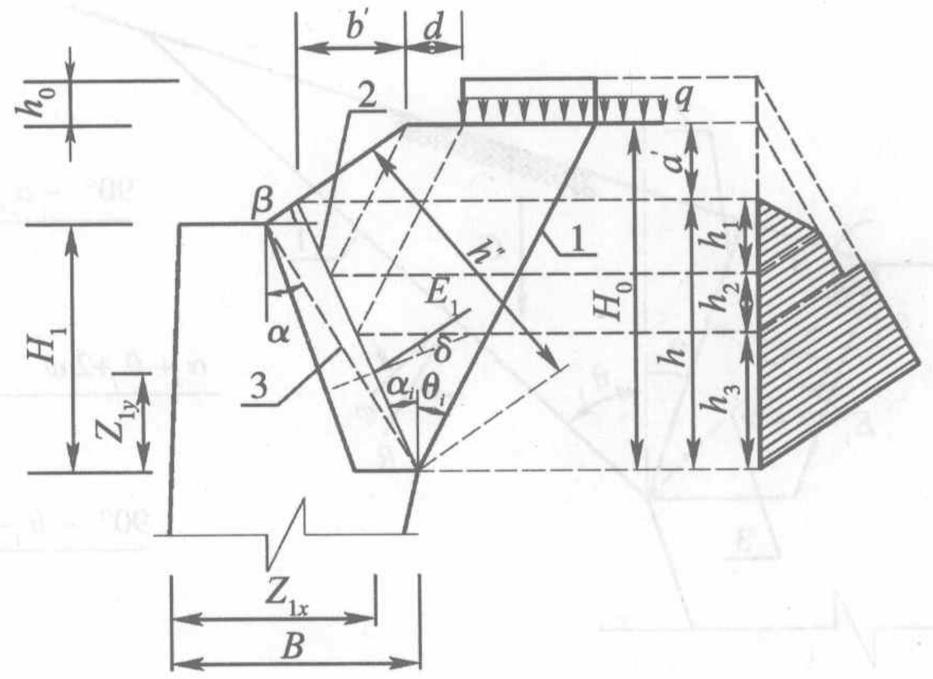


图 A.0.7-2　路堤式挡土墙第二破裂面土压力计算图式

1-第一破裂面;2-第二破裂面;3-假想墙背

②路肩式挡土墙的第一破裂面、第二破裂面均交于附加荷载之内时,可按下列公式(A.0.7-5)计算:

$$\left.\begin{aligned}
&\alpha_i=\theta_i=45^\circ-\frac{\varphi}{2},K_a=\tan\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\cdot\sec\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\\
&E_1=\frac{1}{2}\gamma H_1(H_1+2h_0)K_a\\
&E_{1x}=E_1\sin\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right),E_{1y}=E_1\cos\left(45^\circ-\frac{\varphi}{2}\right)\\
&Z_{1y}=\frac{H_1}{3}\left(1+\frac{h_0}{H_1+2h_0}\right),Z_{1x}=B-Z_{1y}\tan\alpha_i
\end{aligned}\right\}\qquad(A.0.7\text{-}5)$$

公式中,其余符号规定见图 A.0.7-3。

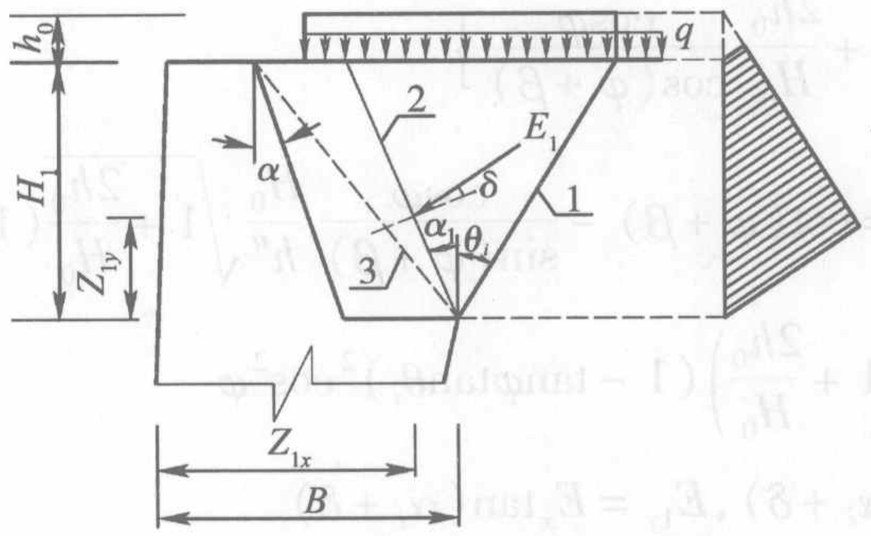


图 A.0.7-3　路肩式挡土墙第二破裂面土压力计算图示

1-第一破裂面;2-第二破裂面;3-假想墙背

A.0.8　位于挖方地段,墙后仅有限范围填筑填料的挡土墙,当填料破裂面为沿挖方界面滑动时,可按下式计算作用于墙背上的主动土压力:

$$E=G\frac{\sin(\theta-\delta_1)}{\cos(\alpha+\delta+\delta_1-\theta)}\qquad(A.0.8\text{-}1)$$

式中:θ——坚硬坡面的坡度角,一般大于或等于45°;

δ——滑动楔体与墙背之间的摩擦角，按 A.0.4 条的规定采用；

δ_1——滑动楔体与挖方坡面之间的摩擦角，当挖方坡面为软质岩石，坡面较光滑时：$\delta_1 = 2\varphi/3$；当坡面粗糙或作成台阶时：$\delta_1 = \varphi$；

G——有限范围破棱体的重力。

其余符号规定见图 A.0.8。

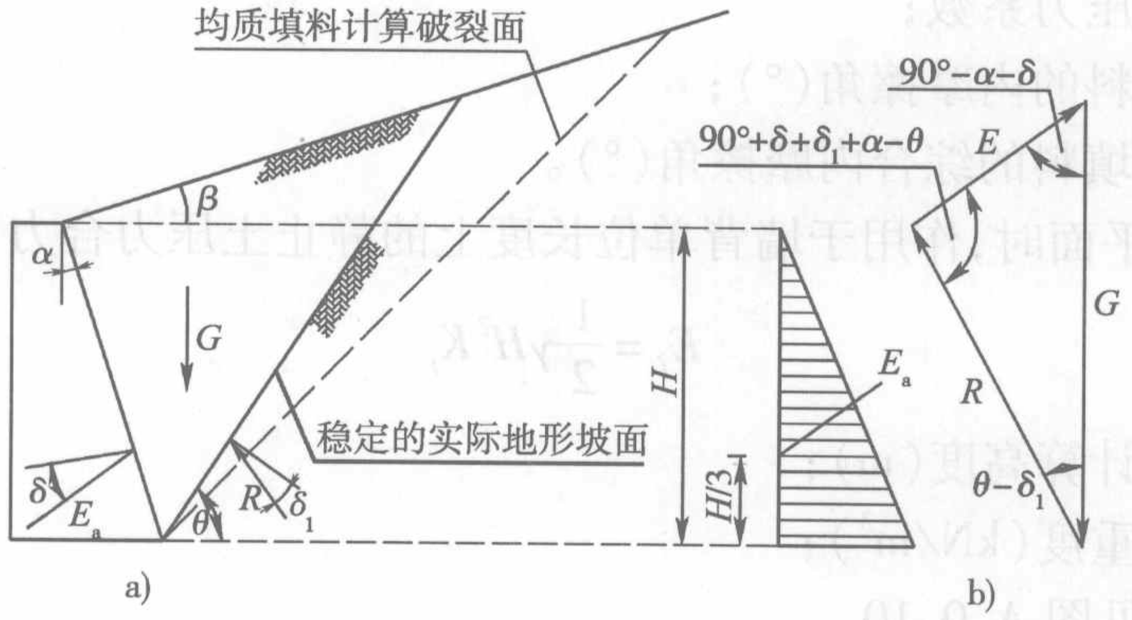


图 A.0.8　有限范围填土的土压力计算

A.0.9　当墙后填料表面倾斜度较大或地表面形状不规则，采用库仑公式计算土压力有困难时，可采用图 A.0.9 所示的楔体试算法求解。即先任意假定滑动面，由各个滑动面上土楔的力的平衡关系，试求各个面的土压力，找出其中最大值作为主动土压力的合力 E，其作用点距计算截面的距离，近似取墙顶至计算截面高度的三分之一。

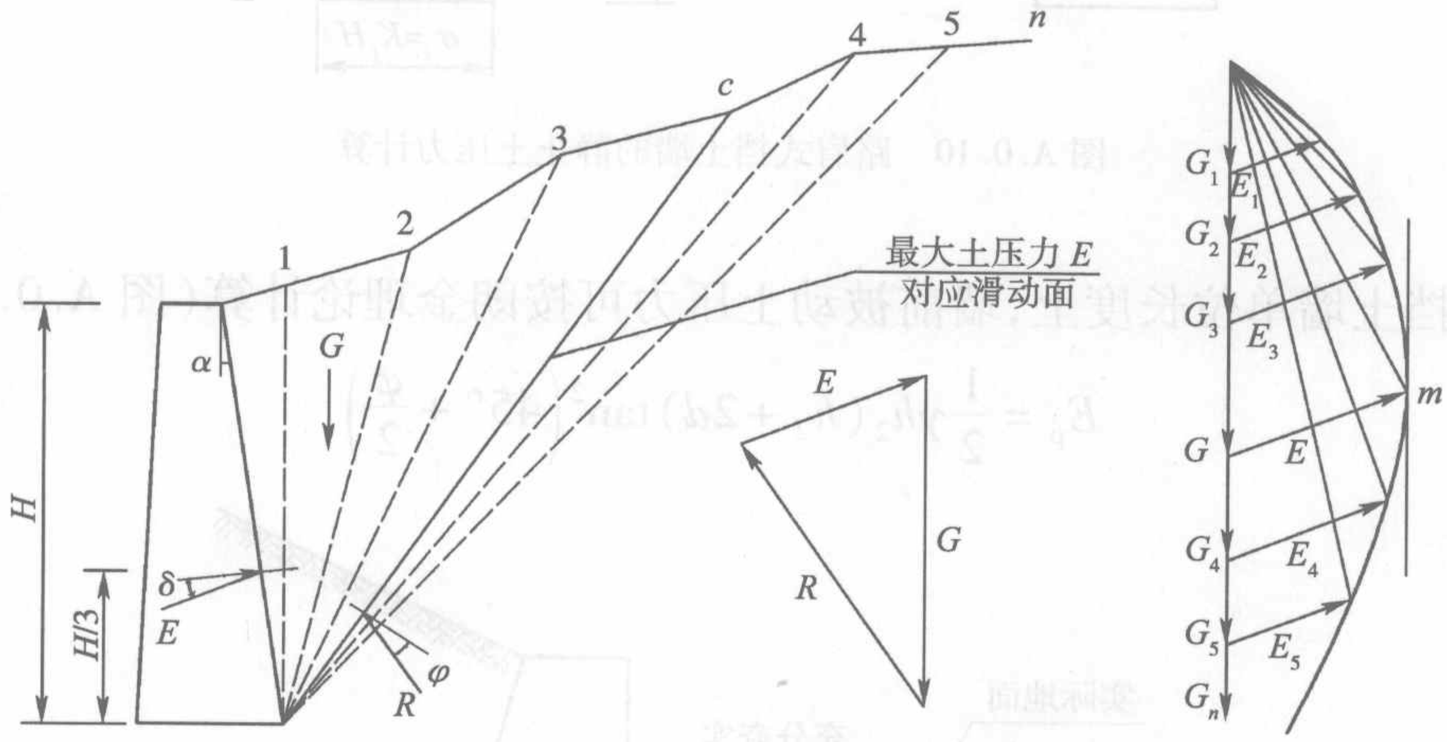


图 A.0.9　楔体试算法的土压力图解法

A.0.10　作用于墙背上的静止土压力与墙背形式无关，作用在墙背深度为 H 处的静止土压应力，可按下列公式计算：

$$\sigma_j = K_j H \tag{A.0.10-1}$$

砂性填料：

$$K_j = 1 - \sin\varphi \tag{A.0.10-2}$$

黏性土填料：

$$K_j = 1 - \sin\varphi_0 \tag{A.0.10-3}$$

式中：σ_j——距填土表面深度为 H 处墙背的静止土压应力（kN/m^2）；

H——计算点距填土表面的深度（m）；

K_j——静止土压力系数；

φ——砂性填料的内摩擦角（°）；

φ_0——黏性土填料的综合内摩擦角（°）。

当墙后地面为平面时，作用于墙背单位长度上的静止土压力合力 E_j，可按下式计算：

$$E_j = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_j \tag{A.0.10-4}$$

式中：H——挡土墙计算高度（m）；

γ——填料的重度（kN/m^3）；

其余符号规定见图 A.0.10。

静止土压力之合力，作用在墙背计算截面至墙底面高度的三分之一处。

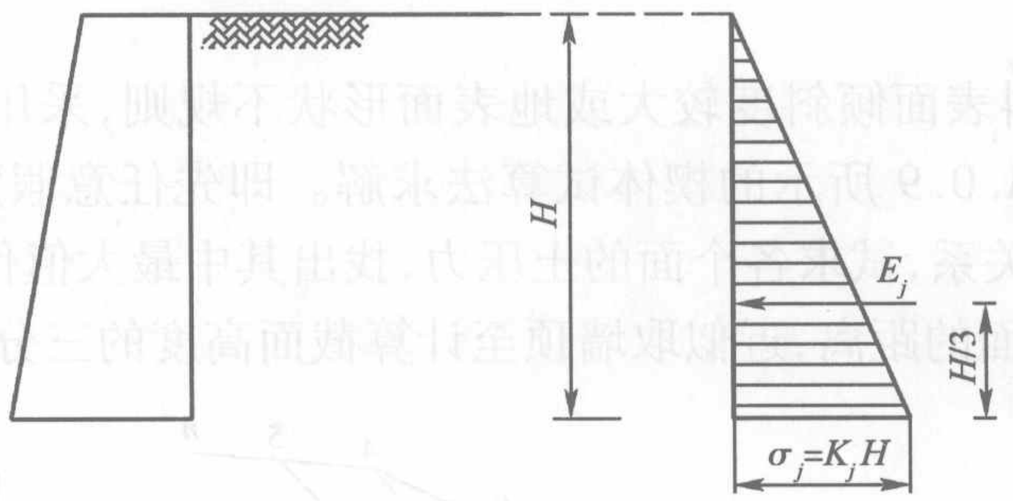


图 A.0.10　路肩式挡土墙的静止土压力计算

A.0.11　挡土墙单位长度上，墙前被动土压力可按朗金理论计算（图 A.0.11）：

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h_2 (h_2 + 2d)\tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{A.0.11}$$

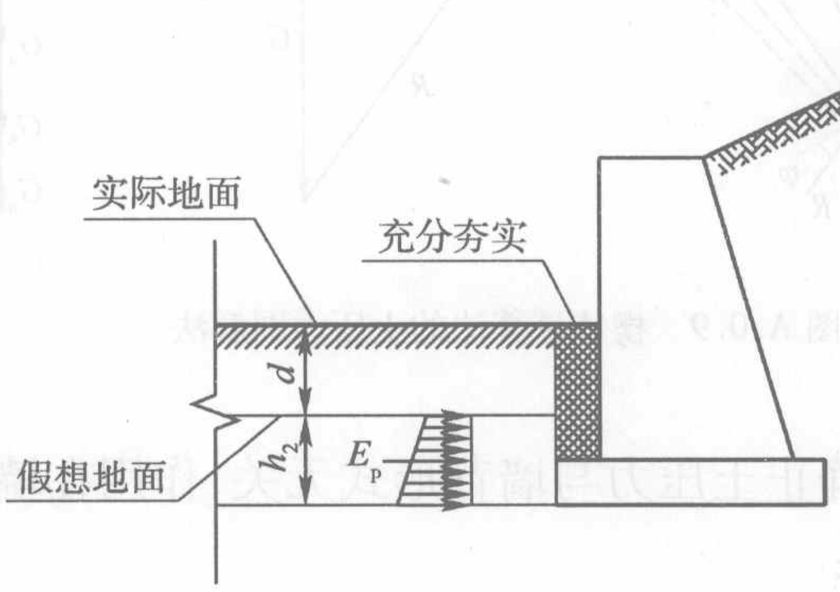


图 A.0.11　墙前被动土压力计算

式中：E_p——被动土压力（kN）；

γ——墙前土体的重度(kN/m^3)；

d——地面至假想地面的高度(m)；

h_2——计算截面至假想地面的高度(m)；

φ——墙前土体的内摩擦角(°)；

其余符号规定见图 A.0.16。

附录 B　地基土的承载力特征值与工程性质

B.1　地基土的承载力特征值

B.1.1　当挡土墙的基础宽度 $B \leqslant 2m$，埋置深度 $h \leqslant 3m$，且缺乏可靠的试验分析资料以确定地基的承载力特征值时，可参照本附录表 B.1.2 ~ 表 B.1.8 的规定选用地基的承载力特征值。

B.1.2　岩石地基的垂直承载力特征值可按表 B.1.2 的规定采用，对于复杂的岩层（如溶洞、断层、软弱夹层、易溶岩石、软化岩石等），仍应采用现场试验分析的方法确定。

表 B.1.2　岩石的承载力特征值 f_a（kPa）

岩石名称	节理发育程度		
	节理很发育	节理发育	节理不发育
较硬岩（f_{rk} > 30MPa）	1 500 ~ 2 000	2 000 ~ 3 000	> 3 000
较软岩（f_{rk} = 15 ~ 30MPa）	800 ~ 1 000	1 000 ~ 1 500	1 500 ~ 3 000
软岩（f_{rk} = 5 ~ 15MPa）	500 ~ 800	800 ~ 1 000	1 000 ~ 1 200
极软岩（f_{rk} < 5MPa）	200 ~ 300	300 ~ 400	400 ~ 500

注：①表中 f_{rk} 为岩块饱和单轴抗压强度标准值，表中数值视岩块强度标准值、厚度、节理发育程度等因素适当选用，易软化的岩石及极软岩受水浸泡时，宜用较低值；

②岩石已风化成砾、砂、土状的（即风化残积物），可比照相应的土类确定其承载力特征值，如颗粒间有一定的胶结力，可比照相应的土类适当提高。

B.1.3　黏性土（细粒土）的承载力特征值可按下列规定采用：

（1）老黏性土的承载力特征值可根据土的压缩模量 E_s（MPa）按表 B.1.3-1 的规定采用。

表 B.1.3-1　老黏性土的承载力特征值 f_a

E_s（MPa）	10	15	20	25	30	35	40
f_a（kPa）	380	430	470	510	550	580	620

注：①老黏性土是指第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的黏性土，一般具有较高的强度和较低的压缩性；

②当老黏性土 E_s < 10MPa 时，承载力特征值 f_a 按一般黏性土确定。

土的压缩模量 E_s 可按下式计算：

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a_{1-2}} \tag{B.1.3-1}$$

式中：e_1——压力为0.1MPa时，土样的孔隙比；

a_{1-2}——对应于0.1～0.2MPa压力段的压缩系数（MPa^{-1}）。

（2）一般黏性土的承载力特征值可根据液性指数I_L和天然孔隙比e按表B.1.3-2的规定采用。

（3）新近沉积黏性土的承载力特征值可根据液性指数I_L和天然孔隙比e按表B.1.3-3的规定采用。

（4）残积黏性土的承载力特征值可根据土的压缩模量E_s（MPa）按表B.1.3-4的规定采用。

表B.1.3-2　一般黏性土的承载力特征值f_a（kPa）

e	I_L												
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130
0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注：①一般黏性土是指第四纪全新世（Q_4）（文化期以前）沉积的黏性土，一般为正常沉积的黏性土；

②土中含有黏径大于2mm的颗粒重量超过全部重量30%以上的，f_a可酌量提高；

③当$e<0.5$时，取$e=0.5$；$I_L<0$时，取$I_L=0$。

超过上表所列范围的一般黏性土f_a可按下式计算：

$$f_a=57.22E_S^{0.57} \tag{B.1.3-4}$$

式中：E_s——土的压缩模量（MPa）；

f_a——一般黏性土的承载力特征值（kPa）。

表B.1.3-3　新近沉积黏性土的承载力特征值f_a（kPa）

e	I_L		
	≤0.25	0.75	1.25
≤0.8	140	120	100
0.9	130	110	90
1.0	120	100	80
1.1	110	90	—

注：新近沉积的黏性土是指文化期以来沉积的黏性土，一般为欠固结，且强度较低。

表B.1.3-4　残积黏性土的承载力特征值f_a

E_s（MPa）	4	6	8	10	12	14	16	18	20
f_a（kPa）	190	220	250	270	290	310	320	330	340

注：本表适用于西南地区碳酸盐类岩层的残积红土，其他地区可参照使用。

B.1.4 粉土的承载力特征值可根据天然空隙比 e 和天然含水率 w，按表 B.1.4 的规定采用。

表 B.1.4 粉土的承载力特征值 f_a(kPa)

e	w					
	10	15	20	25	30	35
0.5	400	380	355			
0.6	300	290	280	270		
0.7	250	235	225	215	205	
0.8	200	190	180	170	165	
0.9	160	150	145	140	130	125

B.1.5 砂土的承载力特征值可根据土的密实度和水位情况，按表 B.1.5 的规定采用。

表 B.1.5 砂土的承载力特征值 f_a(kPa)

土名	湿度	密实度			
		密实	中密	稍密	松散
砾砂、粗砂	与湿度无关	550	430	370	200
中砂	与湿度无关	450	370	330	150
细砂	水上	350	270	230	100
	水下	300	210	190	—
粉砂	水上	300	210	190	—
	水下	200	110	90	—

B.1.6 碎石土的承载力特征值可根据类别和密实程度按表 B.1.6 选用。

表 B.1.6 碎石类土的承载力特征值 f_a(kPa)

土名	密实程度			
	密实	中密	稍密	松散
卵石	1 200 ~ 1 000	1 000 ~ 650	650 ~ 500	500 ~ 300
碎石	1 000 ~ 800	800 ~ 550	550 ~ 400	400 ~ 200
圆砾	800 ~ 600	600 ~ 400	400 ~ 300	300 ~ 200
角砾	700 ~ 500	500 ~ 400	400 ~ 300	300 ~ 200

注：①由硬质岩组成，填充砂土者取高值；由软质岩组成，填充黏性土者取低值；

②半胶结的碎石土，可按密实的同类土的 f_a 值提高 10% ~ 30%；

③松散的碎石土在天然河床中很少遇见，需特别注意鉴别；

④漂石、块石的 f_a 值，可参照卵石、碎石适当提高。

B.1.7 黄土的承载力特征值可按下列规定采用：

（1）新黄土的承载力特征值可根据天然含水率 w、液限 w_L 和孔隙比 e 按表 B.1.7-1 的规定采用。

表 B.1.7-1　新黄土（Q_4、Q_3）的承载力特征值 f_a（kPa）

液限 w_L	孔隙比 e	天然含水率 w						
		5	10	15	20	25	30	35
24	0.7	—	230	190	150	110	—	—
	0.9	240	200	160	125	85	(50)	—
	1.1	210	170	130	100	60	(20)	—
	1.3	180	140	100	70	40	—	—
28	0.7	280	260	230	190	150	110	—
	0.9	260	240	200	160	125	85	—
	1.1	240	210	170	140	100	60	—
	1.3	220	180	140	110	70	40	—
32	0.7	—	280	260	230	180	150	—
	0.9	—	260	240	200	150	125	—
	1.1	—	240	210	170	130	100	60
	1.3	—	220	180	140	100	70	40

注：①非饱和 Q_3 新黄土，当 $0.85 < e < 0.95$ 时，f_a 值可提高 10%；

②本表不适用于坡积、崩积和人工堆积等黄土；

③括号内数值供内插用。

（2）老黄土的承载力特征值可根据天然孔隙比 e 和含水比 w/w_L 按表 B.1.7-2 的规定采用。

表 B.1.7-2　老黄土的承载力特征值 f_a（kPa）

w/w_L	e			
	<0.7	0.7～0.8	0.8～0.9	>0.9
<0.6	700	600	500	400
0.6～0.8	500	400	300	250
>0.8	400	300	250	200

注：山东老黄土黏聚力小于 50kPa，内摩擦角小于 25°时，f_a 应降低 20%。

B.1.8　多年冻土的承载力特征值可按表 B.1.8 的规定采用。

表 B.1.8　多年冻土的承载力特征值 f_a(kPa)

序号	土的名称	基础底面的月平均最高土温(℃)					
		-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.5
1	块石、卵石、碎石	800	950	1 100	1 250	1 380	1 650
2	圆砾、角砾、砾砂、粗砂、中砂	600	750	900	1 050	1 180	1 450
3	细砂、粉砂	450	550	650	750	830	1 000
4	粉土	400	450	550	650	710	850
5	粉质黏土、黏土	350	400	450	500	560	700
6	饱和冰冻土	250	300	350	400	450	550

注:①序号 1 ~5 为富水冻土时,表列数值降低 20%;

②含土冰层的承载力特征值 f_a 应实测确定;

③基础置于饱和冰冻土的土层上时,基底应敷设厚度不小于 0.20 ~0.30m 的砂垫层;

B.1.9　软土地基的承载力特征值可按表 B.1.9 的规定采用。

表 B.1.9　软土的承载力特征值 f_a(kPa)

天然含水率 w(%)	36	40	45	50	55	65	75
f_a	100	90	80	70	60	50	40

注:表内 w 为原状土的天然含水率。

B.2　地基土的工程性质

B.2.1　岩石的分类、定性及定量指标的划分,可按下列规定采用:

(1)岩石分类及坚硬程度定性划分如下(表 B.2.1-1):

表 B.2.1-1　岩石按强度分类表

名称		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆,锤击有回弹,震手,难击碎,浸水后大多无吸水反应	未风化或微风化的花岗岩、片麻岩、闪长岩、石英岩、硅质灰岩、硅质胶结的砂岩或砾岩等
	较硬岩	锤击声较清脆,锤击有轻微的回弹,稍震手,较难击碎,浸水后有轻微的吸水反应	弱风化的坚硬岩;未风化或微风化的熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、灰岩、钙质胶结的砂岩、结晶颗粒较粗的岩浆岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆,锤击无回弹,较易击碎,吸水明显,浸水后指甲可划出印痕	强风化的坚硬岩;弱风化的较硬岩;未风化或微风化的千枚岩、云母片岩、砂质泥岩、钙泥质胶结的粉砂岩和砾岩、泥灰岩、页岩、凝灰岩等
	软岩	锤击声哑,锤击无回弹,有凹痕,易击碎,浸水后可掰开	强风化的坚硬岩;弱风化 ~强风化的较硬岩;弱风化的较软岩和未风化或微风化的泥质岩类:泥岩、煤、泥质胶结的砂岩和砾岩等
	极软岩	锤击声哑,锤击无回弹,有较深的凹痕,手可掰开,浸水后可捏成团或捻碎	全风化的各类岩石和成岩作用差的岩石

(2)岩石的坚硬程度与岩块饱和单轴抗压强度标准值f_{rk}的对应关系可按表 B.2.1-2 的规定采用。

表 B.2.1-2　岩块饱和单轴抗压强度标准值f_{rk}与岩石坚硬程度对应表

岩块饱和单轴抗压强度标准值 f_{rk}(MPa)	$f_{rk}>60$	$60\geqslant f_{rk}>30$	$30\geqslant f_{rk}>15$	$15\geqslant f_{rk}>5$	$f_{rk}\leqslant 5$
岩石坚硬程度	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩

(3)岩体节理发育分级可根据节理宽度与间距按表 B.2.1-3-1,表 B.2.1-3-2 的规定采用。

表 B.2.1-3-1　岩体按节理宽度分级

名称	节理宽度 b(mm)	名称	节理宽度 b(mm)
密闭节理	$b<1$	张开节理	$3\leqslant b<5$
微张节理	$1\leqslant b<3$	宽张节理	$b\geqslant 5$

表 B.2.1-3-2　岩体节理发育程度分级

发育程度等级	基本特征
节理不发育	节理 1~2 组,规则,为构造型,间距在 1m 以上,多为密闭节理。岩体被切割成巨块状
节理较发育	节理 2~3 组,呈 X 形,较规则,以构造型为主,多数间距大于 0.4m,多为密闭节理,部分为微张节理,少有充填物。岩体被切割呈大块状
节理发育	节理 3 组以上,不规则,呈 X 形或米字形,以构造型或风化型为主,多数间距小于 0.4m,大部分为张开节理,部分有充填物。岩体被切割成块状
节理很发育	节理 3 组以上,杂乱,以风化型和构造型为主,多数间距小于 0.2m,以张开节理为主,有个别宽张节理,一般均有充填物。岩体被切割成碎裂状

(4)岩体完整程度可根据岩体完整性指标K_v按表 B.2.1-4 的规定采用。

表 B.2.1-4　岩体完整程度划分

名称	结构面特征	结构类型	岩体完整性指数 K_v
完整	结构面 1~2 组,以构造型节理或层面为主,密闭型	巨块状整体结构	$K_v>0.75$
较完整	结构面 2~3 组,以构造型节理、层面为主,裂隙多呈密闭型,部分为微张型,少有充填物	块状结构	$0.55<K_v\leqslant 0.75$
较破碎	结构面一般为 3 组,以节理及风化裂隙为主,在断层附近受构造作用影响较大,裂隙以微张型和张开型为主,多有充填物	层状、块石、碎石状结构	$0.35<K_v\leqslant 0.55$
破碎	结构面大于 3 组,并多以风化型裂隙为主,在断层附近受构造作用影响较大,裂隙以张开型为主,多有充填物	碎石角砾状结构	$0.15<K_v\leqslant 0.35$
极破碎	结构面杂乱无序,在断层附近受构造作用影响很大,宽张裂隙全为泥质或泥夹岩屑充填,充填物厚度大	散体状结构	$K_v\leqslant 0.15$

注:表中岩体完整性指数K_v是岩体弹性纵波速度与同一岩体中岩石的弹性纵波速度比值的平方。

(5)岩石的软化系数可按表 B.2.1-5 的规定采用。

表 B.2.1-5　岩石在水中的软化系数

岩石名称	软化系数 k_r	岩石名称	软化系数 k_r
不易软化的岩石	$k_r > 0.75$	易软化的岩石	$k_r < 0.75$

注:软化系数 k_r 为同一岩体中饱和状态与风干状态的岩石单轴抗压强度标准值之比。

B.2.2　土的颗粒分组,可按表 B.2.2 的规定。

表 B.2.2　土的颗粒分组

颗粒名称		粒径 d(mm)
漂石(浑圆、圆棱)或块石(尖棱)	大	$d > 800$
	中	$400 < d \leqslant 800$
	小	$200 < d \leqslant 400$
卵石(浑圆、圆棱)或碎石(尖棱)	大	$100 < d \leqslant 200$
	小	$60 < d \leqslant 100$
粗圆砾(浑圆、圆棱)或粗角砾(尖棱)	大	$40 < d \leqslant 60$
	小	$20 < d \leqslant 40$
细圆砾(浑圆、圆棱)或细角砾	大	$10 < d \leqslant 20$
	中	$5 < d \leqslant 10$
	小	$2 < d \leqslant 5$
砂粒	粗	$0.5 < d \leqslant 2$
	中	$0.25 < d \leqslant 0.5$
	细	$0.075 < d \leqslant 0.25$
粉粒		$0.005 \leqslant d \leqslant 0.075$
黏粒		$d < 0.005$

B.2.3　黏性土为塑性指数 I_p 大于 10 且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土,其工程性质和分类可按下列规定采用:

(1)黏性土的分类可根据塑性指数按表 B.2.3-1 的规定采用。

表 B.2.3-1　黏性土的分类

塑性指数 I_p	土的名称	塑性指数 I_p	土的名称
$I_p > 17$	黏土	$10 < I_p \leqslant 17$	粉质黏土

塑性指数 I_p 可按下式计算:

$$I_p = w_L - w_P \tag{B.2.3-1}$$

式中:w_L——液限含水率(以含水重量的百分数表示),按 76 克锥试验确定;

w_P——塑限含水率(以含水重量的百分数表示),按 76 克锥试验确定。

(2)黏性土的软硬状态可根据液性指数 I_L 按表 B.2.3-2 的规定进行划分。

表 B.2.3-2　黏性土的状态

液性指数(I_L)	状态	液性指数(I_L)	状态
$I_L \leqslant 0$	坚硬	$0.75 < I_L \leqslant 1.0$	软塑
$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑	$I_L > 1.0$	流塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑		

黏性土的液性指数可按下式计算：

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \tag{B.2.3-2}$$

式中：w——天然含水率；

w_p——塑限含水率；

I_p——塑性指数。

(3)黏性土可根据沉积年代按表 B.2.3-3 的规定进行分类。

表 B.2.3-3　黏性土的沉积年代分类

沉积年代	土的分类	沉积年代	土的分类
第四纪晚更新世(Q_3)及以前	老黏性土	第四纪全新世(Q_4)以后	新近沉积黏性土
第四纪全新世(Q_4)及以前	一般黏性土		

B.2.4　粉土为塑性指数 I_p 不大于 10，且粒径大于 0.075mm 的颗粒含量不超过全重 50% 的土。粉土的密实程度可根据孔隙比 e 按表 B.2.4 的规定进行划分。

表 B.2.4　粉土密实程度的划分

密实程度	孔隙比 e 值	密实程度	孔隙比 e 值
密实	$e < 0.75$	稍密	$e > 0.90$
中密	$0.75 \leqslant e \leqslant 0.90$		

B.2.5　砂土为粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%、粒径大于 0.075mm 的颗粒含量需超过全重 50% 的土。

(1)砂土的分类可按表 B.2.5-1 的规定采用。

表 B.2.5-1　砂土的分类

土的名称	颗粒级配	土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒含量占全重 25% ~50%	细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 85%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒含量超过全重的 50%	粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒含量超过全重 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒含量超过全重 50%		

注：分类时，应将粒径由大到小分组，按表列顺序依次相对照，符合条件者即予确定。

(2)砂土的密实度可根据标准贯入锤击数按表 B.2.5-2 的规定进行划分。

表 B.2.5-2　砂土的密实度

标准贯入锤击数 N	密实度	标准贯入锤击数 N	密实度
$N \leqslant 10$	松散	$15 < N \leqslant 30$	中密
$10 < N \leqslant 15$	稍密	$N > 30$	密实

注：当采用静力触探探头阻力判定砂土的密实度时，可根据地区经验值确定。

B.2.6　碎石土为粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土，碎石土的分类及工程性质可按下列规定：

（1）碎石土的分类可按表 B.2.6-1 的规定采用。

表 B.2.6-1　碎石土的分类

土的名称	颗粒形态	粒组含量
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 200mm 的颗粒含量超过全重 50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于 20mm 的颗粒含量超过全重 50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50%
角砾	棱角形为主	

注：定名时，应将粒组含量由大到小按表列顺序依次相对照，符合条件者即予确定。

（2）碎石土的密实度可根据重型动力触探锤击数按表 B.2.6-2 的规定进行分级。

表 B.2.6-2　碎石土的密实度

修正后的锤击数 $N_{63.5}$	密实度	修正后的锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leqslant 5$	松散	$10 < N_{63.5} \leqslant 20$	中密
$5 < N_{63.5} \leqslant 10$	稍密	$N_{63.5} > 20$	密实

注：本表适用于平均粒径小于或等于 50mm 且最大粒径不超过 100mm 的卵石、碎石、圆砾、角砾。

当采用重型圆锥动力触探确定碎石土密实度或其他指标时，实测锤击数 $N_{s,63.5}$ 应按下式修正：

$$N_{63.5} = \alpha_1 \cdot N_{s,63.5} \tag{B.2.6}$$

式中：$N_{63.5}$——修正后的重型圆锥动力触探锤击数；

α_1——修正系数，按表 B.2.6-3 取值；

$N_{s,63.5}$——实测重型圆锥动力触探锤击数。

表 B.2.6-3　重型圆锥动力触探锤击数修正系数 α_1

L(m)	$N_{s,63.5}$								
	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—
4	0.96	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.87	0.86	0.84
6	0.93	0.90	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78	0.75

续上表

L(m)	$N_{s,63.5}$								
	5	10	15	20	25	30	35	40	≥50
8	0.90	0.86	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73	0.71	0.67
10	0.88	0.83	0.79	0.75	0.72	0.69	0.67	0.64	0.61
12	0.85	0.79	0.75	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.55
14	0.82	0.76	0.71	0.66	0.62	0.58	0.56	0.53	0.50
16	0.79	0.73	0.67	0.62	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45
18	0.77	0.70	0.63	0.57	0.53	0.49	0.46	0.43	0.40
20	0.75	0.67	0.59	0.53	0.48	0.44	0.41	0.39	0.36

注：表中 L 为杆长。

B.2.7　黄土的分类可按下列规定：

（1）黄土按堆积时代的划分可按表 B.2.7-1 的规定。

表 B.2.7-1　黄土按堆积时代的划分

时代		地层名称			说明
全新世 Q_4	近期 Q_4^2	新黄土	—	新近堆积黄土	一般有湿陷性，常具有高压缩性
	早期 Q_4^1		—	湿陷性黄土	有湿陷性
晚更新世 Q_3			马兰黄土		
中更新世 Q_2		老黄土	离石黄土	—	一般不具湿陷性
早更新世 Q_1			午城黄土	—	

注：Q_2 离石黄土层顶面以下的黄土湿陷性，应根据建筑物的实际压力或上覆土的饱和自重压力进行室内湿陷性试验或现场浸水性试验确定。

（2）黄土按塑性指数 I_p 的分类可按表 B.2.7-2 的规定。

表 B.2.7-2　黄土按塑性指数的分类

名称	塑性指数 I_p	名称	塑性指数 I_p
砂质黄土	$I_p \leqslant 10$	黏质黄土	$I_p > 10$

B.2.8　自然界中，冻结状态持续两年或两年以上的土层，应判定为多年冻土。多年冻土可根据土的类别、总含水量等按表 B.2.8 的规定进行分类。

表 B.2.8　多年冻土的分类

多年冻土类型	土的名称	总含水率 w_A(%)	融化后的潮湿程度	融沉等级	融沉类别
少冰冻土	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$w_A < 10$	潮湿	I	不融沉
	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$w_A < 12$	稍湿		
	细砂、粉砂	$w_A < 14$			
	粉土	$w_A < 17$			
	黏性土	$w_A < w_P$	坚硬		
多冰冻土	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$10 \leqslant w_A < 15$	饱和	II	弱融沉
	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$12 \leqslant w_A < 15$	潮湿		
	细砂、粉砂	$14 \leqslant w_A < 18$			
	粉土	$17 \leqslant w_A < 21$			
	黏性土	$w_P \leqslant w_A < w_P + 4$	硬塑		
富冰冻土	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$15 \leqslant w_A < 25$	饱和出水(出水量小于10%)	III	融沉
	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$15 \leqslant w_A < 25$	饱和		
	细砂、粉砂	$18 \leqslant w_A < 28$			
	粉土	$21 \leqslant w_A < 32$			
	黏性土	$w_P + 4 \leqslant w_A < w_P + 15$	软塑		
饱冰冻土	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$25 \leqslant w_A < 44$	饱和大量出水(出水量约10%~20%)	IV	强融沉
	碎石土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$25 \leqslant w_A < 44$	饱和出水(出水量小于10%)		
	细砂、粉砂	$28 \leqslant w_A < 44$			
	粉土	$32 \leqslant w_A < 44$			
	黏性土	$w_P + 15 \leqslant w_A < w_P + 35$	流塑		
含土冰层	碎石土、砂土、粉土	$w_A \geqslant 44$	饱和大量出水(出水量约10%~20%)	V	融陷
	黏性土	$w_A \geqslant w_P + 35$	流塑		

注:①总含水率包括冰和未冻水;

②盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐殖土、高塑性黏土不在表列。

B.2.9　天然孔隙比大于等于1.0,天然含水率大于或等于液限,压缩系数大于或等于

0.5MPa^{-1}，不排水抗剪强度小于 30kPa 的黏性土，应判定为软土。可根据软土的物理力学性质按表 B.2.9 的规定进行分类。

表 B.2.9　软土的分类

分类指标 \ 名称		软黏性土	淤泥质土	淤泥	泥炭质土	泥炭
有机质含量 w_u	%	$w_u<3$	$3\leqslant w_u<10$		$10\leqslant w_u<60$	$w_u>60$
天然孔隙比 e		$e\geqslant 1.0$	$1.0\leqslant e<1.5$	$e>1.5$	$e>3$	$e>10$
天然含水率 w	%	$w\geqslant w_L$			$w\geqslant w_L$	
渗透系数 k	cm/s	$k<10^{-6}$			$k<10^{-3}$	$k<10^{-2}$
压缩系数 $a_{0.1\sim0.2}$	MPa^{-1}	$a_{0.1\sim0.2}\geqslant 0.5$			—	
不排水抗剪强度 CU	kPa	CU<30			CU<10	
静力触探比贯入阻力 P_s	kPa	$P_s<800$				
标准贯入试验锤击数 N	击	$N<4$	$N<2$		—	

注：当粉土的物理力学性质大部分与表中指标相符时，可定名为“软粉土”。

B.2.10　人为活动堆填的土应判定为填土。填土按物质组成和堆填方式的分类，可按表 B.2.10 的规定采用。

表 B.2.10　填土的分类

名称	填土特征	名称	填土特征
杂填土	土中含有较多的建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂质	冲填土	由水力冲填泥、砂等而成
素填土	由碎石土、砂土、粉土、黏性土组成，不含杂质或杂质很少	填筑土	经人工按一定标准夯实、压密

B.2.11　土的物理力学特征，可参照表 B.2.11-1 和表 B.2.11-2 的规定。

表 B.2.11-1　土的物理力学特征表

土类	土的潮湿程度	天然含水量 w（%）	天然重度 γ（kN/m^3）			计算黏聚力 c（kPa）	计算的内摩擦角 φ(°) 综合内摩擦角 φ_0(°)		
			松散	中密	密实		松散	中密	密实
卵石土（碎石土）	稍湿	<9	18～20	20～22	20.5～22.5	—	30～33	33～37	37～40
	潮湿	9～24							
	饱和	>24							
砾石土	稍湿	<9	18～20	20～22	20.5～22.5	—	25～30	30～35	35～40
	潮湿	9～24							
	饱和	>24							

表 B.2.11-2　土的物理力学特征表

土类			孔隙比 e	天然含水率 w（%）	塑限含水率 w_P（%）	天然重度 γ（kN/m³）	计算黏聚力 c（kPa）	计算的内摩擦角 φ（°） 综合内摩擦角 φ_0（°）
砂土		粗砂	0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	42
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	40
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	38
		中砂	0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	40
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	38
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	36
		细砂	0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	38
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	36
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	32
		粉砂	0.5～0.6	15～18	—	20.5	5	36
			0.6～0.7	19～22	—	19.5	3	34
			0.7～0.8	23～25	—	19.0	2	28
黏性土	粉质黏土	粉土	0.4～0.5	15～18	<9.4	21.0	6	30
			0.5～0.6	19～22		20.0	5	28
			0.6～0.7	23～25		19.5	2	27
			0.4～0.5	15～18	9.5～12.4	21.0	7	25
			0.5～0.6	19～22		20.0	5	24
			0.6～0.7	23～25		19.5	3	23
		黏土	0.4～0.5	15～18	12.5～15.4	21.0	25	24
			0.5～0.6	19～22		20.0	15	23
			0.6～0.7	23～25		19.5	10	22
			0.7～0.8	26～29		19.0	5	21
			0.5～0.6	19～22	15.5～18.4	20.0	35	22
			0.6～0.7	23～25		19.5	15	21
			0.7～0.8	26～29		19.0	10	20
			0.8～0.9	30～34		18.5	8	19
			0.9～1.0	35～40		18.0	5	18
			0.6～0.7	23～25	18.5～22.4	19.5	40	20
			0.7～0.8	26～29		19.0	25	19
			0.8～0.9	30～34		18.5	20	18
			0.9～1.0	35～40		18.0	10	17
			0.7～0.8	26～29	22.5～26.4	19.0	60	18
			0.8～0.9	30～34		18.5	30	17
			0.9～1.0	35～40		17.5	25	16
			0.8～0.9	30～34	26.5～30.4	18.5	65	16
			0.9～1.1	35～40		17.5	35	15

注：①土粒相对密度采用：砂土-2.66；粉土-2.70；粉质黏土-2.71；黏土-2.74；

②土的重度按水占土隙的90%计算。

附录C　圬工挡土墙材料标准

C.0.1　石材、混凝土和砂浆的强度等级，按下列规定采用：

（1）石材强度等级：MU120、MU100、MU80、MU60、MU50、MU40、MU30；

（2）混凝土强度等级：C40、C35、C30、C25、C20、C15；

（3）砂浆强度等级：M20、M15、M10、M7.5、M5。

注：①石材强度等级采用边长70mm立方体试件含水饱和的抗压强度（MPa）表示。抗压强度取三块试件平均值；

②混凝土的强度等级见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）；

③砂浆的强度等级采用边长70.7mm的标准立方体试件28d抗压强度（MPa）表示，抗压强度取三块试件平均值。

C.0.2　圬工挡土墙及附属构造物常用材料最低强度等级见表C.0.2。

表C.0.2　圬工挡土墙及附属构造物常用材料最低强度等级表

圬　工	材料最低强度等级			适用的构造物
	水泥砂浆	石料	混凝土	
片石砌体	M5	MU30		四级公路上一般地区挡土墙
	M7.5	MU30		一般地区挡土墙，排水沟，截水沟
	M10	MU40		浸水挡土墙的浸水部分，急流槽，冲刷防护，严寒地区的截水沟
	M15	MU40		严寒地区、地震地区的挡土墙
混凝土或片石混凝土			C15	一般地区的挡土墙
			C20	严寒地区、地震地区的挡土墙
预制混凝土块砌体	M10		C20	一般地区挡土墙，排水沟，截水沟
	M15		C25	严寒地区、地震地区的挡土墙

C.0.3　砌筑或浇筑挡土墙所用的石料及混凝土材料，应符合设计规定的强度，并具有耐风化和抗侵蚀性。浸水挡土墙或气候潮湿地区的挡土墙石材的软化系数不应低于0.8。

位于侵蚀性水中的挡土墙，使用的砂浆或混凝土应采用具有抗侵蚀性能的特种水泥作配制材料。

C.0.4　挡土墙采用片石混凝土为材料时，混凝土中可掺入不多于挡土墙体积20%的片石，片石的强度等级不应低于表C.0.2的规定，且不低于所用混凝土强度等级。片石

混凝土的设计指标可按相同强度等级的混凝土采用。片石混凝土的施工应符合《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2004)的相关规定。

C.0.5 累年最低平均气温月平均气温低于 -10℃ 地区的挡土墙,所用石料及混凝土材料,除位于气候干旱地区且不受冰冻部位外,其抗冻性指标不应小于 25。

C.0.6 圬工挡土墙常用材料及砌体的强度设计值规定如下:

(1)圬工挡土墙常用材料的强度设计值可按表 C.0.6-1,表 C.0.6-2 的规定采用。

表 C.0.6-1 石材强度设计值(MPa)

强度种类	强度等级						
	MU120	MU100	MU80	MU60	MU50	MU40	MU30
轴心抗压 f_{cd}	31.78	26.49	21.19	15.89	13.24	10.59	7.95
弯曲抗拉 f_{tmd}	2.18	1.82	1.45	1.09	0.91	0.73	0.55

表 C.0.6-2 混凝土强度设计值(MPa)

强度种类	强度等级					
	C40	C35	C30	C25	C20	C15
轴心抗压 f_{cd}	15.64	13.69	11.73	9.78	7.82	5.87
弯曲抗拉 f_{tmd}	1.24	1.14	1.04	0.92	0.80	0.66
直接抗剪 f_{vd}	2.48	2.28	2.09	1.85	1.59	1.32

(2)石料及混凝土预制块砂浆砌体的强度设计值见下列各表:

①混凝土预制块砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd} 按表 C.0.6-3 的规定采用。

表 C.0.6-3 混凝土预制块砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd}(MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	0
C40	8.25	7.04	5.84	5.24	4.64	2.06
C35	7.71	6.59	5.47	4.90	4.34	1.93
C30	7.14	6.10	5.06	4.54	4.02	1.79
C25	6.52	5.57	4.62	4.14	3.67	1.63
C20	5.83	4.98	4.13	3.70	3.28	1.46
C15	5.05	4.31	3.58	3.21	2.84	1.26

②块石砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd} 按表 C.0.6-4 的规定采用。

表 C.0.6-4　块石砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd}(MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	0
MU120	8.42	7.19	5.96	5.35	4.73	2.10
MU100	7.68	6.56	5.44	4.88	4.32	1.92
MU80	6.87	5.87	4.87	4.37	3.86	1.72
MU60	5.95	5.08	4.22	3.78	3.35	1.49
MU50	5.43	4.64	3.85	3.45	3.05	1.36
MU40	4.86	4.15	3.44	3.09	2.73	1.21
MU30	4.21	3.59	2.98	2.67	2.37	1.05

注:对各类石砌体,应按表中数值分别乘以下列系数:细料石砌体为1.5;半细料石砌体为1.3;粗料石砌体为1.2;干砌块石砌体可采用砂浆强度为零时的抗压强度设计值。

③片石砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd} 按表C.0.6-5的规定采用。

表 C.0.6-5　片石砂浆砌体抗压强度设计值 f_{cd}(MPa)

砌块强度等级	砂浆强度等级					砂浆强度
	M20	M15	M10	M7.5	M5	0
MU120	1.97	1.68	1.39	1.25	1.11	0.33
MU100	1.80	1.54	1.27	1.14	1.01	0.30
MU80	1.61	1.37	1.14	1.02	0.90	0.27
MU60	1.39	1.19	0.99	0.88	0.78	0.23
MU50	1.27	1.09	0.90	0.81	0.71	0.21
MU40	1.14	0.97	0.81	0.72	0.64	0.19
MU30	0.98	0.84	0.70	0.63	0.55	0.16

注:干砌片石砌体可采用砂浆强度为零时的抗压强度设计值。

④各类砂浆砌体的轴心抗拉强度设计值 f_{td}、弯曲抗拉强度设计值 f_{tmd} 和直接抗剪强度设计值 f_{vd}(图C.0.6)按表C.0.6-6的规定采用。

表 C.0.6-6　砂浆砌体的轴心抗拉、弯曲抗拉和直接抗剪强度设计值(MPa)

强度类别	破坏特征	砌体种类	砂浆强度等级				
			M20	M15	M10	M7.5	M5
轴心抗拉 f_{td}	齿缝	规则砌块砌体	0.104	0.090	0.073	0.063	0.052
		片石砌体	0.096	0.083	0.068	0.059	0.048
弯曲抗拉 f_{tmd}	齿缝	规则砌块砌体	0.122	0.105	0.086	0.074	0.061
		片石砌体	0.145	0.125	0.102	0.089	0.072
	通缝	规则砌块砌体	0.084	0.073	0.059	0.051	0.042
直接抗剪 f_{vd}	—	规则砌块砌体	0.104	0.090	0.073	0.063	0.052
		片石砌体	0.241	0.208	0.170	0.147	0.120

注:①砌体龄期为28d;

②规则砌块砌体包括:块石砌体、粗料石砌体、半细料石砌体、细料石砌体、混凝土预制块砌体;

③规则砌块砌体在齿缝方向受剪时,系通过砌块和灰缝剪破。

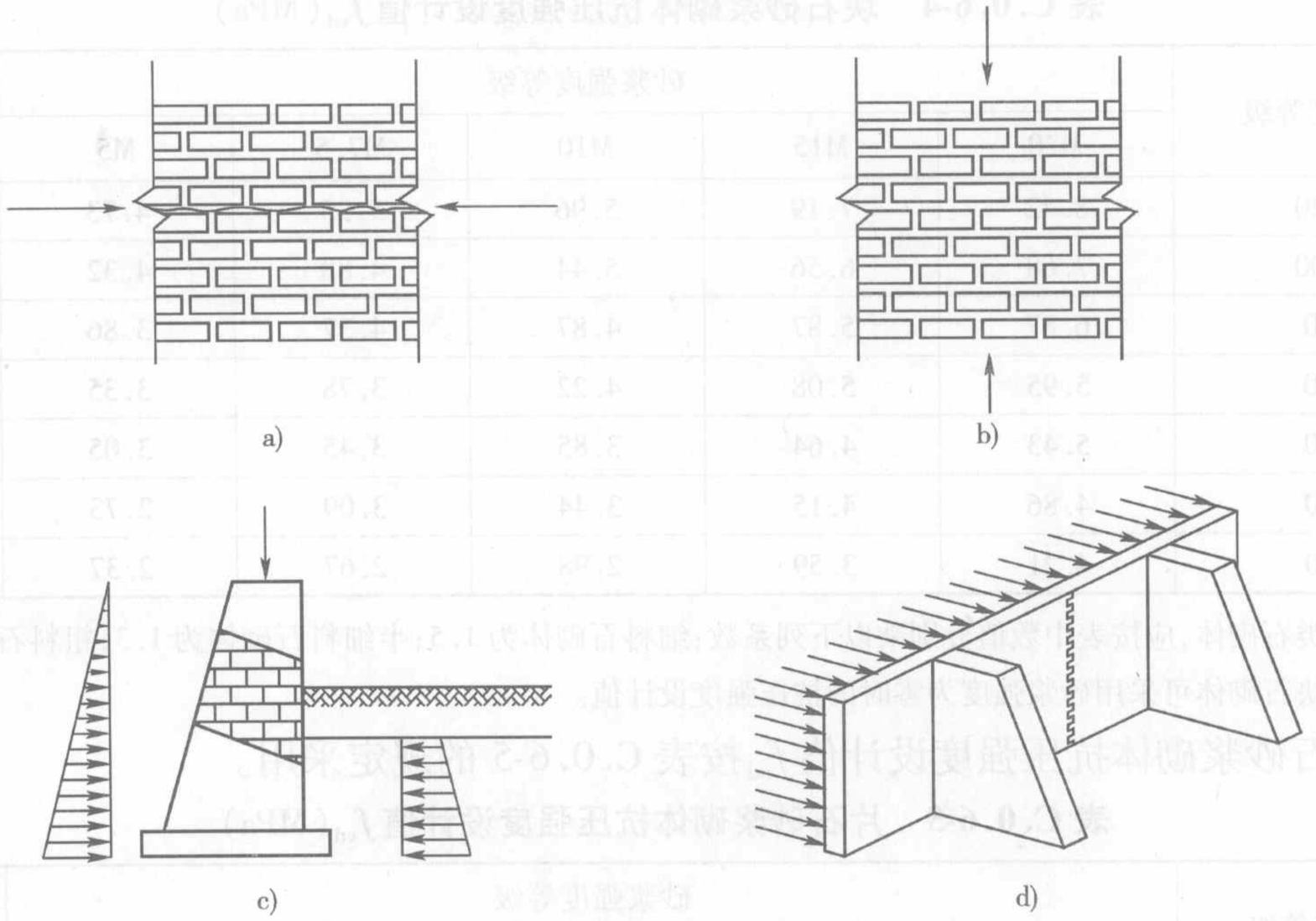


图 C.0.6　砌体直接受剪及弯曲受拉示意图

a)通缝受剪;b)齿缝受剪;c)通缝截面弯曲受拉;d)齿缝截面弯曲受拉

(3)小石子混凝土砌块石、片石砌体强度设计值见下列各表:

①小石子混凝土块石砌体轴心抗压强度设计值f_{cd}按表 C.0.6-7 的规定采用。

表 C.0.6-7　小石子混凝土块石砌体轴心抗压强度设计值f_{cd}(MPa)

石材强度等级	小石子混凝土强度等级					
	C40	C35	C30	C25	C20	C15
MU120	13.86	12.69	11.49	10.25	8.95	7.59
MU100	12.65	11.59	10.49	9.35	8.17	6.93
MU80	11.32	10.36	9.38	8.37	7.31	6.19
MU60	9.80	9.98	8.12	7.24	6.33	5.36
MU50	8.95	8.19	7.42	6.61	5.78	4.90
MU40	—	—	6.63	5.92	5.17	4.38
MU30	—	—	—	—	4.48	3.79

注:砌块为粗料石时,轴心抗压强度为表值乘 1.2;砌块为细料石时、半细料石时,轴心抗压强度为表值乘 1.4。

②小石子混凝土片石砌体轴心抗压强度设计值f_{cd}按表 C.0.6-8 的规定采用。

表 C.0.6-8　小石子混凝土砌片石砌体轴心抗压强度设计值f_{cd}(MPa)

石材强度等级	小石子混凝土强度等级			
	C30	C25	C20	C15
MU120	6.94	6.51	5.99	5.36
MU100	5.30	5.00	4.63	4.17
MU80	3.94	3.74	3.49	3.17

续上表

石材强度等级	小石子混凝土强度等级			
	C30	C25	C20	C15
MU60	3.23	3.09	2.91	2.67
MU50	2.88	2.77	2.62	2.43
MU40	2.50	2.42	2.31	2.16
MU30	—	—	1.95	1.85

③小石子混凝土砌块石、片石砌体轴心抗拉强度设计值f_{td}、弯曲抗拉强度设计值f_{tmd}和直接抗剪强度设计值f_{vd}按表 C.0.6-9 的规定采用。

表 C.0.6-9　小石子混凝土砌体的轴心抗拉、弯曲抗拉和直接抗剪强度设计值(MPa)

强度类别	破坏特征	砌体种类	小石子混凝土强度等级					
			C40	C35	C30	C25	C20	C15
轴心抗拉　f_{td}	齿缝	块石	0.285	0.267	0.247	0.226	0.202	0.175
		片石	0.425	0.398	0.368	0.336	0.301	0.260
弯曲抗拉　f_{tmd}	齿缝	块石	0.335	0.313	0.290	0.265	0.237	0.205
		片石	0.493	0.461	0.427	0.387	0.349	0.300
	通缝	块石	0.232	0.217	0.201	0.183	0.164	0.142
直接抗剪　f_{vd}	—	块石	0.285	0.267	0.247	0.226	0.202	0.175
		片石	0.425	0.398	0.368	0.336	0.301	0.260

注:对其他规则砌块砌体强度值为表内块石砌体值乘以下列系数:粗料石砌体 0.7;细料石、半细料石砌体 0.35。

C.0.7　各类圬工砌体的受压弹性模量、线膨胀系数,分别按表 C.0.7-1、表 C.0.7-2 的规定采用。砌体的剪变模量G_m取其受压弹性模量的 0.4 倍。混凝土的受拉或受压弹性模量、剪受模量,应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定采用。

表 C.0.7-1　各类砌体受压弹性模量E_m(MPa)

砌块种类	砂浆强度等级				
	M20	M15	M10	M7.5	M5
混凝土预制块砌体	1 700f_{cd}	1 700f_{cd}	1 700f_{cd}	1 600f_{cd}	1 500f_{cd}
粗料石、块石及片石砌体	7 300	7 300	7 300	5 650	4 000
细料石、半细料石砌体	22 000	22 000	22 000	17 000	12 000
小石子混凝土砌体	2 100f_{cd}				

注:f_{cd}为砌体轴心抗压强度设计值。

表 C.0.7-2　混凝土和砌体的线膨胀系数

砌体种类	线膨胀系数(10^{-6}/℃)
混凝土	10
混凝土预制块砌体	9
细料石、半细料石、粗料石、块石、片石砌体	8

附录 D　填料与筋带的似摩擦系数现场试验方法

D.0.1　现场进行筋带拉拔试验前，将筋带埋入填料中，埋入长度不大于 3m，每填高 2～3m拉拔一组，每层拉拔不少于 3 根。拉拔时用油压千斤顶或手拉葫芦（倒链）加载，用测力计测定筋带的拉力，百分表观测筋带位移。每一级加载应测出相应水平拉力及拉出的位移值，直到测出最大拉拔力 T_i（达到最大拉拔力时，筋带位移剧增，拉拔力下降）。每一级加载量应根据筋带类型，按表 D.0.1 确定。

表 D.0.1　各种筋带拉拔试验加载表

每一级加载量（MPa）	筋带名称		
	钢带	钢塑复合带、土工格栅、聚乙烯土工带、聚丙烯土工带	钢筋混凝土带
	35	10	35

D.0.2　筋带的似摩擦系数按下列公式计算：

$$f_i = \frac{T_i}{2bLrh} \tag{D.0.2-1}$$

式中：f_i——每根筋带的似摩擦系数；

T_i——最大拉拔力（kN）；

b——筋带宽度（m）；

L——筋带长度（m）；

r——填料容重（kN/m^3）；

h——填料高度（即筋带埋深）（m）。

采用的似摩擦系数按下式计算：

$$f = \bar{f} - t_a\left(\frac{s}{\sqrt{n}}\right) \tag{D.0.2-2}$$

式中：$\bar{f}$——同层全部筋带似摩擦系数 f_i 的算术平均值；

s——标准差（即均方差）；

n——筋带数量；

t_a——随要求的保证率或置信度 a 和自由度 n 而变的系数，可在表 D.0.2 中查得。对汽车专用公路取保证率为 95%，对其他道路可取保证率为 90%。

表 D.0.2　t_a 分布表(部分)

n	a		n	a	
	0.9	0.95		0.9	0.95
4	1.533 2	2.131 8	10	1.372 2	1.812 5
5	1.475 9	2.015 0	11	1.363 4	1.795 9
6	1.439 8	1.943 2	12	1.356 2	1.782 3
7	1.414 9	1.894 6	13	1.350 2	1.770 9
8	1.396 8	1.859 5	14	1.345 0	1.761 3
9	1.383 0	1.833 1	15	1.340 6	1.753 1

D.0.3　在试验资料分析中,应根据误差分析的概念,按 3 倍标准差(S)作为舍弃标准,舍弃那些在 $7 \pm 3S$ 范围以内的测定值,再进行一定的补充试验,然后重新计算、整理。

附录 E　钢件的防锈和隔离处理

E.0.1　凡是钢带、钢筋混凝土带的外露钢筋以及混凝土面板的钢拉环和螺栓等，所有外露钢件，均应作防锈处理，其处理方法及要求如下。

（1）钢带镀锌：钢带严格除锈后，可用浸渍法镀上一层金属，其纯度不应小于 98.5%，最小厚度宜为 70μm，即成为镀锌钢带。镀锌工艺应由专业工厂进行加工。

（2）涂刷防锈漆：可采用环氧焦油为涂剂材料，应先除去外露钢件表面的铁锈，然后均匀涂刷一层环氧焦油，待其充分干燥后再涂刷第二遍环氧焦油，按此工序应涂刷 2～3 遍，以形成防锈功能。

（3）裹缠三油二布：宜用 A-60～A-140 的石油沥青加热至 140℃，充分脱水后，立即用小排刷均匀涂刷在外露钢件表面上，趁热用布条、麻丝、麻袋片或玻璃纤维等，将钢件紧密缠绕一层，然后再在布条上涂刷第二层热沥青。应注意使沥青浸透并涂满布条，按此法共刷沥青 3 次，缠布 2 次，将钢件严密保护起来。此法效果优于防锈漆。

（4）覆盖沥青砂：宜用 A-100～A-200 的石油沥青，加热至 120～140℃，充分脱水后，按沥青用量的 8%～10% 与中细砂拌匀成为沥青砂，趁热覆盖在外露钢件四周并拍实。此方法适用于空间狭窄，不便于裹缠三油二布的地方（如钢拉环处），不宜单独使用，需与其他防锈方法相互配合，可加强防锈效果。

（5）涂塑：涂敷聚氨基甲酸树脂和防蚀胶布。聚氨基甲酸树脂由基剂和硬化剂按 9∶1 配比制成，涂敷后，约 15min 就可硬化。施工时，应在连接处表面先用聚氨基甲酸树脂涂敷三次，再用防蚀胶布缠绕两层即可防锈。

E.0.2　拉环与钢塑复合带、聚乙烯土工带、聚丙烯土工带的隔离，可采用在拉环上裹缠三油两布层、涂塑防锈层或用橡胶等衬垫物，作成隔离层。

附录 F　筋带拉力试验

F.0.1　钢、钢筋混凝土筋带的拉力试验应在拉力试验机上进行(拉力试验机应满足相应的技术标准),筋带的批量、取样数量、试验温度、标距、拉伸速度,应符合表 F.0.1 的规定。

表 F.0.1　筋带拉力试验

筋带名称	批量数 t	试样数	试验温度(℃)	标距 L(mm)	拉伸时应力增加速度	
					屈服前	屈服后
钢带	20	3	20 ± 10	56.5 $\sqrt{F_0}$或 113 $\sqrt{F_0}$	(kN/mm^2)/s	0.5L/min
钢筋混凝土带	20	3	20 ± 10	50d_0 或 100d_0	(kN/mm^2)/s	0.5L/min

注:①钢筋混凝土带的批量以主筋数量计,d_0 为主钢筋直径;

②F_0 为筋带初始断面面积;

③根据《公路工程金属试验规程》(JTJ 055—83)的规定,对伸长率较小(<5%)的线材,可采用标距 $L = 113\sqrt{F_0}$(mm)。

试验时,应将试样固定在试验机夹具内,按拉伸速度连续施加荷载,直至拉断,读取试样在断裂时的最大荷载 P_f(kN),即可求得筋带的断裂强度 T_s 和伸长率 ε_p。

F.0.2　钢、钢筋混凝土筋带的断裂抗拉强度及伸长率按下列公式计算:

$$T_{si} = \frac{P_f}{F_0} \tag{F.0.2-1}$$

式中:T_{si}——试件的断裂抗拉强度(kN/mm^2);

F_0——筋带初始断面面积(mm^2)。

该批量筋带的断裂抗拉强度 T_s 按下式计算:

$$T_s = \overline{T}_{si} - t_a\left(\frac{s}{\sqrt{n}}\right) \tag{F.0.2-2}$$

式中:T_{si}——全部筋带断裂抗拉强度的算术平均值(kN/mm^2);

其余符号意义同附录 D,数据误差分析方法、舍弃标准也同附录 D。

筋带的伸长率按下式计算:

$$\varepsilon_{pi} = [(L_1 - L_0)L_0] \times 100\% \tag{F.0.2-3}$$

式中:ε_{pi}——试件的伸长率;

L_0——试样标距初始长度(mm);

L_1——拉断后标距部分的长度(mm)。

该批量筋带的伸长率，为全部筋带伸长率的算术平均值，可按下式计算：

$$\varepsilon_p = \sum \varepsilon_{pi}/n \tag{F.0.2-4}$$

F.0.3　钢塑复合带、土工格栅、聚乙烯土工带、聚丙烯土工带等土工合成材料筋带的拉伸试验及抗拉强度、延伸率确定方法，应按照《公路土工合成材料试验规程》(JTJ/T 060—1998)的规定执行。

附录 G　填料电阻率测试方法

G.0.1　测试挡土墙填料电阻率所需仪器设备如下：

（1）直流测试电阻系数盒（见图 G.0.1）：测试盒用绝缘材料制作，截面为 100mm × 100mm，两个供电极设在两个分开的水室上，中间用土室隔开。电极为不锈钢材料，供电板极下设有许多小孔，孔径仅容许水通过。测试电极为框架结构，两个电极的间距为 200mm，供电极与测试电极的间距为 50mm，水室体积应小于试盒的十分之一。

（2）其他仪器及设备：直流电源（电池、电瓶等）、毫安表、电压表等。

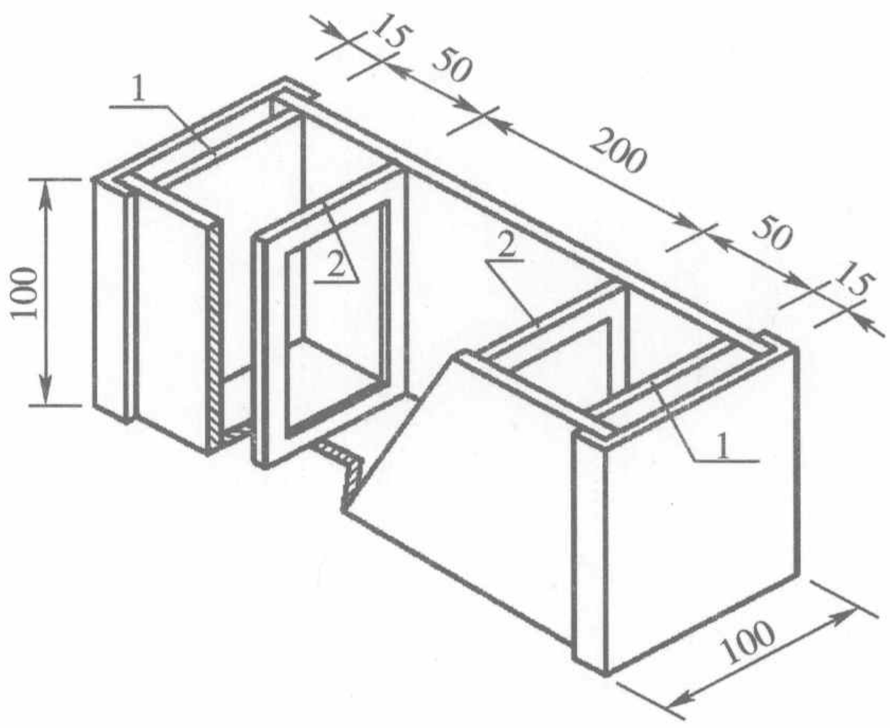


图 G.0.1　直流测试电阻系数盒（图中尺寸以 mm 计）

1-供电极 ；2-测试极

G.0.2　测试填料电阻率的操作步骤如下：

（1）用蒸馏水清洗测试盒。

（2）将筛去的粒径 25mm 以上的颗粒土倒入中间盛土室，逐层压实，压实密度应接近实际施工密度，填满并超过盒面后刮平。

（3）将蒸馏水轻缓地倒在土上和两个水室中，直到三个单元水满为止。对于浸水工程，土要用当地水饱和后测试。

（4）宜在 20℃温度下，饱和 1h，按图 G.0.2 的电路测得电阻 R 值。

G.0.3　电阻率计算和温度修正，应符合以下规定：

（1）电阻率可按下列公式求得：

$$P_t = \frac{RS}{L} \tag{G.0.3-1}$$

$$R = \frac{V}{I} \tag{G.0.3-2}$$

式中：P_t——测试电阻率（Ω·m）；

S——测试土体截面积（m^2）；

L——测试土体长度（m）；

R——电阻值（Ω）；

V——电压值（V）；

I——电流值（A）。

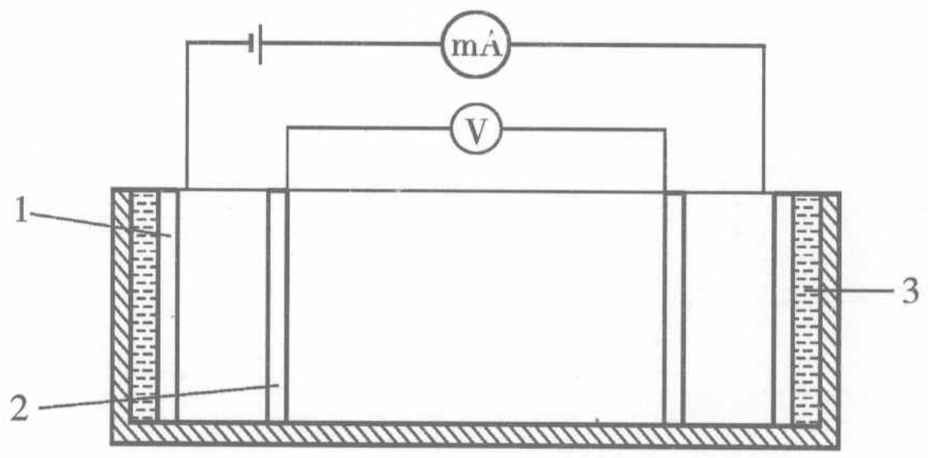


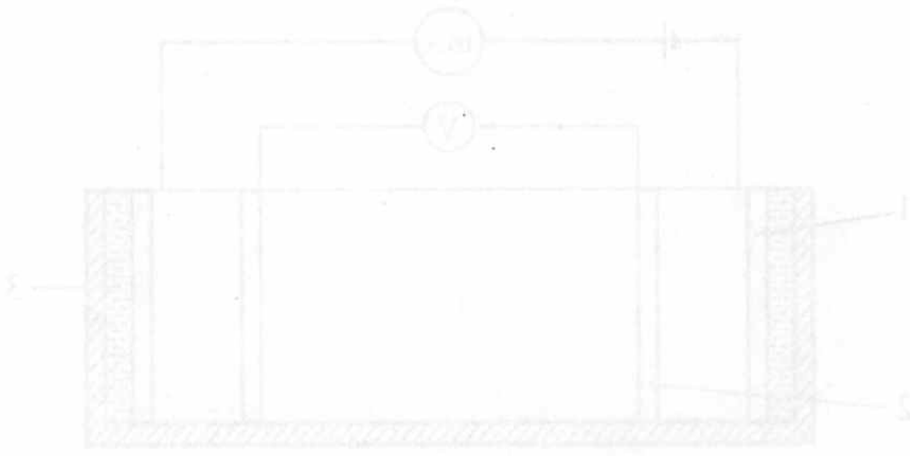
图 G.0.2　直流测试接线图

1-供电极 ；2-测试极；3-水室

（2）不同温度（在 5 ~ 30℃ 有效温度范围内）下的电阻率，可按以下经验公式进行修正：

$$P_{20℃} = P_t \cdot \frac{20 + \theta}{40} \tag{G.0.3-3}$$

式中：θ——测试温度（℃）。



附件

公路挡土墙设计与施工技术细则

条 文 说 明

1 总　　则

1.0.2 对于非永久性的公路挡土墙建筑，由于其结构安全等级、采用的建筑材料等与永久性挡土墙存在差异，不能完全符合本细则的规定，故不在本细则的适用范围中。本细则仅适用于路基防护工程中的挡土墙项目，现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)对桥涵工程中的挡土墙设计另有规定，所以也不宜纳入本细则规定的实施范围。

1.0.4 对于地面横坡陡峻的陡坡路堤段，当路基边坡不能与地面横坡相交或薄条填土不稳定时，一般可设挡土墙拦蓄或加固路堤的填土。路堑设计边坡与地面横坡接近平行，或边坡过高，对山体及天然植被有较大破坏，经比较，设置护面墙不为经济安全时，也宜考虑设置挡土墙，以降低路堑边坡高度。当路基材料的借方或弃方量过大，材料来源或弃土堆放场地困难时，设置挡土墙可能取得较好的经济效益和环境效益。在不良地质条件下，填筑或开挖路基可能产生滑坡时，应分析和判定设置挡土墙防止滑坍发生的可行性，若滑坍不可避免时，则应按特殊路基对滑坍地段进行治理。续接于桥台之后的路基挡土墙，作为与路堑路基相衔接的构造物，可省去桥台锥坡，路桥连接也较为流畅。隧道洞口之外的挡土墙结构，不仅保证路基的稳定，也有利于洞口建筑的安全。沿河路基受洪水冲刷时，可能危及路基稳定，应根据路基设计水位与冲刷深度，考虑设置挡土墙，以保证路基的安全。合理设置挡土墙，减少工程用地，特别是农用地，符合我国国情的需要，可减少拆迁与征地，还可能降低工程造价，加快施工进度。公路路线受走向与技术标准的控制，有时无法做到完全绕避重点保护文物、纪念性建筑、景观构造物、天然风景等，设置挡土墙并配合隔音设施或植被工程，可以维护既有建筑或景观的现状，起到较好的环境保护作用。

虽然挡土墙的应用范围较广，但采用其他设计方案也可以替代挡土墙的功能，一般需要经过经济、技术比较后方能确定。此外，环境效益、社会效益也是选择方案的重要考虑因素。对高度、长度较大的挡土墙工程，方案比选尤为重要。

1.0.5～1.0.6 挡土墙的类型一般按照材料、结构形式、墙的位置、施工方法、地区等进行划分。本细则所列的挡土墙类型为常用的主要类型，其他如箱形挡土墙、框架式挡土墙、柱拱式挡土墙、土钉式挡土墙、垛式挡土墙等特殊类型挡土墙暂未列入。选择挡土墙结构或材料类型时，虽然要重视经济性，但决不可单纯追求经济性而忽视设置场所的实际自然条件、技术条件、施工条件、周围环境等，所以在条文中强调综合比较的必要性。

本细则所列挡土墙类型中，石砌体、混凝土、钢筋混凝土为挡土墙的常用材料，在锚杆挡土墙、锚锭板挡土墙、加筋土挡土墙的构件中，还应用了钢材、土工合成材料、钢塑复合

件等材料。由于埋置于土体中的挡土墙构件在不中断正常营运的条件下，养护与更换均十分困难，所以所使用的材料必须具备耐久性。本细则相关条文中，对钢构件的防锈蚀措施，土工合成材料的柔性、韧性及抗老化性能等，已有明确规定，本条则强调采用新型工程材料时也应符合耐久性原则。

开发新型工程材料和研究新的施工工艺，是创造挡土墙新类型、改进挡土墙工作性能的基础，所以应予提倡。但从研制到推广应用，必须经过大量的构件测试，严格的实践检验，以保证挡土墙的安全、稳定、适用、可靠与牢固。

1.0.7 挡土墙破坏事故中，与施工有关的主要原因有：

(1)墙体建筑材料的规格、强度等级，砌筑用砂浆的强度等级，不符合设计要求或是墙体尺寸不足，墙面与墙内用料不一致，砌筑工艺不符合规定，砂浆不饱满，砂浆外加剂用量超过规定的比例等，从而削弱了墙体的抗压弯、抗剪能力。

(2)施工设置的排水系统不符合设计规定，泄水孔数量或尺寸偏小，位置不当或是墙后填料渗水性能差，填筑中加入了禁用的腐殖土、盐渍土、淤泥土等。当发生集中暴雨后，墙后填料的水分不能及时疏干，墙身受到额外静水压力而破坏。

(3)实际开挖后的地基持力层不能满足设计荷载的要求而未作应对性的处理或是基础施工质量差，受力后即发生基础沉降或断裂，影响挡土墙的稳定与安全。

因此，本条除规定了一般施工原则外，还针对以上多发事故的原因，强调制定有效的防范措施，避免挡土墙坍塌事故的发生。

1.0.8 环境保护是我国的基本国策之一，并颁布了专门法规。在公路工程建设项目中，应遵守《公路环境保护设计规范》(JTJ/T 006—98)所制定的标准、原则、内容和方法。挡土墙工程也需尽量做到与自然环境相协调，在设计和施工中应采取各种措施，营造与环境和谐的氛围。例如，应用形式设计手段丰富墙面的质感、色彩，改变造型单调的墙面构造或类型设计，做到统一中寓有变化，防止产生视觉疲劳；利用泄水管或预制墙体的合理搭配，变墙面的平面构成为立体构成，增强墙体的空间感；利用植物工程使墙体掩映在绿色植被中，融合于自然山林的景观之内等。应通过工程实践，总结行之有效的环保措施，提高挡土墙建筑的环境质量。

2 术语和符号

2.1 术语

本章所列术语和符号，仅限于本细则条文中的常用术语与计算公式符号。术语按在细则条文中出现的先后顺序列出，符号则按英文字母的顺序列出。术语的解释和英文名称，尽量与现有国家标准和相关规范的规定一致；符号按现行国家标准的规定采用，当现行国家标准无统一规定时，则尽量采用国际上通用的符号或现行相关标准的符号。

2.1.1 《公路工程名词术语》(JTJ 002—87)对“挡土墙”一词解释为：“为防止路基填土或山坡土体坍塌而修筑的承受土侧压力的墙式构造物”，《道路工程术语标准》(GBJ 124—88)解释为：“为防止路基填土或山坡岩土坍塌而修筑的、承受土体侧压力的墙式构造物”，两种说法基本一致。而《工程结构设计基本术语和通用符号》(GBJ 132—90)则解释为：“主要承受土压力，防止土体坍滑的墙式建筑物”，强调挡土墙受力特点和用途，释义简明。故本细则采用后者的解释和英文名称。

2.1.2 标准(JTJ 002—87)和(GBJ 132—90)对“重力式挡土墙”一词的解释均为：“依靠墙身自重抵抗土体侧压力的挡土墙”，本细则采用(GBJ 132—90)的释义和英文名称。“半重力式挡土墙”一词的描述，系综合公路路基设计手册和铁路路基设计手册的相关释义。

2.1.3 标准(JTJ 002—87)和(GBJ 132—90)对“衡重式挡土墙”的描述相同，本细则采用(GBJ 132—90)的解释和英文名称。

2.1.4～2.1.6 标准(JTJ 002—87)和(GBJ 132—90)对“路肩墙”、“路堤墙”和“路堑墙”没有明确的解释，本细则的释义主要侧重于挡土墙的功能和适用场合。“路肩墙”的英文名称是在“挡土墙”的英文名称前加上“路肩”一词的英文解释，“路堤墙”和“路堑墙”也同样处理。其中“路肩”、“路堤”和“路堑”的英文名称，按标准(GBJ 0132—90)的规定采用。

2.1.7～2.1.11 这五条术语系参考(GBJ 0132—90)的规定，按挡土墙构件实际受力状态，作出解释。

2.1.12 “加筋土挡土墙”一词,系按照(GBJ 0132—90)的解释和英文名称列出。

2.1.13~2.1.14 “密度”和“重度”两条术语的解释和英文名称,系参照标准(GBJ 0132—90)中的“质量密度”和“重力密度”的规定列出。《建筑结构设计通用符号、计量单位和基本术语》(GBJ 83—85)的解释和英文名称也完全相同。但这两条术语与现行公路工程规范中的名称不相同,为符合《公路工程可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—1999)的规定,采用了国家标准的名称与定义。

2.1.15 本细则基本按照半概率极限状态法进行编制,为力求尽量与可靠度设计法的术语规定相一致,故术语“作用”的解释和英文名称按标准(GB 132—90)的规定采用。

2.1.16 标准(JTJ 002—87)第8.3.13条对“荷载”的界定为:“使结构或构件产生内力和变形的外力及其他因素”;标准(GBJ 0132—90)第2.9.1条和标准(GBJ 83—85)第4.3.1条均解释:“荷载”为“施加在结构上的集中力或分布力”。本细则参照(GBJ 83—85)的规定予以解释,但在细则条文的用语中,仍兼顾了标准(JTJ 002—87)的相关规定。

2.1.17 对“作用效应”的解释,本细则采用了标准(GBJ 0132—90)和标准(GBJ 83—85)的规定。

2.1.18 标准(JTJ 002—87)中对“荷载组合”作了解释,但由于界定了荷载作用的同时性,即不适于结构物在正常使用极限状态下的荷载组合定义。故采用标准(GBJ 0132—90)和标准(GBJ 83—85)对“作用效应组合”的解释和英文名称。

2.1.19~2.1.24 这6条术语系按照标准(GBJ 83—85)的规定采用。

2.1.25 术语“摩擦系数”的解释和英文名称,按照标准(GBJ 83—85)的规定采用。

2.1.26 由于本细则在加筋土挡土墙中使用“似(视)摩擦系数”专用术语,故本条加以解释,其英文名称援引“摩擦系数”的英文名称在前面加上“seemed”,以予简练表达。

2.1.27 术语“内摩擦角”按照标准(GBJ 0132—90)的规定采用。

2.1.28 “综合内摩擦角”的英文名称,援引“内摩擦角”的英文名称,前置“synthesis”,以予简练表达。

3 勘测设计原则与公用构造

3.1 勘测设计基本原则

3.1.3～3.1.4 挡土墙的功能要求可归结为安全性、适用性和耐久性。其承载能力极限状态可理解为与安全性有关的最大承载状态，挡土墙组成构件若发生塑性变形而使其几何形状发生显著改变时，虽未达到完全破坏，但已严重影响安全，也应属于达到了承载能力极限状态。挡土墙的正常使用极限状态是与适用性和耐久性有关的极限状态，可理解为挡土墙及其组成构件在使用功能上允许达到某个限值的极限状态，仅涉及挡土墙的工作条件和性能，往往需要采用一定的约束条件，例如地基的承载力特征值、混凝土构件的裂缝宽度、构件的挠度等，约束条件一般以传统经验值或规定值列入相关规范。按以往公路路基工程结构物的设计经验，路基工程结构物的设计基准期与公路桥涵构造物的设计基准期不一定相同，但目前尚未编制路基工程结构物的“钢筋混凝土、预应力混凝土结构设计规范”，而《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中，对钢筋混凝土、预应力混凝土构件设计计算均有详细规定，故本细则规定应引用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定。

以可靠性理论为基础的极限状态设计，一般采用两种表达模式。一种是采用带有分项系数的极限状态设计表达式；另一种是直接利用可靠度计算的基本公式。考虑到设计人员已习惯于采用基本变量的标准值和分项系数进行结构构件设计，同时，为了使用方便，本细则采用以极限状态设计的分项系数法为主的设计法。式中的设计基本变量应通过概率分析取其代表值，而以分项系数来反映它们的变异性。但由于现行工程设计规范中，涉及岩土工程设计部分多数采用容许应力法，岩土工程设计的安全系数和分项系数目前尚无统一的规范值，所以本细则仍保留了部分实质上为定值设计法的设计内容。

本细则根据挡土墙结构的作用(或荷载)效应组合特点，及构件设计时引用现行桥涵设计规范有关条文规定的需要，仅按承载能力极限状态设计的基本条件，即结构抗力必须大于或等于作用(或荷载)效应的组合设计值，给出挡土墙结构承载能力极限状态设计的一般表达式。与相关规范的构件承载能力极限状态设计表达式及分项系数的比较，可见表3-1与表3-2。

3.1.5 关于结构的重要性系数

按照《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—99)的规定，公路工程结构设计应根据结构破坏可能产生的后果的严重程度或结构的技术要求等，把结构安全等级

表 3-1　相关规范(或标准)的构件承载能力极限状态设计表达式

规范(或标准)名称	构件承载能力极限状态设计表达式
公路工程结构可靠度设计统一标准	$\gamma_0\gamma_s\cdot(\sum_{i=1}^{m}\gamma_{Gi}S_{GiK}+\gamma_{Q1}S_{Q1K}+\psi_C\sum_{j=2}^{n}\gamma_{Qj}S_{QjK})\leqslant\frac{1}{\gamma_R}\cdot(\gamma_r,f_k,a_k)$
公路砖石及混凝土桥涵设计规范(JTG D61—2005)	$\gamma_0 S\leqslant R(f_d,a_d)$
建筑结构可靠度设计统一标准	$\gamma_0\cdot(\gamma_G S_{GK}+\gamma_{Q1}S_{Q1K}+\sum_{i=2}^{n}\gamma_{Qi}\psi_{ci}S_{Qik})\leqslant R(\gamma_R,f_k,a_k\cdots)$
公路挡土墙设计与施工技术细则	$\gamma_0 S\leqslant R(f_d,a_d)$

表 3-2　相关规范(标准)构件承载能力极限状态设计表达式分项系数

规范(或标准)	主要分项系数				
	结构重要性系数 γ_0	恒载分项系数 γ_G	第 1 和第 i 个可变荷载分项系数 γ_{Q1},γ_{Qi}	结构或构件抗力计算模式不定性系数 γ_R	荷载或可变荷载效应组合系数 $\psi_c,\psi_{ci},\psi_{ZC}$
公路工程结构可靠度设计统一标准	按结构安全等级分别取 1.1,1.0,0.9	1.2	主要组合 1.4 附加组合 1.1	纳入作用分项系数中,可取等于 1.0	除汽车荷载外,其他荷载效应组合时,取 0.55,0.45,0.35
公路砖石及混凝土桥涵设计规范	按结构安全等级分别取 1.1,1.0,0.9	按作用类别分别取 0.5,1.0,1.2,1.4	1.4	—	—
建筑结构可靠度设计统一标准	1.0	≯1.0,1.2,1.35	一般情况 1.4	符合材料的结构设计规范的规定	≯1.0
公路挡土墙设计与施工技术细则	按公路等级及墙高取 0.95,1.00,1.05	视恒载对挡土墙结构为有利或不利条件分别取 1.2,0.9	第 I、II、III 类组合:分别见本细则表 4.1.7	按不同材料及受力状态取用	按不同作用效应组合,取 1.0,0.8,0.7

以上表格中:

γ_0——结构重要性系数;

γ_G——恒载的分项系数;

γ_{Q1}——第 1 个可变荷载的分项系数,本细则规定为恒载土压力及车辆荷载土压力的分项系数;

γ_{Qi}——第 i 个永久或可变作用(或荷载)的分项系数;

γ_R——结构构件抗力计算模式不定性系数;

γ_s——结构材料、岩土性能的分项系数;

S_{Q1k}——在基本组合中起控制作用的一个可变荷载标准值效应,本细则规定为恒载土压力、车辆或人群附加荷载土压力的标准值效应;

S_{Qik}——第 i 个可变作用(或荷载)的标准值效应;

$\psi_c(\psi_{ci})$——可变作用(或荷载)效应组合时的组合系数;

ψ_{ZC}——荷载效应组合系数;

$R(\cdot)$——结构或结构构件的抗力函数;

f_d——材料或岩土性能设计值;

f_k——材料或岩土性能标准值;

a_d——结构或结构构件几何参数设计值;

S——作用(或荷载)效应函数。

分为一级、二级、三级。其结构重要性系数分别为1.1,1.0,0.9(大致相当于各级的可靠度指标值相差0.5),当需要时也可作部分调整,但调整后的级差不得超过一级。交通部公路科学研究所关于路基结构的可靠性研究(路堤部分)的科学技术报告,提出的各等级公路的重要性系数如表3-3。综合上述规定,并考虑到高挡土墙破坏可能产生的后果严重程度应有别于一般高度的挡土墙,故本细则中的表3.1.5将公路等级与墙高作为确定重要性系数的参数,按调整后的级差不超过一级的原则,取半级级差作为调节值。

表3-3 各等级公路的重要性系数

公路等级	高速公路	一级公路	二级及以下公路
γ_0	1.05	1.0	0.9

3.1.6 本细则第五章"基础设计和稳定性验算"规定:挡土墙地基承载力计算时,传至基础底面上的作用(或荷载)效应宜按正常使用极限状态下作用(或荷载)效应标准组合。但《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)仅列出作用短期效应组合与作用长期效应组合两类表达式,因此本条条文中增加了作用(或荷载)效应标准组合表达式,以供计算地基应力时应用。

3.2 调查、勘测和资料搜集

3.2.1~3.2.4 挡土墙的调查、勘测与资料搜集工作是优选方案、合理设计的依据和基础。《公路勘测规范》(JTJ 061—99)、《公路工程地质勘察规范》(JTJ 064—98),按公路的测设阶段制定了对挡土墙工程勘测工作的原则规定。本细则遵照以上规定及《公路工程基本建设项目设计文件编制方法》中,有关防护工程设计内容的规定及施工、环境保护等要求,细化项目,以便于挡土墙工程测设时操作。

随着地形的起伏及路线纵坡变化,挡土墙的墙高也需相应变化,挡土墙基础的前趾点纵向连线,并不一定是平行于路基中心线的连续纵断面线,因此要根据地形特点,选择能控制挡土墙长度与高度设计的一个或数个代表性墙址地形纵断面,作为设计依据。勘测时,在挡土墙的同一分段长度内,至少应有一个地形横断面资料,曲线路基段及地形变化处,还应视设计需要而适当加密,以与墙址纵断面资料对照使用,防止遗漏地形控制点,或产生过大的测量误差。按照"支挡结构设计手册"的建议,每段挡土墙至少宜设置一个地质钻孔,钻探深度一般为基础以下5~10m,基岩地基为1~2m。地形变化、不良地质地段应适当加密地质钻孔,以保证挡土墙基础置于可靠的地基层面上。

3.3 挡土墙公用构造

3.3.1 位于路幅之外的挡土墙,可以按挡土墙的功能需要,确定设置护栏或栏杆。护栏的设计和施工可按照《公路交通安全设施设计规范》(JTG D81—2006)的规定执行;栏杆的设计和施工可按照《公路桥涵通用规范》(JTG D60—2004)、《公路桥涵施工技术规

范》(JTJ 041—2000)的规定执行,故本细则未另作规定。

3.3.2 为了减少砌体或混凝土因硬化后收缩和温度变化等作用而产生裂缝,应设置伸缩缝。为避免地基不均匀沉陷引起墙身开裂,需要按地形、地基地质的变化以及墙高、墙身变化情况设置沉降缝。为减少钢筋混凝土挡土墙表面所出现的微小裂缝,间隔一定距离沿墙高的方向应设置防裂竖直V形槽,见图3-1a)。钢筋混凝土挡土墙的沉降缝和伸缩缝的企口式构造见图3-1b),当墙高较低、地基坚固时,可沿挡土墙前后墙面设竖向槽形沉降、伸缩缝,见图3-1c)。

设计与施工时,应注意防裂V形槽与沉降、伸缩缝在钢筋构造上的不同特点,避免产生混淆。

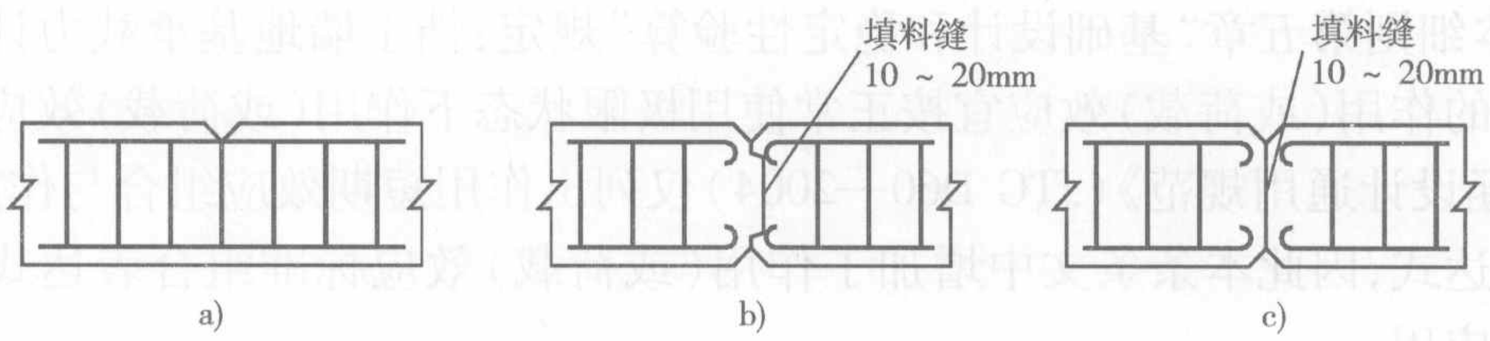


图3-1 钢筋混凝土挡土墙的变形缝(按墙身横断面绘出)

a)垂直槽;b)企口式接缝;c)槽口缝

3.3.3 挡土墙与路堤一般采用锥坡连接,本条规定垂直于路线方向的锥坡坡度与路堤边坡一致,即锥坡坡度也应符合《公路路基设计规范》(JTG D30—2004)对路堤边坡坡度的规定,顺路线方向的锥坡坡度因不受车辆荷载的影响,所以坡率可放陡一级。有条件时,宜在锥坡上培植草皮,既有利于锥坡稳定,也起到绿化挡土墙边界环境的效果。

当挡土墙与路堤连接时,规定墙端伸入路堤内一段距离,是为了保证墙体与路基的连接可靠,防止因边坡碎落出现路基局部脱空情况。

当挡土墙与原地面连接时,为了保证挡土墙端部免受水流的冲刷或雨水冲蚀,按照墙端处的地层情况,规定了墙端的嵌入深度。

有些类型的挡土墙,因受构造与施工方法所限,不能直接与路堤或路堑相连接,可沿墙长方向采用复合型式的挡土墙,墙体两端设计为重力式、悬臂式、扶壁式等具有整体墙面的挡土墙,以与路基平顺衔接。

3.3.4 关于墙背填料的规定,是为了保证挡土墙的正常使用功能及求得经济合理的造价。填料的选择至关重要,一般应选择重度小、内摩擦角大的填料,因为填料重度愈大,相应的主动土压力愈大;填料的内摩擦角愈大,相应的主动土压力愈小。块石、碎石、砂砾、粉煤灰等材料较符合这样的要求,且其透水性强、易排水,抗剪强度稳定,故适宜用作墙背填料。黏性土的压实性和透水性都较差,常具有吸水膨胀性和冻胀性,并产生侧向膨胀压力而影响挡土墙的稳定性,所以不宜于作为填料使用。但从就地取材出发,有时不得不采用黏性土时,则可适当掺入块石、碎石、石灰土或分层加入砂性土排水垫层,以改进填料的

物理力学性能。由于淤泥、腐殖土、冻土、强膨胀土等材料性能不稳定，干燥时体积易收缩，雨季时膨胀，反复交替发生，在挡土墙上产生的侧压力难以正确计算，常导致发生挡土墙外移或坍塌事故，故不应用其作为填料。

3.3.5 墙背填土排水条件是影响主动土压力的重要因素，所以要求在墙身上均匀设置带有排水坡度的泄水构造，以导引填料中的水分通畅排出。要求泄水孔进口设置反滤层，是为了保证泄水孔既不被堵塞，又阻止细颗粒填料被流水带走。根据已建挡土墙的实践经验，只要在泄水孔进口处填上体积为 $0.1m^3$ 的正立方体砂夹卵石或砾石料，就能形成反滤层的功能。对于墙后填料排水不良者，填筑竖向反滤层可防止墙后产生静水压力，当可能发生冻胀时，尚可减轻填料对墙背的冻胀力，同时也起到泄水孔进口处的反滤层作用。

当挡土墙位于互通式立交、分离式立交工程，文物或纪念性建筑物附近以及大众行为所关注的路段时，一般对挡土墙有较高的视觉效果要求，若以竹筒、铁皮管等作为泄水孔的成孔材料，则较易损坏或锈蚀，影响墙面的整洁与美观。采用混凝土预制泄水管时，可根据设计要求，制作成任意形状，从而可丰富墙面的几何构成，利用光影效果增强挡土墙的可观赏性。

3.3.6 设置排、截水设施和坡面防护，可将挡土墙范围以外的路基水，在流入挡土墙前即排出路基以外，以减少墙背填料的渗入水源。

在严寒地区或有侵蚀性水源作用时，为防止对墙身造成冻害或腐蚀，常在临水面涂防水层加以保护，一般石砌挡土墙先涂 20mm 厚水泥砂浆，再涂以 2～3mm 的热沥青作为防水层；混凝土挡土墙的防水层为热涂 2 层 2～3mm 的热沥青；钢筋混凝土挡土墙可用两层沥青浸麻布作为防水层。当墙址处地下水发育时，为防止地下水浸入，也可在填土层下设渗沟、集水管等构造，以收集和排出地下水。

3.3.7 在挡土墙上设置涵洞时，墙体成为涵洞的洞口建筑，但对于所在区段的挡土墙而言，则减小了其有效受力面积，所以位于洞口附近的墙身需作应力计算，还应合理调整挡土墙的分段长度，保证挡土墙、涵洞的整体稳定性。根据需要，石砌或混凝土挡土墙可增大截面尺寸、提高砂浆或混凝土的强度等级；钢筋混凝土挡土墙应布置加固钢筋。一般在洞口外宜设置排水急流槽，以提高墙身的承载能力和防止洞口流水渗入墙体。由于部分涵洞洞身位于挡土墙后的填料上，需对洞身基础下的填料进行处理，例如分层夯实填石或砂砾，增强地基抗变形能力。做好涵洞洞身分段缝的防水处理，可防止涵洞因不均匀沉降发生渗漏而引起涵洞及挡土墙的破坏。

设置涵洞的挡土墙区段，应选用透水性材料做填料，便于及时排除墙后积水，保证涵洞与挡土墙的正常使用。

4 作用(或荷载)

4.1 作用(或荷载)的分类与组合

4.1.1 本条中的作用(或荷载)分类表,系根据《公路工程结构可靠度设计统一标准》关于"结构上的作用"的规定编制。按挡土墙上荷载作用的时间变化,分为永久作用(或荷载)、可变作用(或荷载)和偶然作用(或荷载)三类。其划分原则如下:

(1)永久作用(或荷载) 在挡土墙设计基准期内,其值不随时间而变化,或其变化值与平均值比较可忽略不计;

(2)可变作用(或荷载) 在挡土墙设计基准期内,其值随时间而变化,且变化值与平均值比较不可忽略;

(3)偶然作用(或荷载) 在挡土墙设计基准期内,出现的概率很小,一旦出现,其值很大且持续时间很短。

按照施加于结构上的作用的严格定义,挡土墙上的直接作用(又称为荷载)应为直接作用于墙体上的集中或分布的机械力,而引起挡土墙外加变形或约束变形的原因,如地震、基础变位影响、温度变化、混凝土收缩和徐变等,应称为间接作用。

本细则从挡土墙的设计计算特点出发,采用规定车辆附加荷载标准值换算为土层厚度的方法,计算车辆荷载引起的附加土侧压力,附加荷载标准值仅以墙高作为取值参数。故在基本可变作用(或荷载)中,不分汽车荷载等级,也不分车道荷载、车辆荷载。与《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的相关规定有所不同。

4.1.2 《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—99)规定:工程结构的承载能力极限状态设计,应根据各自的情况,在基本组合、偶然组合中考虑一种或两种效应组合。本细则按作用于挡土墙上荷载的特点,挡土墙的类型,将作用(或荷载)效应组合规定为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类,这三类组合均属于基本组合的范畴,即采用几种永久作用(或荷载)相组合或永久作用(或荷载)与可变作用(或荷载)相组合。其中,第Ⅰ类作用组合适用于路堑挡土墙或山坡挡土墙设计;第Ⅱ类作用组合适用于一般路肩挡土墙或路堤挡土墙设计;第Ⅲ类作用组合用于特殊环境条件的挡土墙设计。

挡土墙的偶然作用(或荷载)中,地震力、滑坡泥石流等作用力的计算及与其他作用(或荷载)效应的组合,在相关规范中已有规定,所以本细则未将偶然组合(即永久作用与可变作用及一种偶然作用相组合)规定在挡土墙的作用(或荷载)效应组合中。

作用于护栏上的车辆碰撞荷载及分布,可见《公路交通安全设施设计细则》(JTG/

T D81—2006)的相关规定,一般仅对护栏与结构连接处作局部受力验算。当挡土墙构件需作车辆撞击力与其他作用(或荷载)组合效应验算时,撞击力荷载的分项系数可按照《公路工程结构可靠度统一标准》(GB/T 50283—99)规定的原则并参考《公路工程抗震设计规范》(JTJ 004—89)关于挡土墙抗震强度计算的规定:对于石砌与混凝土挡土墙构件采用1.2;对于钢筋混凝土与预应力混凝土构件采用1.0。

4.1.5 《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—99)有关作用的分类中,对施工荷载未作明确规定;现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定将施工人员、机具设备等荷载,作为临时荷载加以考虑,但未将施工荷载列入"作用分类"表中;《铁路工程结构可靠度设计统一标准》(GB 50216—94)规定:某些施工阶段,结构的某些部分的自重、安装荷载均属于可变作用,本细则采用了后者的规定,将施工荷载列入作用(或荷载)分类表的可变作用(或荷载)中。

对工程结构进行施工阶段计算时,结构的安全度水平可适当降低。在采用容许应力法设计的规范中,例如《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)等,规定施工阶段计算时,材料容许应力可予提高,或者降低验算项目的安全系数。本细则第五章"基础设计和稳定性验算"参考《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)关于施工、临时阶段地基承载力抗力系数调整的相关条文,规定施工荷载作用下地基承载力特征值的提高系数;本细则第六章"重力式和半重力式挡土墙"中,规定采用施工荷载组合时,取用小于1的作用(或荷载)综合效应组合系数以降低安全度水平,施工荷载、机具设备等重力的荷载分项系数不再另作规定。

4.1.6 本条对挡土墙按承载能力极限状态设计时,永久作用(或荷载)、基本可变作用(或荷载)标准值的计算作出规定,而对其他可变荷载的标准值计算未逐项作出规定。一般,浸水挡土墙墙后填料应尽量采用透水性能良好的岩块或粗粒土,当其浸水后内摩擦角变化不大,并按构造要求设置了排水孔,墙内外水位接近,所以可不考虑静水压力和水位退落时动水压力的影响;计算波浪压力、冻胀力和冰压力需要考虑的因素很多,定量取值较困难,《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中,仅列出具有竖向前棱桥墩的冰压力标准值计算公式,不适用于挡土墙结构,当挡土墙设计须计入波浪压力、冻胀力和冰压力时,可参考《水工设计手册(4)土石坝》(水利电力出版社·1984)的相关内容进行计算。

4.1.7 目前国内有关岩土工程设计的安全系数和分项系数尚无统一的规范值,也缺乏足够的实测资料和试验数据,本细则尚未做到采用概率分析法来确定设计用基本变量代表值及反映变异性的分项系数。本条挡土墙承载能力极限状态作用(或荷载)分项系数表,按以下原则予以确定:

(1)部分作用(荷载)分项系数,按照《公路工程可靠度设计统一标准》(GB/T 50283—99)对公路工程结构承载能力极限状态设计表达式的规定取值;

(2)参考国内外相关规范或标准的规定;

(3)参照常用挡土墙设计的安全度水平及大致维持原《公路路基设计规范》(JTJ 013—86)“第三章　挡土墙”条文规定所具有的安全度水平,分析出相应的分项系数;

(4)按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)系列中,相关规范的规定,通过大量实例对照计算来校准本细则中的作用(或荷载)分项系数。

现将部分国外设计规范中,主动土压力荷载分项系数的取值规定与本细则的规定对照如表4-1。

表4-1　各规范(或标准)中土压力荷载分项系数取值表

规范或标准名称	荷载分项系数		
	活载或附加荷载土压力	填土的主动土压力	
		垂直土压力	水平土压力
《美国公路桥梁设计规范》	0.75~1.5	1.0~1.35	0.9~1.5
BS 5400英国标准协会《钢桥、混凝土桥及结合桥　第二章荷载规范》	1.5	(1.0)1.5	(1.0)1.5
原苏联《公路、铁路、城市道路桥涵设计规范》	1.2	(0.7)1.4	(0.7)1.4
日本《极限状态法混凝土结构新规范算例》	1.2	1.2	1.2
《公路挡土墙设计与施工技术细则》	0.95~1.4	0.95~1.4	0.95~1.4

注:表中系数按土压力增大对挡土墙结构起有利作用时,取小值;增大对挡土墙结构起不利作用时,取大值。

为简化计算,作用于墙顶上的车辆荷载、人群荷载作垂直力计算时,可近似作为垂直恒载处理,故规定可采用垂直恒载的分项系数γ_G。

4.2　作用力计算

4.2.1　依照我国传统设计经验,作用在挡土墙墙背上的土压力,一般都考虑为主动土压力作用状态并按库仑理论进行计算,但是在什么条件下才能进入主动土压力状态,仅限于作定性规定。例如,我国国家标准《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2002)在附录十一中规定:当挡土墙在土压力作用下产生一定的变位而进入主动状态时,可按主动土压力计算。这里对变位的大小未作一个数量规定。美国《公路桥梁标准规范》,在条文说明中解释:可以允许极其少许移动或不允许移动的墙,应采用静止土压力来设计;可以移动而离开土体的墙,应按主动状态和静止状态之间的压力来设计,达到最小主动土压力或最大被动土压力所要求的移动,取决于墙高和土壤的类型,见表4-2。并指出,采用黏性土回填的挡土墙,表中的位移值只能作为暂时的应力条件,随着黏性土填料的徐变作用,主

动土压力将增加，接近静止土压力，而被动土压力将减小40%左右。

表4-2　产生达到最小主动土压力及最大被动土压力的相对位移近似值

回填土类型	Δ/H		回填土类型	Δ/H	
	主动土压力	被动土压力		主动土压力	被动土压力
密实砂	0.001	0.01	压实粉土	0.002	0.02
中等密实砂	0.002	0.02	压实轻黏土	0.010	0.05
松散砂	0.004	0.04	压实重黏土	0.010	0.05

注：Δ——通过倾斜或侧向位移而达到最小主动土压力或最大被动土压力所需的墙顶位移(mm)；

H——墙高(mm)。

该表虽然给出了产生主动土压力或被动土压力的墙顶相对位移的近似值，但是在设计挡土墙时，仍然无法预先确定实际位移是否会发生或位移量的大小，只能假定其可能发生，而按库仑公式进行计算。

德国地基基础规范DIN 4085条文(1987年2月)所载土压力计算原理，把土压力分成了六种：

(1)主动土压力——当墙身从土体向外发生微小变形时，由土体自重和外荷载作用在墙背上的最小土压力；

(2)提高的主动土压力——墙体尚未达到足够的变形而大于主动土压力，但又比静止土压力要小的土压力；

(3)静止土压力——没有墙体变形，由非扰动土作用于垂直墙背的实际土压力；

(4)被动土压力——当结构向土体方向变形时，土体作用于墙背的最大土压力；

(5)降低的被动土压力——墙体尚未达到足够的变形，小于被动土压力大于静止土压力的土压力；

(6)压密产生的土压力——把墙背后某一疏松的非黏性土或黏性土压实后引起土压力。

该规范所采用的主动或被动土压力计算公式都是基于库仑土压力理论，仅公式的符号略有不同。

该规范认为静止土压力作用时不引起位移。当产生转动角的正切值小于或等于0.000 05或水平位移小于或等于墙高/20 000时，可按静止土压力计算。

对提高的主动土压力、降低的被动土压力和压密产生的土压力，并未在该规范中给出具体算法。

为了粗略比较主动、被动和静止土压力计算值，可列出统一的土压力计算公式(式4-1)：

$$E = \frac{\gamma}{2} LH^2 K \tag{4-1}$$

其土压力系数K列于表4-3。

表 4-3　土压力系数 K 值表

名 称	主动土压力系数 K_a	静止土压力系数 K_J	被动土压力系数 K_p	
公式	对于 $\beta=0,\delta=0$ 的垂直墙背的特殊情况 $K_a=\tan(45°-\varphi/2)$	$K_J=1-\sin\varphi$	$K_p=\tan(45°+\varphi/2)$	K_J/K_a
$\varphi=15°$	0.588 790 4	0.741 181	1.698 395	1.25
$\varphi=20°$	0.490 290 3	0.657 979 9	2.039 605	1.38
$\varphi=25°$	0.405 858 3	0.577 381 8	2.463 911	1.42
$\varphi=30°$	0.333 333 2	0.500 000 1	2.999 997	1.50
$\varphi=35°$	0.270 989 9	0.426 423 7	3.690 168	1.57
$\varphi=40°$	0.217 442 7	0.357 212 5	4.598 905	1.65
$\varphi=45°$	0.171 572 8	0.292 893 3	5.828 419	1.70
$\varphi=50°$	0.132 474 3	0.233 955 7	7.548 621	1.77

按量测挡土墙位移或转角来定量划分土压力作用状态，在工程实际中普遍应用，尚有一定困难，所以本细则仍沿用以定性为主的规定，同时也主张有条件时，应通过试验，测定与分析产生于挡土墙上的位移，参考国外相关规范的规定，定量界定土压力的作用状态。

试验及研究资料表明，按库仑理论计算的被动土压力一般偏大。而挡土墙与前后土体既相互作用又互为一体，墙后填料作用于挡土墙呈主动土压力状态时，墙前土体的作用难以进入完全被动状态，其实际作用力比计算的被动土压力为小，故参考《铁路路基设计规范》的相关规定，只计入部分被动土压力计算值。当墙前土体被动土压力计算值增大对挡土墙结构起有利作用时，取 0.3 为分项系数。

本细则中，加筋土挡土墙的土压力计算，是以墙高区段为条件来划分采用静止土压力或采用主动土压力。

4.2.2　对浸水性挡土墙进行稳定性验算时，洪水期水位涨落是应予考虑的影响因素，需要按不同水位计算挡土墙的稳定系数，从而确定最不利水位。一般可应用优选法加快计算收敛过程。《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)按设计经验值，列出最不利计算水位表(表 4-4)，设计时可予参考。

表 4-4　铁路重力式浸水挡土墙，最不利验算水位经验表

地基浮力	墙型					附注
	重力式		衡重式路肩墙			
	路肩墙	路堤墙	φ_0	单线	双线	
100%	墙顶下 0.5m 处	平墙顶高度处	35°	0.73H～0.9H	—	1. 设计高墙时取小值，低墙取大值； 2. H 为墙高，φ_0 为填料的综合内摩擦角
			40°	0.75H～0.9H	0.79H～0.87H	
			45°	0.78H～0.9H	0.84H～0.9H	
50%	—	—	35°	0.6H～0.8H	—	
			40°	0.67H～0.8H	—	
			45°	0.74H～0.8H	—	

4.2.3 挡土墙墙后填料一般以采用透水性良好的岩块或粗粒土为宜，但我国黏性土分布区较广，受条件所限时，仍需以黏性土作为填料。通常计算土压力所应用的库仑理论，是以墙后填料仅有内摩擦角而无黏聚力为前提的，故不适用于黏性土填料。为此，现行《建筑地基基础设计规范》推荐采用按平面滑动假定的库仑黏性土土压力计算公式（见本细则附录A条文说明），原《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）及现行《铁路路基设计规范》（TB 10001—2005）规定挡土墙采用黏性土填料时，把黏性土黏聚力的“黏结”作用以等效的“摩擦”作用所代替，即折算为当量内摩擦角，叠加到填料的内摩擦角中，定义为综合内摩擦角φ_0，近似应用库仑理论计算土压力。常用的内摩擦角换算方法有以下几种。

（1）把黏性土的内摩擦角φ值增大5°～10°，作为综合内摩擦角φ_0，考虑到因采用相同φ_0时，墙高变化而引起的土压力计算值的变异性，故在“填料内摩擦角或综合内摩擦角”表中，规定墙高也作为取值条件。原《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）与现行《铁路路基设计规范》（TB 10001—2003）均采用此法。本细则仍予沿用，以备缺乏可靠试验资料时查用。

（2）根据土的抗剪强度相等原理，计算综合内摩擦角φ_0值，本细则附录A列出了换算方法。

（3）根据土压力相等的原理，计算综合内摩擦角φ_0值。为计算方便，可按破裂楔体顶面水平，墙背竖直和$\delta=0$的简单边界条件确定，如图4-1所示，假定黏性土的土压力与换算后的砂性土的土压力相等，可求得φ_0。

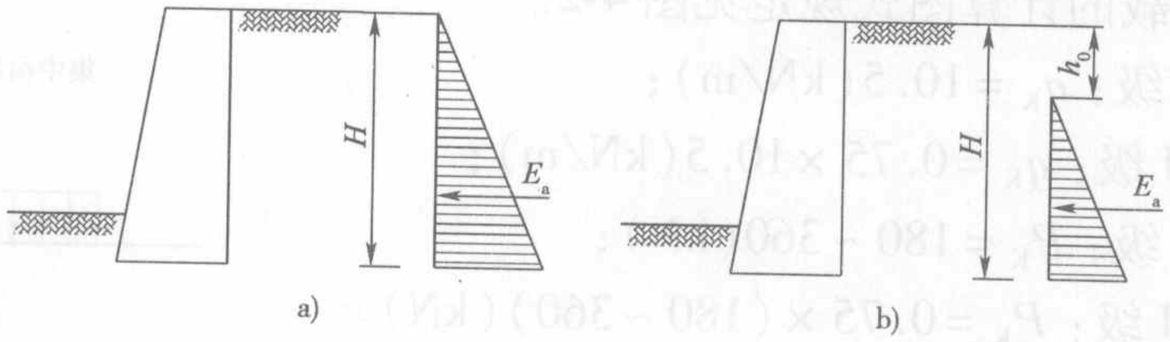


图4-1 用土压力相等原理求φ_0

a）砂性土；b）黏性土

换算为砂性土的土压力：

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H^2\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_0}{2}\right) \tag{4-2}$$

黏性土的土压力：

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H^2\tan^2\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)-2cH\tan\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)+\frac{2c^2}{\gamma} \tag{4-3}$$

令两式相等，则：

$$\tan\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)-\frac{2c}{\gamma H}=\tan\left(45°-\frac{\varphi_0}{2}\right) \tag{4-4}$$

从而求出 φ_0

式中：c——黏性土填料的黏聚力。

按本法求算 φ_0 值时，考虑了土体顶部裂缝深度 h_0 的影响。

4.2.4 本条规定了采用台前被动土压力的条件，其中基础埋置较深是条件之一，参考日本《高等级公路设计规范》，把地表面下大于1m深度处设置为假想地表面，以计算被动土压力，因此基础埋深一般在大于1.5m时，方考虑计入被动土压力。

4.2.5 原《公路路基设计规范》(JTG D30—2004)与上版《桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)及现行《桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)规定：车辆荷载在桥台或挡土墙后填土的破坏棱体上引起的土侧压力，可换算成等代均布的土层厚度 h 进行计算：

$$h = \sum G/(BL_0\gamma)(\mathrm{m}) \tag{4-5}$$

式中：γ——土的容重(kN/m^3)；

B——挡土墙的计算长度(m)；

L_0——墙后破坏棱体长度(m)；

$\sum G$——布置在 $B \times L_0$ 面积内的车辆车轮重力(kN)。

现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)中，规定汽车荷载由车道荷载和车辆荷载组成，车道荷载的计算图式规定见图4-2。

图中　公路—I级：$q_K = 10.5(kN/m)$；

公路—II级：$q_K = 0.75 \times 10.5(kN/m)$；

公路—I级：$P_K = 180 \sim 360(kN)$；

公路—II级：$P_K = 0.75 \times (180 \sim 360)(kN)$。

以桥梁的跨径为条件取用 P_K 值。

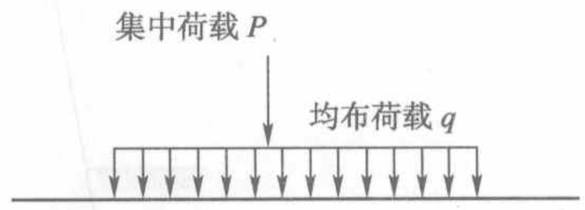


图4-2　车道荷载标准图示

汽车荷载等级则简化为两级：公路—I级；公路—II级，分别与上版《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)的汽车—超20级或汽车—20级荷载大致相当，并取消挂车、履带车验算荷载。但局部构件加载、涵洞、桥梁设计范围中的桥台和挡土墙土压力等的计算，采用“车辆荷载”，相当于上版《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)中，汽车—超20级荷载加重车的平面尺寸和横向布置。

大量计算实例显示：应用公式(4-5)计算挡土墙上汽车荷载的等代均布土层厚度有以下特点：

(1)各种计算条件下，换算等代均布土层厚度值均不大；

(2)计算结果较分散，例如按上版《桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)的车辆荷载规定所计算的等代均布土层厚度见图4-3～图4-20；

(3)挡土墙计算长度的规定对计算结果有较大影响，例如按上版《桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)的车辆荷载规定，在相同墙高时，汽车—超20级荷载的换算等代均布土层厚度值较汽车—20级荷载的换算等代均布土层厚度值小；

(4)位于破坏棱体边界区的轮载取值有不确定性。例如当部分轮载宽度位于破坏棱体之内,其余部分轮载宽度位于破坏棱体之外时,对车轮重量的取值方法可能有不同的理解;

(5)在计算式中,顺墙长方向考虑了轮载压力通过填土时的扩散分布,而垂直于挡土墙长度方向未考虑轮载压力线通过填土时的扩散分布。若考虑垂直于挡土墙长度方向轮载压力也为扩散分布,压力线重合点距填土顶面的距离较小。

由于挡土墙一般取单位墙长计算,可不采用车辆荷载,并通过分析上述破坏棱体车辆荷载布置法计算换算等代均布土层厚度的计算结果后,本细则未引用现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)第4.3.4条,关于在挡土墙墙后填土的破坏棱体上布置"车辆荷载"计算土侧压力的规定。而是将车辆荷载简化为附加荷载标准值,可以方便地将车辆荷载换算为等代均布土层厚度并进行土压力计算。

为比较按本细则的条文规定所计算的车辆附加荷载引起的土侧压力,与按原《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)"第2.3.6条的规定所计算的车辆荷载引起的土侧压力,以重力式挡土墙作为计算墙型,按多因素组合(表4-5),共计算了810个算例,能基本反映实际应用中的一般情况,并将其中部分中间计算成果,即换算等代均布土层厚度,绘制为图4-3~图4-20。

表4-5　车辆荷载换算均布土层厚度实例计算组合表

挡土墙形式	墙高 H(m)	墙顶填土高度 A(m)	填土内摩擦角(°)	设计荷载	算例个数
仰斜式	2, 4, 6, 8, 10	0(路肩墙) 2,4,6,8,10(路堤墙)	30, 35, 40	汽车-20级, 汽车-超20级	270
直立式	2, 4, 6, 8, 10	0(路肩墙) 2,4,6,8,10(路堤墙)	30, 35, 40	汽车-20级, 汽车-超20级	270
俯斜式	2, 4, 6, 8, 10	0(路肩墙) 2,4,6,8,10(路堤墙)	30, 35, 40	汽车-20级, 汽车-超20级	270

从图4-3~图4-19中可以看出,对于路肩式挡土墙,按本细则规定所计算的车辆附加荷载等代均布土层厚度,比较符合按上版《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89)的规定所计算的汽车荷载等代均布土层厚度离散型数值的总体分布规律;对路堤式挡土墙,按本细则的计算规定计算的车辆附加荷载等代均布土层厚度值,一般稍大,偏于安全。

交通部重庆公路科学研究所在《路基结构的可靠性研究报告(路堤部分)》中,对作用于路堤上的汽车荷载换算等代均布土层厚度 h_0 的概率分布形式及统计参数进行分析后认为:h_0 与汽车荷载的等代荷载强度 p 及路基土重度 γ_t 这两个随机变量有关,模拟式为 $h_0 = p/\gamma_t$。当取路基填土重度的均值为 $\gamma_t = 20.6\text{kN/m}^3$ 时,得到表4-6统计结果。

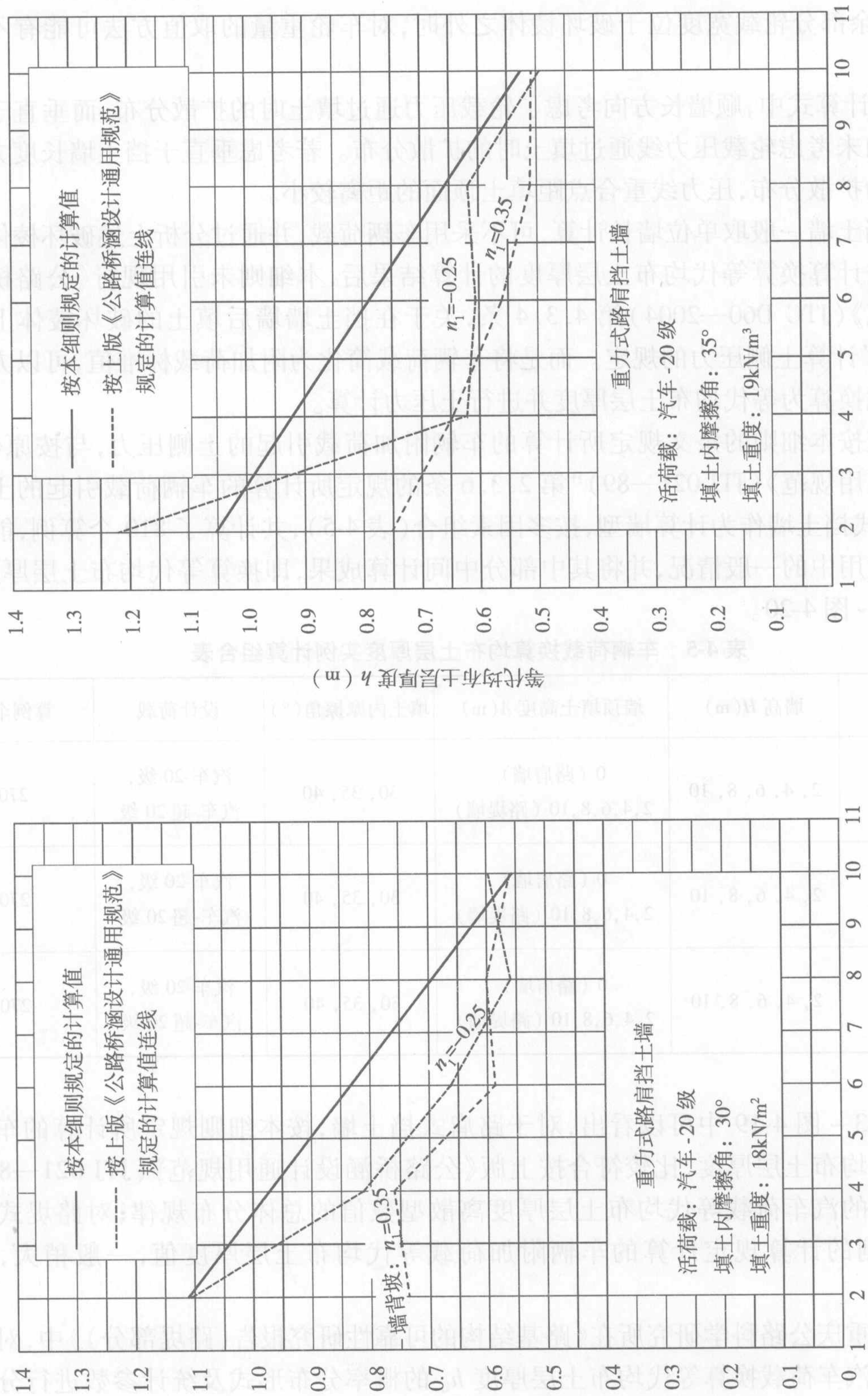

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
n_1=0.25
n_1=0.35
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车-20级
填土内摩擦角：35°
填土重度：19kN/m³
墙高 H（m）
等代均布土层厚度 h（m）

图 4-4

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
n_1=0.35
n_1=0.25
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车-20级
填土内摩擦角：30°
填土重度：18kN/m²
墙背坡：
墙高 H（m）
等代均布土层厚度 h（m）

图 4-3

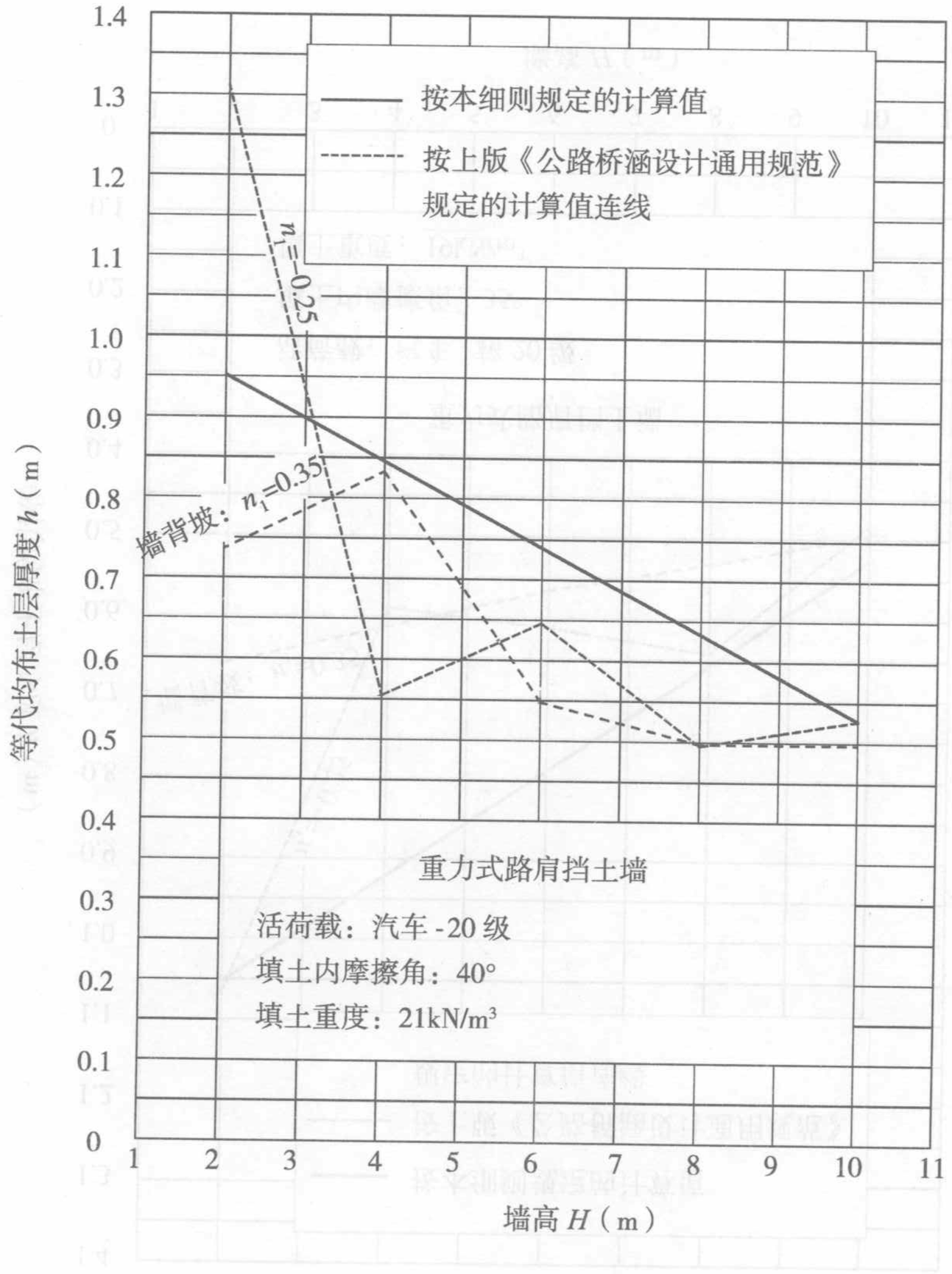

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
n_1=0.25
墙背坡：n_1=0.35
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车 -20 级
填土内摩擦角：40°
填土重度：21kN/m³
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11

图 4-5

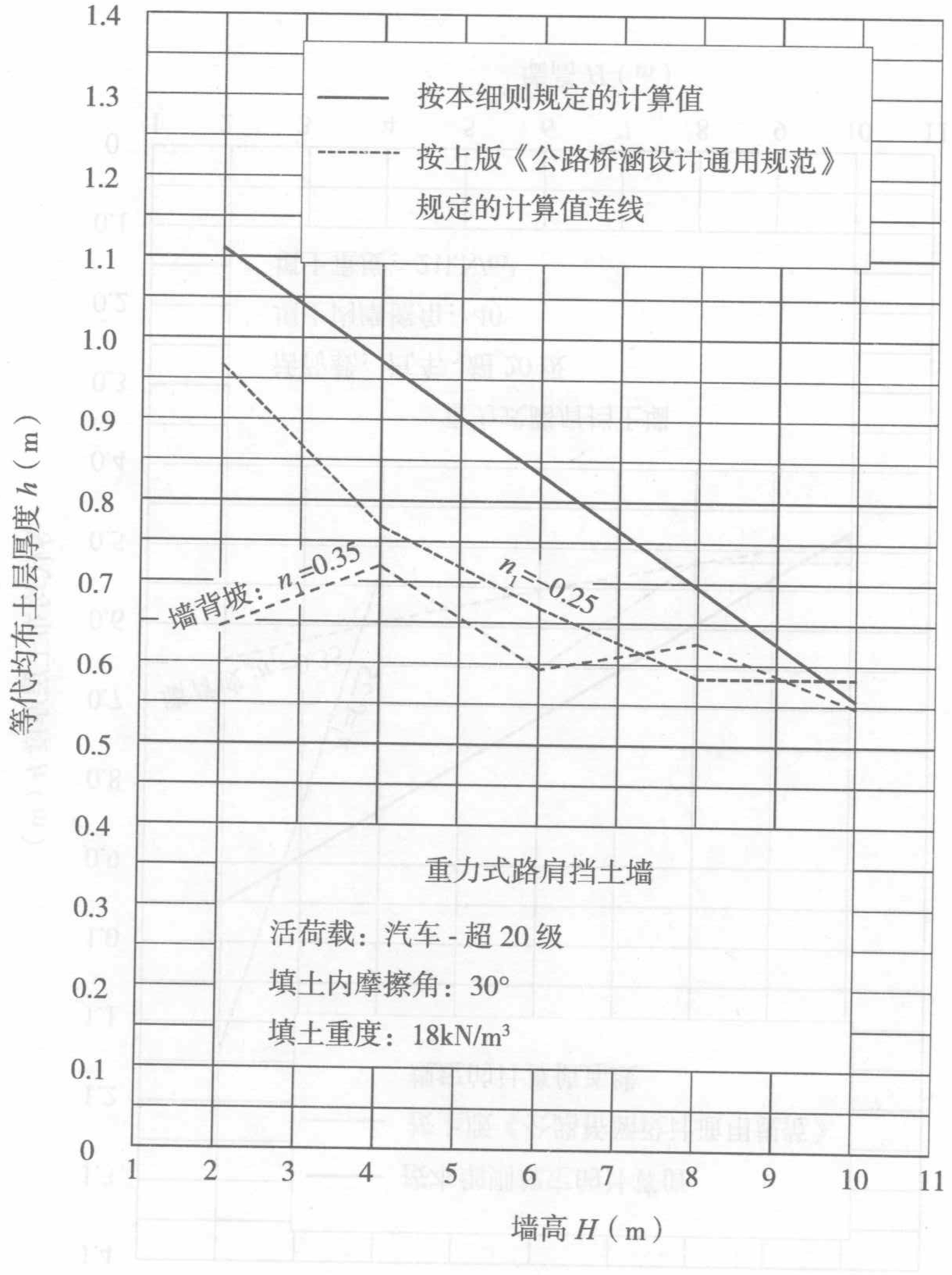

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
n_1=0.25
墙背坡：n_1=0.35
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车 - 超 20 级
填土内摩擦角：30°
填土重度：18kN/m³
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11

图 4-6

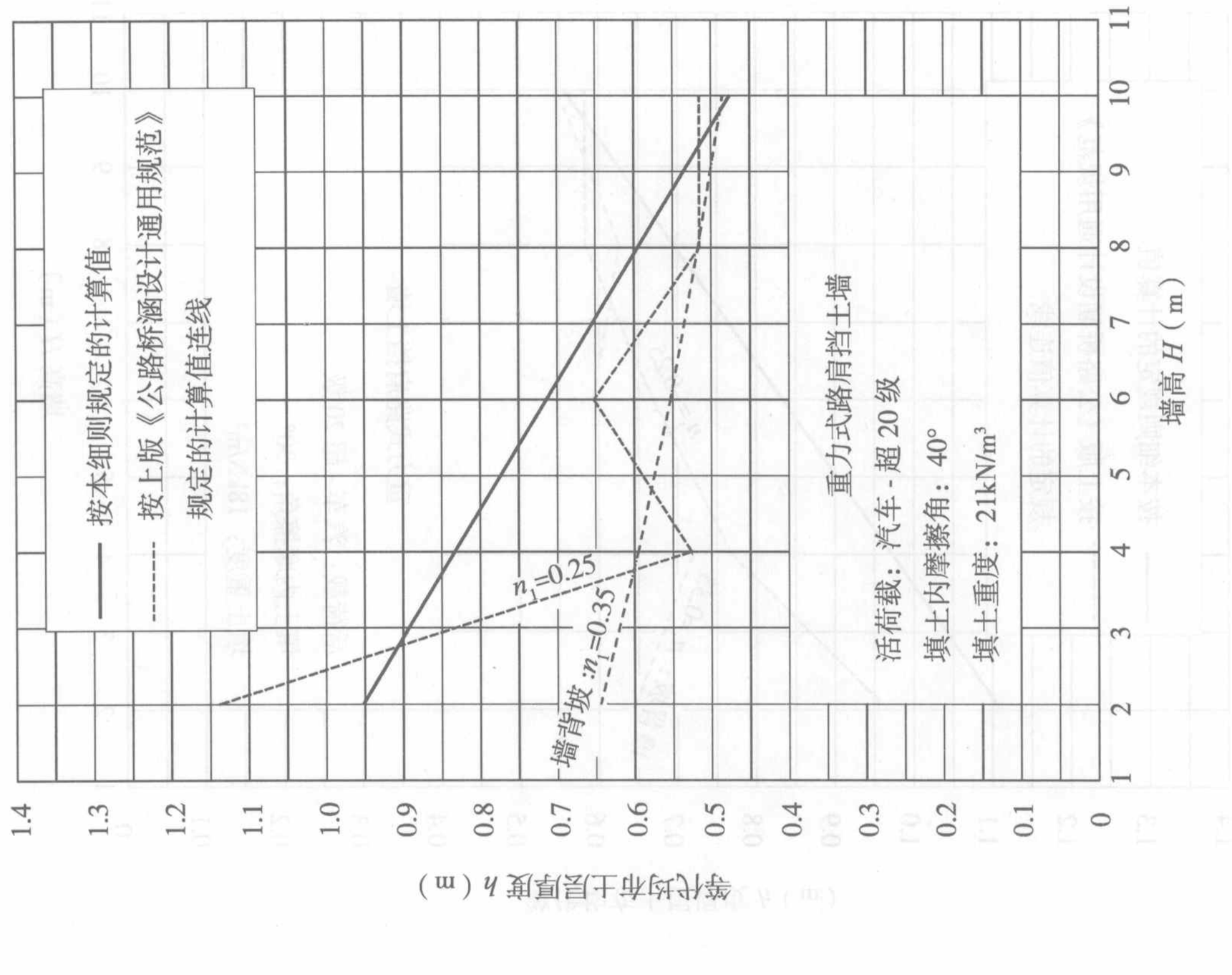

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙背坡：n_1=0.25
n_1=0.35
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车 - 超 20 级
填土内摩擦角：40°
填土重度：21kN/m³
墙高 H（m）
等代均布土层厚度 h（m）

图 4-8

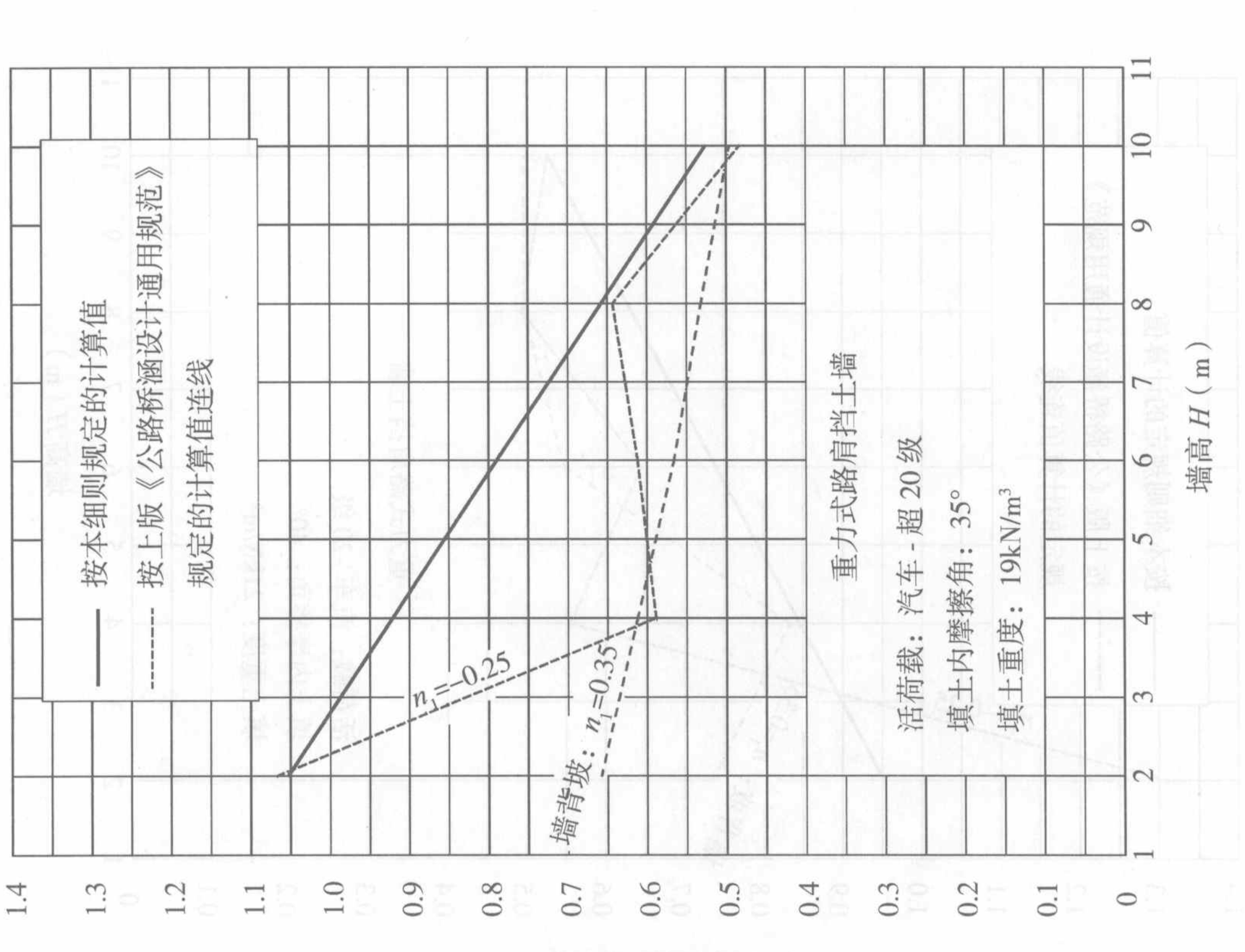

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙背坡：n_1=0.25
n_1=0.35
重力式路肩挡土墙
活荷载：汽车 - 超 20 级
填土内摩擦角：35°
填土重度：19kN/m³
墙高 H（m）
等代均布土层厚度 h（m）

图 4-7

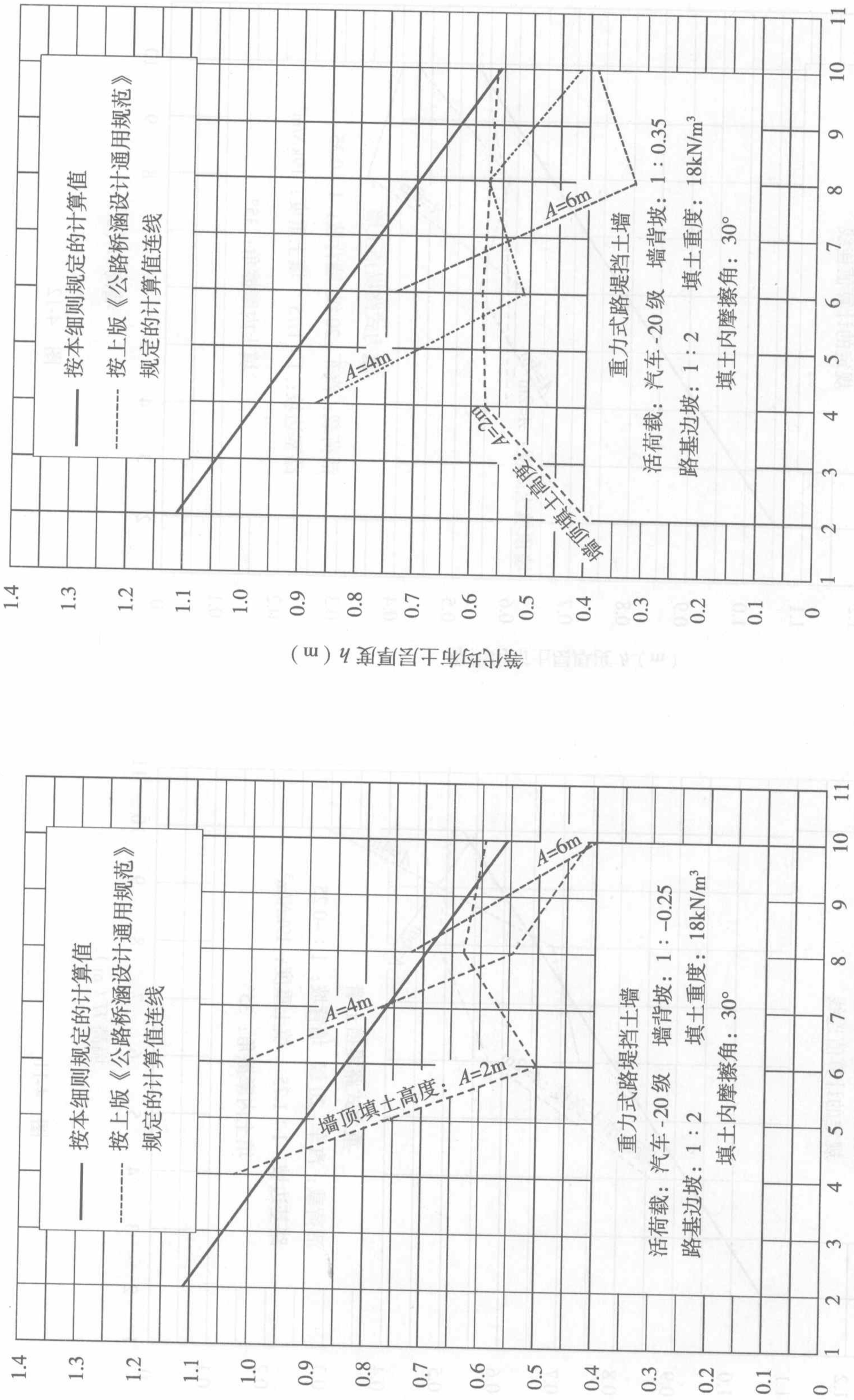

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
重力式路堤挡土墙
活荷载：汽车-20级　墙背坡：1：-0.25
路基边坡：1：2　填土重度：18kN/m³
填土内摩擦角：30°
墙顶填土高度：A=2m
A=4m
A=6m
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）

图 4-9

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
重力式路堤挡土墙
活荷载：汽车-20级　墙背坡：1：-0.25
路基边坡：1：2　填土重度：18kN/m³
填土内摩擦角：30°
墙顶填土高度：A=2m
A=4m
A=6m
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）

图 4-10

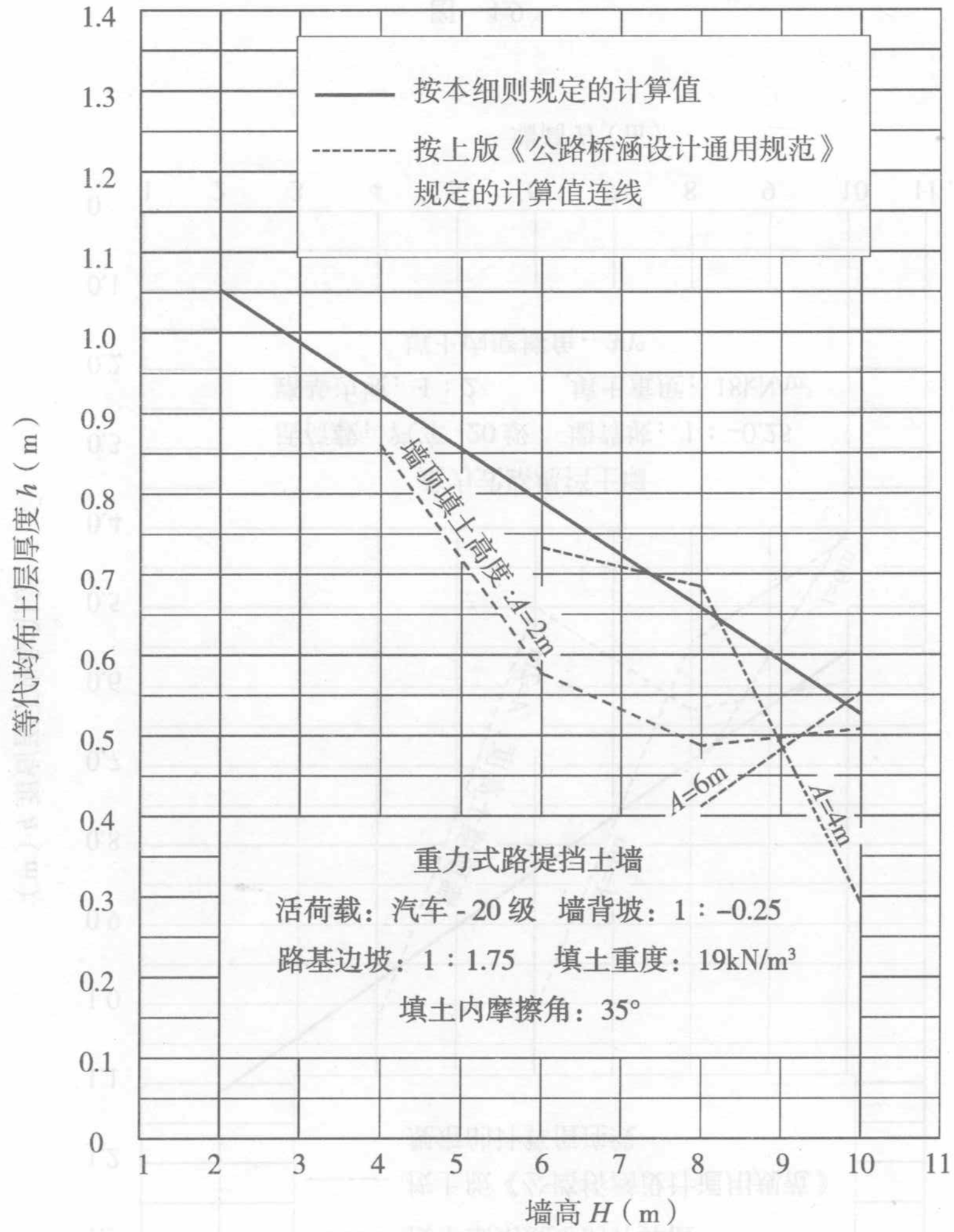

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙顶填土高度：A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载：汽车-20级 墙背坡：1：-0.25
路基边坡：1：1.75 填土重度：19kN/m³
填土内摩擦角：35°
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）

图 4-11

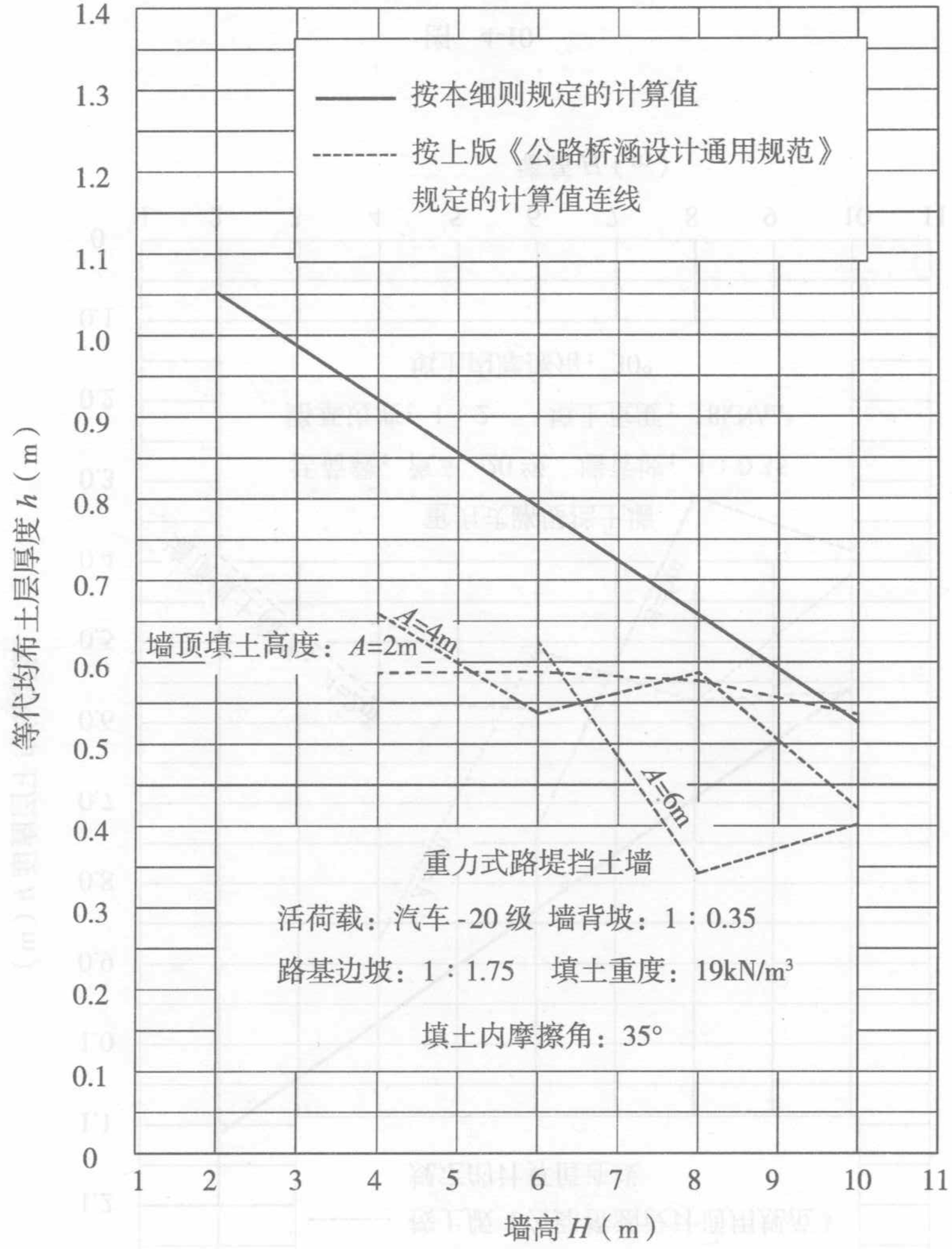

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙顶填土高度：A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载：汽车-20级 墙背坡：1：0.35
路基边坡：1：1.75 填土重度：19kN/m³
填土内摩擦角：35°
等代均布土层厚度 h（m）
墙高 H（m）

图 4-12

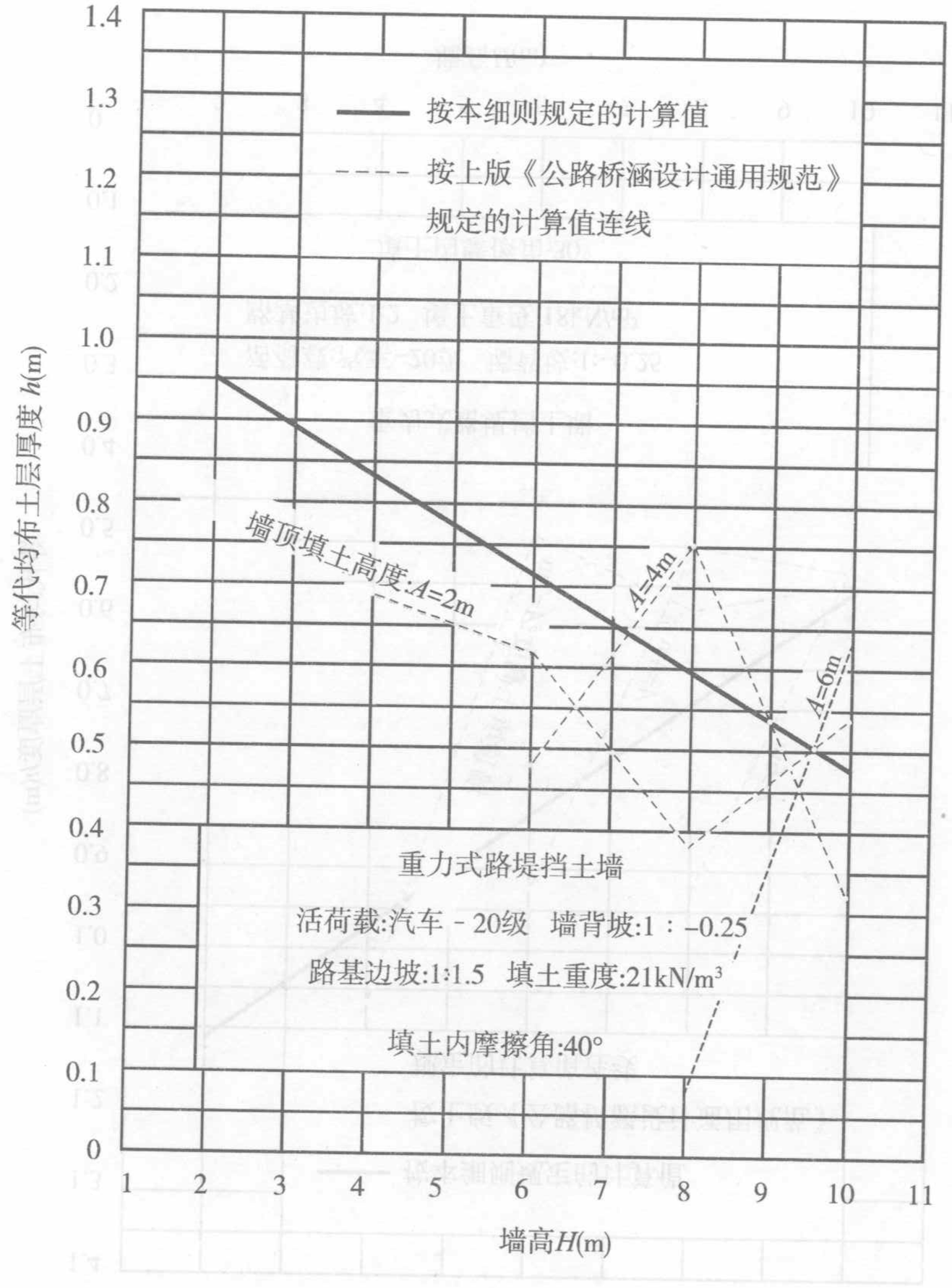

1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
等代均布土层厚度 h(m)
按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》
规定的计算值连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车－20级 墙背坡:1：–0.25
路基边坡:1:1.5 填土重度:21kN/m³
填土内摩擦角:40°
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11
墙高H(m)

图 4-13

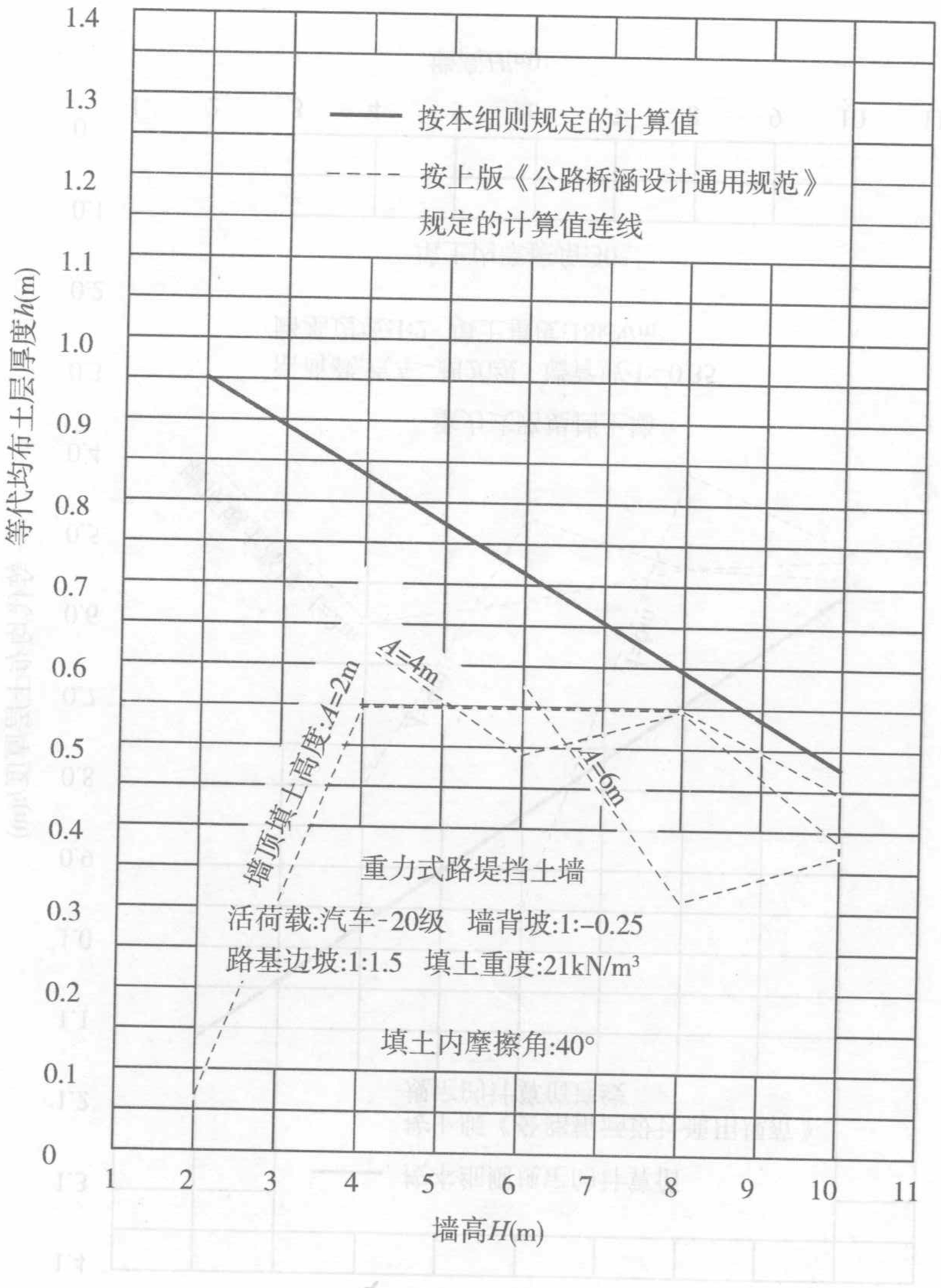

1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
等代均布土层厚度h(m)
按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》
规定的计算值连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车-20级 墙背坡:1:–0.25
路基边坡:1:1.5 填土重度:21kN/m³
填土内摩擦角:40°
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11
墙高H(m)

图 4-14

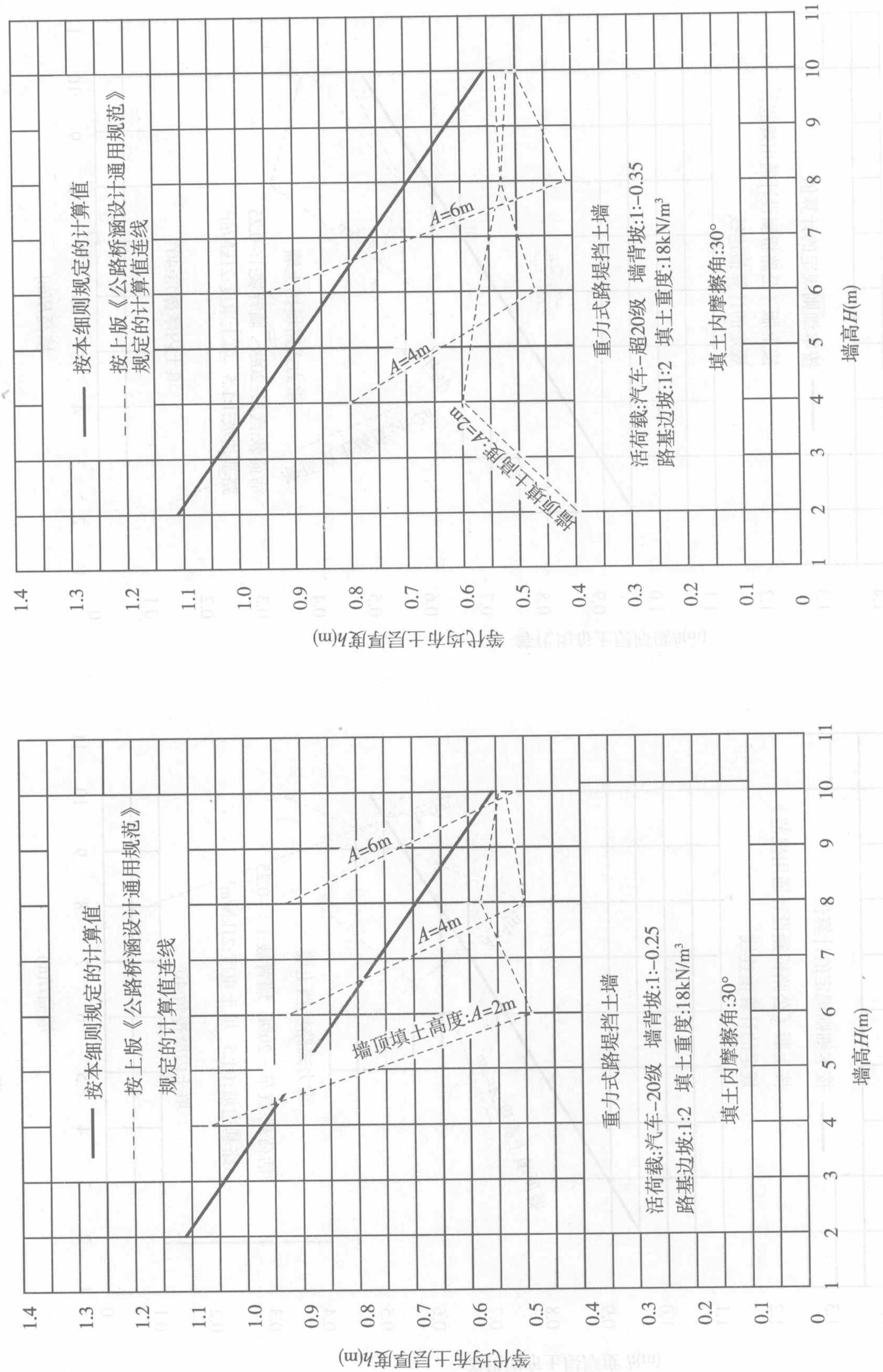

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车-超20级　墙背坡:1:-0.35
路基边坡:1:2　填土重度:18kN/m³
填土内摩擦角:30°
墙高H(m)
等代均布土层厚度h(m)

图　4-16

按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车-20级　墙背坡:1:-0.25
路基边坡:1:2　填土重度:18kN/m³
填土内摩擦角:30°
墙高H(m)
等代均布土层厚度h(m)

图　4-15

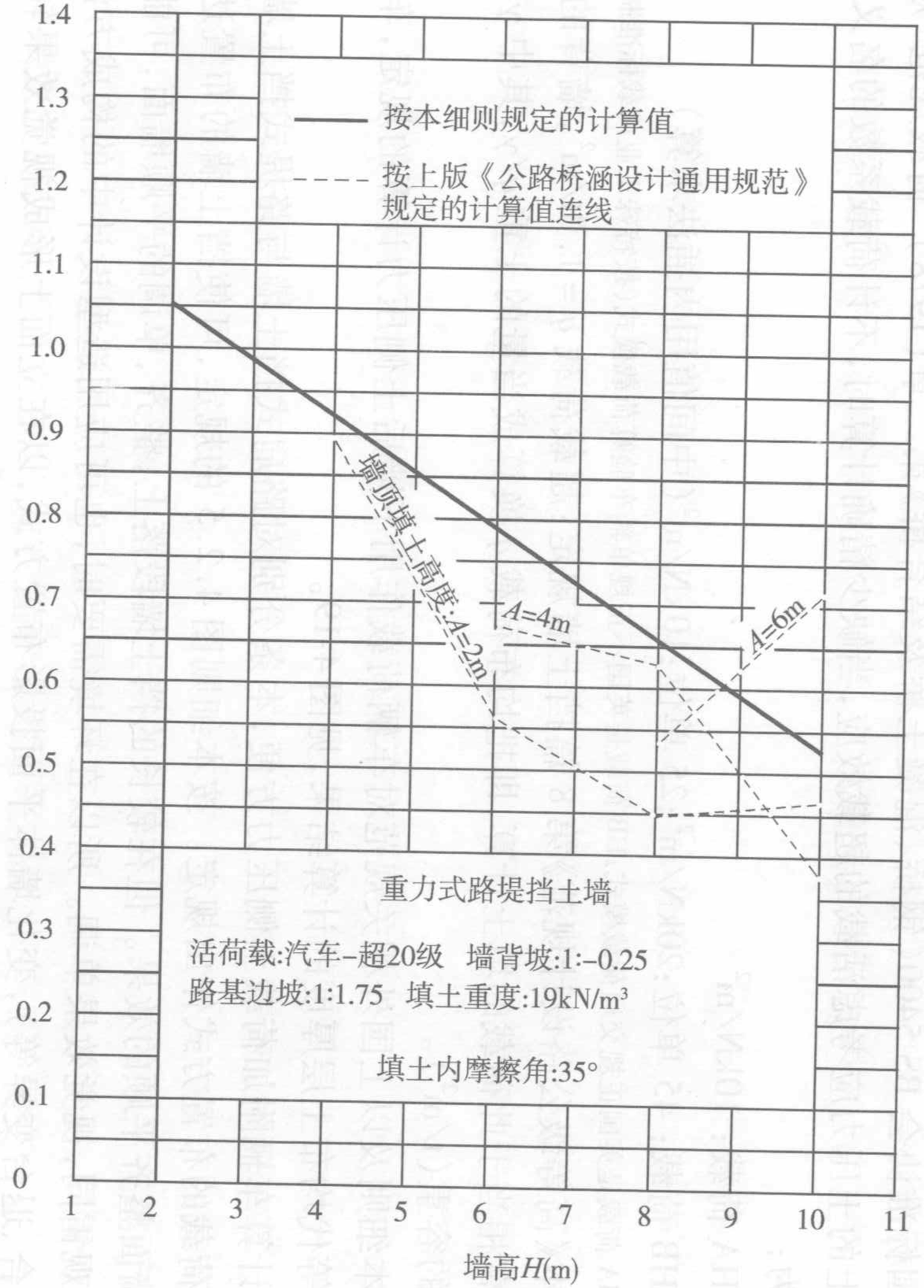

1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
等代均布土层厚度h(m)
按本细则规定的计算值
按上版《公路桥涵设计通用规范》规定的计算值连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车–超20级　墙背坡:1:–0.25
路基边坡:1:1.75　填土重度:19kN/m³
填土内摩擦角:35°
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
墙高H(m)

图　4-17

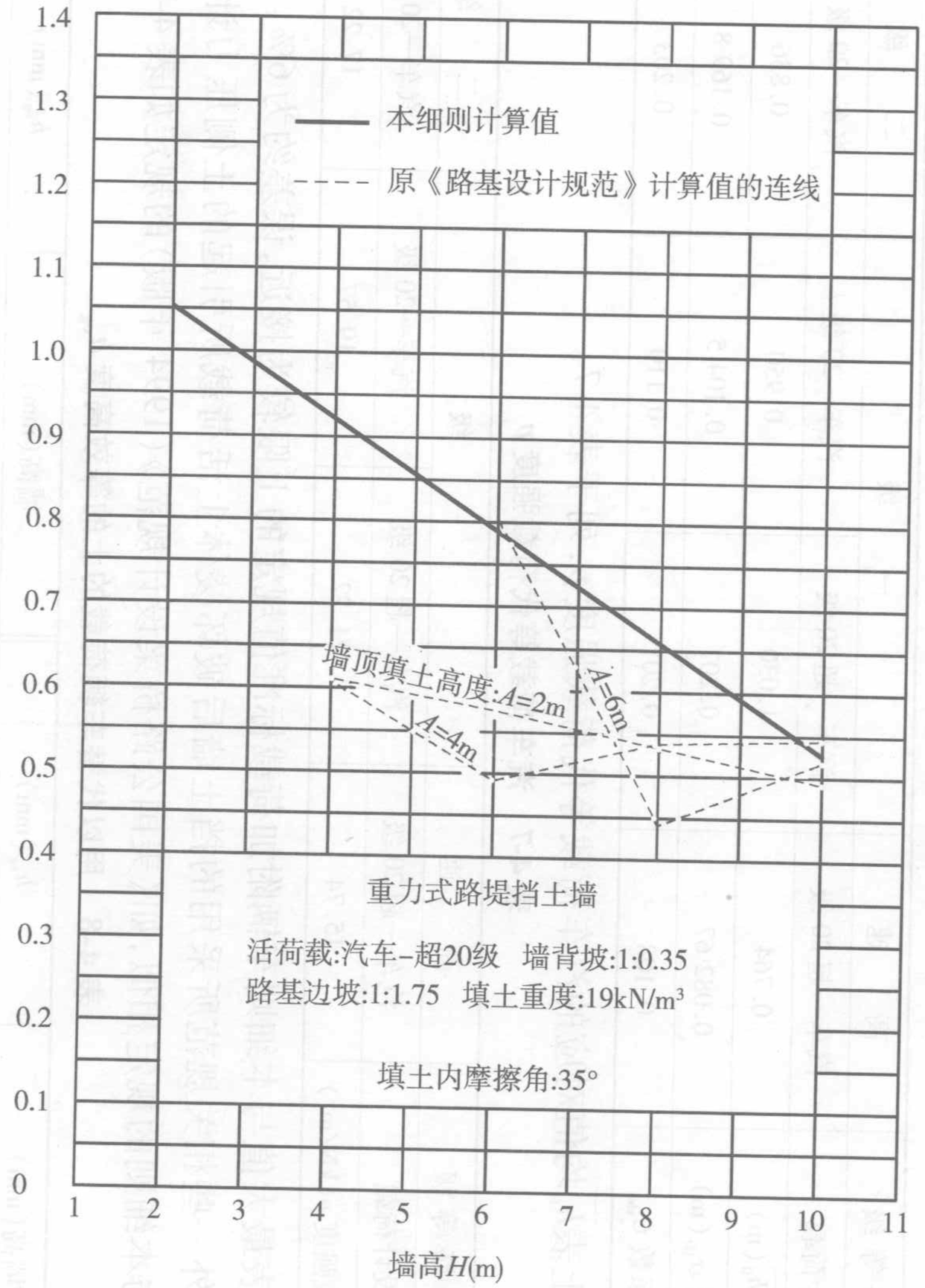

1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
等代均布土层厚度h(m)
本细则计算值
原《路基设计规范》计算值的连线
墙顶填土高度:A=2m
A=4m
A=6m
重力式路堤挡土墙
活荷载:汽车–超20级　墙背坡:1:0.35
路基边坡:1:1.75　填土重度:19kN/m³
填土内摩擦角:35°
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
墙高H(m)

图　4-18

表 4-6　路基稳定分析中等代土层厚度 h_0 统一参数

公路等级	高　速	一　级		二　级
设计荷载	汽车—超 20 级	汽车—超 20 级	汽车—20 级	汽车—20 级
均值$\overline{h_0}$(m)	0.764	1.030	0.950	0.836
均方差 σ_{h0}(m)	0.082 67	0.207	0.104 5	0.169 8
变异系数 C_{vh0}	0.108	0.201	0.110	0.203

与上表$\overline{h_0}$均值对应的汽车荷载等代荷载强度 p,列于表 4-7。

表 4-7　汽车荷载等代荷载强度 p

公路等级	高　速	一　级		二　级
设计荷载	汽车—超 20 级	汽车—超 20 级	汽车—20 级	汽车—20 级
等代荷载强度 p(kN/m^2)	15.74	21.22	19.57	17.22

上表最大值与本细则车辆附加荷载标准值规定的上限较为接近,误差约为 6%。

国外一些相关规范所采用的挡土墙后破坏棱体上活荷载所引起的土侧压力计算方法,也与本细则的规定相似,如《美国公路桥梁设计规范》(1994 年版)的规定如表 4-8。

表 4-8　用以代替车辆荷载的土的等效高度 h_{eg}

墙高(mm)	h_{eg}(mm)	墙高(mm)	h_{eg}(mm)
≤1 500	1 700	6 000	760
3 000	1 200	≥9 000	610

英国标准协会 BS 5400《钢桥、混凝土桥及结合桥》第二章(1978)“荷载规范”规定:挡土墙上的土压力应考虑活载的超载效应,当缺少精确计算时,不计荷载系数的名义荷载可假定为:

对 HA 荷载:10kN/m^2

对 HB 荷载:45 单位:20kN/m^2;25 单位:10kN/m^2(中间值用内插法求算)

注:HA 荷载是英国正规交通荷载模式;HB 荷载是英国不正规单辆车验算荷载模式(按特殊工业荷载标准制定)。

日本《高等级公路设计规范》第 8 篇挡土墙规定:超载荷载 $q=1.0$t/m^2,墙背的土压力按增高相当于此荷载的填土计算,即把均布荷载 q 换算成当量的土重 q/γ,其中 γ 是墙背填土的容重(t/m^2)。

按本细则及以上国外相关规范对车辆荷载作用下墙后土侧压力计算的规定,车辆荷载换算等代均布土层厚度的计算结果,见图 4-19。

为计算车辆附加荷载土侧压力方便,本条分别对路肩式挡土墙与路堤式挡土墙上车辆附加荷载的布置方式作出规定。按本细则图 4.2.5 的规定,可使挡土墙的布置达到少占地、墙面整齐平顺的效果。但在较长的挡土墙段落上,整齐、单调的平顺墙面,可能造成墙面外观雷同,视觉效果单调。所以在环境需要时,也可应用造型设计中的构成方法(如群化组合、退台变异等),变化墙体平面投影布置方式,以在立面上形成视觉效果较丰富的韵律或节奏。因此,本细则图 4.2.5 的规定,只是选择性的规定,需要因地制宜地合理采用。作用于路肩式挡土墙墙顶宽度范围内的附加荷载,对墙后破坏棱体上换算等代均

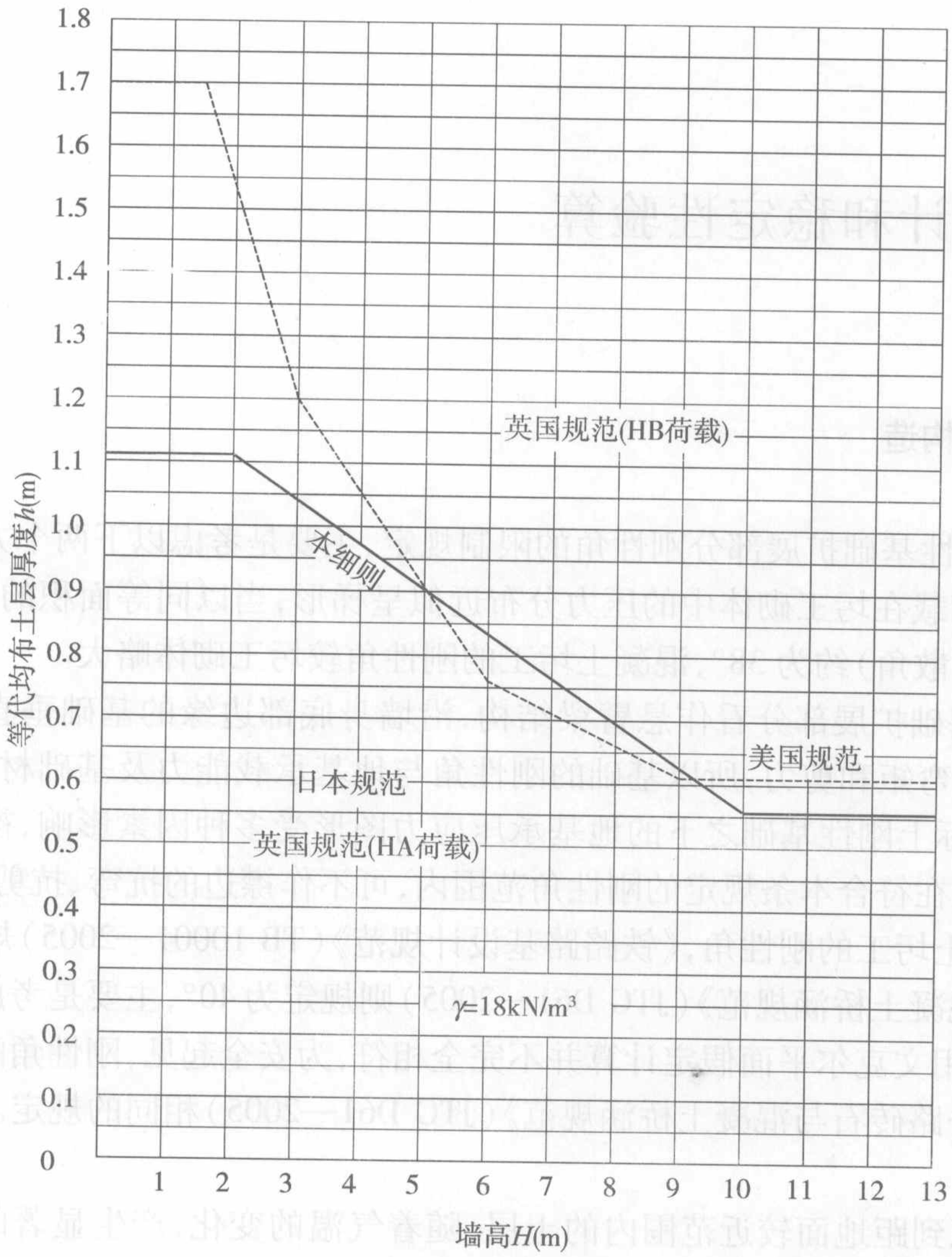


图 4-19　相关规范车辆荷载等代均布土层厚度比较表

布土层厚度的计算，不产生影响，但在墙身强度、基础强度及地基承载力、挡土墙外部稳定等计算项目中，应予计入。

4.2.10　计算作用于挡土墙墙面上的流水压力时，需考虑水流方向与墙面间的交角对侧向阻力的影响，由于缺少相关实验资料，本条中的计算公式(4.2.10)，采用《美国公路桥梁设计规范》的相应计算公式及侧向阻力系数。

5　基础设计和稳定性验算

5.1　基础一般构造

5.1.1　对刚性基础扩展部分刚性角的限制规定，主要是考虑以下两个方面：

（1）均布荷载在圬工砌体中的压力分布近似呈梯形，当以同等面积的矩形代替时，计算的刚性角（扩散角）约为38°，混凝土圬工的刚性角较圬工砌体略大。

（2）若将基础扩展部分看作悬臂梁结构，沿墙身底部边缘的基础垂直断面承受地基抗力时，将产生弯矩和剪力，所以基础的刚性角与地基承载能力及基础材料的抗弯、抗剪强度有关。实际上刚性基础之下的地基承压应力图形受多种因素影响，襟边受力情况也比较复杂，一般在符合本条规定的刚性角范围内，可不作襟边的抗弯、抗剪强度验算。

对于混凝土圬工的刚性角，《铁路路基设计规范》（TB 10001—2005）规定为45°；现行《公路砖石与混凝土桥涵规范》（JTG D61—2005）则规定为40°，主要是考虑到地基实际压应力图形与采用文克尔平面假定计算并不完全相符，为安全起见，刚性角酌予减小。本细则采用了与《公路砖石与混凝土桥涵规范》（JTG D61—2005）相同的规定。

5.1.2　考虑到距地面较近范围内的土层，随着气温的变化，产生显著的体积膨胀和收缩，地下动物也多在这范围活动，土层结构易受到扰动，以及为抵抗基础承受水平力时地基土向外挤出的作用等，均要求基础有一定的埋置深度，本条即为对基础最小埋置深度的规定。当挡土墙基础设置在冻胀土中时，冻胀上拔力将对基础造成特别危害，所以应将基础底面置于冰冻线下一定安全深度的地层处。当冰冻深度较深时，按最小基础埋置深度的要求，基底之下还可能有残留冻土层，需将其清除，并向下开挖适当的安全深度，换填为弱冻土层，以减小冻胀隆起变形对基础与墙身的影响。地基土的设计冰冻深度，可按照现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG E40—2007）的规定计算。若挡土墙所在地区有多年实测资料时，可按下式估算：

$$Z_d = h_s - \Delta_Z \tag{5-1}$$

式中：Z_d——设计冻深（m）；

h_s——实测冻土层厚度（m）；

Δ_Z——地表冻胀量（m）。

按照对挡土墙的功能要求，当洪水发生时，能承受洪水冲刷对挡土墙的影响；洪水发生后，仍能保持必需的稳定性，因此基底应置于最大冲刷线（一般冲刷与局部冲刷之和）以下，并留有一定安全深度。

路堑路基段一般均需设置边沟，如发生沟壁渗水，侵蚀挡土墙地基时，将导致地基土承载力降低或基底摩擦系数减小，危及挡土墙的安全，同时还应考虑到基础外露对景观的影响，故本条规定挡土墙基础顶面应低于边沟底面，并设置一定安全深度。

修建在硬质岩石地基上的挡土墙，当风化层较薄时，一般凿去表层风化岩，将基底置于新鲜表面上，通过计算，确定合宜的基础尺寸，即可以满足基础承载力及挡土墙的稳定性要求，故条文未规定必须嵌入基岩，以避免进行困难的凿岩施工；当风化层较厚，河流对挡土墙的冲刷深度不大，全部清除风化层有困难时，在保证挡土墙安全的条件下，基础也可设置在风化层内，其埋置深度可根据风化程度、冲刷深度及相应的地基承载力特征值确定，但必须满足最小埋深不小于 1m 的要求。在软质岩石地基上，挖基工作相对较方便，故规定基底仍应满足最小埋深的要求。

5.1.3 本条的表 5.1.3 斜坡地面基础埋置条件，是总结铁路、公路挡土墙工程多年应用经验而编制的，表中距地表的水平距离项，按地基土的种类，分别列出上、下限值，使用时可根据地基土的地质情况、斜度、陡度等因素综合确定。如风化轻微、节理不发育、较完整的硬质岩，可取上限值 0.25m；节理发育、风化严重的，可取下限值 0.5m。又如土质类地基，当地基的地面横坡较缓时，可取上限值 1.5m；较陡时，可取下限值 2.5m。

5.1.4 在增加挡土墙抗滑稳定措施中，采用倾斜基底是行之有效的措施之一，不过当基底斜坡较大时，可能发生墙身与基底土体一起滑移的可能，而且当倾斜度较大时，地基承载能力将减小，《建筑结构手册·挡土墙》(1972 年版)就曾建议：当基底坡为 0.1:1时，容许地基承载力折减系数为0.9；当基底坡为0.2:1时，折减系数为0.8。故表5.1.4 按地层类别及地基性质，对基底倾斜度加以限制。

5.1.5 基坑积水将导致地基承载能力降低，对湿陷性黄土地基影响尤为严重，所以浇(砌)筑基础后，应尽快回填夯实，基坑顶面按规定做成外低内高的横坡，以及时排除地表水，防止水流下渗。

5.2 地基计算

5.2.1 规定挡土墙地基承载力计算时采用正常使用极限状态是基于：

(1)地基土为大变形材料，随着荷载增加地基承载力逐渐加大，很难界定出一个明确的“极限值”；

(2)通常当地基承载力还有潜力可挖时，地基的变形已达到或超过正常使用功能的要求，因此所选定的地基承载力，是在地基土的压力变形曲线线性变形区段内相应于不超过比例界限点的地基压力值，即地基发挥正常使用功能时所允许采用的抗力设计值。按照国际标准《结构可靠性总原则》(ISO 2394)中的相应术语，可称为“特征值”，该值的确定可以由统计得出，也可采用传统经验值或某一物理量限定值。

按照《建筑结构可靠度统一标准》(GB 50068—2001)的规定,进行正常使用极限状态设计时,"作用效应标准组合"主要用于:当一个极限状态被超越时将产生严重的永久性损害的情况。这与控制因地基承载力不足引起挡土墙结构破坏及使用功能失效的设计目的相一致,所以本条规定地基承载力计算时,传至基础底面上的作用(荷载)效应宜按正常使用极限状态下作用(荷载)效应标准组合。

5.2.3 置于岩石地基上的挡土墙基础,按合力偏心距的限制规定(本细则表5.2.3),是允许合力超出核心半径($B/6$)的,但此时在基底的一端将出现拉应力,而基底不考虑受拉,故应按受压区的应力平衡条件,计算基底的最大压应力。

5.2.4 对垂直于基底的合力偏心距的限制规定,是基于防止基础产生过大不均匀沉降和保证基础的稳定。对于非岩石地基上的挡土墙,如基底所受恒载压力不均匀,将产生相应的不均匀沉降,当偏心距 $e_0 \leqslant B/8$ 时,基础两端边缘最大压应力与最小压应力之比,一般小于或等于7,相应的沉降量也出现差异,为防止过大的不均匀沉降对墙体产生影响,故要求将合力偏心距 e_0 限制在本细则表5.2.3的规定范围之内;置于基岩上的墩台基础,虽允许基底出现拉应力,但也应控制偏心距,使受压区不至于过短,以保证抗倾覆稳定的安全度。

5.2.5 本条地基承载力特征值 f_a,相应于《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)中,地基土承载力基本容许值[f_{a0}],等同于《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)中的地基承载力特征值 f_{ak}。

5.2.6 本条仍然参照原《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)对小桥、涵洞的相关规定,采用简单、近似的方法,计算出经修正的软土地基承载力特征值。

5.2.7 考虑挡土墙基础宽度和深度的地基承载力特征值计算公式,系引用新版《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)的相关规定。其中地基土承载力特征值 f_a 的宽度、深度修正系数表(本细则表5.2.7)中,黏性土、黄土的宽度修正系数 $k_1=0$,是因为地基受压后,黏土和黄土的后期沉降量较大,基础愈宽,沉降也愈大,这对挡土墙的正常使用是不利的,因此地基承载力特征值不再按基础宽度予以提高,以防止基础产生过大的沉降。黏性土、黄土的深度修正系数 k_2 是按浅基础的概念导出的,只适用于基础的深宽比 $h/B \leqslant 4$ 的情形,当超过此限制时,须另作考虑。

对于砂土、碎石土地基,在挡土墙施工完成后,后期沉降量较小,地基承载力特征值对基础沉降的影响不大,基础宽度增大,有利于提高地基承载力,故地基承载力特征值应按基础宽度进行修正。

岩石地基承载力特征值按基础宽度、深度进行修正,作用机理比较复杂,至今缺少可靠的试验资料,所以在本细则表5.2.7的"注"中,建议节理不发育或较发育的岩石,不作宽、深修正;对节理发育或很破碎的岩石,可参照碎石土的宽、深修正系数采用;对已风化

成砂、土状者，参照砂土、黏性土的系数采用。

5.2.8 本条表5.2.8地基承载力特征值f_a的提高系数，是按作用（或荷载）组合发生的概率及作用（或荷载）效应是否具有可逆性而定的，作用（或荷载）组合Ⅰ是作用在挡土墙上的永久作用（或荷载）组合，组合Ⅱ为永久作用（或荷载）和基本可变作用（或荷载）的组合，设计时，视基本可变作用的换算土层厚度与永久作用中的填土共同生成挡土墙后的土侧压力，且其作用方向是不可逆的，直接影响到挡土墙的正常使用，因此均不宜对地基承载力特征值再予提高；组合Ⅲ中部分作用（或荷载）效应及施工荷载的发生是短暂的，有时基底最大压应力的发生端是可逆的，因此予以提高。

5.3 稳定性验算

5.3.1 本节挡土墙稳定计算中，保留了原《公路路基设计规范》（JTJ 013—86）第三章“挡土墙稳定验算”所采用的总安全系数法。为改进总安全系数法在理论上的不确定性，增列了承载能力极限状态稳定方程的条文规定，因此可按照总安全系数法的工程经验来校准稳定验算极限状态设计表达式的计算结果。

本节内容主要适用于重力式、半重力式、悬臂式、扶壁式、加筋土挡土墙的整体稳定（或称作外部稳定）验算，桩板式挡土墙、锚杆挡土墙、锚锭板挡土墙的稳定验算，应符合第9章、第10章、第11章的相关规定。

5.3.2 挡土墙的滑动稳定性是验算墙体平移的运动失稳状态，其作用机理可用以下数学表达式示出：

$$F_R \geqslant F_S \tag{5-2}$$

或列为滑动稳定方程：

$$F_R - F_S \geqslant 0 \tag{5-3}$$

式中：F_S——挡土墙的滑动作用效应组合；

F_R——挡土墙及地基土的滑动抗力效应。

条文中的滑动稳定方程，按分项系数设计表达式列出。式中的主动土压力分项系数符合本细则表4.1.7的规定，主动土压力的水平分量、竖直分量均采用相同的分项系数，按其综合效应对挡土墙结构产生不利作用取值。墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他荷载的竖向力合力的分项系数，则根据总安全系数法的抗滑动稳定系数计算公式联立解出，经误差处理后确定。为检校两种验算方法的安全度水平及评价采用本细则第四章恒载分项系数规定的可行性，按滑动稳定为挡土墙体积计算的唯一控制条件，选取2835个重力式挡土墙实例作对照计算，挡土墙型式见图5-1，计算参数见表5-1，部

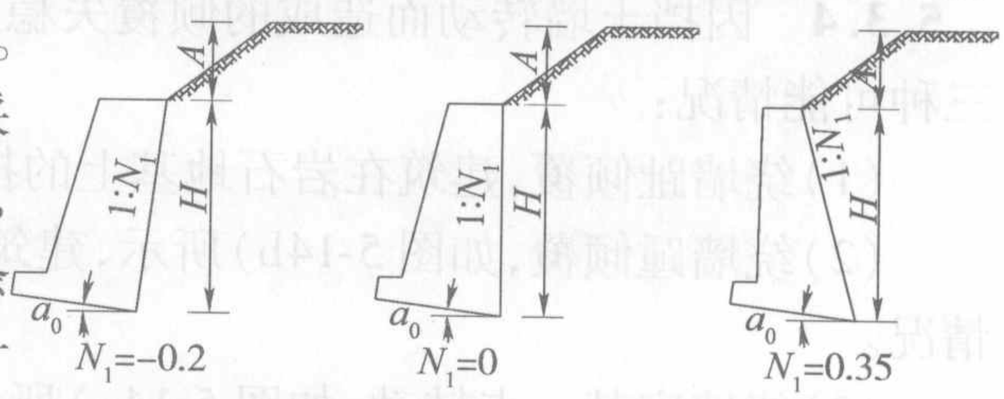


图5-1 挡土墙稳定验算算例墙型图

分计算结果见表5-2。

表5-1　重力式挡土墙滑动稳定验算算例参数表

计算参数	参数数值	计算参数	参数数值
挡土墙高度 H(m)	2、4、6、8、10	基底摩擦系数 μ	0.25、0.45、0.65
墙顶填土高度 A(m)	0、2、4、6、8	挡土墙墙背坡度 1:N_1	1:(−0.2)、1:0、1:0.35
填料内摩擦角 φ(°)	30、35、40	恒载重力分项系数 γ_G	0.9、1.1、1.15、1.2

注:当基底摩擦系数 $\mu>0.60$ 时,挡土墙基底倾斜角度取 $\alpha_0=\arctan 0.2=11°19'$;当基底摩擦系数 $\mu\leqslant 0.60$ 时,挡土墙基底倾斜角度取 $\alpha_0=\arctan 0.1=16°42'$。

计算结果显示:按公式推导的分项系数 γ_G 为1.1~1.15,代入分项系数设计表达式后,两种验算方法的安全度水平较为接近,上、下限值的相对误差列于图5-2~图5-13。

表5-2　滑动稳定方程式与抗滑动稳定系数法,挡土墙计算体积相对误差对照表

恒载重力分项系数 γ_G	对照算例数 n	最大正误差 e_{max}	最大负误差 e_{min}	误差平均值	均方差 σ
1.1	675	0.112 70	−0.079 9	0.001 28	0.048 60
1.15	675	0.053 60	−0.123 60	−0.000 99	0.043 10

恒载重力分项系数 γ_G 取等于1.15时,与样本总安全系数法的计算结果较为接近,但平均安全度水平略有下降,且当 $\mu=0.65$,1:N_1=1:0时,各级墙高段均出现较大负误差,故恒载重力分项系数 γ_G 采用1.10。当 γ_G 取等于0.9或1.2时,滑动稳定方程计算结果与总安全系数法比较,安全度水平提高或降低过大,故未予采用。

5.3.3　倾斜基底的挡土墙,在水平荷载作用下,可能出现因地基水平面剪切破坏而墙体随之产生滑移的现象,故本条规定了沿地基水平面滑动稳定验算的滑动稳定方程与抗滑动稳定安全系数计算式。其中滑动稳定方程中的地基土黏聚力的分项系数,尚无可靠试验与分析资料予以确定,按《岩土工程手册》(中国建筑工业出版社出版)所列的参考值,取等于0.67。原《公路路基设计规范》(JTJ 013—86)第三章规定,倾斜基底挡土墙沿地基水平面滑动的稳定安全系数计算公式中,抗滑稳定力按地基土综合内摩擦角计算。本次修订为分别计算地基土的抗滑摩擦力与黏聚力,当地基为非黏性土时,验算式中的地基土黏聚力项,不应列入。

5.3.4　因挡土墙转动而造成的倾覆失稳,作用机理比较复杂,一般认为挡土墙倾覆有三种可能情况:

(1)绕墙趾倾覆,建筑在岩石地基上的挡土墙,可能出现这种情况,如图5-14a)所示。

(2)绕墙踵倾覆,如图5-14b)所示,建筑在弹性软土地基上的挡土墙,可能出现这种情况。

(3)绕墙底某一点转动,如图5-14c)所示,在转动过程中,转动中心还可能逐渐朝墙背方向移动,这种情况较为常见。

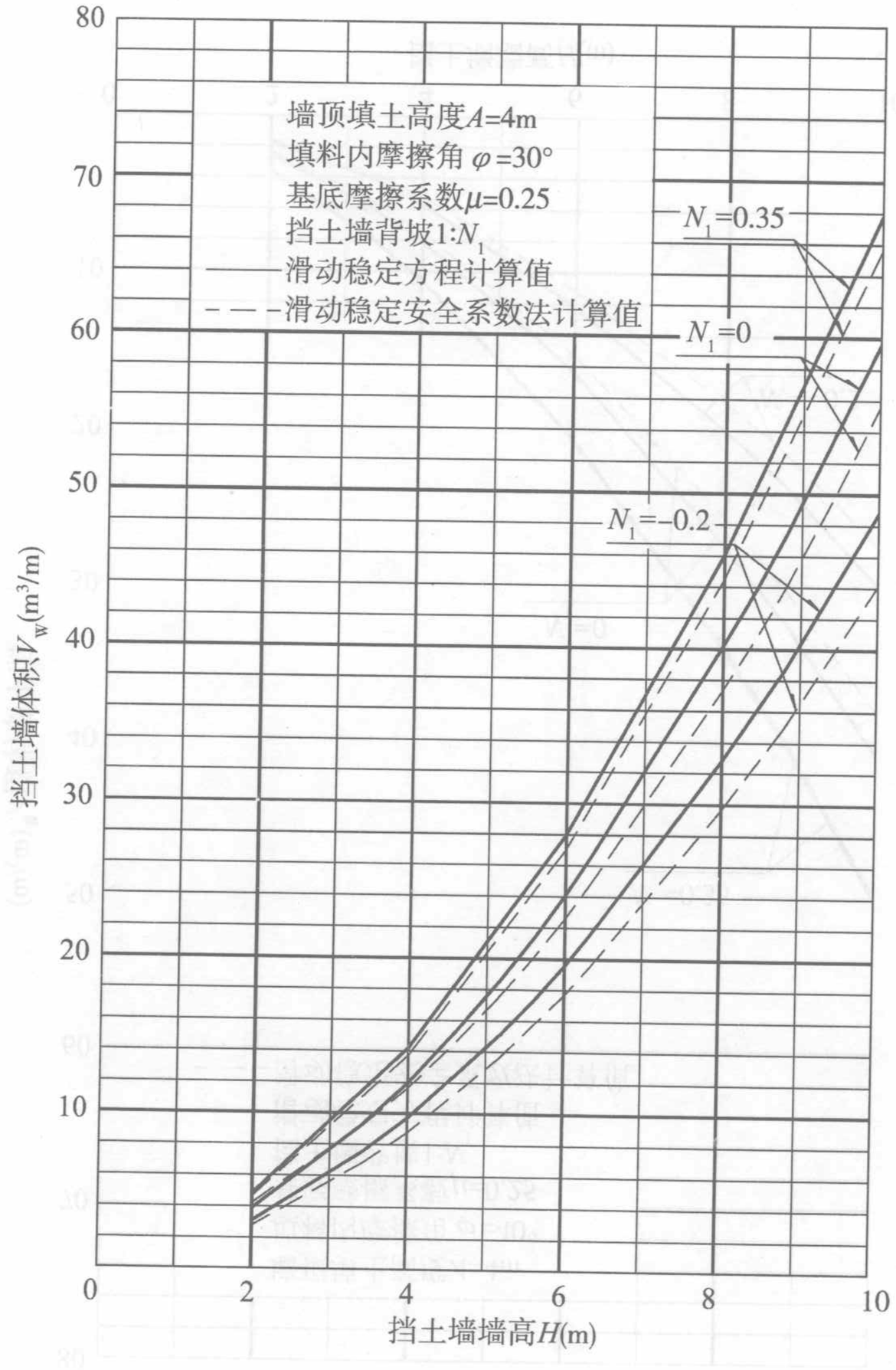

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=30°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
滑动稳定方程计算值
滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m3/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8

图 5-2

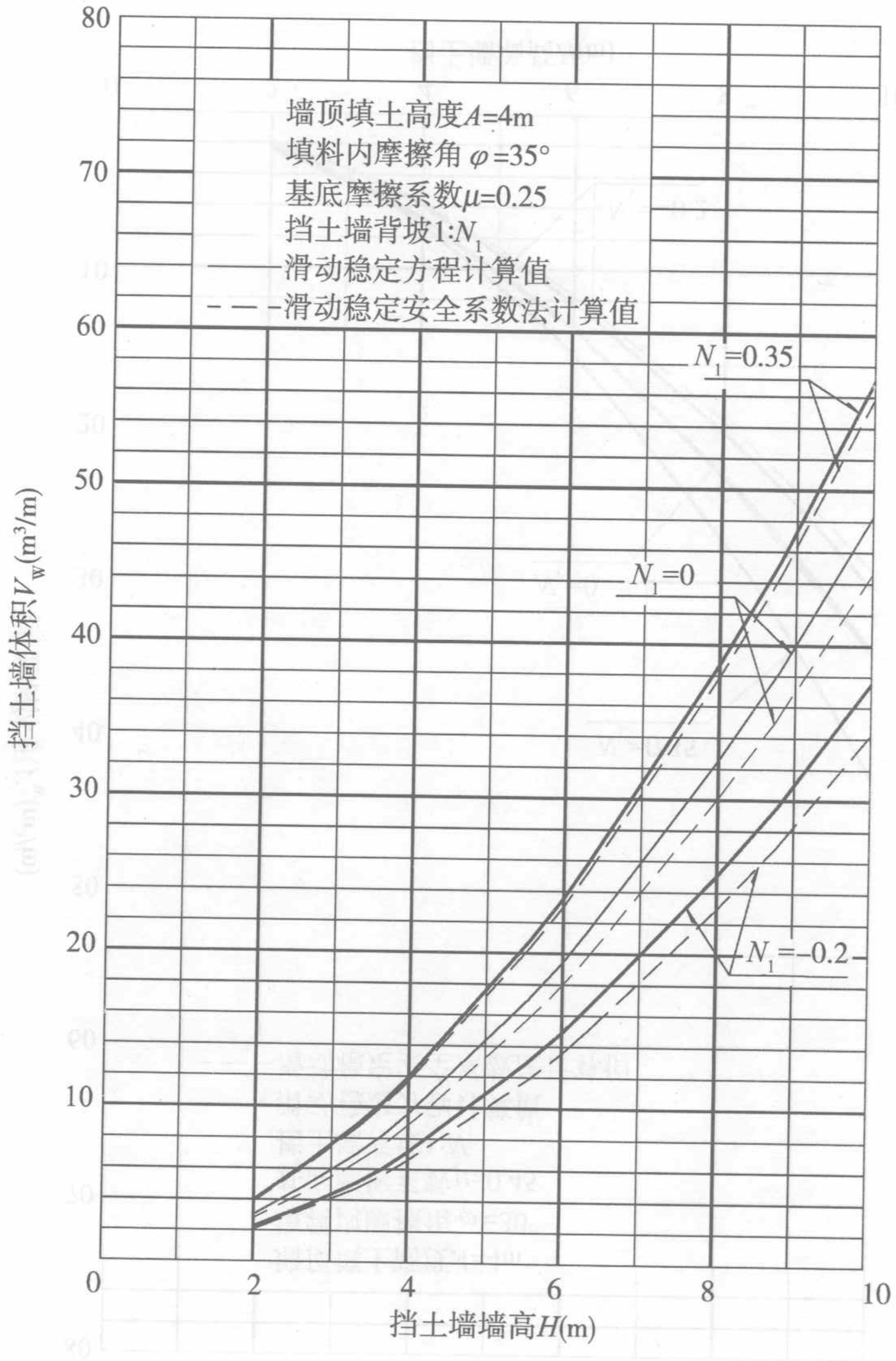

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=35°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
滑动稳定方程计算值
滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m3/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8

图 5-3

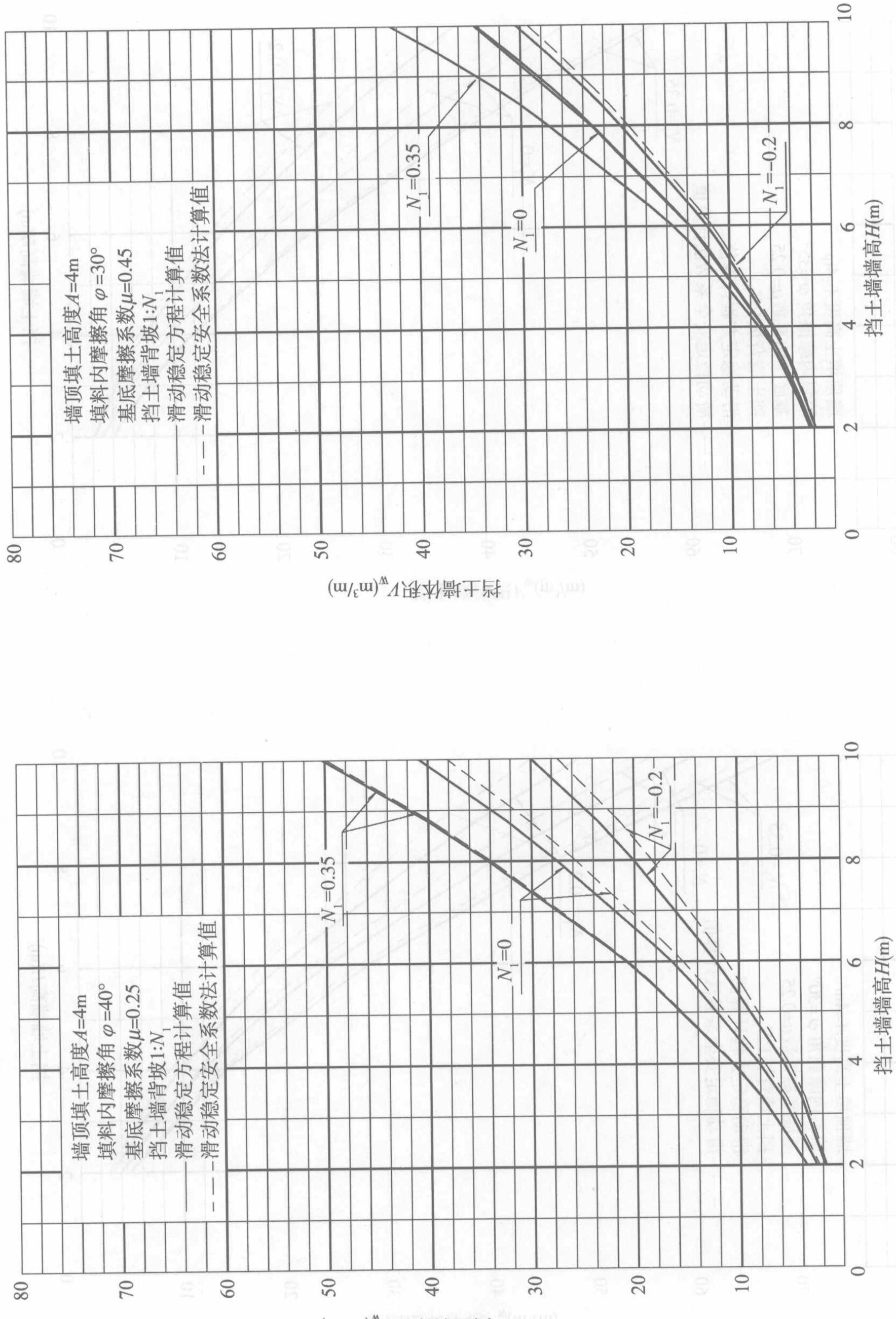

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=30°
基底摩擦系数μ=0.45
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-5

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=40°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-4

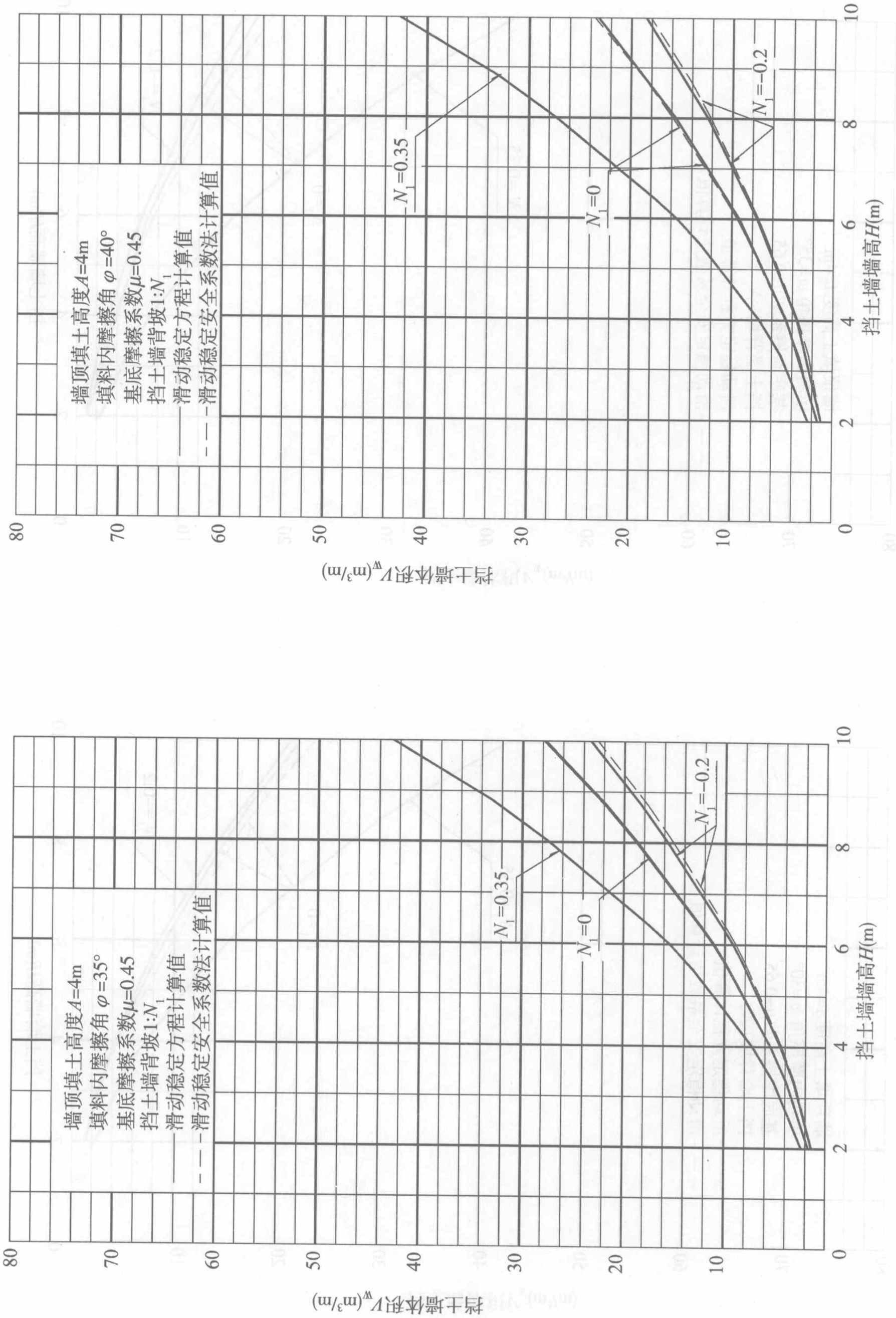

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=40°
基底摩擦系数μ=0.45
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)

图 5-7

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=35°
基底摩擦系数μ=0.45
挡土墙背坡1:N1
滑动稳定方程计算值
滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)

图 5-6

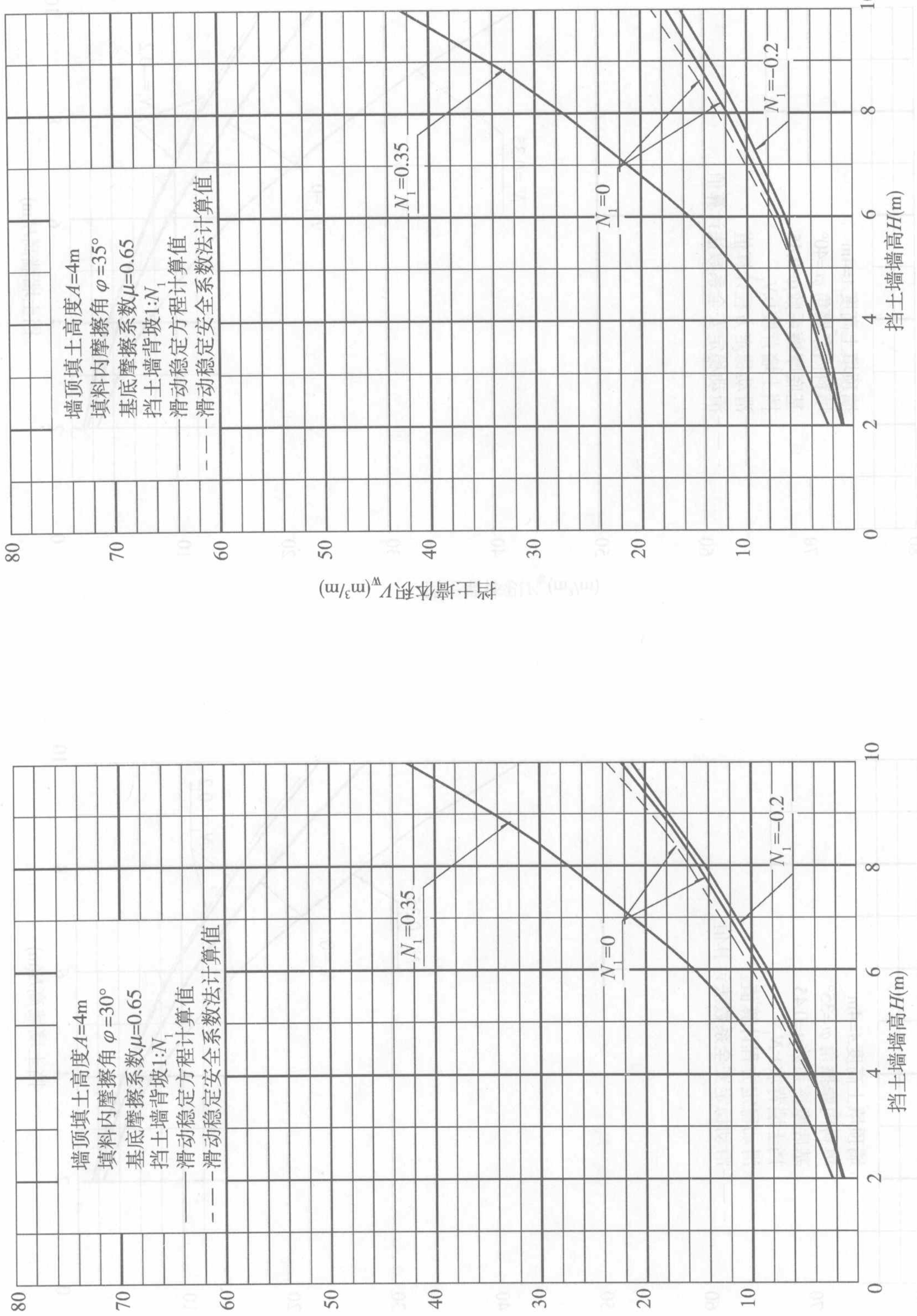

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=35°
基底摩擦系数μ=0.65
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-9

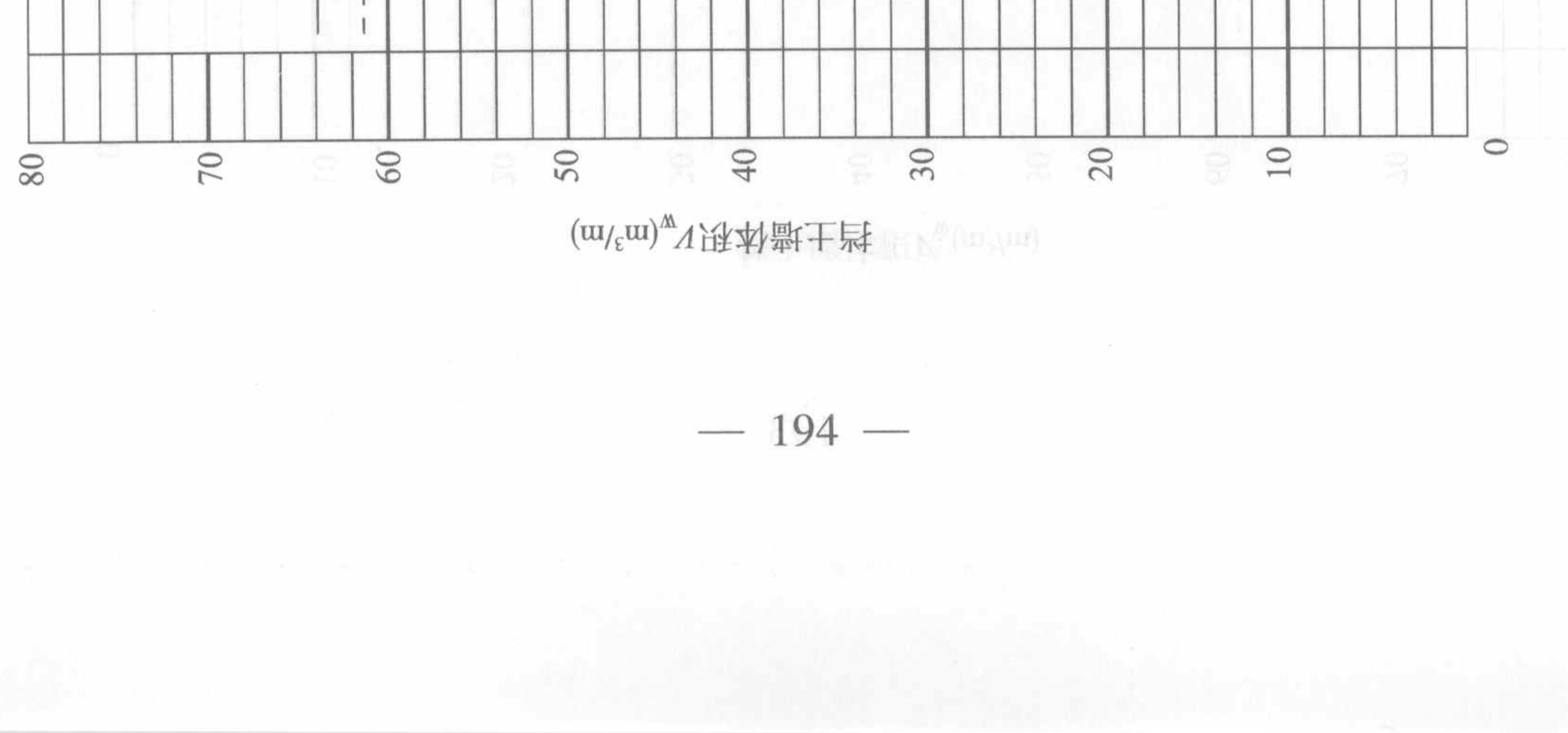

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=30°
基底摩擦系数μ=0.65
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-8

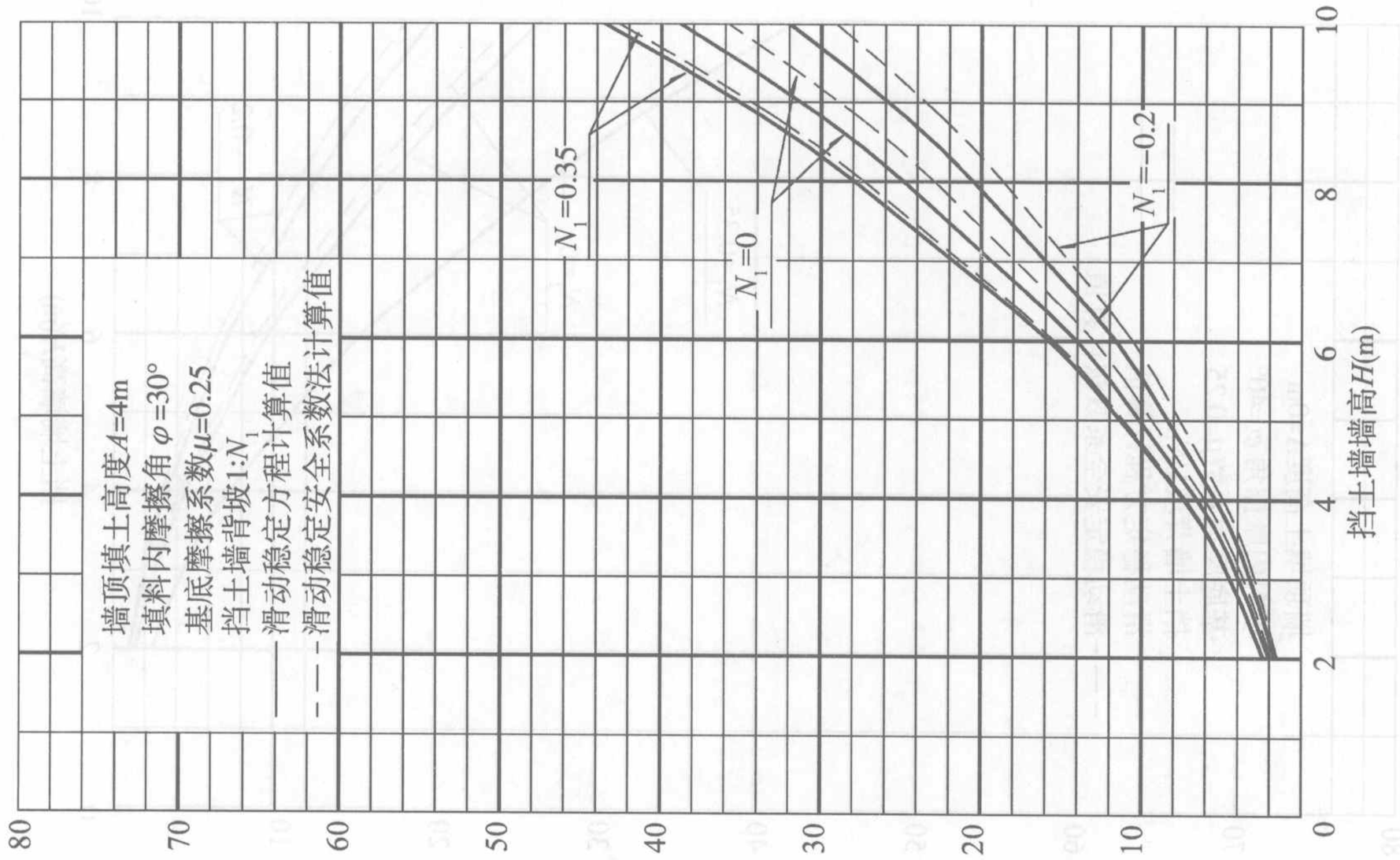

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=30°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40
50
60
70
80

图 5-11

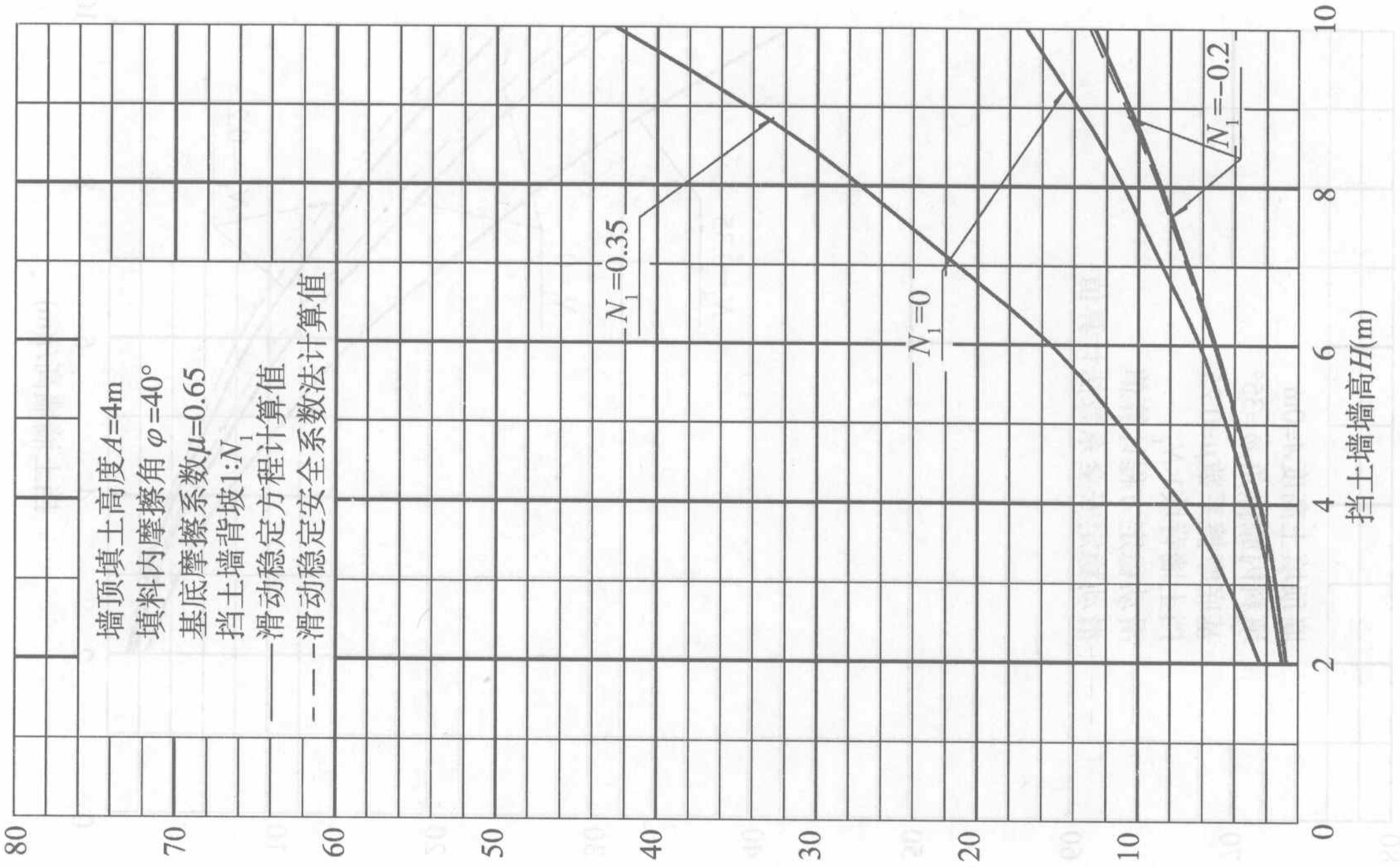

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角 φ=40°
基底摩擦系数μ=0.65
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40
50
60
70
80

图 5-10

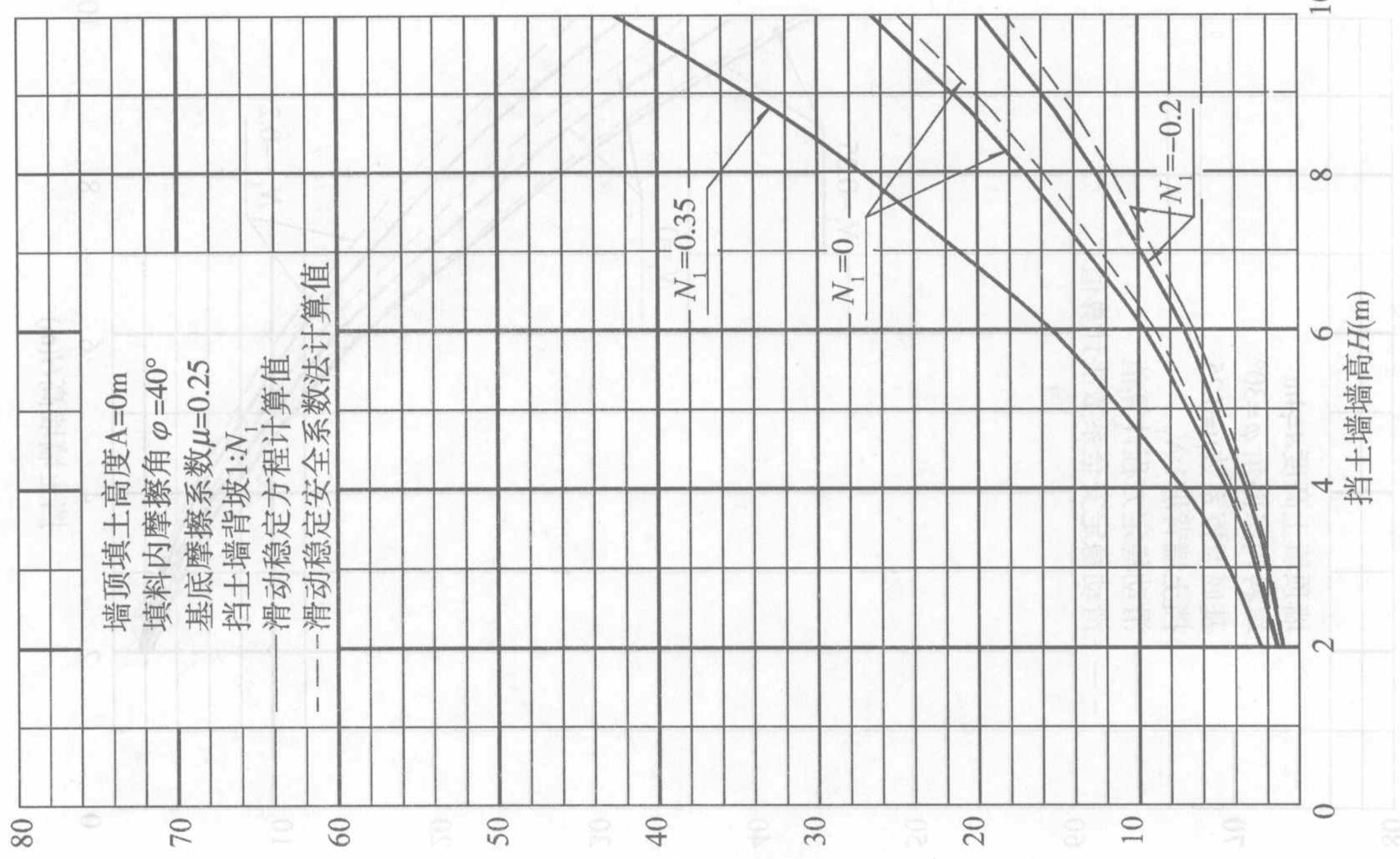

墙顶填土高度A=0m
填料内摩擦角 φ=40°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-13

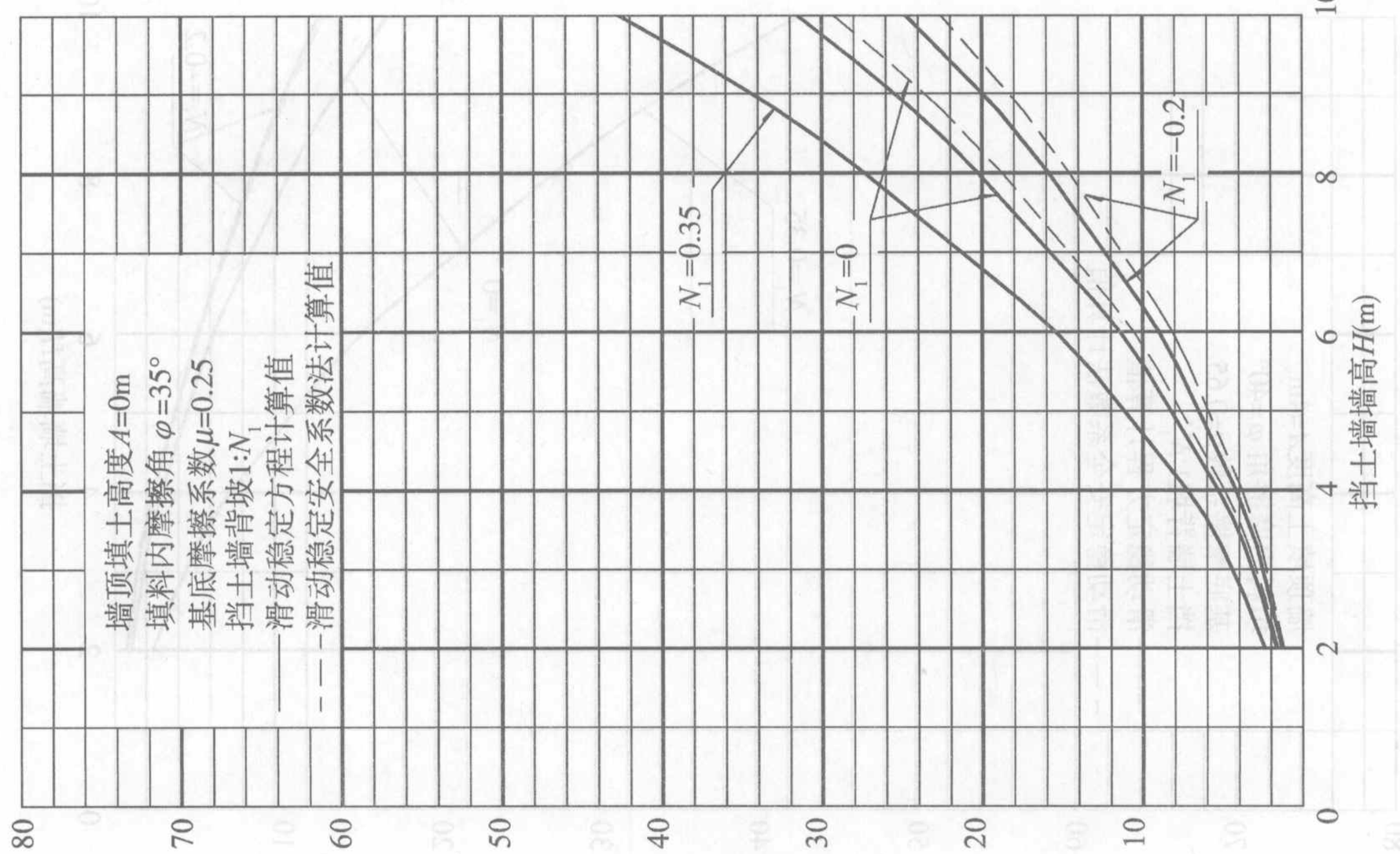

墙顶填土高度A=0m
填料内摩擦角 φ=35°
基底摩擦系数μ=0.25
挡土墙背坡1:N1
——滑动稳定方程计算值
- - - -滑动稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
2
4
6
8
10

图 5-12

随着地基土软、硬程度不同，转动中心在墙趾以内的位置也有变化，且抗倾覆的安全性能可能因部分稳定力矩转化为倾覆力矩而降低，所以倾覆失稳机理与地基土的性质有重要关联，此外，如墙的类型、填土性质、排水条件、土压力大小及分布等，也是倾覆稳定的影响因素，其作用机理尚有待深入研究，因此，确定转动中心点位置较为困难。考虑到基础设计时，除岩石地基外，基底不允许出现拉应力，且最大压应力需控制在地基承载力特征值之内，故现行挡土墙相关规范（如《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ 024—85）、《铁路路基设计规范》（TB 10001—2005）、《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2002）等仍假定倾覆旋转轴位于墙趾处，本次规范编写也沿用这一假定。

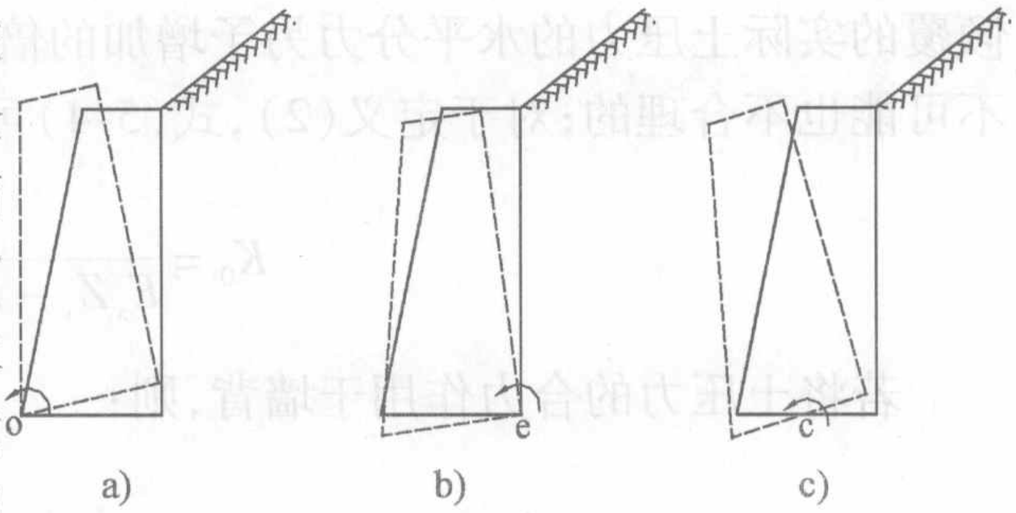


图 5-14　挡土墙的失稳形态

挡土墙的倾覆稳定验算总安全系数法的抗倾覆稳定系数可定义为：

$$K_0 = \frac{\sum M_y}{\sum M_0} \tag{5-4}$$

式中：$\sum M_y$——抗倾覆稳定力矩；

$\sum M_0$——倾覆力矩。

但对抗倾覆稳定力矩、倾覆力矩的定义，尚存在不同解释，比较多见的是以下两种（图 5-2a）。

定义(1)：

$$\sum M_y = GZ_G + E_y Z_x + E'_p Z_p \tag{5-5}$$

$$\sum M_0 = E_x Z_y \tag{5-6}$$

式中：G——墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他荷载的竖向力(kN)；

E_x——土压力的竖向分量(kN)；

E_y——土压力的水平分量(kN)；

E'_p——墙前被动土压力水平分量的采用值(kN)；

Z_G——墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶的其他荷载的竖向力合力重心到墙趾的距离(m)；

Z_x——土压力的竖向分量到墙趾的距离(m)；

Z_y——土压力的水平分量到墙趾的距离(m)；

Z_p——墙前被动土压力的水平分量到墙趾的距离(m)。

本细则仍采用此定义。

定义(2)：

$$\sum M_y = GZ_G \tag{5-7}$$

$$\sum M_0 = E_x Z_y - E_y Z_x - E'_p Z_p \tag{5-8}$$

以上两种定义，都不尽合理：对于定义(1)，把倾覆力 E（主动土压力）的垂直分力 E_y 及墙前被动土压力 E'_p 作为抵抗倾覆的作用力，因此倾覆稳定安全数相当于挡土墙产生

倾覆的实际土压力的水平分力另予增加的倍数，然而土压力的垂直分力则不予增加，这是不可能也不合理的；对于定义(2)，式(5-4)可以写为：

$$K_0 = \frac{GZ_G}{E_x Z_y - E_y Z_x - E'_p Z_p} \tag{5-9}$$

若将土压力的合力作用于墙背，则：

$$K_0 = \frac{GZ_G}{EZ_E} \tag{5-10}$$

当为俯斜挡土墙时，总的土压力的作用线可能通过墙趾之下，(图 5-15b)，Z_E 为负值，则 K_0 也为负值，表示墙体处于不稳定状态，这与挡土墙的实际稳定状态是不相符合的。

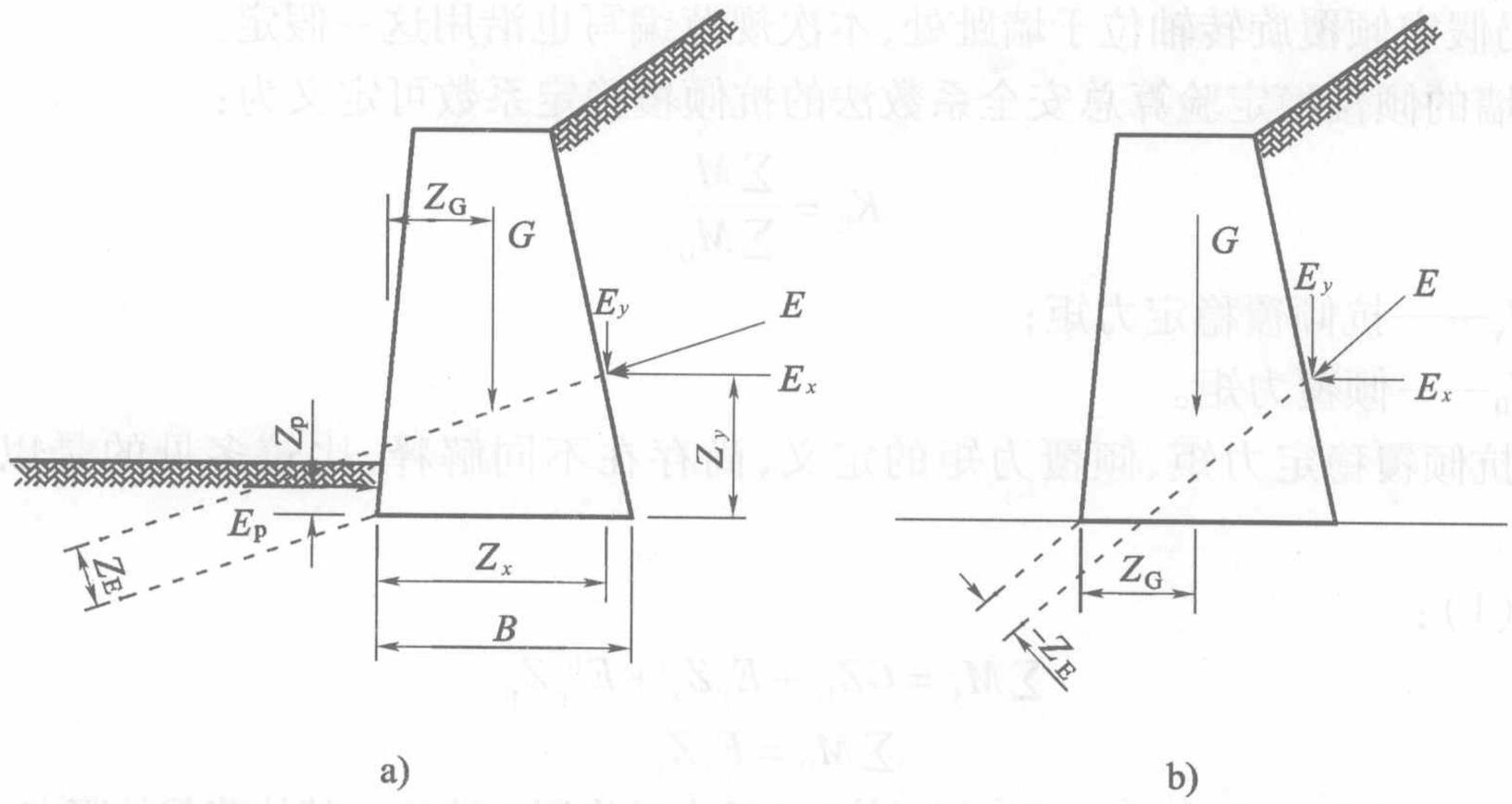


图 5-15　倾覆稳定验算力系图

本细则所增列的倾覆稳定方程式，物理意义比较明确，描述为：

$$M_R - M_S \geqslant 0 \tag{5-11}$$

式中：M_R——抗倾覆稳定力矩效应组合；

M_S——倾覆力矩效应组合。

其安全系数则按作用(荷载)的性质，以分项系数分别列计，即为本细则中的式(5.3.4-1)。式中的土压力分项系数符合本细则表 4.1.7 的规定，主动土压力的水平分量、竖直分量均采用相同的分项系数，按其综合效应对挡土墙结构产生不利作用取值。墙身重力、基础重力、基础上填土的重力及作用于墙顶其他作用(或荷载)的竖向力合力的分项系数，通过校准抗倾覆稳定系数计算公式中的总安全系数来求解，经误差处理后确定。为检校两种验算方法的安全度水平及评价采用本细则第四章荷载分项系数规定的可能性，将倾覆稳定作为挡土墙体积计算的唯一控制条件，选取 225 个重力式挡土墙实例作对照计算，挡土墙类型见图 5-1，计算参数见表 5-3。

表 5-3　重力式挡土墙倾覆稳定验算算例参数表

计算参数	参数数值	计算参数	参数数值
挡土墙高度 H(m)	2、4、6、8、10	挡土墙墙背坡度 1:N_1	1:(−0.2)、1:0、1:0.35
墙顶填土高度 A(m)	0、2、4、6、8	荷载重力分项系数 γ_G	0.7、0.8、0.9
填料内摩擦角 φ(°)	30、35、40		

计算结果显示,按公式推导的分项系数 γ_G 为 0.8 ~ 0.9,代入分项系数设计表达式后,两种验算方法的安全度水平较为接近,其相对误差计算列于表 5-4。

表 5-4　倾覆稳定方程与抗倾覆稳定系数法,挡土墙计算体积相对误差对照表

恒载重力分项系数 γ_G	对照算例数 n	最大正误差 e_{max}	最大负误差 e_{min}	误差平均值	均方差 σ
0.8	225	0.110 000	−0.069 700	0.001 115	0.048 110
0.9	225	0.030 000	−0.111 100	−0.001 905	0.049 600

部分计算结果见图 5-16 ~ 图 5-27,当恒载重力分项系数 γ_G 取等于 0.9 时,按稳定方程验算与总安全系数法比较,安全度水平略有下降,且最大负误差超过 10%,故取 γ_G = 0.8较为适宜。

5.3.5　本条表 5.3.5“抗滑动和抗倾覆的稳定系数”的规定,系根据挡土墙作用(或荷载)组合的机遇性,参考现版《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)、《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)的经验值规定列出。据统计,实际工程中挡土墙因滑动而失稳较为少见,这是因为滑动稳定作用原理较为明确,在计算式中,还忽略了基础周边土的固着力对稳定的有利作用,偏于安全。故抗滑稳定系数相对于抗倾覆稳定系数取值较小。挡土墙因倾覆而失稳的工程实例却较为多见,其原因之一是墙身倾覆机理的复杂性,在现行计算方法中,尚不能完全体现,故采用较大的安全系数。需要注意的是,本表的规定未能反映挡土墙基底与地基土之间相互作用对稳定安全系数的影响,实际上,地基越软其倾覆旋转点离墙趾越远,其安全系数越小,在高大、重型挡土墙上,地基土的影响作用尤为显著。因此,有些研究资料建议:对高大、重型挡土墙,墙高大于 6m 时宜采用抗滑动稳定系数 $K_c \geqslant 1.5$;抗倾覆稳定系数 $K_0 \geqslant 2.0$。《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)也提高了挡土墙抗倾覆稳定系数:由上版规范的 1.5 调至 1.6。所以本细则表 5.3.5的注中,列出了墙高大于本细则规定的各类挡土墙适宜墙高时,稳定安全系数的取值原则。

5.3.6 ~ 5.3.7　除条文中所建议的增加挡土墙抗滑稳定的措施外,尚可采用其他方法。例如,增加墙重也是抗滑稳定的有利因素,但因此加大了地基应力,对抗倾覆稳定性也会产生影响,在软弱地基上不一定适用。所以,在采用增加挡土墙稳定性措施时,宜将各种影响挡土墙安全的因素,综合考虑。

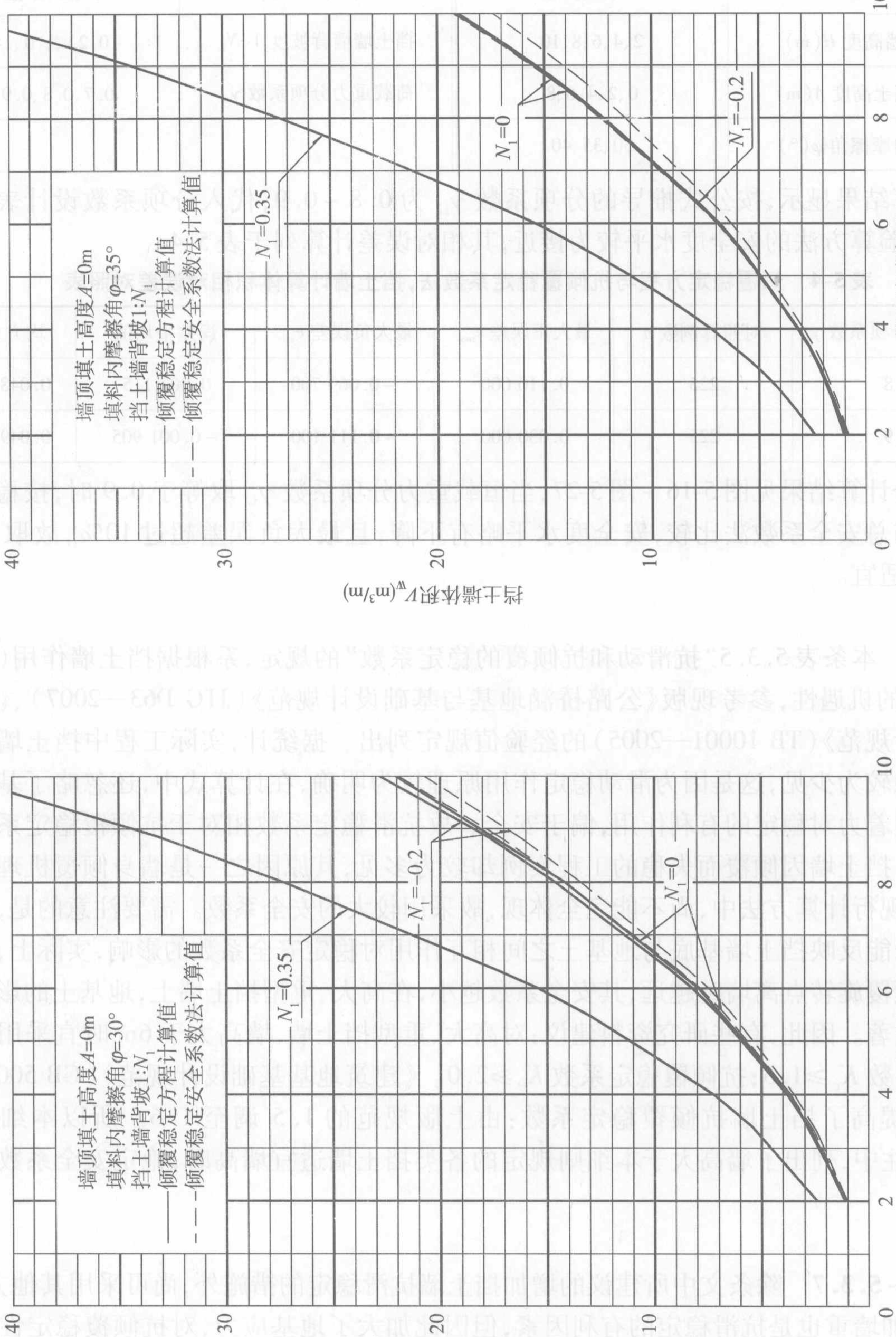

墙顶填土高度A=0m
填料内摩擦角φ=35°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-17

墙顶填土高度A=0m
填料内摩擦角φ=30°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=-0.2
N1=0
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-16

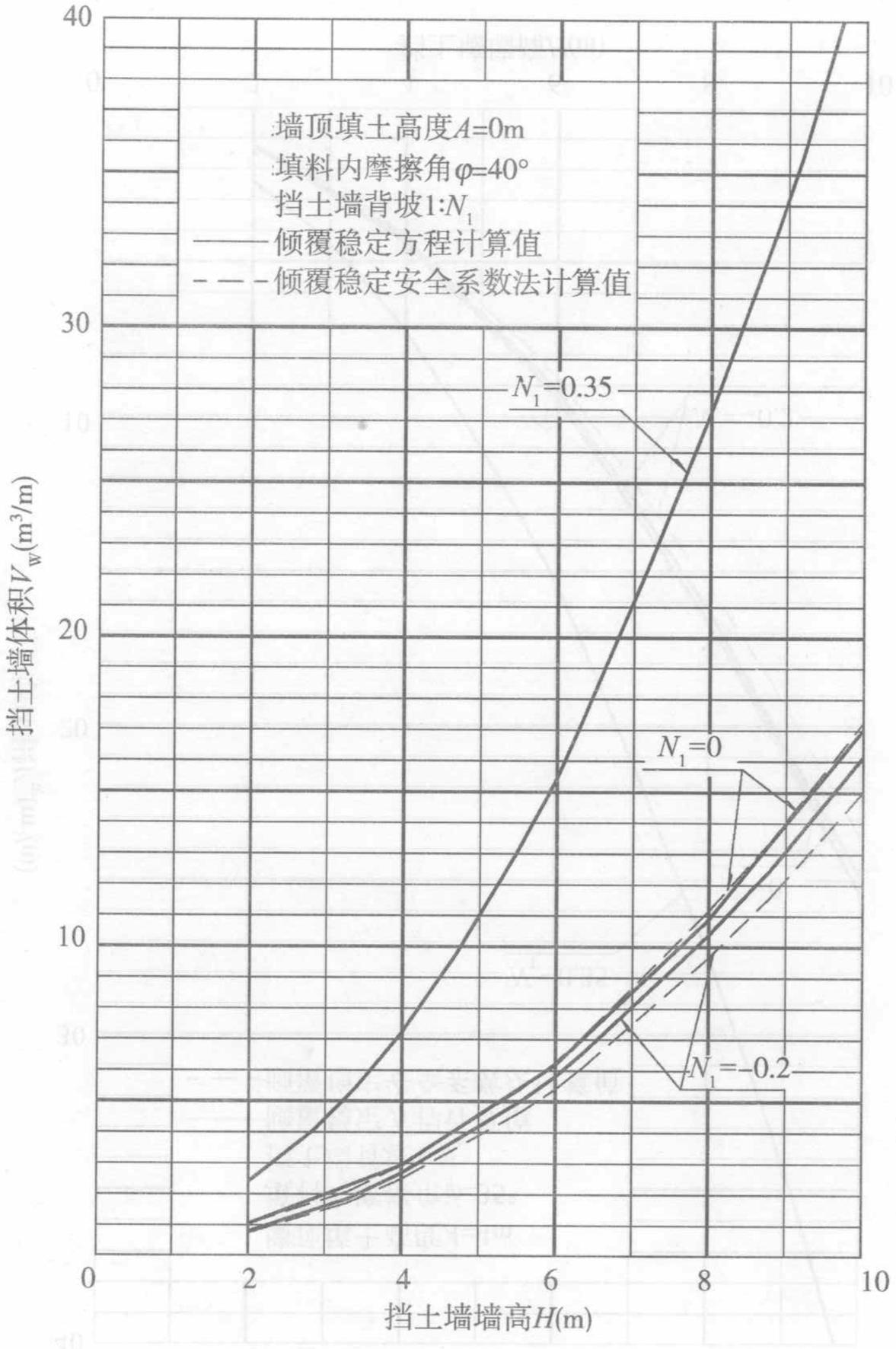

墙顶填土高度A=0m
填料内摩擦角φ=40°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m3/m)
挡土墙墙高H(m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40

图 5-18

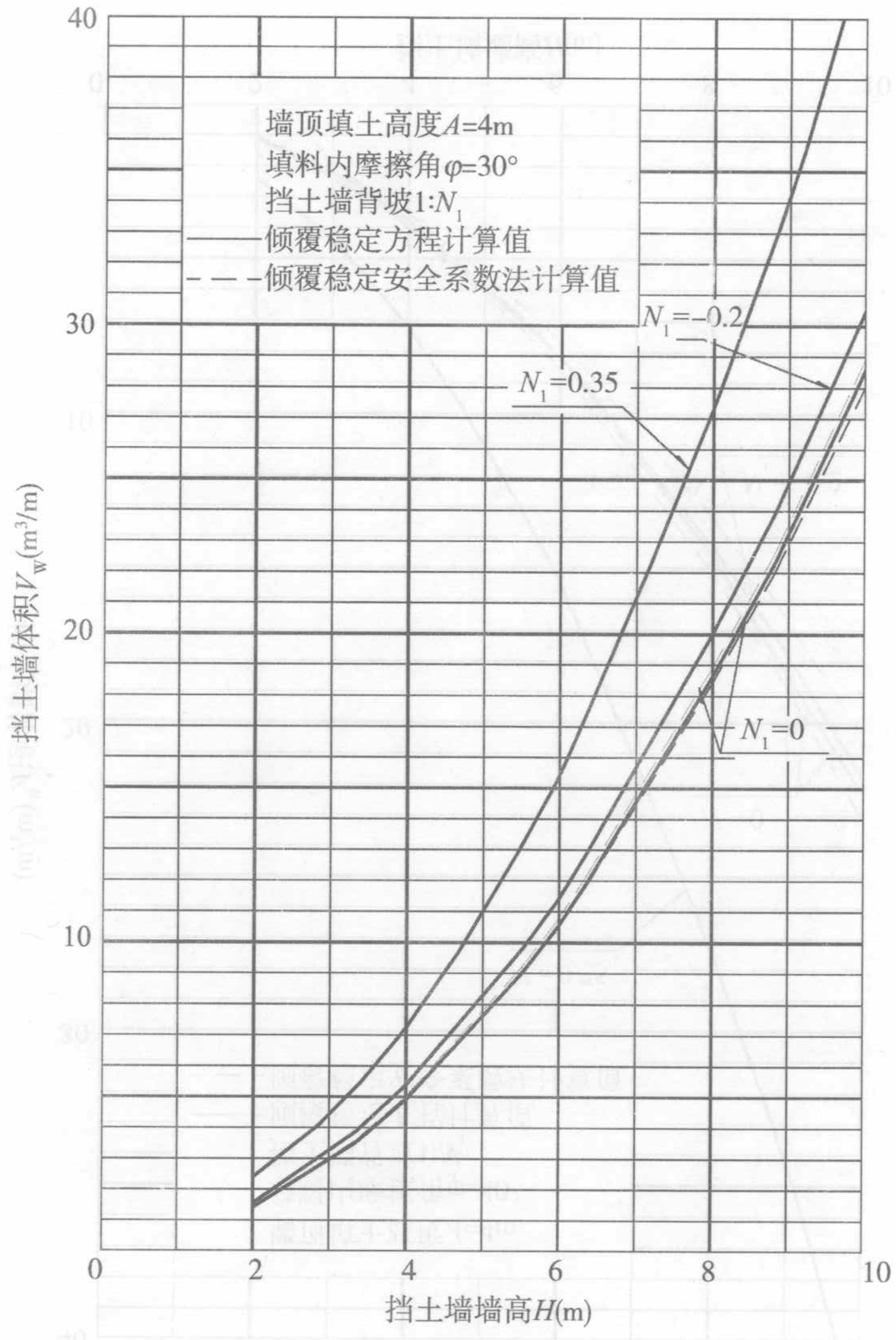

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角φ=30°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=-0.2
N1=0.35
N1=0
挡土墙体积Vw(m3/m)
挡土墙墙高H(m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40

图 5-19

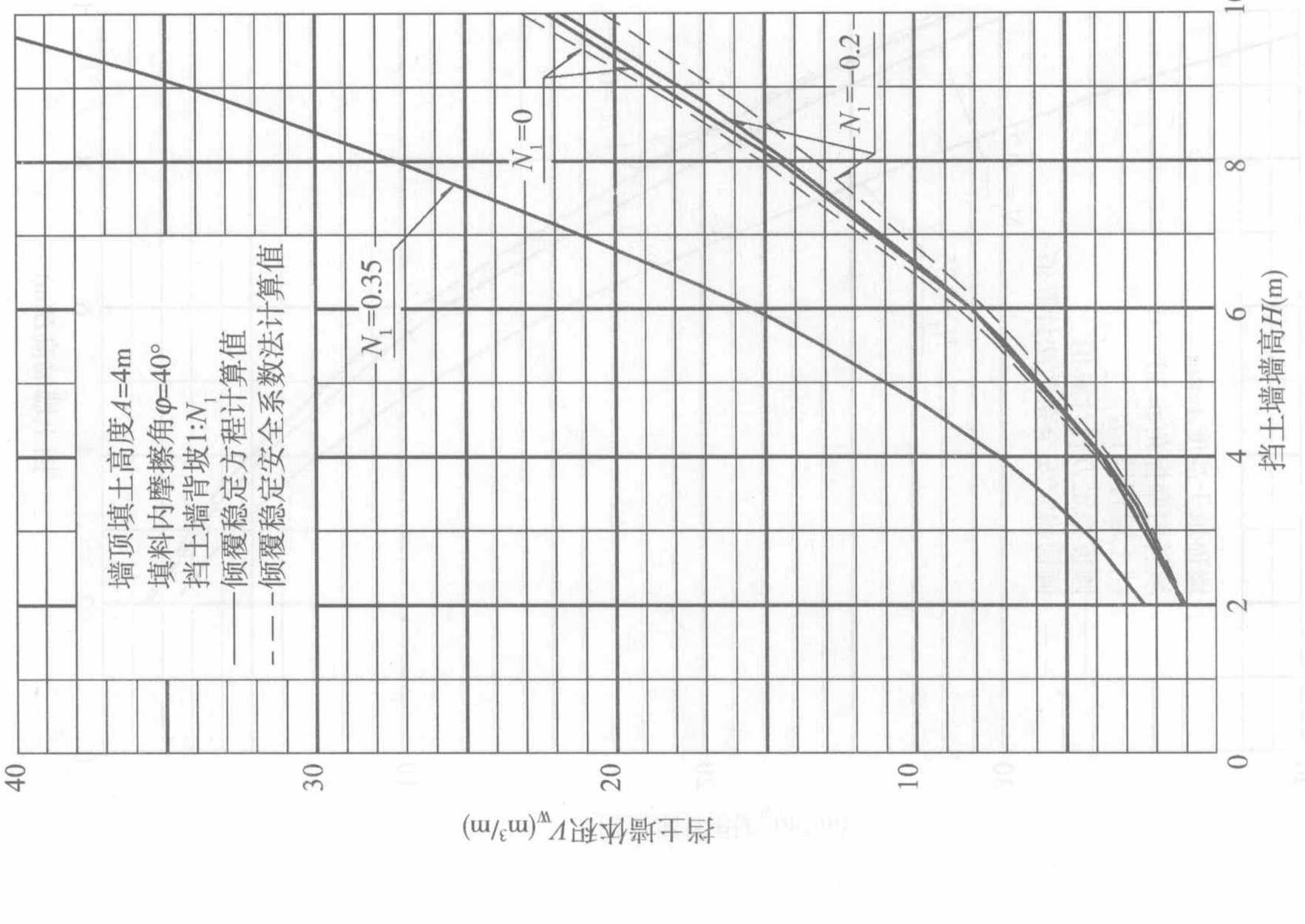

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角φ=40°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-21

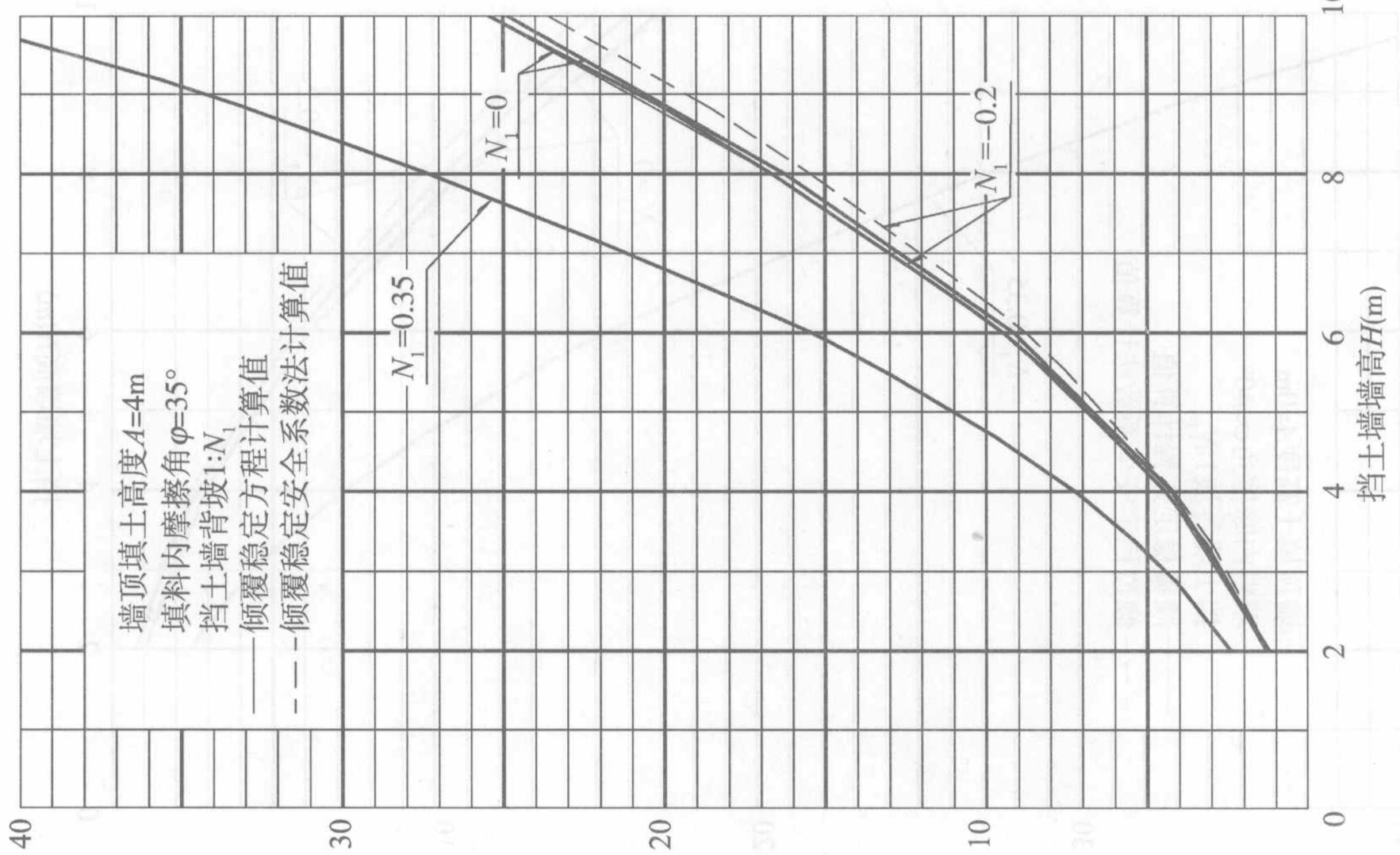

墙顶填土高度A=4m
填料内摩擦角φ=35°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙墙高H(m)
挡土墙体积Vw(m³/m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-20

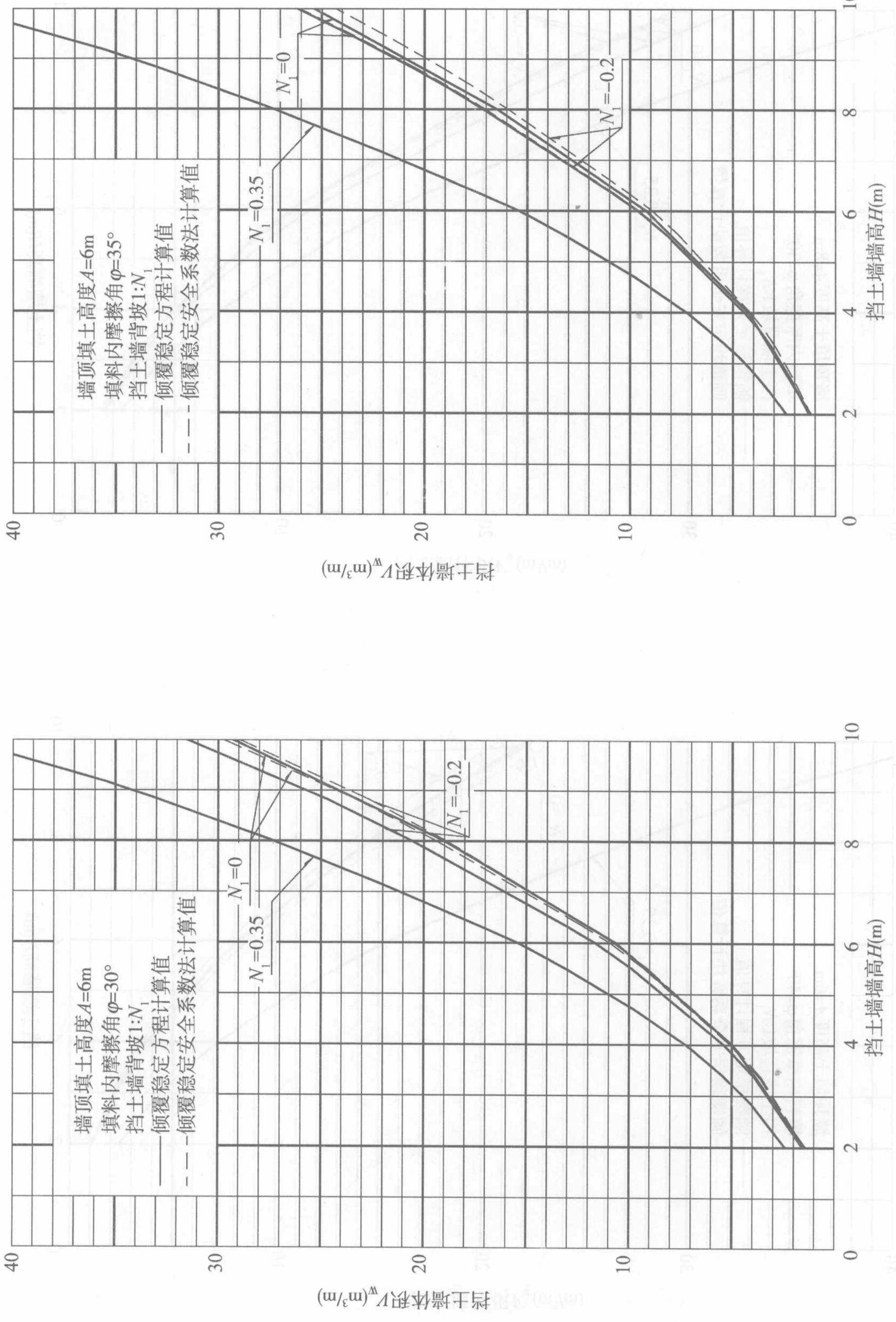

墙顶填土高度A=6m
填料内摩擦角φ=35°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0
N1=0.35
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-23

墙顶填土高度A=6m
填料内摩擦角φ=30°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0
N1=0.35
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-22

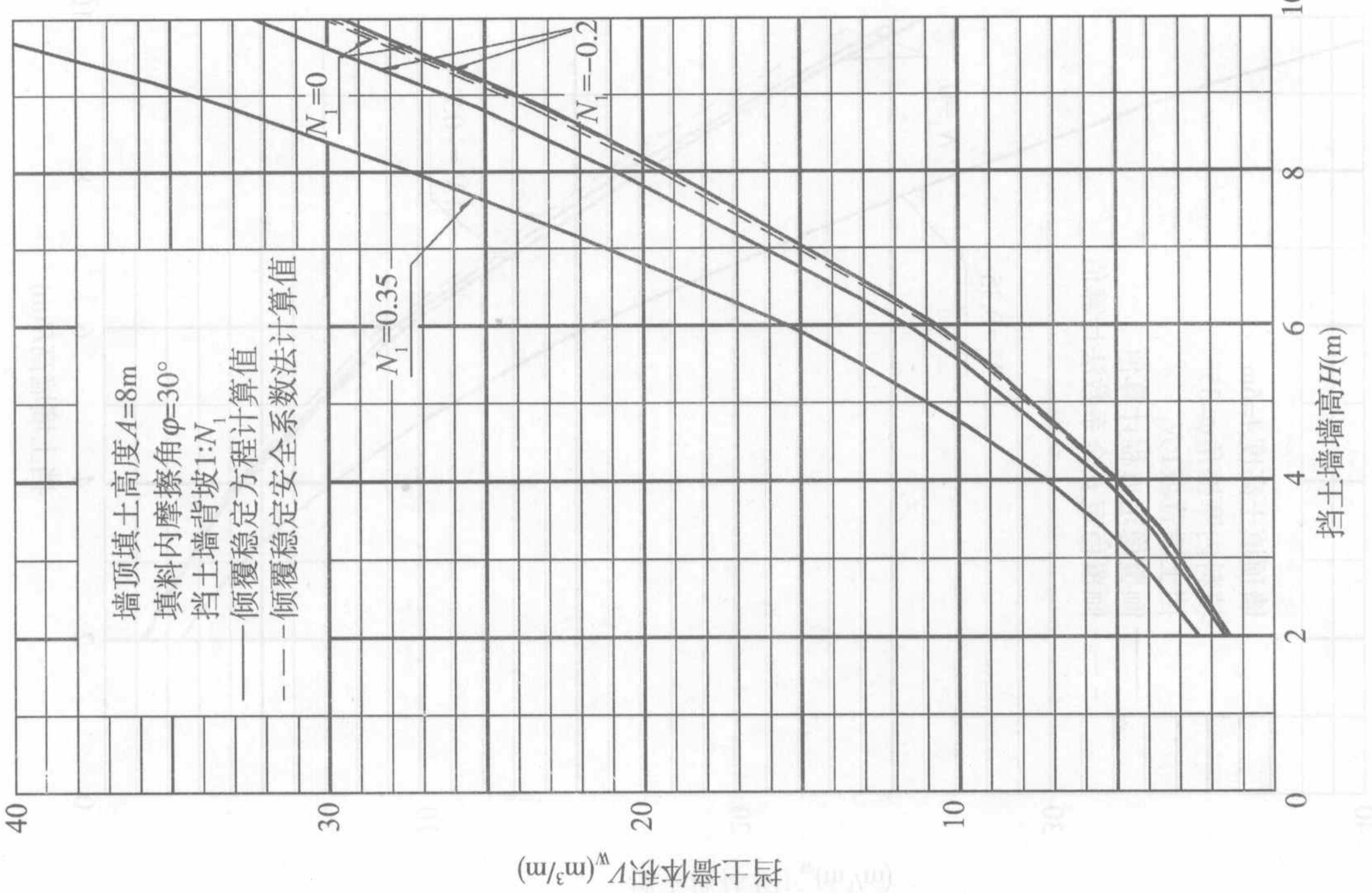

墙顶填土高度A=8m
填料内摩擦角φ=30°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0
N1=0.35
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-25

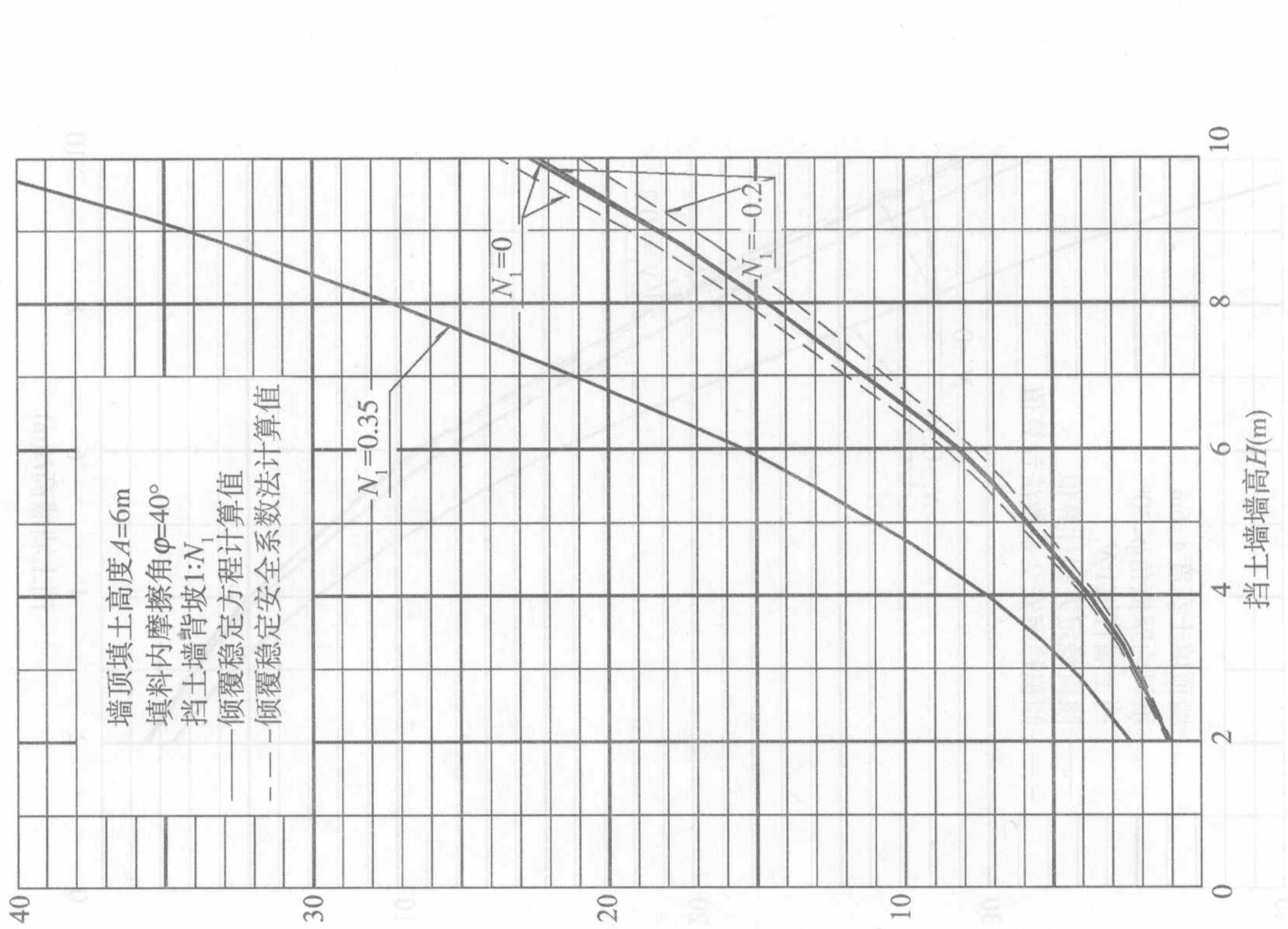

墙顶填土高度A=6m
填料内摩擦角φ=40°
挡土墙背坡1:N1
——倾覆稳定方程计算值
- - -倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
10
20
30
40
2
4
6
8
10

图 5-24

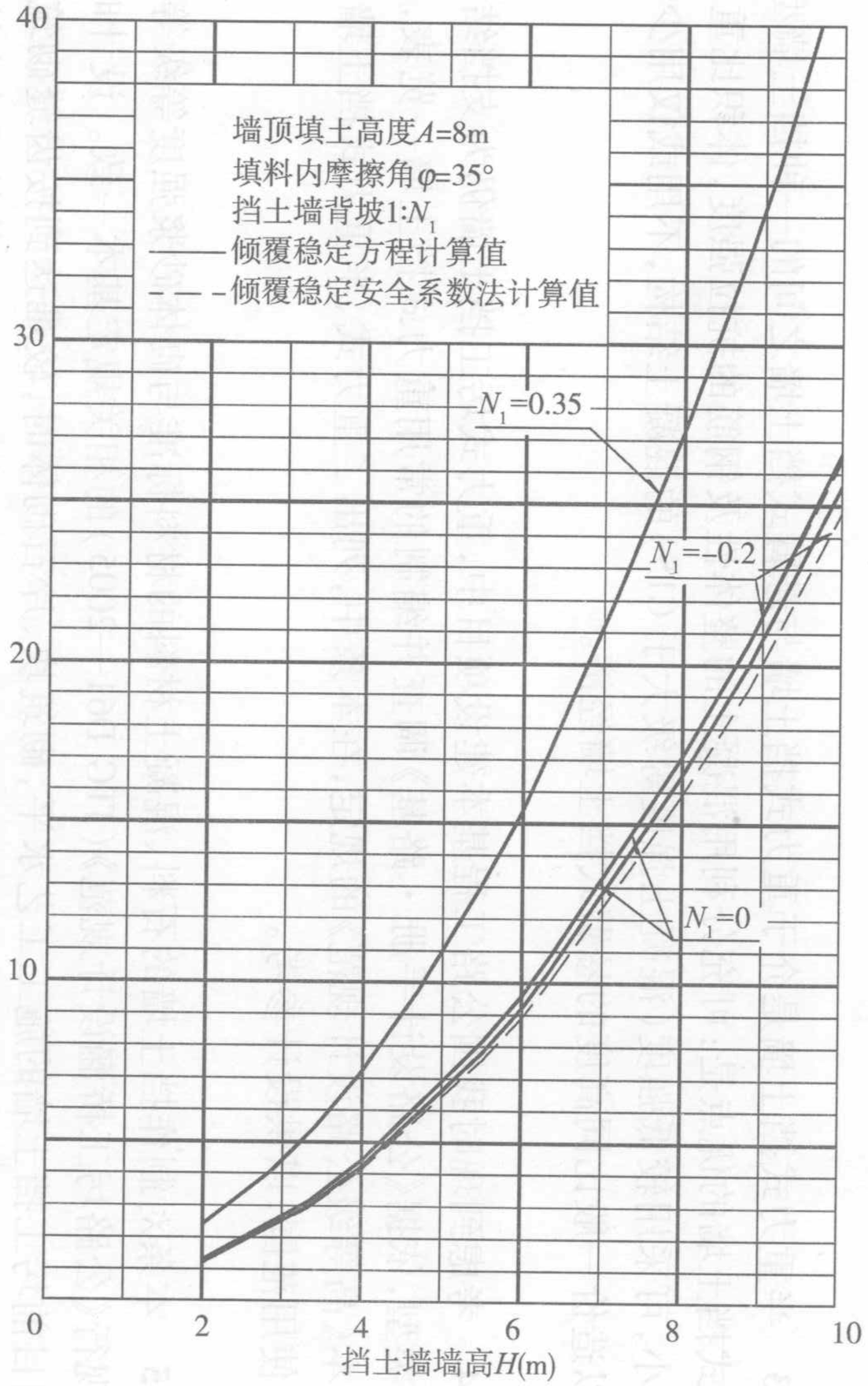

墙顶填土高度A=8m
填料内摩擦角φ=35°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=-0.2
N1=0
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40

图 5-26

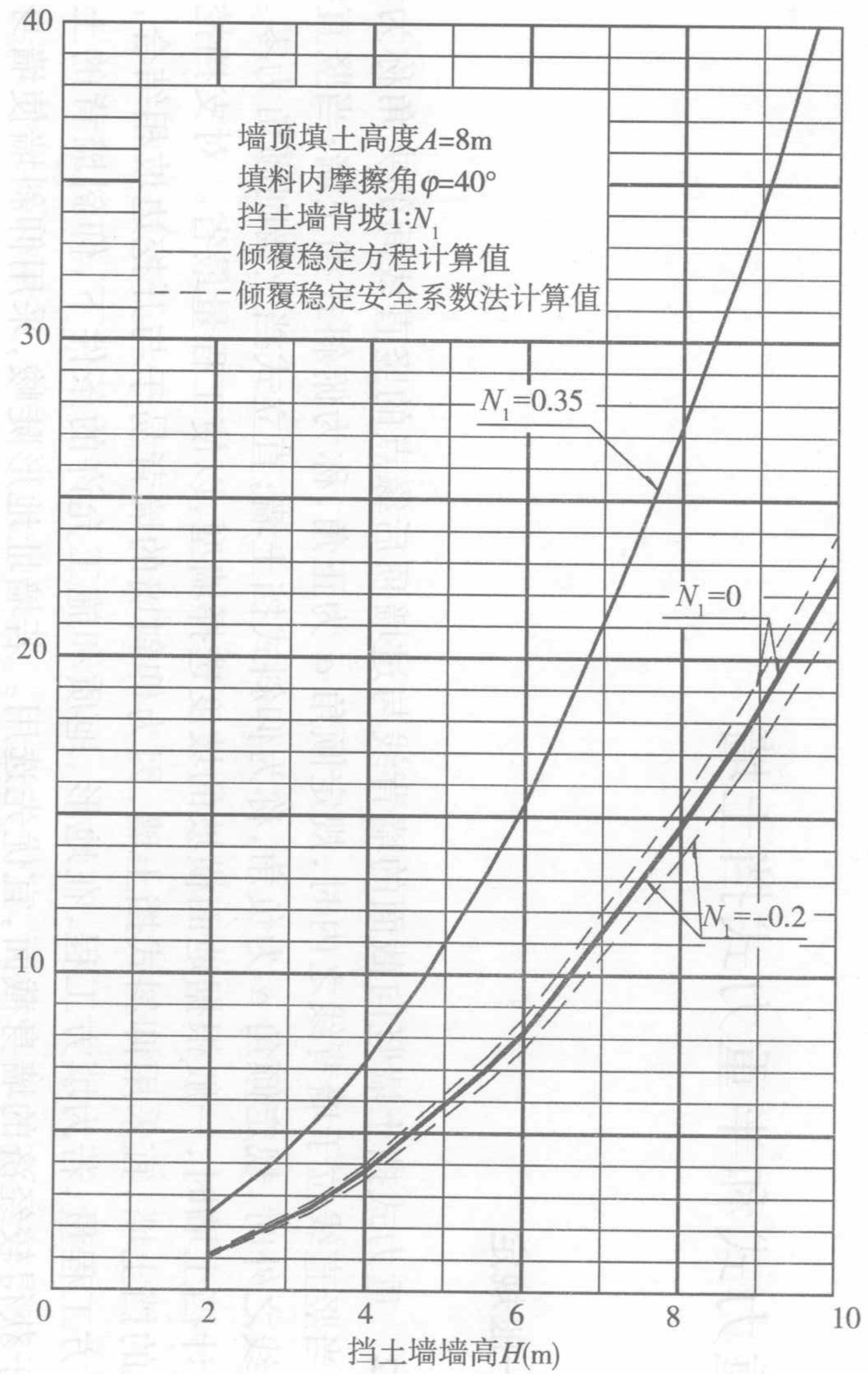

墙顶填土高度A=8m
填料内摩擦角φ=40°
挡土墙背坡1:N1
倾覆稳定方程计算值
倾覆稳定安全系数法计算值
N1=0.35
N1=0
N1=-0.2
挡土墙体积Vw(m³/m)
挡土墙墙高H(m)
0
2
4
6
8
10
20
30
40

图 5-27

6　重力式和半重力式挡土墙

6.1　一般规定

6.1.2　重力式挡土墙竖向截面的墙背线与过墙顶后缘点的竖直线间的夹角称为墙背倾角。当竖直线位于墙背线之内时，规定倾角 α 为正角，称为俯斜式挡土墙；当竖直线位于墙背线之外时，规定倾角 α 为负角，称为仰斜式挡土墙；直立式挡土墙则倾角为零。

设计挡土墙时，一般根据地面横坡的坡度选择墙型，以使工程量最省。对支挡挖方路基边坡的挡土墙，宜采用仰斜式挡土墙，因为仰斜墙的墙背易于与开挖边坡相结合，可减少土石方工程量；若为填方工程，在地形、地质和施工允许的条件下，仰斜墙背的土压力小、利于获得较经济的墙身截面，宜优先选用。若墙址地形陡峻，采用仰斜墙使墙身高度增加较多，其经济性不复存在时，宜采用直立式墙或俯斜式墙。一般直立式墙、俯斜式墙墙后填土易于夯实，施工较为简便。凸折式、衡重式挡土墙，宜在地基条件较好的高墙中使用。在地面横坡较陡的山区，地基为较完整的坚硬岩层时，可采用台阶式挡土墙，以减少开挖石方和节省圬工数量。

6.1.3　半重力式挡土墙是介于重力式挡土墙与悬臂式挡土墙之间的一种挡土墙型式。半重力式挡土墙的优点是：可充分利用混凝土的整体性及钢筋的抗拉强度，体积比重力式挡土墙小，可采用较低强度（混凝土强度等级大于 C15）的混凝土结构，不用或仅用少量钢筋，所以造价一般比同高度的悬臂式挡土墙经济。

6.1.4　考虑到现时我国公路工程基本建设项目中，重力式圬工挡土墙仍为支挡结构物的常用类型，依据《公路设计手册 · 路基》调查并编制的常用重力式挡土墙一览表，并参考了日本《高等级公路设计规范》的规定，在本条中，列出了重力式、半重力式挡土墙墙高的推荐使用范围，以供设计参考。

6.1.5　本条对制作挡土墙的石料、混凝土材料的材料标准与砌体砂浆强度等级等的规定，与现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61—2005）的相关规定基本一致。设计时，宜注意到目前圬工挡土墙的施工工艺水平，砌筑块、片石砌体时，较难达到按齿缝砌筑的工艺要求。因此建议慎用齿缝的抗剪强度设计值，一般宜采用块、片石砌体的通缝直接抗剪强度设计值来验算挡土墙正截面直接受剪强度。

6.2 一般构造

6.2.5 本条对墙背坡度作出限制，是为了避免挡土墙的计算土压力与实际土压力产生过大误差。据计算分析，当墙背缓到一定程度后，用库仑公式计算的土压力水平分力将产生偏于不安全的误差，如背坡坡度为1:0.3时，则误差可达1%～26%，背坡坡度越缓，误差越大。

6.2.6 挡土墙的面坡过缓将增加路基用地，当地面横坡较陡时，还导致增加墙高，故对面坡也宜加以限制。

6.2.11 在半重力式挡土墙的立壁与底板之间，按受力需要可设置转折点，底板也可设转折点，以节约材料，但增加转折点将增大施工时模板的工作量，所以转折点布置又不宜过多，如非受力需要，一般不另设转折点。底板前趾的扩展长度也需加以限制，因过长的趾板将增加混凝土用量或加大配筋率，以致失去经济合理性。

6.3 设计计算

6.3.4 折线形挡土墙的下墙土压力计算，一般采用近似计算法。如延长墙背法（图6-1），即延长下墙的墙背交于填土表面，近似按虚拟的直线墙背用库仑理论计算土压力。

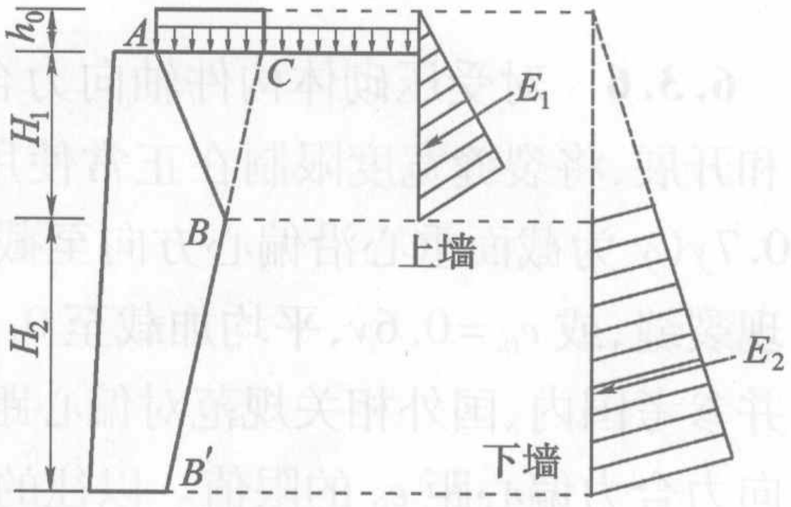


图6-1 延长墙背法求下墙土压力

延长墙背法计算较简便，但存在一定误差。一是忽略了延长墙背与实际墙背之间的土楔重量及其上的附加荷载；二是绘制土压力应力图时，假定上墙破裂面与下墙破裂面相平行，而实际并不平行。因此，常采用校正墙背法（图6-2），即考虑延长墙背与实际墙背间的土楔 BAC 的重力及延长墙背与上墙墙背土压力作用方向不同而产生的附加竖直分力，按二者的重力差求出校正墙背 $B'A'$，并计算土压力，以消除延长墙背法的第一类误差。

也可将上墙墙后的填料视为均布荷载，按上墙的计算破裂角 θ_1 和下墙的计算破裂角 θ_2，确定影响下墙土压力的均布荷载及其上附加荷载的影响范围（图6-3）后，求出下墙的土压力。

6.3.5 本条考虑了公路挡土墙常用计算荷载组合及采用荷载组合系数的习惯，所列挡土墙按承载能力极限状态设计时，《作用（荷载）效应的组合设计值计算式与公路工程结构可靠度设计统一标准》（GT/T 50283—1999）的结构承载能力极限状态设计表达式不完全一致，其中系数 ψ_{ZC} 为作用（荷载）的综合效应组合系数，不同于“除汽车荷载以外其他

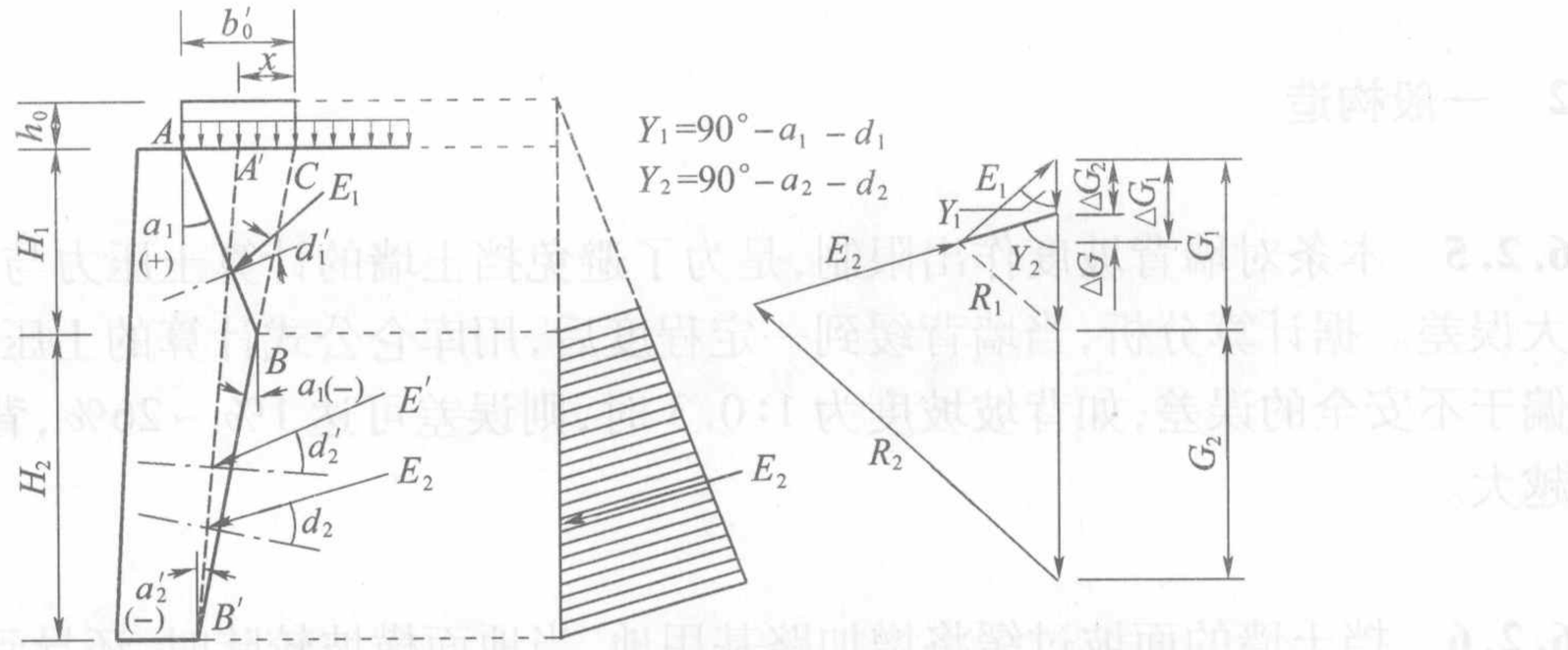


图 6-2　校正墙背法求下墙土压力

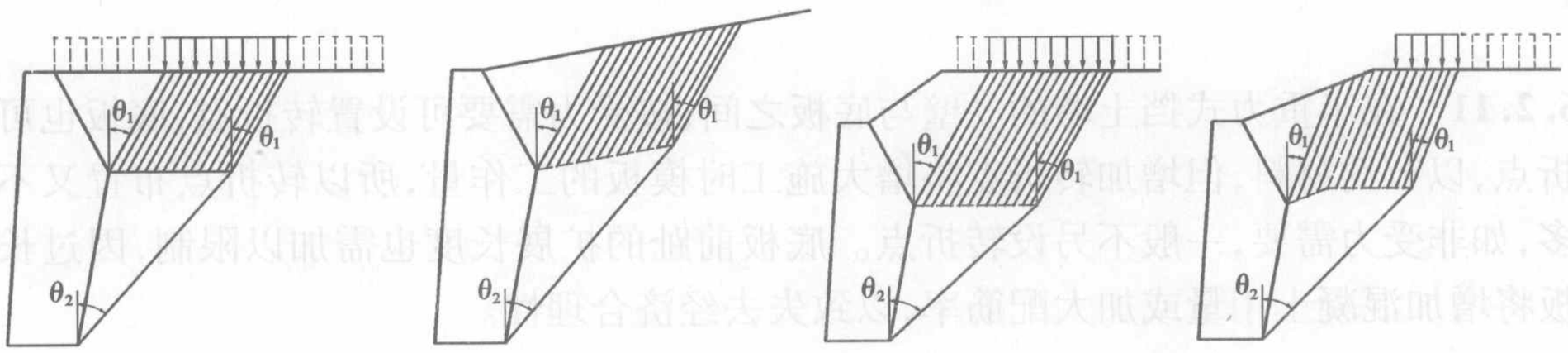


图 6-3　上墙墙后均布荷载和附加荷载对下墙土压力计算的影响范围

可变作用效应的组合系数”ψ_C。

6.3.6　对受压砌体构件轴向力合力偏心距的限制，是为了控制截面受拉区裂缝的产生和开展，将裂缝宽度限制在正常使用的容许范围内。砌体构件受压试验表明，偏心距 $e_0 \geqslant 0.7y$（y 为截面重心沿偏心方向至截面边缘的距离），平均加载至 0.7 倍破坏荷载时开始出现裂缝，或 $e_0 = 0.6y$，平均加载至 0.565 倍破坏荷载时开始出现裂缝。因此，根据试验资料并参考国内、国外相关规范对偏心距限值的规定，制定本细则表 6.3.6 圬工挡土墙截面上轴向力合力偏心距 e_0 的限值。以往的实践经验、试验数据和规范（如原《砌体结构设计规范》（GB 50003—2001）；现版《铁路路基支挡结构设计规范》（TB 10025—2001）等的规定中，轴向力偏心距均以作用（或荷载）的标准值计算，即计算公式中不包含作用（或荷载）的分项系数。现版的部分国内规范（如《砌体结构设计规范》（GB 5003—2001）；《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61—2005）等，规定轴向力偏心距均以作用（或荷载）的设计值计算。在常遇作用组合下，两种计算规定使偏心受压圬工构件的安全度水平不等同。例如，作用效应中计入本细则所规定的分项系数（见本细则第 4 章，4.1.7 条），则有：

$$e_0 = \frac{\sum r_{Q1} M_K}{\sum r_G N_K} > \frac{\sum M_K}{\sum N_K} \tag{6-3}$$

因为挡土墙截面中的弯矩值 M_K 主要由土压力所引起，截面中的轴向力 N_K 则主要由垂直恒载所引起，但土压力效应的分项系数，大于垂直恒载效应的分项系数，即：

$$r_{Q1} > r_G \tag{6-4}$$

因此，采用作用设计值替换作用标准值计算偏心距后，使构件的计算承载力有所降低，据

《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)的相关条文说明,其降低幅度不超过6%。为符合《公路工程结构可靠度设计统一标准》(GT/T 50283—1999),关于结构极限状态设计表达式中各基本变量应采用设计值的规定,及与《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)的规定相一致,本细则也规定轴向力偏心距按作用(或荷载)的设计值进行计算。

6.3.7 本条仍采用原《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》(JTG D61—2005)关于混凝土构件受拉区设有配筋率不小于0.05%的钢筋时,容许偏心距可增加0.1y的规定。

本条中的"按钢筋混凝土构件计算的受拉钢筋的最小配筋率",系按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定列出。

6.3.8~6.3.12 挡土墙按受压构件、偏心受压构件、受弯构件进行承载力计算的规定,均参照《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)的相关条文,按照重力式、半重力式挡土墙计算截面为单向受力、单宽矩形截面的特点,编制各种受力状态下的计算公式及设计规定。挡土墙砌块砌体受剪构件的承载力计算规定,参考《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)的规定编制。

重力式挡土墙算例

(一)基本资料

墙身及基础		填料及地基	
挡土墙类型	仰斜式路肩墙	填料种类 重度γ(kN/m^3)	砂类土 19
墙高H(m)	5.00	填料内摩擦角φ(°)	35
墙面坡度	1:0.25	填料与墙背摩擦角δ	$\varphi/2$
墙背坡度	1:0.25	基础顶面埋深(m)	0.80
砌筑材料	M5浆砌 MU50片石	地基土类别重度γ_J(kN/m^3)	密实砂类土 21
砌筑材料的重度γ_t(kN/m^3)	23	地基土承载力特征值f_a(kN)	400
基地坡度tanα_0	0.20	基底与地基土摩擦系数μ_1	0.40
圬工砌体间的摩擦系数μ	0.70	地基土摩擦系数μ_n	0.80
公路等级及荷载强度		片石砂浆砌体强度设计值	
公路等级	一级	抗压f_{cd}(MPa)	0.71
汽车荷载标准	公路-I级	轴心抗拉f_{td}(MPa)	0.048
墙顶护栏荷载强度 q_L(kN/m^2)	7	弯曲抗拉f_{tmd}(MPa)	0.072
		直接抗剪f_{vd}(MPa)	0.120

已建挡土墙的截面基本尺寸见图1,试按本细则的规定对其进行验算。

(二)挡土墙自重及重心计算

取单位墙长(1m),如图2虚线所示,将挡土墙截面划分为三部分,截面各部分对应的墙体重量为:

$$G_1 = \gamma_t \times 1.20 \times 5.0 \times 1 = 138.00(\text{kN})$$

$$G_2 = \gamma_t \times 1.50 \times 0.5 \times 1 = 17.25(\text{kN})$$

$$G_3 = \gamma_t \times 1.50 \times 0.29/2 = 5.00(\text{kN})$$

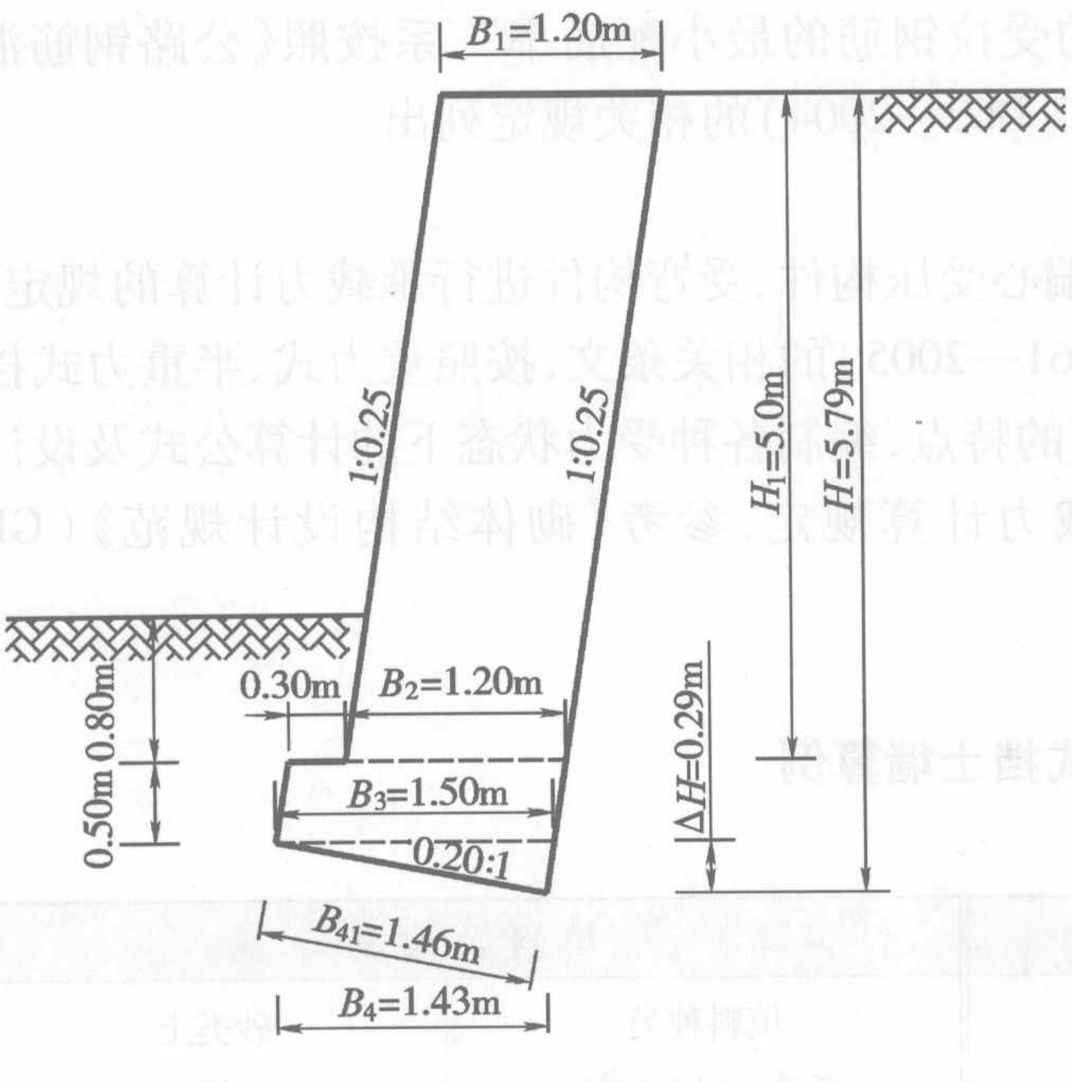


图1 挡土墙截面基本尺寸

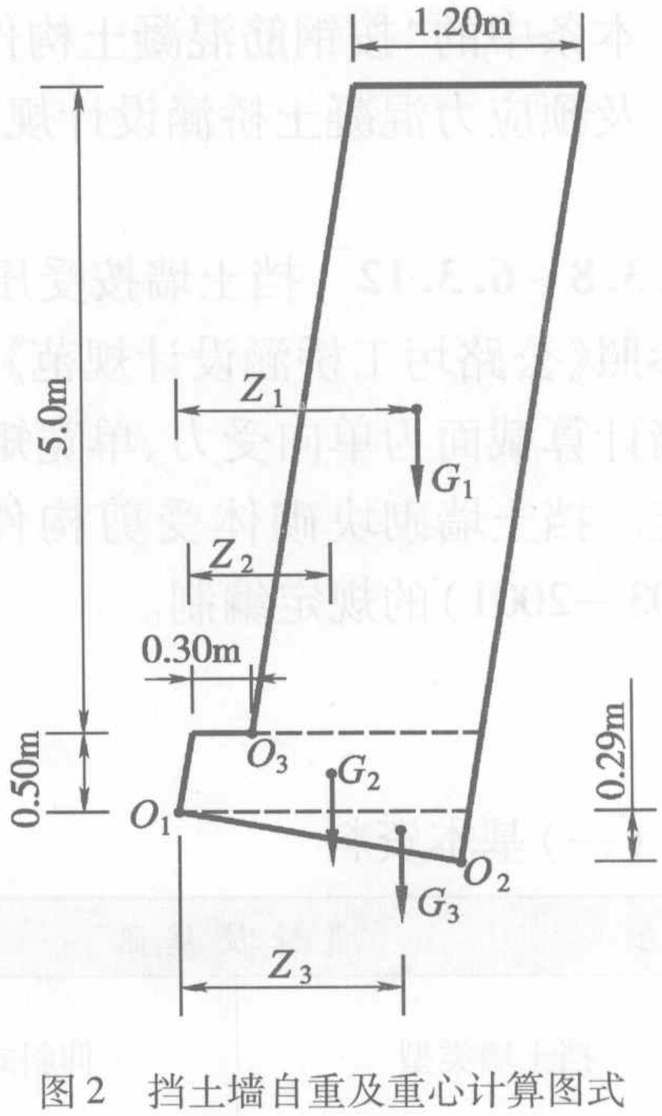


图2 挡土墙自重及重心计算图式

截面各部分的重心至墙趾(O_1)的距离:

$$Z_1 = 0.3 + 0.5 \times 0.25 + (5 \times 0.25 + 1.2)/2 = 1.65(\text{m})$$

$$Z_2 = 0.5 \times 0.25/2 + 1.5/2 = 0.81(\text{m})$$

$$Z_3 = (1.5 + 1.43)/3 = 0.98(\text{m})$$

单位墙长的自重重力为:

$$G_0 = G_1 + G_2 + G_3 = 160.25(\text{kN})$$

全截面重心至墙趾的距离:

$$Z_0 = (Z_1 \times G_1 + Z_2 \times G_2 + Z_3 \times G_3)/G_0 = 1.54(\text{m})$$

(三)后踵点截面处,墙后填土和车辆荷载所引起的主动土压力计算

按本细则表4.2.5的规定,当墙身高度为5m时,附加荷载标准值:

$$q = 16.25(\text{kN/m}^2)$$

换算等代均布土层厚度为:

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} = \frac{16.25}{19} = 0.86(\text{m})$$

因基础埋置较浅,不计墙前被动土压力。

当采用库仑土压力理论计算墙后填土和车辆荷载引起的主动土压力时候，计算图式如图3所示。

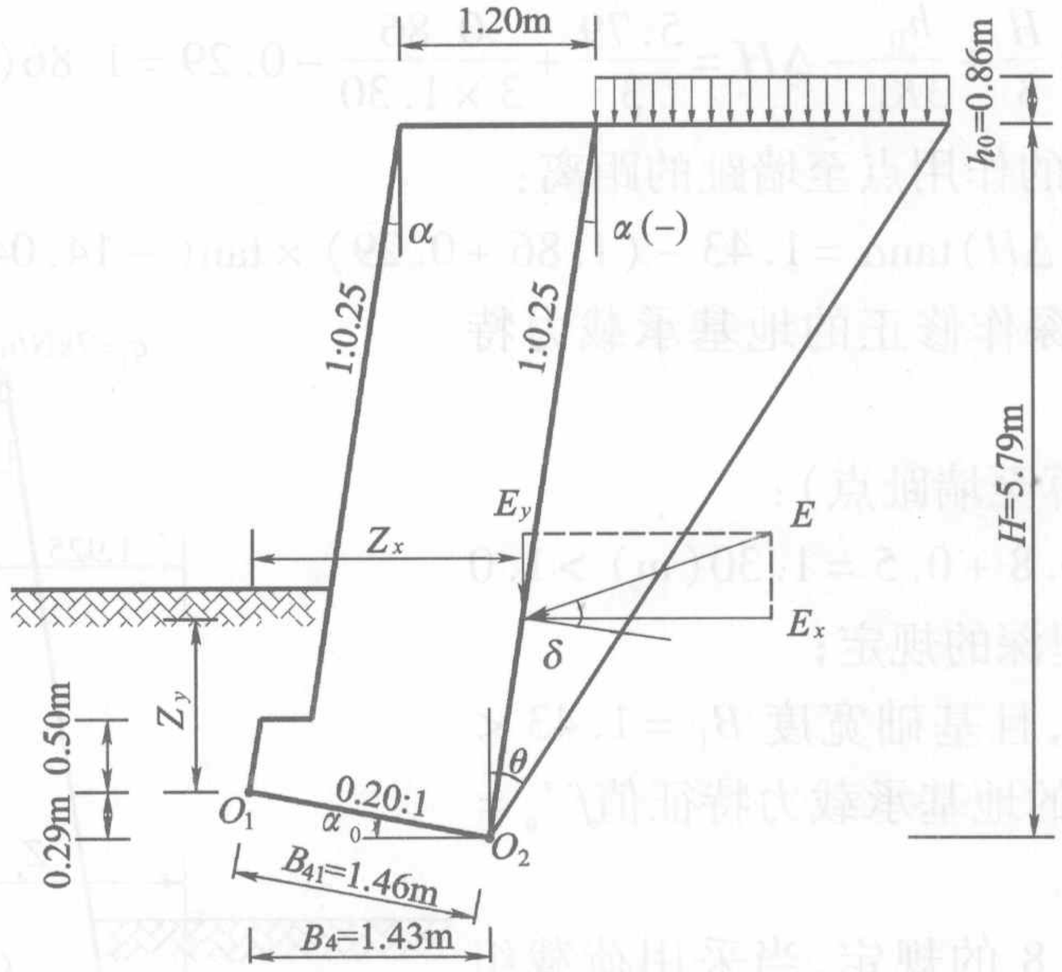


图3　挡土墙土压力计算图式

按本细则附录A.0.3条所列土压力计算公式，计算结果如下：

$$\alpha = \arctan(-0.25) = -14.04°$$

$$\psi = \varphi + \alpha + \delta = 35 - 14.04 + 35/2 = 38.46°$$

$$A = \frac{2dh_0}{H(H+2h_0)} - \tan\alpha$$

因 $d=0$，故 $A = -\tan\alpha = 0.25$

$$\tan\theta = -\tan\psi + \sqrt{(\cot\varphi + \tan\psi)(\tan\psi + A)}$$

$$= -\tan38.46° + \sqrt{(\cot35° + \tan38.46°) \times (\tan38.46° + 0.25)} = 0.73, \theta = 36.11°$$

$$K_a = \cos(\theta+\varphi)\frac{(\tan\theta+\tan\alpha)}{\sin(\theta+\psi)} = \cos(36.11°+35°) \times \frac{\tan36.11° - 0.25}{\sin(36.11°+38.46°)} = 0.16$$

$$h_1 = \frac{d}{\tan\theta + \tan\alpha} = 0$$

墙顶至后踵点（O_2）的墙背高度为：$H = 5.79(\text{m})$

$$K_1 = 1 + \frac{2h_0}{H}\left(1 - \frac{h_1}{H}\right) = 1 + \frac{2h_0}{H} = 1 + \frac{2 \times 0.86}{5.79} = 1.30$$

后踵点土压力为：

$$E = \frac{1}{2}\gamma K_a K_1 H^2 = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.16 \times 1.30 \times 5.79^2 = 66.24(\text{kN/m})$$

单位墙长（1m）上土压力的水平分量：

$$E_x = E \times \cos(\alpha+\delta) \times 1 = 66.24 \times \cos(-14.04° + 17.5°) \times 1 = 66.12(\text{kN})$$

单位墙长（1m）上土压力的竖直分量：

$$E_y = E \times \sin(\alpha + \delta) \times 1 = 66.24 \times \sin(-14.04° + 17.5°) \times 1 = 4.00(\text{kN})$$

土压力水平分量的作用点至墙趾的距离：

$$Z_y = \frac{H}{3} + \frac{h_0}{3K_1} - \Delta H = \frac{5.79}{3} + \frac{0.86}{3 \times 1.30} - 0.29 = 1.86(\text{m})$$

土压力竖直分量的作用点至墙趾的距离：

$$Z_x = B_4 - (Z_y + \Delta H)\tan\alpha = 1.43 - (1.86 + 0.29) \times \tan(-14.04°) = 1.97(\text{m})$$

（四）按基础宽、深作修正的地基承载力特征值f'_a

基础最小埋深（算至墙趾点）：

$h_{埋} = 0.8 + H_2 = 0.8 + 0.5 = 1.30(\text{m}) > 1.0(\text{m})$，符合基础最小埋深的规定；

但$h_{埋} < 3.0(\text{m})$，且基础宽度$B_1 = 1.43 < 2.0(\text{m})$，所以修正后的地基承载力特征值$f'_a$ = 地基承载力特征值f_a。

按本细则表5.2.8的规定，当采用荷载组合Ⅱ时，地基承载力特征值提高系数$K = 1.0$，故$f'_a = 1.0 \times 400 = 400(\text{kPa})$

验算地基承载力时，计入作用在挡土墙顶面的护栏荷载强度q_L与车辆附加荷载标准值q，基底应力计算的力系图可参见图4。

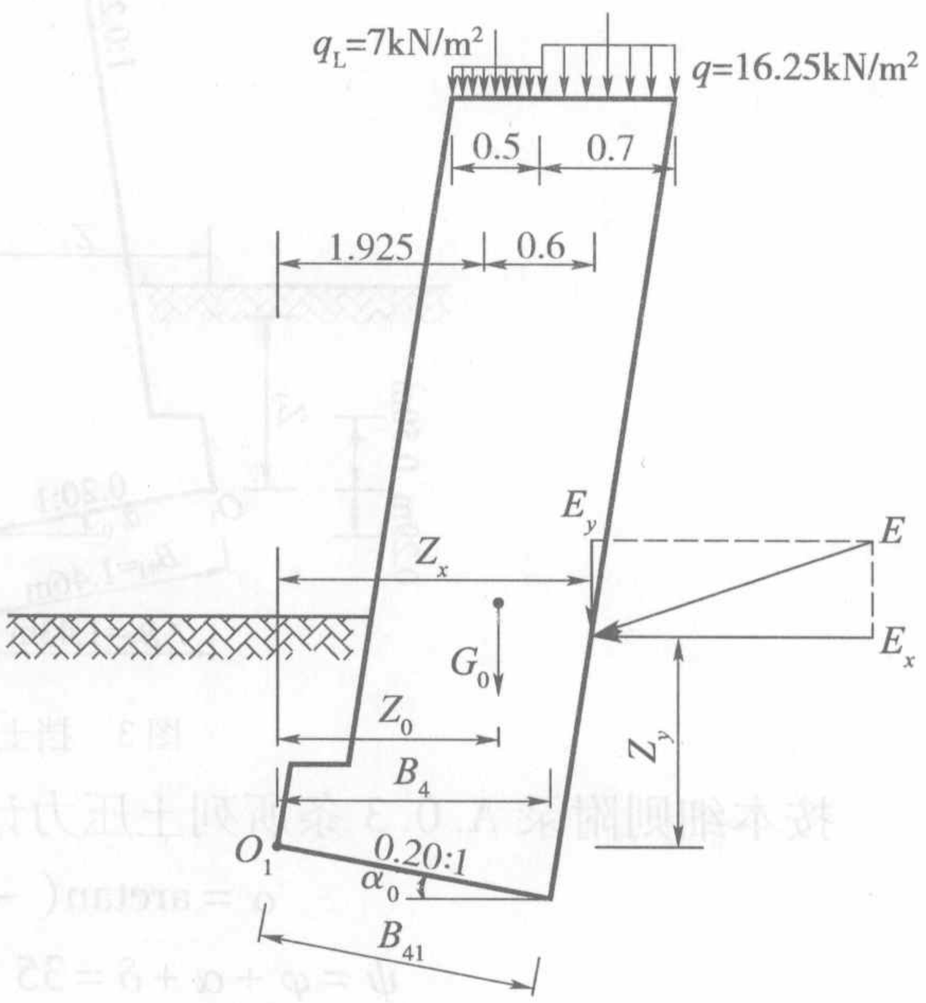


图4　挡土墙基底应力验算力系图

（五）基底合力的偏心距检验

按本细则5.2.1条的规定：在地基承载力计算中，基础的作用效应取正常使用极限状态下作用效应标准组合。

作用于基底形心处的弯矩：

$$M_K = G_0 \times \left(Z_0 - \frac{B_4}{2}\right) + q_L \times 0.5 \times \left(1.925 - \frac{B_4}{2}\right) + q \times 0.7 \times \left(2.525 - \frac{B_4}{2}\right) + E_y\left(Z_x - \frac{B_4}{2}\right) - E_x\left(Z_y + \frac{\Delta H}{2}\right)$$

$$= 160.25 \times \left(1.54 - \frac{1.43}{2}\right) + 7 \times 0.5 \times \left(1.925 - \frac{1.43}{2}\right) + 16.25 \times 0.7 \times \left(2.525 - \frac{1.43}{2}\right) + 4.00 \times \left(1.97 - \frac{1.43}{2}\right) - 66.12 \times \left(1.86 + \frac{0.29}{2}\right)$$

$$= 29.48(\text{kN} \cdot \text{m})$$

作用于倾斜基底的垂直力：

$$N_K = [G_0 + (q_L \times 0.5 + q \times 0.7) + E_y]\cos\alpha_0 + E_x \sin\alpha_0$$

$$= [160.25 + (7 \times 0.5 + 16.25 \times 0.7) + 4.00] \times \cos 11.31° + 66.12 \times \sin 11.31°$$

$$= 188.61(\text{kN})$$

倾斜基底合力的偏心距为：

$$e_0 = \left|\frac{M_K}{N_K}\right| = \left|\frac{29.48}{188.61}\right| = 0.156(\text{m}) < \frac{B_{41}}{6} = \frac{1.46}{6} = 0.243(\text{m})$$

偏心距验算符合本细则表5.2.4及公式(5.2.2-4)的规定。

(六)地基承载力验算

由本细则公式(5.2.2)可算得:

$$p_{max} = \frac{N_K}{B_{41}}\left(1 + \frac{6e_0}{B_{41}}\right) = \frac{188.61}{1.46} \times \left(1 + 6 \times \frac{0.156}{1.46}\right) = 212.00(\text{kPa})$$

$$p_{min} = \frac{N_K}{B_{41}}\left(1 - \frac{6e_0}{B_{41}}\right) = \frac{188.61}{1.46} \times \left(1 - 6 \times \frac{0.156}{1.46}\right) = 46.37(\text{kPa})$$

基底最大压应力与地基承载力特征值比较:

$p_{max} = 212.00(\text{kPa}) < f'_a = 400(\text{kPa})$

地基承载力验算通过。

(七)挡土墙及基础沿基底平面、墙踵处地基水平面的滑动稳定验算

按本细则5.2.1条规定:计算挡土墙及地基稳定时,荷载效应应按承载能力极限状态下的作用效应组合。

(1)沿基底平面滑动的稳定性验算(图5)

不计墙前填土的被动土压力,即$E_p = 0$,计入作用于墙顶的护栏重力。

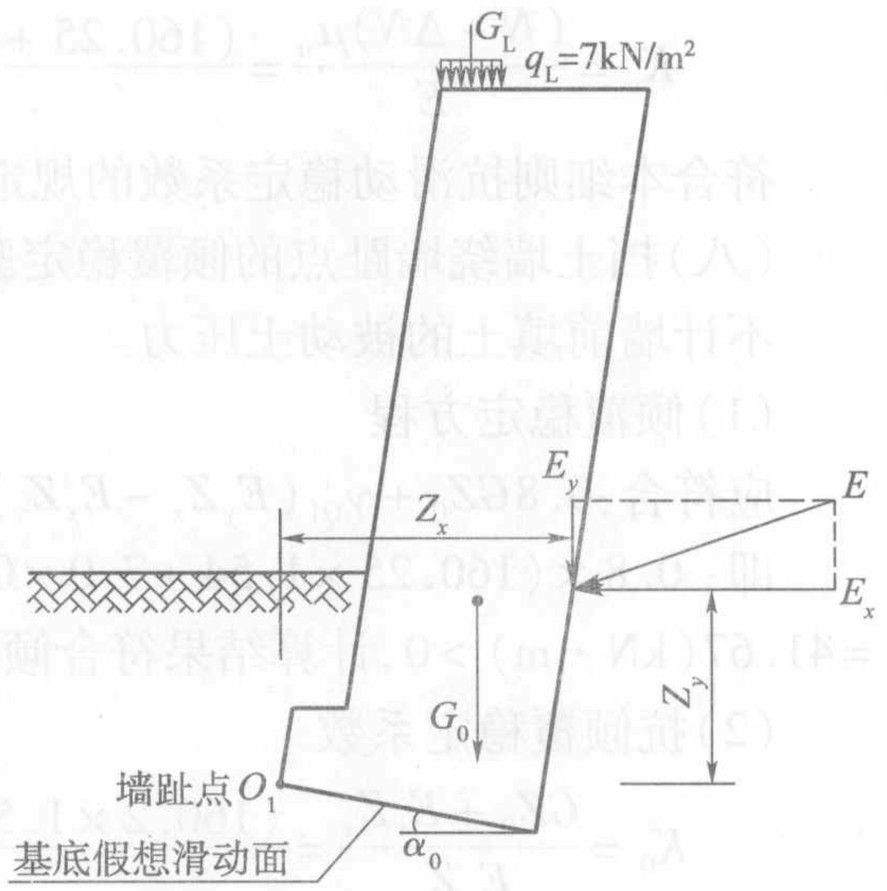


图5 沿挡土墙基底平面滑动稳定性验算图式

①滑动稳定方程

应符合:

$$[1.1G + \gamma_{Q1}(E_y + E_x\tan\alpha_0)]\mu_1 + (1.1G + \gamma_{Q1}E_y)\tan\alpha_0 - \gamma_{Q1}E_x > 0$$

按本细则表4.1.7规定,土压力作用的综合效应增长对挡土墙结构起不利作用时,$\gamma_{Q1} = 1.4$,则有:

$[1.1 \times (160.25 + 7 \times 0.5) + 1.4 \times (4.00 + 66.12 \times 0.2)] \times 0.4 + [1.1 \times (160.25 + 7 \times 0.5) + 1.4 \times 4.00] \times 0.2 - 1.4 \times 66.12 = 26.28(\text{kN}) > 0$

符合沿基底倾斜平面滑动稳定方程的规定。

②抗滑动稳定系数

$$N = G_0 + E_y + q_L \times 0.5 = 160.25 + 4.00 + 7 \times 0.5 = 167.75(\text{kN})$$

$$K_c = \frac{(N + E_x\tan\alpha_0)\mu_1}{E_x - N\tan\alpha_0} = \frac{(167.75 + 66.12 \times 0.2) \times 0.4}{66.12 - 167.75 \times 0.2} = 2.22$$

本细则表5.3.5规定,荷载组合II时,抗滑动稳定系数$K_c > 1.3$,故本例沿倾斜基底的抗滑动稳定系数,符合本细则的规定。

(2)沿过墙踵点水平面滑动稳定性验算(见图6)

计入倾斜基底与水平滑动面之间的土楔的重力ΔN,砂性土黏聚力$c = 0$。

$$\Delta N = 1.43 \times 0.29 \times 21/2 = 4.35(\text{kN})$$

①滑动稳定方程

应符合:$(1.1G + \gamma_{Q1}E_y)\mu_n - \gamma_{Q1}E_x > 0$

即:$[1.1 \times (160.25 + 7 \times 0.5 + 4.35) + 1.4 \times 4.00] \times 0.8 - 1.4 \times 66.12$

$= 59.84(\text{kN}) > 0$

计算结果符合滑动稳定方程的规定。

②抗滑动稳定系数

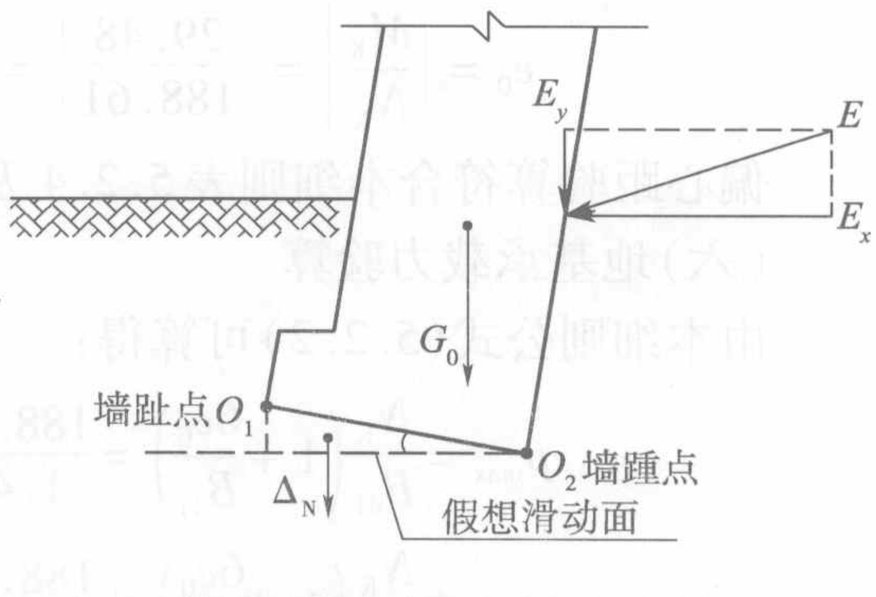


图6　沿墙踵点水平面滑动稳定性验算图式

$$K_c = \frac{(N + \Delta N)\mu_n}{E} = \frac{(160.25 + 7 \times 0.5 + 4.00 + 4.35) \times 0.8}{66.12} = 2.08 > 1.3$$

符合本细则抗滑动稳定系数的规定。

(八)挡土墙绕墙趾点的倾覆稳定验算

不计墙前填土的被动土压力。

(1)倾覆稳定方程

应符合:$0.8GZ_0 + \gamma_{Q1}(E_yZ_x - E_xZ_y) > 0$

即:$0.8 \times (160.25 \times 1.54 + 7.0 \times 0.5 \times 1.925) + 1.4 \times (4.00 \times 1.97 - 66.12 \times 1.86)$

$= 41.67(\text{kN} \cdot \text{m}) > 0$,计算结果符合倾覆稳定方程的规定。

(2)抗倾覆稳定系数

$$K_0 = \frac{GZ_0 + E_yZ_x}{E_xZ_y} = \frac{(160.2 \times 1.54 + 7 \times 0.5 \times 1.925) + 4.00 \times 1.97}{66.12 \times 1.86} = 2.06$$

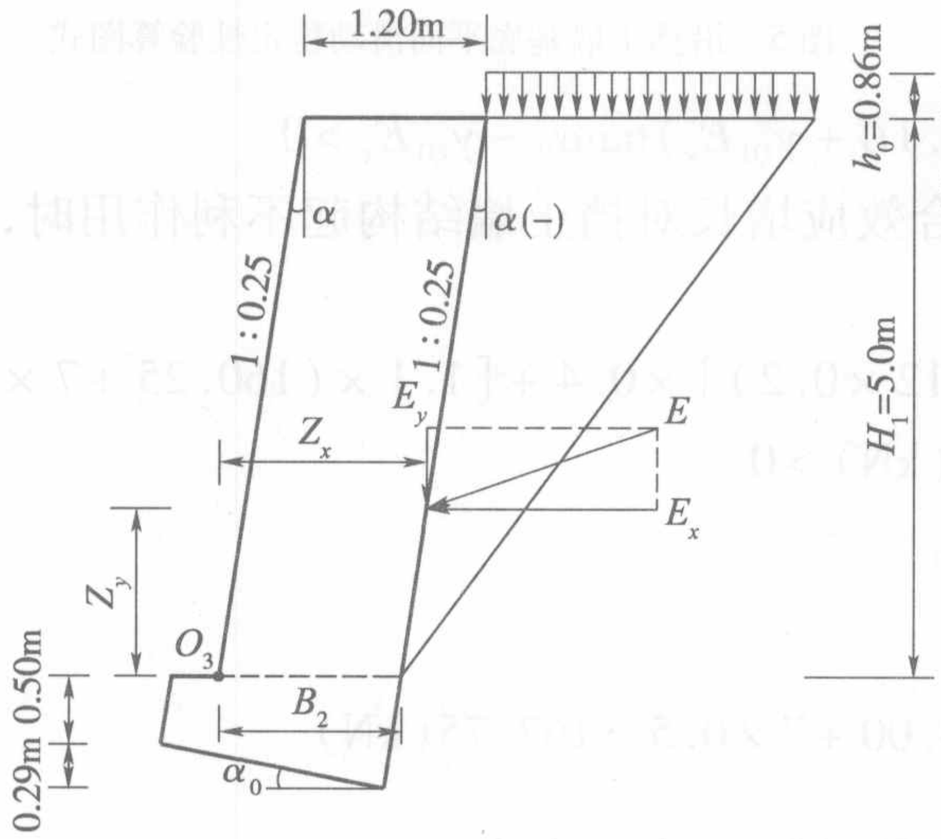


图7　基顶截面土压力计算图式

本细则表5.3.5规定,荷载组合II时,抗倾覆稳定系数 $K_0 \geqslant 1.50$,故本例的抗倾覆稳定系数符合本细则的规定。

(九)挡土墙墙身正截面强度和稳定验算

取基顶截面为验算截面。

(1)基顶截面土压力计算(图7)

由墙踵点土压力的计算结果:$K_a = 0.16$, $h_0 = 0.86(\text{m})$;

基顶截面宽度:$B_s = B_2 = 1.20(\text{m})$;

基顶截面处的计算墙高为:$H = 5.0(\text{m})$。

按:$K_1 = 1 + \frac{2h_0}{H} = 1 + \frac{2 \times 0.86}{5} = 1.34$

基顶处的土压力为:

$$E = \frac{1}{2}\gamma K_a K_1 H^2 = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.16 \times 1.34 \times 5^2 = 50.92(\text{kN/m})$$

单位墙长(1m)上土压力的水平分量:

$$E_x = E \times \cos(\alpha + \delta) = 50.92 \times \cos(-14.04° + 17.5°) = 50.83(\text{kN})$$

单位墙长(1m)上土压力的竖直分量:

$$E_y = E \times \sin(\alpha + \delta) = 50.92 \times \sin(-14.04° + 17.5°) = 3.07(\text{kN})$$

土压力水平分量的作用点至基顶截面前缘的力臂长度:

$$Z_y = \frac{H}{3} + \frac{h_0}{3K_1} = \frac{5.00}{3} + \frac{0.86}{3 \times 1.34} = 1.88(\text{m})$$

土压力竖直分量的作用点至基顶截面前缘的力臂长度:

$$Z_x = B_s - Z_y \tan\alpha = 1.20 - 1.88 \times \tan(-14.04°) = 1.67(\text{m})$$

(2)基顶截面偏心距验算

截面宽度:$B_s = B_2 = 1.20(\text{m})$

取单位墙长(1m),基顶截面以上墙身自重:$N_s = G_1 = 138.00(\text{kN})$

墙身重心至验算截面前缘力臂长度:

$$Z_s = (B_s - H_1 \tan\alpha)/2 = [1.2 - 5 \times \tan(-14.04°)]/2 = 1.23(\text{m})$$

墙顶防撞护栏重量换算集中力:$N_L = q_L \times 0.5 = 7 \times 0.5 = 3.50(\text{kN})$

护栏换算集中力至验算截面前缘的力臂长度:$Z_L = 0.25 - H_1 \tan\alpha = 1.50(\text{m})$

$$N_G = N_S + N_L = 138 + 3.5 = 141.50(\text{kN}), N_{Q1} = E_y = 3.07(\text{kN})$$

按本细则公式(6.3.5)计算,查表6.3.5-1取综合效应组合系数$\psi_{zc} = 1.0$,并按表4.1.7的规定,取荷载分项系数$\gamma_G = 1.2$,$\gamma_{Q1} = 1.4$,截面形心上的竖向力组合设计值为:

$$N_d = \psi_{zc}(\gamma_G N_G + \gamma_{Q1} N_{Q1}) = 1.0 \times (1.2 \times 141.5 + 1.4 \times 3.07) = 174.10(\text{kN})$$

基底截面形心处,墙身自重及护栏重量作用的力矩:

$$M_G = N_s\left(Z_s - \frac{B_s}{2}\right) + N_L\left(Z_L - \frac{B_s}{2}\right)$$

$$= 138 \times (1.23 - 0.6) + 3.5 \times (1.5 - 0.6) = 90.09(\text{kN} \cdot \text{m})$$

基底截面形心处,土压力作用的力矩:

$$M_E = E_y\left(Z_x - \frac{B_s}{2}\right) - E_x Z_y = 3.07 \times (1.67 - 0.6) - 50.83 \times 1.88 = -92.28(\text{kN} \cdot \text{m})$$

按本细则表4.1.7的规定,分别取作用分项系数:$\gamma_G = 0.9$,$\gamma_{Q1} = 1.4$

根据本细则表6.3.5-1的规定,取综合效应组合系数ψ_{zc}为1.0。

截面形心上的总力矩组合设计值:

$$M_d = \psi_{zc}(\gamma_G M_G + \gamma_{Q1} M_E) = 0.9 \times 90.09 + 1.4 \times (-92.28) = -48.11(\text{kN} \cdot \text{m})$$

查本细则表6.3.6得合力偏心距容许限值为:$[e_0] = 0.25B_s = 0.25 \times 1.2 = 0.3(\text{m})$

截面上的轴向力合力偏心距:$e_0 = \left|\frac{M_d}{N_d}\right| = \left|\frac{-48.11}{174.10}\right| = 0.28(\text{m}) < 0.3(\text{m})$

符合偏心距验算要求,应按本细则公式(6.3.8-1)验算受压构件墙身承载力。

(3)截面承载力验算

由前计算结果知,作用于截面形心上的竖向力组合设计值为:$N_d = 174.10(\text{kN})$

按本细则表3.1.5的规定,本挡墙之结构重要性系数为:$\gamma_0 = 1.0$

查本细则表6.3.8得长细比修正系数:$\gamma_\beta = 1.3$

由本细则公式(6.3.8-3)计算构件的长细比:$\beta_s = 2\gamma_\beta H/B_s = 2 \times 1.3 \times 5.0/1.2 = 10.83$

按本细则6.3.8条规定:$\alpha_s = 0.002$,$\dfrac{e_0}{B_s} = \dfrac{0.28}{1.2} = 0.23$

由公式(6.3.8-1)得构件轴向力的偏心距e_0和长细比β_s对受压构件承载力的影响系数:

$$\psi_k = \frac{1 - 256\left(\frac{e_0}{B_s}\right)^8}{1 + 12\left(\frac{e_0}{B_s}\right)^2} \times \frac{1}{1 + \alpha_s\beta_s(\beta_s - 3)\left[1 + 16\left(\frac{e_0}{B_s}\right)^2\right]}$$

$$= \frac{1 - 256 \times 0.23^8}{1 + 12 \times 0.23^2} \times \frac{1}{1 + 0.002 \times 10.83 \times (10.83 - 3) \times [1 + 16 \times 0.23^2]}$$

$$= 0.47$$

$A = 1.0 \times B_s = 1.2(\mathrm{m}^2)$,由基本资料知:

$$f_{cd} = 0.71(\mathrm{MPa}) = 710(\mathrm{kN/m}^2)$$

墙身受压构件抗力效应设计值:

$$\psi_k A f_{cd} = 0.47 \times 1.2 \times 710 = 400.44(\mathrm{kN})$$

因为$\gamma_0 N_d = 1.0 \times 174.10 = 174.10(\mathrm{kN}) < 400.44(\mathrm{kN})$,符合本细则公式(6.3.8-1)的规定,所以截面尺寸满足承载力验算要求。

(4)正截面直接受剪验算

按本细则6.3.12条的规定,要求:

$$\gamma_0 V_d \leqslant A f_{vd} + \alpha\mu N_{Gd}$$

计算截面上的剪力组合设计值:

$$V_d = \gamma_{Q1} E_x = 1.4 \times 50.83 = 71.16(\mathrm{kN})$$

$$N_{Gd} = \psi_{zc}(\gamma_G N_G + \gamma_{Q1} N_{Q1}) = 1.0 \times (0.9 \times 141.5 + 1.0 \times 3.07) = 130.42(\mathrm{kN})$$

由基础资料得:

$$f_{vd} = 0.120(\mathrm{MPa}) = 120(\mathrm{kN/m}^2),\ f_{cd} = 0.71(\mathrm{MPa}) = 710(\mathrm{kN/m}^2)$$

又:

$$A = 1.0 \times B_s = 1.2(\mathrm{m}^2)$$

可计算得到轴压比为:

$$N_{Gd}/f_{cd}A = 130.42/(710 \times 1.2) = 0.15$$

查本细则表6.3.12得:

$$\alpha\mu = 0.16$$

$$A f_{vd} + \alpha\mu N_{Gd} = 1.2 \times 120 + 0.16 \times 130.42 = 164.87(\mathrm{kN}) > 71.16(\mathrm{kN})$$

符合正截面直接受剪验算要求。

7 悬臂式挡土墙

7.1 一般规定

7.1.1 我国《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001/J 127—2001)规定:悬臂式挡土墙墙高不宜大于6m,日本《高等级公路设计规范》所列的悬臂式挡土墙适用高度为3~9m。本细则从经济因素考虑,规定以5m作为悬臂式挡土墙的最大适宜墙高。

7.1.4 由于挡土墙结构上的作用(荷载)及其对结构产生的效应与桥梁结构有所不同,所以本细则表4.1.7所规定的承载能力极限状态作用(荷载)分项系数中,部分与现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)的规定存在差异,在应用现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中各类构件的强度计算或截面尺寸计算公式对挡土墙构件进行计算时,公式左端的作用(荷载)效应组合设计值项,可采用本细则的规定进行计算;公式右端的结构抗力函数项,应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行。

7.2 一般构造

7.2.4~7.2.5 本条参考日本《高等级公路设计规范》的有关条文,对悬臂式挡土墙的主要受力钢筋、构造钢筋及钢筋的混凝土保护层厚度等作出规定。但本条未对钢筋混凝土构件所有构造作出详细规定,例如剪力钢筋的配置等,按照本细则第7.1.4条的规定,均应遵照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的规定执行。

7.3 设计计算

7.3.1 悬臂式挡土墙的设计,通常采用先概略拟定组成墙体各构件的几何尺寸,再对钢筋混凝土构件进行设计的步骤进行。概略确定构件几何尺时,需按地基承载力、基底合力偏心距的规定及挡土墙抗滑动稳定性、抗倾覆稳定性等外部稳定条件,通过试算法求出。必要时,还应对地基可能发生的深层滑动稳定性进行验算;钢筋混凝土构件设计,是按初拟的构件几何尺寸,计算构件上的作用效应、配置钢筋及对构件的变形、裂缝宽度等进行验算。在此过程中,往往需要调整初拟的构件截面几何尺寸,尺寸调整后,一般对挡

土墙的外部稳定性影响不大。

7.3.3 日本《高等级公路设计规范》根据不同的检算内容，规定采用不同的计算墙背来计算土压力，此规定合理且安全，所以本细则也采用了这一规定。本细则未列入《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2006)所规定的："亦可按通过墙踵的竖直面为假想墙背进行土压力计算"的规定，原因是虽然计算简便，但模型试验和现场测试资料表明，此法不及按库仑理论用第二破裂面法计算的土压力符合实际。

不考虑立壁墙背与填料的摩擦，是由于悬臂式挡土墙的立壁与底板是连成一体的，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测定出墙背摩擦角。当不计入墙背摩擦角时，计算结果使挡土墙结构偏于安全。

7.3.5～7.3.8 悬臂式挡土墙的立壁与底板(包括前趾板与后踵板)均规定按独立悬臂梁进行计算，故可按一般受弯构件配置钢筋、验算构件在作用的短期效应组合下的挠度及验算构件的最大裂缝宽度。前一部分的计算内容属于构件承载能力极限状态的计算内容，应用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(以下简称"桥规")的规定进行截面设计前，首先要采用本细则第四章规定的作用(或荷载)的分项系数，计算作用(或荷载)效应的组合设计值。其中，基底应力作为竖向荷载时，其分项系数在本细则第四章中未予列入，故需另作规定。需要注意的是：本细则第7.3.5条规定基底应力作为竖向荷载时，可采用竖向恒载的分项系数，同样也应按荷载增大对挡土墙结构起有利或不利作用的条件，分别进行取值；后一部分则属于构件正常使用极限状态的验算内容，按本细则第7.1.4条的规定，应遵照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)的相关规定执行。

日本《高等级公路设计规范》规定：设计后踵板时，如后踵板的根部弯矩大于立壁根部弯矩时，可取立壁根部弯矩作为设计弯矩，此规定考虑了刚结点力系平衡条件，本细则也予以采用。

8 扶壁式挡土墙

8.1 一般规定

8.1.1 关于扶壁式挡土墙的最大适宜墙高，我国《铁路路基支挡结构设计规范》(TBJ 10025—2001/J 127—2001)规定："扶壁式挡土墙高度不宜大于10m"，《支挡结构设计手册》(中国建筑工业出版社)建议："一般扶壁式挡土墙墙高在9～10m左右"，日本《高等级公路设计规范》的挡土墙适用范围表中，规定为15m。本细则从对挡土墙经济性要求的变化趋势、环境保护、与建筑材料的协调性发展等前景出发，采用了日本《高等级公路设计规范》的规定，适当扩大了扶壁式挡土墙高度的应用范围。

8.1.4 同本细则第7.1.4条的条文说明。

8.2 一般构造

8.2.1～8.2.4 本细则所列扶壁式挡土墙一般构造的规定，均适用于整体浇筑的扶壁式挡土墙。扶壁式挡土墙也有采用拼装式的，但其应用限制较多，例如地质不良地段、8度以上烈度的地震区不宜采用，需配置吊装设备及预制场地等，计算方法也与整体式浇筑墙不同，国内较少采用，故未列入本细则内容中。

8.3 设计计算

8.3.1 整体浇筑的扶壁式挡土墙为空间受力结构。为计算方便，本条规定将其简化为平面问题，按近似方法对各组成构件分别进行计算。

8.3.5 本条之式(8.3.5-2)，按组合荷载作用下，后踵点竖向压应力的综合分项系数给出，是由于计算后踵点竖向压应力时，各荷载效应采用了不同的分项系数，同一类荷载，若作用方向不同，对踵板计算将分别产生有利影响或不利影响，分项系数取值也应不同，所以当竖向压应力作为作用在踵板上的荷载时，其分项系数宜为生成竖向压应力的各组成荷载分项系数的综合分项系数值。

计算后踵板的荷载效应时，也可以不将竖向压应力及其组合荷载综合分项系数分别求出，而直接按计算式(8-1)的右端计算出竖向压应力的组合荷载效应，再代入相关计算

公式中。

$$\gamma_{QC}\sigma_W = \gamma_{Q1}\sigma_{Yc} + \gamma_G G_S/b_3 + \gamma_G\gamma_K h_1 + \gamma_G(2.4M_{B0}/b_3^2) - \gamma_G\sigma_C \tag{8-1}$$

本条条文规定:不计立壁对底板的约束作用。对后踵板进行计算时,与立壁连接的计算图式可视为铰接,作用于立壁上的水平土压力主要通过扶壁传递至后踵板,故不计算垂直墙长方向上,后踵板板条的弯矩和剪力。配置垂直于墙长方向的后踵板顶面水平钢筋,既作为顺墙长方向踵板钢筋的定位钢筋,也是为了立壁竖直板条承受负弯矩的竖向钢筋得以发挥抗弯作用而设置,故可按与立壁竖直板条相等的内力组合设计值,相同的布置方法进行配筋。

8.3.6~8.3.9 《铁路工程设计技术手册·路基》提出:在计算立壁的内力时,考虑立壁与后踵板之间的固结影响,可采用图(8-3-6)所示的替代土压应力图。图中 *afge* 为按主动土压力公式计算的水平向土压应力,实际计算时则采用图形 *afbde* 作为替代土压应力图,替代土压应力图中的 *abde* 作为计算立壁水平板条跨中正弯矩时的荷载;而在计算立壁与扶壁固结端的水平板条负弯矩时,采用图形 *abce* 作为计算荷载。

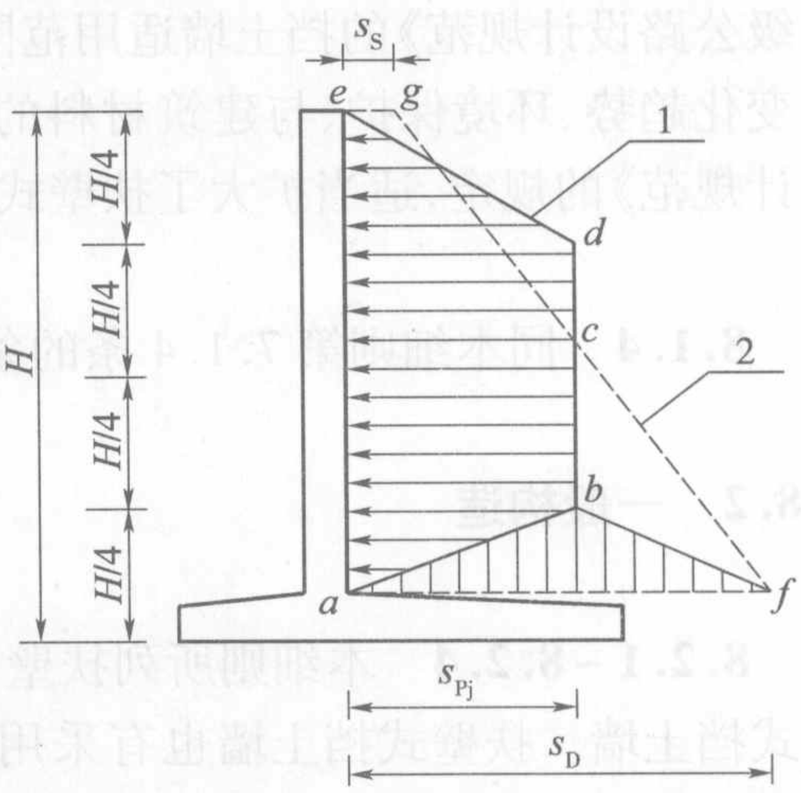


图 8-3-6 立壁的替代土压应力图

1-替代水平土压应力;2-计算水平土压应力

日本《高等级公路设计规范》未明确规定采用替代土压应力,而是规定:"将立壁看作是支承在扶壁上的连续板,以抵抗土压力的水平分力"。也未要求计算竖向板条的弯矩。该规定对于拼装式的扶壁式挡土墙是较合理的,当为整体式浇筑墙时 ,此规定偏于保守。本细则采用了我国《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2006)的规定,将作用于立壁上的荷载简化为等腰梯形,来替代水平土压应力荷载进行计算,即本细则中的图 8-3-6。

本细则立壁竖直板条的竖向弯矩计算公式(8.3.8-1)与公式(8.3.8-2),为根据实验和理论分析结果,归纳后推荐使用的近似公式。

9 嵌岩桩板式挡土墙

9.1 一般规定

9.1.1 桩板式挡土墙的应用范围较广:既可用于路肩式挡土墙,也可用于路堤式挡土墙;既可用于均质的岩石地基,也可用于地质条件较差的土质地基。按桩的受力性质与承载性状:可为刚性桩,也可为弹性桩;可为摩擦桩,也可为端承桩(支承或嵌固在基岩中的桩)。按桩底的锚固程度可分为自由支承、铰支承、固定支承。但是,由于桩顶为自由端,当桩基置于土质地基中或桩的受力性质为弹性桩时,桩顶可能产生较大的水平位移或转角,影响挡土墙的外观及正常使用功能,这时,采用其他在桩身上设有锚杆或拉杆类的挡土墙,如锚杆挡土墙、锚定板挡土墙等,更为经济合理。所以本细则仅列入嵌岩桩板式挡土墙的相关内容,并在本条规定:一般适用于覆盖层较薄的均质岩石地带上。桩的计算采用刚性悬臂桩为计算图式,为保证桩身嵌入基岩部分的固定支承作用,本条对基岩的强度与岩体的完整系数等岩体基本质量作出规定。本细则第9.3.5条注明了饱和湿度下岩石的单轴抗压强度标准值测定的试件规定;岩石的完整系数的测试与确定则应符合《工程岩体分级标准》(GB 50218—94)的规定。该标准附录A规定:选择有代表性的点、段,测定岩体纵波速度,并在同一岩体取样测定岩石纵波速度,按下式计算岩体的完整性系数 K_v 值:

$$K_v = \left(\frac{v_{pm}}{v_{pr}}\right)^2 \tag{9-1}$$

式中:v_{pm}——岩体声波纵波速度(km/s);

v_{pr}——岩石声波纵波速度(km/s)。

岩体完整系数(K_v)与定性划分的岩体完整程度的对应关系见下表9-1。

表9-1 K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系

K_v	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

本条规定 K_v >0.6,即要求桩身应嵌入较完整的均质岩石地基中。

9.1.4 同本细则第7.1.4条的条文说明。

9.2 一般构造

9.2.1 当嵌岩桩板式挡土墙在土压力与其他可变作用(荷载)作用下,墙顶的计算位

移量较大时，适当设置锚杆可约束墙顶变形，保证墙体在正常使用状态下有平直的外观。

9.2.4 嵌岩桩板式挡土墙也应满足本细则关于墙的两端伸入路基内或嵌入原地层最小深度的要求，受构造特点所限，通常采用的办法是在墙两端各砌（浇）筑一段整体式墙面的挡土墙，作为与路基或原地层连接的过渡构造。

9.2.5 嵌岩桩的最小截面尺寸规定，是按采用挖孔桩施工时，满足施工要求的最小尺寸而制定的。最小嵌岩深度参考了《建筑桩基技术规范》（JGJ 94—2006）的相关条文，并根据嵌岩桩板式挡土墙中，桩的受力计算图式，作出规定。

9.3 设计计算

9.3.4 本条所列墙后主动土压力的水平分量所引起的桩截面最大弯矩 M_{ZD} 及剪力 V_{ZD} 计算公式，为未计荷载分项系数的作用效应计算式，其计算值可作为桩的嵌岩深度计算的计算参数。

9.3.5 现版《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG D63—2007）规定：桩基嵌入基岩中的深度，可按下列公式计算：

（1）圆形桩：

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.066\beta f_{rk} d}} \tag{9-2}$$

（2）矩形桩：

$$h = \sqrt{\frac{M_H}{0.08\beta f_{rk} b}} \tag{9-3}$$

式中：h——桩嵌入基岩中（不计强风化层）的有效深度（m），但不应小于0.5m；

M_H——基岩顶面处的弯矩（kN·m）；

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值（kPa）；

β——系数，$\beta = 0.5 \sim 1.0$，根据岩层侧面构造而定，节理发达的取小值；节理不发达的取大值；

d——钻（挖）孔桩的桩身直径（m）；

b——垂直于弯矩作用平面桩的边长（m）。

以上式公式推导时，将嵌入岩层的桩身作为偏心受压柱计算，但不计入岩层顶面处水平剪力的影响，也不计入桩底摩阻力对桩的影响，岩层顶面处的弯矩由岩层横向侧壁承受，公式的本质是验算桩前地基的水平方向容许承载力。这组近似公式，显然不适用于以承受水平荷载为主的桩板式挡土墙，其基岩顶面处桩柱截面的水平剪力较大，不可忽略。故按基岩顶面桩截面处，同时作用弯矩与水平剪力时，与桩侧岩层产生的抗力相平衡为条件，并采用下列假定，推导桩的嵌岩深度计算式：

(1)桩底与岩石的摩阻力对桩的影响忽略不计;

(2)不计桩底的抵抗弯矩;

(3)圆形截面桩需考虑桩侧应力的不均匀分布,假定最大压应力 p_{max} 为平均压应力 p_p 的 1.27 倍,即:

$$p_p = \frac{p_{max}}{1.27} \tag{9-4}$$

式中:p_{max}——作用于桩侧岩石地基上的最大压应力(kN·m);

p_p——作用于桩侧岩石地基上的平均压应力(kN·m)。

关于桩侧岩石地基上的最大压应力 p_{max} 的规定:

《公路设计手册·路基》建议桩身对基岩的侧向压应力 p_{max} 应符合以下条件:

$$p_{max} \leqslant K_1 K_2 f_{rk} \tag{9-5}$$

式中:K_1——折减系数,根据岩层产状的倾角大小,取 0.5~1.0;

K_2——折减系数,根据岩层的破碎和软化程度,取 0.3~0.5;

其他符号同前。

《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)条文说明,推导桩基嵌岩深度公式时,规定桩侧最大压应力 p_{max} 采用下式计算:

$$p_{max} = C\beta f_{rk} \tag{9-6}$$

式中:C——安全系数,采用 0.5;

β——岩石的竖直抗压强度换算为水平抗压强度的折减系数,$\beta = 0.5 \sim 1.0$。

本细则推导嵌岩深度公式时,按下式计算:

$$p_{max} \leqslant C\eta f_{rk} \tag{9-7}$$

$$\eta \leqslant \frac{K_1 K_2}{C} \tag{9-8}$$

当 $K_1 = 0.5 \sim 1.0$,$K_2 = 0.3 \sim 0.5$ 时,则 $\eta = (0.3 \times 0.5 \sim 1.0 \times 0.5)/0.5 = 0.3 \sim 1.0$,显然 η 的取值规定与 β 的取值规定相比,更偏于安全。

如图 9-1 所示圆形截面桩,在荷载作用下,可建立以下静力平衡方程:

$$d\left[\frac{1}{2}px\frac{2x}{3} + \frac{1}{2}p'(h_D - x)\frac{2(h-x)}{3}\right] = M_{ZD} + V_{ZD}x \tag{9-9}$$

$$p' = \frac{h_D - x}{x}p \tag{9-10}$$

$$\frac{1}{2}pdx = \frac{1}{2}p'(h_D - x)d + V_{ZD} \tag{9-11}$$

经整理,得方程:

$$ph_D^2 - 4V_{ZD}h_D - 6M_{ZD} = 0 \tag{9-12}$$

则:

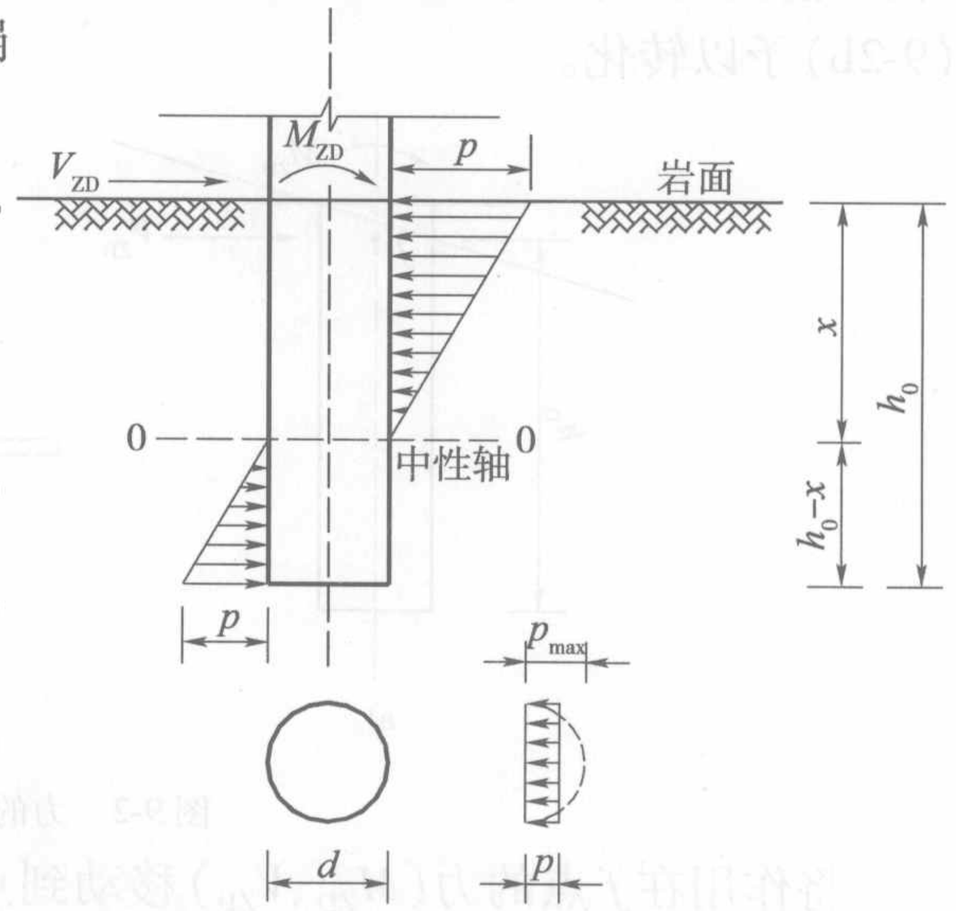


图 9-1 圆形截面桩嵌岩深度计算图式

$$h_D = \frac{4V_{ZD} + \sqrt{16V_{ZD}^2 + 24pM_{ZD}d}}{2pd} \tag{9-13}$$

将 $p = p_p = \frac{p_{max}}{1.27} = \frac{C\eta f_{rk}}{1.27}$ 代入式(9-13)得：

$$h_D = \frac{4V_{ZD} + \sqrt{16V_{ZD}^2 + 9.45\eta f_{rk}M_{ZD}d}}{0.787\eta f_{rk}d} \tag{9-14}$$

即本细则条文的式(9.3.5-1)。

同理，注意到矩形截面桩桩侧基岩承压宽度为顺墙长方向的桩截面边长 b，$p_{max} = p_p$，则可推导出矩形截面桩的嵌岩深度公式：

$$h_D = \frac{4V_{ZD} + \sqrt{16V_{ZD}^2 + 12\eta f_{rk}M_{ZD}b}}{\eta f_{rk}b} \tag{9-15}$$

即本细则条文的式(9.3.5-2)。

如令式(9-14)、式(9-15)中的剪力 V_{ZD} 项为零，令 $M_{ZD} = M_H$，可得到以上所列式(9-2)、式(9-3)，即《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)中，桩基嵌岩深度计算式。

9.3.6 一般嵌岩桩的嵌岩深度计算公式均设定岩层面为水平，当岩层表面倾斜时，国内公路或铁路桩基设计规范中，尚未见规定，斜坡上桩基设计的文献、资料也较缺少。日本《高等级公路设计规范》对斜坡上的深基础(适用于桩、沉箱基础)有详细规定，但基于采用有限单元法分析，计算公式较为复杂。

本细则对斜坡岩石地基上的桩板式挡土墙地基水平稳定验算、桩前地基极限水平承载力验算的规定，采用设定稳定安全系数的极限平衡法，并假定嵌岩桩桩顶为自由端；不计桩底剪切抗力；嵌岩区的桩身作为偏心受压构件。岩面上的内力可按图(9-2a)→图(9-2b)予以转化。

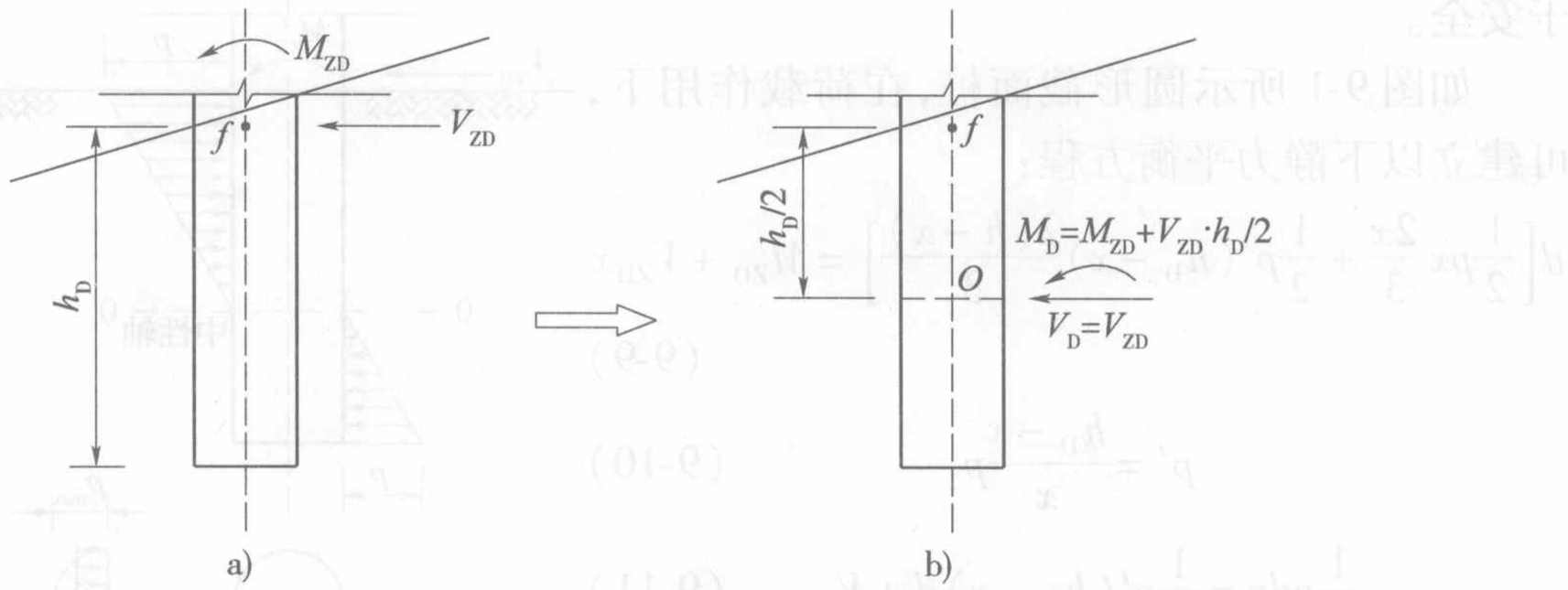


图 9-2 力的作用点的等效移动

将作用在 f 点的力(M_{ZD}、V_{ZD})移动到点 O，为保持作用的有效性，力矩应产生一个增量：$V_{ZD} \cdot h_D/2$。

桩与围岩的作用力系，即为作用于偏心受压构件上的平衡力系。桩侧应力分布如图9-3。

桩前侧偏心受压时，中性轴以上桩身受压而以下桩身受拉。但桩身不可能承受拉力，只能由中性轴以下桩后侧壁围岩的压应力维持平衡。对于矩形截面桩，图9-3中的p_1可根据式(9-16)求得：

$$p_1 = \frac{V_{ZD}}{h_D b}\left(1 + \frac{6e}{h_D}\right) \tag{9-16}$$

$$e = \left(M_{ZD} + V_{ZD}\frac{h_D}{2}\right)/V_{ZD} \tag{9-17}$$

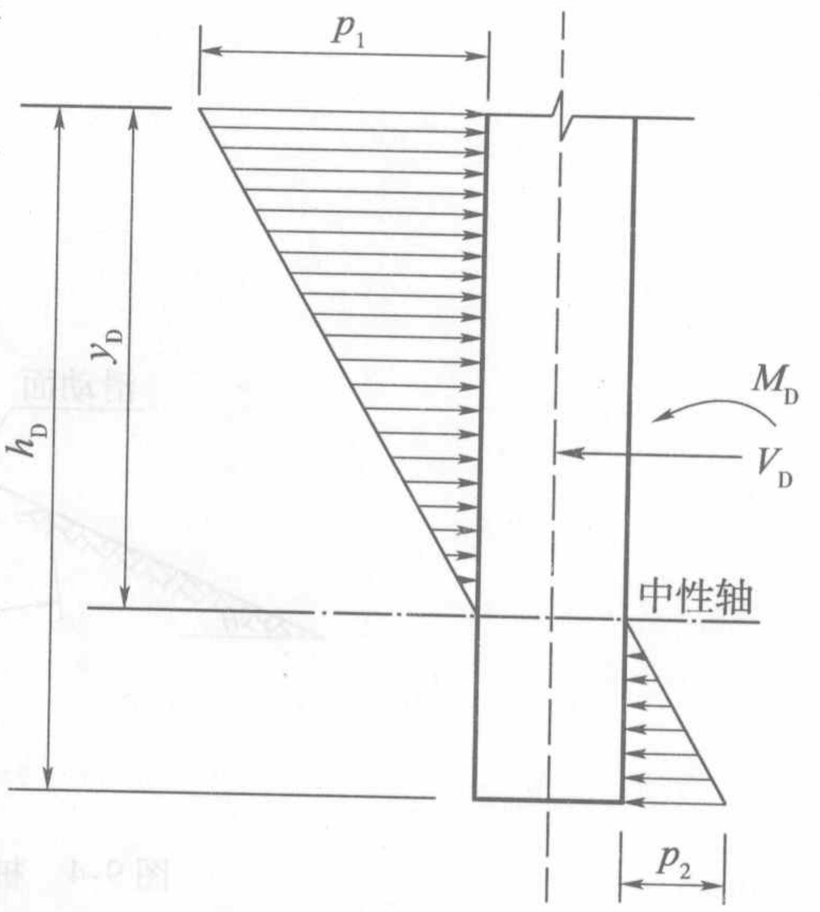


图9-3 桩侧应力分布

求p_2时，若按式(9-18)计算，因偏心距e超出断面形心，计算得的p'_2为负值(拉力)，转化为中性轴以下桩后侧壁的压应力后，应取其绝对值，故反号：

$$p'_2 = \frac{V_{ZD}}{h_D b}\left(1 - \frac{6e}{h_D}\right) \tag{9-18}$$

$$p_2 = -p'_2 = \frac{V_{ZD}}{h_D b}\left(\frac{6e}{h_D} - 1\right) \tag{9-19}$$

根据静力平衡条件有：

$$\frac{p_1 y_D b}{2} = \frac{p_2 (h_D - y_D) b}{2} + V_{ZD} \tag{9-20}$$

将式(9-16)、式(9-17)、式(9-19)，代入式(9-20)，整理后有：

$$y_D = \frac{h_D (3M_{ZD} + 2V_{ZD} h_D)}{3(2M_{ZD} + V_{ZD} h_D)} \tag{9-21}$$

y_D是中性轴的高度，也是旋转中心的高度。上式即本细则条文中的式(9.3.6-4)。作为刚性嵌岩桩，用桩基分析的“K”法同样可推导出桩旋转中心处的深度，结果与上式相同。

桩前岩石地基极限水平承载力P_q，可按图9-4所示的桩前岩石地基滑动面上的平衡力系求出：

$$P_q \sin\alpha - W\cos\alpha = (W\sin\alpha + P_q\cos\alpha)\tan\varphi + cA \tag{9-22}$$

从而求得：

$$P_q = \frac{W(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\varphi) + cA}{\sin\alpha - \cos\alpha \cdot \tan\varphi} \tag{9-23}$$

这就本细则条文的式(9.3.6-6)。

式中：W——桩前滑动面以上的地基重力(kN)，可按楔形体的体积乘重度求得，即规范的式(9.3.6-8)；

A——滑动面的面积(m^2)，应计入阻力扩散角所增加的面积；

α——滑动面与竖直面的夹角(°)；

c——岩石地基的黏聚力(kN/m^2)。

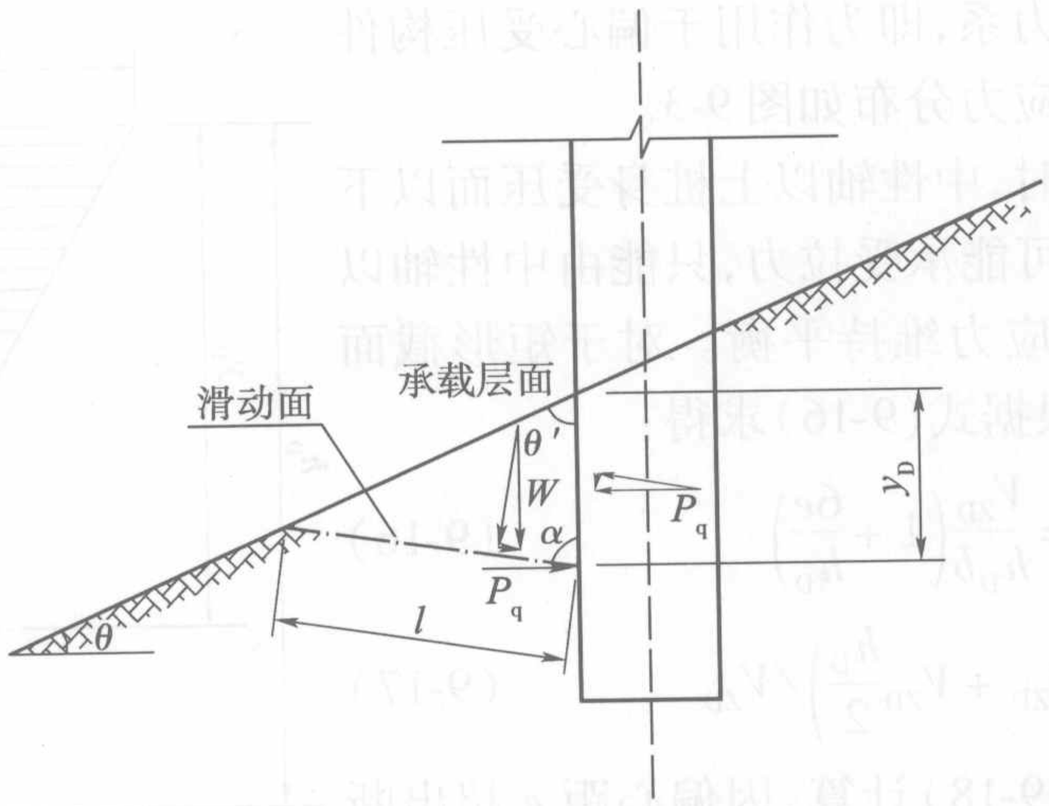


图 9-4　桩前岩石地基滑动面上的平衡力系

本细则的式(9.3.6-10)中,桩前岩石地基水平应力的合力 P_S,是按图 9-3 所示,中性轴以上的桩前侧应力分布的合力计算的,即:

$$P_S = \frac{p_1 y_D b}{2} \tag{9-24}$$

将式(9-16)、式(9-21)代入上式,整理后有:

$$P_S = \frac{(3M_{ZD} + 2V_{ZD}h_D)^2}{3h_D(2M_{ZD} + V_{ZD}h_D)} \tag{9-25}$$

上式即本细则的式(9.3.6-10)。

10 锚杆挡土墙

10.1 一般规定

10.1.1 锚杆挡土墙不同于重力式挡土墙靠自重来保持土压力作用下墙体的稳定，而是依靠锚固在稳定岩土层内的锚杆的抗拔力来平衡作用于墙背上的土压力。我国自20世纪60年代首用以来，已在岩石路基路段有较多工程应用，使用情况良好，锚杆在岩层中的灌浆锚固法已有较成熟的设计及施工经验。在已建锚杆挡土墙的工程项目中，也有用于土质路基防护工程或基坑边坡防护的实例，但影响土层抗剪强度的因素较为复杂，有待继续试验与研究，所以暂未列入本细则的应用范围中，而规定“宜用于岩石路堑地段”，即应用在未风化、微风化的硬质岩层及节理较发育的弱风化硬质岩层或未风化、微风化的软质岩层中。

10.1.2 肋柱式锚杆挡土墙与板壁式锚杆挡土墙既有相似的支挡原理，又各具特点，分述如下。

(1)肋柱式锚杆挡土墙：墙体由肋柱和挡土板组成。锚杆间距一般比板壁式锚杆挡土墙大，锚孔直径100～150mm，需采用钻机钻孔，灌注砂浆后，杆体和锚孔孔壁黏结为一体，属于以黏结力为主要锚固作用的锚杆类型，必要时可将钻孔端部扩大，增加锚杆的抗拔力，使挡土墙能承受较大的土压力。由于施工占地少，基础开挖工程小，施工进度快，作为岩质陡坡路堑段的支挡结构物较为有利。也可用于构造物的基坑开挖工程，因不需设坑内支撑，扩大了作业面，有利于施工。

(2)板壁式锚杆挡土墙：由现场浇筑的整体式墙面板或装配式墙面板与多排小锚杆组成。锚孔可采用普通风钻钻孔，直径35～50mm，一般锚孔深度4～5m，常用楔缝式锚杆，杆端直接与锚孔接触，增大了锚杆与锚孔间的摩阻力，因此兼具黏结型与机械型锚杆的特点。这种结构形式施工较简便，但承受土压力的能力较小。

10.1.4 锚杆挡土墙也可采用高强钢丝、钢绞线或高强粗钢筋的预应力锚杆系统，造价较高，需与其他支挡形式作详细的经济、技术比较。本细则编写时，暂未列入。

10.2 一般构造

10.2.1 肋柱式锚杆挡土墙与板壁式锚杆挡土墙的锚杆断面大样，见图10-1、图10-2。

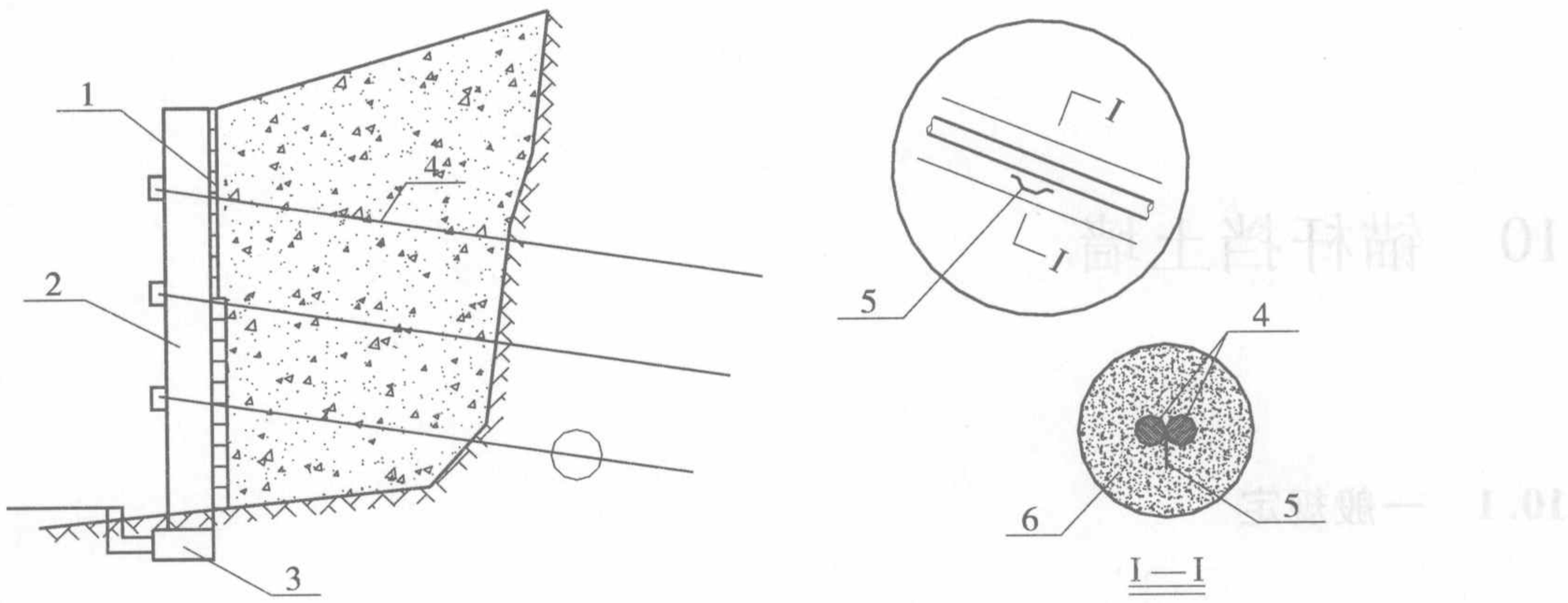


图 10-1　肋柱式锚杆挡土墙锚杆大样图

1-挡土板;2-肋柱;3-基础;4-锚杆;5-锚杆支架;6-膨胀水泥砂浆

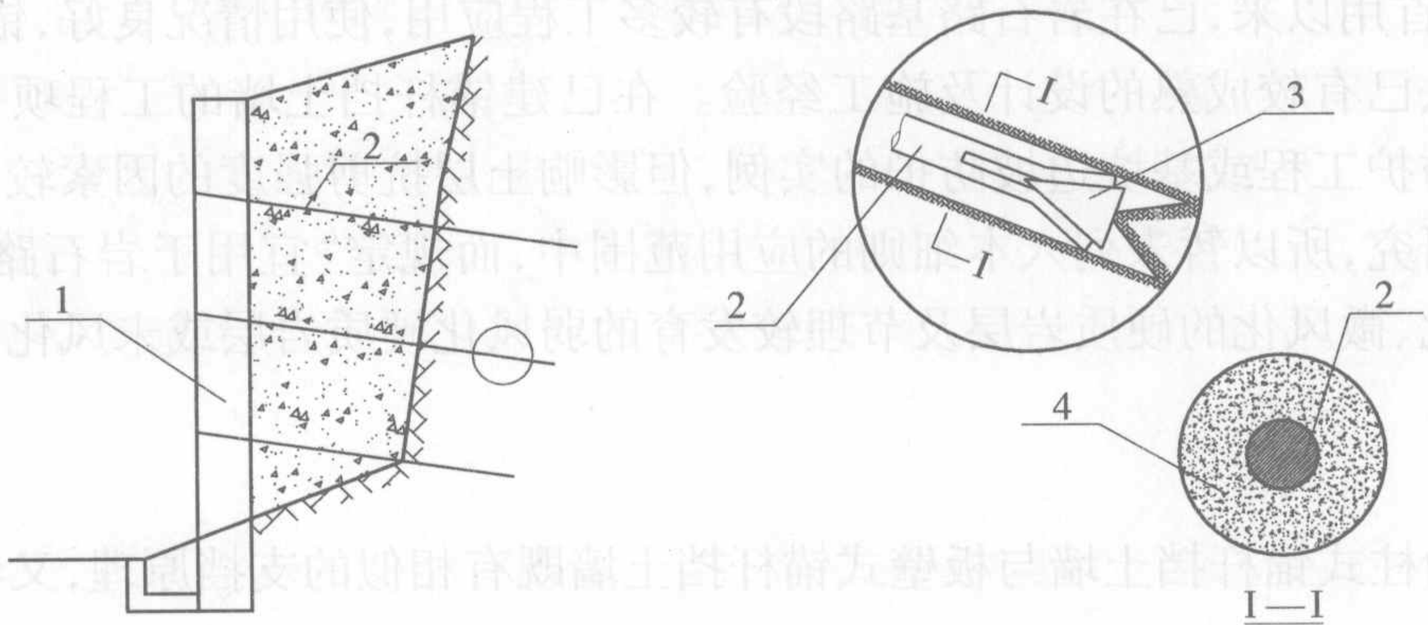


图 10-2　板壁式锚杆挡土墙锚杆大样图

1-预制或现浇墙面板;2-锚杆;3-楔子;4-膨胀水泥砂浆

10.2.5　肋柱的间距视施工的吊装能力和锚杆的抗拔力而定,通常选用 2 ~ 3m。本细则第 10.2.8 条规定挡土板与肋柱的搭接长度不小于 0.1m,还需计入预留锚杆孔的尺寸,因此规定肋柱顺墙长方向的宽度不宜小于 0.3m。垂直式肋柱施工较为方便,所以应用较多;仰斜式肋柱的墙后土压力较直立式小,但倾斜度过大时施工困难,地基实际承载力降低,故本条对倾斜度予以限制。

10.2.6　装配式肋柱在堆放、运输、吊装过程中及肋柱安装时,可能出现受力不均匀或与营运荷载作用下的计算图式不相同等因素,所以规定肋柱内外两侧的受力钢筋不采用分段配置,而配置通长钢筋。

10.2.8　由于挡土板后的土压力计算值呈三角形分布,因此沿墙高方向,作用于每块板上的土压力均不相同,若按各块板的实际荷载设计,挡土板配筋类型各不相同,将给施工增加困难,因此对挡土板的规格应适当限制。设计时,一般采用沿墙高方向将土压应力图分划为 2 ~ 3 段,按每段的最大土压应力设计一种类型的挡土板(图 10-3),则全墙高仅需

采用2~3种类型的挡土板。

10.2.14 肋柱式锚杆挡土墙的锚杆倾角是影响肋柱基底应力的重要因素，当地基承载力较小时，宜选择较小的倾角，以避免锚杆拉力的垂直分力过大，引起地基破坏。

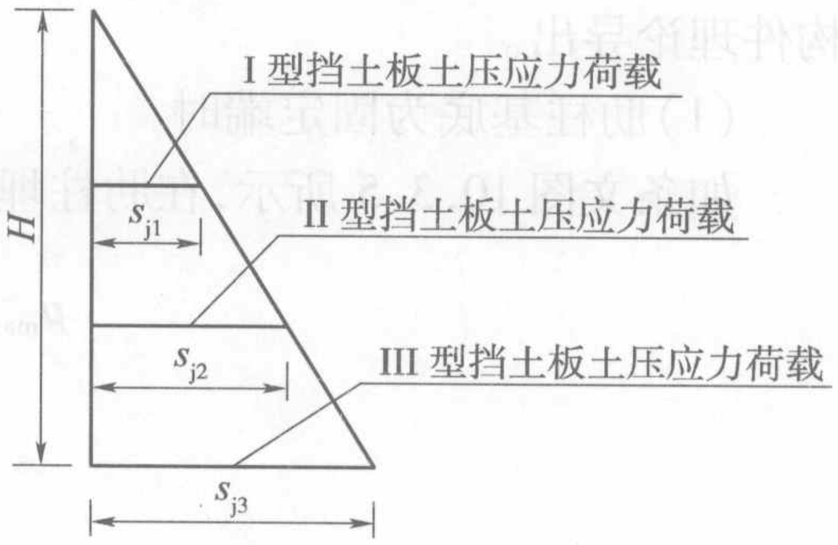


图 10-3 挡土板分型计算图

10.3 设计计算

10.3.2 采用延长墙背法计算分级锚杆挡土墙的墙后土压力时，可视下级墙为稳定结构，不考虑下级墙对上级墙的影响，按各级墙的位置，分别计算土压力(图10-4)。

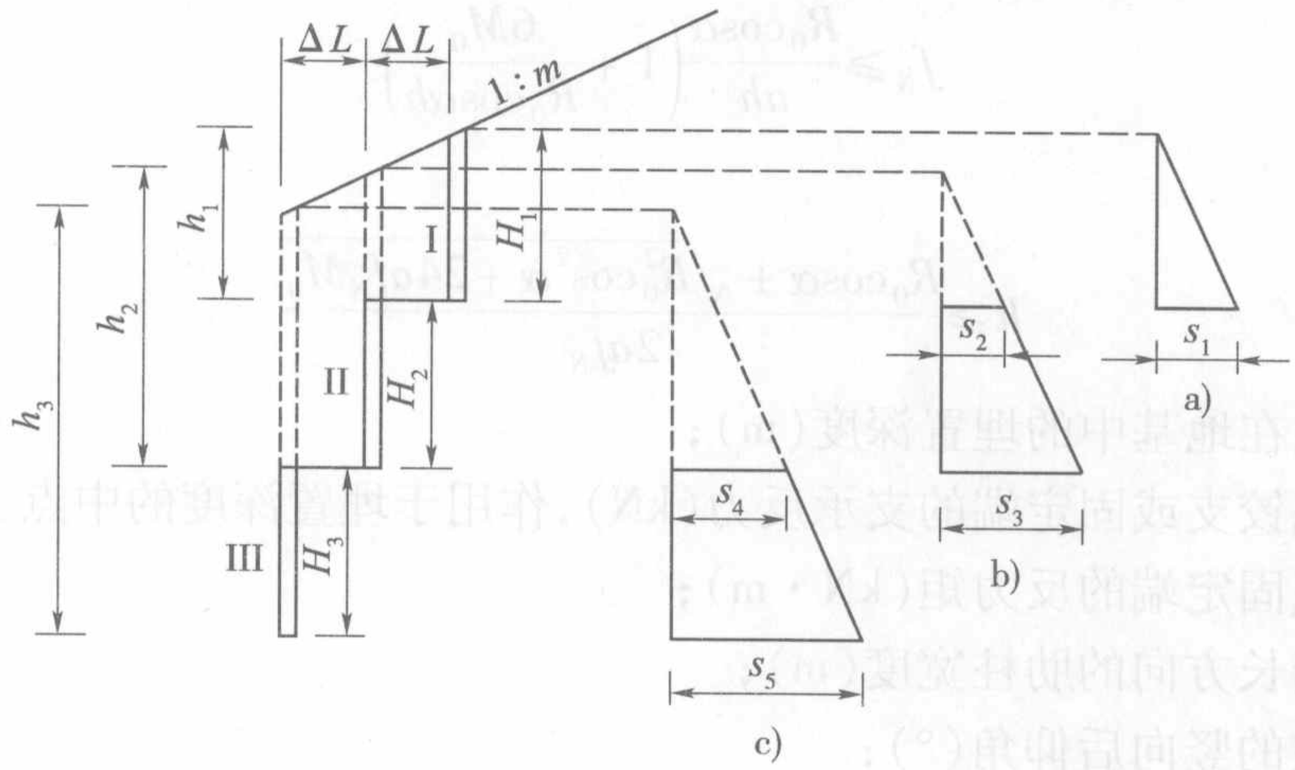


图 10-4 多级锚杆挡土墙的土压力计算

a)第I级墙；b)第II级墙；c)第III级墙

10.3.3 肋柱计算时，其底端与地基的联结，可设计为自由端、铰支端或固定端。一般基础埋置不深，地基较软弱，地基对基础侧面的侧向压力可忽略不计时，宜作为自由端；基础埋置较深，且地基为坚硬岩石时，可设计为固定端；其他凡符合地基对基础侧面产生侧向压力条件的基础与地基联结情况，可设计为铰支端。

10.3.4 本条关于肋柱基底应力验算的规定，与本细则第五章第二节的规定一致，地基承载力特征值的取值同样应符合本细则第5.2.5条的规定。

10.3.5~10.3.6 肋柱基础在地基中的受力和破坏状态比较复杂。条文中，按基础埋置条件所列出的地基侧向承载力验算公式、斜坡上肋柱基底前趾至坡面的水平距离验算公式，均未考虑地基的弹性性质，所假定的滑动面与实际滑动面存在误差，因此公式(10.3.5-1~10.3.6-6)均为近似估算公式。精确设计时，可根据肋柱基础和地基实际情况，选择合宜的抗滑桩计算理论与方法进行计算。

条文中,肋柱基底为铰支端或固定端时,地基侧向承载力特征值验算公式按偏心受压构件理论导出。

(1)肋柱基底为固定端时

如条文图 10.3.5 所示,在肋柱埋深段上的力系作用下,地基侧面最大压应力为:

$$p_{max} = \frac{R_0 \cos\alpha}{ah}\left(1 + \frac{6e}{h}\right) \tag{10-1}$$

$$e = \frac{M_0}{R_0 \cos\alpha} \tag{10-2}$$

但要求:

$$p_{max} \leqslant f_N \tag{10-3}$$

则:

$$f_N \geqslant \frac{R_0 \cos\alpha}{ah}\left(1 + \frac{6M_0}{R_0 \cos\alpha h}\right) \tag{10-4}$$

可得:

$$h \geqslant \frac{R_0 \cos\alpha + \sqrt{R_0^2 \cos^2\alpha + 24af_N M_0}}{2af_N} \tag{10-5}$$

式中:h——肋柱在地基中的埋置深度(m);

R_0——基底铰支或固定端的支承反力(kN),作用于埋置深度的中点上;

M_0——基底固定端的反力矩(kN·m);

a——顺墙长方向的肋柱宽度(m);

α——肋柱的竖向后仰角(°);

f_N——地基的侧向承载力特征值(kPa)。

(2)当肋柱底为铰支端时

令式(10-5)中 $M_0 = 0$,可得:

$$h \geqslant \frac{R_0 \cos\alpha}{af_N} \tag{10-6}$$

即本细则条文 10.3.5 的式(10.3.5-2)。

10.3.9 锚杆的锚固体与岩体紧密结合后,抵抗土压力引起锚杆向外拉力的能力即为锚杆的锚固力,一般称作抗拔力。锚杆的锚固力除与锚固长度内锚固体与孔壁的黏结力、摩擦角、挤压力、锚固体内的黏结力有关外,还与岩体的类别、结构、强度、节理、风化程度、含水情况等有关,确定锚杆长度时,应充分考虑这些因素。

试验表明:锚固于软质岩或硬质岩中,锚杆锚固力的主要控制因素不同。

①在软质岩层或风化的硬质岩层中,锚孔壁与砂浆间的抗剪强度一般低于砂浆与钢锚杆间黏结区的抗剪强度,因此锚杆的极限抗拔力为孔壁抗剪强度所控制。

②在较完整的硬质岩层中,岩石强度一般大于锚孔内砂浆的强度,锚杆孔壁与砂浆间的抗剪强度一般大于砂浆与钢锚杆间黏结区的抗剪强度。因此锚杆的极限抗拔力为砂浆与锚杆间的黏结力所控制。

为准确确定极限抗拔力，应在施工前进行现场拉拔试验，并对设计时的采用值进行修正。

有关锚杆拉拔试验资料表明：当采用热扎带肋钢筋为锚杆时，在完整硬质岩层中钻孔，其应力传递深度不超过2m，单根钢筋锚杆多为拉断；多根钢筋锚杆被拉到屈服点，但不会从锚孔中拔出，表明锚杆在完整硬质岩层中有效锚固深度只要超过2m即足够。但为保证锚杆的可靠性，并参考大多数工程实例，在本细则条文中仍规定锚杆在岩层中的有效锚固长度不小于4m。需要注意的是，岩层表面已塑性化的风化层或者裂隙发育的层厚，不能计入锚杆的有效锚固长度内。

本细则表10.3.9-2所规定的带肋钢筋与水泥砂浆间的容许黏结应力，系参照现版《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—99)的表5.2.1的规定编制。

10.3.10 本条锚杆钢垫板面积计算公式(10.3.10-1)，系参考《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)中，对配置间接钢筋的混凝土构件局部承压区截面尺寸的相关规定编制。

11 锚定板挡土墙

11.1 一般规定

11.1.1 锚定板挡土墙是我国铁路系统首创的一种新型支挡结构形式，系由墙面系、拉杆、锚定板以及充填在墙面系与锚定板之间的填料所共同组成的一个整体结构，适用于填方路基地段。锚定板挡土墙依靠填料与锚定板接触面上的侧向承载力以维持结构的平衡，不需要利用钢拉杆与填料之间的摩阻力来提供抗拔力，因此与锚杆式挡土墙的平衡机制有所不同。

11.1.2 锚定板挡土墙主要有两种类型：肋柱式和板壁式。肋柱式锚定板挡土墙的墙面系由肋柱和挡土板组成，一般为双层拉杆，锚定板面积较大，拉杆较长，挡土墙的变形量较小，可用作路基的路肩式或路堤式挡土墙；板壁式挡土墙的墙面为钢筋混凝土墙面板，一般每块板设一根拉杆，可通过墙面板几何形状及板厚的搭配，获得整齐中富有变化的可观赏性外观（例如图 11-1）。

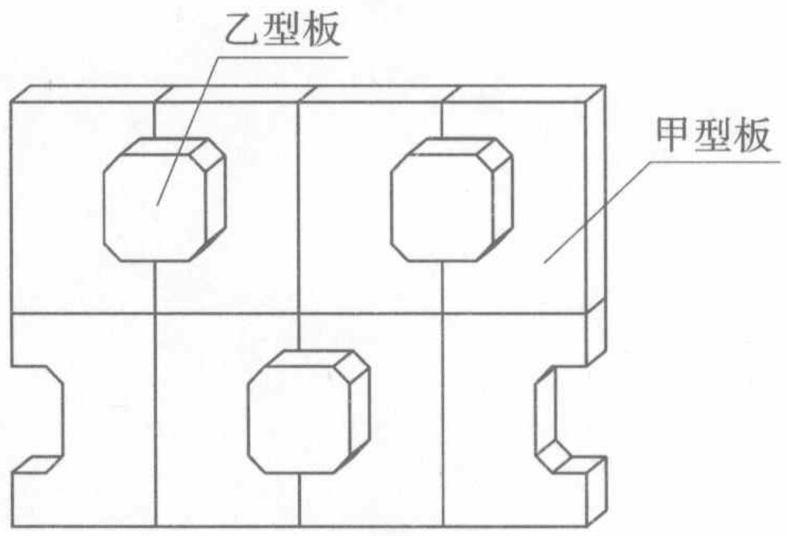


图 11-1 墙面板搭配示意图

11.1.3 为便于施工与养护，在双级锚定板挡土墙的上、下两级墙之间要求设置宽度不小于 2.0 m 的平台构造。若两级墙的肋柱布置在同一横断面上，当上级墙的肋柱基础下沉时，将对下级墙的拉杆产生过大的次应力，因此条文规定上、下级墙的肋柱宜交错布置。

11.2 一般构造

11.2.5 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱间距，视施工的起吊能力和锚定板的抗拔力而定，本条根据通常施工情况，建议采用 1.5 ~ 2.5m。顺墙长方向的肋柱宽度应满足本细则第 11.2.10 条挡土板搭接长度的要求，且应有足够的布置拉杆锚具及垫板的空间，所以规定不应小于 350mm。每级肋柱的高度也应按施工和吊装设备的条件而定，本细则建议采用 3 ~ 5m，但如果缺乏吊装机具，亦可采用高度为 1.5m 左右的短肋柱。由于锚定板挡土墙为柔性结构，为防止墙顶产生过大位移，保证正常使用状态时的使用功能，故规定严禁前倾布置。

11.2.6 基础工程是锚定板挡土墙结构的关键构造，同样应按本细则第5章的规定，将基础置于稳定、安全的地基持力层上，肋柱基础形式的选择应根据地形、地质条件和施工方法而定，当采用杯座式基础时，肋柱可插入杯座，定位后自立，因此可不另设临时支撑。

杯座式基础可参考表11-1拟定尺寸（表中尺寸符号见本细则第11.2.6条及图11.2.6）。

表11-1 矩形、工字形肋柱的杯座式基础尺寸参考表（mm）

肋柱截面长边尺寸	a_1	a_2	c	杯口深度 $=h_2+50$
300	150	150	200	350
500	150	150	200	550
600	200	200	200	650
700	200	200	200	750
800	200	200	250	850
900	200	200	250	950
1 000	200	200	300	1 050
1 100	200	200	300	1 050
1 200	250	250	300	1 050
1 300	250	250	300	1 100
1 400	250	250	350	1 200
1 500	300	300	350	1 250
1 600	300	300	400	1 350
1 800	350	350	400	1 500
2 000	350	350	400	1 650

注：表中尺寸符号见本细则条文的图11.2.6。

11.2.7 在运输、吊装及施工过程中，拉杆不均匀受力荷载作用下，肋柱内力可能产生方向性变化，因此，肋柱内外两侧均应配置通长的受力钢筋。

11.2.9 板壁式锚定板挡土墙一般应在墙顶设置帽石，以起到约束和固定墙面的作用，同时作为墙顶设置护栏或栏杆的连接构造。

11.2.15 钢筋的锈蚀过程受多种因素影响：裸露于潮湿空气中，加上酸性水和空气与之反复接触，钢筋锈蚀速度最快；埋置于碱性土中，周围孔隙水和空气不易流动时，钢筋不易锈蚀。有效的防锈措施是根据钢筋的锈蚀特点，控制各种促锈蚀因素，尽量减缓锈蚀速度。有关资料认为：埋置于土中的钢筋锈蚀速度，平均每年为0.01mm，因此本细则规定将钢拉杆的计算直径增加2mm或3mm作为设计直径。

据调查，我国海港码头的护岸墙工程中，采用在钢筋表面涂船底漆，并缠裹被热沥青浸透的玻璃纤维布两层，完全隔绝钢筋与填土中的水、空气相接触，作为防锈措施，历经五十年以后经开挖检验，至今情况良好，证明这种防锈措施安全可靠，所以本细则建议将这

一方法作为常用防锈措施。

11.2.16 拉杆螺栓与肋柱、墙面板或锚定板的联结部位，无法包扎隔离层，成为防锈的薄弱环节，所以在填土前，联结处采用柔性填充材料，以适应填土过程中发生的变形，待填料下沉基本稳定后，及时用水泥砂浆封固，并进行永久性防锈处理。

11.3 设计计算

11.3.2 虽然锚定板挡土墙的挡土板或墙面板所承受的土压力，也系由填料及填料表面的车辆荷载所引起，但锚定板挡土墙为组合结构，在墙面系、拉杆、锚定板及填土的相互作用下，土压力的作用机制较为复杂，与填料性质、压实度、拉杆埋深及拉杆长度、锚定板的面积等多种因素有关。在我国铁路工程项目上，曾进行了大量现场实测与模型试验，得出以下结论：

(1)实测的主动土压力大于按库仑理论所计算的主动土压力，其比值约为 1.21 ~ 1.55。一般介于计算的主动土压力和静止土压力之间。

其原因是：作用于挡土墙的土压力随墙背的位移而变化，重力式等类型的挡土墙在土压力偏大时，墙体会整体前移或绕基底某点转动，随之土压力开始减小，至减小到墙体可以承受时，逐渐趋于稳定，墙身的承载力设计值在位移过程中能保持大于作用效应，所以一般不会出现墙身开裂现象。但锚定板挡土墙是由锚定板的抗拔力来平衡填料对墙背的侧压力，锚定板限制着墙背向前位移，锚定板设置愈多，墙背向前位移愈难，因此实际土压力会大于按库仑理论计算的主动土压力。

(2)实测土压力沿墙背不是按三角形分布，而呈单峰形或锯齿形分布。

由于锚定板挡土墙中，钢筋混凝土构件为主要组成部分，需较为精确地计算构件所承受的作用(荷载)，特别是应防止多层拉杆的肋柱因荷载采用值不当而影响到内力符号的改变，所以设计土压力不能简化为三角形分布，而应按实际分布图形进行简化。

为了保证锚定板挡土墙安全可靠，方便计算，本细则参考《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025/J 127—2001)的规定，条文中土压力计算的要点为：

①作用于实际墙背上的土压力计算公式，仍以库仑理论主动土压力公式为基本形式。以便与其他类型挡土墙主动土压力计算公式及附录 A 的规定相一致。

②将按库仑理论计算的土压力，乘以增大系数 β，以使之与实际土压力相接近。根据工程实例的测试资料，分析后采用 $\beta = 1.2 \sim 1.4$。

③土压应力沿墙背分布图式，采用墙高上部 $0.5H$ 范围内呈三角形分布，下部 $0.5H$ 范围内为矩形分布，即如本细则条文的图 11.3.1 所示。

按照以上规定，土压力应力图的总面积为：

$$A = \left(\frac{0.5}{2} + 0.5\right) H\sigma_H \tag{11-1}$$

应与按库仑理论公式计算的水平土压力乘以增大系数后，其值相等，即：

$$\left(\frac{0.5}{2} + 0.5\right) H\sigma_H = E_x\beta \tag{11-2}$$

则：

$$\sigma_{\mathrm{H}}=\frac{1.33E_x}{H}\beta \tag{11-3}$$

此即本细则条文中的式(11.3.2-1)。

以上公式中的符号定义也同本细则条文式(11.3.2-1)的符号说明。

11.3.4 锚定板的极限破坏取决于两种不同的极限状态：

第一种极限状态是锚定板前方土体产生连续塑性区，发生相对位移，这种极限状态可称为局部破坏(图11-2a)。产生破坏的原因是在拉杆拉力作用下，锚定板单位面积上的压应力超过了拉拔力，防止的措施是加大锚定板的面积。

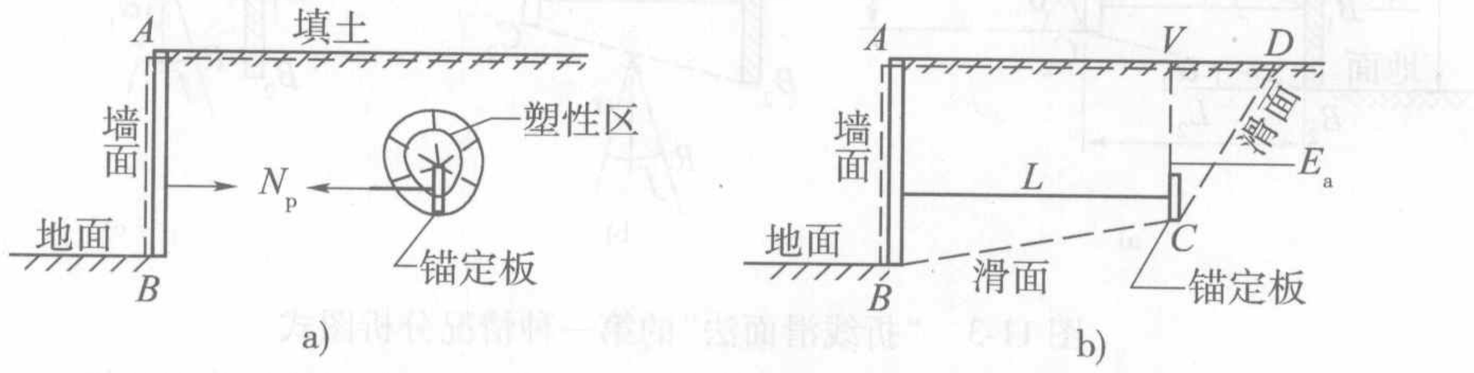


图11-2 锚定板的两种极限破坏状态

a)局部破坏；b)整体破坏

第二种极限状态是锚定板与其前方土体沿着某一外部滑动面(如图11-2b)的*BCD*面)发生整体滑动，这种极限状态可称为整体破坏。其原因是，滑动面(*BC*)上的抗滑力小于假想墙背(*VC*)上土压力E_a所产生的滑动力，防止措施是加大拉杆的长度*L*。

本细则条文中，对第二种极限状态建议采用下列两种验算方法：

(1)“折线滑面分析法”

挡土板整体失稳计算的关键是找出土体中最薄弱的滑动面，方能进行计算分析。为此铁道科学研究院在“克朗兹”法的基础上，通过模型试验并汇集了国内其他单位的研究成果，提出了“折线滑面分析法”，并以下述三个基本假定为其出发点：

①假定下层锚定板前方土体的临界滑面通过墙面底端(图11-3的*B*点)。

②假定上层锚定板前方土体的临界滑面通过所计算的锚定板的下一层拉杆与墙面的交点(图11-3a)的B_1点)。

③假定锚定板边界后方的土体应力状态为朗金理论主动土压力状态。

其主动土压力为：

$$E_i=\frac{1}{2}\gamma h_i^2 K_{\mathrm{a}} \tag{11-4}$$

$$K_{\mathrm{a}}=\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}} \tag{11-5}$$

式中：E_i——按朗金理论计算的锚定板后假想墙背C_iV_i上的主动土压力(kN)；

γ——墙后填料的重度(kN/m^3)；

h_i——假想墙背的高度(m)；

K_a——朗金理论主动土压力系数；

β——填料表面与墙顶水平面的夹角(°)；

φ——墙后填料的内摩擦角(°)。

按照上述基本假定，挡土板整体稳定的计算公式，分别按以下三种情况列出：

①第一种情况：上层拉杆长度短于或等于下层拉杆长度

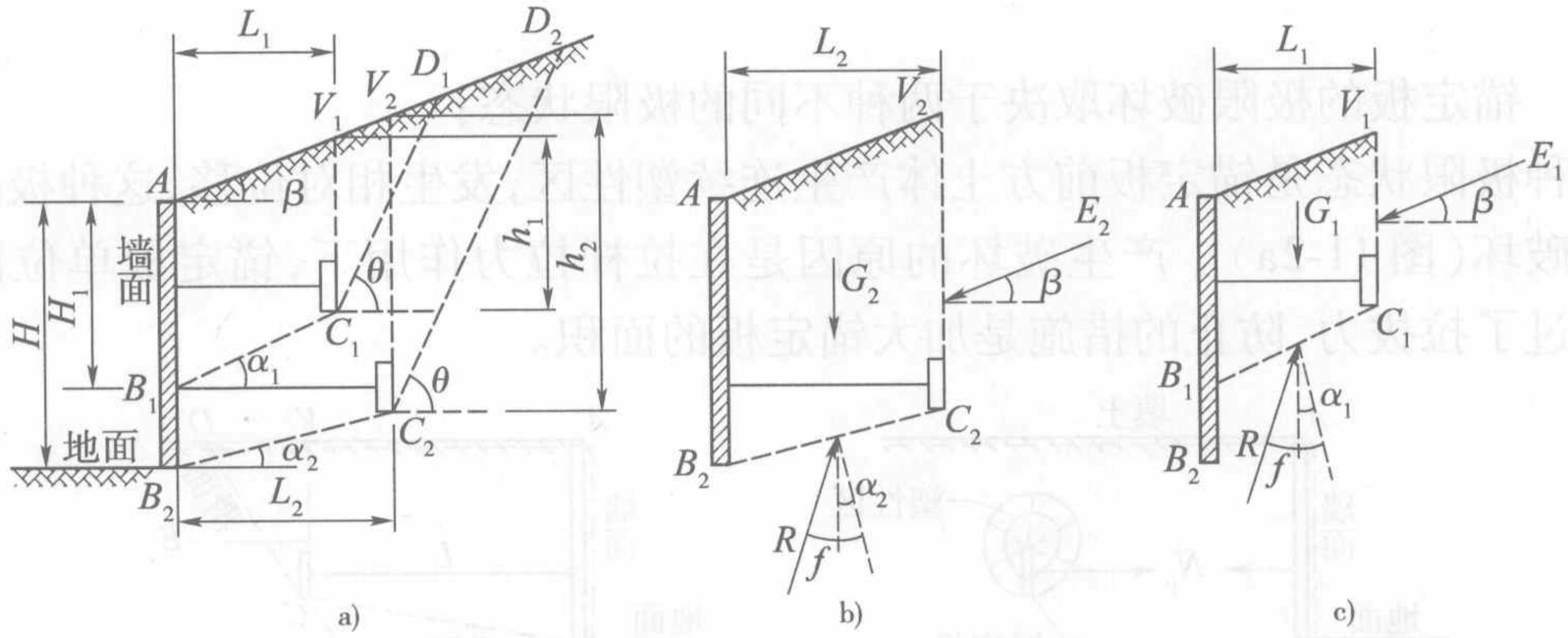


图 11-3 “折线滑面法”的第一种情况分析图式

a)滑面 $B_2C_2D_2$ 和 $B_1C_1D_1$；b)下层锚板稳定分析；c)上层锚板稳定分析

根据朗金理论图中滑面 C_iD_i 与水平面的交角均为：

$$\theta = \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\left(\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\varphi} - \beta\right) \tag{11-6}$$

滑面 B_iC_i 以上土体 $B_iC_iV_iA$ 的重量为：

$$G_i = \frac{1}{2}\gamma L_i(H_i + h_i) \tag{11-7}$$

按照土压力 E 平行于 B_iC_i 滑面的分量 $E_i[\cos(\beta - \alpha_i) - \tan\varphi\sin(\beta - \alpha_i)]$ 为滑动力；土体重量 G_i 在 B_iC_i 滑面上的摩阻力 $G_i(\tan\varphi\cos\alpha_i - \sin\alpha_i)$ 为抗滑动力，即可导出抗滑动稳定系数 K_{ci} 计算式。

对于本类锚杆长度情况，上层、下层锚定板的抗滑动稳定系数均可按下式计算：

$$K_{ci} = \frac{L_i(H_i + h_i)}{h_i^2 K_a}\frac{(\tan\varphi\cos\alpha_i - \sin\alpha_i)}{[\cos(\beta - \alpha_i) - \tan\varphi\sin(\beta - \alpha_i)]} \tag{11-8}$$

当填料表面为水平($\beta = 0$)时：

$$K_{ci} = \frac{L_i(H_i + h_i)}{h_i^2}\frac{\tan(\varphi - \alpha_i)}{\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{11-9}$$

式中：α_i——滑面 B_iC_i 与水平面的倾角(°)；

H_i——墙面计算高度($i = 1,2,\cdots$)；

h_i——假想墙背计算高度($i = 1,2,\cdots$)。

②第二种情况(图 11-4)：上层拉杆比下层拉杆长，但上层锚定板的位置处在下层滑面 C_2D_2 之内

上层锚定板的稳定性分析与第一种情况相同，其抗滑动稳定系数为：

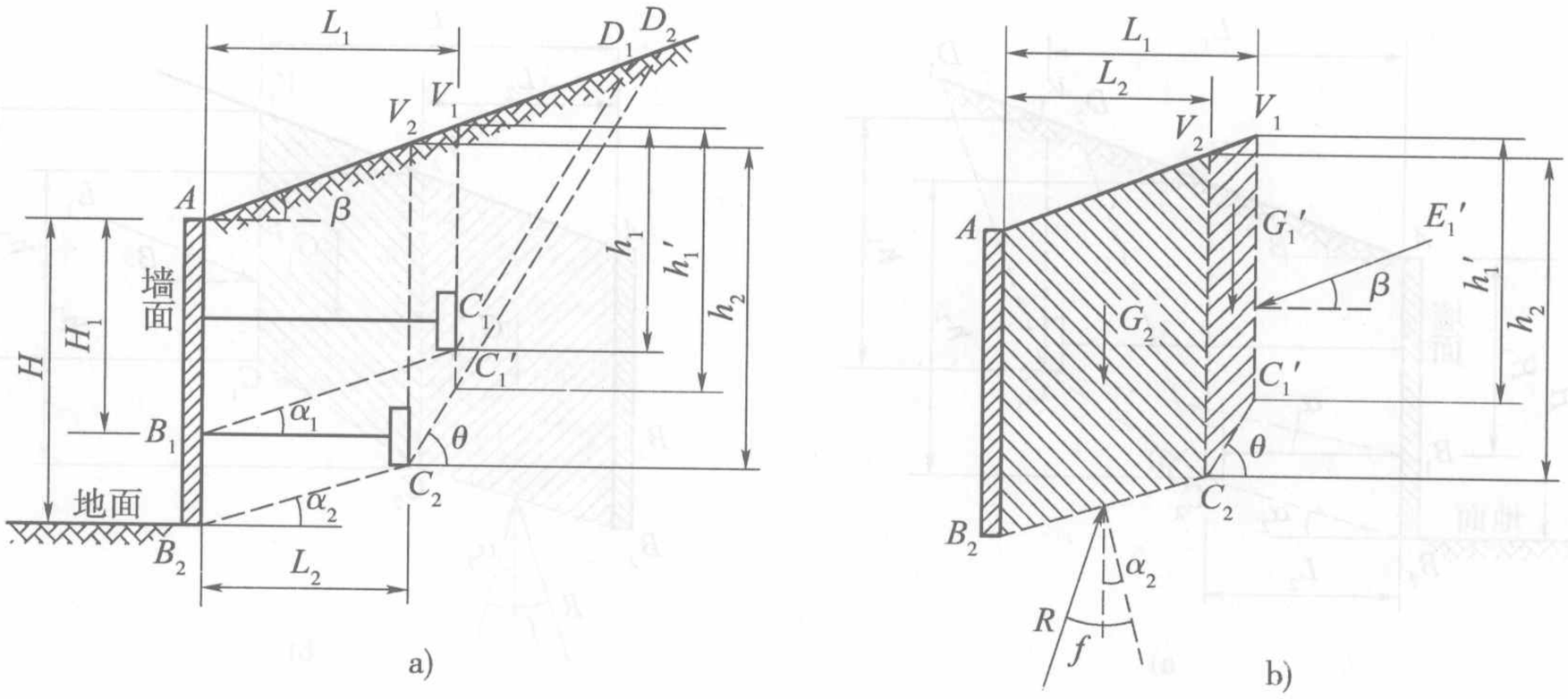


图 11-4 “折线滑面法”的第二种情况分析图式

a)滑面 $B_2C_2D_2$ 和 $B_1C_1D_1$;b)下层锚定板的稳定性分析

$$K_{c1}=\frac{L_1(H_1+h_1)}{h_1^2K_a}\frac{(\tan\varphi\cos\alpha_1-\sin\alpha_1)}{[\cos(\beta-\alpha_1)-\tan\varphi\sin(\beta-\alpha_1)]} \tag{11-10}$$

下层锚定板的稳定分析时,应分析计算土体 $AB_2C_2C_1'V_1$ 各边界上所作用的外力及平衡条件。其中 C_1'点为 C_1V_1 竖直延长线与滑面 C_2D_2 的交点。E_1'为作用在 $C_1'V_1$ 面上的主动土压力,G_2 为土体 $AB_2C_2V_2$ 的重量,G_1'为土体 $V_2C_2C_1'V_1$ 的重量,则滑面 B_2C_2 上的滑动力为 E_1'与 G_1'在 B_2C_2 面上的分量,G_2 在 B_2C_2 面上的分量为抗滑力。其中:

$$G_1'=\frac{\gamma(L_1-L_2)}{2}(h_2+h_1') \tag{11-11}$$

$$E_1'=\frac{1}{2}\gamma h_1'^2K_a \tag{11-12}$$

式中:h_1'——假想墙背计算高度。

从而推导出下层锚定板的抗滑动稳定系数为:

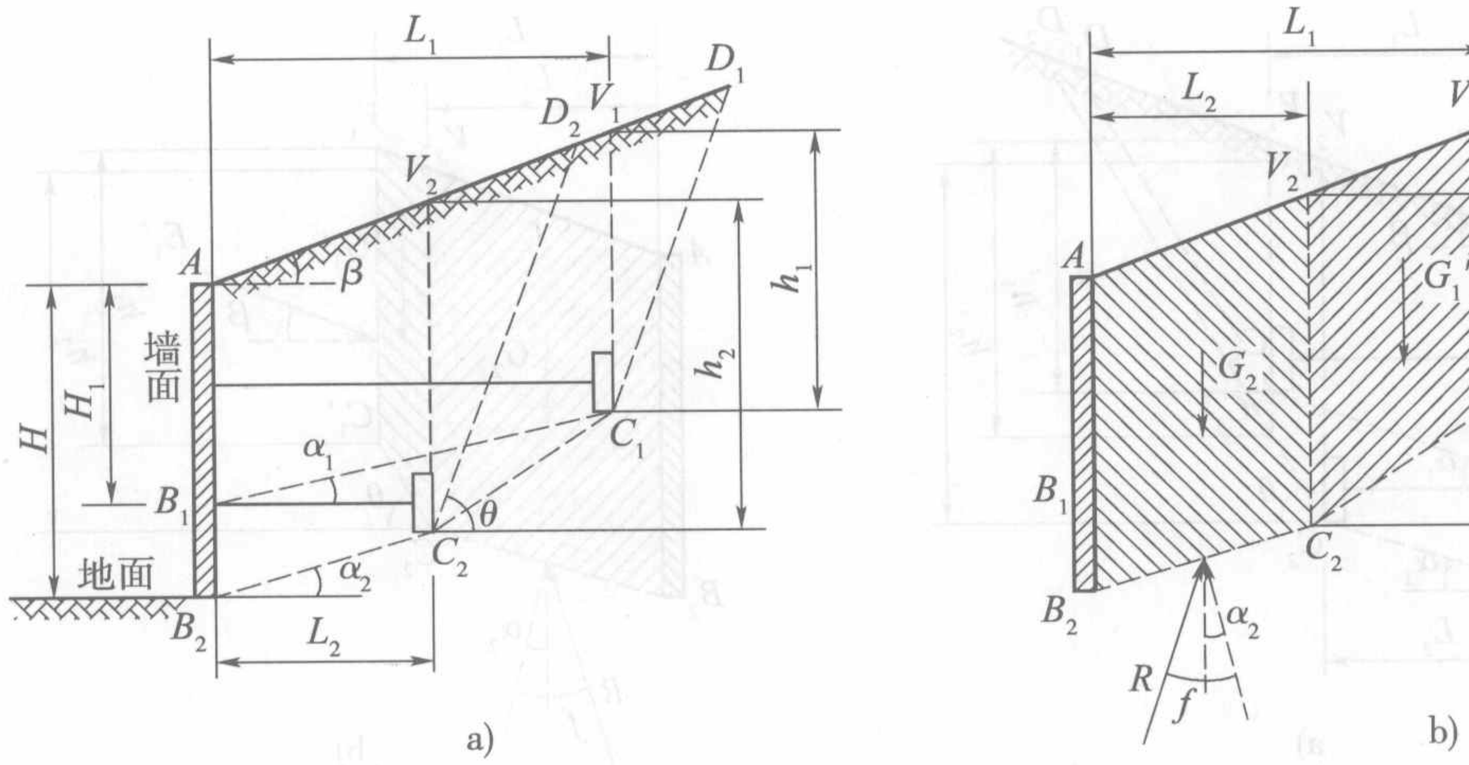
$$K_{c2}=\frac{G_2(\tan\varphi\cos\alpha_2-\sin\alpha_2)}{\left\{\begin{array}{l}E_1'[\cos(\beta-\alpha_2)-\tan\varphi\sin(\beta-\alpha_2)]\\+G_1'(\sin\theta-\tan\varphi\cos\theta)[\cos(\theta-\alpha_2)-\tan\varphi\sin(\theta-\alpha_2)]\end{array}\right\}} \tag{11-13}$$

③第三种情况:上层拉杆比下层拉杆长,且上层锚定板的位置超出其下层滑面 C_2D_2 线之外。

上层锚定板的稳定分析与第一种情况相同,其抗滑动稳定系数可按照式(11-10)计算,下层锚定板稳定性分析如图 11-5 所示。E_1 为作用在 C_1V_1 面上的主动土压力,G_2 为土体 $AB_2C_2V_2$ 的重量,G_1'为土体 $V_2C_2C_1V_1$ 的重量。滑面 B_2C_2 上的滑动力为 E_1 和土体重 G_1'在 B_2C_2 面上的分量,G_2 在 B_2C_2 面上的分量为抗滑力。

$$G'_1=\frac{\gamma}{2}(L_1-L_2)(h_2+h_1) \tag{11-14}$$

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma h_1^2K_a \tag{11-15}$$



a) b)

图 11-5 “折线滑面法”的第三种情况分析图式

a)滑面 $B_2C_2C_1D_1$ 和 $B_1C_1D_1$;b)下层锚定板的稳定性分析

下层锚定板的抗滑动稳定系数为:

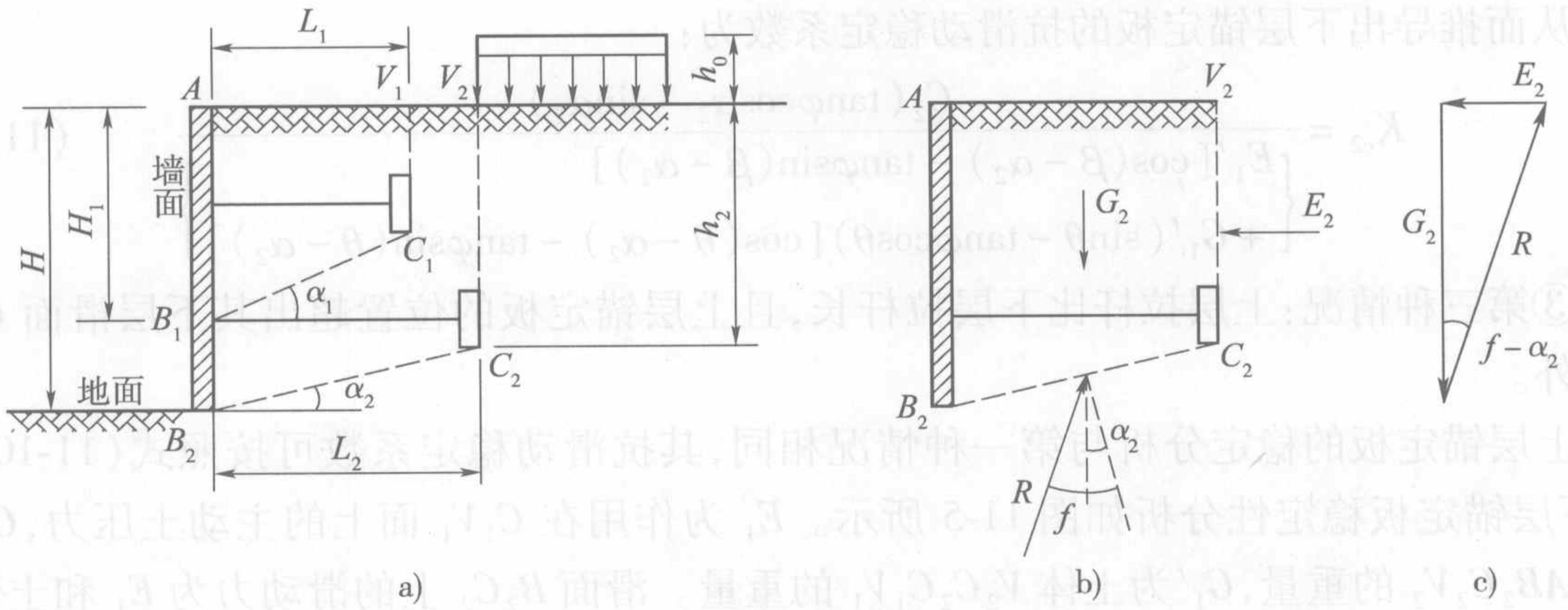
$$K_{c2}=\frac{G_2(\tan\varphi\cos\alpha_2-\sin\alpha_2)}{\left\{\begin{array}{l}E_1[\cos(\beta-\alpha_2)-\tan\varphi\sin(\beta-\alpha_2)]\\+G_1'(\sin\alpha_1-\tan\varphi\cos\alpha_1)[\cos(\alpha_1-\alpha_2)-\tan\varphi\sin(\alpha_1-\alpha_2)]\end{array}\right\}} \tag{11-16}$$

当填料表面为水平时:

$$K_{c2}=\frac{G_2(\tan\varphi\cos\alpha_2-\sin\alpha_2)}{\left\{\begin{array}{l}E_1(\cos\alpha_2+\tan\varphi\sin\alpha_2)\\+G_1'(\sin\alpha_1-\tan\varphi\cos\alpha_1)[\cos(\alpha_1-\alpha_2)-\tan\varphi\sin(\alpha_1-\alpha_2)]\end{array}\right\}} \tag{11-17}$$

④当墙后填料表面为水平面,并有车辆荷载作用时的稳定性计算

锚定板整体稳定验算时,填料表面上车辆附加荷载换算土层厚度 h_0 的最不利布置应置于下层锚定板假想墙背 V_2C_2 的后方(图 11-6,图 11-7)。



a) b) c)

图 11-6 “折线滑面法”第一种情况,填料水平顶面有车辆荷载的分析法

a)车辆附加荷载最不利布置;b)下层锚定板的稳定性分析;c)极限平衡的力三角形

第一种锚定板布置情况下(图 11-6),下层锚定板滑面 B_2C_2 以上,土体 $AB_2C_2V_2$ 各边界上作用的外力中,E_2 为滑动推力;$G_2\tan(\varphi-\alpha_2)$ 为抗滑力,按下式计算:

$$G_2 = \frac{\gamma}{2} L_2 (H_2 + h_2) \tag{11-18}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma h_2 (h_2 + 2h_0) \tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) K_a \tag{11-19}$$

按力系平衡条件，下层锚定板的抗滑动稳定系数为：

$$K_{c2} = \frac{G_2 \tan(\varphi - \alpha_2)}{E_2} = \frac{\tan(\varphi - \alpha_2)}{\tan^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \cdot \frac{L_2 (H_2 + h_2)}{h_2 (h_2 + 2h_0)} \tag{11-20}$$

第三种锚定板布置情况下，其下层锚定板的稳定性分析如图 11-7b）。滑面 B_2C_2 上，主动土压力 E_1 及土体重 G_1' 产生滑动力，土体重 G_2 产生抗滑力。其抗滑动稳定系数 K_{c2}，可按公式(11-17)计算，其中：

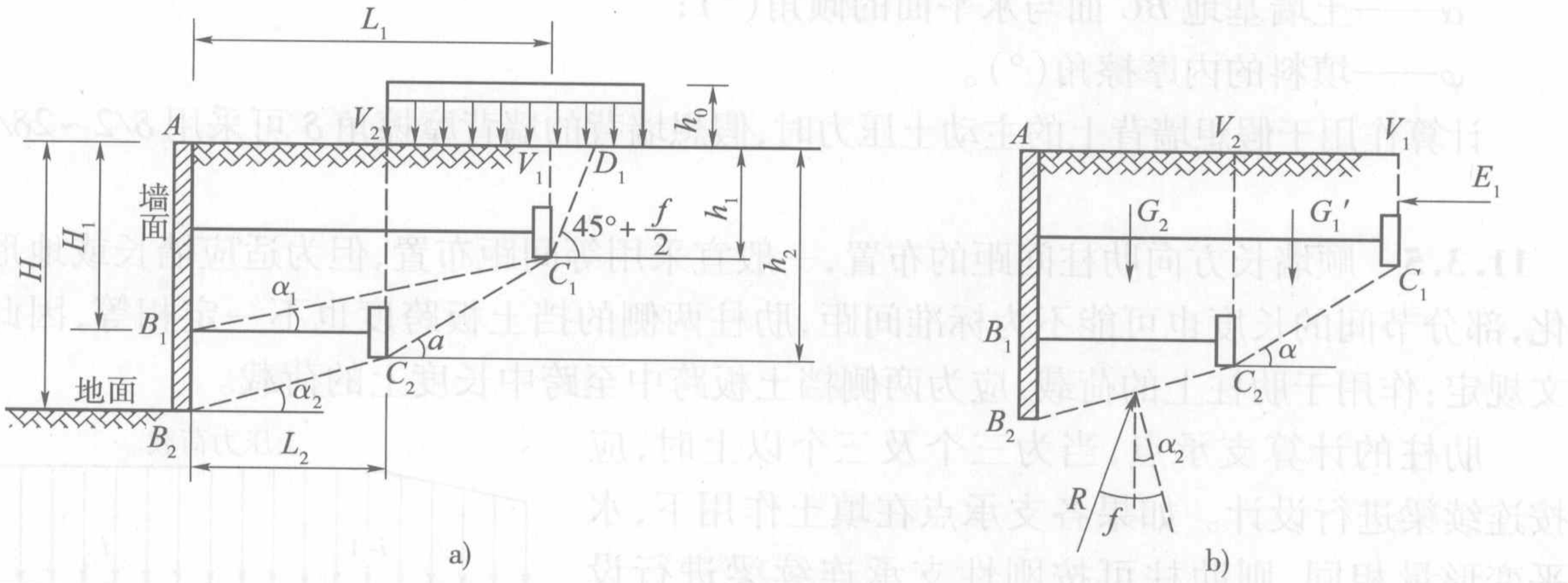


图 11-7 “折线滑面法”第三种情况，填料水平顶面有车辆荷载的分析法

a）车辆附加荷载最不利布置；b）下层锚定板的稳定性分析

$$G_1' = \frac{\gamma}{2} (L_1 - L_2)(h_2 + h_1 + 2h_0) \tag{11-21}$$

$$E_1 = \frac{\gamma}{2} h_1 (h_1 + 2h_0) K_a \tag{11-22}$$

同样，第二种锚定板布置情况下，下层锚定板稳定分析及抗滑动稳定系数计算，也可参照第三种锚定板布置情况导出。

（2）土墙分析法（“整体土墙法”）（图 11-8）

“土墙分析法”是西南交通大学等单位根据砂模试验与研究，所提出的验算锚定板挡土墙整体稳定性的一种方法。采用本法验算时，锚定板的尺寸及布置须符合以下形成土墙的条件：

①各层锚定板面积之和应不小于墙面板面积的 20%；

②锚定板应分散布置，上、下层拉杆的间距不大于锚定板高度的 2.0 倍，肋柱

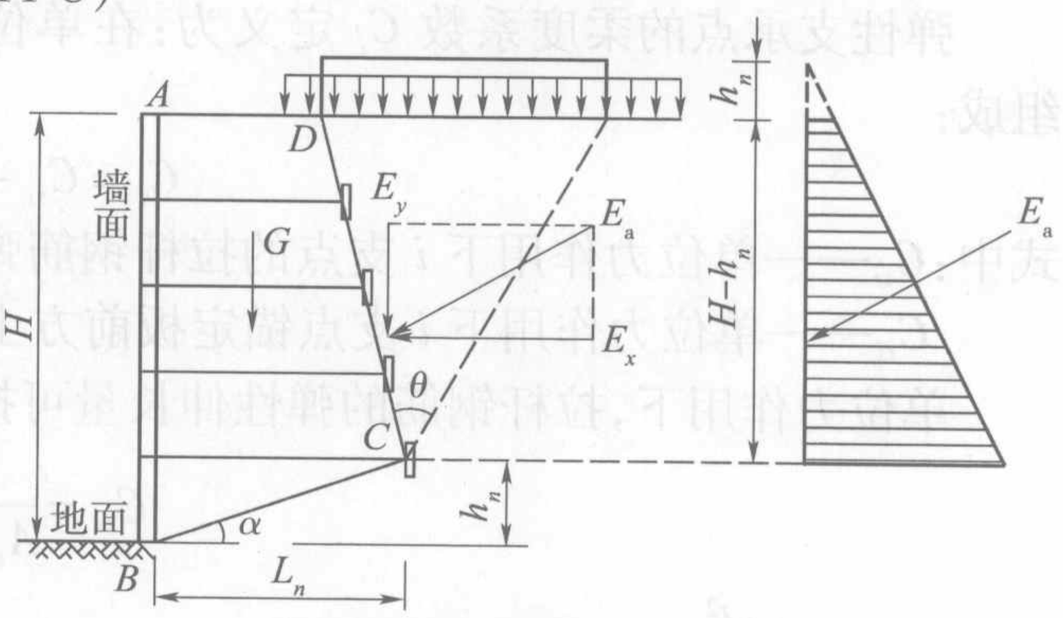


图 11-8 土墙分析法稳定验算图式

的间距不大于锚定板宽度的3.0倍；

③各层锚定板中心的连线应布置成俯斜、竖直、仰斜或中间长的折线形墙背。布置为俯斜或仰斜墙背时，其斜度均不宜超过1:0.25。

土墙墙底的抗滑动稳定系数按下式计算：

$$K_c = \frac{(N - E_x \tan\alpha)\tan\varphi}{E_x + N\tan\alpha} \tag{11-23}$$

$$N = G + E_y \tag{11-24}$$

式中：G——假想土墙 $ABCD$ 的重量(kN/m)；

E_y——按库仑理论计算的，作用于假想墙背 CD 面上的主动土压力的竖直分量(kN/m)；

E_x——按库仑理论计算的，作用于假想墙背 CD 面上的主动土压力的水平分量(kN/m)；

α——土墙基地 BC 面与水平面的倾角(°)；

φ——填料的内摩擦角(°)。

计算作用于假想墙背上的主动土压力时，假想墙背的墙背摩擦角 δ 可采用 $\delta/2 \sim 2\delta/3$。

11.3.5 顺墙长方向肋柱间距的布置，一般宜采用等间距布置，但为适应墙长或地形变化，部分节间的长度也可能不为标准间距，肋柱两侧的挡土板跨度也不一定相等，因此条文规定：作用于肋柱上的荷载，应为两侧挡土板跨中至跨中长度上的荷载。

肋柱的计算支承点，当为三个及三个以上时，应按连续梁进行设计。如果各支承点在填土作用下，水平变形量相同，则肋柱可按刚性支承连续梁进行设计；在一般情况下，置于土中的各支承点的变形量各不相同，因此应按弹性支承连续梁进行设计，并需要在设计时估算出各个弹性支承点的柔度系数 C_i。但是，置于土中的各支承点的柔度系数尚不能实现准确计算，按弹性支承连续梁求出的内力与支承反力值不一定完全符合实际。为预防可能出现的各种不利因素，条文中规定分别按刚性支承连续梁(图11-9)和弹性支承连续梁进行计算，并取最不利组合设计值为控制，对肋柱进行截面设计和配置钢筋。虽然肋柱尺寸和材料可能有所富裕，但能够确保肋柱有足够的安全度，防止产生影响正常使用的裂缝。

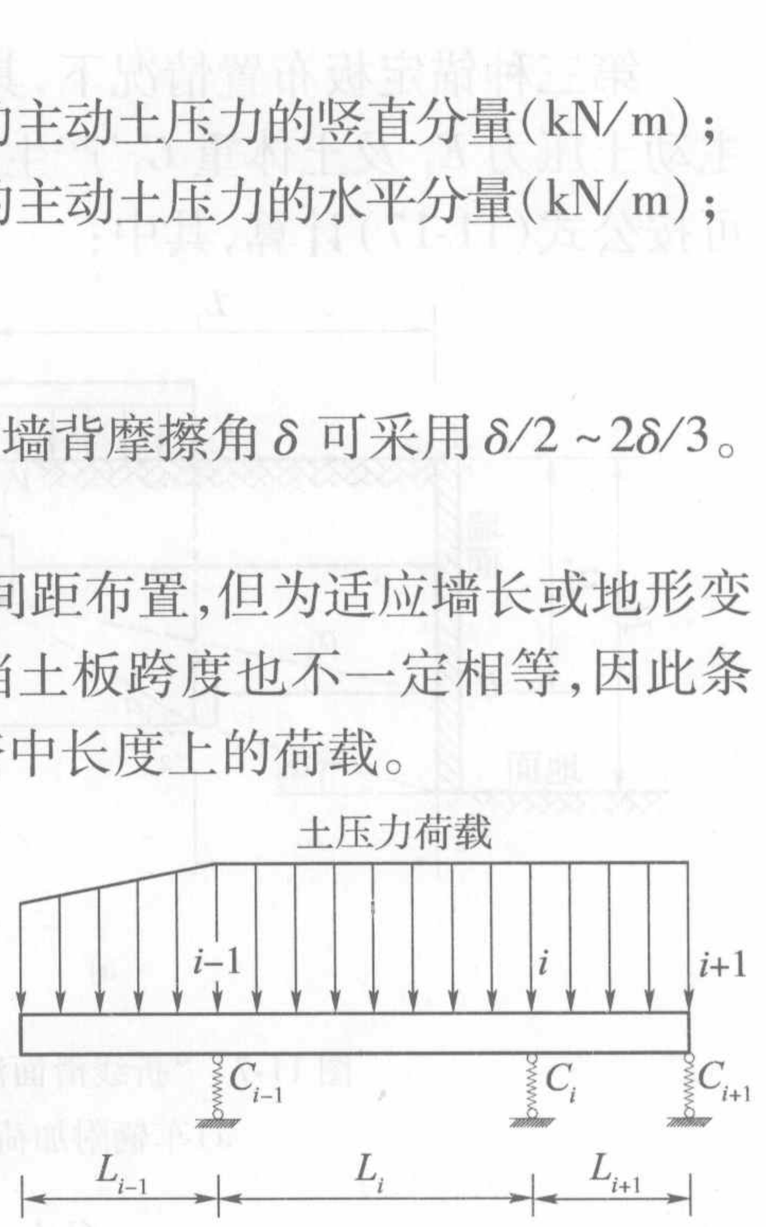


图11-9 肋柱按弹性支承连续梁计算图式

弹性支承点的柔度系数 C_i 定义为：在单位力作用下 i 支点的变形量。C_i 由两部分组成：

$$C_i = C_{si} + C_{ri} \tag{11-25}$$

式中：C_{si}——单位力作用下 i 支点的拉杆钢筋弹性伸长量；

C_{ri}——单位力作用下 i 支点锚定板前方土体的压缩变形量。

单位力作用下，拉杆钢筋的弹性伸长量可按虎克定律求出：

$$C_{si} = \frac{l}{A_s E_s} \tag{11-26}$$

将 $A_s = \frac{\pi d^2}{4}$ 代入式(11-26)即：

$$C_{si}=\frac{4l}{\pi d^2 E_s} \tag{11-27}$$

式中：l——拉杆钢筋长度；

E_s——钢筋的弹性模量；

d——拉杆钢筋直径。

单位力作用下，锚定板前方土体的压缩变形量计算比较困难，通常根据经验和对比分析，可采用以下两种方法来确定支承点的柔度系数 C_{ri}。

(1)弹性桩的弹性抗力系数法

本法为西南交通大学提出，系按照钻(挖)孔桩计算的 m 法推导，计算公式如下：

支承点的柔度系数：

$$C_{ri}=\frac{1}{mybh} \tag{11-28}$$

肋柱基础处的柔度系数：

$$C_e=\frac{1}{2m_0 HB_0 h_0} \tag{11-29}$$

式中：m，m_0——填料、地基土的比例系数；

b——锚定板的宽度；

h——锚定板的高度；

y——支承点距肋柱顶端的距离；

H——肋柱的总高度；

B_0——肋柱基座的宽度；

h_0——肋柱基座的高度。

其中填料、地基土的比例系数 m、m_0，可参照表 11-2 采用。

表 11-2　填料及地基土的比例系数 m 和 m_0 值

序　　号	土　的　名　称	m 和 m_0(kN/m^4)
1	流塑性黏土 $I_L>1.0$，软塑性黏土 $1.0\geqslant I_L>0.75$，淤泥	3 000 ~ 5 000
2	可塑黏性土 $0.75\geqslant I_L>0.25$，粉砂，稍密粉土	5 000 ~ 10 000
3	硬塑黏性土 $0.25\geqslant I_L\geqslant 0$，细砂，中砂，中密粉土	10 000 ~ 20 000
4	坚硬，半坚硬黏性土 $I_L\leqslant 0$，粗砂，密实粉土	20 000 ~ 30 000
5	砾砂，角砾，圆砾，碎石，卵石	30 000 ~ 80 000
6	密实卵石夹粗砂，密实漂、卵石	80 000 ~ 120 000

注：I_L 为土的液性指数。

(2)地基沉降量分层总和法

本法为铁路科学研究院提出，通过计算单位荷载作用下锚定板前土体的压缩量 Δm_i，以确定支承点的柔度系数 C_{ri}，即：

$$C_{ri}=\Delta m_i=\sum_{i=1}^{n}\delta_i \tag{11-30}$$

式中：Δm_i——单位荷载作用下，锚定板前计算土体厚度内，各分层土压缩量 δ_i 的总和。

一般取锚定板前5倍板宽范围内的土体厚度为计算土体厚度；

δ_i——单位荷载作用下，各分层土的压缩量

$$\delta_i = \frac{\Delta l_i}{2EA}(K_i + K_{i-1}) \tag{11-31}$$

式中：Δl_i——第 i 层土的厚度；

E——填料的变形模量，一般宜按现场锚定板抗拔试验确定，无可靠试验资料时，可采用 $E = 5\,000 \sim 10\,000 \text{kN/m}^2$；

A——锚定板的面积；

K_i, K_{i-1}——计算土层及相邻的前方土层的土中应力分布系数，对于矩形锚定板，可按表11-3取值。

表11-3　土中应力分布系数 K_i, K_{i-1}

$\beta = l/b$	矩形锚定板的高度宽比 $\alpha = h/b$						
	1	1.5	2	3	6	10	20
0.25	0.898	0.904	0.908	0.912	0.934	0.940	0.960
0.5	0.696	0.716	0.734	0.762	0.789	0.792	0.820
1.0	0.336	0.428	0.470	0.500	0.518	0.522	0.549
1.5	0.194	0.257	0.286	0.348	0.560	0.373	0.397
2.0	0.114	0.157	0.188	0.240	0.268	0.279	0.308
3.0	0.058	0.076	0.108	0.147	0.180	0.188	0.209
5.0	0.008	0.025	0.040	0.076	0.096	0.106	0.129

注：b 为锚定板的宽度；h 为锚定板的高度；l 为计算土层到锚定板的距离。

肋柱基础处的柔度系数：

$$C_e = 0.1\Delta m_e \tag{11-32}$$

式中：Δm_e——Δm_i 计算值中的最小值。

11.3.7　锚定板挡土墙的拉杆长度，是按照本细则条文第11.3.4条的规定，对每一块锚定板的整体稳定性进行验算来确定的，但实验表明：最上层锚定板的埋置深度对其拉拔力也有影响，因此规定上层拉杆至填料顶面的距离不得小于1.0m。

肋柱为柔性构件，当上层拉杆长度过短时，不利于限制肋柱顶的侧向位移，并可能引起墙顶路基排水系统的破坏。铁道部锚定板结构研究组编定的《锚定板挡土墙设计原则》，依据对“太岚线河下锚定板挡土墙”的调查研究，规定路肩式锚定板挡土墙的最上层拉杆长度不应小于5m，《铁路路基支挡结构设计规则》（TB 10025—2006）则规定：最上一排拉杆长度，应超过另一侧枕木端头。若按铁路路肩式挡土墙推算，拉杆的最小长度也约为5m左右。本细则参考上述资料，规定最上一层拉杆长度不应小于5m。

过短的下层拉杆，有可能在墙址的地基中引起复杂的应力集中问题，因此规定最下层拉杆在主动土压力计算破裂面之后的长度，不小于锚定板高度的3.5倍。

上、下层拉杆的竖向间距，对拉杆的稳定长度也存在影响。从本章条文说明的图

11-3及式(11-8)、式(11-9)看出:上下层拉杆的竖向间距愈近,则上层拉杆所需的稳定长度愈小;下层拉杆距肋柱底面的距离愈近,则下层拉杆所需的稳定长度愈小。如果仅从缩短拉杆稳定长度出发,各层拉杆的竖向间距愈小愈有利,但拉杆层数增加也增加了钢筋用量与工程造价。因此,设计应采用安全而经济的拉杆层数、间距、长度。有关资料介绍的设计经验为:下层拉杆宜设置在肋柱底面以上0.8m左右,上下层拉杆的竖向间距介于2~2.5m之间为宜。

单根拉杆按轴心受拉构件计算时,正截面强度的设计表达式为:

$$\gamma_0 \gamma_{Q1} N_p \leqslant f_{sd} A_g \tag{11-33}$$

其中:

$$A_g = \frac{\pi d^2}{4}$$

式中:γ_0——挡土墙结构的重要性系数;

γ_{Q1}——主动土压力荷载分项系数;

N_p——拉杆的轴向拉力(kN);

f_{sd}——钢筋的强度设计值(MPa);

A_g——拉杆钢筋的截面积(mm^2);

d——拉杆钢筋的直径(mm)。

计入单位换算后,可得:

$$d \geqslant 20 \sqrt{\frac{10 \gamma_0 \gamma_{Q1} N_p}{\pi f_{sd}}} (mm) \tag{11-34}$$

此即本细则公式(11.3.7-2)。

11.3.8 锚定板的抗拔力是受多因素影响的复杂课题,至今尚未有精确的理论解答,一般需根据现场拉拔试验分析确定。在原型试验的基础上,对于深埋锚定板极限抗拔力的计算,国内外有关研究单位曾从四个不同途径进行探索,并提出相应计算方法。但经相互对比研究,并将计算结果与现场试验结果相比较,发现随着锚定板埋置深度的增大,四种计算结果相互有较大差异,且都不符合现场试验结果。这是因为实际工程应用中,还有一些原型抗拔试验所不能包括的复杂因素,如填料不均匀性、墙面变形的影响、群锚的相互影响等。为实际工作需要,当前采用的方法是,依据半推理、半经验研究的初步成果,先推广应用,然后在工程实践中继续研究,完善计算理论。本细则对于锚定板埋置深度为3~6m时,抗拔力容许值的规定,系参照铁道科学研究院《锚定板挡土墙设计原则》的建议值给出。其依据是:现场抗拔试验表明:埋置在填土深度3~10m范围内的方形锚定板,当位移量为100mm时,其极限抗拔力约为300~450kN/m^2,计入影响抗拔力的各因素的复杂程度、工程结构的性质和重要程度,取安全系数为3,以极限抗拔力除以安全系数,即为本细则表11.3.8锚定板的抗拔力容许值[p]。

锚定板抗拔力的理论计算,在浅埋条件下可以采用被动土压力公式。我国港口工程的设计规范曾规定:如锚定板为长条形时,其高度为h,埋置深度为H(图11-10),则当H

<4.5h时，单宽锚定板上的极限抗拔力为：

$$T_u = \frac{1}{2}\gamma H^2 (K_p - K_a) \qquad (11\text{-}35)$$

式中：T_u——单宽锚定板上极限抗拔力(kN/m)；

γ——填料的重度(kN/m^3)；

H——锚定板的埋置深度(m)；

K_p，K_a——分别为库仑理论被动土压力系数、主动土压力系数。

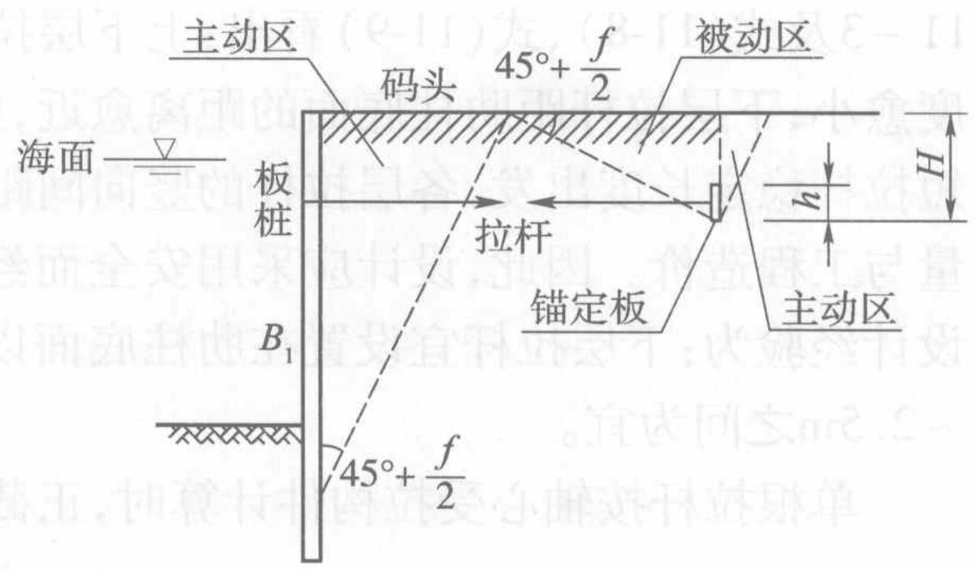


图 11-10　港口码头的浅埋锚定板

如果采用不连续的方形锚定板，其单块锚定板的极限抗拔力为：

$$T_u = \frac{1}{2}\gamma H^2 (K_p - K_a) mb \qquad (11\text{-}36)$$

式中：b——锚定板的边长(m)；

m——修正系数，$m>1$。

当锚定板埋置深度小于3m时，锚定板的稳定不是为抗拔力所控制，而是由锚定板的被动抗力阻止板前土体破坏所控制。铁道科学研究院在《锚定板挡土墙设计原则》中建议：对于埋置深度小于3m的浅埋锚定板，容许抗拔力按下式计算：

$$[T] = \frac{1}{4}\gamma H^2 (K_p - K_a) b \qquad (11\text{-}37)$$

式中：$[T]$——单块锚定板的容许抗拔力(kN)；

b——锚定板的边长(m)。

上式中的系数项(1/4)已经包括了安全系数，其安全系数取值为2。

本细则之式(11.3.8-2)与式(11-37)基本相同，规定安全系数$K \geqslant 2$。其中，库仑理论主动土压力系数K_a计算公式，可按本细则附录A查用；库仑理论被动土压力系数K_p可参考有关设计手册计算。当挡土墙墙后填料表面为坡面时(图11-11)，按照求解主动土压力系数的原理和方法，可求得被动土压力系数如下：

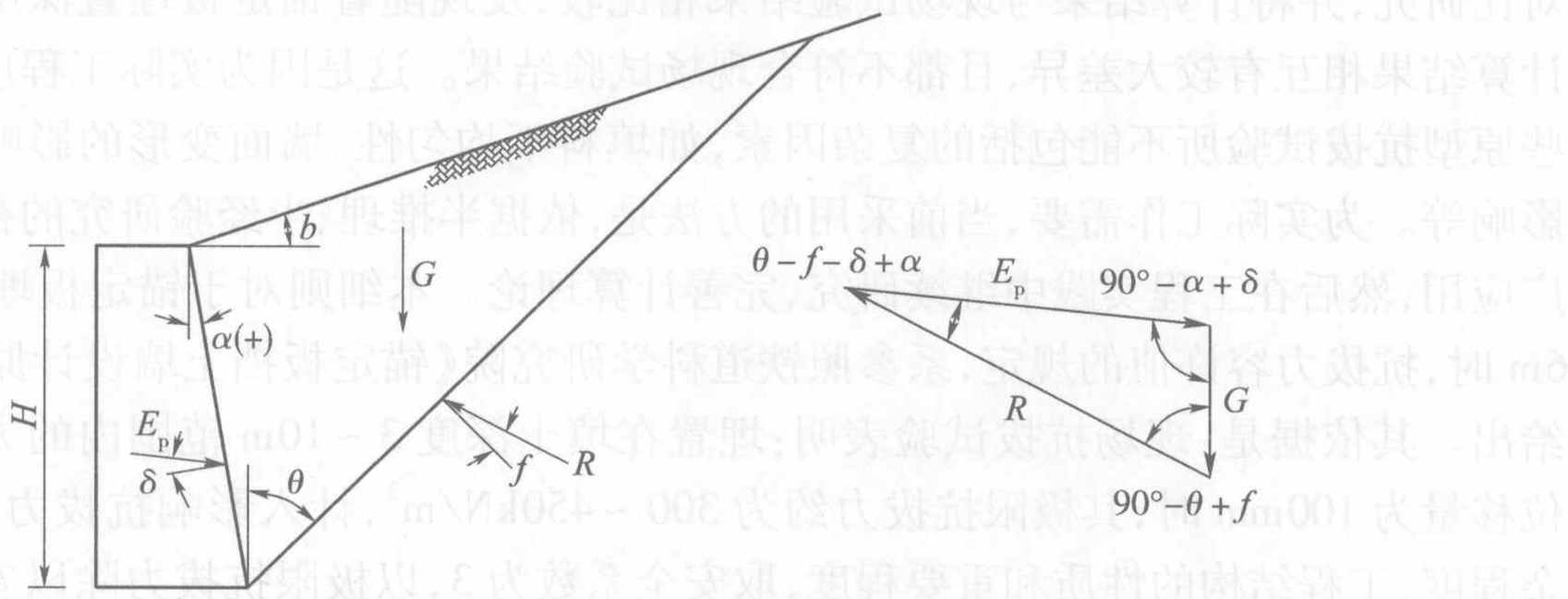


图 11-11　被动土压力计算图

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\alpha-\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]} \tag{11-38}$$

式中：φ——墙后砂性填料的内摩擦角(°)，当为黏性土填料时，应换为综合内摩擦角 φ_0；

α——过墙背顶点的竖直面与墙背的夹角(°)，竖直面位于墙背内为正，竖直面在墙背外为负；

β——填土表面与墙顶水平面的夹角(°)，填土表面位于墙顶平面之上为正，填土表面位于墙顶平面之下为负；

δ——墙背与填料间的摩擦角(°)，可按本细则附录 A，A.0.4 条的规定采用。

12 加筋土挡土墙

12.1 一般规定

12.1.1 加筋土挡土墙的宜用墙高，目前尚无定论，但根据国内不完全的统计，在已修建的加筋土挡土墙中除用砂砾和黄土作填料外，墙高大于20m者较少，且失效概率较高，高等级铁路、公路上的已建高墙工程相对偏少，分布区域不广，故国内现行挡土墙规范对加筋土挡土墙的常用墙高仍有所限定。例如，《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001/J 127—2001)规定：在Ⅰ级铁路干线上不宜大于10m。本细则也按公路等级对常用墙高做出规定。对大于12m的高墙，宜严格控制填料的质量，一般选择粗粒土、黄土等作填料。墙高超过本条规定时，可通过试验或参考墙址条件相似的已建加筋土高挡墙的资料及设计理论，搜集安全、可靠的计算数据进行特殊设计。

高墙采用墙面分级并设错台，有利于调整墙面水平位移，减少墙面板对地基的压力，也便于施工操作。

12.1.2 加筋土挡土墙与其他类型挡土墙较突出的不同点是，填料本身也是墙体的一部分，因此，填料的选择、筋带材料的质量以及填料、筋带、面板之间的紧密稳定结合，是设计、施工时应该特别重视的要素。

12.1.4 对筋带材料的要求基本沿用原《公路加筋土工程设计与施工技术规范》第3.3.1条的规定，为使对筋带的要求更具体、更明确，本细则进行了补充。

12.1.5 本条根据国内各行业土工织物材料标准及应用技术规范的规定，筋带材料的发展趋势及部分地区的应用经验，增加了钢塑土工加筋带、土工格栅筋带等材料。国内的钢塑土工加筋带于1991年出现，1992年投入使用，利用这种新型拉筋材料建成的支挡工程在不断增多，四川、云南、陕西、湖南、湖北、江苏等省均有工程实例。土工格栅用于加筋土挡土墙，在国外如英国和日本有成功的先例，并积累了一些经验。目前，在国内铁路工程上应用相对较多，《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(TB 10118—99)的条文说明中，推荐使用钢塑土工加筋带、土工格栅作为新的筋带材料。

12.1.6 钢带目前在我国还没有定型产品，本细则参照日本扁钢带标准尺寸作了修改。连接螺栓可采用机械行业标准镀锌螺栓的规定，钢带接长可采用搭板连接，见图12-1。

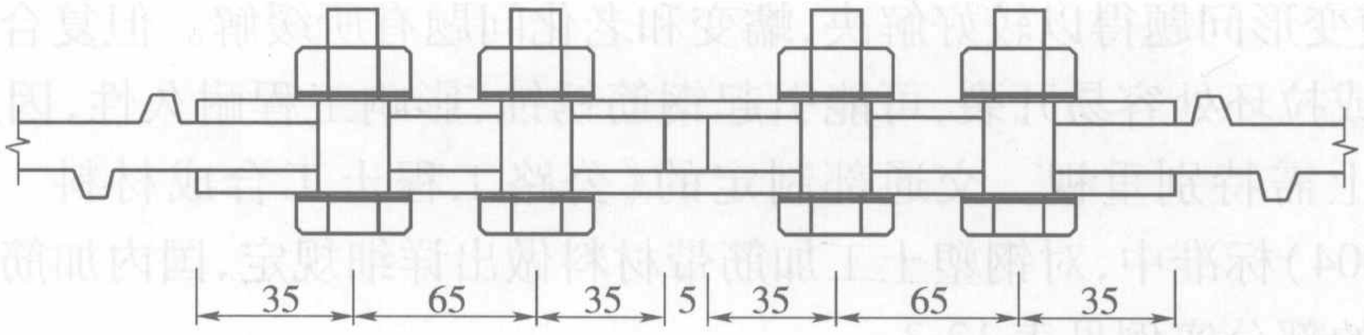


图 12-1　钢带搭板连接图(尺寸单位:mm)

各国扁钢带的主要物理力学指标及镀锌量见表 12-1。

表 12-1　各国扁钢带的主要物理力学指标及镀锌量

资料来源	抗拉强度(MPa)	断裂伸长率(%)	镀锌量(g/mm^2)	镀锌层厚度(mm)
法国	360～440	<26	0.000 5	70
日本道路	410	>21	0.000 5	70
本细则	410～470	<22	0.000 5	70
京津塘高速公路	—	—	—	100

钢带的锈蚀与填料中的水分及水中的化学物质有很大关系,日本的设计细则规定:道路支挡构造物的钢带镀锌量为 0.000 5g/mm^2 时,预留锈蚀厚度为 1.0mm,铁路支挡构造物的钢带镀锌量为 0.000 35g/mm^2 时,预留锈蚀厚度为 2.0mm。英国设计规范规定镀锌钢带预留锈蚀厚度对砂性土为 0.75mm,对黏性土 1.25mm。本细则采用法国的设计规范的钢带使用期锈蚀厚度表(表 12-2)中,70 年使用期的锈蚀厚度。

表 12-2　法国规范中,钢带使用期锈蚀厚度的规定(mm)

工程分类	30 年		70 年		100 年	
	非镀锌	镀锌	非镀锌	镀锌	非镀锌	镀锌
无水工程	1.5	0.5	3.0	1.0	4.0	1.5
有淡水工程	2.0	1.0	4.0	1.5	5.0	2.0
沿海工程	3.0	—	5.0	—	7.0	—

注:工程使用寿命介于表列数值之间时,锈蚀值可采用内插法求得。

本细则规定高速公路、一级公路需采用使用寿命长的筋带材料,镀锌钢带是符合规定的材料之一。

12.1.7　我国在铁路支挡构造物上较早使用钢筋混凝土筋带。带中的钢筋材料承担设计拉力,混凝土材料用来防止钢筋锈蚀和增大与填料的摩擦力。筋带分段长度以施工方便、运输不易损坏和接头少为原则。钢筋的焊接长度及工艺要求,现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ D62—2004)、《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)中均有规定,故本细则不另作规定。

近年来,开展了将钢筋混凝土筋带改进为钢筋混凝土网格式加筋的研究,以替代易腐蚀镀锌钢带,同时又能提高挡土墙结构安全的可靠度。

12.1.8　钢塑土工加筋带在一定程度上弥补了聚丙烯土工加筋带的不足,塑料层与钢

丝共同工作,使变形问题得以较好解决,蠕变和老化问题有所缓解。但复合筋带外包裹层在面板穿筋孔或拉环处容易开裂,可能引起钢筋锈蚀,影响工程耐久性,因此在筋带与面板的连接构造上需特别重视。交通部制定的《公路工程土工合成材料　土工加筋带》(JT/T 517—2004)标准中,对钢塑土工加筋带材料做出详细规定,国内加筋土工程应用钢塑土工加筋带的部分实例见表 12-3。

表 12-3　使用复合材料拉筋带加筋土工程一览表

序号	工程名称或地址	高度 × 长度(m)	墙面面积(m^2)	工程建设时间
1	解放军 9783 工厂煤场	(10 ~ 25) × 137	1 900	1992 ~ 1993
2	某省轮寸滩油库工程	(5 ~ 9) × 101	750	1992
3	重庆耐火材料总厂车间	(10 ~ 16) × 108	1 500	1993
4	潼南涪江大桥引道	(6 ~ 11) × 834	8 300	1992 ~ 1994
5	云南省水富火车站	18 × 180	3 140	1993
6	重庆北涪环城公路	(6 ~ 22) × 900	13 000	1993 ~ 1995
7	西南合成制药厂公路	(10 ~ 24) × 580	9 860	1994
8	湖南永州市市政办公楼	5 × 75	375	1994
9	甘肃 205 省道酸枣坡段	(7 ~ 15) × 55	360	1995
10	甘肃 205 省道改线工程	(7 ~ 12) × 80	762	1995
11	湖北二汽成品汽车场	(1.5 ~ 7) × 170	2890	1995 ~ 1996
12	徐州庞庄公铁立交桥	(1.5 ~ 7) × 165	1460	1995
13	四川鼓水九曲河大桥引道工程	16 × 180	2 880	1995
14	涪陵市实验中学运动场	(10 ~ 14) × 80	820	1995
15	四川巫山集仙中路	(10 ~ 60) × 430	11 500	1995 ~ 1996
16	泸州市兆丰集团	(7 ~ 10) × 200	1 900	1995 ~ 1996
17	贵州市习梨公路	(8 ~ 9) × 225	3 700	96.9 ~ 96.12
18	云南楚大高速公路	(24 ~ 44) × 250		1997
19	重庆忠县新北山一级公路	(8 ~ 25) × 204		1997 ~ 1998
20	重庆奉节新县城二级公路	(10 ~ 52) × 660		1997 ~ 1998
21	四川攀枝花炳青二级公路	(10 ~ 22) × 250		1997 ~ 1998
22	四川达渝高速公路	(8 ~ 15) × 190		1997 ~ 1998
23	四川成乐高速公路	(6 ~ 9) × 285		1997 ~ 1998
24	四川广南高速公路	(7 ~ 9) × 278		1998
25	黑龙江鹤伊一级公路	(10 ~ 30) × 1460		1997 ~ 1998
26	四川宜宾滨江二级公路	(6 ~ 15) × 45		1998
27	重庆江北嘉陵江滨江公路	(8 ~ 15) × 800		1998
28	四川泸州沱江滨江公路	(10 ~ 18) × 1 200		1998
29	四川隆纳高速公路	(10 ~ 19) × 450		1998
30	三峡大坝挡渣墙工程	(15 ~ 60) × 260		1998
31	重庆忠县长江大桥引道工程(一级)	(10 ~ 18) × 240		1998
32	安徽弋江大桥引道工程	9 × 1 430		1998

12.1.9 土工格栅以聚丙烯(PP)、高密度聚乙烯(HDPE)或其他高分子聚合物为原料，加入一定的抗紫外线助剂，经挤出、拉伸成型。与条带式筋带比较，更能在土体中起到加筋的作用。但作为筋带材料，其成本比聚丙烯(PP)带高。国家质量技术监督局已制定了《土工合成材料　塑料土工格栅》(GB/T 17689—1999)国家标准，交通部制定的《交通工程土工合成材料　土工格栅》(JT/T 480—2002)也有详细规定，所以，设计、工程选料、施工均应按该上述标准规定的技术要求、试验方法、检验规则执行。

12.1.10 交通部制定的《公路工程土工合成材料　土工加筋带》(JT/T 517—2004)标准中，对塑料土工加筋带：聚丙烯带(SLLD/PP)、聚乙烯带(SLLD/PE)材料，做出详细规定。我国在20世纪80年代初开始使用聚丙烯(PP)土工加筋带，自1991年颁布《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)后，我国的塑料土工加筋带挡土墙发展很快，使用情况基本良好，但也有建成后或施工过程中(多见于高挡土墙)损毁的工程事例。条带形的塑料土工加筋带包括聚丙烯(PP)、聚乙烯(PE)加筋带，似有为土工格栅所替代的趋势。例如《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025/J 127—2001)，在宜采用的筋带材料的条文规定中，就未列入塑料土工加筋带。

上述所列各种筋带材料，除物理、化学性能不同外，力学与经济指标也有差异。根据国内相关资料的介绍，对加筋土工程上常用筋带的技术经济指标进行统计与比较的结果，列于表12-4。

表12-4　我国常用筋带技术经济比较表(据1994年统计资料)

顺序号	筋带名称	极限值			设计容许值			长度	造价比较
		强度(MPa)	拉力(kN/根)	伸长率(%)	强度(MPa)	拉力(kN/根)	伸长率(%)	(mm/kg)	(%)
一	刚性筋带								
1	扁钢 30×5mm	380	36	21.0	135	8.1	<1	8.4	199.0
2	圆钢 Φ12	380	27	21.0	135	8.6	<1	11.3	164.0
3	钢筋混凝土 60×120mm，Φ12	—	27	21.0	—	8.6	<1	242.0	
二	柔性拉筋								
1	PP19012	219	5	10	40	<1.1	≤2	450	100.0
2	PP30015	222	10	10	40	<2.0	≤2	300	75.0
三	复合材料拉筋带								
1	CAT30020B	205.3	12.7	1.4	100.0	9.0	<2	108	83.3

国内钢塑土工加筋筋带生产厂家对钢塑土工加筋带加筋土挡土墙和重力式圬工挡土墙作过技术经济比较，所统计的加筋土挡土墙设计资料中，筋带抗拉综合安全系数取用1.5～1.88，统计结果认为：当墙高为8～20m时，钢塑复合筋带加筋土挡土墙可相应节约造价21%～51%。

12.1.11 本条仅对填料提出原则要求，供设计参用，原因是我国幅员辽阔，各地土质变异性大，应因地制宜，合理选择填料。现时国内外所使用加筋土填料的情况（图12-2）大致如下：

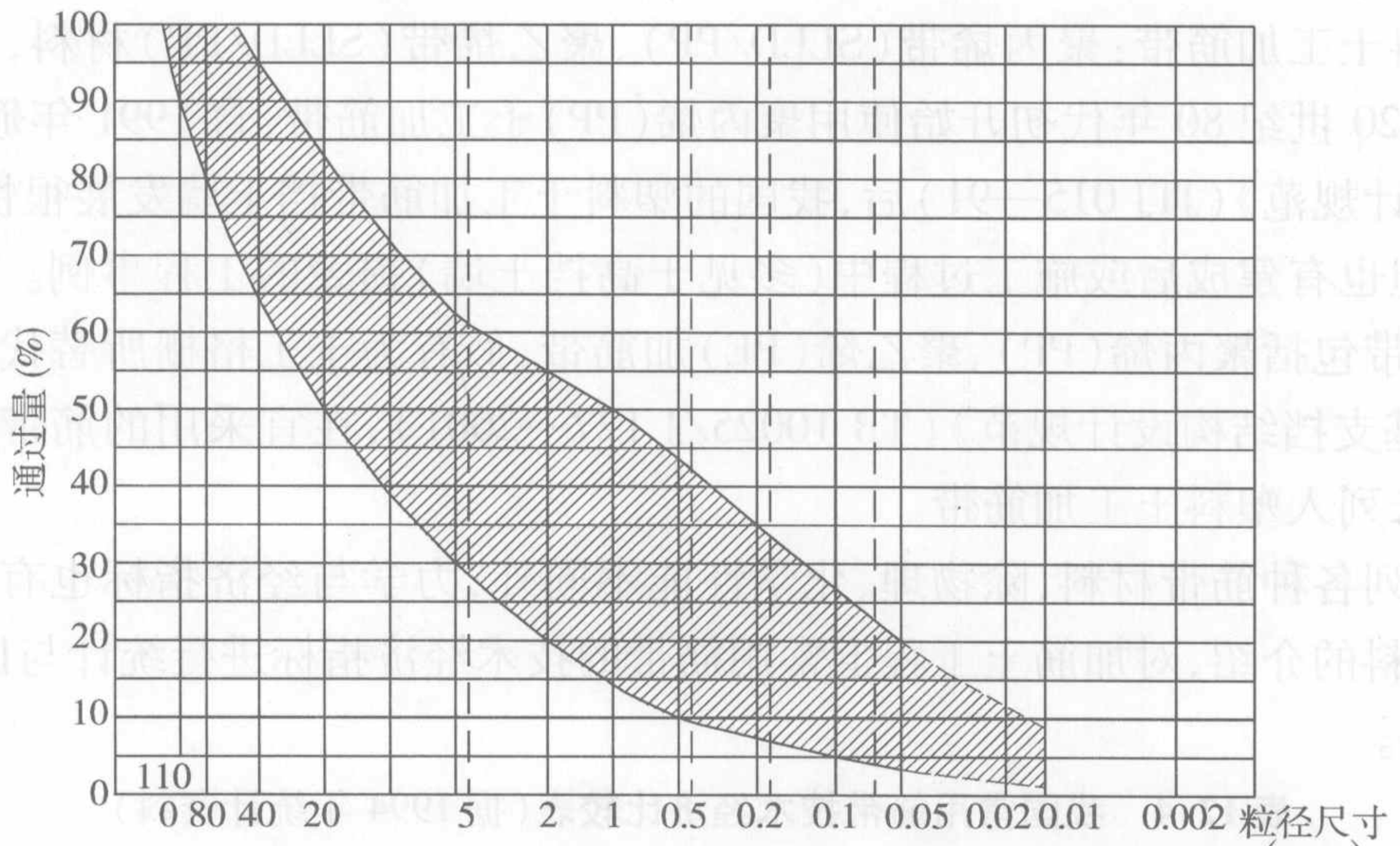


图12-2 加筋土填料粒径分布图

在国外，一般采用砂砾、粗砂等粗粒填料，要求填料的塑性指数小于6。法国规定通过0.074mm筛孔径的颗粒含量不得大于10%，当通过此孔的颗粒含量大于或等于20%时，则禁止使用。填料的内摩擦角在饱和状态快剪时最小应为25°，无水夯实填料的内摩擦角应大于36°，填料与光面钢筋的摩擦系数不宜小于0.4。浸水加筋土工程，填料的摩擦角的设计采用值不宜大于25°。

国内从20世纪80年代初开始使用加筋土结构，结合各地情况，采用了砂砾、粗砂、黄土、黏性土、红黏土、黏性土掺石灰、粉煤灰等作填料。采用聚丙烯土工加筋带和黄土填料的加筋土挡土墙也获得成功。

《地基处理》（中国建筑工业出版社，1988.8）介绍填料的级配与粒径要求见图12-2。

细粒土填料的有关技术性能及应用情况介绍如下：

黏性土填料：英国环境运输部（D、Tp）建议黏性土填料的内摩擦角不应小于20°。

试验证明，黏性土在含水量适当时，压实是不困难的，压实后同样可获得较大的内摩擦角。同时，黏聚力作用于筋带，可以充分发挥筋带的抗拉强度。根据国内测试，在最佳含水量时，黏性土与土工带的摩擦系数一般大于0.3。但黏性土颗粒小，比面积大，渗透

性差,矿物含量多,土粒表面吸附的薄膜水阻止土颗粒直接接触,固结下沉还会产生很大的侧压力。所以施工中对黏性土填料必须有严格的压实度要求。另外,水对黏性土的性质有很大的改变,按天津市政设计院试验,在没有浸水时,土工带与砂和黏性土的摩擦系数接近相等($f'_{砂}=0.497$ 、$f'_{土}=0.490$),而浸水后,($f'_{砂}=0.30$、$f'_{土}=0.23$),黏性土比砂的摩擦系数降低了39.1%。四川省公路设计院研究表明,黏性土的含水量比最佳含水量大2%时,松软状的黄壤土、冲积土的内摩擦角可能下降20%~60%,黏聚力降低10%~50%,所以黏性土作填料的加筋土应严防水浸入加筋体,一般加筋体顶面需要做沥青封闭层。

黄土填料:黄土一般有较大的黏聚力,固结后自立性很强。在含水量适当时,压实后的内摩擦角大于30°,在山西、陕西、河南等地已修建的加筋土挡土墙中,使用情况较好。

粉煤灰填料:松散的粉煤灰的黏聚力 c 值一般较小,但压实后有较大的增加($c=2.5\text{kN/m}^2$,$\varphi=37°$),更重要的一个特征是随时间逐渐固化,c、φ 值显著增大后即成为一个坚实体。粉煤灰的压实功较一般土增加2~3倍,其压实度可达90%。但粉煤灰中所含的硅、铝、铁等元素对筋带具有腐蚀性,需予重视及研究解决办法。

本条对土工合成材料加筋带加筋体的填料组成成分加以规定,是基于二价以上铜、锰、铁离子将会加速塑料老化。铜离子对聚丙烯危害最大,加抗氧剂也不能改进它的稳定性。另外,塑料土工织物在浓度为2.5%的氯化钙和浓度为2%的碳酸钠等化合物中,在23℃温度下存放一年后,会使其变黄和厚度减少0.4%和0.2%。所以,填料中应限制上述金属离子和化合物的含量。

似摩擦系数指筋带与填料之间的摩擦系数。一般认为主要取决于填料颗粒大小和筋带表面粗糙程度,似摩擦系数 $f'=\tan\varphi'$ = 拉(剪)力/正应力。对于黏性土,还应包含土与筋带的黏着力。目前,对如何考虑黏着力有两种意见,一种意见是沿用加筋土开始使用的方法,把黏着力的影响视为摩擦作用,认为黏着力加大了筋带在土中的拉(剪)力,计算的 f' 值不是单纯摩擦效应的结果,故称"似"(视)摩擦;一种意见认为对黏性土宜将摩擦和黏着力效应分开比较科学,如东南大学曾提出拉(剪)力以摩尔—库仑强度包线表达式表示,但是,由于资料较少,在工程中尚无应用,所以本细则仍采用似摩擦系数。

本细则所表列的似摩擦系数参考数值,是根据对全国各地加筋土工程似摩擦系数采用值统计表(表12-5)及试验墙拉拔试验结果表(表12-6)分析确定的。根据拉拔测试结果,可按下式计算似摩擦系数 f':

$$f'=\frac{T}{2b\gamma Lh} \tag{12-1}$$

式中:T——拉力(kN);

b——筋带与填料接触宽度(m);

L——筋带与填料接触长度(m);

γ——填料重度(kN/m^3);

h——筋带上填土厚(m)。

表 12-5　似摩擦系数采用值统计表

资料来源	填　料	筋　带	采用值	备　注
法国、日本	砂、砂砾	光面钢带	要求大于0.4	
北京市	砂砾	光面钢带	0.4	
天津市	黏土掺灰(10%)	土工带	0.5	
上海市	黏性土	混凝土带	0.45	
东北地区	砂性土、黏性土	钢带	0.3~0.4	
华北地区	砂砾类土、黄土	钢带、土工带	0.4	
西北地区	风积砂、黄土、粉煤灰土	土工带	0.3~0.4	
东南地区	砂性土、红黏土、石灰水泥土	混凝土带	0.4~0.5	0.5为浙江天台县清溪的资料
中南地区	黄土、亚黏土	混凝土带、土工带	0.4~0.6	0.6为江西龙华的资料
西南地区	红黏土、石灰土、亚黏土	土工带	0.2~0.4	

注:①表值取自全国50座加筋土挡土墙和8座加筋土桥台的汇总资料;

②国外规范规定:似摩擦系数小于0.4的填料不得使用。

表 12-6　似摩擦系数拉拔测试统计表

资料来源	填　料	筋　带	测算值	备　注
法国	砂	钢带	0.17~2.5	
河南小寨	黄土	土工带	0.45~0.9	考虑安全系数0.5
贵黄公路	红黏土	土工带	0.53~0.82	
南通大庄桥	灰土	废钢片	1.32	
甘肃太平沟	黄土	土工带	1.20	
北京南口	砂砾	钢带	0.75~13.14	
山西兑镇	黄土	土工带	大于1	
辽宁瓦子窑	砂土	混凝土带	0.7~3.11	
辽宁瓦子窑	砂土	钢带	2.02~2.08	
武汉葛化	砂性土	钢带	0.7~1.05	
陕西富县	黄土	土工带	大于1	
陕西口镇	黄土	土工带	1.91~2.03	
陕西口镇	黄土	混凝土带	0.6	
上海松蒸公路	黏性土	土工带	1.32	
四川省公路设计院	砂砾	土工带	0.23~2.59	
四川省公路设计院		光面钢带	0.14~0.61	
四川省公路设计院		混凝土带	0.41~3.07	
四川省公路设计院	黏性土	土工带	0.69~2.97	
四川省公路设计院		光面钢带	1.89	
四川省公路设计院		有肋钢带	5.46	

由表中看出:实测值比采用值大2~3倍,主要是各地测试条件、方法不统一,筋带在填料中的实际工作状态不顺直等原因造成。所以设计采用值需从安全、稳妥的角度加以

考虑。

有关似摩擦系数的变化，国内外已做了很多研究。试验结果证明高黏着力时，筋带表面摩擦系数随垂直压力（墙高）增加而减少，并趋于常数。法国、日本提出按下式计算（见图 12-3）：

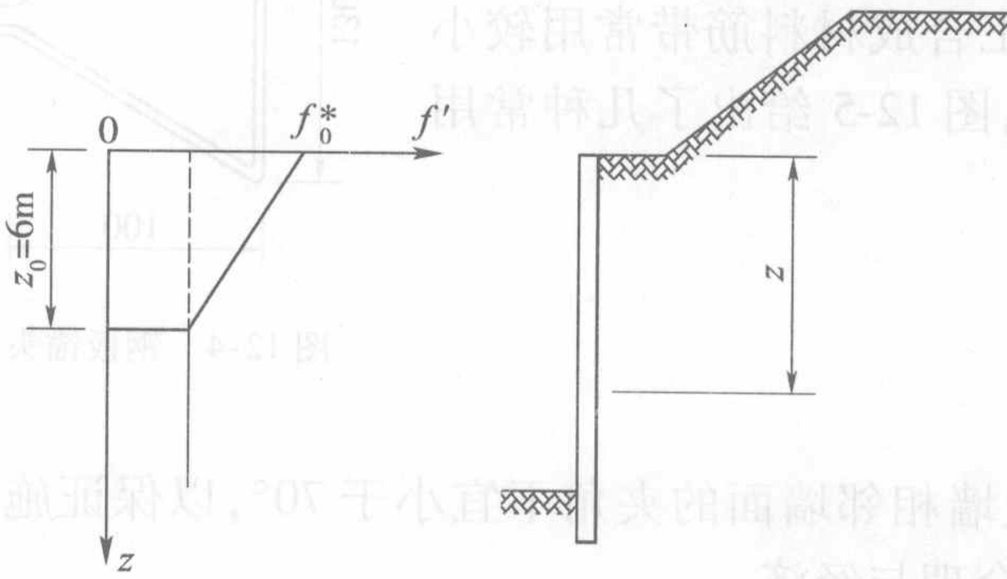


图 12-3　似摩擦系数随墙高度变化图

当 $z<6\text{m}$ 时

当 $z>6\text{m}$ 时

$$\left.\begin{aligned} f' &= f_0^*\left(1-\frac{z}{z_0}\right)+\frac{z}{z_0}\tan\varphi_1 \\ f' &= \tan\varphi_1 \end{aligned}\right\} \tag{12-2}$$

f_0^* 按右式求得：

$$f_0^* = 1.2+\lg C_u \tag{12-3}$$

$$C_u = D_{60}/D_{10} \tag{12-4}$$

在无精确数据时，f_0^* 可取最小值，即：

$$f_0^* = 1.5$$

式中：φ_1——拉筋与填土的摩擦角；

f_0^*——与填土的粒度、内摩擦角等有关的系数；

C_u——填料的不均匀系数；

D_{60}、D_{10}——土的级配曲线上土颗粒含量小于 60% 和 10% 的粒径（mm）。

似摩擦系数产生以上变化的原因是土有剪胀性，当垂直压力增加时，土的剪胀性减少。日本《加筋土设计与施工细则》介绍：有肋钢带在粗粒土中似摩擦系数 f' 最小为 0.6；光面钢筋在整个加筋体内似摩擦系数 f' 为常数，即 $f'=0.4$；钢筋混凝土带表面较光面钢带粗糙，同时在厚度方向存在侧向摩阻力，因此建议钢筋混凝土带的似摩擦系数 f' 可提高 0.1。

12.1.12　面板上的钢筋拉环宜采用未经冷拉的 I 级热轧钢筋制作。一般按拉环强度大于所连接的拉筋强度的原则配置，拉环埋入面板内的深度不应小于 2/3 板厚，并应符合锚于受拉区钢筋锚固长度的规定。防锈、隔离可采用涂聚铵脂或三油两布等措施。钢板锚头为锚固于面板中并与钢带相连接的钢带弯头构件（图 12-4），材料与钢带相同。

若在混凝土面板上预留穿筋孔时，孔两侧混凝土不应产生剪切破坏，必要时需进行强度验算。

12.1.13 本条面板尺寸表，主要参照已建成的加筋土工程所用尺寸和铁路加筋土设计原则推荐的尺寸汇总而成。尺寸选定应依据施工条件和筋带种类而定，土工合成材料筋带常用较小型的面板，为方便使用，图 12-5 给出了几种常用面板细部尺寸。

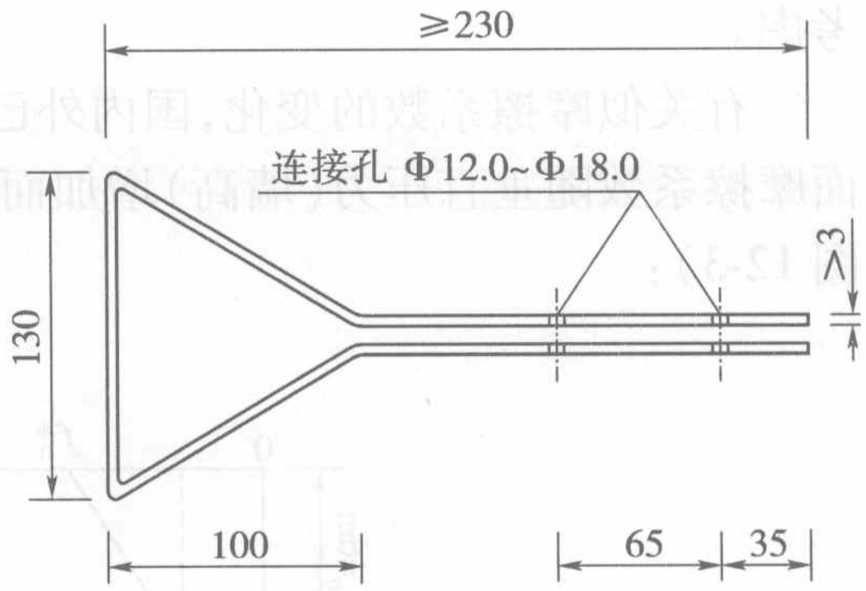
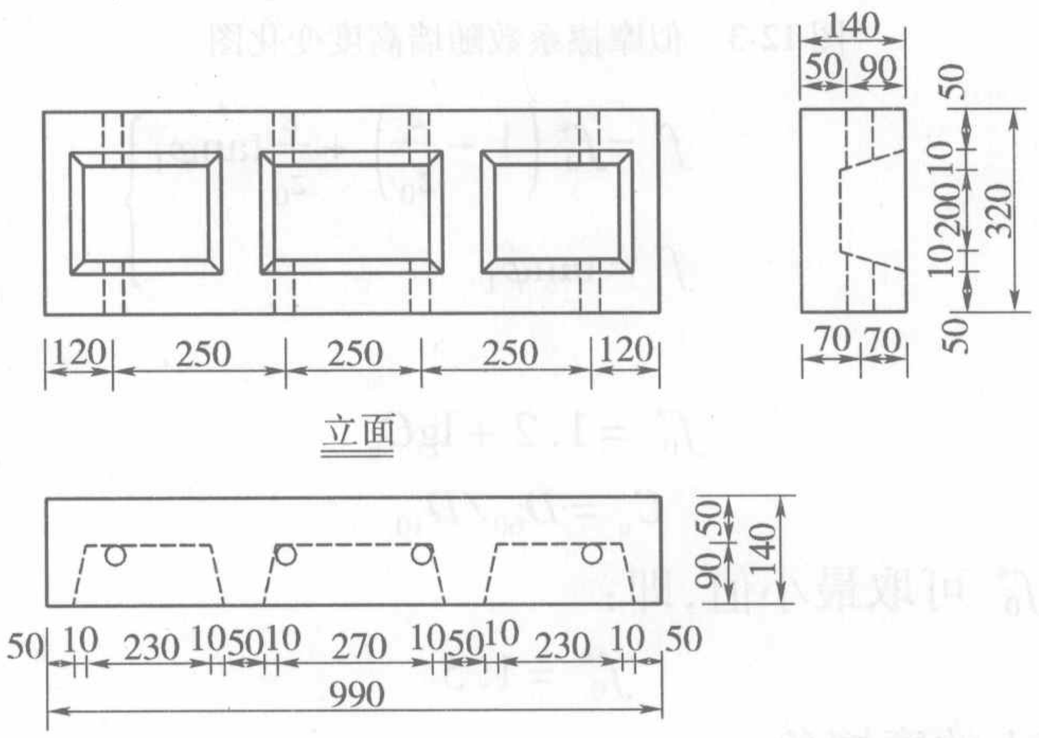


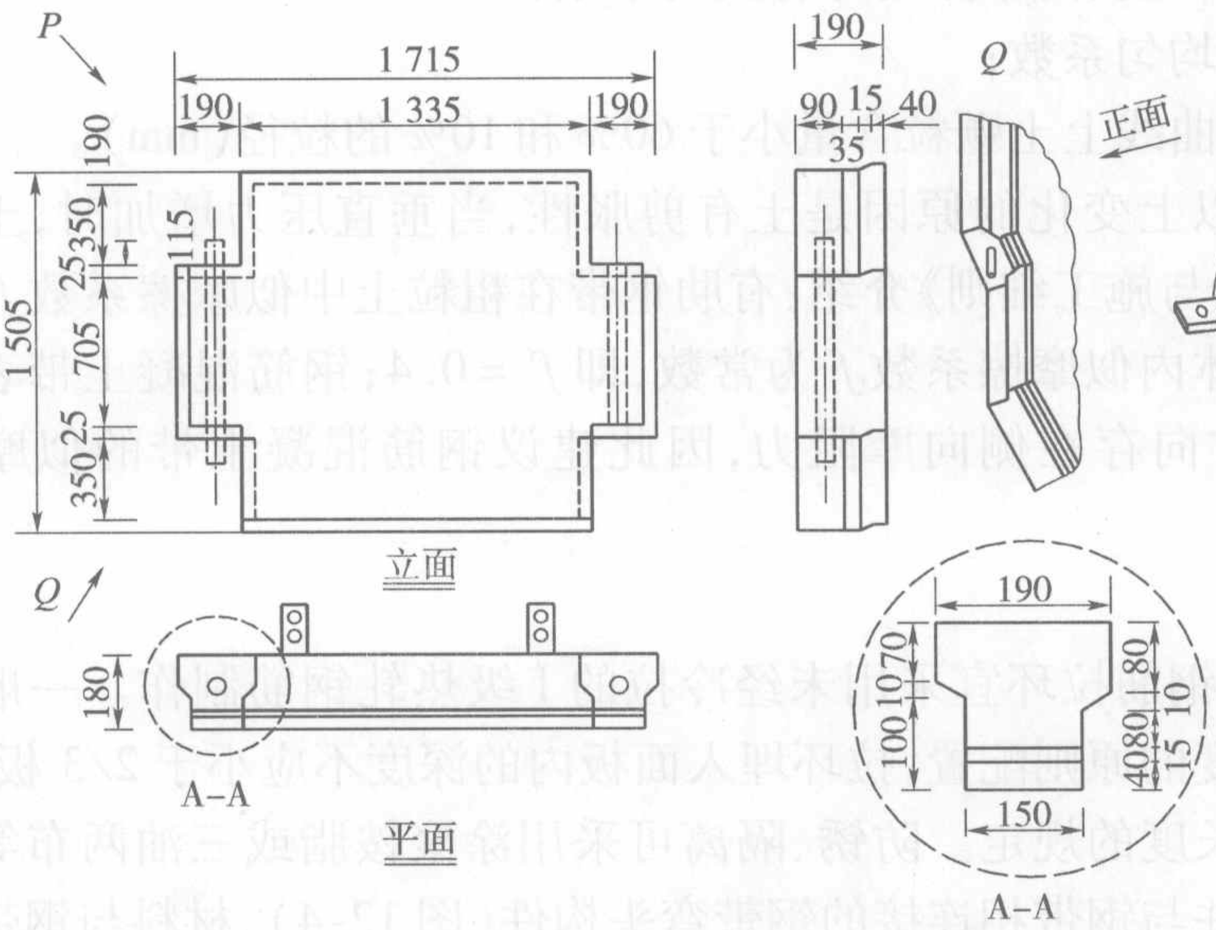
图 12-4 钢板锚头构造图(尺寸单位:mm)

12.2 一般构造

12.2.1 加筋土挡土墙相邻墙面的夹角不宜小于 70°，以保证施工时有夹角墙段的筋带能够布置均匀，受力合理与经济。



a)



b)

图 12-5 常用面板细部尺寸图(尺寸单位:mm)

a)槽形面板；b)十字形面板

为充分发挥筋带与填料间的摩擦力，一般情况下应避免筋带相互重叠，但采用土工加筋带时，一个钢拉环（或预留穿筋孔）上筋带数量可能较多，基于抗拔稳定性的要求，为承担土压力强度的需要，部分筋带可以重叠。

在相邻加筋体墙面的凸部（即内夹角小于180°处），夹角越小，越易造成应力集中，从而可使凸部外膨，因此在墙面拐角处宜布置加强筋带，当夹角小于90°时，在邻接两墙面宜布设互拉的筋带。

在相邻加筋体墙面的凹部（即内夹角大于180°处），为使筋带的密度与一般部位相同，必要时也应增设筋带。

12.2.2 当加筋土挡土墙位于承载力较高的地基上，且面板后填料区受到限制时，墙的下部（约 $H/3$）范围内可采用较短的筋带；而当地基承载力较低时，可将加筋体的横断面向下逐步加宽，以达到应力扩散、减小地基压应力的目的，其断面尺寸由内部稳定或外部稳定的计算确定。

12.2.3 加筋体填料的压实度标准是一个技术与经济的综合指标。从加筋土原理可知，当填料达到足够压实度后，与筋带产生摩阻力，以保证加筋土结构的稳定。实践表明，沿深度变化的压实度采用《公路路基设计规范》（JTG D30—2004）的规定一般是可行的，但夯压机具对接近墙面板范围内的压实度实施有一定困难，重型压实机距离墙面板太近时将造成面板位移过大，甚至可使加筋体失稳。因此，本条的“加筋体填料压实度表”的规定中，距墙面距离1.0m以外的压实度系数同《公路路基设计规范》的规定，而距墙面距离1.0m范围以内的压实度系数略有降低，使用小型振动夯实机精心施工，可以达到此规定。

12.2.4 浸水地区加筋土工程目前国内使用较少，尤其对采用黏性土填料尚无经验。因此条文中规定采用渗水性土作填料，其目的是利于及时排出加筋体中的水分，以忽略作用于加筋体的动水压力的影响。为了增加墙体稳定和墙后土体的稳定性，在设计水位以下宜做成石砌或混凝土实体墙。

在加筋体面板内侧设置反滤层，其目的是利于排出墙背积水，减少墙背的水压力，同时避免细粒土填料从面板接缝处流失。

浸水部分的面板因受到水流的冲刷与淘刷的作用以及漂浮物的撞击等影响，宜适当加厚，但当面板厚度大于200mm时，一般可不再加厚。

12.2.5 为了尽量减少面板对地基产生的压力，防止地基发生过大的不均匀沉降，确保面板不被损坏，除坚硬地基外，在一般情况下均考虑设置条形混凝土基础。

12.2.6 根据我国《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG D63—2004）规定：小桥涵基础，在无冲刷处（岩石地基除外），应在地面或河床底以下埋置深度不小于1m。但国内大

量的加筋土工程实践表明，上述规定对加筋土挡土墙来说一般偏大，由于加筋体外设置了散水和1m宽的护脚，从而保护了加筋土结构的基础，因此埋深可以减少。故在条文中确定最小限制值为0.6m。

当地基为岩石或利用旧有的路面、混凝土作地基时，加筋土面板基础的埋深不受上述限制，应根据具体情况决定。如果地基属风化岩石，当风化层较厚难以全部清除时，可清除部分厚度，但应按一般的土质地基要求确定其埋置深度。

12.2.7 对于设置在斜坡上的加筋土结构，应在墙脚设置一定宽度的护脚，以防止前沿土体在加筋土体水平推力作用下产生剪切破坏，导致加筋土结构丧失稳定性。根据实践经验和国外有关资料，护脚宽度一般不宜少于1m，控制点位置为面板基础底面以上，符合设计埋置深度的开挖地表面。

12.2.9 加筋土的填料含水饱和时，将在面板后产生水压作用，对细粒土填料还会降低土与筋带间的摩擦力，若水中含有对筋带有腐蚀性的盐类，将缩短筋带的使用年限。所以，对加筋体体内水及周围有害的水，必须采取措施，迅速排除。

12.2.10 为排除墙址的地表径流，防止雨水、加筋体顶面和内部排出的水流渗入加筋土挡土墙的基础或冲刷基础，护脚表面宜用浆砌片石作成具有3%～5%横坡的散水层。

12.2.14 设计中采用的填料与筋带间的似摩擦系数f是一个平均值，但埋设于土中的筋带沿全长未必都能与土均匀接触而发挥出全部摩擦作用。此外，在墙背附近，因不能使用重型机械碾压而使填土达不到充分压实的状态，因此按计算分析的筋带长度不足4m时，仍取4m。

12.2.16 双面加筋土挡土墙按单面墙设计，可能出现两侧墙的筋带相互重叠，使筋带与填土的摩擦力降低。因此，相互插入部分的筋带应错开铺设。

12.3 设计计算

12.3.1 加筋土内部稳定性分析的目的是确定筋带断面与长度，局部平衡法是它的基本方法。

内部稳定计算局部平衡法的原理是：根据作用在填料中最大拉应力点上的应力来计算拉筋的最大拉力T_{imax}。在最大拉应力点M上不存在剪应力，主要为垂直应力σ_1和水平应力σ_3，根据对称原理，在两筋层之间的介质平面上同样可以假设无剪应力（图12-6），可以认为，局部应力σ_3由筋带来平衡。

另一种计算方法总体平衡法由法国学者塞克雷司登提出，计算工作量很大。为增强高墙的安全，对高度大于12m的挡土墙，本条条文规定除用局部平衡法计算外，还需用总体平衡法验算。总体平衡法的详细说明，见第本细则条文说明第12.3.19条。

建于山坡上或建于较软弱地基上的加筋体，容易出现整体滑动，故本细则规定应对承载地基土与墙后土体的整体滑动稳定进行验算。越来越多的实践经验表明，路基（尤其是高路堤和山坡上的路堤）产生不均匀沉降时，可能引起路面系统破坏，也会影响道路的使用功能，本条中“必要时”一语，即指这种情况。

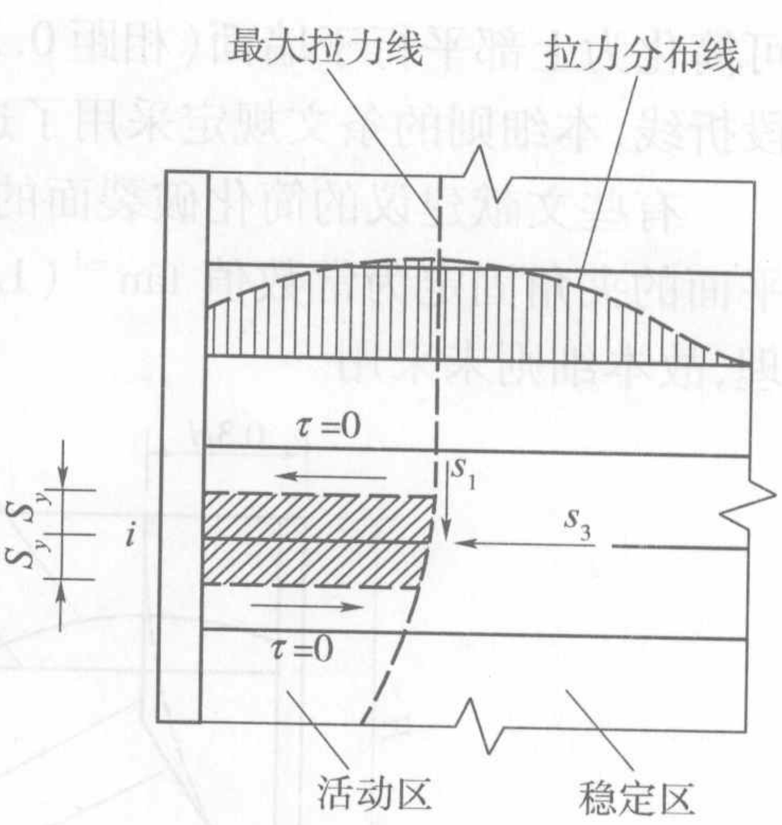


图 12-6　填料中的应力

12.3.2　加筋土挡土墙基底滑动、倾覆和整体滑动稳定系数的取值规定，详见本细则第 5.3.5 条、第 12.3.21 条的条文说明。

本条中规定验算地基承载力时，不允许出现拉应力，是为防止基底后端出现拉应力后，影响加筋体下部筋带锚固的稳定性。设计计算时，若基底出现拉应力，可加大加筋体底面的宽度。

12.3.4　本条中的式（12.3.4）系参考日本《加筋土挡土墙设计施工细则》（以下简称《日本细则》）的规定列出，其方法是内部稳定计算时，将加筋体顶面的边坡填土的重力换算为等代均布土层厚度的重力，此土层厚度，取自距墙面板背面的水平距离为 0.5 倍加筋体高度值的路基边坡点，该点距加筋体顶面的填土高度，即为（图 12-7）中的等代土层厚度 h_1。

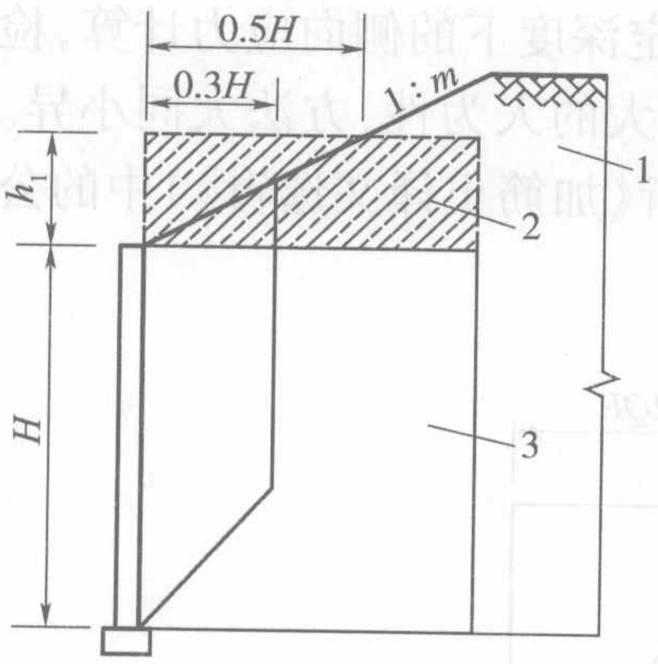


图 12-7　路堤式挡土墙横断面图
1-加筋体上填土；2-换算的等代土层；3-加筋体

本条规定中之所以采用式（12.3.4）计算换算等代均布土厚，是为了适应本细则计算筋带拉力所采用的正应力均匀分布法，该法只适用于均布荷载。

式（12.3.4）只适用于加筋土的内部稳定性验算，即拉筋断面与长度计算。在外部稳定性计算时，加筋体上的填土重力应按加筋体顶面上填土的实际断面尺寸计算。

12.3.6　本条对考虑浮力的规定解释如下：

（1）水位愈低，浮力愈小，则筋带所受拉力愈大，故筋带断面设计采用低水位浮力。

（2）条文的第二款规定引自《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）的相关规定。

（3）条文中的“其他情况”，指筋带长度设计、整体稳定性验算等。“最不利水位”指产生荷载效应最不利组合设计值（计算值）时的水位。条文第一、二款规定的水位都是最不利水位。条文第三款“其他情况”的最不利水位，随情况而变，故不作统一规定。

12.3.7　区分加筋体活动区和稳定区的目的是为了确定拉筋锚固段起点。

加筋体的潜在破裂面为筋带最大拉力点的连线。国内外众多文献提出：潜在破裂面

可简化为上部平行于墙面(相距 0.3H),下部通过墙脚(与水平面夹角为 45° + φ/2)的二段折线,本细则的条文规定采用了这一简化破裂面法(图 12-8a)理论。

有些文献建议的简化破裂面的转折点的高度固定为 H/2,这将使破裂面的下部与水平面的夹角固定为常数值 $\tan^{-1}(1/0.6)$(图 12-8b),与土壤内摩擦角 φ 无关,似不够合理,故本细则未采用。

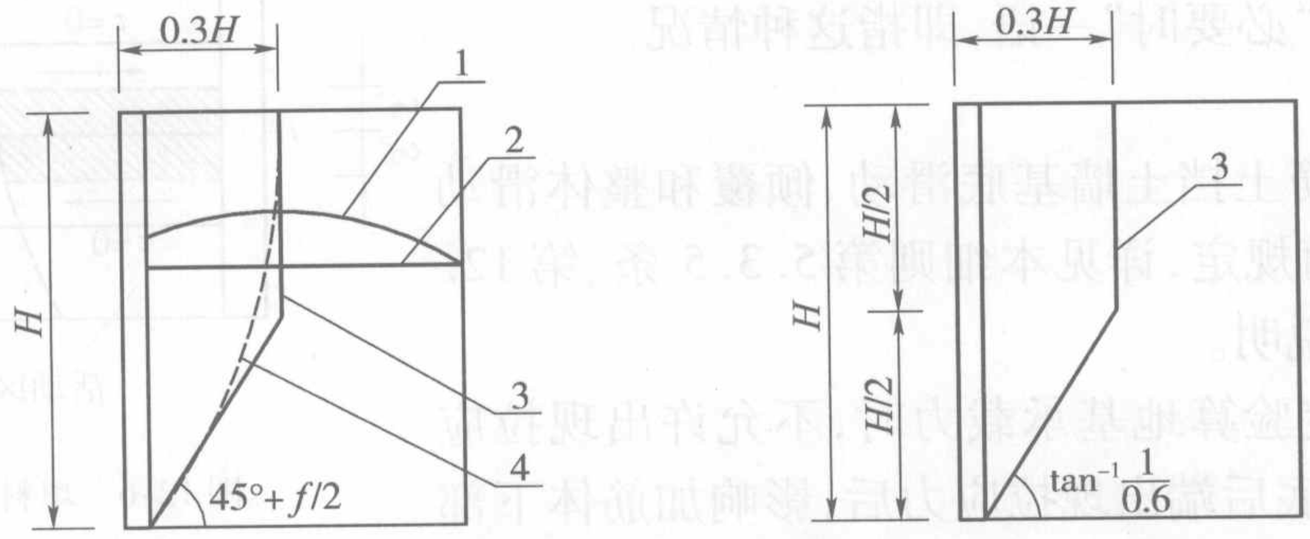


图 12-8　加筋体的两种简化破裂面图式

1-拉筋拉力分布线;2-拉筋;3-简化破裂面;4-对数螺旋线破裂面

12.3.9　关于加筋体顶面水平荷载的影响深度及墙背设定深度下的侧向应力计算,检索英、法、日等国文献,均有资料介绍,但理论假设都带有较大的人为性,方法大同小异。以英国运输部《加筋土技术细则》(见浙江省交通科学研究所《加筋土译文选辑》)中的公式较为简明,兹根据译文摘引如下(图 12-9):

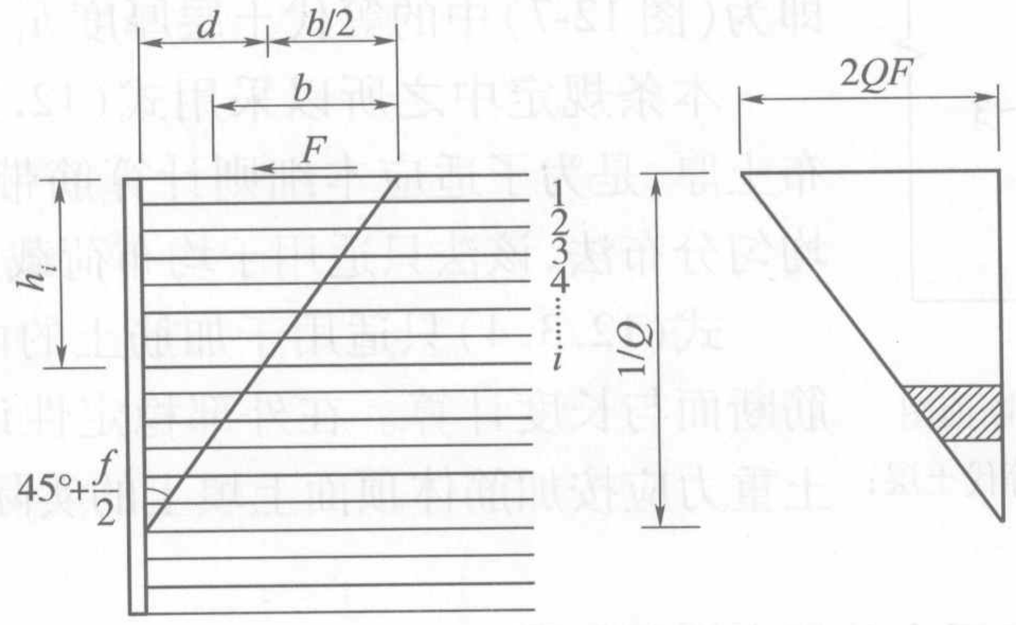


图 12-9　水平压力分布

$$T_{Fi} = 2QF(1 - Qh_i) \tag{12-5}$$

$$Q = \frac{\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{d + \frac{b}{2}} \tag{12-6}$$

式中:T_{Fi}——作用于墙顶上的水平剪力 F 在拉筋中产生的拉力(kN/m);

h_i——第 i 层筋带以上部分的加筋体高度(m);

F——作用在墙顶上,宽度为 b 的区段上的水平剪力(kN/m)。

本细则条文中的式(12.3.9)系参照上式,变换公式符号后列出。上式在本细则中仅

用于加筋体活动区顶面的水平荷载(如水平地震力等)在筋带中的分配,故分别以0.3H代换$d+b/2$,以简化计算。

12.3.10 本条中,式(12.3.10)系引用《法国规范》和《日本细则》的规定。据《法国规范》解释:该式系根据法、美、英、日、南非等国七处工程点的实验数据归纳而得(图12-10)。

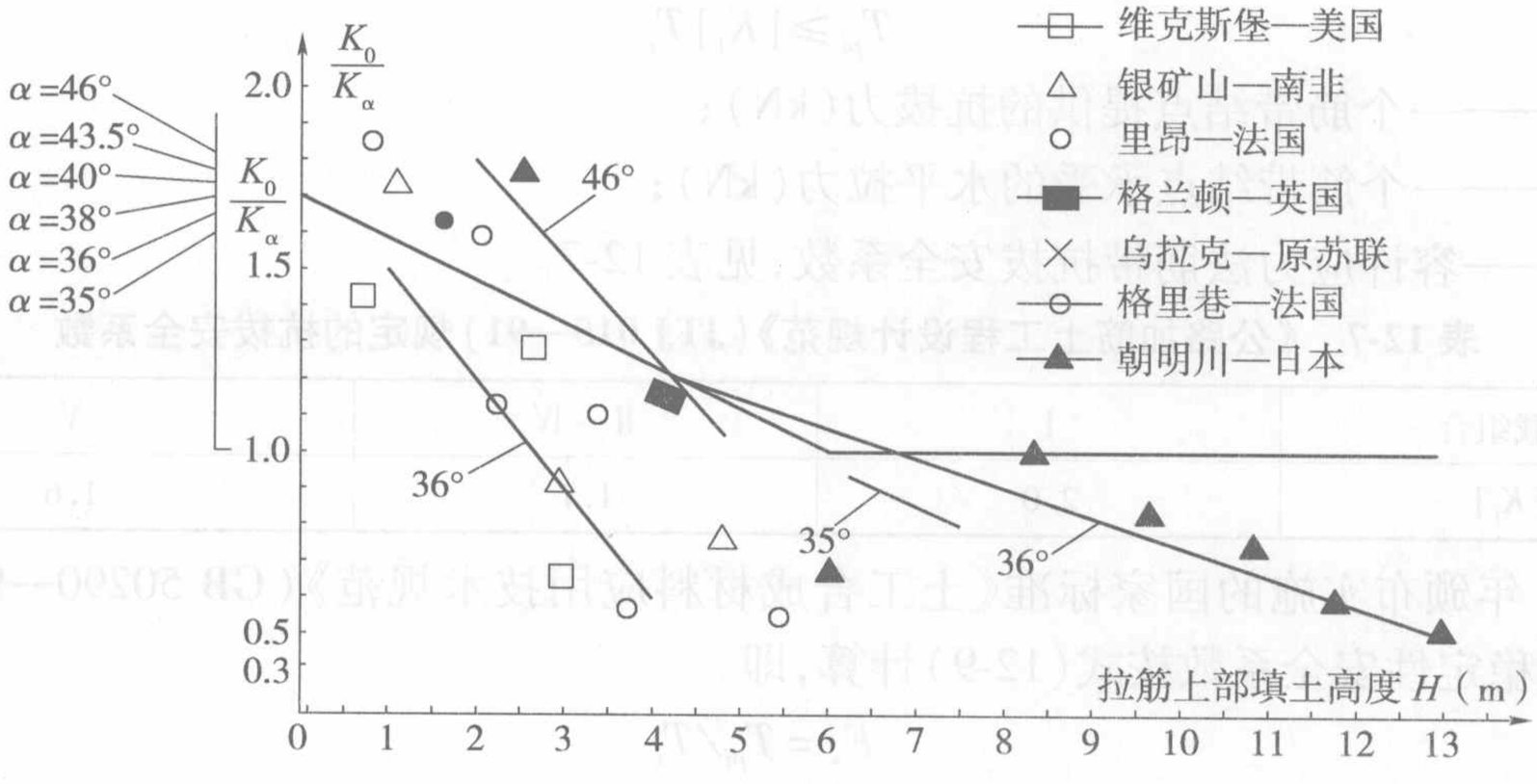


图12-10 土压力系数K_i的实测值

12.3.11 本条公式(12.3.11-2)中的填料饱和重度γ_{sat}按下式计算:

$$\gamma_{sat}=\gamma-(1-n)\gamma_w \tag{12-7}$$

式中:γ——填料重度(kN/m^3);

γ_w——水的重度(kN/m^3);

n——填料的孔隙率,无实验资料时取30%。

12.3.12 本细则第12.3.4条规定,内部稳定计算时,墙顶路基边坡填土可换算为等厚填土进行计算,故本条公式(12.3.12),也按均布荷载作用于加筋体顶面导出。

12.3.13~12.3.14 加筋体深度z_i处的竖向压应力包括两部分:其一是墙后填土和墙顶填土的重力引起的竖向压应力;其二是填土以上的附加荷载引起的竖向压应力,条文中公式(12.3.14-3)表达的意义是:附加荷载等代均布土层的压力扩散线,向加筋体一侧的扩散宽度未进入活动区时,不计附加荷载引起的竖向压应力,此类情况下,也不计附加荷载引起的水平土压应力。

12.3.15 关于拉筋材料抗拔安全系数的取值,原《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)条文说明第5.1.3条说明如下:

"对国内加筋土工程抽样(40处)统计,荷载组合Ⅰ的筋带抗拔安全系数为1.5~2.0

的占90%以上,《日本细则》规定该系数为2,美国《公路桥梁设计规范》〈机械稳定挡土墙〉规定拉筋抗拔安全系数为1.25~2.22。条文将三者结合考虑,确定该系数为2.0。”,《公路加筋土工程设计规范》的表5.1.3还将组合Ⅰ的安全系数值按一定比例折减,列出组合Ⅱ~Ⅴ的抗拔安全系数K_f(见本条文说明的表12-8)。

综上所述,《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)采用的是容许应力法,筋带抗拔稳定的验算公式为:

$$T_{pi} \geqslant [K_f] T_i \tag{12-8}$$

式中:T_{pi}——一个筋带结点提供的抗拔力(kN);

T_i——一个筋带结点承受的水平拉力(kN);

$[K_f]$——容许应力法筋带抗拔安全系数,见表12-7。

表12-7 《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)规定的抗拔安全系数

荷载组合	Ⅰ	Ⅱ~Ⅳ	Ⅴ
$[K_f]$	2.0	1.7	1.6

1999年颁布实施的国家标准《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)规定:筋材抗拔稳定性安全系数按式(12-9)计算,即

$$F_s = T_{pi} / T_i \tag{12-9}$$

式中:F_s——筋材抗拔安全系数,不应小于1.3;

T_{pi}——筋材抗拔力;

T_i——第i层单位墙长筋材承受的水平拉力。

本细则编写时,考虑到在已建成的公路加筋土挡土墙工程实例中,抗拔基本安全系数值多用“2”,按照《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)的规定计算筋带抗拔稳定性的工程实践尚不多。从安全可靠出发,本细则仍然维持原《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)的安全系数水平,但采用极限状态分项系数设计表达式列出,即筋带的抗拔稳定应满足下式要求:

$$\left.\begin{aligned} \gamma_0 T_{i0} &\leqslant \frac{T_{pi}}{\gamma_{R1}} \\ T_{i0} &= \gamma_{Q1} T_i \\ T_i &= (\sum \sigma_{Ei}) S_x S_y \end{aligned}\right\} \tag{12-10}$$

将该式变形,令综合安全系数$F_s = \gamma_0 \gamma_{Q1} \gamma_{R1}$则有:

$$T_{pi} \geqslant F_s T_i \tag{12-11}$$

式中:γ_0——结构重要性系数,见本细则第3.1.5条的规定;

γ_{Q1}——主动土压力荷载分项安全系数。(虽然加筋体内土压力系数的分布较为复杂,为简化计算,规定均取用本细则第4.1.7条中填土主动土压力及附加荷载引起的主动土压力的分项系数);

T_{i0}——第z_i层土深度处,墙面板上单根筋带承受的水平拉力的设计值;

T_i——第z_i层土深度处,墙面板上单根筋带承受的水平拉力;

γ_{R1}——筋带抗拔力计算调节系数，按本细则第12.3.15条的规定采用。

按本细则的荷载组合规定，本条依据的抗拔稳定综合安全系数 F_s 如表12-8。

表12-8　本细则的综合安全系数 F_s 值及与原规范[K_f]值的比较

荷载组合类型	F_s			《公路加筋土工程设计规范》的[K_f]值
	$H\leqslant5.0$m，二级及二级公路以下	$H\leqslant5.0$m，高速、一级公路 $H>5.0$m，二级及二级公路以下	$H>5.0$m，高速、一级公路	
组合Ⅰ	1.862 0	1.960 0	2.058 0	2.0
组合Ⅱ	1.862 0	1.960 0	2.058 0	2.0
组合Ⅲ	1.605 5	1.690 0	1.774 5	1.7

从表(12-9)中可以看出，按承载能力极限状态法验算筋带的抗拔稳定时，本条规定的筋带抗拔分项安全系数与容许应力法的安全度水平基本相当，一级公路和高速公路上，墙高大于5.0m时的安全度水平略有提高，其余情况略低。

关于筋带所受拉力 T_i 的计算，国内外广泛采用的公式如表12-9。

表12-9　一个筋带结点所受拉力计算公式

名　称	公　式	
垂直应力均匀分布法	$T_i=\gamma z_i K_i S_x S_y$	(12-12)
垂直应力梯形分布法	$T_i=\gamma z_i K_i\left[R+K_a\dfrac{z_i^2}{L^2}\right]S_x S_y$	(12-13)
垂直应力梅氏分布法	$T_i=\dfrac{\gamma z_i K_i}{1-K_a\dfrac{z_i^2}{3L^2}}S_x S_y$	(12-14)
库仑合力法	$T_i=\gamma z_i K_a\dfrac{n}{n+1}S_x S_y$	(12-15)
库仑力矩法	$T_i=\gamma z_i K_a\dfrac{n^2}{n^2-1}S_x S_y$	(12-16)
能量法	$T_i=\gamma z_i\sqrt{\dfrac{6K_a^{2.5}(H-z_i)}{L}}S_x S_y$	(12-17)

注：$K_a=\tan^2\left(45°-\dfrac{\varphi}{2}\right)$，$L$ 为加筋体宽度(上下等宽)。

当 $\gamma=20\text{kN/m}^3$，$\varphi=35°$，$S_x=S_y=0.5\text{m}$，$H=10\text{m}$，$L=7\text{m}$ 时，式(12-12)～式(12-17)的 T_i 函数图见图12-11。

国内一些已建加筋土工程采用了上述公式中的库仑法(包括郎金法)，《法国规范》采用了垂直应力梅氏分布法，《日本细则》采用了垂直应力均匀分布法。原《公路加筋土工程设计规范》采用了较库仑法计算值大，而较垂直应力梯形分布法、梅氏分布法计算值小的垂直应力均匀分布法，一直沿用至今。垂直应力均匀分布法计算简明，为国内大量工程实例所采用，故本细则仍予保留。

本细则条文公式(12.3.15)中，筋带所受水平拉力 T_i 的计算式也系按垂直应力均匀分布法列出，以表达式 $\sum\sigma_{Ei}$ 取代本条文说明表12-10中，式(12-12)的 $\gamma_{Zi}K_i$ 项后，演变

而成。

加筋体计算单元概念如下：

在垂直于面板、沿加筋体水平层面方向，取面板后一个筋带结点（简称结点）的矩形断面柱形加筋体，称为加筋体计算单元（简称单元）（图 12-12）。

结点位于单元面板与填土接触面的中点，单元面板宽度与高度分别为结点水平、垂直间距，通过结点的单元长轴线称为单元轴线，单元在加筋体横断面内由上而下进行编号。

单元是加筋体受力计算的基本单位，将筋带视为与单元轴线相重合来计算受力（图 12-13）。

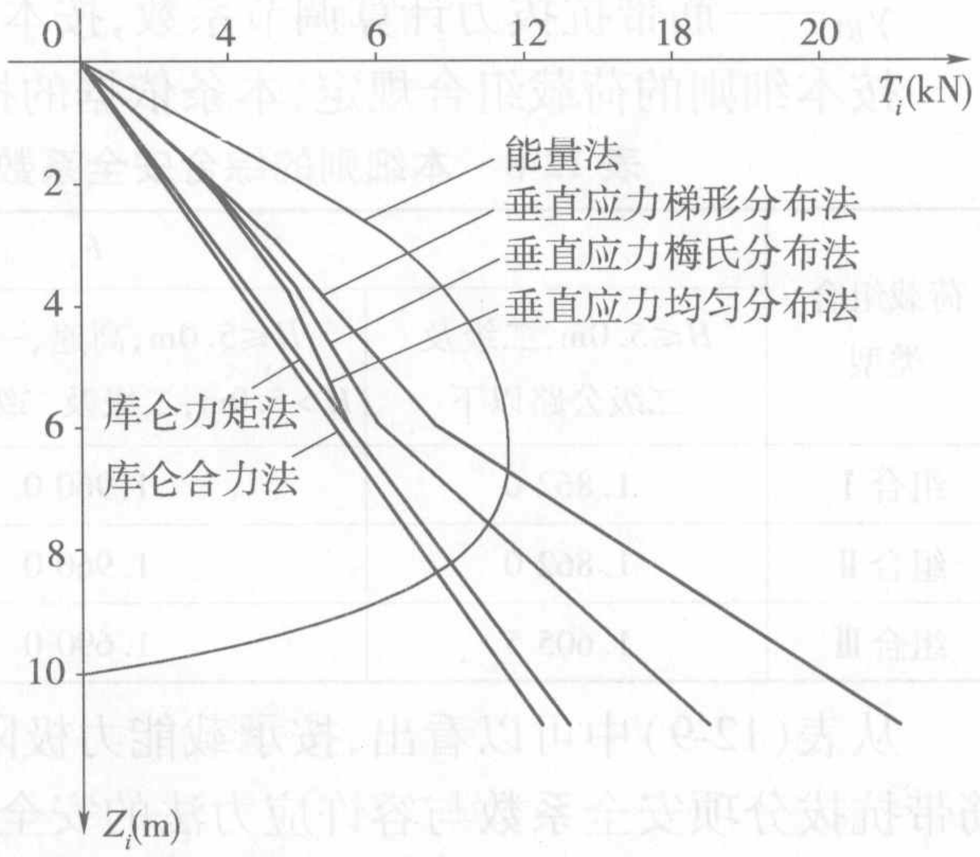


图 12-11　T_i 函数图（未计入荷载分项系数）

具体设计时，可先定出筋带节点水平间距 S_x 和竖直间距 S_y 的大小，选定拉筋的型号和相应技术指标，从而计算筋带的长度；或设定筋带的长度，计算筋带的间距 S_x 和层距 S_y 及面板的尺寸，利用本细则本条规定进行抗拔验算。

12.3.16　本条公式（12.3.16-1）中的稳定区筋带锚固长度 L_{ai}，按筋带所受拉力设计值应小于或等于抗拔力作用效应的规定，用本细则第 12.3.15 条中的式（12.3.15）求出。

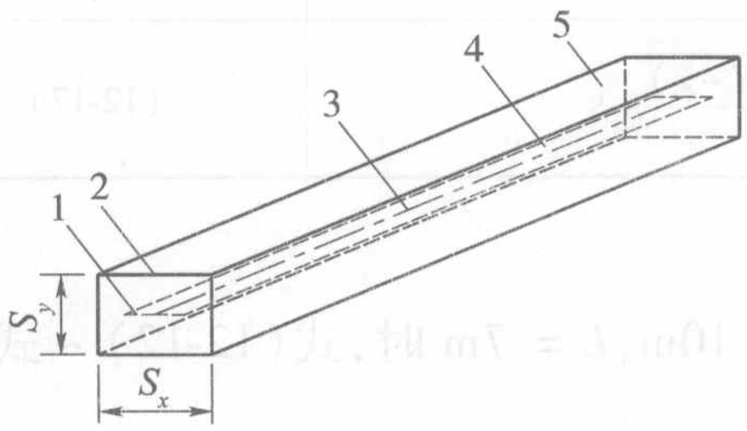


图 12-12　加筋体单元

1-筋带结点；2-面板；3-单元轴线；4-筋带；5-填土

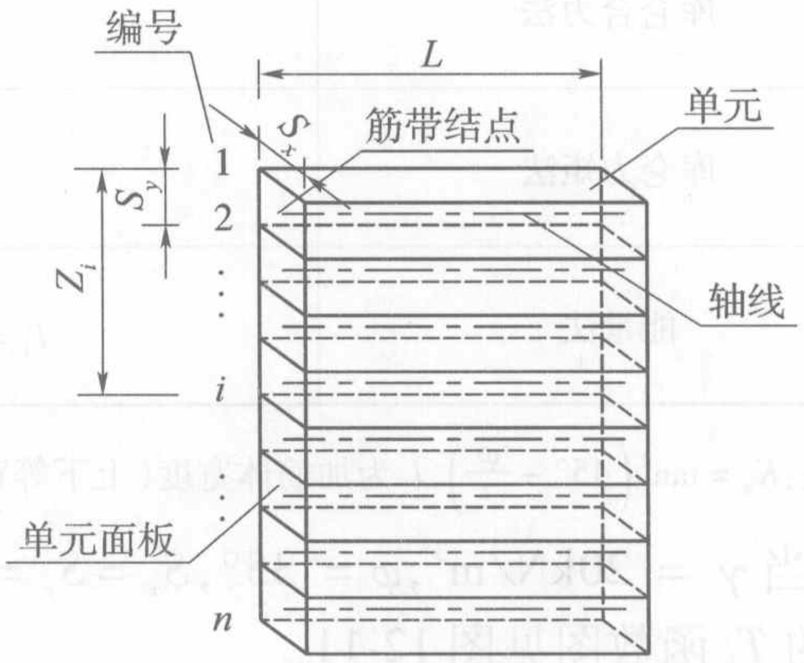


图 12-13　加筋体横断面内的单元

12.3.17　条文中的式（12.3.17）系按材料力学基本公式及拉力作用的组合设计值应小于或等于筋带材料的抗力设计值的规定导出，式中“1000”是单位换算系数。

本细则筋带材料的抗力分项系数、抗拉计算调节系数的取值主要依据《土工合成材料应用技术规范》（GB 50290—98）对容许抗拉强度综合安全系数的规定、相关公路桥

涵设计规范对钢或钢筋混凝土构件材料性能设计值的规定，推导和确定的。简述如下：

当采用容许应力法设计时，Q235 扁钢带的抗拉综合安全系数取为 1.7，沿用 1975 年《桥规》的安全度水平（见 1975 年版《公路桥涵设计规范条文说明》关于钢材容许轴向应力值安全系数确定的说明），当采用极限状态法设计时，Q235 扁钢带材料采用钢的屈服强度 $\sigma_s = 240\text{MPa}$（较本细则中规定的抗拉强度标准值略高），参照原《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ 023—85）对钢筋材料安全系数的规定，取钢带材料安全系数 $\gamma_f = 1.25$，仍能达到容许应力法的安全度水平：根据挡土墙结构的一般受力情况，取永久荷载及基本可变荷载中车辆附加荷载的主动土压力分项系数 $\gamma_{Q1} = 1.4$，取结构重要性系数 γ_0 为 1.0，则综合安全系数为 $1.0 \times 1.4 \times 1.25 = 1.75 \approx 1.7$。故本条表 12.3.17 规定扁钢带的抗拉计算调节系数 $\gamma_{R2} = 1$。

钢筋混凝土筋带在拉力作用下，按轴心受拉构件计算，由钢筋承受全部拉力，所以本细则采用的综合安全系数不小于容许应力法中软钢钢筋材料的安全系数 1.81。当取主动土压力荷载的分项系数 $\gamma_{Q1} = 1.4$，取结构重要性系数 γ_0 为 1.0，材料性能的分项系数 $\gamma_f = 1.25$，综合安全系数计算式为：$1.0 \times 1.4 \times 1.25 \times \gamma_{R2} = 1.81$。因此，可算出钢筋抗拉计算调节系数 γ_{R2} 应不小于 1.034，故本条表 12.3.17 规定：钢筋混凝土筋带的抗拉计算调节系数 $\gamma_{R2} = 1.05$。

钢塑土工加筋带、土工格栅、聚丙烯（或聚乙烯）土工加筋带均属于土工合成材料，《土工合成材料应用技术规范》（GB 50290—98）对筋带材料容许抗拉强度计算及影响系数取值已有规定。该规范第 3.1.4 条规定：设计容许抗拉强度 T_a 应按下式计算：

$$T_a = \frac{1}{F_{iD} F_{cR} F_{cD} F_{bD}} T \tag{12-12}$$

式中：T_a——设计容许抗拉强度；

F_{iD}——铺设时机械破坏影响系数；

F_{cR}——材料蠕变系数；

F_{cD}——化学剂破坏影响系数；

F_{bD}——生物破坏影响系数；

T——由加筋材料拉伸试验测得的极限抗拉强度。

由于土工合成材料的强度在实际工程中会不同程度地因机械损伤、化学与生物作用以及在长期使用中的蠕变等因素而削弱，所以需设定强度影响系数来拟和这一现象。一般系根据工程经验统计值确定各影响因素的折减系数。对于加筋土挡土墙，上述各影响系数取值范围为：F_{iD}：1.1～2.0；F_{cR}：2.0～4.0；F_{cD}：1.0～1.5；F_{bD}：1.0～1.3。

《土工合成材料应用技术规范》（GB 50290—98）规定：无经验时，各影响系数的乘积宜采用 2.5～5.0；当施工条件差、材料蠕变性大时，其乘积应采用大值。

本细则筋带材料抗拉计算调节系数的确定即按以上影响系数的乘积取值范围导出。为确保各类土工合成材料筋带的设计强度具有适宜的安全度，也参考与分析了新型筋带材料的实际应用经验（表 12-10）和其他相关专业规范。

表 12-10　部分钢塑土工加筋带加筋工程所采用的抗拉安全系数

序号	工程名称或地址	高度×长度(m)	设计强度(MPa)	拉筋抗拉安全系数
1	潼南涪江大桥引道	(6~11)×834	100	1.5
2	212 国道重庆北涪段改线工程(二级路)	(6~22)×900	100	1.5
3	甘肃 205 省道酸枣坡段	(7~15)×135	90	1.67
4	徐州庞庄公铁立交桥	(1.5~7)×165	90	1.67
5	四川巫山集仙中路	(10~60)×430	100~125	2.0~1.67
6	云南楚大高速公路	(24~44)×250	90	1.67
7	辽宁省营口立交桥	(1~9)×210	80	1.88
8	重庆忠县新北山一级公路	(8~25)×204		1.88
9	重庆奉节新县城二级公路	(10~52)×660	90	1.67
10	四川攀枝花炳青二级公路	(10~22)×250		1.67
11	四川达渝高速公路	(8~15)×190	80	1.88
12	四川成乐高速公路	(6~9)×285		1.88
13	四川广南高速公路	(7~9)×278		1.88
14	黑龙江鹤伊一级公路	(10~30)×1 460		1.88
15	四川宜宾滨江二级公路	(6~15)×45	55	2.0
16	重庆江北嘉陵江滨江公路	(8~15)×800	90	1.88
17	四川泸州沱江滨江公路	(10~18)×1 200		1.67
18	四川隆纳高速公路	(10~19)×450		1.67
19	三峡大坝挡渣墙工程	(15~60)×260	80	1.88
20	重庆忠县长江大桥引道工程(一级)	(10~18)×240		1.88
21	安徽弋江大桥引道工程	9×1 430		1.88

钢塑土工加筋带因由聚合物与钢丝复合而成,主要由钢丝承受拉力作用,故其抗拉强度设计值较一般土工合成材料有所提高,蠕变减少。但单位墙面所使用的筋带根数相应减少,筋带布置变稀,整个加筋体安全储备的均匀性可能降低,一旦某几根筋带出现问题,对安全性影响较大。关于聚合物与钢丝的握裹作用的研究,目前国内外尚无确切的资料,由于两种材质物理力学性能存在差异,若聚合物在施工后的使用性状改变,使聚合物不再均匀地与钢丝复合,有可能造成钢丝的裸露,受到腐蚀和锈蚀。聚合物的抗老化、抗紫外线辐射性能,土壤中的高价离子的腐蚀作用,尚有待进一步研究,聚合物的性能需予提高。此外,筋带与面板的连接处也是薄弱环节,在局部应力集中处,筋带较易损坏,连接构造有待进一步改进。基于这些原因,钢塑土工加筋带不宜采用与钢或钢筋材料的筋带相同的综合安全系数,在使用中应适当提高其安全储备。

部分地区修建的钢塑土工加筋带加筋土挡土墙较多，积累了一些经验，设计时所采用的筋带抗拉安全系数如表 12-11 所示。

表 12-11　钢塑土工加筋带的抗拉强度综合安全系数 K_y 值表

$H \leqslant 5.0$m，二级及以下	$H \leqslant 5.0$m，高速、一级；$H > 5.0$m，二级及以下	$H > 5.0$m，高速、一级
2.576 9 ~ 3.325	2.712 5 ~ 3.5	2.848 1 ~ 3.675

《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(TB 10118—99)规定：土工格栅、复合拉筋带容许抗拉强度 T_{ga} 应按下式确定：

$$T_{ga} = \frac{T_{gu}}{K_c} \tag{12-13}$$

式中：T_{gu}——土工格栅、复合拉筋带的抗拉强度(kN/m)；

K_c——考虑施工损伤、材料老化、材料蠕变等因素的安全系数，取值为 1.5 ~ 2.0。

本细则按照《土工合成材料应用技术规范》(GB 50290—98)规定的安全系数下限值，确定钢塑土工加筋带的抗拉强度最小综合安全系数，从而推导极限状态设计表达式中的材料抗拉计算调节系数如下：

按照极限状态法，钢塑土工加筋带的抗拉强度应满足本条式(12.3.17)的规定即：

$$\gamma_0 \gamma_{Q1} T_i \leqslant \frac{A_i f_y}{1\,000 \gamma_f \gamma_{R2}}$$

将上式变形，按材料抗拉性能分项系数 $\gamma_f = 1.25$ 代入，则：

$$T_i \leqslant \frac{A_i f_y}{1\,000 \times 1.25 \gamma_0 \gamma_{Q1} \gamma_{R2}} \tag{12-14}$$

令：

$$K_y = 1.25 \gamma_0 \gamma_{Q1} \gamma_{R2} \tag{12-15}$$

按本细则 I、II 类荷载组合时，容许应力法的综合安全系数 K_y 值见表 12-11。

当为第 III 类荷载组合时，抗拉强度综合安全系数 K_y 取值较上表各值小 7% 左右。则抗拉计算调节系数：

$$\gamma_{R2} = \frac{K_y}{1.25 \gamma_0 \cdot \gamma_{Q1}} \tag{12-16}$$

代入结构的重要性系数 γ_0 值和相应荷载组合的主动土压力分项系数 γ_{Q1} 值，从而可算得抗拉计算调节系数 $\gamma_{R2} = 1.55 \sim 2.0$。

表 12-12 采用的抗拉强度综合安全系数比表 12-11 的地区常用安全系数值、《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(TB 10118—99)的规定值稍大，故安全度水平较其高。

聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带是一种低模量、高蠕变材料。聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带加筋土可能在筋带应力不大的情况下，因蠕变引起墙面过大位移而破坏，这是与其他筋带加筋土工程的重要区别。所以聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带的抗拉强度设计值由其容许产生的蠕变控制。

《公路加筋土工程设计规范》(JTJ 015—91)第 3.1.2 条根据已建加筋土工程采用的设计应力常用值和部分地区自然室温蠕变试验研究成果综合分析，规定聚丙烯土工加筋

带的容许拉应力采用值，应小于断裂强度的五分之一，若按照《土工合成材料应用技术规范》（GB 50290—98）的规定，此值则为土工合成材料受拉综合安全系数的上限。本细则仍维持已建加筋土挡土墙聚丙烯土工加筋带设计应力常用值的安全度水平，来推导土工带材料抗拉计算调节系数。

按照《公路加筋土工程设计规范》（JTJ 015—91）采用的容许应力法，筋带的抗拉力应满足式（12-17）的规定：

$$A_i = \frac{T_i \times 1\,000}{K[\sigma_L]} \tag{12-17}$$

式中：A_i——筋带截面积（mm^2）；

T_i——第 i 单元筋带所受的拉力（kN）；

K——筋带容许应力提高系数，组合 I、II 采用 1.00，组合 III 为 1.25；

$[\sigma_L]$——拉筋容许应力（MPa）。

令 $[\sigma_L] = f_y / K_y$，则有：

$$\frac{A_i f_y}{1\,000 \times T_i} = \frac{K_y}{K} \tag{12-18}$$

式中：K_y——拉筋安全系数，根据已建工程常用值，取值 4.8 ~ 6.0；

f_y——聚丙烯土工加筋带断裂拉应力（MPa）。

根据极限状态法，筋带的抗拉应满足式：

$$\gamma_0 \gamma_{Q1} T_i \leqslant \frac{A_i f_y}{1\,000 \gamma_f \gamma_{R_2}} \tag{12-19}$$

变形后，代入 $\gamma_f = 1.25$ 即：

$$\frac{A_i f_y}{1\,000 T_i} \geqslant 1.25 \gamma_0 \gamma_{Q_1} \gamma_{R_2} \tag{12-20}$$

试比较式（12-18）和式（12-20）的右边，计算结果见表 12-12。

表 12-12　极限状态法、容许应力法筋带抗拉安全度水平比较表

公路等级和墙高	极限状态法 $\gamma_0 \gamma_{Q_1} \gamma_f \gamma_{R_2}$		容许应力法 K_y/K	
	组合 I、II	组合 III	组合 I、II	组合 III
$H \leqslant 5.0$m，二级及以下	4.49 ~ 5.65	4.17 ~ 5.25	4.8 ~ 6.0	3.84 ~ 4.80
$H > 5.0$m，二级及以下	4.73 ~ 5.95	4.39 ~ 5.53	4.8 ~ 6.0	3.84 ~ 4.80

从上表看出，墙高 $H \leqslant 5.0$m，二级及二级以下公路的挡土墙，在荷载组合 I 和组合 II 时，极限状态设计方法的筋带抗拉安全度水平略低于容许应力法。除此之外，使用极限状态法设计时的聚丙烯土工加筋带抗拉安全度水平都接近或略高于容许应力法，也就是说采用本条表 12.3.17 的抗拉计算调节系数 γ_{R2} 后的计算结果，与采用容许应力法时的抗拉安全度水平大致相同。

《铁路路基土工合成材料应用技术规范》（TB 10118—99）在规定使用的筋带材料中，未列入聚乙烯土工加筋带与聚丙烯土工加筋带，也没有对土工带加筋带材料的受拉安全

系数做出规定，但规定土工格栅的抗拉综合安全系数为1.5～2.0，《公路土工合成材料应用技术规范》（JTJ/T 019—98）规定土工格栅的材料强度综合修正系数为2.0。公路加筋土挡土墙还缺少使用土工格栅作筋带材料的大量工程实例资料，但其蠕变性能介于复合筋带与聚丙烯土工加筋带之间，故本细则所规定的土工格栅抗拉综合安全系数，也介于复合筋带与聚丙烯土工加筋带之间，并按此推导土工格栅的抗拉计算调节系数 γ_{R2}，其安全度水平较《铁路路基土工合成材料应用技术规范》（TB 10118—99）、《公路土工合成材料应用技术规范》（JTJ/T 019—98）的规定偏高，但符合《土工合成材料应用技术规范》（GB 50290—98）规定的取值范围。

12.3.19 《铁路路基设计规范》（TB 10001—2005）、《支挡结构设计手册》等均采用与本细则条文公式（12.3.19-1）相似的方法，验算全墙的抗拔稳定性，这种方法通常称为局部平衡法。对于墙高小于12m的挡土墙而言，单根筋带的抗拔安全性虽已予控制，见本细则条文公式（12.3.15），但其安全系数等于或小于全墙抗拔稳定安全系数，因此仍需按条文公式（12.3.19-1）进行验算。

验算高加筋土挡土墙内部稳定的总体平衡法理论认为：应当考虑布设了筋带的加筋体在任意荷载作用下，有在任意高度处出现与库仑破裂面倾角不同的潜在破裂面的可能性，并要求满足楔体下滑的水平分力与各单元筋带拉力（采用筋带断面设计拉力和筋带抗拔力中的较小者）的总和相平衡（见本细则之图12.3.19）。按照总体平衡法的基本思路，《公路加筋土工程设计规范》（JTJ 015—91）对其计算公式进行了简化。

采用总体平衡法具体计算时，通常从墙顶开始，将破裂面与墙面的交点确定在上下两加筋体单元的分界点，由上而下进行。

本法假定和规定如下：

（1）破裂面为加筋体内的倾斜面，破裂面将加筋体分为活动区、稳定区两部分，筋带在稳定区被锚固。

（2）破裂楔体上的作用力为如下各项：

——破裂楔体结构重力 G_i；

——垂直荷载 Q_{vi}；

——特殊情况下的水平荷载 Q_{Hi}；

——破裂楔体下滑的水平分力的反作用力 P_i；

——稳定区反力 R（与破裂面法线的夹角为填料内摩擦角 φ）。

（3）破裂楔体下滑的水平分力 P_i 按楔体静力平衡条件求解。

本细则条文中的总体平衡法计算公式，实际为综合安全系数法公式，公式（12.3.19-5）中的筋带容许拉力也应根据筋带的容许拉应力值来计算，但本细则其他相关各条的规定中均采用筋带材料的抗拉强度标准值，所以本公式仍沿用抗拉强度标准值 f_y，但需除以各分项系数 $\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{R2}$ 的乘积，以代换筋带的容许拉应力 $[\sigma_L]$ 与容许应力提高系数 K 的乘积。

12.3.20 本条的规定,既简化了计算方法且偏于安全。当为加筋土高挡土墙时,设错台与不设错台的楔体滑动的水平分力 P,均可用总体平衡法中破裂楔体下滑的水平分力公式求得,兹用算例计算比较如下:

算例:如图 12-14 所示加筋土挡土墙,墙高 $H = 20\text{m}$,填土重度 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$,填土内摩擦角 $\varphi = 40°$,墙中部设一个宽度为 1m 的错台(计算设定值,小于本细则的规定值),错台减少的加筋体面积 $A = 10\text{m}^2$,计算比较如下:

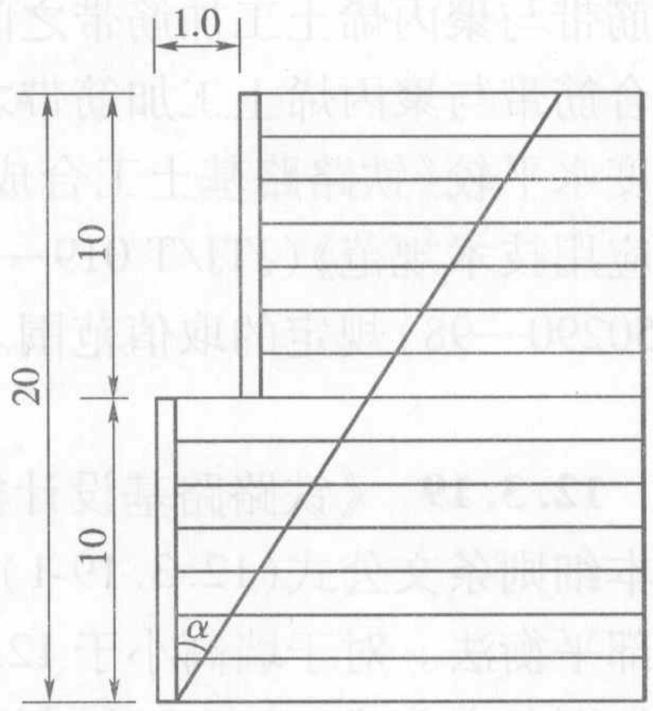


图 12-14 设错台的滑裂楔体(尺寸单位:m)

(1)设错台时水平滑力 P 公式为:

$$P = \gamma \frac{\frac{1}{2}H^2\tan\alpha - A}{\tan(\alpha+\varphi)} \tag{12-21}$$

本式以原始数据为常数,以破裂角 α 为变量,用试算法可求得 $P_{max} = 780.23\ \text{kN}$,对应 $\alpha = 27°$。

(2)不设错台时水平滑力 P' 公式为:

$$P' = \gamma \frac{\frac{1}{2}H^2\tan\alpha}{\tan(\alpha+\varphi)} \tag{12-22}$$

本式以原始数据为常数,以破裂角 α 为变量,用试算法可求得 $P'_{max} = 869.77\text{kN}$,对应 $\alpha = 25°$。

(3)比较

$$\frac{P'_{max} - P_{max}}{P'_{max}} = \frac{869.77 - 780.23}{869.77} = 10\% \tag{12-23}$$

即设错台的挡土墙比不设错台的挡土墙的下滑水平力减小 10%,同法可算得高度 50m 的挡土墙,当将墙高等分为五级,设四个错台时,比不分级、不设错台的挡土墙的水平滑力减少 16%。因此,在相等墙高条件下,分级设错台偏于安全,具有优越性。

12.3.21 本细则本条中的式(12.3.21)是参照土坡稳定公式建立的。为求得最不利的整体滑动稳定系数 K_s 值,需通过网格搜索的方法找出通过加筋墙体的最危险滑弧,为此,在 AOB 象限(图 12-15)内先取一些相邻方格线的交点作为圆心进行计算,然后将比周围圆心点求得的 K_s 值均小的点,作为最危险滑弧的圆心点,所计算的 K_s 值确定为整体滑动稳定系数设计值。为减少计算工作量,网格步长先取大些,待"目标"范围缩小后再减小步长进行计算。一般需采用计算机来完成。

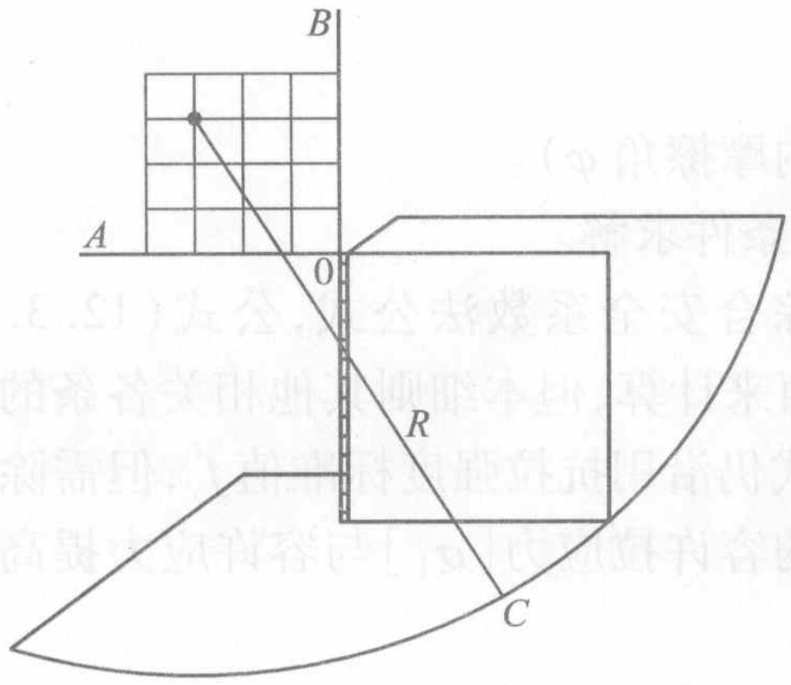


图 12-15 滑动弧圆心位置与半径 R 值

滑动圆弧半径的取值,以圆弧与加筋体横断面任意点 C 相切(一般取此圆弧与加筋体后踵点或后凸点

相切）而不与筋带相割为限，相割时则应考虑筋带的作用。据日本《土工结构设计标准与解说》一书介绍，二者的 K_s 设计值差别很小，故可不对与筋带相割之情形进行计算。

条文中的式（12.3.21）仍采用了容许应力法的计算表达式。

整体稳定验算对挡土墙的安全使用非常重要，过去未引起设计人员的充分重视，但工程实例中因整体稳定不足而滑坍的加筋土挡土墙却数量较多。对较高的加筋土墙，又建筑于承载力和工程性质较差的下卧地质层面上时，更应特别注意。

加筋土挡土墙算例

（一）设计资料

拟在某黄土地区的二级公路上修建一座路堤式加筋土挡土墙。据调查，挡土墙不受浸水影响，已确定挡土墙全长为60m，沉降缝间距采用20m，挡土墙高度12m，顶部填土0.6m，其计算断面如（图1）所示。

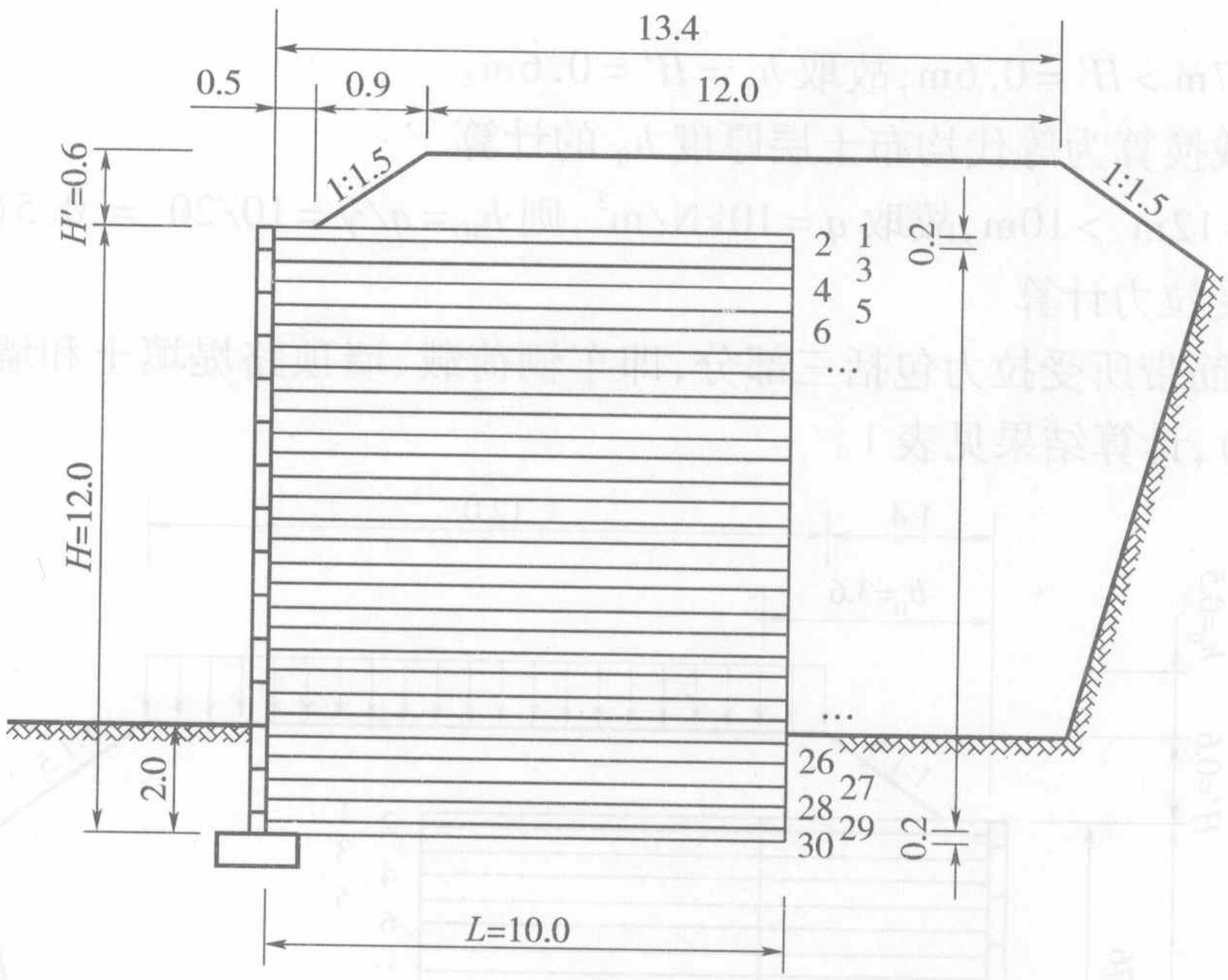


图1　加筋土挡土墙算例断面尺寸图（尺寸单位：m）

已知各项计算资料汇列如下：

1. 路基宽度：12m，路面宽度：9.0m；

2. 荷载标准：公路－II级；

3. 面板规格：1.0m×0.8m十字型混凝土板，板厚200mm，混凝土强度等级C20；

4. 筋带：采用聚丙烯土工带，带宽为18mm，厚1.0mm，断裂极限强度标准值 $f_k=220\text{MPa}$（算例设定值，非土工加筋带标准JT/T 517中的产品规格数值），似摩擦系数 $f'=0.4$；

5. 筋带结点间距：水平间距 $S_x=0.42\text{m}$，垂直间距 $S_y=0.40\text{m}$；

6. 填料：黄土，重度 $\gamma_1=20.00\text{kN/m}^3$，内摩擦角 $\varphi=25°$，黏聚力 $c'=50\text{kPa}$，综合内摩擦角 $\varphi_0=30°$；

7. 地基：老黄土，重度 $\gamma=22.00\text{kN/m}^3$，内摩擦角 $\varphi=30°$，黏聚力 $c'=55\text{kPa}$，地基承

载力特征值f_a=500kPa;

8. 墙体采用矩形断面,加筋体宽为10.0m;

9. 墙顶填料与加筋土填料相同。

试按荷载组合II进行结构计算。

(二)内部稳定性计算

本例加筋土挡土墙墙高不大于12m,内部稳定性可采用应力分析法计算,未采用总体平衡法进行补充验算。

1. 筋带受力计算

1)加筋体上填土重力换算为等代均布土层厚度h_1的计算

由图1知:H=12.0m,b_b=0.5m,m=1.5,H'=0.6m,按本细则公式(12.3.4):

$$h_1=\frac{1}{m}\left(\frac{H}{2}-b_b\right)=\frac{1}{1.5}\times(6.0-0.5)=3.67(\text{m})$$

因h_1=3.67m>H'=0.6m,故取h_1=H'=0.6m。

2)车辆荷载换算为等代均布土层厚度h_0的计算

因墙高H=12m >10m,故取q=10kN/m^3,则$h_0=q/\gamma$=10/20 = 0.5(m)。

3)筋带所受拉力计算

本算例中,筋带所受拉力包括三部分,即车辆荷载、墙顶路堤填土和墙后填料引起的筋带拉力(图2),计算结果见表1。

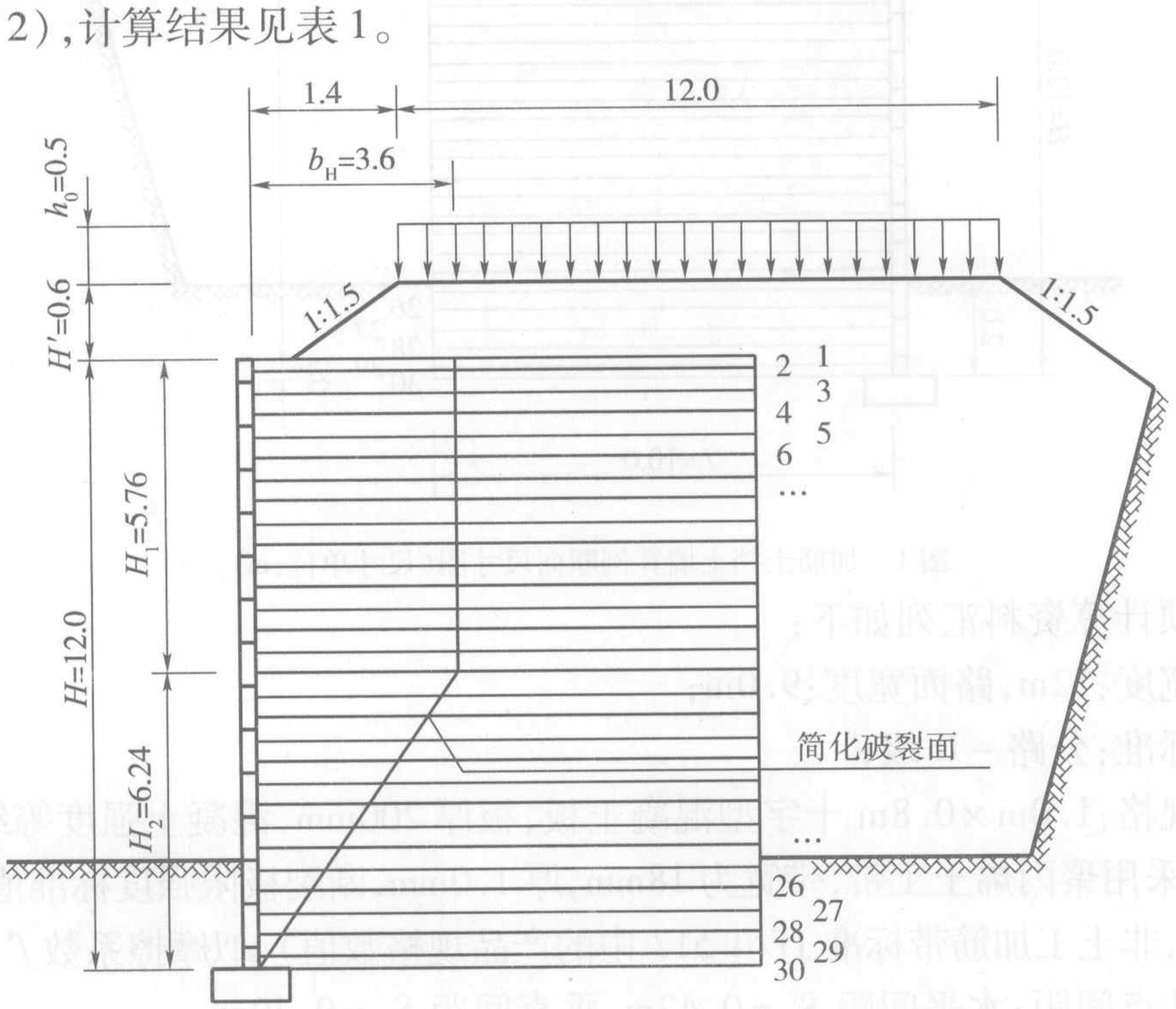


图2 筋带计算图式(尺寸单位:m)

其中,土压力系数K_i按本细则第12.3.10条的规定计算;车辆荷载扩散宽度L_{ci}、车辆

附加荷载引起的水平土压应力 σ_{ai} 按本细则第 12.3.14 条的规定计算；墙顶填土引起的水平土压应力 σ_{bi} 按本细则第 12.3.12 条的规定计算；墙背填土引起的水平土压应力 σ_{zi} 按本细则第 12.3.11 条的规定计算；筋带所承受的水平拉力 T_i 按本细则第 12.3.15 条的规定计算。

2. 内部稳定计算

1）筋带设计断面计算

已知筋带断裂强度标准值 f_k 为 220MPa，筋带厚度为 1mm，查本细则表 12.3.17，取筋带抗拉计算调节系数 $\gamma_{R2}=2.8$，筋带抗拉性能分项系数 $\gamma_f=1.25$，按本细则公式（12.3.17）计算，计算结果见表 2。

2）筋带长度计算

按本细则式（12.3.7）、式（12.3.15）、式（12.3.16）计算各层筋带在活动区、锚固区的长度及总长。当已初步拟定了筋带总长度时，也可直接验算其抗拔稳定系数。本例设加筋体为矩形断面，各层筋带长度均为 10.0m。

（1）计算加筋体简化破裂面的尺寸（图 2）

简化破裂面的垂直部分距面板背部的水平距离为：$b_H=0.3H=12\times0.3=3.6(\mathrm{m})$

简化破裂面下段高度：$H_2=b_H\tan(45°+\varphi/2)=3.60\times\tan(45°+15°/2)=6.24(\mathrm{m})$

简化破裂面上段高度：$H_1=H-H_2=12.0-6.24=5.67(\mathrm{m})$

（2）筋带抗拔稳定计算

按本细则第 12.3.15 条的规定，当荷载组合 II 时，筋带抗力计算调节系数 $\gamma_{R1}=1.4$。可列表（见表 3）计算各层筋带的作用效应组合值和抗力值。

由表 3 知，除第一层筋带外，其余各层筋带的作用效应组合值均小于抗力值，满足筋带抗拔稳定的需要。第一层筋带的抗力值小于作用效应组合值，则应相应地增大筋带的总宽度，计算方法是利用本细则公式（12.3.15），反求 b_i。

即：

$$b_i=\frac{\gamma_0\gamma_{Q1}\gamma_{R1}(\sum\sigma_{Ei})S_xS_y}{2f'\sigma_iL_{ai}}$$

由本算例表 1：

$$\gamma_0\gamma_{Q1}(\sum\sigma_{Ei})S_xS_y=2.95$$

则：

$$b_i=\frac{2.95\gamma_{R1}}{2f'\sigma_iL_{ai}}=\frac{2.95\times1.4}{2\times0.4\times16\times6.4}=0.050\,4(\mathrm{m})=50.4(\mathrm{mm})$$

所需的筋带根数为：

$$n=\frac{50.4\mathrm{mm}}{18\mathrm{mm}}=2.8$$

根据抗拉和抗拔要求得到各层筋带的总宽度后，还需按构造要求调整聚丙烯土工加

筋带的根数，重新对各层筋带进行抗拉和抗拔稳定性验算，见表4。

由于墙高等于12m，故取分项系数均为1，按下式计算全墙抗拔稳定系数：

$$K_b = \frac{\sum T_{Pi}}{\sum T_i} = \frac{6\ 291.88}{246.44} = 25.53 \geqslant 2$$

满足对全墙抗拔稳定性的规定。

（三）外部稳定性计算

1. 基础底面地基应力验算

按本细则第12章的规定，路堤式挡土墙上车辆附加荷载的布置范围为路基全宽度，地基应力验算时的作用力系见图3。

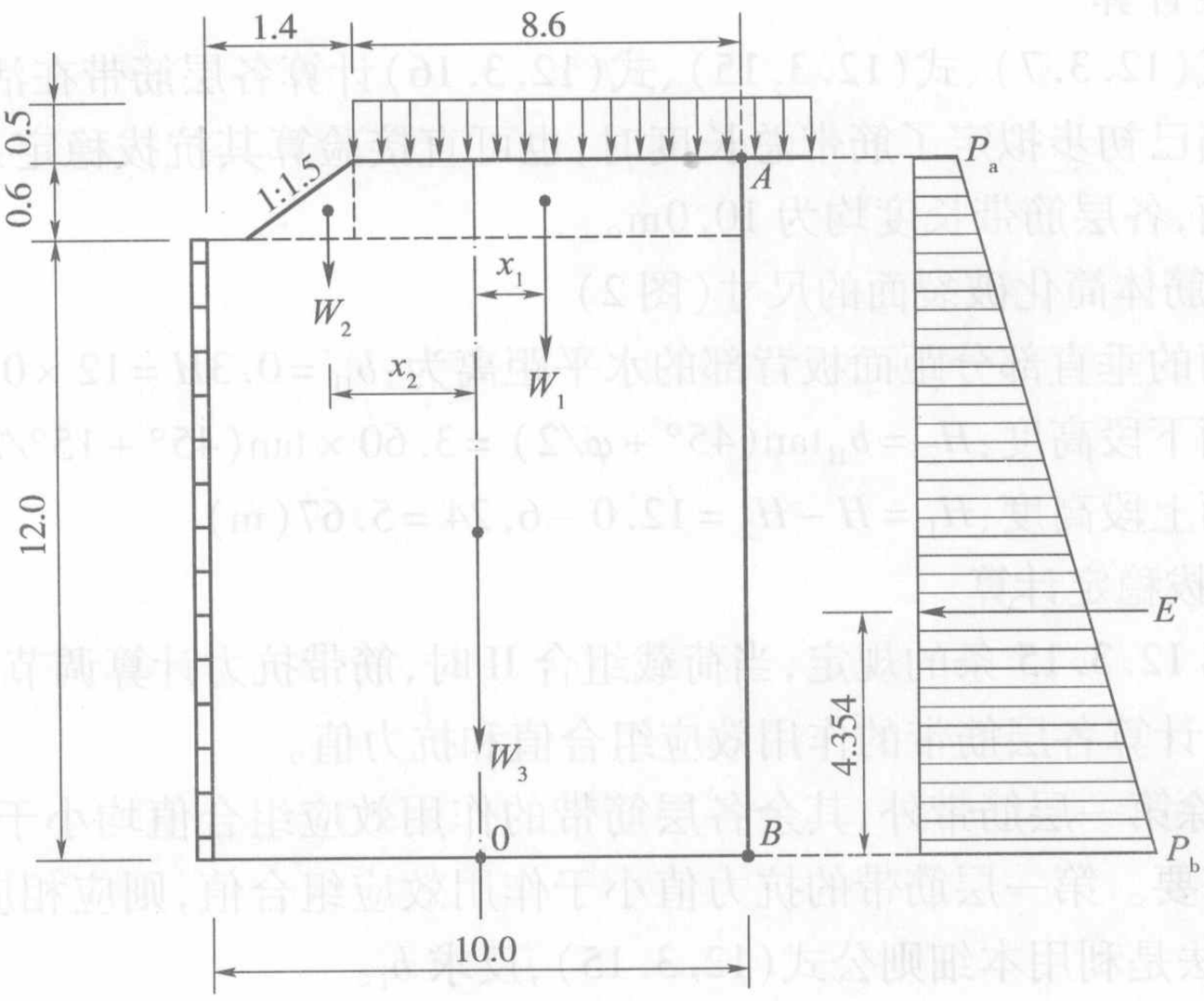


图3　基础底面地基应力验算图式（尺寸单位：m）

按本细则第5章的规定，地基应力验算时，地基上的作用效应采用正常使用极限状态下的标准组合，地基承载力采用特征值。

作用于地基的力系计算如下：

（1）基底面上垂直力 N

由图3算出各填土分块的重量

$W_1 = 8.60 \times (0.50 + 0.60) \times 20.00 = 189.20$（kN/m）

$W_2 = 0.90 \times 0.60 \times 0.5 \times 20.00 = 5.40$（kN/m）

$W_3 = 10.00 \times 12.00 \times 20.00 = 2\ 400.00$（kN/m）

基底面上垂直力 N_j 为：

$N_j = W_1 + W_2 + W_3 = 2\ 594.60$（kN/m）

（2）墙背 AB 上水平土压力 E

路基顶面 A 点处水平土压应力：

$$P_a = 20.00 \times 0.5 \times \tan^2\left(45° - \frac{30°}{2}\right) = 3.333\,(\text{kPa})$$

基底面 B 点处水平土压应力：

$$P_a = 20.00 \times (0.50 + 0.60 + 12.00) \times 0.333 = 87.333\ (\text{kPa})$$

水平土压力：

$$E = 3.333 \times 12.60 + 84.000 \times 12.60 \times 0.5$$
$$= 42.00 + 529.20 = 571.20\ (\text{kN/m})$$

水平土压力作用点：$y = (3.333 \times 12.60 \times 6.30 + 84.000 \times 12.60 \times 0.5 \times 4.20)/571.20 = 4.354\ (\text{m})$

(3)求各力对基底重心 O 点的力矩

$$M_1 = W_1 x_1 = 189.20 \times 0.70 = 132.44\ (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_2 = W_2 x_2 = 5.4 \times 3.90 = 21.06\ (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_3 = 0$$

$$M_E = 571.20 \times 4.354 = 2\,487.00\ (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_j = M_E + M_2 - M_1 - M_3 = 2\,375.62\ (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

(4)基底合力偏心矩及地基应力计算

由本细则公式(5.2.2-3)、式(5.2.2-4)：

$$e_0 = \left|\frac{M_j}{N_j}\right| = \frac{2\,375.62}{2\,594.60} = 0.916(\text{m}) < \frac{B}{6} = \frac{10.0}{6} = 1.67(\text{m})$$

$$P_{max} = \frac{N_j}{B} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{2\,594.60}{10.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.916}{10.0}\right) = 402.06(\text{kPa})$$

$$P_{min} = \frac{N_j}{B} \times \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = \frac{2\,594.60}{10.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.916}{10.0}\right) = 116.86(\text{kPa})$$

地基承载力特征值的提高系数在组合 I 时取 1.0，故修正后老黄土的地基承载力特征值为：$f'_a = 1.0 \times 500 = 500$ kPa。因为 $p_{max} < f'_a$ 且 $p_{min} > 0$，所以地基承载力满足要求。

2. 基底滑动稳定验算

按本细则 5.3.5 的规定：荷载组合 II 时，抗滑动稳定系数 $K_c = 1.3$；按本细则表 5.3.2 的规定，加筋体与本例地基的摩擦系数 $\mu = 0.4$；不计墙前被动土压力。

$$G = W_1 + W_2 + W_3 = 2594.60\ (\text{kN/m})$$

(1)滑动稳定方程

$$1.1(M_1 + M_2 + M_3) - 1.4M_E = 1.10 \times 2\,594.60 \times 0.4 - 1.4 \times 571.20$$
$$= 341.94\ (\text{kN/m}) > 0$$

(2)抗滑动稳定系数

$$K_c = \frac{0.4 \times 2\,594.60}{571.20} = 1.82 > 1.3$$

由上(1)、(2)验算结果知:加筋体基底滑动稳定验算符合本细则第5.3.1条的规定。

3. 倾覆稳定验算(图4)

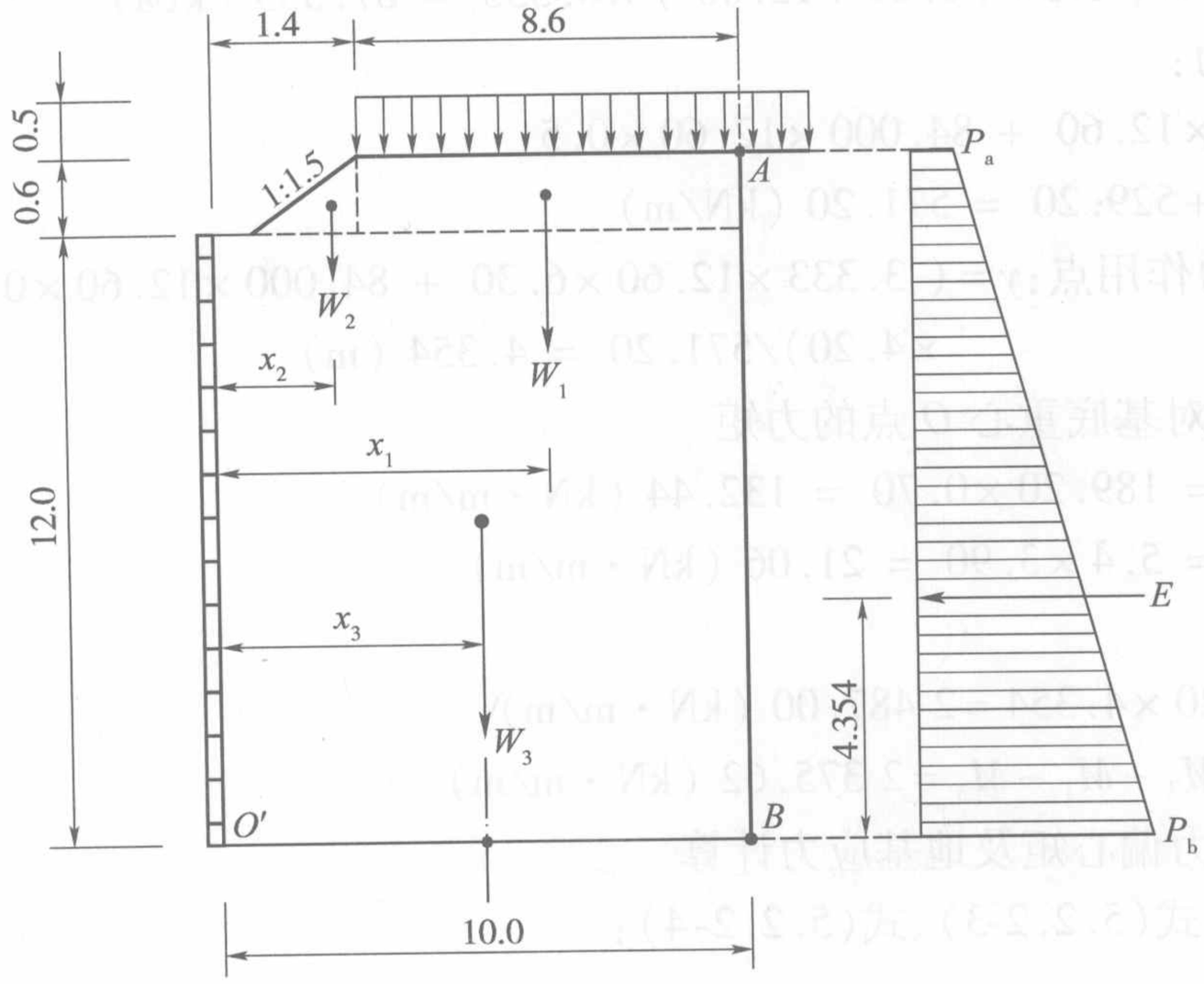


图4 加筋土挡土墙滑动、倾覆稳定性验算图式(尺寸单位:m)

作用于墙体的力系与基底滑动验算时相同。按本细则表5.3.5的规定,当为荷载组合Ⅱ时,要求的倾覆稳定系数 $K_0=1.5$;不计墙前被动土压力。

(1)求各力对墙趾 O' 点的力矩

$$M_1=W_1x_1=189.20-0.50\times8.60\times20.0\times5.70=1\,078.44\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$M_2=W_2x_2=5.40\times1.10=5.94\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$M_3=W_3x_3=2\,400.00\times5.0=12\,000.00\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

$$M_E=E_y=571.20\times4.354=2\,487.00\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})$$

(2)倾覆稳定方程

$$0.8\ (M_1+M_2+M_3)-1.4M_E=0.8\times13\,084.38-1.4\times2\,487.00$$
$$=6\,985.70\ (\text{kN}\cdot\text{m/m})>0$$

(3)倾覆稳定系数

$$K_0=\frac{\sum M_y}{\sum M_0}=\frac{M_1+M_2+M_3}{M_E}=\frac{13\,084.38}{2\,487.00}=5.26>1.5$$

由上(1)、(2)验算结果显示:加筋体的抗倾覆稳定性符合本细则第5.3.4条的规定。

4. 整体滑动稳定验算

按本细则公式(12.3.21-1)计算。由经验得知,设定圆弧滑动面时,最不利圆心位置常位于图5所示的 XOY 象限内,但较精确的位置需试算确定。一般可采用网格法,逐步逼近最不利圆心位置,求出其整体滑动稳定系数 K_s,$K_s>1.25$ 时,方符合本节的

规定。

本例未列出最不利圆心的求解全过程，仅按图5中的一种圆心及对应圆弧滑动面计算整体滑动稳定系数，计算过程列于表1至表5。

整体滑动稳定系数：

$$K_s = \frac{\sum (C'_i X_i + W_i \cos\alpha_i \tan\varphi_i)}{\sum W_i \sin\alpha_i} = \frac{2\,303.20 + 2\,847.39}{1\,584.35} = 3.19 \geqslant 1.25$$

符合本细则公式(12.3.21-2)的规定。

表1　筋带拉力计算表

筋带层数	z_i (m)	K_i	L_{ci} (m)	L_c/L_{ci}	σ_{fi} (kPa)	σ_{zi} (kPa)	σ_{bi} (kPa)	$\gamma_1 h$ (kPa)	σ_{ai} (kPa)	S_x (m)	S_y (m)	$E_i = \gamma_{Q1}\gamma_0 S_x S_y \times (\sigma_{zi} + \sigma_{bi} + \sigma_{ai})$ (kN)
1	0.20	0.494	12.80	0.938	9.38	1.98	5.93	10.00	4.63	0.42	0.40	2.95
2	0.60	0.483	13.20	0.909	9.09	5.80	5.80	10.00	4.39	0.42	0.40	3.76
3	1.00	0.472	13.60	0.882	8.82	9.44	5.66	10.00	4.16	0.42	0.40	4.53
4	1.40	0.461	14.00	0.857	8.57	12.91	5.53	10.00	3.95	0.42	0.40	5.27
5	1.80	0.450	14.40	0.833	8.33	16.20	5.40	10.00	3.75	0.42	0.40	5.96
6	2.20	0.439	14.80	0.811	8.11	19.32	5.27	10.00	3.56	0.42	0.40	6.62
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
24	9.40	0.333	18.40	0.652	6.52	62.60	4.00	10.00	2.17	0.42	0.40	16.17
25	9.80	0.333	18.60	0.645	6.45	65.29	4.00	10.00	2.15	0.42	0.40	16.80
26	10.20	0.333	18.80	0.638	6.38	67.93	4.00	10.00	2.13	0.42	0.40	17.42
27	10.60	0.333	19.00	0.632	6.32	70.60	4.00	10.00	2.11	0.42	0.40	18.04
28	11.00	0.333	19.20	0.625	6.25	73.26	4.00	10.00	2.08	0.42	0.40	18.66
29	11.40	0.333	19.40	0.619	6.19	76.00	4.00	10.00	2.06	0.42	0.40	19.30
30	11.80	0.333	19.60	0.612	6.12	78.59	4.00	10.00	2.04	0.42	0.40	19.90

注：$\gamma_{Q1} = 1.40$，墙高 $H > 5.0$m 时，$\gamma_0 = 1.00$。

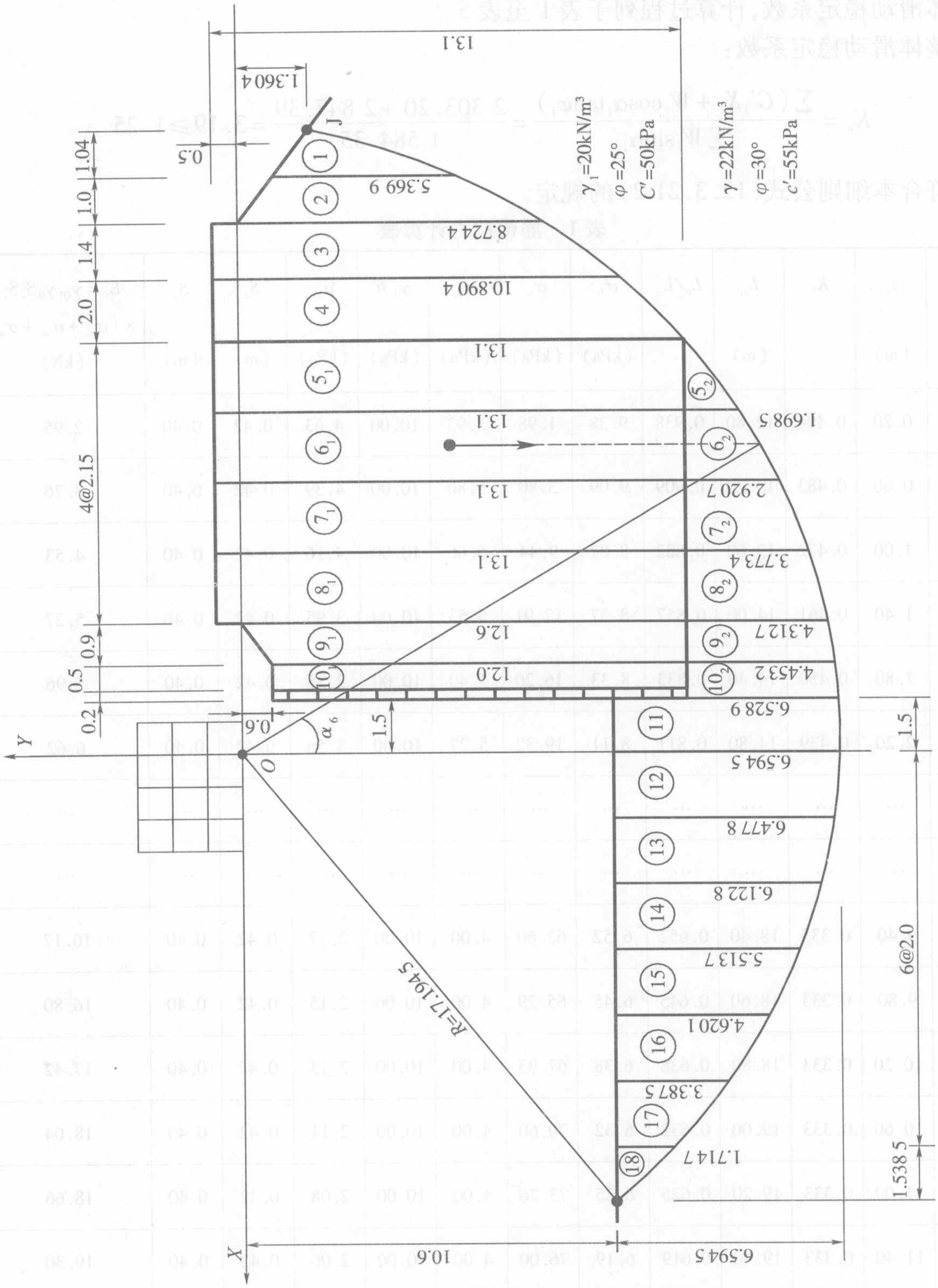


图 5　整体滑动稳定验算图式(尺寸单位:mm)

表 2　筋带断面计算表

筋带层数	筋带拉力 $\gamma_0 T_{iD}$(kN)	筋带断面积 A_i(mm^2)	筋带总宽度 b_i(mm)
1	2.95	46.9	46.9
2	3.76	59.8	59.8
3	4.53	72.1	72.1
4	5.27	83.8	83.8
5	5.96	94.8	94.8
6	6.62	105.3	105.3
…	…	…	…
…	…	…	…
24	16.17	257.3	257.3
25	16.80	267.3	267.3
26	17.42	277.1	277.1
27	18.04	287.0	287.0
28	18.66	296.9	296.9
29	19.30	307.0	307.0
30	19.90	316.6	316.6

表 3　筋带抗拔稳定计算表

筋带层数	z_i (m)	筋带总长度 L_i (m)	活动区筋带长度 L_{fi} (m)	锚固区筋带长度 L_{ai} (m)	按抗拉条件计算的筋带总宽度 b_i (m)	γ_{zi} (kPa)	h_1	γh_1 (kPa)	$\sigma_1 = \gamma_{zi} + \gamma h_1$ (kPa)	$\gamma_0 T_{i0} = \gamma_{Q1}\gamma_0 s_x s_y \times (\sigma_{zi} + \sigma_{bi} + \sigma_{ai})$ (kN)	$T_{Pi}/\gamma_{R1} = 2f\sigma_i b_i L_{ai}/\gamma_{R1}$ (kN)
1	0.20	10.00	3.60	6.40	0.046 9	4.00	0.6	12.00	16.0	2.95	2.73
2	0.60	10.00	3.60	6.40	0.059 8	12.00	0.6	12.00	24.0	3.76	5.25
3	1.00	10.00	3.60	6.40	0.072 1	20.00	0.6	12.00	32.0	4.53	8.44
4	1.40	10.00	3.60	6.40	0.083 8	28.00	0.6	12.00	40.0	5.27	12.26
5	1.80	10.00	3.60	6.40	0.094 8	36.00	0.6	12.00	48.0	5.96	16.64
6	2.20	10.00	3.60	6.40	0.105 3	44.00	0.6	12.00	56.0	6.62	21.57
…	…	…	…	…	…	…	…	…		…	
…	…	…	…	…	…	…	…	…		…	
24	9.40	10.00	1.50	8.50	0.257 3	188.00	0.6	12.00	200.0	16.17	249.98
25	9.80	10.00	1.27	8.73	0.267 3	196.00	0.6	12.00	208.0	16.80	277.36
26	10.20	10.00	1.04	8.96	0.277 1	204.00	0.6	12.00	216.0	17.42	306.45
27	10.60	10.00	0.81	9.19	0.287 0	212.00	0.6	12.00	224.0	18.04	337.60
28	11.00	10.00	0.58	9.42	0.296 9	220.00	0.6	12.00	232.0	18.66	370.78
29	11.40	10.00	0.35	9.65	0.307 0	228.00	0.6	12.00	240.0	19.30	406.29
30	11.80	10.00	0.12	9.84	0.316 6	236.00	0.6	12.00	248.0	19.90	441.49

表 4　调整后的筋带根数及筋带抗拉抗拔稳定检验

筋带层数	筋带计算宽度（m）	筋带计算根数（根）	筋带采用根数（根）	采用根数的筋带总宽度（m）	调整筋带宽度后的筋带抗拉检验		调整筋带宽度后的筋带抗拔检验	
					$\gamma_0 T_{i0}$（kN）	$A_i f_k / 1000\gamma_f \gamma_{R2}$（kN）	$\gamma_0 T_{i0}$（kN）	$2f' \sigma_i b_i L_{ai} / \gamma_{R1}$（kN）
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0.050 4	2.8	6	0.108	2.95	6.79	2.95	6.32
2	0.059 8	3.3	6	0.108	3.76	6.79	3.76	9.48
3	0.072 1	4.1	6	0.108	4.53	6.79	4.53	12.63
4	0.083 8	4.7	6	0.108	5.27	6.79	5.27	15.60
5	0.094 8	5.3	6	0.108	5.96	6.79	5.96	18.96
6	0.105 3	5.9	6	0.108	6.62	6.79	6.62	22.12
…	…	…	…	…	…	…	…	…
…	…	…	…	…	…	…	…	…
24	0.257 3	14.3	16	0.288	16.17	18.10	16.17	279.77
25	0.267 3	14.9	16	0.288	16.80	18.10	16.80	298.84
26	0.277 1	15.4	16	0.288	17.42	18.10	17.42	318.50
27	0.287 0	16.0	18	0.324	18.04	20.37	18.04	381.13
28	0.296 9	16.5	18	0.324	18.66	20.37	18.66	404.62
29	0.307 0	17.1	18	0.324	19.30	20.37	19.30	428.79
30	0.316 6	17.6	18	0.324	19.90	20.37	19.90	451.81

表 5　整体滑动稳定验算表（圆心设为 O 点）

土条编号	土条重量 W_i（kN）	土条重心至圆心水平距离（m）	α_i（°）	X_i（m）	φ_i（°）	c'_i（kPa）	$c'_i X_i$（kPa）	$W_i \cos\alpha_i \tan\varphi_i$（kN）	$W_i \sin\alpha_i$（kN）
1	55.85	16.45	73.08	4.81	25	50	240.50	7.58	53.43
2	140.94	15.56	64.81	2.41	25	50	120.50	27.97	127.54
3	274.61	14.37	56.69	2.58	25	50	129.00	70.32	229.49
4	479.81	12.67	47.46	2.98	25	50	149.00	151.27	353.52
5	603.47	10.60	38.06	2.74	30	55	150.70	274.34	372.04
6	672.54	8.46	29.47	2.48	30	55	136.40	338.05	330.87
7	721.62	6.32	21.57	2.31	30	55	127.05	387.46	265.29
8	754.54	4.17	14.04	2.22	30	55	122.10	422.61	183.05
9	308.18	2.65	8.87	0.91	30	55	50.05	175.79	47.52
10	237.16	1.85	6.17	0.71	30	55	39.05	136.13	25.49
11	216.54	0.75	2.50	1.50	30	55	82.50	124.89	9.44
12	287.59	-1.0	-3.33	2.00	30	55	110.00	165.76	-16.71
13	277.21	-2.99	-10.01	2.03	30	55	111.65	157.61	-48.18
14	256.00	-4.98	-16.84	2.09	30	55	114.95	141.46	-74.16
15	222.94	-6.97	-23.91	2.19	30	55	120.45	117.67	-90.36
16	176.16	-8.95	-31.37	2.35	30	55	129.25	86.84	-91.71
17	112.24	-10.89	-39.30	2.61	30	55	143.55	50.15	-71.10
18	29.02	-12.51	-46.68	2.30	30	55	126.50	11.49	-21.11
						Σ	2203.20	2847.39	1584.35

13 挡土墙施工

13.1 施工准备

13.1.1～13.1.2 施工单位在接受任务后，应建立正常的施工秩序，尽快做好各项准备工作。其中包括清理场地，布置现场和安排施工所需劳力、材料、工具、机械等的分期、分批有序进场。

13.1.3～13.1.4 测量放样的主要内容，一是在施工准备阶段，对设计单位提交的重要测量数据及标志进行复核或加固；二是在施工阶段中，对挡土墙的墙置进行放样，核实墙长、位置是否正确，如发现错误，及时纠正。因此，施工单位必须进行复测工作。

13.1.5 高速公路和一级公路水准点闭合差为 $\pm 20\sqrt{L}$(mm)；二级以下公路水准点闭合差为 $\pm 30\sqrt{L}$(mm)。

13.1.6 现场核对的重点是根据实际地形核查设计图中挡土墙布置、沉降缝设置是否合理，基础埋置深度及地质描述与实际地基情况是否符合，挡土墙两端与路基或构造物连接是否平顺、稳定等。

13.1.7 挡土墙在施工中，一般都附属在路基范围内，故挡土墙的施工组织设计可配合路基施工方案统一编制。其主要内容为：

(1)工程特点和施工环境；

(2)主要施工方法和所采取的相应技术措施；

(3)施工布置及现场布置的平面图；

(4)根据工程量制订所需人力、机械、材料、车辆运输和开工、完工日期等计划。

13.1.8～13.1.9 挡土墙的水泥材料，应按进场日期先到先用，散装水泥必须采用适当的密闭仓储设备贮存，以防止受潮变质、流失或污染环境。

13.2 挡土墙基础

13.2.1 本条对有渗水基坑的开挖作了增大面积的规定，无渗水基坑开挖的尺寸，可以

省去因设置排水系统所需的面积，对土质密实，不需设置基础模板的基坑，可按基底平面尺寸开挖。

13.2.3 无论何种土质，一经暴露于空气中或浸泡于水中，很易降低承载力，故对土质基底如暂不进行基础施工的，宜保留 0.10～0.20m 的厚度，留待基础施工时再开挖。

13.2.6 本细则表 13.2.6 是根据土力学斜坡稳定理论、施工经验并考虑适当的安全系数所编制的，仅适用于开挖深度在 5.0m 以内的基坑。若基坑深度大于 5.0m 时，因常用的离心式抽水机吸水高度，受机器效率和各种水头损失影响，实际上达不到 10.0m 的理论高度，所以需加设平台。

13.2.8 本条提出的各种水中挖基方法，均为不排水挖基，即在水中清除基坑中土方的方法，因此，达到设计标高后，不能采取排水法砌筑基础，而应参照沉井封底混凝土的施工方法，灌筑水下混凝土基础。

13.2.9 一般当岩层倾斜度大于 15°时，基底即应凿成台阶，防止基础滑动。

13.2.12 挡土墙位于软土地基时，以下几种软基处理方法可供参考：

(1)土工织物。主要作用是反滤、排水、隔离和加固补强。

①反滤：在有渗流的情况下，与一般砂砾反滤层有同样的作用；

②排水：具有良好的三维透水特性，除可透水反滤外，还可构成水平排水层，与其他排水材料如粗粒料、排水管、塑料排水板等，共同组成排水系统；

③隔离：由于土工织物的高抗性，可设置在两种不同土层材料或土与其他材料之间，相互隔开，避免混杂，从而形成整体连续性；

④加固补强：利用土工织物的高强度、韧性等力学性能，分散荷载，增大土体的刚性模量，而改善土体的受力状态。

土工织物主要是聚丙烯、聚酯、聚乙烯等聚合物制成，按加工制造的工艺不同，分编织型、编结型、无纺布织型等。当需要将两块织物连接时，可采用搭接法或缝接法。搭接法的搭接长度应不小于 300mm，缝接法可分对面缝和折叠缝，以尼龙线或涤纶线缝合。铺设中，每条土工织物搭接宽度不小于 50mm。

(2)排水固结法。由排水系统和加压系统两部分组成，所需的时间较长。排水固结一般常采用竖向法，如砂井、袋装砂井、塑料排水板等，选用时可根据设计要求、地基特性、施工环境和机具设备等条件而定。

(3)粉喷桩。根据不同土质条件及设计要求，选择加固材料，如水泥粉、石灰粉、粉煤灰等，必要时也可按合理的配比，采用复合材料。在高速公路上，应以水泥粉喷桩为主，与软土拌和后，通过固结反应形成稳定的水泥土。水泥应按设计要求备足，先进行室内配比试验，以验证设计参数。为保证粉喷量的准确性和均匀性，对钻进粉喷和提升的速度应做

出上、下限的规定。

(4)振冲碎石桩。适用于软弱黏性土,也能在砂土中应用。制作桩体的填料宜就地取材,如碎(卵)石、砂砾、矿渣等,各类填料的含泥量不大于10%,粒径不大于50mm。当振冲钻孔完成后,其填料方式有三种:一是把振冲器提出孔口,倒入约1.0m高的填料,然后下降振冲器振实填料,如此反复,直到完成;二是振冲器不提出孔口,仅向上提1.0m左右,然后向孔内倒料,再下降振冲器振实填料,每次以1.0m左右高度往复循环,直至达地面为止;三是边把振冲器缓慢向上提升,边在孔口连续加料。黏性土地基大都采用第一种方式。

对较软的土层,应采用先护壁后制桩的方法施工。即成孔时,不要一次达到设计深度,而根据土质特性,先达到软土层上部1.0~2.0m区段,将振冲器提出孔口加一批填料,下降振冲器使这批填料挤入孔壁,可防止塌孔,然后再将振冲器降至下一段软土中,用同样方法加料护壁。

13.3 排水

13.3.1 挡土墙的排水措施主要包括:设置地面排水沟、截水沟以引出地表水。墙后填料的上部应以不透水的土层夯实封闭,以防止地下水下渗。

13.3.3~13.3.5 挡土墙墙身设泄水孔是为了迅速排除墙后之积水,消除黏性土填料因含水量增加而产生的膨胀力,或减小寒冷地区填料的冻涨力。

13.3.7 填料隔水层的厚度视所采用封闭材料的类别而定,一般取300~500mm。

13.3.8~13.3.10 挡土墙的排水系统应综合考虑,合理选用排水设施的类型和位置,还应注意各类排水设施的相互衔接,使之构成统一、完整的排水系统。

13.4 沉降缝与伸缩缝

13.4.1~13.4.5 沉降缝与伸缩缝宜采用沥青木板、沥青甘蔗板、沥青麻絮等材料填塞。挡土板或墙面板(面板)间的设缝,应整洁干净,宜用沥青软木板、渗滤土工织物、聚氨酯泡沫塑料条等填塞。并要求沿基础、墙身全断面贯通,不得上下交错,否则就失去了沉降缝的作用。

13.5 墙背填料

13.5.1 由于碎(砾)石土、砂土的力学性能稳定,受水的影响较小,故条文中写入应优先采用。

13.5.3 早期的填料曾被控制为无黏性土类，但目前已有较大突破，不仅黏性土可用，并扩大到包括黄土、工业废渣及稳定土类，但必须针对各种土的物理力学性质，在施工中采用相应的技术措施。

13.5.5 墙后1.0m范围内，填料由小型压实机械进行压实，是为了防止撞坏墙身或墙面板。小型压实机械一般指5t以下的压实机，如蛙式打夯机、内燃打夯机、手扶式振动压路机、振动平板夯等。

13.5.6 凹凸不平的填料表面，使筋带在压路机作用下也会起伏不平，故须按规范要求控制平整度。不得使用羊足碾，是为了防止凸轮对筋带的损伤。

13.6 重力式挡土墙

13.6.1 本条文中，关于以石料抗压强度试验确定石料强度等级的规定，系依据《公路工程石料试验规程》(JTJ 054—94)，采用饱水状态下，岩石立方体(圆柱体)试件的抗压强度评定岩石强度的方法编制。

13.6.2 抗冻性差的石料，当含有一定水分时，经多次冻结与融化，将会产生脱层、裂缝等损伤。故寒冷地区所使用的石料，应具有一定的抗冻性，并规定需满足抗冻试验的要求。

13.6.3～13.6.5 片石、块石和粗料石规格的划分，主要依据石料的形状、尺寸和表面粗糙度而定，其砌体整体强度依次递增，砌体表面的整洁、美观程度也依次提高。

13.6.6 混凝土预制块砌体，形状尺寸统一，砌体表面整齐顺适，强度较高，并可节省砌缝水泥，与石砌体相比较，具有一定优点，在石料缺乏区，宜优先采用。

13.6.8 砂浆中的最大粒径，是按各种砌体设计规定的最大砌缝而定。片石砌体因形状不规则，未规定砌缝宽度，但一般不大于40mm，可用较大粒径的砂作集料。块石形状大致方正，砌缝宽度不大于30mm。粗料石和混凝土块砌体的缝宽不大于10～20mm，故只能用较小粒径的砂作集料。

13.6.10 砂浆的稠度应根据不同的砌筑材料、气象条件、施工方法和砌筑要求而定。因此，本条分别情况，规定了不同的稠度。

13.6.11 砂浆中掺入一定剂量的外加剂，可改善和易性和减少水泥用量，缓和凝结时

间,但应按照现行《混凝土外加剂标准》(GB 8067—1997)的规定执行。

13.6.12 砂浆及混合砂浆配合比,一般可参考表13-1初步拟定,并应根据工地实际用料情况,酌情增减。

表13-1 砂浆配合比参考表

水泥强度等级	砂浆强度等级	每立方米材料用量(kg)			配合比	备注
		水泥	砂	石灰膏		
32.5普通水泥	M5	183	1 500		1:8.2	
	M7.5	296	1 500		1:5.1	
	M10	635	1 500		1:4.1	
42.5硅酸盐水泥	M5	137	1 500		1:10.9	
	M7.5	193	1 500		1:7.7	
	M10	224	1 500		1:6.7	
32.5矿渣水泥	M5	230	1 450	250	1:6.3:1.08	细砂
	M7.5	230	1 450	130	1:4.5:0.4	细砂
	M10	390	1 450	40	1:3.7:0.10	细砂

注:本表配合比均未掺入外加剂。如需掺加时,其水泥用量应酌减。

13.6.14 砌筑材料应先浇水湿润,并将表面清洗干净,这样可以避免砂浆中的水分在凝结前被吸收而影响砂浆的水化作用,并防止泥土杂物等隔离砂浆与砌体的连接,保证其黏结力。

13.6.16 基底如为岩层或混凝土基层,应先用水湿润后再坐浆砌筑,使第一层砌块与基层黏结牢固,保证砌体与基层间的抗弯和抗剪能力。

13.6.17 当砌筑区段较长,第一层砌完返回砌筑第二层时,第一层的砂浆可能已初凝,继续在其上砌筑加载,可能使下层砂浆受振动而开裂,影响其黏聚力,故须分层分段砌筑。分段位置宜设在沉降缝、伸缩缝处。相临砌筑段的高差不超过1.2m,是为了防止在施工过程中产生较大的不均匀沉陷。

13.6.19 砂浆勾缝可分为凹缝、凸缝、平缝等,可根据砌筑类型和设计要求而定。

13.6.20 浆砌片石每2~3层组成一工作层,是为了便于对每个工作层进行校核、调整,从而达到设计规定的要求,以免砌体完成后再进行总调整,产生过大累积偏差。

13.6.22 若为了在片石砌层之间找平,直接用小石片垫,则石块重力集中在小石片上,易于压碎,使砌块倾斜不稳,影响结构的安全稳定。所以应在砂浆中填入小石子,起支垫

作用。

13.6.24 一般片石形状大致相似，难为丁顺之分，因此必须设置拉结石。如墙厚等于或小于0.4m时，拉结石长度应等于墙厚；墙厚大于0.4m时，可用两块拉结石内外搭结，搭结长度不应小于0.15m，其中一块长度不应小于墙厚的2/3。

13.6.25 浆砌块石挡土墙的上下层竖向砌缝错开距离较大，为使结构物内外咬合紧密，荷载自上而下传布时可分布在较大面积上，砌筑时应按丁顺相间或二顺一丁的方式进行。

13.6.26 当用粗料石或预制混凝土块砌筑挡土墙时，如用逐层改变砌缝厚度的方法来调整或控制砌体的累计高度是很困难的，必须先设计层数、层高，并选好砌筑材料。此外，也可预制一些不同高度的砌块，用以调节砌筑高度。

一般砂浆强度较之石料强度要低，故平缝、竖缝均不宜过宽，否则将影响砌体的整体强度，而且也多耗用水泥。

13.7 悬臂式和扶壁式挡土墙

13.7.2 对有抗冻、抗渗要求的混凝土，应做好下列几点：

(1)当砂中软弱颗粒较多时，应进行压碎值指标试验，C30以上，有抗冻、抗渗要求的混凝土，其压碎指标不大于35%；C30以下的不应大于50%；当对砂的坚固性有怀疑时，应用硫酸钠浸泡做坚固性试验，反复循环5次，砂的总重量损失不应大于10%。

(2)当不能确定碎、卵石料的强度符合规定时，应进行石质强度试验，在含水饱和状态下的抗压强度标准值与混凝土设计强度等级之比，对大于C30的混凝土不小于2；小于C30的混凝土不应小于1.5。

(3)强度等级高的混凝土或有抗冻、抗渗要求的混凝土，还应做坚固性和压碎值指标等试验项目。由于影响强度的因素很多，试验值可作为参考。此外，还应进行粗集料最佳颗粒级配的选择。

13.7.3 制作混凝土的水泥材料，一般以采用硅酸盐水泥为好，其他种类的水泥，应参考表13-2，合理采用。

13.7.5 为方便使用，将常用混凝土配合比列于表13-3。但由于影响混凝土强度的因素很多，此表一般仅作参考。

13.7.9 外加剂可改善混凝土拌和物的诸多性能，故应用日趋普及。在添加外加剂时，应注意正确使用，必须根据所采用外加剂品种，实际使用的水泥和粗细集料等情况，参照

现行《混凝土外加剂标准》(GB 8067—1997)的规定和生产厂家产品说明书的说明,并通过试验确定其掺加量。

表 13-2　常用水泥选用参考表

项次	混凝土结构环境条件或特殊要求	优先使用	可以使用	不得使用
1	地面以上不接触水流的普通环境中	硅酸盐水泥、普通水泥	矿渣水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥	
2	干燥环境中	硅酸盐水泥、普通水泥	矿渣水泥	火山灰水泥、粉煤灰水泥
3	受水冲流刷或冰冻	硅酸盐水泥、普通水泥	矿渣水泥	火山灰水泥、粉煤灰水泥
4	处于河床最低冲刷线以下	矿渣水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥	硅酸盐水泥、普通水泥	
5	严寒地区的露天或寒冷地区水位升降范围内	硅酸盐水泥、普通水泥	矿渣水泥	火山灰水泥、粉煤灰水泥
6	严寒地区水位升降范围内	硅酸盐水泥、普通水泥		矿渣水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥
7	厚大体积结构,施工时要求水化热低	矿渣水泥、粉煤灰水泥	普通水泥、火山灰水泥	硅酸盐水泥、快硬水泥
8	要求快速脱模	硅酸盐水泥、快硬水泥	普通水泥	
9	低温环境施工要求早强	硅酸盐水泥、快硬水泥	普通水泥	
10	蒸汽养护	矿渣水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥	硅酸盐水泥、普通水泥	
11	要求抗渗	普通水泥、火山灰水泥、粉煤灰水泥	硅酸盐水泥	不宜使用矿渣水泥
12	要求耐磨	硅酸盐水泥、普通水泥	矿渣水泥、快硬水泥	火山灰水泥、粉煤灰水泥
13	接触侵蚀性环境水	根据侵蚀介质种类、浓度等具体条件,按有关规定或通过试验选用		

13.7.12　用冷拉法调直钢筋,可同时去掉钢筋表面锈皮,提高除锈工作效率。但冷拉率不应超过屈服点时的伸长率,因此规定 Q235 钢筋最大冷拉率不大于 2%,HRB335、HRB400 钢筋的冷拉率不大于 1%。

表 13-3　混凝土配合比参考表

水泥强度等级	混凝土强度等级	水灰比	坍落度(mm)	$1m^3$ 混凝土材料用量(kg)						配合比
				水泥	砂	碎石(mm)		水	外加剂	
						5~20	5~32			
32.5 普硅水泥	C20	0.48	30~40	385	632		1 228	185		1:1.64:3.198:0.48
42.5 普硅水泥	C20	0.58	20~40	319	674		1 252	185		1:2.11:3.92:0.58
	C25	0.50	30~50	405	753	1 037		202		1:1.86:2.56:0.5
	C25 泵送	0.5	180~ 200	422	707	1 060		211	FOE 1%	1:1.67:2.51:0.5
	C30	0.44	30~50	419	605		1 194	185		1:1.44:2.85: 0.44
	C30	0.48	30~50	445	642	1 107		213		1:1.44:2.49:0.48
52.5 普通水泥	C40	0.44	50~70	466	605	1 124		205		1:1.30:2.41:0.44
	C50	0.35	30~40	510	587		1 141	178	H1-3	

注:本表为未掺外加剂的配比。如需加入外加剂时,水泥用量可酌减。

13.7.15　为使挡土墙墙体光滑整洁,尺寸准确,宜优先采用通用组合钢模。它还具有质量高,拆装方便、快速、可多次周转使用、节约木材等优点。当使用木模时,内侧应钉上薄铁皮,以降低表面损耗和粗糙,并可增加周转使用的次数。

13.7.16　当木模接缝采用平缝时,为防止漏浆,可在缝内镶嵌入泡沫塑料条,拼缝处钉以铁皮或模板外面钉以板条,缝内压上塑料膜或水泥袋等措施。

13.7.19　模板设活板或天窗处,模板不钉死,浇筑混凝土前可将其打开,不仅便于清除模板内的杂物,且可作为浇筑混凝土的窗口,降低浇筑高度,防止混凝土离析。

13.7.22　脱模剂不得使用废机油等油料,以免黏附于混凝土面上,影响构件美观。

13.7.26~13.7.27　由于搅拌机的吸浆现象,在拌和混凝土前,应开动搅拌机,当空载运转正常后,加入清水运转 2~3min,使筒壁叶片全部湿润后再上拌和料。拌和第一盘混凝土时,宜比配合比多加入 10% 的水泥、水和细砂,以防止第一盘混凝土中的砂浆损失。第二盘仍按原配合比进行拌和。

试验室提出的混凝土配合比,是集料表面干燥时的理论计算配合比。由于天气变化,雨雪降落,砂石料含水率也常有变化,为稳定混凝土的水灰比,确保混凝土质量,应随时进行砂石料含水率测定。施工中则需按砂、石料的实际含水量进行试验,以换算为施工配合比。

现行《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)的表 11.5.1 虽列出混凝土的运输时限,但由于水泥性质不同,凝结速度可能会有差别,因此,施工时仍需根据实际情况和混凝

土凝结的试验资料来确定。如运输时间过长,则将因混凝土离析或坍落度降低而影响混凝土的质量。

13.7.30 自高处倾卸混凝土时,易发生离析,因此,对倾卸条件作了具体规定。当倾落高度超过8.0m时,应在串筒内设置不同方向的斜挡板,以减低混凝土下落速度。从串筒出料口而下的混凝土,如堆积高度超过1.0m,则后落下混凝土中的粗集料易向远方滚去,造成严重离析。所以,应即时将下落混凝土转运到各模板内。

13.7.31 为保证薄壁式支挡结构物的整体稳定性,宜采用现浇混凝土。但底板(趾板与踵板)和墙身可分别浇筑,底板上应预埋锚固钢筋,以便与墙身钢筋对应焊接。当墙体不高时,钢筋也可从底板直通到墙顶。底板与墙体分步浇注时的接缝属施工缝,故本条列出处理要求。

13.7.32~13.7.33 浇筑混凝土应分层进行,为使上下层混凝土结合成为密实整体,浇筑上层时,宜将插入式振动器伸入下层50~100mm,此时下层混凝土仍须保持一定的塑性,以便层面黏接为一体,无分层接缝的痕迹。因此,条文规定必须在下层混凝土初凝或重塑之前,完成上层混凝土浇筑。一般混凝土的初凝时间与重塑时间很接近,前者可在室内试验得出,后者可在现场试验确定。有条件时,两者应进行对比,使之更正确合理。重塑的试验方法为:依靠自重将插入式振动器插入混凝土中,振动15s后,当周围100mm范围内能泛浆,拔出振动器时,不留有孔洞,即认为能重塑。

13.7.34 施工缝的处理应待混凝土达到一定强度才能进行,对于素混凝土最低为1.2MPa,钢筋混凝土不得低于2.5 MPa。

13.7.35 插入式振动器的插点若相距过远,则两次振动器作用半径之间可能未振实;若相距过近,一方面影响进度,另一方面造成重复振捣,使混凝土产生离析或表面浮浆过厚。

振动器的作用半径,除与本身的功率、性能有关外,还与混凝土的工作度或坍塌度大小有关,所以作用半径也应结合工地试验而定。

振动器与内侧模板应保持50~100mm的距离,是为了防止侧模受振动的影响而变形,或因碰撞使模板、钢筋、预埋件等产生移位。

13.7.36 混凝土浇筑过程中如泌水较多时,应及时研究产生的原因,可从配合比、运输机具、间歇时间等方面考虑,并针对其原因采取应对措施,防止继续泌水。已产生的浮水宜从上部采用吸管等方法排除,不得在模板侧面开孔放走浮水,以防止可能带走水泥浆。

13.7.38~13.7.39 混凝土的硬化过程是逐渐进行的,当空气相对湿度较低时,混凝土

中水分会不断蒸发，造成由表到里逐渐脱水，极易产生干缩裂纹，同时又阻滞混凝土的继续硬化，甚至停止硬化。因此，必须按条文规定，对已浇混凝土进行养护。

13.8 嵌岩桩板式挡土墙

13.8.4 本条引用自现行版本的《环境空气质量标准》(GB 3095—1996)。环境空气质量标准中的三级标准，适用于特定工业区，主要控制的污染元素为：二氧化硫(SO_2)、总悬浮颗粒物(TSP)、可吸入颗粒物(PM_{10})、氮氧化物(NO_x)、二氧化氮(NO_2)、一氧化碳(CO)、臭氧(O_3)、氟化物(F)等。

挖孔灌注桩的施工方法解释如下：

(1)挖孔桩适用于无水或少水的坚硬土地段，所以可采用人工挖掘、绞车、卷扬机等小型设备提升。

(2)挖孔桩宜做成矩形或圆形断面，主要是考虑到桩伸出地面后，便于孔壁与地面上的模板平稳搭接。挖掘中需要爆破时，应尽量采用浅孔，少装药量，以达到松动为目的，防止震塌孔壁。不论掘进处的深浅，孔内引爆均应采用电爆，保证安全。

(3)除挖掘与支护应连续作业外，当挖孔桩达到设计深度后，应进行孔底处理，做到无松渣、淤泥沉淀等扰动过的软层。如地质复杂或与设计资料不符，应勘探了解孔底以下地层情况，以便确定相应处理措施。

(4)可根据地质、水文地质条件和因地制宜的原则选择孔壁的支护类型。一般可安装木框架支护，使用竹篱、柳条、荆笆等材料支护，预制或现浇混凝土圈支护，喷射混凝土护壁等。本条建议以采用现浇或预制混凝土圈支护为主，其具有开挖断面小，扰动地层少，不需拆除支撑，施工安全，施工进度快，能直接验证地质资料等优越性。

(5)当孔深度大于15.0m后，施工较为困难，人工挖掘的危险性增大，而且上下提土运距长，卸土的工效大为降低，故规定深度不宜大于15.0m。

13.8.5 钻孔灌注桩的施工方法解释如下：

(1)~(2)钻孔孔口设置的护筒具有固定桩位、隔离地面水、保护孔口不发生坍塌、导引钻头下落方向、保持孔内水位高度等作用。但护筒底端埋置不宜过浅，因浅护筒周围的土不易密实，在钻进中可能发生位移、倾斜、沉陷及底端向外漏水等情况，使钻孔困难，甚至导致钻孔报废。护筒也不宜埋置过深，护筒过长则增加造价，延长工期，因此本条对护筒顶、底的合理标高加以规定。当钻孔位于深水且河床为软土或厚淤泥层时，护筒埋置深度不宜小于3.0m。

(3)由于泥浆的相对密度比水大，在钻进挤压作用下，泥浆在孔壁上形成一层泥皮，阻隔住孔外渗流，保护孔壁免于坍塌，并起到浮悬钻渣的作用。为改善泥浆性能可掺入外加剂，其种类和掺入量如下：

①CMC全名羧基纤维素，使地基土表面形成满膜，强化和降低失水量作用，掺量一般在0.1%以下。

②FCI 又称铬铁木质素磺酸钠盐，为分散剂，具有很强的吸附能力，在黏土颗粒表面形成结构性溶剂水化膜，防止自由水渗透，失水量降低，黏度增加，掺入量 0.1% ~0.3%。

③碳酸钠（Na_2CO_3）又称碱粉或纯碱，可使 pH 值增大，黏土分散，提高泥浆的胶体率和稳定性。掺入量为 0.1% ~0.3%。

（4）清孔的目的是抽、换孔内泥浆，尽量减少钻渣沉淀层厚度，以提高桩底承载力。嵌岩钻孔桩孔底沉渣的厚度 t，应满足设计要求，一般 $t \leqslant 100mm$。加深孔底所增加的承载力并不能补偿因未清孔而使孔底减少的承载力，所以，不能以超钻深度代替沉渣厚度。

13.8.6 ~13.8.7 挡土板的预制可参考本细则第 13.8.6 条所列方法进行，但随着施工技术的发展，对预制构件的尺寸、规格、表面光洁平整度的要求也相应提高。因此，预制挡土板必须符合本细则第 13.8.7 条的规定，必要时，应采用有底模施工，以达到方便安装和预制件整洁美观的要求。

13.8.10 挖孔桩或钻孔灌注桩的钢筋笼中，钢筋接头可采用焊接或套管挤压接头。用搭接电弧焊时，两钢筋搭接端部，应预先折向一侧，使钢筋轴线一致。双面焊的焊缝长度不小于 $5d$（d 为钢筋直径），单面焊时不小于 $10d$。焊条类别应与钢筋等级相适应。由于钢筋通过连接接头传力的性能不如整根钢筋，故钢筋接头应设置在受力较小的区段，同一根钢筋上应少设接头。

13.8.11 采用在空气中浇筑挖孔桩混凝土法，应以渗水流量大小和孔底积水深度为界限而定。如符合条件，应尽量采用在空气中浇筑混凝土，这样可直接目视检查，浇筑质量易于保证，施工速度较快且较安全。

13.8.12 钻孔灌注桩的水下混凝土，一般使用刚性导管进行灌注。灌注混凝土前，孔内的水位至少应与孔外稳定水位持平，以免产生水压差。若为易于坍塌的土质孔壁，浇筑应保持孔内水位高于地下水位 1.0 ~1.5m。

为防止在灌注混凝土过程中，钢筋骨架被顶升，可采用以下措施：

（1）将钢筋骨架中的几根主筋延长，直至孔底。

（2）混凝土表面接近主钢筋底部时，放慢灌注速度。

（3）混凝土表面接近钢筋骨架时，导管保持较大埋深，导管底口与钢筋骨架底端保持较大距离。

（4）混凝土表面进入钢筋骨架一定深度后，提升导管，使导管底口高于钢筋骨架底端一定距离，但导管埋入已浇筑混凝土表面以下的深度不得小于 2.0m。

13.8.15 ~13.8.16 浇筑柱身混凝土前，应计算混凝土的用量，根据施工现场的运输能力和机具设备，制定与之适应的浇筑进度，并留有一定余地，以达到桩柱混凝土连续浇筑、一次浇完、尽量不留施工缝的要求。

由于桩柱为外露构件，浇筑工序需紧凑，使分层混凝土的间歇时间尽量缩短，防止两层间的接触面留有过多的痕迹，避免形成桩柱上的软弱部分及影响整洁美观。

13.8.18 吊装工具应视挡土板的尺寸和重量而定，一般可采用扒杆、简易龙门架等。如使用汽车吊或履带吊，安装更为方便。吊装时，应顺挡土板的高度方向竖向起吊，因其抗弯刚度比板平置时大，且安装方便。若设计无吊环时，可于距板两端0.21倍板长处，以钢丝绳绑扎作起吊构造。如挡土墙起吊就位后不够稳定，可用临时斜撑支承，待填土时再将其卸下。

13.8.19 本条要求安装挡土板与防、排水设施施工、填料填筑和压实等工序同步进行，因此，各工序间要配合紧凑有序，互不干扰。挡土板安装一层，即填筑一层填料，相邻两边缘的接触部分宜做成台阶，以使填料之间更好联结。

13.8.20 挡土板水平安装缝的宽度需及时进行检查，发现超过规定时，应按本细则的本条规定予以调整和处理。并应注意外露面接缝的整齐顺直，边检查，边调整，以免误差累积而超过容许高差的规定。

13.9 锚杆挡土墙

13.9.4 当工程需要或有条件时，在锚杆非锚固部分上加套铁管并灌以环氧浆液封闭，可延长锚杆的使用寿命。

13.9.6 为减少水泥本身的收缩作用，防止锚杆与砂浆接触部分产生裂隙，影响抗拔力，砂浆宜采用微膨胀水泥或自应力水泥配制。钢筋混凝土中的氧离子达到一定含量时，将对钢筋混凝土产生很显著的腐蚀作用，影响使用寿命，故本条作了限制。

锚孔内使用的锚杆固结剂的技术性能如表13-4。

表13-4 锚杆固结剂技术性能表

项　目	初凝时间(min)	抗压强度(20℃时)(MPa)		水　率(%)
		4h	3h	
指　标	≥8	≥10	≥25	≤1

13.9.9～13.9.11 锚杆施工时，应根据实际地质情况，将锚杆锚入符合设计要求的完整、稳定的岩层内。锚杆的抗拔力，在完整硬质岩层内受砂浆与钢筋的黏聚力控制；在软质岩层内受砂浆与孔壁的抗剪强度控制，但均需以钻孔质量和有效锚固长度为保证，故条文中对钻孔工艺作了详细规定。实践证明，孔底扩孔是增加锚杆抗拔力的有效措施，但不能因扩孔而破坏岩体结构，或导致岩层产生裂缝，所以要限定只能采用小药量爆破施工。

13.9.16 灌浆用的水泥砂浆中，若砂的粒径过大，易于沉淀而堵塞管道，影响灌浆施工，所以对粒径要加以限制。条文中建议灌浆水泥砂浆的水灰比取0.5左右和水泥净浆取0.4左右，为一般常用的经验数据，在实际施工中，应通过试验予以确定。目前，也有用小石子混凝土添加早强减水剂，配制成比围岩强度等级高一级的混凝土，注入孔内，并分层用小钢筋插捣的灌浆方法。

13.9.21 本条条文要求肋柱与锚杆用螺栓联结时，螺母不应拧得太紧，当确认正确就位后，再统一拧紧，是为了避免逐个拧紧过程中，相互影响，以保证各锚杆受力均匀。

13.9.23～13.9.24 钻孔完成后，应紧接锚杆施工，以免坡体受外界影响而产生变化。为确保施工安全，锚孔附近边坡上的危石，必须加以清除。肋柱的安装位置必须准确，方能使肋柱上的预留孔位置与锚杆相对应，以方便穿过锚杆和紧固螺栓。

13.9.26 锚杆铁丝网喷浆支护边坡，系用大锚杆穿透破碎地层锚入稳定地层中，表层再用小锚杆挂铁丝网后喷射混凝土，其厚度为80～120mm。编织铁丝网的铁丝为ϕ3mm，网孔不小于80mm×80mm，小锚杆直径不小于20mm，间距1.5～2.0m，按梅花形排列。

13.9.30 墙背回填土过程中，当锚杆被压弯时表现为肋柱内倾，接头外侧张开，内侧压裂，导致墙身变形，影响使用功能。所以需加强观察与防范，并严格按照本条规定的施工注意事项执行。

13.10 锚定板挡土墙

13.10.6 肋柱式锚定板挡土墙的肋柱施工时，无论预制或现浇，其拉杆预留孔道应设于肋柱中线上。沿肋柱竖向预留的孔道位置、方向，均应符合设计规定，以便于拉杆、锚定板准确安装。此外，由于肋柱系按外伸简支梁或连续梁设计，支承点的位置确定了肋柱内力的分布，拉杆的倾角将影响拉杆的拉力，所以，也需要严格控制施工误差。

13.10.10 肋柱也可采用现浇与预制相结合的方法施工，即下段现浇，上段预制，此法的拼接处仍可参照本细则第13.9.20条建议的方法施工。如肋柱为分段预制时，需分节拼接，拼接处宜采用榫接构造，以保证联结质量。

13.10.12 板壁式锚定板挡土墙的锚定板预留孔，应与墙面板的预留孔相对应，以便于拉杆安装施工和保证各构件受力均匀。

墙面板多采用槽形断面，因其节省材料，吊装重量也较轻。

13.10.16 为保证锚定板埋设位置正确，分层开挖的锚定板坑的底面，均应平整无起

伏。此外，还需考虑锚定板埋设后的沉降量，因此，一般应比设计标高预抬高 20～40mm。

锚定板挡土墙与锚杆挡土墙、加筋土挡土墙相比较，虽然锚定的方式不同，但在施工中有很多相似之处，因此，可以相互参考。

13.11 加筋土挡土墙

13.11.8 早期加筋土挡土墙的填料，仅限于使用渗水性较好的粗粒土，因此推广运用加筋土挡土墙存在一定的局限性。近年来随着加筋土技术的发展，在采用不透水填料上，已摸索出一套成功的经验，其中包括黄土、黏性土、工业废渣及稳定土等。

(1)黄土。主要缺点是浸水后会产生较大的侧向变形而失去稳定。因此在设计和施工中应加强防、排水设施，杜绝水源入侵墙体。此外，为防止侧向变形而引起的应力集中，可适当加强墙面板的强度和刚度。当采取以上措施后，黄土成为比较好的加筋体填料。

(2)黏性土。随着含水率和细粒含量的增加，筋带与土之间的摩擦力逐渐降低。在施工中，若能在略小于或等于最佳含水率条件下保证填筑的压实度，对渗水部分进行封闭，防止地面水或地下水的浸入，可同样作为加筋体的填料。

(3)粉煤灰。经压实后的粉煤灰工程性质良好，变形适应性和强度稳定性较高，与筋带摩阻效果好，施工简便易于操作，特别对软土地基上的高填土支挡工程，有着独特的优越性。

13.11.12 钢带的特点是拉力大、变形小、使用寿命长。但由于价格相对较高，加工制作量大，联结不方便，热喷涂防腐工艺只能在少数工厂进行，因此，尚未得以大量采用。随着钢产量的增加，钢材价格降低及高等级公路建设的需要，已具备了推广应用钢带的条件。

13.11.13 钢筋混凝土带具有强度高、变形小、抗拉拔力大等特点，在工程中使用效果较好。但其造价比聚丙烯土工带高出一倍以上，制作与安装复杂，接头的防腐工作量大。

13.11.14 理论上钢塑土工加筋带抗腐蚀性好，使用寿命长，造价省。实际应用中，复合材料的整体受力性能尚需观察和研究，其制作加工简单，接长或与面板连接方便，施工较为简便。

13.11.15 对聚丙烯土工加筋带的容许蠕变控制值，筋带的老化问题以及在填料中可能引起破坏的化学物质，已积累了一些试验研究成果及分析资料，但尚未完全认识，缺少较长时间的现场观测与考验。因此在应用聚丙烯土工筋带时，筋带材料检验及加筋体施工，均应持慎重态度。

塑料土工格栅也是应用于加筋土挡土墙的土工合成材料之一，我国已制定了国家技术标准(GB/T 17689)。据国外资料介绍，采用高密度聚乙烯(HDPE)的格栅筋带材料，设

计使用寿命可达120年。

13.11.19 面板与筋带的金属联结件的防锈处理中，除镀锌法、涂塑法需在专业工厂进行外，其余均为现场处理，拉环宜采用三油二布、橡胶包裹等措施，使与筋带联结处隔离。

13.11.25 面板预制构件的尺寸和预埋件、预留孔的位置必须正确，尺寸准确的构件不仅便于安装，提高工效，而且能使整个墙面的竖、横接缝整齐、顺直，墙体光洁美观。

13.11.26 为便于面板预制构件的起吊安装和构件底面的光滑平整，底模必须设有隔离层。

13.11.28 关于本条文中，对面板的安装要求，部分说明如下：

(1)加筋土工程第一层面板的安装，是控制全墙位置正确与否的关键，因此，应采用经纬仪测量控制，放样出面板的外缘线，并进行校核后，方可立杆挂线，以免出现差错，无法补救。

(3)面板安装时，除每层需挂线校核外，一般每三层进行一次全面核对，以调平高差和调整轴线的偏移，防止误差累积于顶层。

(5)规定面板安装的允许偏移量，是为了保证墙面水平缝平顺一致，光洁美观。若在未完成填土的面板上部再安装一层面板，除容易损坏面板插销孔外，板块的翼缘易造成破损，同时也不安全，所以，应予禁止。面板砌筑安装时，不得用小石子或铁皮支垫法固定就位，是为防止应力集中而造成面板破损，以往的工程实际中，这种局部支垫法造成的面板缺损屡有发生，且处理比较困难，所以也应禁止。

13.11.32 钢筋混凝土加筋带用挖槽法铺设时，虽然底槽不易达到精确平整，但为了保证填料压实度的均质性，避免压路机直接碾压筋带或在筋带的过薄填料覆盖层上碾压，造成筋带损伤破碎，故仍规定应挖槽铺设。

13.11.36 聚乙烯土工加筋带、聚丙烯土工加筋带在面板拉环或预留孔中穿过时，不得绕死结，以免因超过筋带的抗弯折强度而影响筋带使用寿命。

13.11.37 关于加筋体填料摊铺压实的注意事项，部分说明如下：

(2)卸料和摊铺机械应距面板1.5m，是为防止摊铺机械在作业时碰撞已安装好的面板。

(3)填料摊铺时，应采用借助摊铺机械将填料向前逐步推进的方法作业，这样既不会压坏筋带，又能保证一次摊铺填料厚度不小于0.2m的要求。

(5)对填料进行碾压时，为避免壅土将筋带推起，所以第一遍碾压速度宜慢。在筋带埋设区，碾压机械急剧改变方向和急刹车，易将筋带拉动，产生移位和变形，影响筋带的正

常使用，因此规定应禁止此类操作。

（6）填料碾压顺序也可采用：距面板1.0m范围的填料先不予回填，只填筑1.0m以外填料，并将其压实，在铺设上一层筋带之前，回填该层1.0m范围以内的预留部分，用人工结合小型压实机械压实后，再铺设上一层筋带，如此逐层预留，逐层摊铺压实，循环作业，直到填筑碾压工序全部完成。

附录 A　土压力计算

A.0.1～A.0.3　关于挡土墙的主动土压力计算。

土压力是作用于挡土墙上的主要设计荷载之一，但到目前为止，土压力的计算方法在理论上或实际观测方面均不完善，怎样选用比较合理的计算方法，是设计中既关心又难以解决的问题。国内外相关规范计算规定的要点，简述如下：

（1）英国 BS 5400 荷载规范。仅说“用土力学原理计算的填土特性荷载被认为是名义荷载”，并未规定用什么公式，在名义荷载乘以荷载系数 1.5 之后，作为最终极限状态的设计荷载。

（2）美国公路桥梁标准规范（AASHTO）15 版。第 3.20 条规定可以用朗金（RanKine's）公式，又在挡土墙一章中第 5.5.2 条规定可以用库仑公式，并给出了具体的公式。

（3）日本道路公团《高等级公路设计规范》。第 8 篇规定超过 8m 高的挡土墙，用库仑公式，小于 8m 高的挡土墙采用太沙基的土压力图算法。

（4）德国地基基础规范（DIN4085 条文）。所提供的公式形式虽不同，把主动土压力与被动土压力合在一起，但也是基于库仑土压力理论和以下基本假定的：

刚性墙体，平面滑动面，通过墙面摩擦角确定土压力方向，主动土压力作用时，墙体绕其墙趾或更深处某一点转动变形，被动土压力作用在水平方向。

（5）我国《铁路路基支挡结构设计规范》（TB 10025—2001/J 127—2001）第 3.2.7 条规定：作用在墙背上的主动土压力可按库仑理论计算。

（6）我国《铁路桥涵设计基本规范》（TB 1002.1—99）。在附录 A 中给出了包括活载的主动土压力计算库仑公式。

（7）我国《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）第 4.2.3 条，给出静止土压力、主动土压力计算的库仑公式。

（8）我国国家标准《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2002）附录 L 给出了一个考虑了黏聚力 c 和附加均布荷载的挡土墙主动土压力系数 K_a 计算公式，经整理可列为如下公式：

$$\left.\begin{aligned}
&K_a=\frac{\cos(\alpha-\beta)}{\cos^2\alpha\cdot\cos^2\psi}(V_1+V_2-V_3),\psi=\alpha-\beta+\varphi+\delta\\
&V_1=K_q[\cos(\alpha-\beta)\cos(\alpha+\delta)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)]\\
&V_2=2\eta\cos\alpha\cos\varphi\sin\psi,V_3=2\sqrt{S_1S_2}\\
&S_1=K_q\cos(\alpha-\beta)\sin(\varphi-\beta)+\eta\cos\alpha\cos\varphi\\
&S_2=K_q\cos(\alpha+\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\cos\alpha\cos\varphi\\
&K_q=1+\frac{2q}{\gamma h}\frac{\cos\alpha\cos\beta}{\cos(\alpha-\beta)},\eta=\frac{2c}{\gamma h}
\end{aligned}\right\}\qquad(A\text{-}1)$$

式中：q——填土表面均布超载（以单位水平投影面上荷载强度计）；

α——墙背与过墙顶面后缘竖直面的夹角（°）；

β——填土表面与水平面之间的夹角（°）；

δ——墙背与填土之间的摩擦角（°）；

φ——墙后填土的内摩擦角（°）；

c——墙后填土的黏聚力（kN）；

γ——墙后填土的重度（kN/m^3）；

h——挡土墙高度（m）；

其余符号见图 A-1。

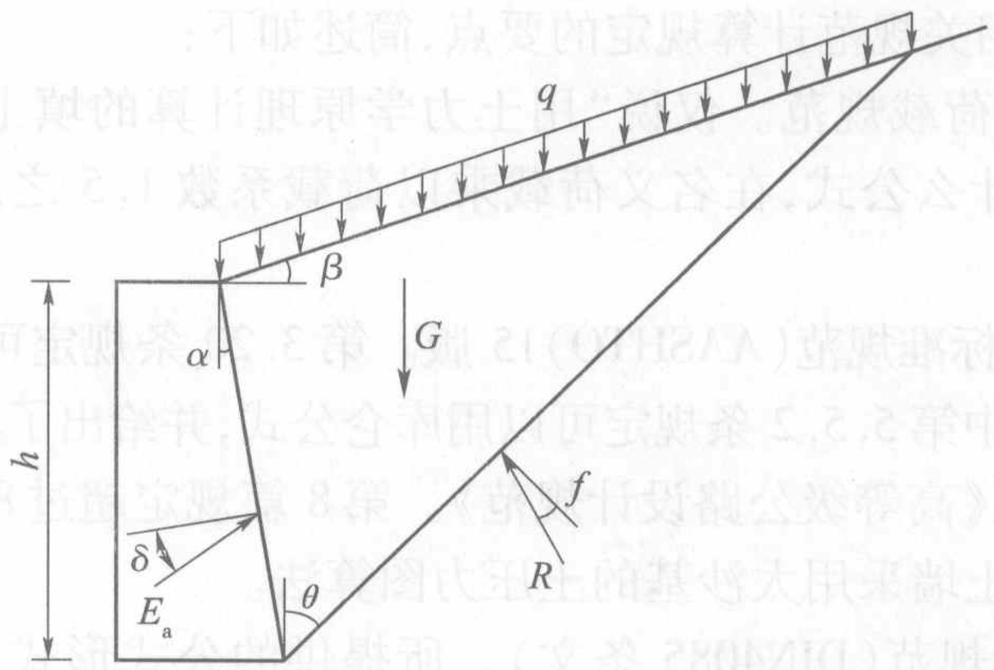


图 A-1　计算简图

综合以上资料，本细则的主动土压力系数计算，仍采用库仑公式。

为了比较本细则采用库仑公式计算的主动土压力系数（附录 A 公式（A.0.1-4）、式（A.0.1-5）和式（A.0.3）与《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2002）附录 L 的公式（L.0.1-1）、式（L.0.1-2）、式（L.0.1-3）所计算结果的差异，选取以下参数进行计算，计算结果见表 A-2“主动土压力系数比较表”。

计算参数：墙高 $H=8m$，墙顶附加均布荷载 $q=10kN/m^2$，填料重度 $\gamma=20kN/m^3$。

黏性土填料物理力学参数值、墙背形状、边界条件组合如表 A-1。

表 A-1　计算参数组合表

分　组	内摩擦角 φ（°）	黏聚力 c 值（kPa）	α（°）	β（°）
1	20	40	-20	0
2	25	7	-10	5
3	30	6	0	10
4	35	0	10	15
5	40	0	20	20

表中：α——墙背与过墙面后缘竖直面的夹角，竖直面位于墙背内为正，竖直面位于墙背外为负；

β——填土表面与水平面夹角；

K_{a1}——按本细则附录 A 之式（A.0.1-4）、式（A.0.1-5）、式（A.0.3）所计算的主动土压力系数；

K_{a2}——按本条文说明 A-1 式所计算的主动土压力系数。

表 A-2　主动土压力系数比较表

$\varphi=20°, c=40\text{kPa}$				$\varphi=25°, c=7\text{kPa}$			
$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}	$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}
−20	0	0.459	0.147	−20	0	0.514	0.518
	5	0.493	0.156		5	0.557	0.559
	10	0.533	0.166		10	0.609	0.608
	15	0.583	0.177		15	0.378	0.671
	20	0.648	0.192		20	0.778	0.758
−10	0	0.365	0.003	−10	0	0.417	0.405
	5	0.389	0.002		5	0.448	0.433
	10	0.417	0.001		10	0.486	0.468
	15	0.452	−0.000		15	0.536	0.513
	20	0.499	−0.002		20	0.611	0.577
0	0	0.290	−0.134	0	0	0.341	0.311
	5	0.307	−0.143		5	0.363	0.332
	10	0.327	−0.152		10	0.392	0.358
	15	0.353	−0.164		15	0.430	0.391
	20	0.388	−0.177		20	0.487	0.437
10	0	0.227	−0.277	10	0	0.277	0.229
	5	0.239	−0.293		5	0.392	0.244
	10	0.254	−0.310		10	0.315	0.262
	15	0.272	−0.331		15	0.344	0.286
	20	0.298	−0.356		20	0.389	0.320
20	0	0.171	−0.440	20	0	0.219	0.151
	5	0.179	−0.463		5	0.231	0.160
	10	0.189	−0.490		10	0.247	0.172
	15	0.202	−0.520		15	0.269	0.188
	20	0.201	−0.557		20	0.305	0.212
$\varphi=30°, c=6\text{kPa}$				$\varphi=35°, c=0\text{kPa}$			
$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}	$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}
−20	0	0.457	0.464	−20	0	0.419	0.472
	5	0.493	0.498		5	0.450	0.505
	10	0.534	0.537		10	0.486	0.543
	15	0.586	0.586		15	0.530	0.590
	20	0.656	0.649		20	0.585	0.650

续上表

$\varphi=30°, c=60\text{kPa}$				$\varphi=30°, c=10\text{kPa}$			
$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}	$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}
-10	0	0.360	0.351	-10	0	0.322	0.362
	5	0.384	0.374		5	0.342	0.385
	10	0.413	0.401		10	0.366	0.411
	15	0.450	0.434		15	0.395	0.442
	20	0.499	0.478		20	0.433	0.483
0	0	0.284	0.260	0	0	0.246	0.277
	5	0.300	0.276		5	0.260	0.292
	10	0.321	0.294		10	0.276	0.310
	15	0.347	0.317		15	0.296	0.330
	20	0.383	0.348		20	0.322	0.362
10	0	0.220	0.181	10	0	0.184	0.207
	5	0.232	0.192		5	0.192	0.217
	10	0.246	0.204		10	0.203	0.229
	15	0.265	0.219		15	0.216	0.245
	20	0.291	0.240		20	0.235	0.266
20	0	0.164	0.108	20	0	0.130	0.146
	5	0.171	0.114		5	0.135	0.152
	10	0.181	0.122		10	0.142	0.161
	15	0.194	0.131		15	0.150	0.171
	20	0.212	0.144		20	0.162	0.185

$\varphi=40°, c=0\text{kPa}$

$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}	$\alpha(°)$	$\beta(°)$	K_{a1}	K_{a2}
-20	0	0.370	0.416	20	0	0.090	0.102
	5	0.394	0.442		5	0.093	0.106
	10	0.423	0.472		10	0.097	0.110
	15	0.456	0.506		15	0.102	0.116
	20	0.496	0.551		20	0.108	0.123
-10	0	0.273	0.307	10	0	0.140	0.158
	5	0.289	0.324		5	0.146	0.164
	10	0.306	0.344		10	0.153	0.172
	15	0.327	0.367		15	0.161	0.182
	20	0.354	0.395		20	0.171	0.194
0	0	0.199	0.224	0	15	0.234	0.263
	5	0.209	0.235		20	0.250	0.282
	10	0.220	0.248				

A.0.4 原《公路路基设计规范》(JTJ 013—86)、现行《公路桥涵通用设计规范》(JTG D60—2004),关于挡土墙墙背与填料之间的摩擦角 δ,规定无试验资料时 $\delta = \varphi/2$。但国内外的试验资料则显示墙背摩擦角一般均大于 $3\varphi/4$,有的达到 $4\varphi/5$。我国《挡土墙标准设计原则》规定混凝土墙背为 $\varphi/2$,石砌体为 $2\varphi/3$。现行《铁路路基设计规范》(JBJ 1—96)参照国内外相关资料及国外规范的规定对以上常用值作了修改,并增加了黏性土填料与墙背摩擦角的选用值。本细则表 A.0.4 主要参考现行《铁路路基设计规范》(TB 10001—2005)的相关规定列出。

A.0.5 本细则采用下式计算黏性土填料综合内摩擦角:

$$\tan\varphi_0 = \tan\varphi + \frac{c}{\gamma H} \tag{A-2}$$

式中:φ——试验所得内摩擦角(°);

φ_0——综合内摩擦角(°);

c——土的黏聚力值(kN);

γ——土的重度(kN/ m^3);

H——所计算土层深度(m)。

公式(A-2)把黏聚力 c 除以 γ 和 H 折算为当量的内摩擦角,其中 γ 变化范围较小,H 变化范围颇大,由和角公式:

$$\tan(\varphi_0 - \varphi) = \frac{\tan\varphi_0 - \tan\varphi}{1 + \tan\varphi_0\tan\varphi}$$

故:

$$\tan\varphi_0 - \tan\varphi = \tan(\varphi_0 - \varphi)(1 + \tan\varphi_0\tan\varphi) = \frac{c}{\gamma H} \tag{A-3}$$

$\varphi_0 - \varphi$ 代表由 $c/(\gamma H)$ 折算而成的内摩擦角(°)。利用式(A-3)就可以估计多大的 $c/(\gamma H)$ 可以转换成多少度($\varphi_0 - \varphi$)。综合内摩擦角还与土样的基本试验值 φ 有关。可计算如下表 A-3。

表 A-3 $c/(\gamma H)$ 与($\varphi_0 - \varphi$)值对照表

$c/(\gamma H)$		($\varphi_0 - \varphi$)	$c/(\gamma H)$ 级差	
$\varphi = 20°$	$\varphi = 30°$	(°)	$\varphi = 20°$	$\varphi = 30°$
0.019 89	0.023 51	1.0	0.020 17	0.024 01
0.040 06	0.047 52	2.0	0.020 44	0.024 54
0.060 50	0.072 06	3.0	0.020 76	0.025 10
0.081 26	0.097 16	4.0	0.021 08	0.025 70
0.102 34	0.122 86	5.0	0.021 42	0.026 33
0.123 76	0.149 19	6.0	0.021 80	0.027 01

续上表

$c/(\gamma H)$		$(\varphi_0-\varphi)$	$c/(\gamma H)$ 级差	
$\varphi=20°$	$\varphi=30°$	(°)	$\varphi=20°$	$\varphi=30°$
0.145 56	0.176 20	7.0	0.022 18	0.027 74
0.166 77	0.203 94	8.0	0.022 60	0.028 49
0.190 34	0.232 43	9.0	0.023 04	0.029 32
0.213 38	0.261 75	10.0	0.023 51	0.030 19
0.236 89	0.291 94	11.0	0.024 01	0.031 11
0.260 90	0.323 05	12.0	0.024 54	0.032 11
0.285 44	0.355 16	13.0	0.025 10	0.033 18
0.310 54	0.388 34	14.0	0.025 70	0.034 31
0.336 24	0.422 65	15.0		

从上表看出:$c/(\gamma H)$的增量值为0.02~0.03时就相当于增加1°综合内摩擦角。如$c=30\text{kPa}$,$\gamma=19\text{kN/m}^3$,$H=6\text{m}$,则$c/(\gamma H)=0.263$相当于$\varphi_0-\varphi=10°\sim12°$。

关于式(A-2),可用库仑方程式解释如下:

土力学中砂土的抗剪强度由式(A-4)计算:

$$\tau=\sigma\tan\varphi \tag{A-4}$$

一般土的抗剪强度由式(A-5)计算:

$$\tau=c+\sigma\tan\varphi \tag{A-5}$$

主动土压力库仑理论适用于砂土填料,是以式(A-4)为前提的,若推广应用到带有黏性土性质的一般填料中,可令上面两式相等,把式(A-4)中的砂土实验内摩擦角φ改用综合内摩擦角φ_0代替,则有:

$$\sigma\tan\varphi_0=c+\sigma\tan\varphi \quad 或 \quad \tan\varphi_0=c/\sigma+\tan\varphi$$

土的法向应力σ用γH来代替,其中γ为土的重度,H为土层深度,这就得到了式(A-2)。

即:

$$\tan\varphi_0=\tan\varphi+\frac{c}{\gamma H} \tag{A-2}$$

但《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025/J 127—2001)的条文说明认为:用细粒土的抗剪强度内摩擦角φ和黏聚力c套用砂性土的库仑公式尚不成熟,填料为细粒土时,没有较准确的内摩擦角换算方法,通常采用35°的数值。然而,对矮墙会出现计算值比实测值大,反之高墙又出现计算值比实测值偏小的情况,为了减小偏差,所以采用了不同墙高用不同综合内摩擦角的方法。

早在20世纪40年代,美国学者太沙基就论述了库仑方程式$\tau=c+\sigma\tan\varphi$存在的问题和缺陷。并且认为,不管真正砂土和黏土的一般特征怎样简单,而它们的力学性质则是

极端复杂的，以致对其性状的精确分析几乎是不可能的，“有关土的抗剪强度的所有理论多少与实际情况有出入”。

然而在挡土墙设计规范中，库仑公式仍广为采用，是因为在土工构造物工程实践领域，涉及的因素十分广泛复杂，不得不作简化，故本细则仍然选择公式（A-2）作为本细则附录A土压力计算中的配套公式。但增加了适用条件：当φ较小，c值较大或H较大时，使用上式宜慎重，可按经验数据对计算结果作适当调整。按公式$\sigma = \gamma H$的原意，可以适当减小H值，即用总填土高度的2/3作为H，使计算结果更合理、更安全一些。

A.0.10 受约束不能移动或转动的挡土墙，其墙后填土土压力按静止土压力计算，或者按德国规范规定：转动角的正切值≤0.000 05或水平位移值≤墙高/20 000时，墙后填土土压力按静止土压力计算。静止土压力的合力，仍然采用静止土压力系数K_j为计算参数的计算式进行计算，即：

$$E_j = K_j \gamma H^2 / 2 \tag{A-6}$$

式中：E_j——静止土压力合力（kN）；

γ——土的重度（kN/m^3）；

H——墙高或计算土层厚度（m）；

K_j——静止土压力系数。

土压力E_j的着力点至土层底面的距离Y为：

$$Y = H/3 \tag{A-7}$$

关于K_j的取值有关规范的规定分别列述如下：

我国铁道部标准《铁路桥涵设计基本规范》（TB 10002.1—99）规定：

$$K_j = 0.25 \sim 0.5 \tag{A-8}$$

我国交通部标准《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）（表中简称《公路桥规》）规定ξ（即K_j）值采用下式计算：

$$\xi = 1 - \sin\varphi \tag{A-9}$$

式中：φ——土的内摩擦角（°）。

美国AASHTO《公路桥梁标准规范》（1994年版）规定：

$$K_j = 1 - \sin\varphi_f \tag{A-10}$$

式中：φ_f——排过水的土的摩擦角。

德国土木学会《德国地基基础规范》（DIN 4085）（1987）规定：

$$K_j = 1 - \sin\varphi_f \tag{A-11}$$

符号同式（A-10），此公式又称杰克公式（Jaky，1948）。

采用《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ 024—85）附录二，土的物理力学特征表（附表2），按照所列土名，选取密实度较大土类的内摩擦角φ，用（A-11）式计算的K_j值与《铁路桥涵设计基本规范》（TB 10002.1—99）规定的K_j值，及原《公路桥涵设计通用规范》（JTJ 021—85）附录一中，附表2的表列值，比较如表A-4。

表 A-4　K_j 计算值与规定值比较表

土　名	φ	$1-\sin\varphi$	《铁路桥涵设计基本规范》	原《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—85)附录一的附表 2 的表列值
砾、卵石	50°	0.234	0.2 ~0.5	0.2
砂土	40°	0.357		0.25
亚砂土	30°	0.500		0.35
亚黏土	24°	0.593		0.45
黏土	18°	0.691		0.55

可以看出各规范关于静止土压力系数的计算或取用规定较为接近,经综合考虑,采用公式 $K_j = 1-\sin\varphi$ 为静止土压力系数计算式,当为黏性土填料时,以综合内摩擦角 φ_0 替换式中的内摩擦角 φ。

虽然还有其他一些静止土压力系数计算公式,但都不如杰克公式简单和易于应用。

附录C　圬工挡土墙材料标准

C.0.2　圬工挡土墙及附属构造物常用材料最低强度等级表是参照《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)中,关于圬工材料及其砌筑砂浆的最低强度等级的规定,参考《铁路路基设计规范》(TBJ 1—96)"路基工程圬工标号及适用范围"表的规定及参考《铁路路基支挡结构设计规范》(TB 10025—2001)"重力式挡土墙材料强度等级与适用范围"表的规定编制。表中列入了挡土墙常见附属构造物,如截水沟、排水沟、冲刷防护、急流槽等的材料及砌筑砂浆最低强度等级的规定。

关于材料强度等级、砂浆强度等级的定义:

《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)附录A规定:"石材的强度等级,应用边长为70mm的立方体试块的抗压强度表示"。当采其他尺寸时,应按表C-1的规定乘以换算系数。

表C-1　石料强度等级的换算系数

立方体试件边长(mm)	200	150	100	70	50
换算系数	1.43	1.28	1.14	1.00	0.86

砂浆的强度等级采用70.7mm的标准立方体试件28d龄期的抗压强度表示,单位为MPa,抗压强度取三块试件的平均值。

现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥设计规》(JTG D62—2004)规定:混凝土强度等级应按边长150mm的立方体试件的抗压强度标准值确定。而原《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥设计规》(JTJ 023—85)所规定的混凝土标号,是边长为200mm的立方体试件的强度标准值,两者的换算关系列于《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规》(JTG D62—2004)的附录A中。兹转列表C-2。

表C-2　现版规范混凝土强度等级与原规范混凝土标号变换关系

原规范混凝土标号	20	25	30	35	40	45	50	55	60
现版规范混凝土强度等级	C18	C23	C28	C33	C38	C43	C48	C53	C58

C.0.4　在体积较大的现浇混凝土挡土墙段落中,掺入适量的片石,可节约水泥,降低浇筑混凝土过程中产生的水化热,减少由温差引起的裂缝,在石料来源丰富的地区采用,尤为适宜。当按小于混凝土体积量的20%掺入片石时,混凝土构件的各项强度指标和受压弹性模量与未掺片石的同强度等级混凝土构件相同。但如片石掺入量超过上述限定比例,或是施工采用分层铺入片石,石块间净距小于100mm时,则类似片石混凝土砌体,其

各项强度指标和受压弹性模量低于该强度等级之混凝土。所以在片石混凝土挡土墙的浇筑中,除材料强度应符合本细则规定外,还应严格按照《公路桥涵施工技术规范》(JTJ 041—2000)第11.6.2条的规定进行施工,以保证达到规定的设计强度。

C.0.5 砖石及混凝土材料的抗冻性指标,系指材料在含水饱和状态下,经过-15℃的冻结与融化的循环次数。试验后的材料应无明显损伤(裂缝、脱层),其强度不低于试验前的0.75倍。

若有可靠的实践经验,证明材料确具有足够的抗冻性能时,可不做抗冻性试验。

C.0.6~c.0.7 圬工挡土墙常用材料及砌体的强度设计值、受压弹性模量的规定,均参照《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61—2005)的规定编制,以方便应用本细则时可直接查用。