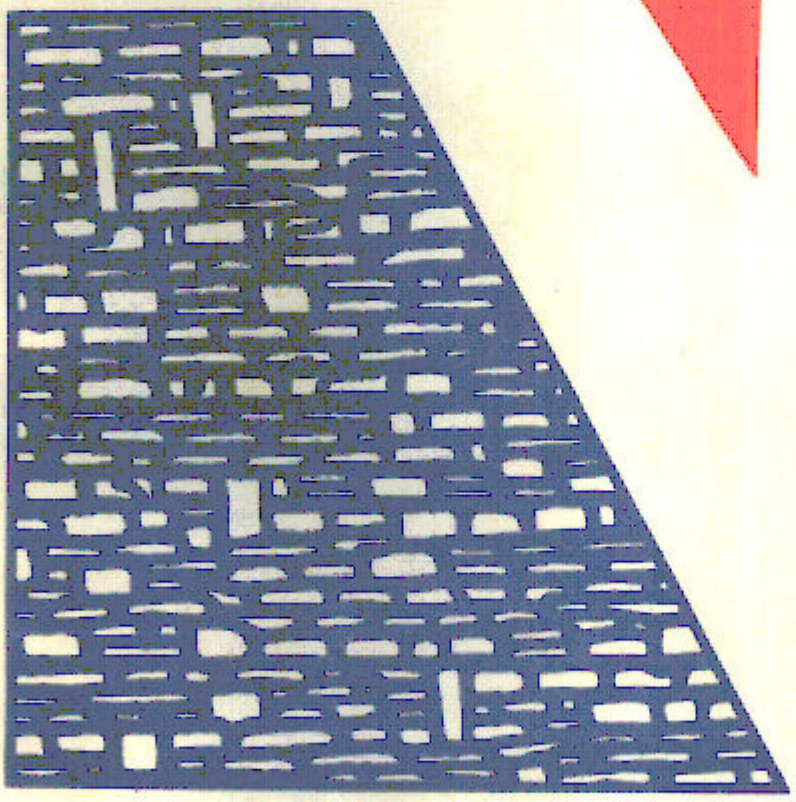
水工挡土墙设计

管枫年
薛广瑞　编著
王殿印



中国水利水电出版社

水工挡土墙设计

管枫年　薛广瑞　王殿印　编著

中国水利水电出版社

内 容 提 要

水工挡土墙在水利水电工程中应用广泛。本书结合水工挡土墙的运用条件和构造特点，系统地介绍了水工挡土墙的设计理论和方法。为便于设计者应用，书中附有各种可供查用的图表和经验数据。本书还结合不同设计条件，提供了各种水工挡土墙的设计实例。是一本适用的水工挡土墙设计参考书，同时也可作为交通、土建等专业设计人员及高等和中等院校的设计、教学参考书。

图书在版编目(CIP)数据

水工挡土墙设计/管枫年等编著．—北京：中国水利水电出版社，1996
ISBN 7-80124-155-X

Ⅰ．水… Ⅱ．管… Ⅲ．挡土墙，水工结构-结构设计 Ⅳ．TV223

中国版本图书馆 CIP 数据核字（96）第 05537 号

书　　名	**水工挡土墙设计**
作　　者	管枫年　薛广瑞　王殿印　编著
出版、发行	中国水利水电出版社（北京市三里河路 6 号　100044）
经　　售	全国各地新华书店
印　　刷	北京密云县印刷厂
规　　格	787×1092 毫米　16 开本　11.5 印张　267 千字
版　　次	1996 年 11 月第一版　1996 年 11 月北京第一次印刷
印　　数	0001--1100 册
定　　价	25.00 元

目　　录

前　言
第一章　概述 …… (1)
第一节　挡土墙在水工建筑物中的应用 …… (1)
第二节　水工挡土墙的结构型式 …… (4)
第三节　挡土墙设计基本资料 …… (8)
第四节　挡土墙设计的基本内容和一般步骤 …… (8)
第二章　作用在挡土墙上的荷载 …… (11)
第一节　作用在挡土墙上的荷载及其组合 …… (11)
第二节　土压力 …… (12)
第三节　作用在挡土墙上的静水压力及基底扬压力 …… (36)
第四节　冰压力 …… (40)
第三章　挡土墙的稳定验算 …… (41)
第一节　挡土墙稳定破坏形式 …… (41)
第二节　挡土墙的稳定验算 …… (42)
第四章　挡土墙的结构设计 …… (58)
第一节　挡土墙的强度验算与配筋计算 …… (58)
第二节　重力式挡土墙的结构设计 …… (72)
第三节　衡重式挡土墙的结构设计 …… (73)
第四节　半重力式挡土墙的结构设计 …… (74)
第五节　悬臂式挡土墙的结构设计 …… (78)
第六节　扶臂式挡土墙的结构设计 …… (83)
第七节　板桩挡土墙的结构设计 …… (101)
第八节　挡土墙的细部构造设计 …… (105)
第五章　挡土墙设计实例 …… (108)
第一节　重力式挡土墙设计 …… (108)
第二节　衡重式挡土墙设计 …… (113)
第三节　半重力式挡土墙设计 …… (121)
第四节　悬臂式挡土墙设计 …… (131)
第五节　扶臂式挡土墙设计 …… (140)
第六节　无锚板桩设计 …… (157)
第六章　挡土墙的冻害与防冻害设计 …… (160)
第一节　挡土墙冻害破坏特征 …… (160)
第二节　水平冻胀力的特性 …… (163)
第三节　挡土墙防冻害设计方法及设计原则 …… (167)
附录 …… (175)
参考文献 …… (177)

第一章　概　　述

第一节　挡土墙在水工建筑物中的应用

挡土墙在水库枢纽、引水枢纽、水电站及各种渠系建筑物工程中有着广泛应用，在几乎所有的水工建筑物设计中都会遇到挡土墙的设计内容。水工挡土墙多在有水条件下应用。应用广泛和运用条件复杂是水工挡土墙的两个显著特点。

一、各种挡土墙在水工建筑物中的应用

（1）水闸工程中的挡土墙。

水闸在水工建筑物中占有数量较多，水闸的进出口翼墙、岸墙（图 1-1）都是由不同型式的挡土墙构成的。在中小型水闸中，挡土墙的工程量占整个水闸工程量的 1/3～1/4。

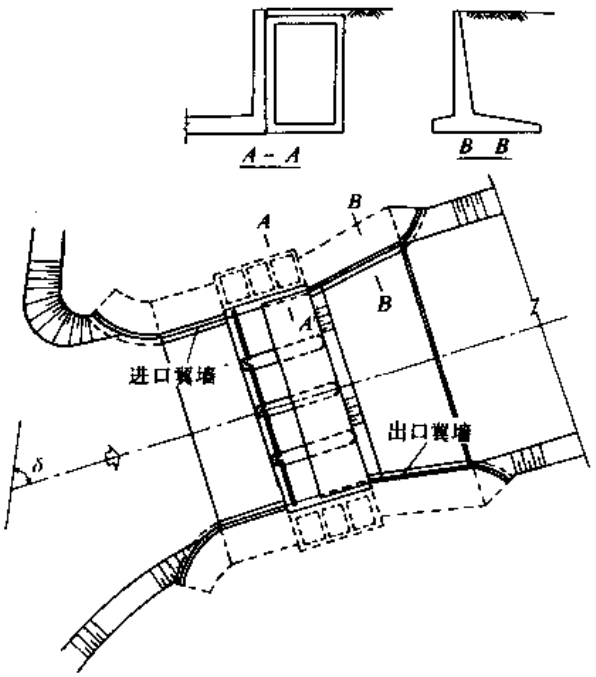


图 1-1　进水闸中的挡土墙

（2）在水库枢纽工程中土石坝与混凝土坝及溢流坝或溢洪道的连接结构〔图 1-2（*a*）〕都是由各种型式的挡土墙构成的。

（3）水电站及各种船闸中的翼墙及岸墙〔图 1-2（*b*）〕都是由各种型式的挡土墙构成的。

（4）在内河及海上的各种码头中的挡土墙是主要建筑物（图 1-3）。

（5）渠系水工建筑物中的桥、涵洞、倒虹吸、渡槽等进出口连接结构都是由各种型式的挡土墙构成（图 1-4）。

（6）水库库岸、河道、渠道边坡滑坡及崩坍的防治工程（图 1-5）有时也采用各种型式的挡土墙结构。

二、水工挡土墙的运用和构造特点

水工挡土墙不但具有一般挡土墙的挡土作用，而且还具有岸边连接、挡水、导水及侧向防渗等多种功能。在运用和构造上具有以下特点。

（一）在多种水位条件下运用

水工挡土墙在建成及运用期的各种墙前后特征水位作用下，其作用于墙身的静水压力、土压力、作用于基底的扬压力、地基应力等都不相同，设计要求在设计、校核、建成和正常运用等各种情况下都应满足整体稳定和各部结构的强度要求。

（二）挡水导水要求及平面布置

水工建筑物中的翼墙名称挡土墙，其实多半兼有挡水和导水作用，对进出口水流条件

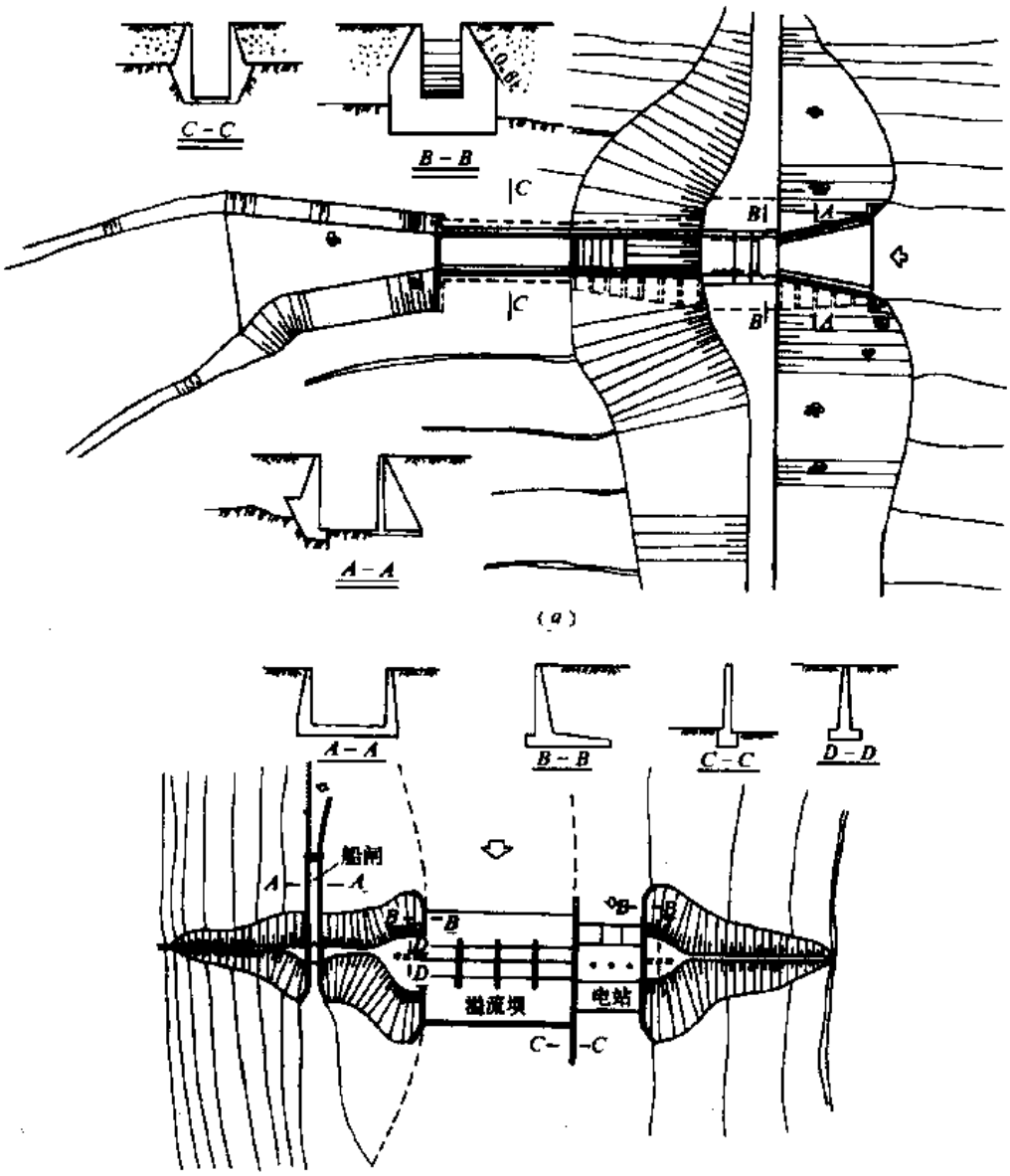


图 1-2　水利水电枢纽工程中的挡土墙

都有一定要求。因此水工挡土墙的平面布置除考虑两岸连接的挡土要求外，还应考虑进出口水流条件。

（三）浸水挡土墙及水对挡土墙的作用

水工挡土墙多在有水条件下应用。挡土墙浸水后，挡土墙将受以下影响：

（1）填土料浸水后，因受水的浮力作用，土的重度降低，主动土压力将减少。

（2）砂性土的内摩擦角受水的影响不大，一般可认为浸水后不变，但粘性土浸水后其强度指标（ϕ 和 c）将会降低，从而增加主动土压力。

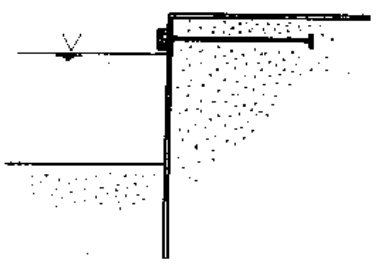


图 1-3　港口码头板桩式挡土墙

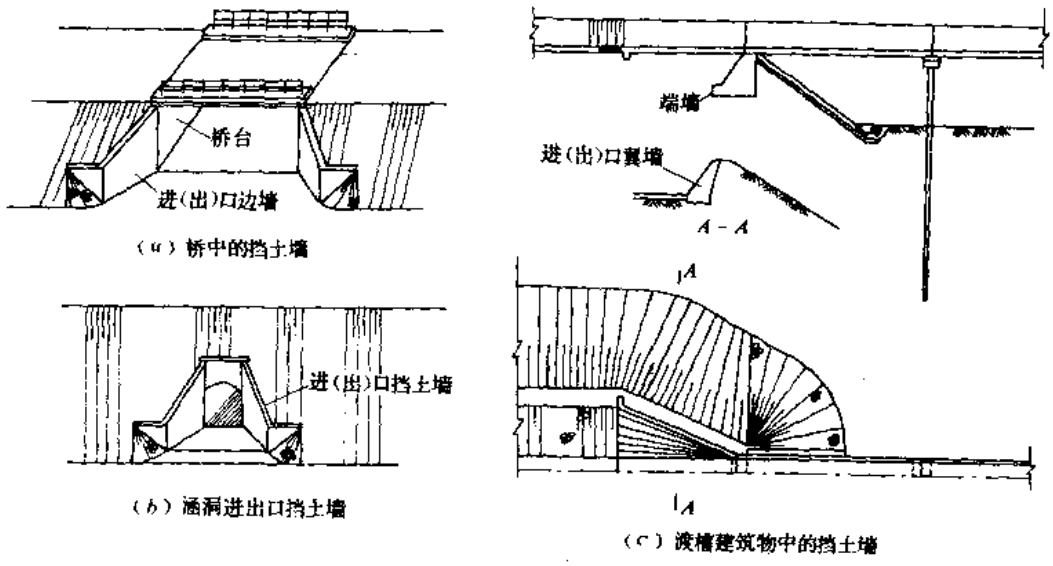


图 1-4　渠系建筑物中的挡土墙

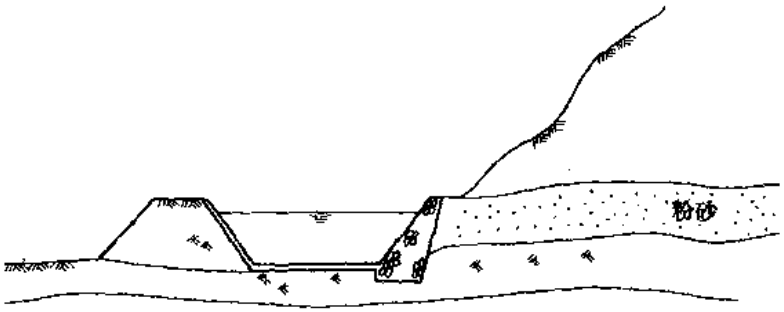


图 1-5　渠边岸边挡土墙

(3) 浸水挡土墙墙背和墙面受到静水压力作用，当墙前后水位一致时，两者相互平衡，而不一致有水位差时，则墙身受静水压力差的推力作用。浸水挡土墙基底将受扬压力作用。

(4) 墙外水位骤降，或者墙后暴雨下渗，在墙后填料内出现渗流时，填料还将受到渗透动水压力作用。

(四) 侧向防渗要求及回填土料

水闸等水工建筑物在上下游水头差作用下，水将沿建筑物基础底部和侧向（岸墙和翼墙）向下游渗透。为满足底板和侧向抗渗稳定性的要求，要求基础底部和侧向有足够的防渗长度。在满足防渗长度要求以外的挡土墙可设排水孔，其后设反滤，用以增加出口的抗渗稳定性和降低墙后水位，进而起到减少静水压力的作用。

(五) 构造特点

水工挡土墙在构造上具有以下特点：

(1) 墙身临水面多采用直立面、墙背多采用俯斜（重力式挡土墙）或近于直立（悬臂

式挡土墙），墙前采用直立面是为了便于和闸室等主体建筑物的岸墙连接，便于止水设置和获得好的水流条件。

（2）防渗止水。对有侧向防渗要求的挡土墙，各段挡土墙分缝之间应设置可靠的垂直止水设备，如塑料或紫铜片止水，并应与墙前防渗底板之间的水平止水构成封闭系统。

（3）墙前底板支撑结构。水工挡土墙为满足过流、防冲或防渗要求，墙前多设有混凝土、钢筋混凝土刚性底板。这些墙前支撑结构有利于挡土墙的抗滑稳定。

（4）冻胀力及冰压力作用。

寒冷地区的挡土墙，墙后回填冻胀性土，当填土含水量大于起始冻胀含水量，且有地下水补给条件下时，墙后将产生大于主动土压力几倍的水平冻胀力，在水平冻胀力作用下，常使挡土墙产生稳定和强度破坏。

（5）墙顶高程和基础埋深。水工挡土墙的墙顶高程应考虑两岸连接、墙前水位、风浪爬高、安全超高等条件加以确定。基础埋置深度要考虑地基岩性，冻层深度等条件加以确定。墙前无可靠的防冲设施时，还应根据流速大小考虑冲刷深度。

第二节　水工挡土墙的结构型式

水工挡土墙有多种结构型式。其主要和常用的结构型式有重力式、衡重式、半重力式、悬臂式、扶臂式、U 形结构、板桩式和空箱式等。

一、重力式挡土墙

重力式挡土墙用墙体本身重量平衡外力以满足稳定要求，多采用混凝土和浆砌石建造。重力式挡土墙由于体积和重量较大，在土地基上往往由于受地基承载力的限制，不能太高；在岩基上虽然承载力不是控制条件，但高的重力式挡土墙由于断面大，材料耗费较多，亦不经济。一般高度在 6m 以下较为经济。由于重力式挡土墙多就地取材，构造简单，施工方便，经济效果较好，故在小型水工建筑物，特别是在渠系水工建筑物中应用广泛。

重力式挡土墙按其墙背的型式，主要分为俯斜〔图 1-6（*a*）〕、仰斜〔图 1-6（*b*）〕和直立〔图 1-6（*c*）〕三种，俯斜挡土墙墙后填土易压实，利于防渗，且便于施工。仰斜挡土墙可降低土压力，但墙后填土不易压实，不便施工。当墙后允许开挖边坡较陡，或为获得好

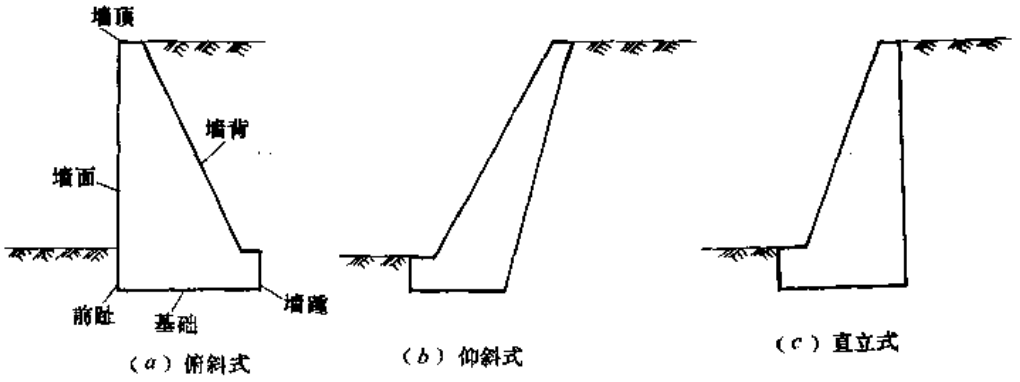


图 1-6　重力式挡土墙

的水流条件，有时采用由俯斜到仰斜过渡的扭曲翼墙。仰斜挡土墙有时在渠道滑坡和崩塌防治工程中采用。

二、衡重式挡土墙

衡重式挡土墙（图 1-7）由上墙、衡重台与下墙三部分组成。多采用混凝土或浆砌石建造。其稳定主要是靠墙身自重和衡重台上填土重来满足。墙背开挖，允许边坡较陡时，如坚硬粘土，其衡重台以下可直接在开挖边坡内浇注混凝土，以节省模板费用。由于衡重台以下墙背为仰斜，其土压力值也大为减少。墙背靠岩石修建的挡土墙，也常采用衡重式，衡重台以下由于墙背与岩石接触，此部分不受土压力作用。由于衡重式挡土墙衡重台有减少土压力作用，其断面一般比重力式小。因此其应用高度较重力式大，特别是修建在岩基上的衡重式挡土墙，由于容许承载力较高，有时挡土墙的高度大于 20m。

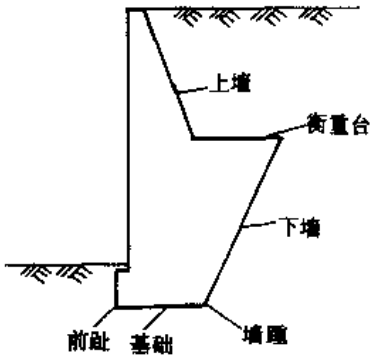


图 1-7　衡重式挡土墙

三、半重力式挡土墙

半重力式挡土墙采用混凝土建造（图 1-8），与重力式挡土墙比较有以下两个特点：其一是立墙断面减少，前后底脚放大。其二是墙身和底脚混凝土强度满足要求处不配筋或配置少量构造筋，在强度不满足要求处配有少量受力钢筋。半重力式挡土墙可分整体型半重力式〔图 1-8（*a*）〕和轻型半重力式〔图 1-8（*b*）〕两种。半重力式挡土墙断面一般比重力式挡土墙断面小 40%～50%，因而可充分利用混凝土的抗拉强度，与重力式挡土墙相比，同样高度的挡土墙其地基应力小，且分布较均匀。因此在同样地基条件下其建筑高度可大于重力式挡土墙。

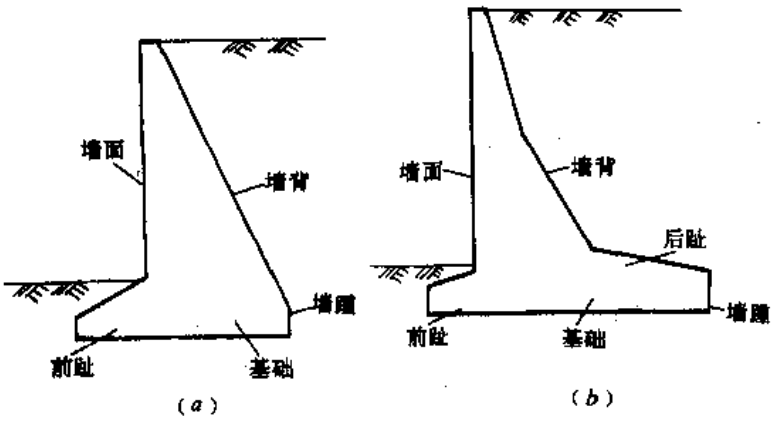


图 1-8　半重力式挡土墙

四、悬臂式挡土墙

悬臂式挡土墙由断面较小的立墙和底板（前趾板和踵板）组成，属轻型钢筋混凝土结构（图 1-9）。其稳定性主要靠底板以上填土重来保证。可以在较高范围内应用。这种挡土墙在水工建筑物中应用广泛，8m 以下高度范围内应用较多。

五、扶臂式挡土墙

扶臂式挡土墙由墙面板、底板（前趾板和踵板）和扶臂三部分组成（图 1-10），属轻型钢筋混凝土结构。其稳定性也主要是靠底板以上填土重来保证。高度大于 10m 的高挡土墙多采用这种型式。这种挡土墙在大型水利水电工程中有较广泛的应用。

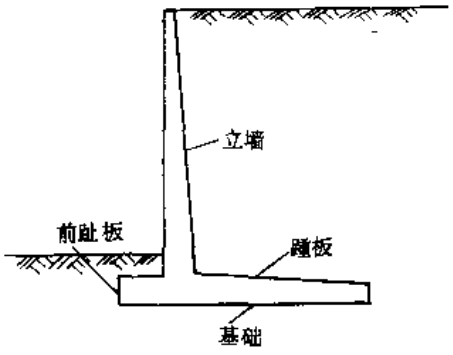


图 1-9　悬臂式挡土墙

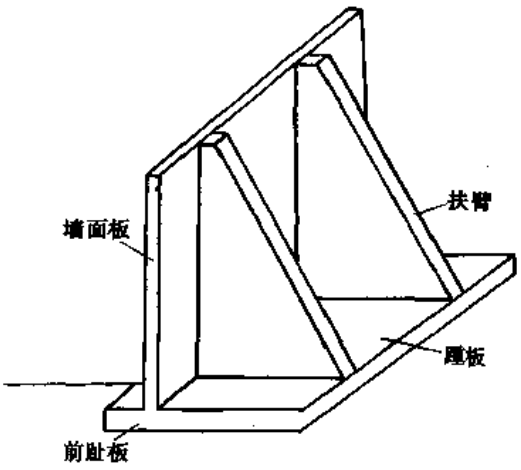


图 1-10　扶臂式挡土墙

六、U 形槽结构

在小型涵闸等水工建筑进出口及闸室部位，常采用 U 形槽结构，U 形槽结构分立墙和底板两部分（图 1-11）。在岩基上 U 形槽跨度一般在 20m 以内，在土地基上可达 30m。在上述跨度内一般底板与边墙采用整体式结构较经济，而且整体性强，受力条件好。

七、空箱式挡土墙

空箱式挡土墙由前墙、后墙、隔板、底板和顶板 5 部分构成（图 1-12），也属钢筋混凝

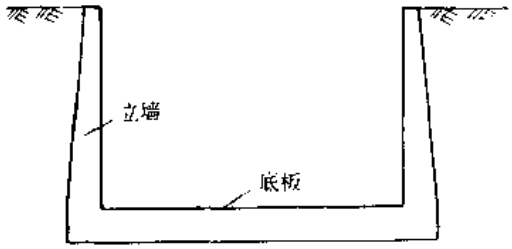


图 1-11　U 形槽结构

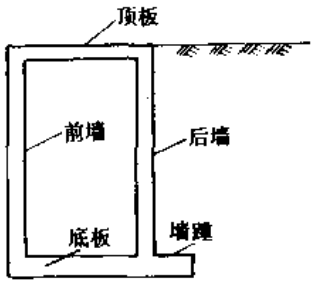


图 1-12　空箱式挡土墙

土轻型结构。箱内不填土，但可以进水。这种挡土墙主要靠自重维持其稳定。其特点是作用于地基的单位压力小，且分布均匀。适于在墙的高度很大且地基承载力较低情况下采用。空箱式挡土墙结构复杂，材料用量较大。由于墙后填土部位地基承受压力远大于空箱底部地基压力，常使地基产生不均匀沉陷，致使空箱挡土墙向填土方向倾斜。当水闸岸墙高度较大时，为使岸墙不受土压力作用，有时在岸墙外侧设置空箱式挡土墙起挡土作用。

八、板桩式挡土墙

板桩式挡土墙分无锚板桩和锚定板桩两种（图 1-13）。无锚板桩由埋入土中和悬臂两部分组成；锚定式板桩由板桩、锚杆和锚定板组成。板桩一般采用木板、钢板或钢筋混凝土板。在码头工程中采用较多。在大型水利工程施工围堰中也有采用。

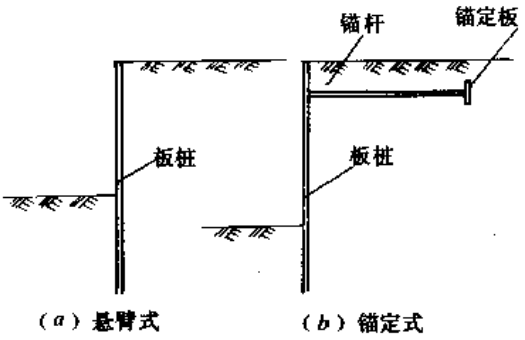


图 1-13　板桩式挡土墙

九、其他型式挡土墙

在水利工程中还有连拱式（图 1-14），加筋土（图 1-15）、空心重力式等挡土墙。

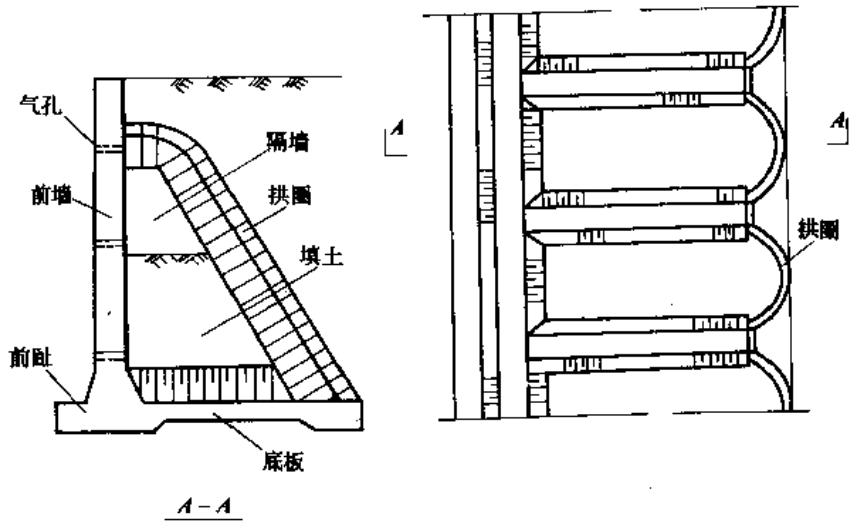


图 1-14　连拱式挡土墙

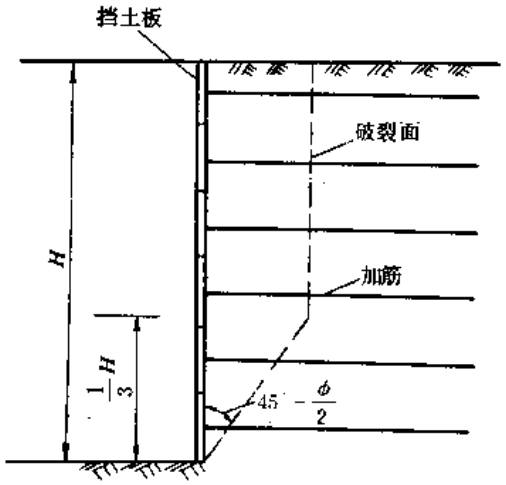


图 1-15　加筋土挡土墙

第三节　挡土墙设计基本资料

为进行挡土墙设计，需提供以下资料。

一、建筑物总体设计资料

挡土墙是整个枢纽或单体建筑物的组成部分。为满足枢纽或单体建筑物与两岸连接、挡土、水流、防渗排水等各项要求，需要提供与总体设计有关的下述资料。

(1) 建筑物的工程等级及设计标准。

(2) 建筑物总体布置图，并根据总体布置要求提出对挡土墙平面和立面的布置及基本尺寸的要求。

(3) 设计、校核、建成、正常运用及施工期墙前、墙后各种水位。

(4) 根据总体防渗排水要求提出对挡土墙需满足的侧向防渗排水要求。

二、地形资料

为进行挡土墙的平面布置和立面设计，需提供 1∶500～1∶1000 的大比例地形图和纵横剖面图。

三、地质和水文地质资料

挡土墙设计需提供以下地质和水文地质资料。

(1) 挡土墙地基的岩土层结构及其工程性质如承载力、基底摩擦系数和强度指标等。对于大中型及重要工程应通过野外或室内试验提供，对于小型工程可参照已建工程或按经验选取。

(2) 提供天然状态下的地下水位资料。

四、回填土的物理力学指标

土压力是作用在挡土墙上的主要荷载。回填土的物理力学指标如摩擦角、粘聚力、重度等是决定土压力大小的关键指标，对于大中型或重要工程应通过室内或室外试验取得。对于小型工程可参照已建工程或按经验选取。

五、其他有关资料

(1) 在冻土地区要提供冻结深度，地基土及回填土的冻胀性指标，如冻胀量、冻胀力等。

(2) 墙前无护砌，有冲刷水流作用时，应提供地基土的抗冲性能，据以计算冲刷深度，确定墙基埋置深度。

(3) 建造挡土墙材料的重度及各种强度指标。

(4) 墙背摩擦角。

第四节　挡土墙设计的基本内容和一般步骤

一、挡土墙设计的基本要求

为做出合理的挡土墙设计，应满足以下两项基本要求：

（一）选择合理的结构型式

挡土墙的结构型式应根据建筑物总体布置要求、墙的高度、地基条件、当地材料及施工条件等通过经济技术比较确定。

（二）合理的断面设计

为做出合理的断面设计，在挡土墙设计中，应考虑以下各种条件：

（1）填土及地基强度指标的合理选取。

（2）根据挡土墙的结构型式、填土性质、施工开挖边坡等条件选用合理的土压力计算公式。

（3）根据正常运用、设计、校核、施工和建成等情况进行荷载计算和组合，并在稳定和强度验算中根据有关规范要求，确定合理的稳定和强度安全系数。

二、挡土墙设计的基本内容

挡土墙设计的基本内容如下：

（一）挡土墙的稳定验算

挡土墙的稳定验算包括以下内容。

（1）抗滑稳定验算。

（2）抗倾稳定验算。

（3）地基应力验算和应力大小比或偏心距控制。

（二）挡土墙的结构设计

对于混凝土、浆砌石挡土墙应进行截面压应力、拉应力及剪应力验算，对钢筋混凝土挡土墙各部分结构应进行强度验算和配筋计算。

（三）挡土墙的细部构造设计

挡土墙的细部构造设计主要包括合理分缝及止水、排水设计等。

三、挡土墙设计的一般步骤

挡土墙设计一般按以下步骤进行：

（1）收集有关设计必须的资料，如建筑物等级、设计标准、水位、地基及填土物理力学指标等。

（2）根据总体建筑物对两岸连接，挡土、水流、防渗排水等要求进行平面和立面布置。

（3）挡土墙结构型式的选择。根据挡土墙的运用、布置、墙高、地基岩土层结构、当地材料及施工等条件，通过经济技术比较选择挡土墙的结构型式。

（4）选择典型部位的设计断面。水工挡土墙不同部位其墙高、水位等条件不同，设计中通常在翼墙全长范围内选用几个有代表性断面进行设计。

（5）初拟断面尺寸。

为进行挡土墙设计，首先应根据建筑物总体要求及水位、填土和地基强度指标等条件，参考已有工程经验，初拟断面轮廓尺寸及各部分结构尺寸。

（6）根据正常运用、设计、校核、施工及建成等各种情况分别进行外荷载计算，然后列表计算各种荷载组合情况下的水平力、垂直力及对前趾端点产生的力矩。

（7）挡土墙的稳定验算。根据上述计算结果，对各种设计情况分别进行抗滑、抗倾稳定和地基应力验算，要求稳定安全系数、地基应力等满足设计要求。如不满足上述要求，应

改变断面轮廓尺寸或采用增加稳定措施，重新进行稳定验算，直到满足要求为止。

(8) 截面强度验算和配筋计算。

选择最不利的设计和荷载组合情况对各部分截面强度进行验算或配筋计算。

对混凝土、砌体结构挡土墙选择一、二截面进行强度验算，当不满足要求时应改变初拟尺寸重新进行稳定和强度验算。对钢筋混凝土挡土墙应对各部分进行结构内力计算，并选择控制截面进行强度验算和配筋计算，同时还要进行裂缝宽度验算。如初拟尺寸不满足要求，应改变局部结构尺寸，直到满足要求为止。由于钢筋混凝土挡土墙局部尺寸改变，对总体稳定性影响不大，故可不必重新进行稳定验算。

(9) 细部构造设计。细部构造设计包括合理设置温度和沉陷缝、止水、排水和反滤等设计。

第二章　作用在挡土墙上的荷载

第一节　作用在挡土墙上的荷载及其组合

一、作用在挡土墙上的荷载

为进行挡土墙的整体稳定验算和墙体各部分的结构设计，首先应计算作用于挡土墙上的各种荷载。

在不同运用条件下，作用于挡土墙上的主要荷载如下：

（1）挡土墙自重及填土重。

（2）在破裂体填土面上的各种恒载及汽车、人群等临时活荷载。

（3）土压力。

（4）静水压力。

（5）扬压力（包括基底的浮托力和渗透压力）。

（6）浪压力。

（7）冻土地区的冰压力和冻土压力。

（8）地震力等。

二、荷载组合

挡土墙在施工、建成、检修和运用时期，上述各种荷载会产生不同组合情况。在设计中需将可能同时作用的各种荷载进行组合，并将水位作为组合的主要条件来考虑。荷载组合通常分基本组合和特殊组合两种，见表 2-1。在不同荷载组合中又分不同计算情况。

表 2-1　　主 要 荷 载 组 合

荷载组合	计算情况	荷载								说明
		自重	静水压力	扬压力	土压力	浪压力	泥沙压力	地震荷载	其它	
基本组合	完建情况	✓			✓					也可能有静水压力和扬压力
	正常情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	按正常挡水位组合计算静水压力、扬压力及浪压力
	设计情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	按设计洪水位组合计算静水压力、扬压力及浪压力
特殊组合	施工情况	✓			✓				✓	有时需考虑施工期临时荷载
	检修情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓		✓	按正常挡水位组合（必要时按设计洪水位组合）或冬季最低水位条件计算静水压力、扬压力及浪压力，并应考虑检修时期临时荷载
	校核情况	✓	✓	✓	✓	✓				按校核洪水位组合计算静水压力、扬压力及浪压力
	地震情况	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓		按正常挡水位组合计算静水压力、扬压力及浪压力

注 1. 表中的其它荷载，应根据具体情况确定。

2. 对于土基上大型Ⅰ级水闸挡土墙，应考虑排水设备部分堵塞的情况，作为特殊荷载组合。

在挡土墙的整体稳定验算中，一般选用以下三种计算情况：

(1) 建完期，作用于挡土墙的荷载，主要有挡土墙自重和土压力，当墙后地下水位高时，墙后受静水压力，底部受扬压力作用。

(2) 正常挡水位运用期，上游为正常挡水位，下游为相应的低水位，此时作用挡土墙上的荷载有自重、土压力、水重、静水压力、扬压力、浪压力等。

(3) 非常挡水位期，上游为校核洪水位，下游为相应低水位。作用荷载类别与正常挡水位运用期相同，只是具体荷载大小不同。

第一种情况是必然会出现的；第二种情况是多数运用情况，在荷载组合中属基本荷载组合；第三种情况在偶然情况下出现，相应的荷载组合属特殊荷载组合。

除上述三种情况外，在设计地震烈度大于 6 度的地震区，挡土墙还要考虑地震荷载，地震荷载出现机会少，且历时短。因此将地震荷载与正常运用期荷载一起也作为特殊荷载组合。

第二节 土 压 力

一、土压力的类型及产生条件

土压力是作用在挡土墙上的主要荷载，土压力的计算是挡土墙设计的主要内容之一，是合理设计挡土墙的关键环节。作用于挡土墙上土压力的大小和分布除与填土指标和墙高等因素有关外，还与挡土墙的位移（或变形）方向和大小密切相关。这一概念对理解各种土压力的性质及在设计中的应用十分重要。

当挡土墙建在岩基上不产生倾斜或位移，而且墙体本身刚度很大，不易变形时，墙后土体不产生剪切破裂，则处于弹性平衡状态，这时作用在挡土墙上的土压力称为静止土压力。

当挡土墙在墙后填土的侧压力作用下，逐渐向外移动（或倾斜）时（图 2-1），墙后填土内将相应的产生剪应力，当墙向前移动或倾斜一定的数值（一般为墙高的 0.1%～0.5%），墙后土体中的应力处于主动极限平衡状态，土体内产生剪切面（又称破裂面），滑动土体（又称破坏棱体）也随之向前和向下移动。此时作用于墙背的土压力达各种土压力中的最小值，称为主动土压力。一般建筑在土基上的挡土墙，在墙后填土的作用下，地基变形均可使挡土墙产生少量的倾斜或位移，均可满足产生主动土压力的条件。正因为如此，在工程设计中，一般作用于挡土墙背后的土压力多按主动土压力计算。

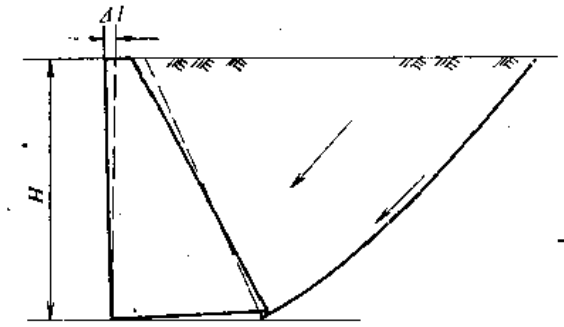


图 2-1 墙后主动土压力

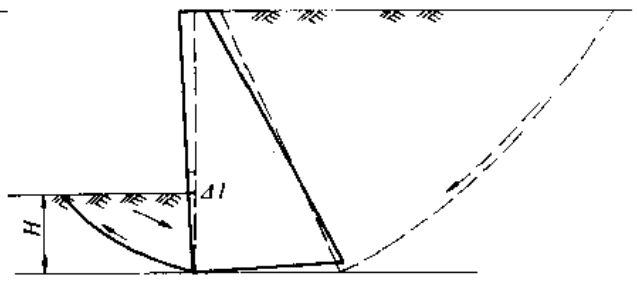


图 2-2 墙前被动土压力

当挡土墙向填土方向位移或倾向，挤压土体（图 2-2）。当墙体位移或倾斜量足够大（远大于产生主动土压力要求的位移或倾斜量，一般为墙高的 1%～5%）。此时被挤压的土体内应力处于被动土压力的极限平衡状态，土体内亦产生剪切面破裂。在一定范围内形成滑动土体（破坏棱体），此土体向上、向后移动，被推动土体反作用于墙上的土压力称为被动土压力。

当挡土墙产生的位移或倾向量不能满足主动或被动状态所需要的倾斜或位移量时，则挡土墙后填土处于塑性平衡状态，侧向土压力值分别介于主动和静止或静止与被动之间。介于静止和被动土压力之间的土压力又称土抗力。挡土墙的位移对侧向土压力的影响及土压力的分类，如图 2-3 所示。

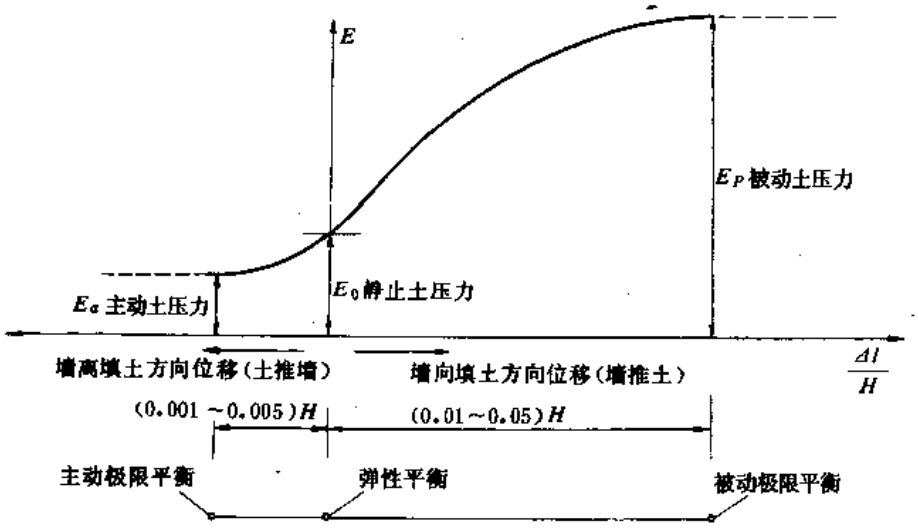


图 2-3　土压力分类

二、静止土压力的计算

静止土压力目前尚无精确的计算方法，通常采用下列公式计算，填土深度 z 处土压力强度（图 2-4）。

$$P_0 = K_0 \gamma z \qquad (2\text{-}1)$$

式中　P_0——静止土压力强度；

z——计算点在填土面以下的深度；

γ——填土的重度；

K_0——静止土压力系数，应通过对填土的试验确定，在无试验资料时，可近似计算 $K_0 = 1 - \sin\phi'$，ϕ' 为有效内摩擦角。通常设计中采用以下经验数值，砂取 0.36～0.42，粉土取 0.42～0.53，粉质粘土取 0.53～0.6，粘土取 0.7～0.75。

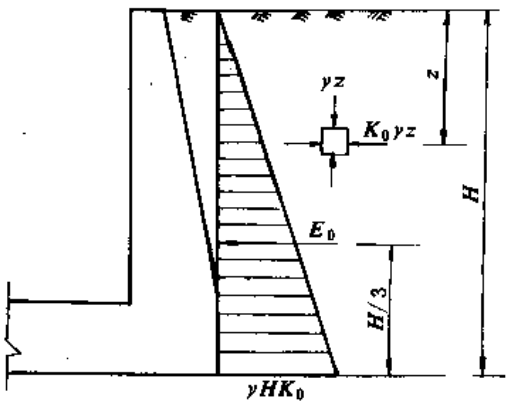


图 2-4　静止土压力

总静止土压力按下式计算：

$$E_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_0 \tag{2-2}$$

三、朗肯土压力理论及其计算

1857 年英国学者朗肯从半无限砂性土体任意点的极限应力状态出发，提出土压力理论及其计算公式。

（一）朗肯理论的要点及其基本假定

（1）填土为砂性土。

（2）假定填土面为一平面，且沿深度和侧向均是无限的。

（3）为达到主动应力状态，土层必须向两侧伸张［图 2-5（a）］；为达到被动应力状态，土层必须由两侧向内压缩［图 2-5（b）］，当土层伸张或压缩足够数量时，填土内产生两簇直线的剪裂面（破裂面），两簇剪切面所夹的楔体内填土各点均处于塑性平衡状态，称为朗肯主动或被动土压力状态。

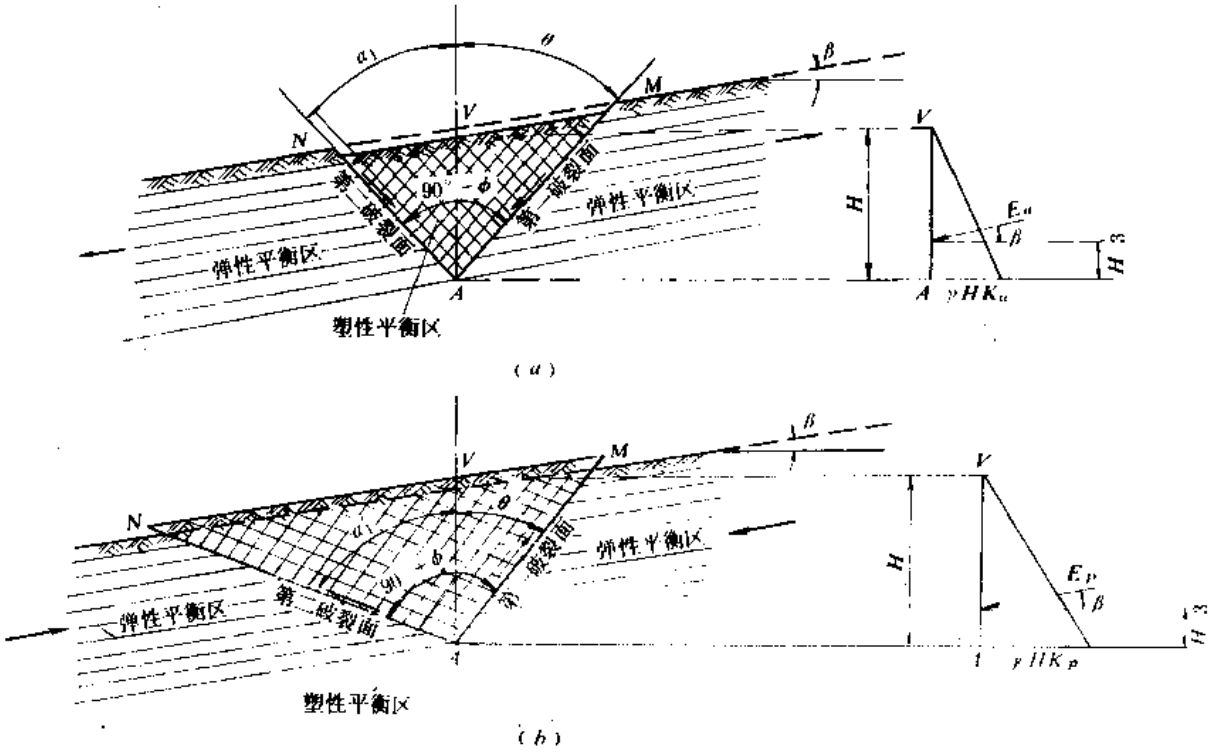


图 2-5　朗肯主动、被动土压力状态

（a）朗肯主动应力状态；（b）朗肯被动应力状态

（4）土层伸张到足够数量产生的两簇剪切面相交成 $90°-\phi$ 角，并与垂线分别交成：

$$\alpha_1 = 45° - \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2}\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\phi} + \frac{\beta}{2} \tag{2-3}$$

$$\theta = 45° - \frac{\phi}{2} + \frac{1}{2}\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\phi} - \frac{\beta}{2} \tag{2-4}$$

当填土表面水平 $\beta=0$ 时，

$$\alpha_1 = \theta = 45° - \frac{\phi}{2} \tag{2-5}$$

上两式中 θ 称为第一破裂角，与之对应的破裂面称为第一破裂面；α_1 称为第二破裂角，与之对应的破裂面称为第二破裂面。

土层压缩足够数量产生的两簇面相交成 $90°+\frac{\phi}{2}$ 角，并与垂直线分别交成：

$$\alpha_1' = 45° + \frac{\phi}{2} + \frac{1}{2}\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\phi} + \frac{\beta}{2} \tag{2-6}$$

$$\theta' = 45° + \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2}\arcsin\frac{\sin\beta}{\sin\phi} - \frac{\beta}{2} \tag{2-7}$$

θ' 和 α_1' 称被动状态下的第一和第二破裂角。理解破裂角和破裂面的概念，对判别不同土压力理论的适用条件及特殊情况土压力的计算等都很重要。

(5) 关于土压力作用方向。在图 2-5 中土压力作用在 AV 垂直面上，作用方向与地面平行，当填土面为水平时 ($\beta=0$)，土压力方向水平；当填土面有斜坡时 ($\beta\neq0$)，土压力方向与水平方向成 β 角。

(二) 朗肯土压力的计算

1. *主动土压力的计算*

图 2-6 中垂直面 AV 上任一深度 z 上主动土压力强度 p_{az} 为：

$$p_{az} = \gamma z\cos\beta\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} = \gamma z K_a \tag{2-8}$$

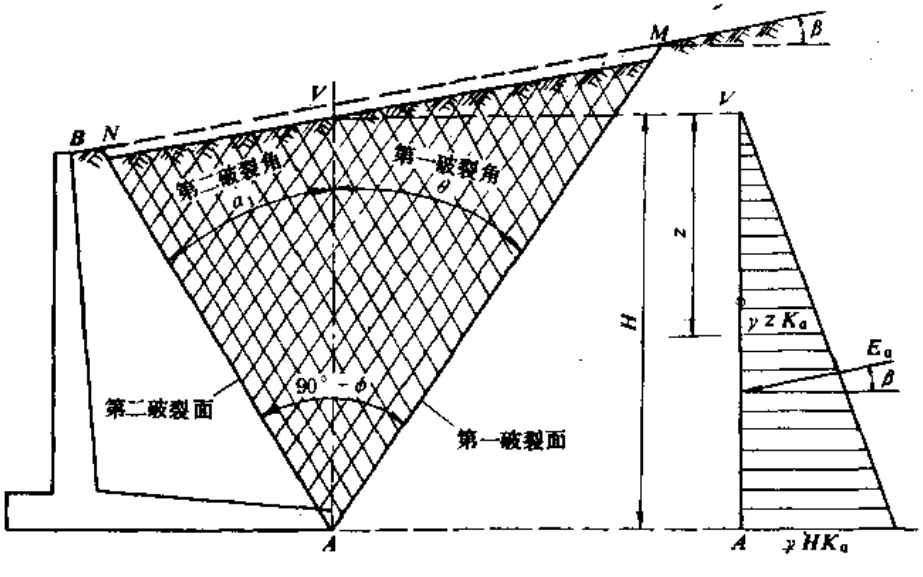


图 2-6 朗肯主动土压力计算

当填土表面水平 $\beta=0$ 时，上式为：

$$p_{ax} = \gamma z\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \gamma z\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma z K_a \tag{2-9}$$

AV 面上作用的总主动土压力 E_a，将由主动土压力强度按直线分布求出：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2\cos\beta\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{2-10}$$

当填土面水平 $\beta=0$ 时，

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{2-11}$$

2. 被动土压力的计算

图 2-7AV 面上的总被动土压力 E_P，由下式求出：

$$E_P = \frac{1}{2}\gamma H^2\cos\beta\frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_P \tag{2-12}$$

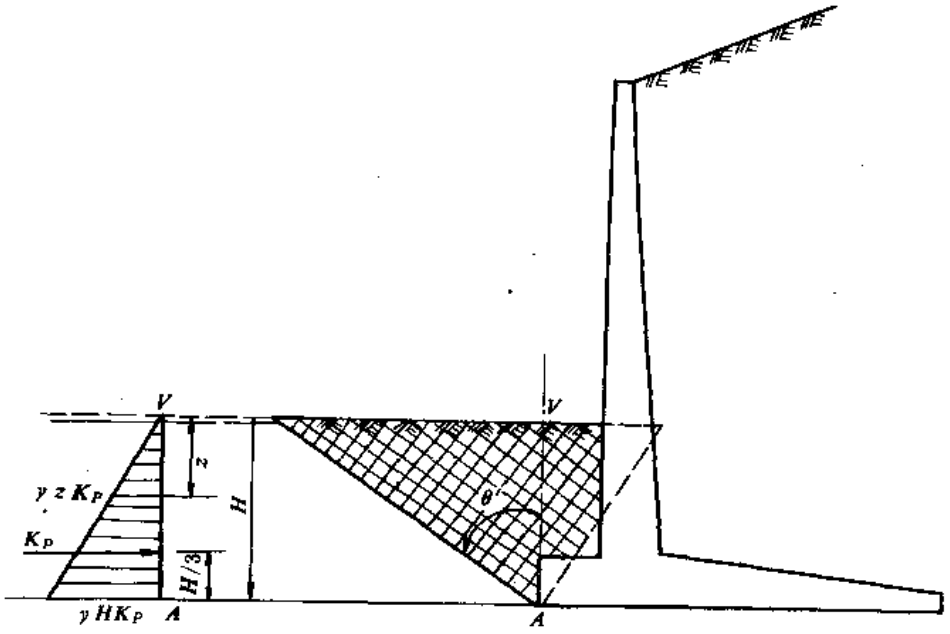


图 2-7　朗肯被动土压力计算

当填土面水平 $\beta=0$ 时，

$$E_P = \frac{1}{2}\gamma H^2\mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_P \tag{2-13}$$

土压力按三角形分布，总土压力作用点在墙高 H 的 1/3 处，作用方向与填土表面平行。

（三）朗肯理论的适用条件

（1）挡土墙墙背和墙后开挖边坡均不影响第二和第一破裂面的形成。

（2）适用于砂性土。

（3）对于图 2-8 中墙背为直线的重力式挡土墙，尽管墙背较缓，不影响第二破裂面的形成，但还必须满足第二破裂面与墙背间小楔体 ABN 不沿墙背滑动的条件。这一条件可通过墙背总倾角 ψ 与墙背摩擦角 δ 的比较加以判断。

$$\psi = 90° - \alpha - \rho \tag{2-14}$$

$$\rho = \text{arctg}\frac{E_x}{E_y + W}$$

式中 α——墙背俯斜倾角；

W——第二破裂面与墙背间土楔重量；

E_x、E_y——按朗肯土压力公式计算的水平和垂直土压力。

当$\phi > \delta$时不能满足朗肯条件，说明小楔体沿墙背滑动，这种情况不能采用朗肯土压力公式计算主动土压力。

当$\phi < \delta$时，满足朗肯条件，可用朗肯公式计算主动土压力。

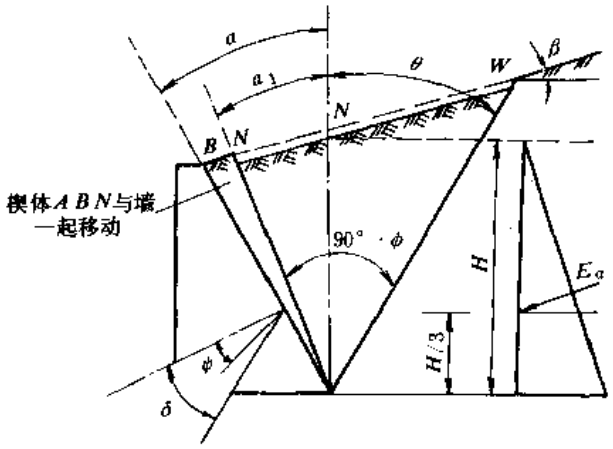


图 2-8 朗肯主动应力状态判别

通常采用的重力式挡土墙墙背坡比(1∶0.4～1∶0.7)和墙背摩擦角$\delta \leqslant \frac{2}{3}\phi$的条件，均不能满足朗肯条件，故朗肯理论不适用一般墙背坡比的重力式挡土墙。

(4) 当墙后开挖边坡较陡，妨碍第一破裂面形成时，朗肯理论也不适用。

(5) 朗肯理论适用于墙背呈L型的悬臂式、扶臂式挡土墙及衡重式挡土墙的上墙土压力计算。

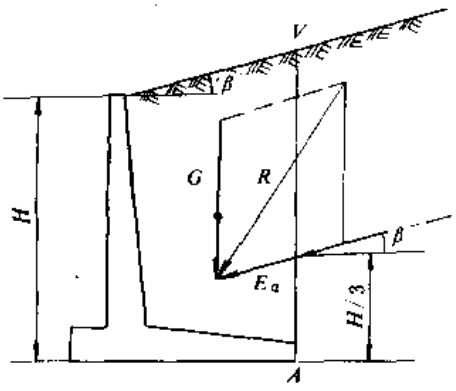


图 2-9 作用在挡土墙上的土压力

(6) 朗肯土压力作用在墙踵垂直面上，作用在整个墙体上的合力可将AV面上的总土压力与AV面与墙背之间的土体重量合成而得，如图 2-9。

(7) 对于墙背铅直的重力式挡土墙，如假设墙背光滑，采用朗肯理论计算土压力时，主动土压力值偏大但不会产生大的误差，而且偏于安全方面。但对墙背较缓，且δ较大的重力式挡土墙采用朗肯理论计算土压力，会产生较大误差，且偏于不安全。

四、库仑土压力理论及其计算

1776 年，法国工程师库仑，根据城堡中挡土墙的设计经验，研究挡土墙后砂性填土土体滑动楔块上的静力平衡，提出了库仑土压力理论。

(一) 库仑理论的要点及其基本假定

(1) 当墙产生一定位移（移动或转动）时，墙后土体中形成破裂棱体，并沿墙背和土中出现的破裂面滑动。

(2) 假定土中破裂面为一平面。

(3) 墙后填土为均质无粘性土。

(4) 挡土墙和破裂棱体均视为刚体，破裂棱体整体处于极限平衡状态，E_a与墙背法线方向成δ度角，R与破裂面的法线成ϕ度角，E_a和R均偏向阻止棱体滑动的一侧。

(二) 库仑土压力的计算

1. 主动土压力的计算

在图 2-10 中，AB 为墙背，AC 为破裂面，AC 与铅垂线间的夹角 θ 为破裂角，ABC 为破裂棱体。这个棱体上作用三个力，即破裂棱体自重 G、主动土压力的反力 E_a 和破裂面的反力 R。E_a 的方向与墙背法线成 δ 角，且偏于阻止棱体下滑方向，R 的方向与破裂面垂线

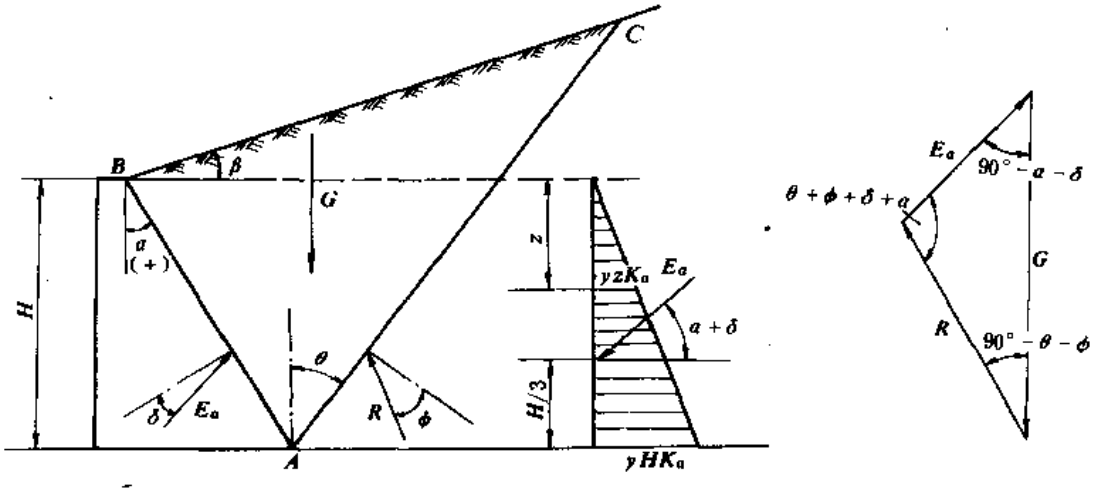


图 2-10　库仑主动土压力计算

成 ϕ 角，且偏于阻止棱体下滑方向。因棱体处于极限平衡状态，故力的三角形必然闭合。据正弦定理得：

$$E_a = G\frac{\sin(90^\circ-\theta-\phi)}{\sin(\theta+\phi+\delta+\alpha)} \tag{2-15}$$

式中破裂角 θ 是未知的，由公式（2-15）和图 2-10 可知，由于所假定的破裂面不同（即 θ 角不同），G 和 E_a 也都将随之改变，因此 E_a 是 θ 的函数，E_a 的最大值即为主动土压力，相应于最大推力 E_a 的破裂面为土体的破裂面。按 $\frac{dE_a}{d\theta}=0$ 的条件，用数解法可求出 E_a 为最大值时的 θ 角。

$$\theta = 90^\circ-\phi-\varepsilon_0$$

$$\operatorname{tg}\varepsilon_0 = \frac{\sqrt{\operatorname{tg}(\phi-\beta)[\operatorname{tg}(\phi-\beta)+\operatorname{ctg}(\phi-\alpha)][1+\operatorname{tg}(\alpha+\delta)\operatorname{ctg}(\phi-\alpha)]}-\operatorname{tg}(\phi-\beta)}{1+\operatorname{tg}(\alpha+\delta)[\operatorname{tg}(\phi-\beta)+\operatorname{ctg}(\phi-\alpha)]} \tag{2-16}$$

将 θ 角代入上式可求得主动土压力：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \tag{2-17}$$

库仑理论是从分析土楔的静力平衡条件出发，所求得的是直接作用在墙背上的总土压力 E_a，E_a 的作用点距墙底为墙高的 $\frac{1}{3}$ 处。土压力的方向与水平面成 $\alpha+\delta$ 角。E_a 的大小与墙高的平方成正比，土压力强度按三角形分布。

一定深度 z 处土压力强度为：

$$p_a = \frac{dE_a}{dz} = \gamma z K_a \tag{2-18}$$

土压力强度是对总土压力 E_a 沿铅直深度 z 微分得来，所以 p_a 只能代表作用在墙背某一点的铅直投影高度上的土压力强度值。

2. 被动土压力的计算

在图 2-11 中，AB 为挡土墙背，AC 为破裂面，破裂体自重 G 为墙背对被动土压力的反

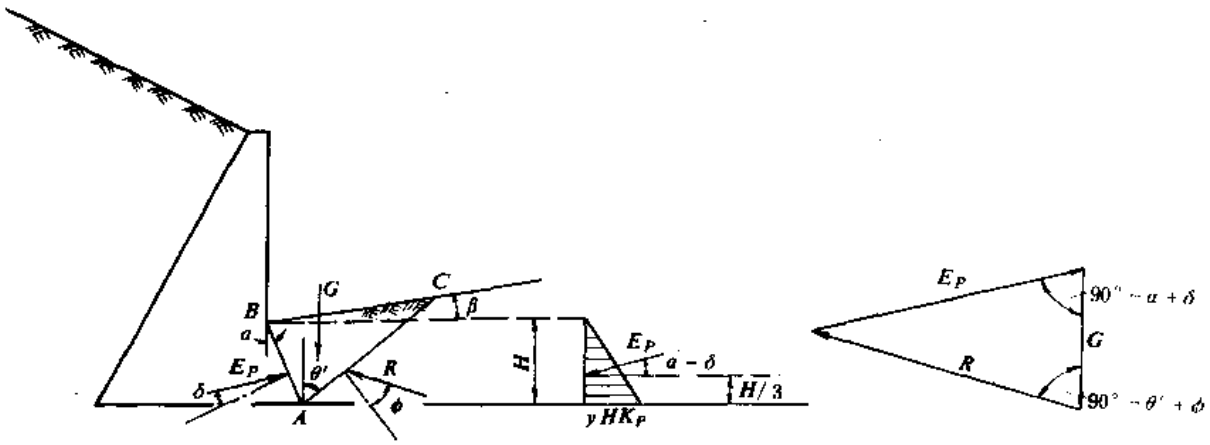


图 2-11　库仑被动土压力计算

力 E_P 和破裂面反力 R 所平衡，这时棱体滑动的方向是被挤向上，因而 E_P 和 R 偏离法线方向与主动极限状态相反。破裂角确定后，依据力的三角形即可求算 E_P。θ 值不同，求得的土压力值也不同。在被动极限状态下，土压力的最小值即为所求的被动土压力 E_P。相应于土压力最小值时的破裂面，为土体的破裂面。同理可得被动土压力 E_P 的计算公式。

$$E_P = \frac{1}{2}\gamma H^2 \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\delta - \alpha)\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_P \tag{2-19}$$

总被动土压力 E_P 直接作用在墙背上，被动土压力强度亦按三角形分布。E_P 的作用点在填土高度的 $\frac{1}{3}$ 处。

深度 z 处被动土压力强度为：

$$P_P = \gamma z K_P \tag{2-20}$$

（三）库仑土压力理论的适用条件

（1）库仑理论适用范围较广，可适用于墙背为不同坡度和粗糙度，以及墙后地面为规则（包括有荷载）或不规则的土压力计算，在一般情况下，其计算结果均能满足工程要求。

（2）库仑理论适用无粘性的砂性土。

（3）库仑理论仅适用于墙背为平面或近似平面的挡土墙，也可用于计算 L 型墙背挡土墙的土压力，但在这种情况下应将第二破裂面或墙顶与墙踵连线作为假想墙背，然后计算

作用其上的土压力，这时墙背摩擦角应采用 ϕ。

(4) 库仑理论假定土中破裂面为直线（实际为曲线），这种假定的误差随墙背倾角 α 和墙背摩擦角 δ 的增大而增大。当 α 和 δ 均不超过 15°时，误差不会超过 10%。

(5) 库仑理论适用于填土面坡角 β 小于 ϕ 的条件。

五、几种特殊情况下的土压力计算

实际工程中挡土墙的土压力计算，在多数情况下不完全符合朗肯或库仑土压力理论的基本假设条件，在这种情况下，设计者应善于根据设计挡土墙的具体条件，按朗肯或库仑土压力理论的基本假设进行简化，近似计算各种特殊情况下的土压力。

(一) 粘性土土压力的计算

朗肯或库仑土压力理论都是根据砂性土推导出来的，而实际工程中的挡土墙有时采用粘性土回填。严整的粘性土的土压力计算问题相当复杂，但可归结为粘性土抗剪强度指标和土压力计算公式如何选取两个基本问题。

粘性土中的粘聚力 c 值对土压力影响较大，不但影响土压力的大小，也影响土压力的分布。在粘性回填土的挡土墙设计中，应合理的选择强度指标，考虑粘聚力 c 值的作用，并选用适宜的土压力计算公式进行土压力计算。

1. 符合朗肯条件的粘性土土压力计算

悬臂式、扶臂式等 L 型墙背挡土墙符合朗肯条件，可按以下方法进行土压力计算。

在图 2-12 中，当墙发生向前移动或转动足够数量时，将使顶部出现拉应力。由于土的抗拉强度很低，一般假定为零，因此在填土中将出现一定深度 z_0 的裂缝，根据楔体极限平衡条件求出：

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma}\frac{1}{\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{2-21}$$

当 $B \neq 0$ 时 [图 2-12 (b)]，AN' 和 AM' 两组破裂面将为曲面，但与直线相差不大，可假定为直线。

图 2-12 中 AV' 面上的土压力强度为：

$$p_a = \gamma H' K_a = \gamma(H - z_0)K_a = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} \tag{2-22}$$

在高度 $H - z_0$ 内土压力强度呈三角形 $\triangle aba'$ 分布，总主动土压力：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \tag{2-23}$$

土压力的作用方向平行于填土表面。

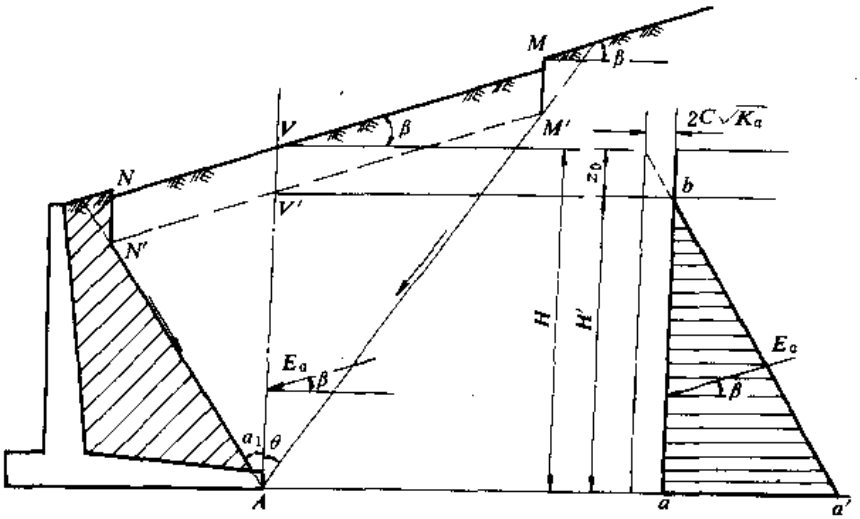
2. 符合库仑条件的粘性土土压力计算

墙背为直线的重力式挡土墙（图 1-6）和整体型半重力式挡土墙 [图 1-8 (a)] 符合库仑条件，可采用图解法计算作用于墙背上的主动土压力。

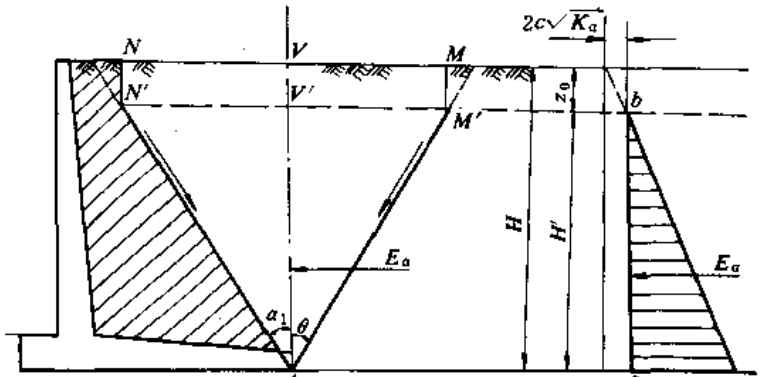
在图 2-13 中，墙上部填土中的裂缝深度 z_0 按式 (2-21) 计算。作用于墙背上的土压力只产生大于 z_0 深度范围内。

在极限平衡状态下，图 2-13 中破裂棱体 $ABCC'$ 作用以下 5 个力：

(1) W 破裂棱体 $ABCC'$ 的重量，在破裂角 θ 确定的情况下，其方向和大小是已知的，并



(a) $\beta \neq 0$



(b) $B=0$

图 2-12　朗肯条件粘性土土压力计算

被以下 R、C_s、C_a 和 E_a' 4 个力所平衡。

(2) R 破裂面 BC 上的反力，它与破裂面 BC 的法线成 ϕ 角，并偏于阻止棱体下滑的方向。

(3) 破裂面 BC 上的粘聚力 $C_s=C\overline{BC}$ (C 为土的单位粘聚力)。它沿 BC 方向，阻止棱体下滑。

(4) 墙背 $A'B$ 的反力 E_a'。它与墙背法线成 δ 角，偏于阻止棱体下滑方向。

(5) 墙背 $A'B$ 的粘聚力 $C_a=C_a\overline{A'B}$。它沿墙背 $A'B$ 方向，阻止棱体下滑，其中 C_a 为墙背与填土间单位粘聚力。

上述 5 个力中，W、C_s、C_a 三个力的方向和大小均为已知。R 和 E_a' 两个力方向已知，大小为未知。R 和 E_a' 两个力可通过图 [2-13 (b)] 所示的力的多边形确定。作用在墙背上的总主动土压力 E_a 的大小和方向，可通过图 [2-13 (c)] 所示 E'_a 和 C_a 的向量来确定。

破裂面的位置不知道，它的位置应通过假定不同楔体，经试算确定。每个试算面均可绘出上述力的多边形，再绘制表示 E_a' 对破裂角 θ_x 的变化曲线，其中最大的 E_a' 即为所求，据此便可求出最大主动土压力 E_a。

图解试算法可按以下步骤进行。

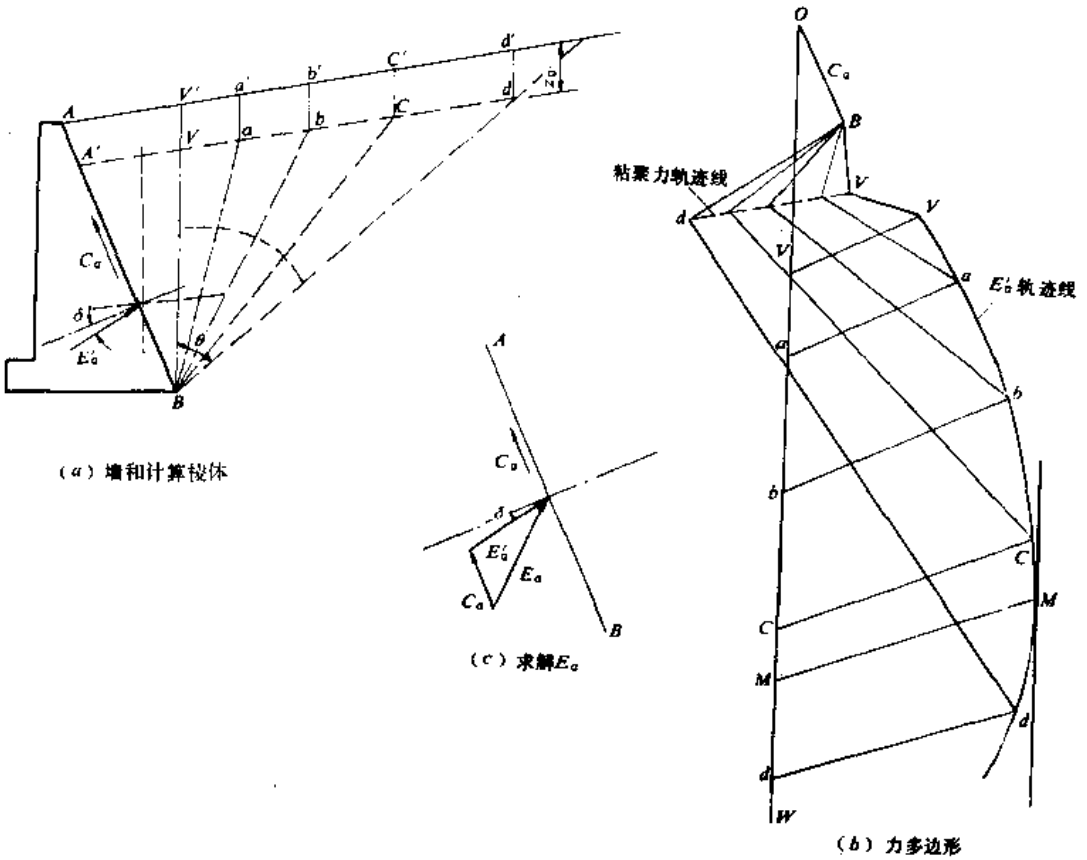


图 2-13　库仑条件计算粘性土土压力图解法

(1) 在图 [2-13 (*a*)] 中，铅垂线 *BV* 以右，以 *B* 为圆心画一圆弧，并按适当间隔在此弧上截出若干等分，从而画出各个试算面和相应的垂直裂缝。

(2) 求出各试算棱体的重量 w_i，并用相同的比例尺画到 *OW* 轴上 [图 2-13 (*b*)]。

(3) 按前述方法分别绘出相应于各试算面的力多边形，并通过表示 E_a' 计算值的各个交点作一圆顺曲线，此曲线即为 E_a' 值随 θ_z 的变化曲线。

(4) 作直线与 *OW* 轴平行并切于上述曲线于 *M* 点，根据切点便可确定 E_a' 值。

(5) 根据已知向量 E_a' 和 C_a，求其合力 E_a 即为所求的主动土压力。

E_a 的作用点可按以下方法近似确定：在图 [2-13 (*a*)] 中，过棱体 ABV' 的形心作一铅垂线，再通过 *BV* 的下 1/3 点作地面的平行线，可以认为 E_a 通过铅垂线和平行线的交点。

3. 用等值内摩擦角法计算粘性土土压力

等值内摩擦角法，又称等代内摩擦角法。前述朗肯和库仑条件下的粘性土土压力计算方法均在计算公式中考虑了粘聚力 *c* 值。但粘聚力 *c* 值较难准确地确定，其影响变化的因素较复杂。在一些小型工程中，往往缺少 *c* 的试验值。为简化计算，工程设计中，对于采用粘性回填土的挡土墙，常采用等值内摩擦角法计算土压力。等值内摩擦法亦即采用增大内摩擦角数值的方法把粘聚力 *c* 值的影响考虑到内摩擦角 ϕ_k 值内。

等值内摩擦角应根据粘性土的性质、浸水与否、墙高等因素参考已有工程经验加以确

定。水利工程中的挡土墙，当墙高在 6m 以下时，水上等值内摩擦角 ϕ_k 可采用 30°，水下等值内摩擦角 ϕ_k 可采用 25°～28°。墙高大于 6m 时，采用的等值内摩擦角 ϕ_k 值应随墙高增大而相应降低。

等值内摩擦角 ϕ_k 还可根据抗剪强度或土压力相等的原理求算。

按抗剪强度相等的原理：

$$\left.\begin{aligned} \mathrm{tg}\phi_k &= \frac{\tau'}{\gamma H} = \mathrm{tg}\phi + \frac{c}{\gamma H} \\ \phi_k &= \mathrm{arctg}\left(\mathrm{tg}\phi + \frac{c}{\gamma H}\right) \end{aligned}\right\} \tag{2-24}$$

按土压力相等的原理：

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) - 2cH\mathrm{tg}\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi_k}{2}\right) \tag{2-25}$$

按经验确定等值内摩擦角的方法，对于低墙，其计算结果偏于安全；对于高墙，其计算结果偏于不安全。这是由于低的抗剪强度将导致大的土压力，反之高的抗剪强度将导致小的土压力。由图 2-14 中可以看出，采用同一个等值内摩擦角 ϕ_k，对低墙 h_1 算出的土压力偏大，因而偏于保守；但对高墙 h_3 算出的土压力偏小，因而偏于不安全。按抗剪强度相等原理计算出的等值内摩擦角 ϕ_k，相当适合图 2-14 中墙高为 h_2 的挡土墙。

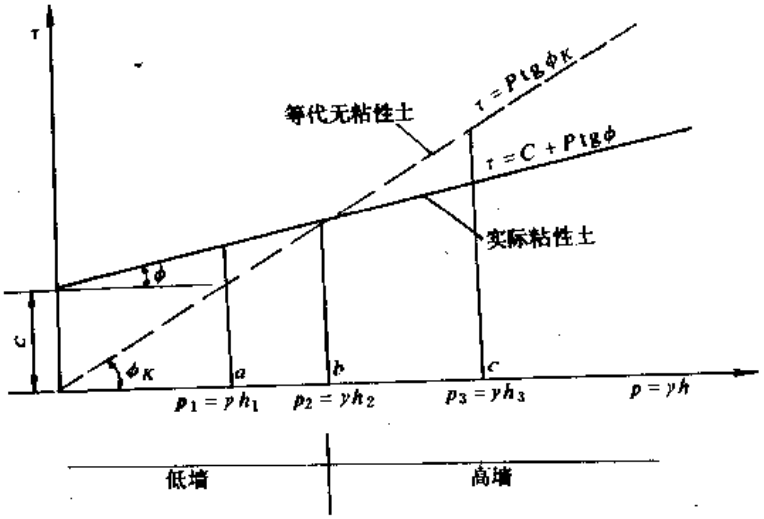


图 2-14　实际粘性土和等代无粘性土的抗剪强度曲线

（二）填土面上有荷载作用的土压力计算

1. 填土面有连续均布荷载作用的土压力计算

当墙后填土表面有连续均布荷载作用时，荷载将对墙背产生附加的土压力。通常将均布荷载强度 q 变换为等效填土高度 h_0（图 2-15），即 $h_0 = \frac{q}{\gamma}$，然后按高度（$H + h_0$）计算土压力，而实际上超载只在墙高 H 范围内作用土压力。这时作用于墙顶处的土压力强度：

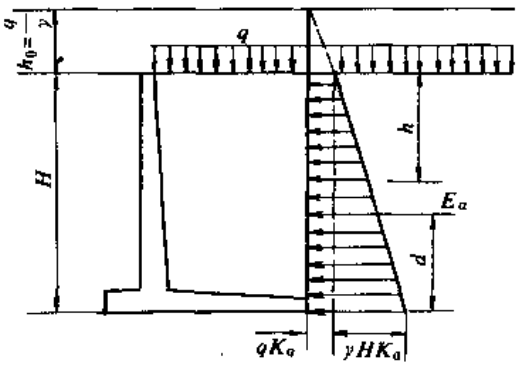


图 2-15　填土面上有连续均布荷载作用的土压力计算

$$p_0 = \gamma h_0 K_a = qK_a \qquad (2\text{-}26)$$

作用在墙背深度 h 处土压力强度：

$$p_a = \gamma(h_0 + h)K_a \qquad (2\text{-}27)$$

作用于墙背上的土压力呈梯形分布。总土压力按下式计算：

$$E_a = qHK_a + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \qquad (2\text{-}28)$$

合力作用位置

$$\alpha = \frac{\left(q + \frac{1}{3}\gamma H\right)H}{(2q + \gamma H)} \qquad (2\text{-}29)$$

2. 填土破裂面有局部条形均匀荷载作用的土压力计算

填土面有局部条形均匀荷载作用时，一般可分为两种情况，一种情况为第一破裂面交于条形均布荷载之内。另一种情况条形均布荷载与第一破裂面相交。

(1) 第一破裂面交于条形均布荷载之内的土压力计算。

对于图 2-16 中的重力式挡土墙第二破裂面不能形成，可按下式计算总土压力：

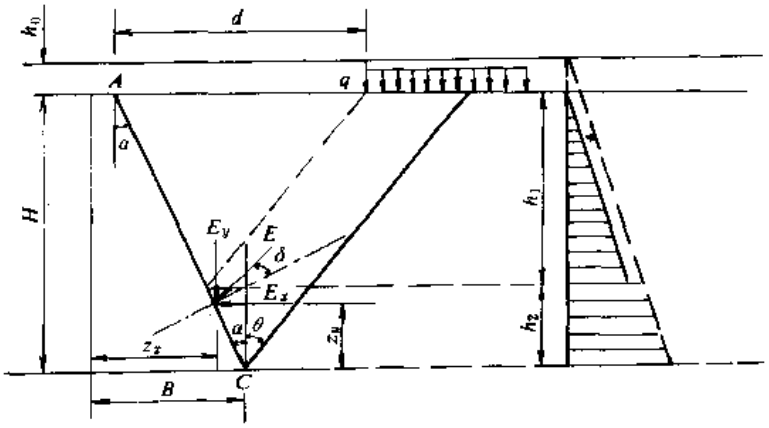


图 2-16　第一破裂面交于条形均布荷载之内的重力式挡土墙

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K K_1 \qquad (2\text{-}30)$$

其中

$$K = \frac{\cos(\theta + \phi)}{\sin(\theta + \psi)}(\mathrm{tg}\theta + \mathrm{tg}\alpha)$$

$$K_1 = \frac{2h_0}{H}\left(1 - \frac{h_1}{H}\right)$$

$$h_1 = 1 + \frac{\alpha}{\mathrm{tg}\theta + \mathrm{tg}\alpha}$$

$$\mathrm{tg}\theta = -\mathrm{tg}\psi \pm \sqrt{(\mathrm{ctg}\phi + \mathrm{tg}\psi)(\mathrm{tg}\psi + A)}$$

$$\psi = \phi + \alpha + \delta$$

$$A=\frac{2ah_0}{H(H+2h_0)}-\mathrm{tg}\alpha$$

对于图 2-17 中第二破裂面可以形成的墙背呈 L 形挡土墙，可近似地将墙顶与墙踵连线做为墙背，这时 $\delta=\phi$，仍可按上式计算作用于连线墙背上的土压力。

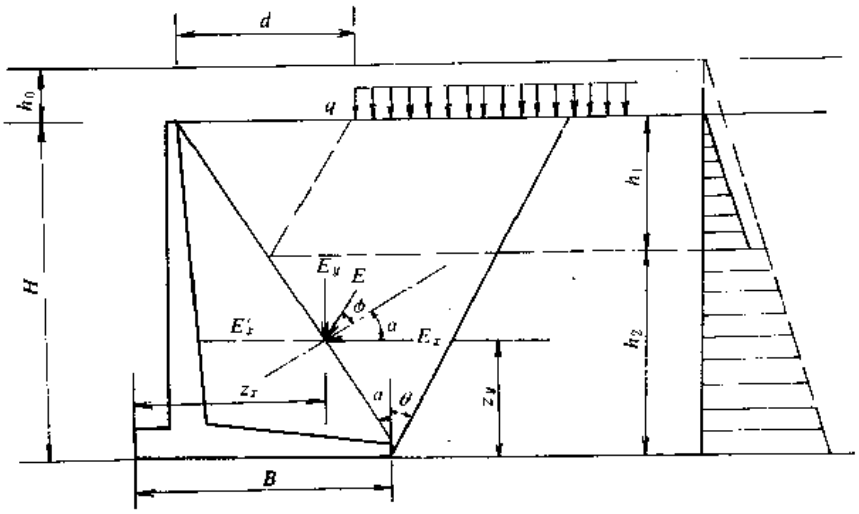


图 2-17　第二破裂面交于条形均布荷载之内的 L 形挡土墙

(2) 第一破裂面交于条形均布荷载之外的土压力计算。

对于图 2-18 中的重力式挡土墙，第二破裂面不能形成，可按下式计算总土压力。

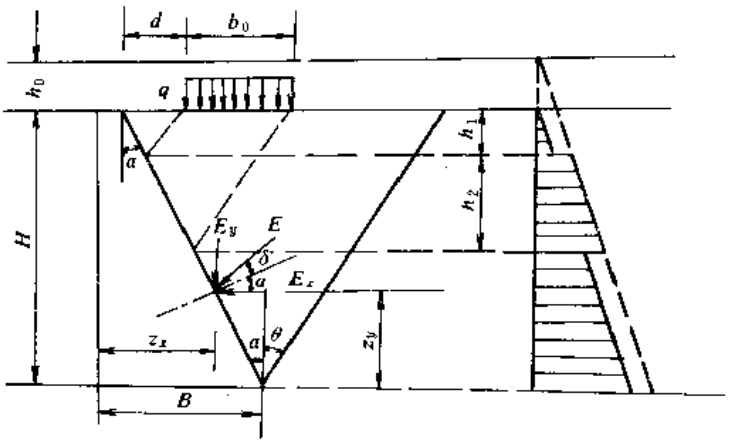


图 2-18　第一破裂面交于条形均布荷载之外的重力式挡土墙

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H^2KK_1 \tag{2-31}$$

其中

$$K=\frac{\cos(\theta+\phi)}{\sin(\theta+\psi)}(\mathrm{tg}\theta+\mathrm{tg}\alpha)$$

$$K_1=1+\frac{2h_0h_2}{H^2}$$

$$h_2=\frac{b_0}{\mathrm{tg}\theta+\mathrm{tg}\alpha}$$

$$h_1=\frac{a}{\mathrm{tg}\theta+\mathrm{tg}\alpha}$$

$$\mathrm{tg}\theta=-\mathrm{tg}\psi\pm\sqrt{(\mathrm{ctg}\phi+\mathrm{tg}\psi)(\mathrm{tg}\psi+A)}$$

$$\psi=\phi+\alpha+\delta$$

$$A=\frac{-2b_0h_0}{H^2}-\mathrm{tg}\alpha$$

对于图 2-19 中第二破裂面可以形成的墙背呈 L 形挡土墙、可近似的将墙顶与墙踵连线做为墙背，这时 $\delta=\phi$，仍可按上式计算作用于连线墙背上的土压力。

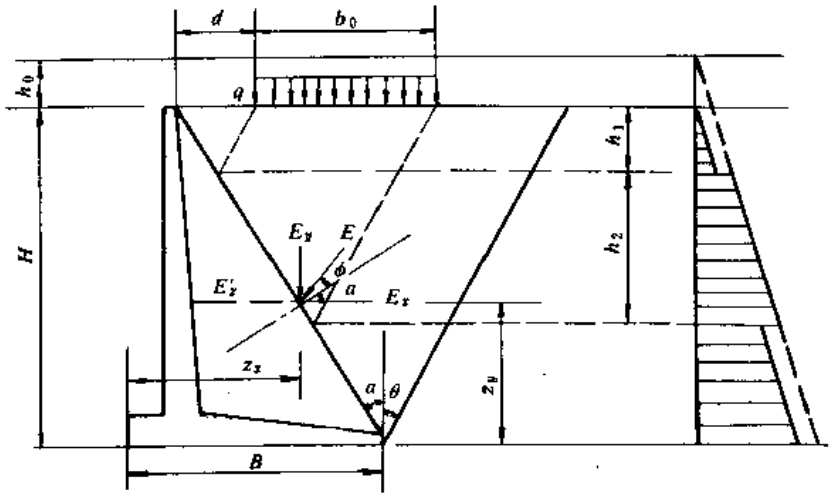


图 2-19　第一破裂面交于条形均布荷载之外的 L 形挡土墙

3. 填土面上车辆荷载产生的土压力计算

作用在填土面上的车辆荷载，可近似地按均布荷载计算，计算时把车辆荷载换算成均布土层高度 h_0。

按公路桥涵设计规范中推荐的方法，将作用在破坏棱体宽度范围内车辆荷载换算为均布土层。认为此均布荷载布满破坏棱体宽度范围之内。见图 2-20。

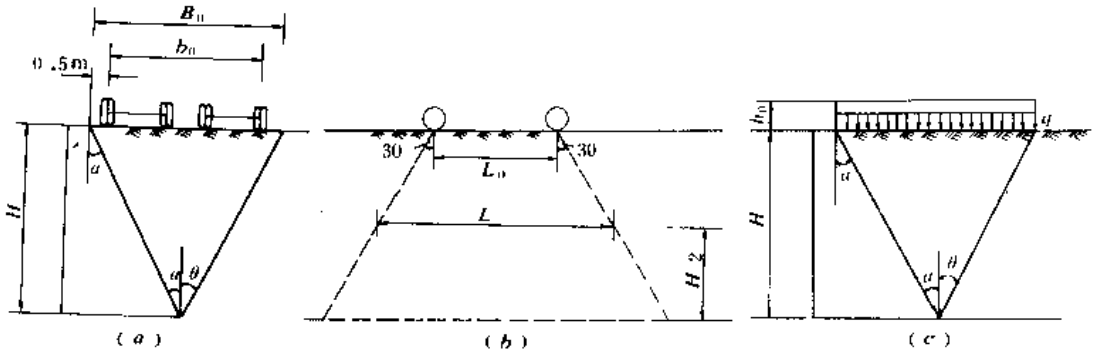


图 2-20　填土面上车辆荷载产生的土压力计算

均布土层厚度按下式计算：

$$h_0 = \frac{\Sigma G_0}{\gamma B_0 L} \tag{2-32}$$

式中 γ——墙后填料的重度；

B_0——不计车辆荷载作用时的破坏棱柱体宽度，当墙后填土面为水平时，$B_0 = H\mathrm{tg}\theta + H\mathrm{tg}\alpha$；

L——考虑一辆重车在挡土墙纵向分布的计算长度，当墙后填土为平面时，$L = L_0 + H\mathrm{tg}30°$；

L_0——前后轴距加轮胎着地长度，除汽－20级重车为5.6m外，其余均为4.2m；

ΣG_0——布置在 $B_0 \times L$ 面积内的车轮总重。

在计算车荷载时应注意以下两点：

(1) 车辆靠墙一侧车轮（前轴为单轮、后轴为双轮）中心，按距路基边缘或护拦内侧0.5m计算；车轮宽内一部分在破坏棱体内，一部分在其外时，需按在棱体内所占比例计算棱体上的车轮重。

(2) 计算的 L 长度小于分段长度时，取分段长度，大于分段长度时取 L=15m。若 L 取分段长度，则按此长度内仅分布一辆重车。

(三) 有限范围填土的土压力计算

库仑或朗肯土压力理论的假设条件，均要求第一破裂面不受阻，能在填土中形成。但在实际工程中，当墙后开挖面为岩石或坚硬粘土时，为减小开挖和回填工程量，其开挖边坡常较陡。这时应首先判别是否属填土受限情况。如填土范围受限，应按有限范围填土的土压力计算方法计算土压力。

1. 填土受限的判别

图2-21 (*a*) 中的重力式挡土墙，在一般情况下，第二破裂面不能形成。第一破裂面能否形成，需按式 (2-16) 计算第一破裂角 θ，然后与实际的开挖坡角 θ_0 相比较。

(1) $\theta < \theta_0$ 时，第一破裂面能形成，不属有限范围填土情况；

(2) $\theta > \theta_0$ 时，第二破裂面不能形成，属有限范围填土情况。

图2-21 (*b*) 和图2-21 (*c*) 中的 L 形墙背挡土墙，第二破裂面可以形成，但第一破裂面能否形成，是否属于有限范围填土情况，应采用与上相同方法进行判别。这种情况下，第一破裂角 θ 应按式 (2-4) 计算。

2. 有限范围填土的土压力计算

有限范围填土的土压力通常采用图解法进行计算。在图2-21中，墙后土楔 $ANBA$ 的重量为已知，将此作为垂直矢量 G，矢量值大小和方向为已知。开挖的施工面方向为已知，作用其上的反力 R 矢量大小为未知，但方向已知（与开挖面 AB 垂线成 δ_2 角）。土压力矢量 E_a 方向已知（与墙背垂线成 δ_1 角），其大小为待求。

在已知两个力（R，E_a）方向和第三个力 G 方向和大小的条件下，可绘制力的平衡三角形，待求土压力 E_a 为三角形之一边。力的三角形绘出后，便可量出主动土压力 E_a 值大小。求出的主动土压力合力 E_a 分别作用在图2-21中的 AN 墙背上，与水平方向成 α（或 α_1）＋δ_1（或 ϕ）角。土压力呈三角形分布。

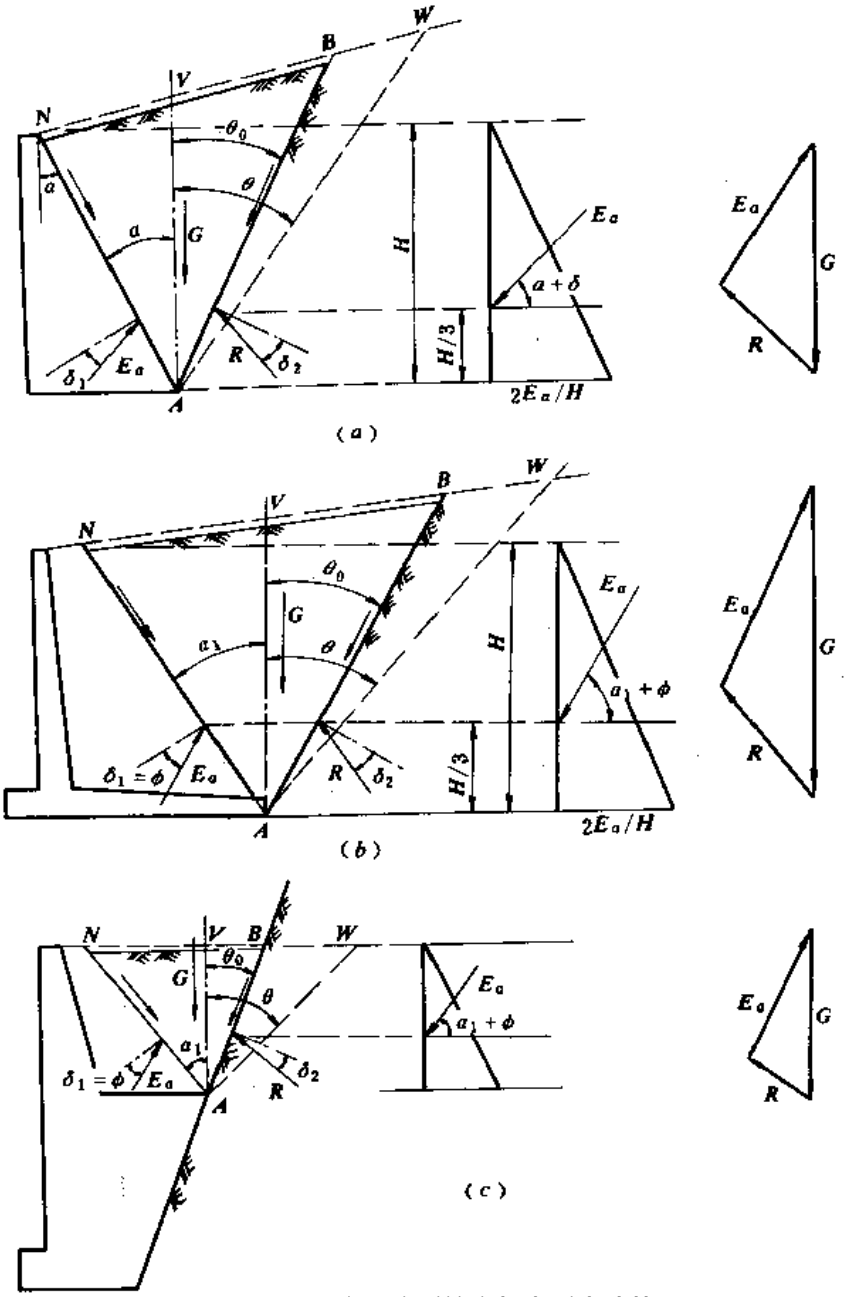


图 2-21　有限范围填土的土压力计算

绘制力的平衡三角形首先应确定影响反力 R 和 E_a 方向的 δ_1 和 δ_2 值。

对于重力式挡土墙 [图 2-21 (*a*)]，墙背 δ_1 按本节六介绍方法确定，对于 L 形墙背挡土墙 [图 2-21 (*b*)、(*c*)]，取 $\delta_1=\phi$。δ_2 应根据开挖边坡的土质和岩性确定，如为土边坡，可取 $\delta_2=\phi$，如为岩石边坡，应视边坡粗糙程度确定。

(四) 浸水挡土墙的土压力计算

水工建筑物中的挡土墙，多数在有水情况下运用，填土中的地下水对土压力的影响主要反映在以下两个方面。

(1) 填料浸水后，因受水的浮力作用，土的重度降低，主动和被动土压力减小。

（2）填料浸水后，将对强度指标产生影响，对砂性土影响不大，但将使粘性土的强度指标（ϕ、c）有较大降低，进而增大土压力。

1. 墙后填单一砂性土的土压力计算

当墙后填单一的砂性土时，由于地下水对ϕ角影响较小，为简化计算，有时可假定地下水位上、下ϕ角相等。地下水位以上土压力计算采用天然重度（湿重度）γ，地下水位以下采用浮重度γ'。土压力呈图 2-22 中的折线型分布。总土压力由上下两部分组成。

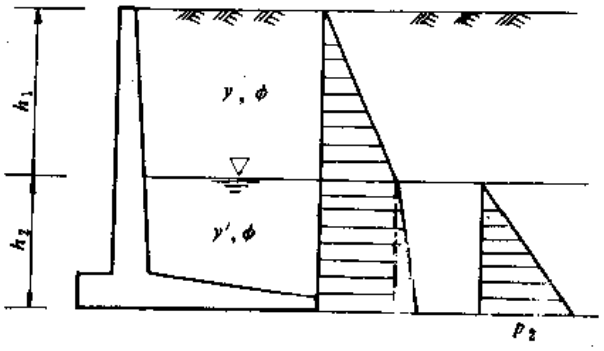


图 2-22　墙后填砂性土土压力

在地下水位处土压力强度为：

$$p_a = \gamma h_1 \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) \tag{2-33}$$

在墙底处土压力强度为：

$$p_a = (\gamma h_1 + \gamma' h_2)\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) \tag{2-34}$$

除作用于墙背土压力外，还应计算h_2深度内的静水压力，底部静水压力强度：

$$p_2 = \gamma_w h_2 \tag{2-35}$$

式中　γ_w——水的重度。

2. 墙后填单一粘性土的土压力计算

墙后填单一粘性土时，地下水位以上强度指标往往取值高于地下水位以下强度指标，如粘性土强度指标以等值摩擦角ϕ_k表示，则地下水位以上ϕ_{k1}值大于地下水位以下ϕ_{k2}值。这时，地下水位以上采用天然重度γ和ϕ_{k1}计算土压力。地下水位以下采用浮重度γ'和ϕ_{k2}计算土压力。水上和水下土压力图形不但坡度有变化，而且土压力图形在地下水位处呈突变为台阶形，如图 2-23。

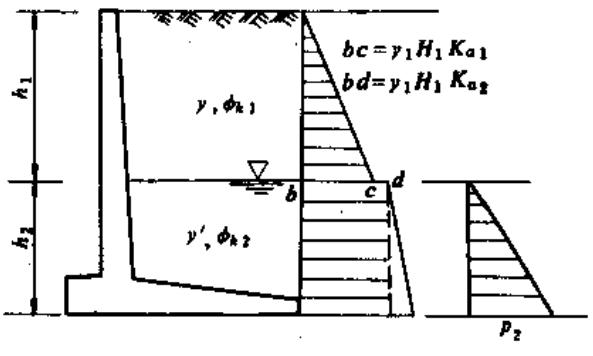


图 2-23　墙后填粘性土土压力

在地下水位处土压力强度：

$$p_{a1} = \gamma h_1 \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi_{k1}}{2}\right) \tag{2-36}$$

在墙底处土压力强度

$$p_{a2}=\gamma h_1 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_{k2}}{2}\right)+\gamma' h_2 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_{k2}}{2}\right) \tag{2-37}$$

还应计算 h_2 深度内静水压力。底部静水压力强度：

$$p=\gamma_w h_2 \tag{2-38}$$

（五）不同填土成层的土压力计算

当墙后填土明显分层时，由于各层强度指标和重度有变化，致使土压力图形在土层分界处呈折线或突变。

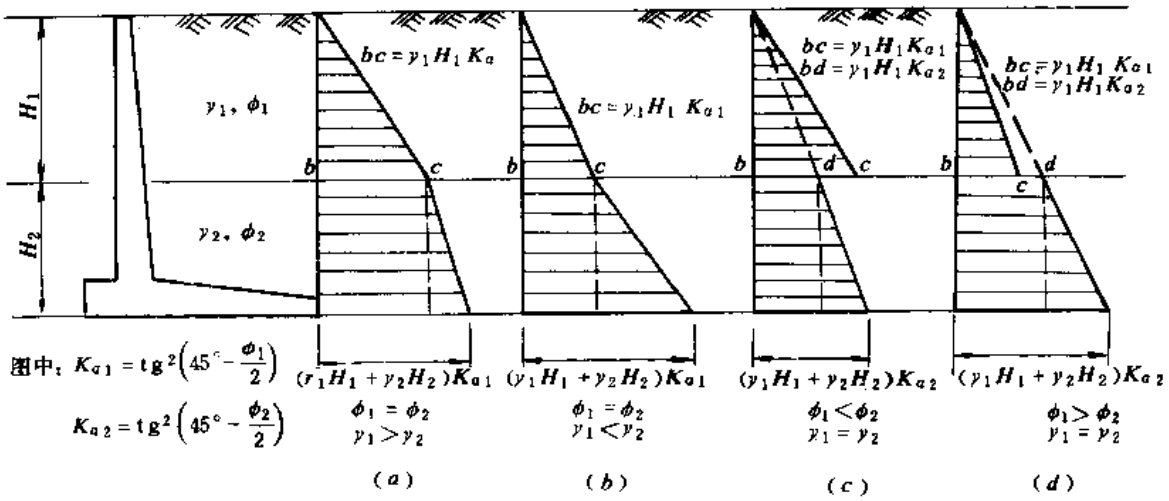


图 2-24　填土成层土压力

(1) 当 $\phi_1=\phi_2$ 时，γ 变化，土压力图形呈折线变化。在图 2-24 (a) 中，$\phi_1=\phi_2$，$\gamma_1>\gamma_2$，土压力图形在分层处出现折点，在 h_2 范围内土压力直线图形变陡。墙底部土压力强度为 $(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2)\ \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_1}{2}\right)$。

在图 2-24 (b) 中，$\phi_1=\phi_2$，$\gamma_1>\gamma_2$，土压力图形在分层处出现折点，在 h_2 范围内土压力直线图形变缓。墙底部土压力强度为 $(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2)\ \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_1}{2}\right)$。

(2) 当 $\gamma_1=\gamma_2$ 时，ϕ 变化，土压力图形在分层处出现突变。在图 2-24 (c) 中，$\gamma_1=\gamma_2$，$\phi_1<\phi_2$，土压力图形在分层处突变，土压力强度由 $bd=\gamma_1 h_1 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_1}{2}\right)$，变到 $bc=\gamma_1 h_1 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_2}{2}\right)$，墙底部土压力强度为 $(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2)\ \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_2}{2}\right)$。

在图 2-24 (d) 中，$\gamma_1=\gamma_2$，$\phi_1>\phi_2$，土压力图形在分层处突变，土压力强度由 $bc=\gamma_1 h_1 \times \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_1}{2}\right)$ 变到 $bd=\gamma_1 h_1 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_2}{2}\right)$，墙底部土压力强度为 $(\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2)\ \mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi_2}{2}\right)$。

（六）折线形墙背的土压力计算

折线型墙背分凸形墙背挡土墙和衡重式挡土墙（图 2-25）两种。库仑理论适用墙背为

平面或近于平面的条件，朗肯理论适用于第二破裂面可以形成的L型墙背条件，上述两种土压力理论都不能直接应用计算全墙为折线型墙背的土压力。精确计算折线形墙背土压力比较复杂，通常采用近似方法计算，以折点或衡重台为界，将墙背分成上墙和下墙两部分，分别计算其主动土压力，然后取两者矢量之和作为全墙的土压力。近似计算法主要有延长墙背法和校正墙背法两种。

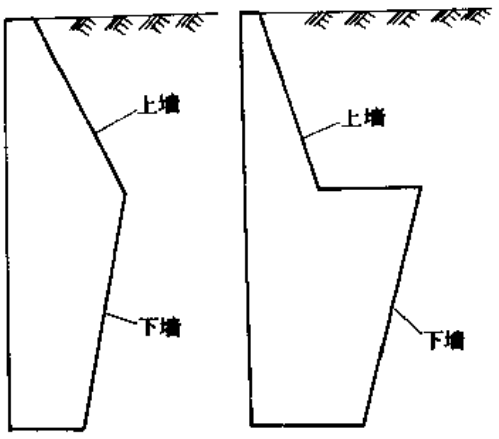


图 2-25　折线形墙背挡土墙
（a）凸形墙背挡土墙；（b）衡重式

1. 延长墙背法

（1）下墙土压力的计算。

延长墙背法是指延长下墙墙背交于填土表面（图 2-26），以此虚构下墙墙背 $B'C$，按仰斜墙背用库仑公式计算作用其上的土压力，并画出分布图，然后取其下墙部分土压力图形作为作用下墙的土压力。

（2）上墙土压力的计算。

图 2-26（a）中上墙为直线墙背，可按库仑公式计算作用其上的墙土压力；图 2-26（b）中上墙为L型墙背，由于第二破裂面可以形成，故可直接用朗肯公式计算作用于衡重台端点垂线上的水平向土压力，也可求出第二破裂面做墙背或近似地将墙顶和衡重台端点连线做假想墙背，然后用库仑公式求作用于其上的土压力，此时 $\delta=\phi$。

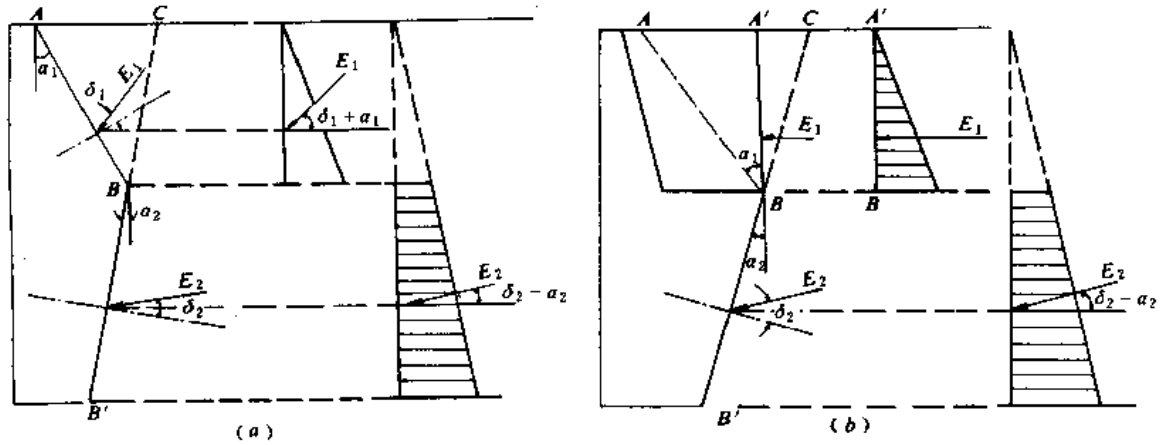


图 2-26　延长墙背法计算主动土压力

延长墙背法是一种简化近似的计算方法，由于简便，在工程界有较广泛应用。但这种方法存在一定误差，这种误差主要来自以下两个方面：①忽略了延长墙背与实际墙背［图 2-26（a）］或延长墙背与第二破裂面［图 2-26（b）］间土楔 ABC 重量（土楔上有荷载时包括荷载重量）；②延长墙背和实际墙背上土压力作用方向不同所引起的分力差。

针对延长墙背法的缺点，提出了校正墙背法。

2. 校正墙背法

校正墙背法是推求一个校正墙背 $B'C'$ 以代替原延长墙背 $B'C$。

具体按以下步骤进行：

（1）延长下墙墙背，交填土表面得 C 点（图 2-27）。

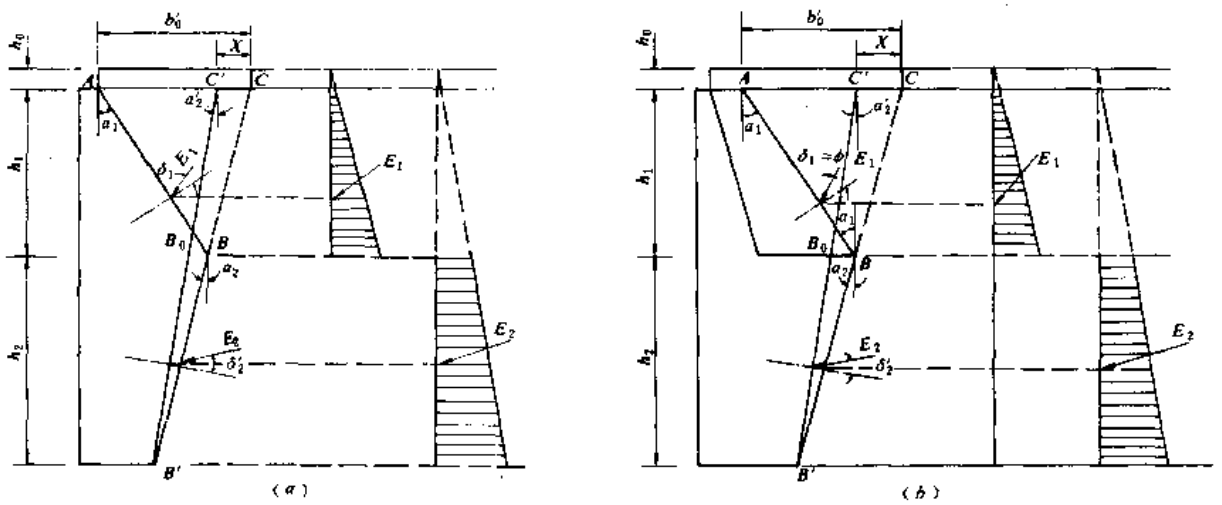


图 2-27　校正墙背法计算主动土压力

（2）量取 ΔABC 面积。

（3）计算校正重量 ΔG 值。

$$\Delta G = \Delta G_1 - \Delta G_2 \tag{2-39}$$

式中　ΔG_1——延长墙背与实际墙背［图 2-27（a）］或第二破裂面［图 2-27（b）］之间土楔重量（如填土面上有荷载，应包括荷载重）；

ΔG_2——考虑延长墙背与实际墙背[图 2-27(a)]或[图 2-27(b)]第二破裂面上土压力作用方向不同而产生的附加垂直分力，$\Delta G_2 = E_1 \dfrac{\sin[(\alpha_1+\delta_1)-(\alpha_2+\delta_2)]}{\cos(\alpha_2+\delta_2)}$；

E_1——作用在上墙的土压力，在图 2-27（a）中为作用在墙背 AB 上的按库仑理论算出的土压力的合力，在图 2-27（b）中为作用在第二破裂面 AB 上的按库仑理论计算出的土压力的合力（AB 面上 $\delta=\phi$）；

α_1，α_2——上墙和下墙墙背倾角，俯斜取正值，仰斜取负值；

δ_1，δ_2——上墙和下墙的墙背摩擦角。

（4）确定校正墙背的位置。校正墙背也为一直线，底端始于 B' 点，只要求出顶端 C' 与原延长墙背顶点 C 的距离 X，校正墙背 $B'C'$ 位置便可确定。X 按下式计算：

$$X = \frac{\Delta G}{\gamma h_0 + \dfrac{\gamma(h_1+h_2)}{2}} \tag{2-40}$$

（5）计算校正墙背倾角 α'_2。

$$\operatorname{tg}\alpha_2' = \operatorname{tg}\alpha_2 - \frac{X}{h_1+h_2} \tag{2-41}$$

（6）计算下墙土压力 E_2。

下墙土压力 E_2 可按仰斜墙背倾角 α_2'（负值）代入库仑公式求全高土压力，并绘制分布图，然后取其下墙部分。在应用库仑公式时墙背摩擦角应取为：

$$\left.\begin{aligned}\delta_2' &= \delta_2 - \Delta\alpha_2\\ \Delta\alpha_2 &= \alpha_2 - \alpha_2'\end{aligned}\right\} \tag{2-42}$$

（七）地震时作用在挡土墙上的土压力计算

在地震设计烈度超过 7°的地区设计挡土墙时，应考虑地震力对挡土墙的动土压力作用。地震对挡土墙的破坏主要是由水平地震力引起的，故在分析地震作用下的土压力时，只考虑水平方向地震力的影响。

求地震土压力通常采用静力法，又称惯性力法。这种方法与一般计算土压力的区别在于多考虑一个由破裂楔体自重 G 引起的水平地震力 P。楔体重力 G 与地震力 P 之合力 G_1 偏离铅垂线的角度 η 称为地震角，如图 2-28。地震角 η 可由表 2-2 查出。

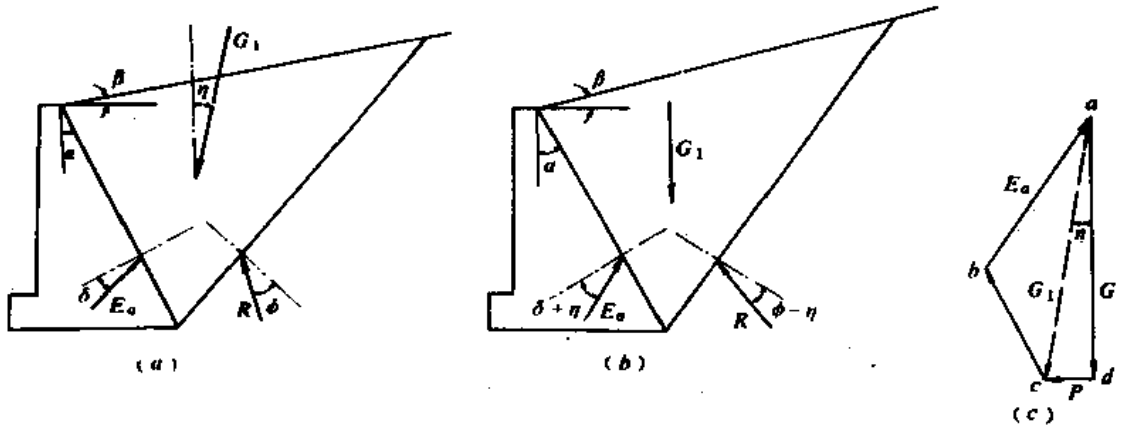


图 2-28　地震时作用在挡土墙上的土压力计算

表 2-2　　地 震 角 η

设计烈度（度）	7	8	9
非 浸 水	1°30′	3°	6°
水　　下	2°30′	5°	10°

地震角 η 查出后，可由下式计算地震时的主动土压力。

$$E_a = \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\cos\eta}H^2K_a \tag{2-43}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\eta-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta+\eta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\eta-\beta)}{\cos(\delta+\eta+\alpha)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2} \tag{2-44}$$

地震土压力的计算公式与库仑土压力计算公式形式相同，只是用以下各值取代。

$$\left.\begin{aligned}\gamma_1 &= \frac{\gamma}{\cos\eta}\\ \delta_1 &= \delta+\eta\\ \phi_1 &= \phi-\eta\end{aligned}\right\} \tag{2-45}$$

用静力法求出 E_a 后，在计算 E_x 和 E_y 时，应采用实际墙背摩擦角 δ，而不用 δ_1。

上述公式可直接应用于库仑条件下的地震土压力计算。当计算朗肯条件下的地震土压力时，可将第二破裂面做为墙背，这时 $\alpha=\alpha_1$，$\delta=\phi$。

六、计算指标的选取

填土指标 γ、c、ϕ 和墙背摩擦角 δ 的选取是否合理，对土压力计算的结果影响较大，特别是抗剪强度指标的选取，尤为重要。

（一）抗剪强度指标（ϕ、c）

对于重要工程的挡土墙，填土的抗剪强度指标应通过试验确定，为确定其标准值，至少要求做 6 组试验，同时还要辅以地区经验和一般经验最后选定。

对于砂土，可通过固结排水剪或固结快剪试验确定内摩擦角值。回填砂土料最好选择洁净的级配良好的中砂以上的粗粒料。这种砂易于压实，而且强度指标值也较高，水上水下 ϕ 值区别较小。对于回填细砂、极细砂料，尽可能填置在水上。在水下，细粒砂料遇水稳定性较差，且有时含少量粘土颗粒。当采用细粒砂料回填时，水下 ϕ 角应较水上减少 2°～3°。

对于粘性回填土的强度指标 c、ϕ，较砂性土要复杂些。挡土墙建成期，回填粘性土尚未完成固结，此时宜采用不固结不排水剪切试验 c、ϕ 值。在运用期间，可采用固结不排水剪试验确定 c、ϕ 值。对于膨胀性显著的粘性土不宜做回填土，如必须选用时，应做专门膨胀试验，还应加强排水系统设计。若用具有硬裂隙或硬塑粘土块回填时，应考虑遇水软化造成抗剪强度指标大幅度降低的影响。

采用静力法计算地震作用下的动土压力时，强度指标仍可按上述方法选取，但对于可能发生液化的饱和松砂的 ϕ 值及对震动敏感的粘性土的 c 值，应通过专门试验确定。

主动压力计算的强度指标一般选用抗剪强度指标的标准值（相当于置信度 0.90～0.95，风险率 0.10～0.05）c_k，ϕ_k [详见《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)]。

对于砂土　　$\phi_k=\psi_\phi\phi_m$

对于粘性土　　$\phi_k=\phi_m$

$c_k=\psi_c c_m$　　(2-46)

式中　ϕ_k，c_k——分别为内摩擦角及粘聚力的标准值；

ϕ_m，c_m——分别为算术平均值；

ψ_ϕ，ψ_c——分别为统计修正系数，计算方法详见《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7-89)。

当试验组数不足时，对于砂土 ϕ_k 值可考虑采用小值平均值；对于粘性土，ϕ_k 采用平均值，c_k 采用小值平均值。

对一般工程挡土墙，当无试验资料时，计算土压力的强度指标可参考表 2-3、表 2-4 和表 2-5 选取。

在粘性土土压力计算中，c 值有时取试验值或经验值的 1/3～1/2。

表 2-3　砾、卵石、块石、砾卵石土的强度指标 ϕ 值

填料种类	ϕ (°)
不易风化块石	45～50
不易风化的碎石、大卵石	40
小卵石、砾石、砾砂、石屑、碎石土	35
卵（砾）石土、风化石料	30～35

（二）重度（γ）

填土的重度（γ）主要取决于填土可能达到的密实度及填土所处水位以上及以下的状

况。在计算挡土墙土压力时，墙后水位以上取湿重度 γ；在墙后水位以下取浮重度 γ'。

表 2-4　　砂类土的强度指标 ϕ 和 c

土　类	孔隙比 e_0	天然含水量 w（%）	湿重度 γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)
粗砂	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
中砂	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	33
细砂	0.4～0.5	15～18	20.5	0	36
	0.5～0.6	19～22	19.5	0	34
	0.6～0.7	23～25	19.0	0	30
粉砂	0.5～0.6	15～18	20.5	5	34
	0.6～0.7	19～22	19.5	3	32
	0.7～0.8	23～25	19.0	2	26

注 砂土平均比重取 2.66，湿重度按占孔隙的 90%计算。——引自灌区建筑物丛书《水闸》。

表 2-5　　粘性土的强度指标 ϕ 和 c

粘土（$I_P>17$）			亚粘土（$7<I_P\leqslant17$）			亚砂土（$1<I_P\leqslant7$）		
干重度 γ_d (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	干重度 γ_d (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	干重度 γ_d (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)
14.1～14.4	24	9	14.0	9	18	14.0～14.2	2	24
14.6	25	10	14.2	12	18	14.3～14.6	3	24
14.6～14.8	26	10	14.4	14	18	14.8～15.0	4	25
15.0	29	11	14.6	16	18	15.20	6	26
15.2	32	12	14.8	18	18	15.40	8	27
15.4～15.5	34	12	15.0	20	18	15.60	9	28
15.6～15.7	35	12	15.20	22	18	15.80	11	29
15.8～15.9	36	12	15.40	24	18	16.0	13	30
16.0	37	12	15.60	27	19			
			15.80	30	19			
			16.0	33	20			

注 本表选自江苏省水利勘测设计院《填料土性质指标之间的互相关系》，1958 年 4 月。

填土的湿（天然）重度 γ，一般应由试验确定，浮重度 γ' 则通过其它基本物理指标换算求得。因重度试验的离散性较小，通常选用平均值作为计算指标，当无试验资料时，可参照表 2-6 所列数值选取。

土的浮重度 γ'、饱和重度 γ_f 和水的重度 γ_w 之间的关系可用下式表示。

表 2-6　　填土的湿重度指标 γ

填土种类	湿重度 γ (kN/m³)
一般粘性土	17～18
砂 类 土	18～19
不易风化的岩石弃碴或碎石类土	19～20
不易风化的块石	19～20

$$\gamma' = \gamma_f - \gamma_w \qquad (2\text{-}47)$$

（三）墙背摩擦角（δ）

采用库仑土压力理论计算作用挡土墙上土压力时，对土压力值影响较大的，除了填土本身强度指标外，还有挡土墙背与填土间的摩擦角 δ。挡土墙的结构型式、墙背倾度 α、建筑材料、填土面倾斜角度 β、填土的强度指标及墙体位移大小等因素均影响 δ 值的大小。对于重力式挡土墙，一般 $\delta \leqslant \phi$。若 $\delta > \phi$，则第二滑裂面将不沿墙背，而是在贴近墙背的填土中发生，此时 δ 值只能等于 ϕ。对于扶臂式或悬臂式挡土墙，第二破裂面发生在土中，此时 $\delta = \phi$。

对于墙背十分粗糙的挡土墙，如砌石挡土墙，可近似的取 $\delta = \phi$。对于一般采用模板浇注的混凝土挡土墙，δ 角的取值范围为 $0 \leqslant \delta \leqslant \phi$。墙背倾角 α，填土坡角 β 值大时，δ 角接近上限，为了不致因选 δ 值太小偏于保守，常常取 $\delta = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}\right)\phi$。无试验资料时，一般可按墙背粗糙程度和排水条件两项主要因素选取。

（1）墙背粗糙和排水良好，$\delta = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}\right)\phi$；

（2）墙背很粗糙和排水良好，$\delta = \left(\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}\right)\phi$；

（3）墙背光滑和排水不良好，$\delta = \left(0 \sim \frac{1}{3}\right)\phi$。

第三节　作用在挡土墙上的静水压力及基底扬压力

水工挡土墙多数在有水条件下运行，墙前常有水，墙后填土有渗流作用，在这种情况下，墙前、墙后不但受静水压力作用，其基底还将受扬压力作用。为确定墙后静水压力及基底扬压力，首先要确定墙后地下水位。

一、墙后水位的确定

水工建筑物在运用中，水流不仅通过地基向下游渗透，而且还将通过两岸翼墙和岸墙向下游渗透，这种渗透称为绕流渗透。墙后水位即为绕渗的自由水面。

当墙后土层渗透系数小于地基土的渗透系数时，墙后水位可采用对应部分的基底扬压力计算值。基底扬压力值对小型工程可按直线比例法求得（图 2-29）。对大型工程可采用绘制流网法或按阻力系数法求得。

当墙后土层渗透系数大于地基土的渗透系数时，对大型工程可通过绘制侧向绕渗流网的方法确定墙后水面线，如图 2-30。流网的等势线就是渗流的水面等高线。

二、墙面与墙背静水压力计算

在水工建筑物中，墙前水位根据不同设计情况加以确定，静水压力垂直于墙面，当墙面垂直时，静水压力方向水平［图 2-31（a）］，当墙面后倾时［图 2-31（b）］垂直于墙面的静水压力可分解成水平静水压力和垂直向下静水压力。

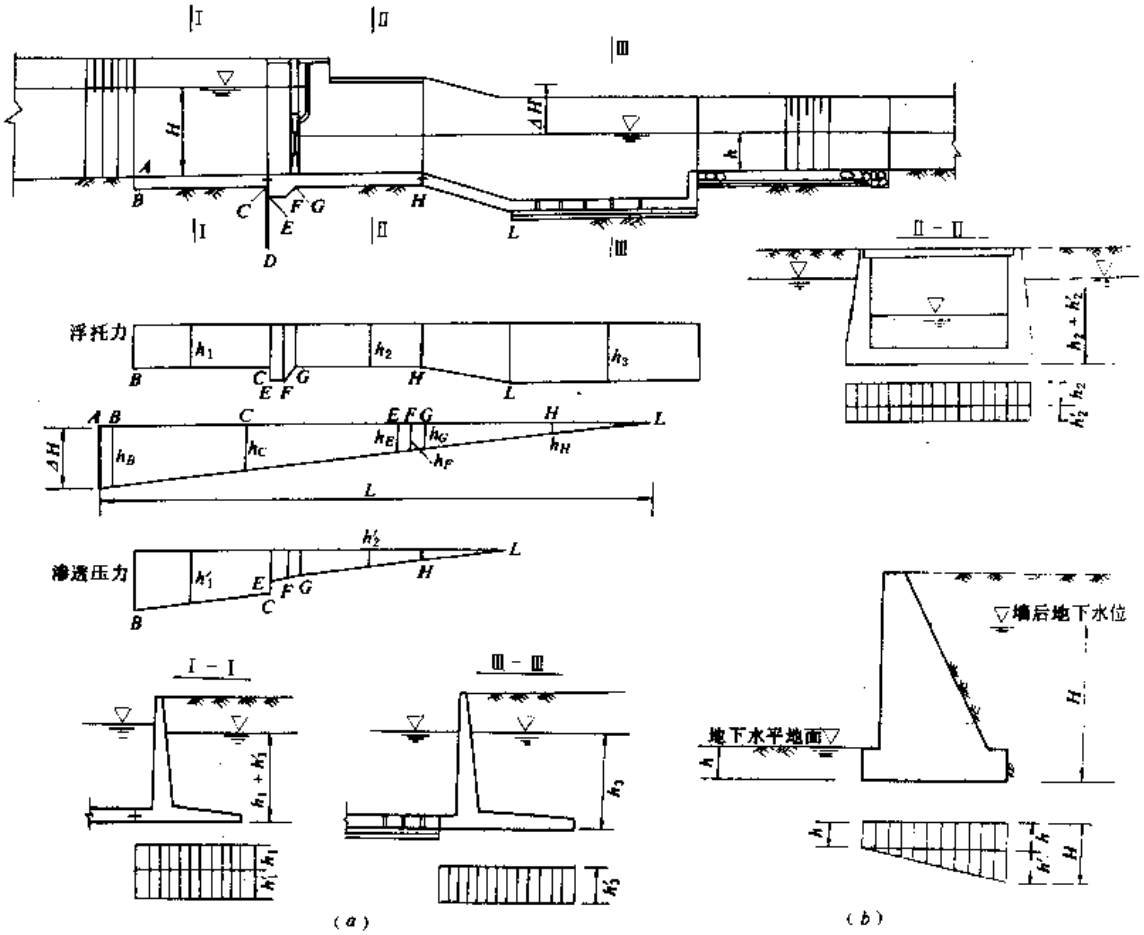


图 2-29　基底扬压力

墙前后填土地下水位以下墙面或墙背所受静水压力的计算方法与墙体完全浸于水中计算静水压力的方法相同。当墙背后倾（仰斜）[图 2-31 (*b*)、(*c*)] 时，作用于墙背面的垂直静水压力可分解成水平向和垂直向上两项。垂直向上分力又可理解成浸水仰斜墙背所受到的浮力，当墙背前倾（俯斜）时 [图 2-31 (*a*)]，作用于墙背面的垂直静水压力可分解成水平向和垂直向下两项，垂直向下静水压力可理解成水重。

三、基底扬压力计算

（一）水闸等水工建筑物运用期翼墙或岸墙的扬压力

在运用期，上游翼墙或岸墙基底扬压力值，即为该点相应基底扬压力值，扬压力图形为矩形。下游如墙前为透水护坦，即有排水情况，基底扬压力中仅有浮托力而无渗透压力存在，如图 2-29 (*a*)。

（二）建成无水或施工期岸墙或翼墙的扬压力

建成无水或施工期墙后地下水位，可根据地质报告或调查确定。墙底扬压力图形一般不是矩形，或呈梯形 [图 2-29 (*b*)] 或呈三角形。

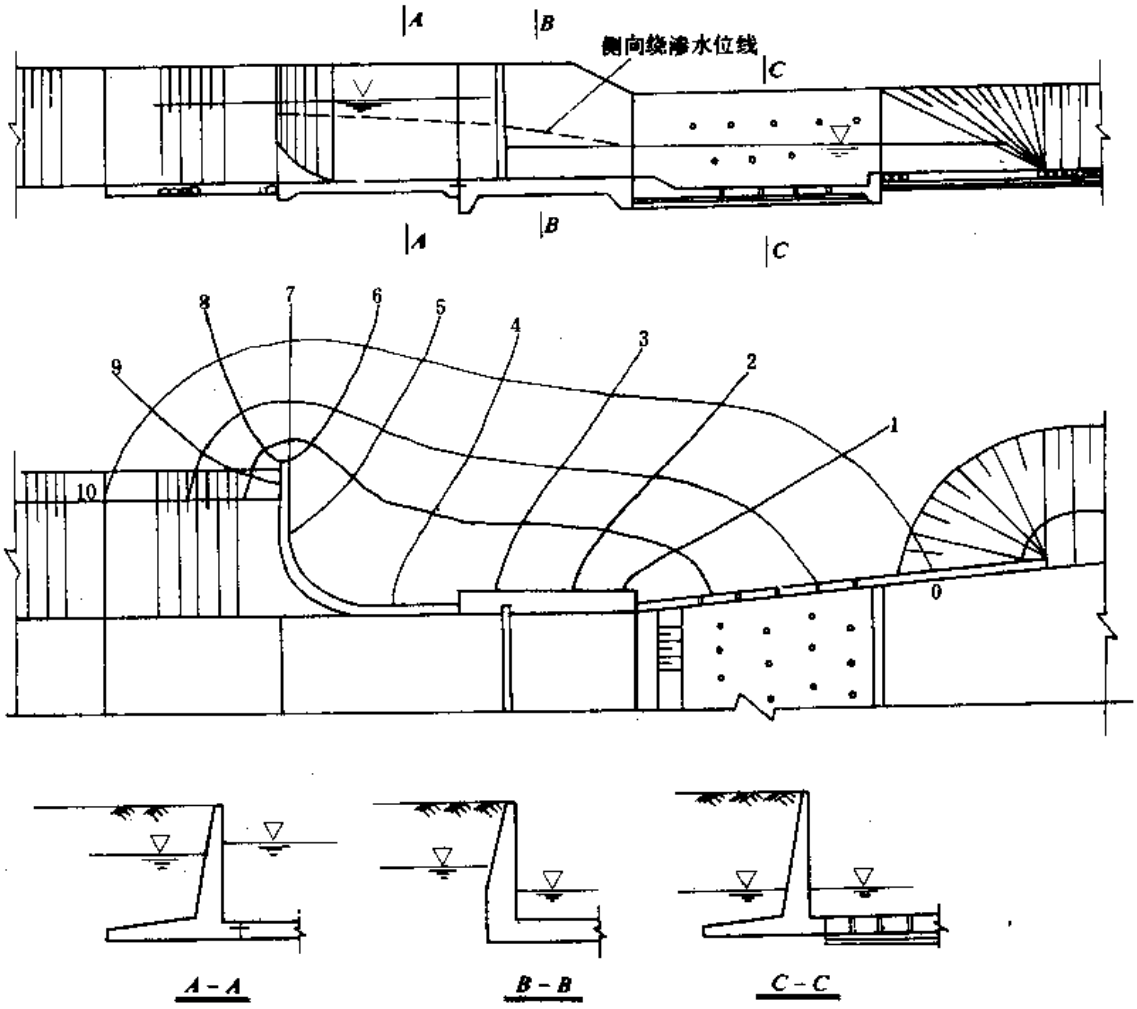


图 2-30　水闸的侧向绕渗及墙后水位

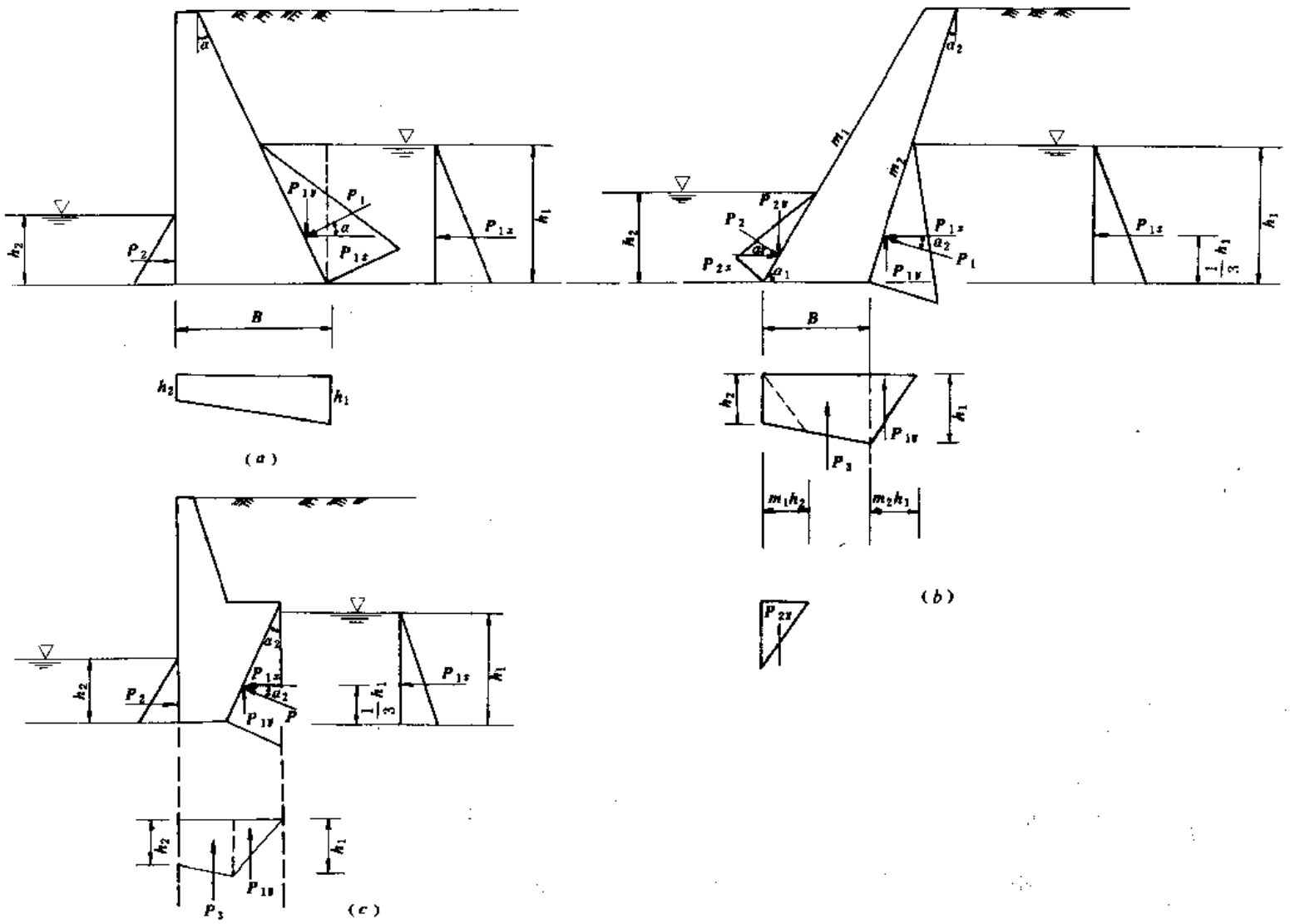


图 2-31　作用在墙面和墙背的静水压力

第四节 冰 压 力

寒冷地区的挡土墙，当冬季墙前有水结冰，或可能受冰块作用时，需考虑冰压力作用，冰压力可分静冰压力和动冰压力两种。

一、静冰压力计算

当墙前水面结冰后，气温增高冰盖层膨胀所产生的压力称为静冰压力。静冰压力可根据开始升温时的气温（最低气温）和气温上升率按表 2-7 选用单位长度上的静冰压力，将选用值乘以冰厚，即为作用在单位长度墙体上的静冰压力（kPa）。

二、动冰压力计算

冰块流动撞击在墙前的压力称为动冰压力。作用于墙面上的动冰压力可按下式计算。

$$P_{bx} = K_b V_0 d_b \sqrt{A_b} \tag{2-48}$$

式中 K_b——系数，决定于流冰的抗碎强度 R_b 值（当 $R_b=1000$kPa 时，$K_b=3.0$；$R_b=3000$kPa 时；$K_b=2.36$。无试验资料时，可参照以下经验范围取值，结冰初期 $R_b=750$kPa，末期 $R_b=450$kPa；

V_0——冰块流速，一般不大于 0.6m/s；

d_b——冰块厚度；

A_b——冰块面积。

表 2-7 静 冰 压 力 表

最低温度（℃）	−40	−35	−30～−25	−25	−20	−15	−10
气温上升率(℃/h)	2.5	2.5	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
静冰压力（kPa）	280～400	250～350	230～300	200～280	150～220	130～180	120～140

第三章　挡土墙的稳定验算

第一节　挡土墙稳定破坏形式

挡土墙稳定验算的目的是保证挡土墙不产生整体稳定破坏。挡土墙的整体稳定破坏主要有滑动破坏、倾覆破坏和不均匀下沉破坏三种。

一、挡土墙的滑动破坏

（一）沿基底的滑动破坏

沿基底滑动破坏是指沿基础底表面或沿紧临基底表面土层中剪切破坏而产生滑动，如图 3-1。当地基土层中抗剪强度均匀或抗剪强度随深度增加的情况下，其滑动破坏主要是受这种形式控制。

（二）浅层剪切滑动破坏

当地基中某一曲面上剪应力过大时，可能在地基中产生浅层圆弧滑动，如图 3-2。对于一般高度的挡土墙，在地基与前种条件相同条件下，沿基底滑动破坏的安全系数要比浅层剪切滑动破坏安全系数低，故浅层剪切滑动破坏在通常情况下不是控制条件。

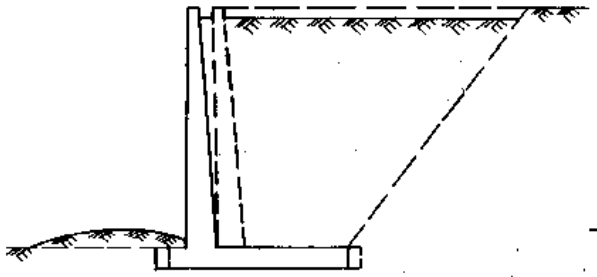


图 3-1　挡土墙沿基底滑动破坏

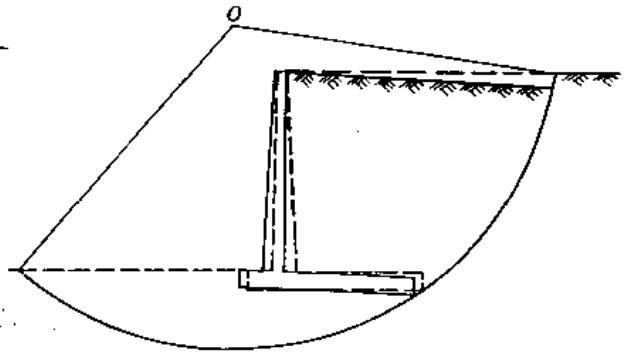


图 3-2　挡土墙浅层滑动破坏

（三）深层剪切滑动破坏

深层剪切破坏也是由于地基中某一曲面上剪应力过大而产生的。如图 3-3。这种情况多发生在基底上部为坚硬土层，其下有一层抗剪强度低的软弱土层。这时需考虑深层剪切破坏问题。挡土墙的基底平均压力多在 100～120kPa，一般不会产生深层滑动稳定问题。

本书主要介绍挡土墙沿基底的滑动稳定验算。

二、挡土墙的倾覆破坏

挡土墙的倾覆破坏是指挡土墙绕其前趾产生过大的前倾而破坏（图 3-4），对土基抗倾稳定验算不是控制条件。这是因为土基上的挡土墙产生前倾破坏时，必然伴随前趾基底应力过大或前趾应力与后趾比值过大。而应力大小比在地基应力验算中已受到严格控制，当应力大小比满足要求时，抗倾稳定必然能满足要求。对岩基，当基底合力偏心距 $\frac{B}{4}\leqslant e\leqslant\frac{B}{3}$

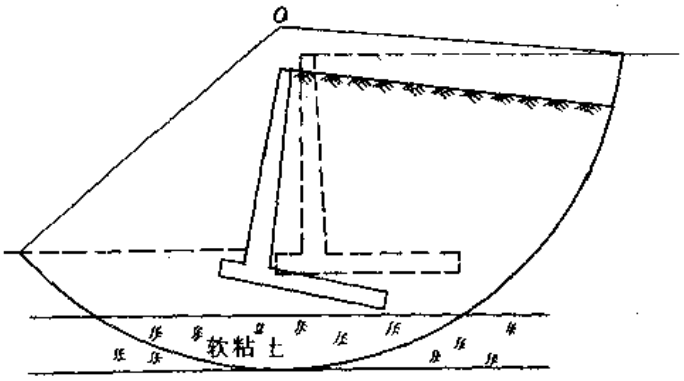


图 3-3　挡土墙深层剪切破坏

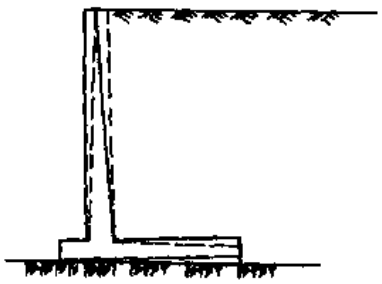


图 3-4　挡土墙倾覆破坏

范围时，才可能会出现倾覆破坏。

三、挡土墙地基下沉破坏

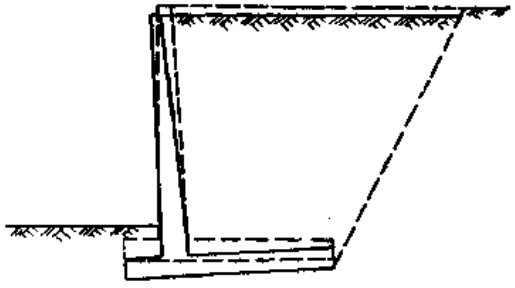


图 3-5　挡土墙地基下沉破坏

挡土墙在各种力系的作用下，基底将给地基以压力，通常假定此压力按直线分布，而地基承受压力的能力是有限的，当挡土墙基底压力过大，超过地基承载能力，或前后趾应力大小比过大，将会产生地基下沉，进而导致挡土墙下沉破坏，如图 3-5。这种下沉破坏通常是不均匀的，在一般情况下，由于前趾应力大于后趾应力，故多出现前倾下沉。但当地基中有软弱土层或高填土挡土墙（路堤墙），由于墙后填土作用也可能出现挡土墙后倾下沉。

第二节　挡土墙的稳定验算

一、挡土墙稳定验算的内容

挡土墙设计应保证不产生前述各种稳定破坏，为此需进行整体稳定验算。挡土墙整体稳定验算主要内容如下：

（1）抗滑稳定验算，以保证挡土墙不产生滑动破坏。

（2）抗倾稳定验算，以保证挡土墙不产生绕前趾倾覆稳定破坏。

（3）地基承载力验算，此项内容一般包括两项要求：①地基应力不超过容许承载力，以保证地基不出现过大沉陷；②控制基底应力大小比或基底合力偏心距 e，以保证挡土墙不因过大的不均匀沉陷而产生前倾变位。

以上各项稳定验算内容又因不同地基条件而有所侧重。

对于土基，抗滑稳定验算、地基平均应力和地基应力大小比控制是稳定验算的主要内容，通常可不做倾覆稳定验算。

对于岩石地基，抗滑和抗倾稳定验算及地基最大应力和偏心距控制是稳定计算的主要

内容，而对地基应力大小比不像土基那样严格控制。

二、挡土墙抗滑稳定验算

挡土墙的抗滑稳定性是指在土压力及其他外力荷载作用下，基底摩阻力抵抗挡土墙滑移的能力，用抗滑稳定系数 K_c 表示，即作用于挡土墙的最大可能的抗滑力与实际的滑动力之比。

水工挡土墙的抗滑稳定验算，应根据地基的岩土性质、地基强度指标及建筑物的规模等条件采用不同的验算公式和选用不同的安全系数。

（一）土基挡土墙的抗滑稳定验算

1. 砂性土地基或无试验资料的中小型工程粘性土地基

砂性土地基或无试验资料的中小型工程粘性土地基按式（3-1）验算。

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} \geqslant [K_c] \tag{3-1}$$

式中 K_c——计算抗滑稳定安全系数；

ΣG——作用于挡土墙基底全部竖向荷载之和；

ΣH——作用于挡土墙全部水平向荷载之和；

f——挡土墙底面与地基土之间的摩擦系数，当无试验资料时，可参照表 3-1 选取。

$[K_c]$——容许抗滑稳定安全系数，由表 3-2 选取。

表 3-1 挡土墙底面与地基土之间的摩擦系数 f 值表

地基土质		f
粘土	软弱	0.20～0.25
	中等坚硬	0.25～0.35
	坚硬	0.35～0.45
壤土、粉质壤土		0.20～0.40
砂壤土、粉砂土		0.35～0.40
细砂、极细砂		0.40～0.45
中砂、粗砂		0.45～0.50
砾石、卵石		0.50～0.55

表 3-2 土基抗滑稳定安全系数的容许值

荷载组合		建筑物等级			
		1	2	3	4
基本组合		1.35	1.30	1.25	1.20
特殊组合	Ⅰ①	1.20	1.15	1.10	1.05
	Ⅱ②	1.10	1.05	1.05	>1.00

① 特殊荷载Ⅰ适用于施工情况、检修情况及校核情况。

② 特殊荷载Ⅱ适用于地震情况及考虑排水设备堵塞情况。

2. 粘性土地基的大型工程

对于建在粘性地基上的大型水利水电工程的挡土墙，应当通过试验取得地基的强度指标。采用下式验算挡土墙的抗滑稳定性。

$$K_c = \frac{\mathrm{tg}\phi_0\Sigma G + c_0 B}{\Sigma H} \geqslant [K_c] \tag{3-2}$$

式中 B——挡土墙底宽；

$[K_c]$——容许抗滑稳定安全系数，按表 3-2 选取；

ϕ_0——挡土墙基底与地基土之间的摩擦角；

c_0——挡土墙基底与地基土之间的粘结力。

ϕ_0 和 c_0 一般根据地基土的内摩擦角和单位凝聚力试验值选取。这是因为挡土墙底板沿地基土滑动时，其粗糙底面将带着一层薄土在接触面附近滑动。对于粘性土地基，ϕ_0 值可采用室内饱和固结快剪试验内摩擦角 ϕ 值的 0.9 倍，c_0 值采用室内饱和固结快剪试验凝聚力 c 值的 1/3～1/5。对于砂类土地基 ϕ_0 可采用 ϕ 值的 0.85～0.9 倍。

（二）岩基挡土墙抗滑稳定验算

1. 中小型工程的岩基挡土墙

在无条件进行试验时，可按以下公式计算抗滑稳定性。

$$K_c = \frac{f_2 \Sigma G}{\Sigma H} \geqslant [K_c] \tag{3-3}$$

式中 K_c——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数；

f_2——基底与基岩接触面的抗剪摩擦系数，对于中型工程，f_2 值可根据野外或室内试验成果，参照类似工程经验选用，对于小型工程可参照表 3-3 选用；

$[K_c]$——抗剪强度验算的岩基容许抗滑稳定安全系数，可按表 3-4 选取；

ΣG，ΣH 同前。

表 3-3　　挡土墙体混凝土与基岩接触面抗剪摩擦系数 f_2

序号	基　岩　特　性	摩擦系数 f
1	新鲜的、裂缝不发育的坚固岩石，经过良好处理后饱和抗压强度大于 80000kPa，变形模量大于 20×10^6kPa 的火成岩，结晶岩类、碎屑岩、类碳酸岩类岩石	0.7～0.75
2	微风化、弱裂隙的较坚固岩石，经过处理的饱和抗压强度 40000～80000kPa，变形模量大于 10×10^6kPa 的各类岩石（火成岩类、结晶岩类、碎屑岩类、碳酸岩类粘土岩类）	0.60～0.70
3	弱风化、弱裂隙中的中等坚固岩石饱和抗压强度 20000～40000kPa，变形模量大于 3×10^6kPa 的各类岩石	0.55～0.60
4	软质岩石抗压强度 5000～30000kPa	0.30～0.55

注 基岩无夹层的岩石。

表 3-4　　基岩按抗剪强度验算的抗滑容许安全系数 $[K_c]$

荷载组合 \ 建筑物级别	1	2	3	4.5
基　本　组　合	1.10	1.05	1.05	1.0
特　殊　组　合	Ⅰ	1.05	1.00	1.00
	Ⅱ	1.00	1.00	1.00

2. 大型工程的岩基挡土墙

大型工程的岩基挡土墙，应通过试验取得地基的强度指标，按以下抗剪断强度公式验

算其抗滑稳定性。

$$K_c = \frac{f_1 \Sigma G + c_1 B}{\Sigma H} \geqslant [K_c] \tag{3-4}$$

式中 K_c——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；

f_1——基底与基岩接触面的抗剪断摩擦系数；

c_1——基底与基岩按接触的抗剪断粘聚力；

$[K_c]$——按抗剪断强度计算的容许抗滑稳定安全系数，按表 3-6 选取。

大、中型工程规划阶段及可行性研究报告阶段，f_1 和 c_1 值可参考表 3-5 选取。可行性研究以后的各设计阶段，应根据野外及室内成果分析确定。对于中型工程，若无条件进行野外试验，宜进行室内试验，并参照类似工程经验或按表 3-5 选用。

表 3-5　　挡土墙体混凝土与基岩按截面抗剪断参数 f_1、c_1 参考值表

序号	岩石工程分级	岩石综合评价	基岩特征	抗剪断参数	
				f_1	c_1(kPa)
1	Ⅰ	很好的岩石	完整的、新鲜的、致密坚硬的、裂隙不发育的、块状的、厚层状的岩石。饱和抗压强度大于 100000kPa，变形模量大于 20×10^6kPa，声波纵波速大于 5000m/s	1.2～1.5	1300～1500
2	Ⅱ	好的岩石	完整的、新鲜的、坚硬的、微裂隙、块状的、厚层状的岩石。饱和抗压强度 60000～100000kPa，变形模量 10×10^6～20×10^6kPa，声波纵波速 4000～5000m/s	1.0～1.3	1100～1500
3	Ⅲ	中等岩石	完整性较差，微风化的、中等坚硬的，块状的、层状的岩石，饱和抗压强度 30000～60000kPa，变形模量 5×10^6～10×10^6kPa，声波纵波速 3500～4500m/s	0.9～1.2	700～1100
4	Ⅳ	较差的岩石	完整性差的、弱风化的、弱裂隙的、较软弱的中厚层状的岩石或节理不发育，但层理、片理较发育易风化的薄层状的岩石，饱和抗压强度 15000～30000kPa，变形模量 2×10^6～5×10^6kPa，声波纵波速 2500～3500m/s	0.7～0.9	300～700

注 1. 本表不包括基岩内有软弱夹层的情况。

2. 混凝土与基岩接触面上的抗剪断参数不能超过混凝土本身的抗剪断数值。

3. 对于Ⅰ、Ⅱ级岩石，如果基面能做成较大的起伏差，则接触面上的抗剪参数可采用混凝土的抗剪断参数。

表 3-6　　基岩按抗剪断强度验算的抗滑容许稳定安全系数[K_c]

荷载组合 \ 建筑物级别		1	2	3	4.5
基本组合		3.0	3.0	3.0	3.0
特殊组合	Ⅰ	2.5	2.5	2.5	2.5
	Ⅱ	2.3	2.3	2.3	2.3

(三)外荷载产生的滑动力和抗滑力的计算

在式（3-1）中抗滑力为竖向力之和 ΣG 乘摩擦系数 f，滑动力为水平力之和 ΣH。

在式（3-2）中，抗滑力为竖向力之和乘以 $\mathrm{tg}\phi_0$ 表示的摩擦系数，同时加凝聚力 c_0 乘以

基底宽度 B，滑动力为水平力之和 ΣH。

在式（3-3）中，抗滑力为竖向力之和乘以墙基与基岩接触面的抗剪摩擦系数 f_2，滑动力为水平力之和 ΣH。

在式（3-4）中，抗滑力为竖向力之和 ΣG 乘以基底与基岩接触面的抗剪断摩擦系数 f_1，同时还加基底与基岩接触面的抗剪断凝聚力 c_1 乘以基底宽度 B。对于图 3-6 中的重力式挡土墙竖向力：

$$\Sigma G = G_1 + E_1\sin(\alpha+\delta) + E_2\sin(\alpha+\delta) + E_3\sin(\alpha+\delta) + P_{1y} - W_1 - W_2 \tag{3-5}$$

对于图 3-7 中的 L 型墙背挡土墙竖向力之和：

$$\Sigma G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + E_1\sin\beta + E_2\sin\beta + E_3\sin\beta - W_1 - W_2 \tag{3-6}$$

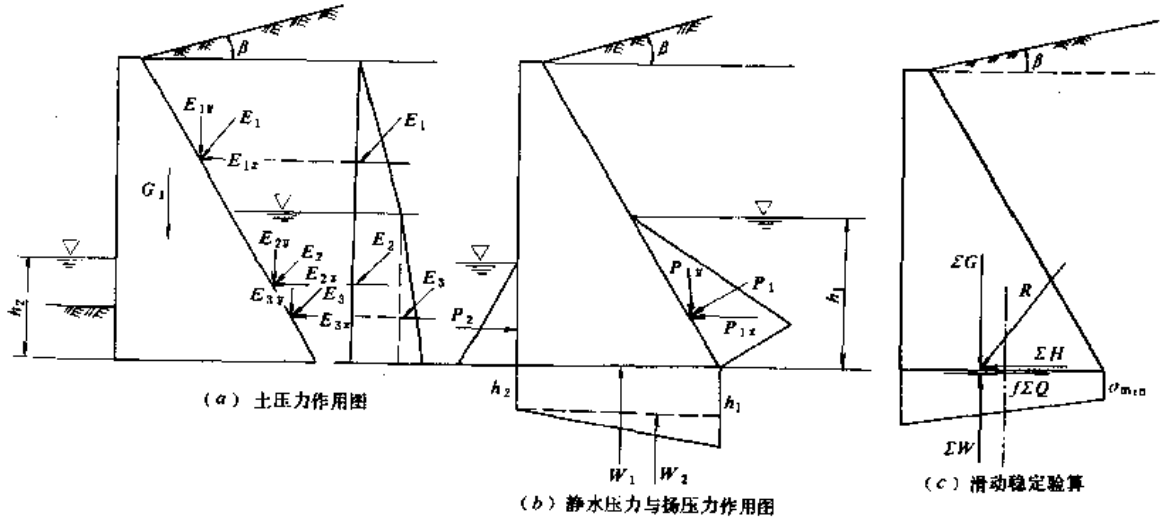


图 3-6　重力式挡土墙的抗滑稳定验算

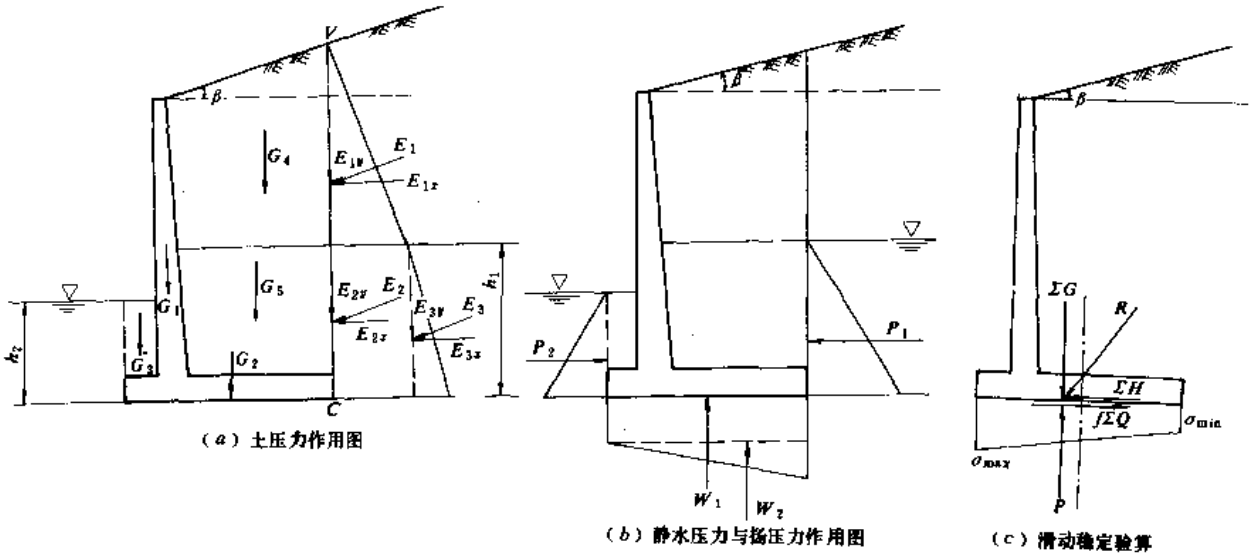


图 3-7　L 形挡土墙的抗滑稳定验算

对于图 3-6 中的重力式挡土墙水平力之和：

$$\Sigma H = E_1\cos(\alpha+\delta) + E_2\cos(\alpha+\delta) + E_3\cos(\alpha+\delta) + P_{1x} - P_2 \qquad (3\text{-}7)$$

对于图 3-7 中的 L 形墙背挡土墙水平力之和（未考虑墙前被动土压力）：

$$\Sigma H = E_1\cos\beta + E_2\cos\beta + E_3\cos\beta + P_1 - P_2 \qquad (3\text{-}8)$$

三、增加抗滑稳定的工程措施

水工挡土墙的特点之一是墙前多有刚性支撑板，这些刚性支撑为满足其防渗、防冲或构造要求，本身都应满足稳定和强度要求。特别是在寒冷地区，这些支撑板的厚度还要满足防冻要求。在水工挡土墙的抗滑稳定验算中，应根据墙前刚性支撑板的可靠程度，确定其对挡土墙抗滑稳定性的影响。如经论证墙前支撑板可靠，对一般工程挡土墙其轮廓尺寸可不受抗滑稳定条件控制；对于重要工程挡土墙，应保证在不考虑墙前支撑板的条件下，其抗滑稳定的安全系数 $K_c \geqslant 1.0$。合理考虑墙前支撑板对水工挡土墙抗滑稳定性的影响，将使建在土基上的水工挡土墙设计更为经济合理。

当墙前没有可靠支撑底板，地基又松软与基础间摩擦系数小时。特别是在墙前后有水的条件下，滑动稳定常常是挡土墙底宽的控制条件。在个别情况下挡土墙底宽和高度之比可近于甚至超过 1∶1。在这种情况下，可考虑采取其他增加挡土墙抗滑稳定的工程措施，以减小设计断面。

增加挡土墙的抗滑稳定性常采用以下工程措施：

① 增加底板宽度，加大底板上的有效重力；② 墙后填摩擦角较大的土料，或设排水，以减小墙后的土压力和水压力；③ 把基底做成内向倾斜；④ 采用凸榫基础。

1. 把基底做成向内倾斜

这种措施可使抗滑稳定安全系数增大，对于重力式挡土墙［图 3-8（a）］，增大后的安

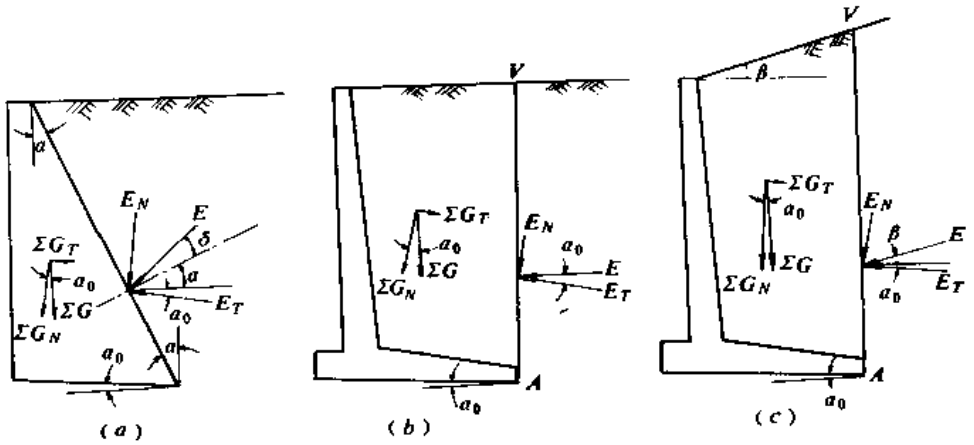


图 3-8　向内倾斜底坡

全系数 K_c 按下式计算：

$$K_c = \frac{(\Sigma G_N + E_N)f}{E_T - \Sigma G_T} = \frac{[\Sigma G\cos\alpha_0 + E\sin(\alpha+\delta+\alpha_0)]f}{E\cos(\alpha+\delta+\alpha_0) - \Sigma G\sin\alpha_0} \qquad (3\text{-}9)$$

式中　ΣG——挡土墙自重产生的竖向力；

ΣG_N——竖向力垂直倾斜面的分力；

ΣG_T——竖向力 ΣG 平行倾斜面的分力；

E——作用于挡土墙的主动土压力；

E_N——主动土压力 E 垂直倾斜面的分力；

E_T——主动土压力 E 平行倾斜面的分力。

对于 L 型填土水平的挡土墙［图 3-8（b）］，增大后的安全系数 K_c 按下式计算：

$$K_c = \frac{(\Sigma G_N + E_N)f}{E_T - \Sigma G_T} = \frac{[\Sigma G\cos\alpha_0 + E\sin\alpha_0]f}{E\cos\alpha_0 - \Sigma G\sin\alpha_0} \tag{3-10}$$

式中 ΣG——墙身自重及墙踵板以上填土产生的总竖向力；

ΣG_N——总竖向力 ΣG 垂直倾斜面的分力；

ΣG_T——总竖向力 ΣG 平行倾斜面的分力；

E——作用在墙垂直面 AV 上的主动土压力；

E_N——主动土压力 E 垂直倾斜面的分力；

E_T——主动土压力 E 平行倾斜面的分力。

对于填土有斜坡的挡土墙［图 3-8（c）］，增大后的安全系数 K_c 按下式计算：

$$K_c = \frac{(\Sigma G_N + E_N)f}{E_T - \Sigma G_T} = \frac{[\Sigma G\cos\alpha_0 + E\sin(\alpha_0 + \beta)]f}{E\cos(\alpha_0 + \beta) - \Sigma G\sin\alpha_0} \tag{3-11}$$

式中符号同前。

2. 采用凸榫基础

凸榫基础是在挡土墙基础底面设置一个与基础成整体的榫状凸块，如图 3-9。

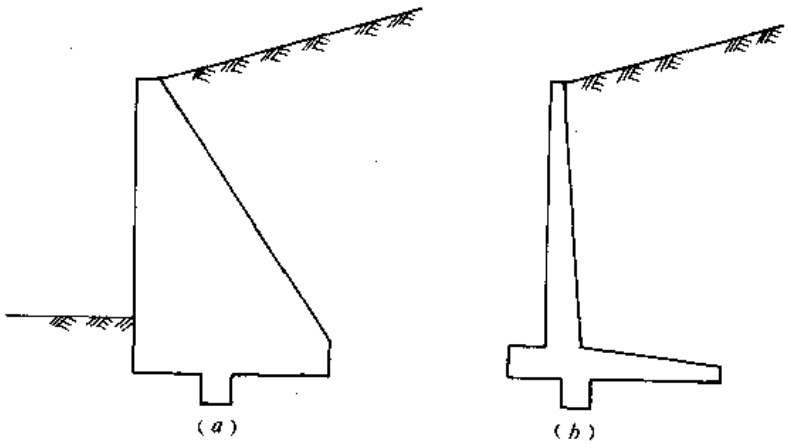


图 3-9 基底加凸榫

（1）凸榫位置及最大高度 h_{max} 的确定。为了增大榫前被动阻力，应使榫前被动土楔不超出墙的前趾。同时，为了防止因设凸榫而增大墙背的主动土压力，应使凸榫后缘与墙踵的连线同水平线的夹角不超过 ϕ 角，因此，应将整个凸榫置于通过挡土墙前趾并与水平线成 $45°-\frac{\phi}{2}$ 角线和通过墙踵并与水平线成 ϕ 角线所形成的三角形范围内。凸榫的最大高度 h_{max} 也要求不超出以上三角形范围，如图 3-10。

（2）加凸榫前后的安全系数 K_c 控制。加凸榫是辅助性的抗滑措施，在挡土墙设计中，

应保证在加榫前挡土墙满足基本稳定，即 $K_c>1.0$，而加凸榫后其抗滑能力增加，增加后的抗滑能力应满足规定的抗滑稳定安全系数要求，即 $K_c \geqslant [K_c]$。

（3）凸榫高度 h 的计算。未加榫前挡土墙的计算抗滑稳定系数为：

$$K_c = \frac{f \Sigma G}{E_x} \tag{3-12}$$

这时的抗滑力 $f \Sigma G = K_c E_x$，为达到规定的抗滑稳定系数 $[K_c]$，抗滑力应增加到 $T = [K_c] \cdot E_x$。为此，需靠加凸榫增加的抗滑力为：

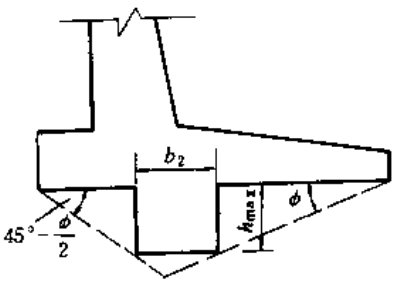


图 3-10　凸榫位置及最大高度

$$T - f\Sigma G = ([K_c] - K_c) E_x \tag{3-13}$$

在图 3-11 中，基底设凸榫后，b_2 和 b_3 段仍存在抗滑摩擦力，但在 b_1 段由于有被动土楔的存在，榫前只有被动抗力，而不再存在抗滑摩阻力，因此要求加凸榫后产生的抗滑力应为：

$$\Delta T = ([K_c] - K_c) E_x + \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) b_1 f \tag{3-14}$$

式中　σ_c——基础前趾处压应力；

σ_e——凸榫前缘处压应力。

需确定的凸榫高度 h 应满足榫前被动土压力大于或等于 ΔT。

凸榫前的被动土压力强度可近似地按下式计算：

$$p_p = \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) K_P \tag{3-15}$$

通常取被动土压力系数 $K_P=1$，则：

$$p_p = \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) \tag{3-16}$$

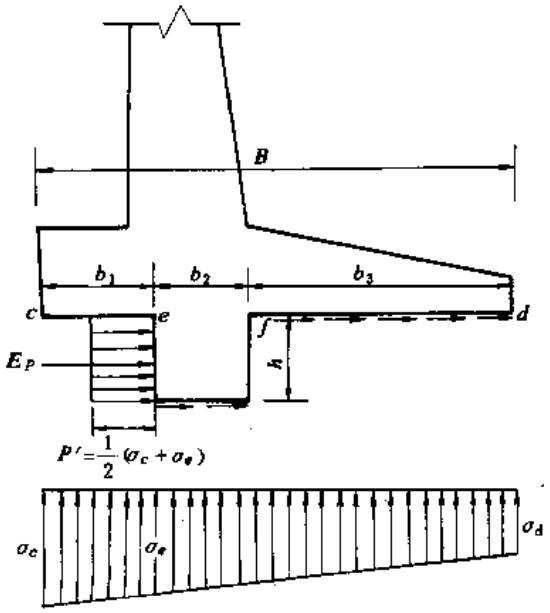


图 3-11　凸榫高度及宽度

这是考虑到产生全部被动土压力所需的墙身位移量远大于形成主动土压力所需的位移量，也大于墙身设计所容许的位移量，同时又考虑到被动土抗力应不小于静止土压力。

在高度 h 之内总被动土压力：

$$E_P = \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) h \tag{3-17}$$

确定的凸榫高度 h 应满足下式要求：

$$E_P = \frac{1}{2}(\sigma_c + \sigma_e) h \geqslant \Delta T \tag{3-18}$$

则凸榫高度：

$$h \geqslant \frac{2\Delta T}{\sigma_c + \sigma_e}$$

$$= \frac{2([K_c] - K_c)E_x + (\sigma_c + \sigma_e)b_1 f}{\sigma_c + \sigma_e} \tag{3-19}$$

(4) 凸榫宽度 b_2 的计算。凸榫宽度应该在 ΔT 作用下，满足不超出凸榫在与基底结合处材料的允许剪应力和弯曲应力的要求。

按截面弯矩求解 b_2：

$$b_2 = \sqrt{\frac{3h^2 p_p}{[\sigma_l]}} \tag{3-20}$$

式中 $[\sigma_l]$ ——混凝土容许弯曲拉应力，$[\delta_l] = \frac{R_l}{K_l}$。

按截面剪力求解 b_2：

$$b_2 = \frac{h p_p}{[\sigma_j]} \tag{3-21}$$

式中 $[\sigma_j]$ ——混凝土的容许剪应力，按表 4-2 选取；

p_p ——高 h 之内被动土压力强度。

选取以上二式中计算的最大凸榫宽度做为设计凸榫宽度。

采用基底向内倾斜措施时，基底倾角不宜过大，以免基底下和墙趾前的土体发生剪切破坏。通常土质地基时，斜坡不陡于 0.2∶1.0（$\alpha_0 \leqslant 11°19'$）；岩石地基时，不陡于 0.3∶1.0（$\alpha_0 \leqslant 16°42'$）。

墙前被动土压力是挡土墙的一种抗滑力，墙前被动土压力的存在有利于抗滑稳定。在季节冻深较大（1.5～2.5m）地区，挡土墙基础埋深较大，这时墙前被动土压力考虑与否，对其抗滑稳定性影响颇大。

经论证墙前填土在不受冲刷等破坏有保证的前提下，可考虑部分被动土压力的抗滑作用，根据一些工程设计经验，可考虑按朗肯公式计算的被动土压力的$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$。

四、挡土墙抗倾稳定验算

1. 抗倾稳定验算

挡土墙的抗倾稳定性是指挡土墙抵抗绕前趾向外转动倾覆的能力（力矩），用抗倾覆稳定系数 K_0 表示。K_0 表示对于前趾稳定力矩之和 ΣM_y 与倾覆力矩之和 ΣM_0 的比值。

建在土基上的挡土墙，由于应力大小比受到控制，这就保证了满足墙身抗倾覆稳定性的要求。因此无需进行抗倾覆稳定验算。建在岩基上的挡土墙，在合力偏心距 $e \leqslant \frac{B}{4}$ 的条件下，一般抗倾稳定也能满足要求；当合力偏心距 $\frac{B}{4} < e < \frac{B}{3}$ 时，需进行抗倾覆稳定性验算。

抗倾覆稳定可按下式验算：

$$K_0 = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma M_0} \tag{3-22}$$

式中 ΣM_y——作用于墙身各力对墙前趾的稳定力矩；

ΣM_0——作用于墙身各力对墙前趾的倾覆力矩；

K_0——抗倾覆稳定安全系数，$K_0 \geqslant 1.5$。

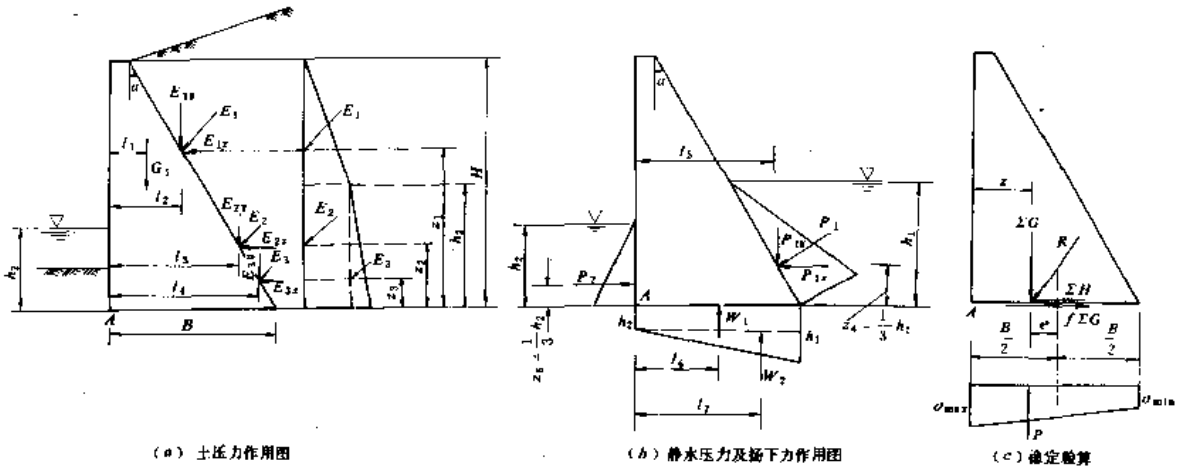


图 3-12　重力式挡土墙抗倾稳定验算

对于图 3-12 中的重力式挡土墙对前趾的稳定力矩：

$$\Sigma M_y = G_1 l_1 + E_{1y} l_2 + E_{2y} l_3 + E_{3y} l_4 + P_{1y} l_5 + P_{2y} z_5 \tag{3-23}$$

对于图 3-13 中的 L 形墙背挡土墙对前趾的稳定力矩：

$$\Sigma M_y = G_1 l_1 + G_2 l_2 + G_3 l_3 + G_4 l_4 + G_5 l_5 + E_{1y} B + E_{2y} B + P_2 z_5 \tag{3-24}$$

式中　ΣM_0——对前趾 A 点的倾覆力矩之和（反时针）。

对于图 3-12 中的重力式挡土墙对前趾的倾覆力矩：

$$\Sigma M_0 = E_{1x} z_1 + E_{2x} z_2 + E_{3x} z_3 + P_{1x} z_4 + W_1 l_6 + W_2 l_7 \tag{3-25}$$

对于图 3-13 中的 L 形墙背挡土墙对前趾的倾覆力矩：

$$\Sigma M_0 = E_{1x} z_1 + E_{2x} z_2 + E_{3x} z_3 + P_1 z_4 + W_1 l_6 + W_2 l_7 \tag{3-26}$$

2. 增加抗倾稳定的工程措施

当抗倾稳定性不满足要求时，可采用下列措施：

（1）适当增加前趾长度，以增加抗倾覆力臂。

（2）对重力式挡土墙可改变墙面或墙背坡度，如改用仰斜，以减小作用于墙后的土压力。

（3）改变墙身型式，如采用衡重式或在墙后设减荷平台，以减少作用于墙后的土压力。

五、基底应力验算

为了保证挡土墙的基底应力不超过地基的容许承载力，应进行基底应力验算；同时，为了避免挡土墙基础发生显著的不均匀沉陷，还要控制作用于挡土墙基底的应力大小比或合力偏心距。

（一）地基应力及偏心距的计算

1. 地基应力的计算

地基应力的计算可按照式（3-27）进行。

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B} \pm \frac{\Sigma M}{W} \tag{3-27}$$

式中　ΣM——各力对挡土墙基底中心力矩之和，$\Sigma M = e \cdot \Sigma G$；

ΣW——对挡土墙纵向形心轴的截面矩，当计算取单宽时，$W = \frac{B^2}{6}$。

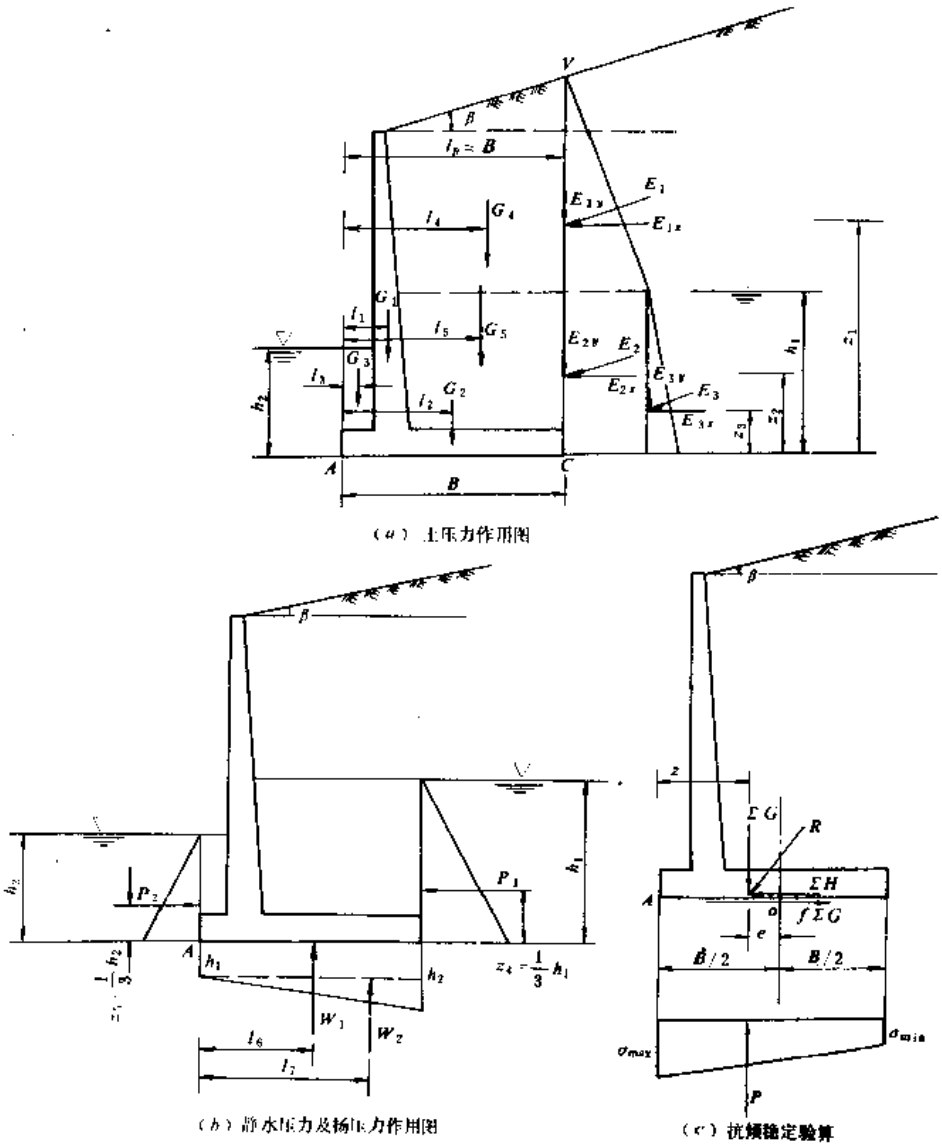


图 3-13　L 形挡土墙抗倾覆稳定验算

将 $\Sigma M = e \cdot \Sigma G$，$W = \frac{B^2}{6}$ 代入式（3-27），挡土墙基底应力又可以表示成式（3-28）：

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{3-28}$$

2. 偏心距的计算

在计算挡土墙基底压力时，常以挡土墙前趾端为距心，并计算各荷载对此点的力矩之和 ΣM_2。采用以前趾端为矩心，计算各荷载力臂简单、不易出错。当对前趾端点力矩 ΣM_2 求得后，便可按式（3-29）计算偏心距：

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_2}{\Sigma G} \tag{3-29}$$

式中　B——挡土墙基底宽度；

ΣG——作用于挡土墙的全部竖向荷载之和；

ΣM_2——各力对前趾端点力矩。

（二）土基挡土墙的地基应力验算

对建在土基上的挡土墙，地基应力验算应满足以下三个条件。

1. 地基平均应力小于地基容许承载力

$$\sigma_{cp} \leqslant [R] \tag{3-30}$$

2. 地基最大应力

$$\sigma_{max} \leqslant \alpha[R] \tag{3-31}$$

以上二式中 σ_{cp}——平均应力，$\sigma_{cp}=\frac{1}{2}(\sigma_{max}+\sigma_{min})$；

σ_{max}——最大应力；

σ_{min}——最小应力；

$[R]$——地基容许承载力；

α——加大系数，一般为1.2～1.5，按荷载组合及地基条件选取，基本荷载时取 $\alpha=1.2$。

3. 地基应力不均匀系数小于容许值

建在粘性土或砂、砾土地基上的挡土墙，基底应力的最大值与最小值之比 η（又称不均匀系数），不得大于表3-7中规定的容许值 $[\eta]$。

$$\eta=\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} \leqslant [\eta] \tag{3-32}$$

表3-7　基底压力分布不均匀系数容许值 $[\eta]$ 表

地基土质	荷载组合	
	基本	特殊
松软	2.0	2.5
中等坚硬、紧密	2.5	3.0
坚硬、紧密	3.0	3.5

注 1. 对于大型工程的挡土墙，采用值可按表中所列数值适当减小。

2. 对于地震情况，采用值可将表中所列值适当增大。

3. 本表所列值不同于水闸闸室应力大小比容许值，各种情况均较其增大0.5。

4. 地基容许承载力 $[R]$ 的确定

确定地基的容许承载力可采用以下办法：对于重要建筑物或复杂地质情况，必须进行现场荷载试验或触探试验，以直接或间接地定出容许承载力，必要时还可用理论公式进行计算。对于一般性建筑物和地质条件比较简单的天然地基，可用规范查表法确定地基容许承载力。

（1）规范查表法。规范查表法是根据在各种不同地基所作的荷载试验成果，用统计分析的方法找出土的某些物理力学指标和容许承载力间的线性关系之后制定出来的。因此，查得地基容许承载力，也必须先通过室内试验，以确定土的类别和查表所需的物理力学指标。然后从表3-8、表3-9、表3-10、表3-11查得地基容许承载力。

表3-8　砂性土容许承载力 $[R]$　　单位：kPa

细砂、粉砂	密实及中等密实（相对密度 $D>0.83$）	潮湿（饱和度 $S_r\leqslant 80\%$）	200～350
		饱和（饱和度 $S_r>80\%$）	100～300
砾砂、粗砂、中砂	密实及中等密实（$D>0.33$）与湿度无关		350～550

表 3-9　　一般粘性土容许承载力［R］　　单位：kPa

e	$\mathrm{tg}\delta$	$I_P \leqslant 10$			$I_P > 10$					
		I_L								
		0	0.5	1.0	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	0	350	310	280	450	410	370	(340)		
	0.2	270	240	220	350	320	290	(260)		
	0.4	210	140	170	260	240	220	(200)		
0.6	0	300	260	230	380	340	310	280	(250)	
	0.2	230	210	190	300	260	240	220	(200)	
	0.4	180	160	140	230	200	190	170	(150)	
0.7	0	250	210	190	310	280	250	230	200	160
	0.2	200	170	150	240	290	200	190	160	195
	0.4	150	125	115	190	170	150	140	120	95
0.8	0	200	170	150	260	230	210	190	160	130
	0.2	160	130	120	210	190	170	150	125	100
	0.4	120	100	90	160	140	125	115	95	80
0.9	0	160	140	120	220	200	180	160	130	100
	0.2	125	110	95	180	160	140	125	100	80
	0.4	95	85	75	130	120	110	95	80	60
1.0	0		120	100	190	170	150	130	110	
	0.2		95	80	150	130	120	100	90	
	0.4		75	60	115	100	90	80	70	
1.1	0					150	130	110	100	
	0.2					120	100	90	80	
	0.4					90	80	70	60	

注　括号内数值仅供内插用。

表 3-10　　沿海淤泥和淤泥质土容许承载力［R］　　单位：kPa

天然含水量 w（%） / $\mathrm{tg}\delta$	36	40	45	50	55	65	75
0	100	90	80	70	60	50	40
0.2	80	70	60	55	50	40	30
0.4	60	55	50	40	35	30	25

注　1. 淤泥和淤泥质粘土水下沉积形成，天然含水量 $w > w_L$，孔隙比 $1.0 < e < 1.5$ 的土称淤泥质土；$e \geqslant 1.5$ 的土称淤泥。

2. 对这类土应控制加荷速率或采取其他措施，以防失稳。

3. 内陆淤泥和淤泥质土可参照使用。

如基础宽度小于或等于 3m，基础埋置深度为 0.5～1.5m，可直接采用从表 3-8、表 3-9、表 3-10、表 3-11 查得地基的容许承载力。当基础宽度大于 3m 或基础埋深大于 1.5m 时，从前述各表查得的容许承载力应按式（3-33）修正。

表 3-11　　碎石土容许承载力 $[R]$　　单位：kPa

土类 \ 密实度	密实			中密			稍密		
土类 \ $tg\delta$	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4	0	0.2	0.4
卵石	800～1000	640～840	480～600	500～800	400～640	300～480	300～400	240～320	180～240
碎石	700～900	560～720	420～520	400～700	320～560	240～420	200～300	160～240	120～180
圆砾	500～700	400～560	300～420	300～500	240～400	180～300	200～300	160～240	120～180
角砾	400～600	320～480	240～360	200～400	180～320		150～200	120～160	90～120

注 1. 表中数值适用于骨架颗粒间的孔隙全部由中砂、粗砂或由液性指数 $I_L \leqslant 0.25$ 的粘性土所充填；

2. 当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按风化程度适当降低容许承载力；当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高容许承载力。

$$[R]' = [R] + m_B\gamma_1(B_e - 3) + m_0\gamma_2(D - 1.5) \tag{3-33}$$

式中　$[R]'$——修正后的容许承载力；

$[R]$——按表查得的容许承载力；

γ_1——基础底面以下土的重度，水下部分用浮重度；

γ_2——基础底面以上土的加权平均重度，水下部分的用浮重度；

D——基础埋置深度，当小于 1.5m 时，按 1.5m 考虑；

m_B，m_0——分别为基础宽度与埋置深度的承载力修正系数，由表 3-12 查得；

B_e——基础底面有效宽度，当小于 3m 时，按 3m 考虑，大于 8m 时，按 8m 考虑。

表 3-12　　承载力修正系数 m_B，m_0

土类			$tg\delta$					
			0		0.2		0.4	
			m_B	m_0	m_B	m_0	m_B	m_0
粘性土	淤泥和淤泥质亚粘土和 $e>0.9$，$I_L>0.9$ 的一般粘土		0	1.0	0	1.0	0	1.0
	老粘土和一般粘性土	粘土、亚粘土	0.4	1.5	0.3	1.2	0.2	1.0
		亚砂土	0.7	2.0	0.5	1.6	0.3	1.2
砂土	细砂、粉砂		2.0	3.0	1.6	2.5	1.2	2.0
	砾砂、粗砂、中砂		4.0	5.0	3.5	4.5	3.0	4.0
碎石土			5.0	6.0	4.0	5.0	3.0	4.0

注 $tg\delta = \frac{\Sigma H}{\Sigma G}$。

(2) 触探法。触探法可分为静力触探法、动力触探法和标准贯入法三种、具体试验和试验值的选取见有关书籍。上述试验给出的地基容许承载力，当基础不属标准情况时，应

按式（3-33）进行修正。

（三）岩基挡土墙的地基应力验算

岩基挡土墙的地基应力验算应满足以下要求：

1. 地基最大应力不超过地基容许承载力

$$R_{max} \leqslant [R] \tag{3-34}$$

式中 $[R]$——对于大型重要工程的岩基挡土墙，地基容许承载力应通过试验确定，对中小型工程可参照表 3-13 确定。

表 3-13　　岩石容许承载力 $[R]$ (kN/m²)　　单位：kPa

风化程度 / tgδ / 岩石类别	微风化	中等风化	强风化		
	—	—	0	0.2	0.4
硬质岩石	≥3000	1000～3000	400～800	300～600	
软质岩石	1000～2000	500～1000	200～500	170～400	140～300

注 1. $tg\delta=\frac{\Sigma H}{\Sigma G}$。

2. 强风化岩石改变埋藏条件后，若强度降低，宜按降低程度选取较低值。

3. 微风化硬质岩石的容许承载力，若选用大于 3000kPa，应进行专门研究。

4. 对节理发育的岩石地基、其地基容许承载力也应按式（3-33）进行宽深修正，宽深修正系数可按碎石土类选取。

2. 拉应力及偏心距的控制

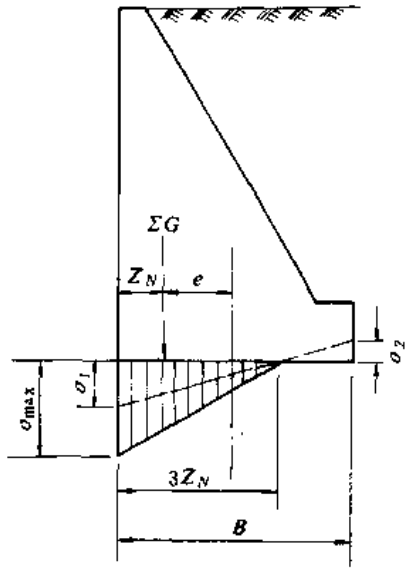


图 3-14　考虑地基应力重分布的地基应力验算

（1）对 1、2、3 级建筑物重要部位边墙，计及扬压力时，在基本荷载组合下，地基不容许出现拉应力，即 $e \leqslant \frac{B}{6}$；在特殊荷载组合情况下可容许出现不大的拉应力，在施工期可容许出现不大于 100kPa 的拉应力。

（2）对 1、2、3 级建筑物次要部位边墙及 4、5 级建筑物挡土墙，计及扬压力时，在基本荷载组合情况下，基底容许出现拉应力，但基底面合力偏心距应满足 $e \leqslant B/4$ 的要求；在特殊荷载组合情况下，基底面合力偏心距应满足 $e \leqslant B/3$ 的要求。

（3）对于岩基挡土墙，在容许基底出现拉应力的条件（$e>B/6$）下，应按应力重分布公式计算最大压应力 δ_{max}（图 3-14）。

$$\delta_{max} = \frac{2\Sigma G}{3Z_N} \tag{3-35}$$

同时应满足最大压应力小于或等于地基容许承载能力的要求。

$$\delta_{max} \leqslant [R] \tag{3-36}$$

六、挡土墙稳定性的综合评价

水工挡土墙通常在几种控制水位条件下运用，对每种计算情况应分别进行稳定性验算；必要时，对施工期和检修情况也应进行稳定验算。初拟的挡土墙轮廓或断面尺寸是否合理。

首先应满足上述各种条件下的稳定性要求。同时还应考虑经济上合理的要求，大的稳定安全系数和小的地基应力（或不均匀系数）固然安全性好。但因此所需的过大的断面或轮廓尺寸必然使工程造价加大。合理的断面设计应在满足上述各种稳定条件下，尽量减小设计断面。

为进行挡土墙稳定性的综合评价，对土基挡土墙，应对每种设计情况计算其抗滑稳定安全系数，地基最大最小应力，地基平均应力及地基应力大小比。

对岩基挡土墙，应对各种设计情况计算其抗滑稳定安全系数，抗倾稳定安全系数，最大地基应力及合力偏心距。

水工挡土墙墙前有可靠支撑板时，应根据建筑物的重要程度确定其是否受抗滑稳定条件控制或降低抗滑稳定的安全系数，使其满足 $K_c \geqslant 1.0$ 的条件。

第四章　挡土墙的结构设计

挡土墙设计首先应满足整体稳定要求，同时还应保证墙身具有足够的强度，使选择的设计断面满足经济合理的要求。为此应进行墙身结构设计。墙身结构设计的主要内容包括：①选取控制计算情况及控制截面，进行外荷载和内力计算。②对选取的控制截面进行强度验算或配筋计算。

挡土墙结构设计中的荷载及内力计算，将在本章第二节至第七节中结合各种挡土墙的结构设计分别论述。本章第一节阐述各种挡土墙的强度验算或配筋计算。

第一节　挡土墙的强度验算与配筋计算

一、结构设计中控制计算情况及控制截面的选择

（一）控制计算情况的选择

水工挡土墙多在不同控制计算情况下运用，不同计算情况下的稳定性不同，挡土墙各部分构件的内力也不同。对挡土墙整体稳定不利的条件，不一定是各部构件受力最大的情况。

在挡土墙的结构设计中，应选择对控制截面受内力最大的荷载组合做为计算情况。然后进行截面应力验算或配筋计算。

（二）控制截面的选择

对重力式和整体型半重力式挡土墙，通常沿墙高选两三个截面进行内力和强度验算，对衡重式挡土墙通常对上墙底面水平截面和斜截面进行内力和强度验算。对悬臂式和轻型半重力式挡土墙，通常对立墙和踵板选二、三个截面进行内力、强度验算或配筋计算，对前趾板的根部截面进行内力、强度验算和配筋计算。对扶臂式挡土墙采用替代荷载截条法计算时，立墙取第三 $H_1/4$ 段水平截条和跨中取竖向截条进行内力、强度验算或配筋计算，对踵板末端截条进行内力、强度验算和配筋计算，对前趾板根部截面进行内力、强度验算或配筋计算。对扶臂沿墙高选三个截面进行内力、强度验算和配筋计算。

二、挡土墙的建筑材料与受力性质

水工挡土墙的建筑材料主要有浆砌石、混凝土、少筋混凝土和钢筋混凝土四种。

浆砌石、混凝土主要用于建造重力式和衡重式挡土墙，少筋混凝土主要用于建造半重力式挡土墙、钢筋混凝土主要用于建造悬臂式、扶臂式等轻型挡土墙。

重力式和衡重式挡土墙按偏心受压构件验算其截面强度，整体式半重力挡土墙立墙墙身结构也属偏心受压构件，按偏心受压构件验算截面强度，在拉应力超过混凝土拉应力部位配置少量钢筋，一般属于少筋混凝土结构。轻型半重力式挡土墙的立墙、前趾板、踵板，悬臂挡土墙的立墙、前趾板、踵板，扶臂式挡土墙的前趾板、踵板、立墙、T 形扶臂梁，半重力式挡土墙的前趾板和后趾板均按受弯构件验算其截面强度和配筋。扶臂式挡土墙的扶臂在水平方向和垂直方向分别受墙面板和底板的拉力作用，因此扶臂在这两个方向属于受

拉构件，按轴心受拉构件验算其截面强度和配筋。

本节将分以下 4 个部分分别论述其强度验算或配筋计算。

(1) 混凝土、砌体结构按偏心受压构件及混凝土结构按受弯构件的强度验算。

(2) 少筋混凝土结构按受弯或偏心受压构件的配筋计算。

(3) 钢筋混凝土结构受弯构件的强度验算和配筋计算。

(4) 钢筋混凝土结构受拉构件的强度验算和配筋计算。

三、混凝土及砌体结构挡土墙的强度验算

通常选取一、二个控制截面进行强度验算，如图 4-1。

(一) 混凝土结构挡土墙的强度验算

1. 按偏心受压构件的强度验算

混凝土结构的重力式挡土墙（图 4-2）、衡重式挡土墙（图 4-3）及整体式半重力挡土墙（图 4-4）的墙体结构，按极限强度理论偏心受压构件进行强度验算。

(1) 压应力按式 (4-1)、式 (4-2) 验算。

$$\sigma_a = \frac{\Sigma G}{A} + \frac{\Sigma M}{W} \leqslant \frac{R_a}{K_a} \qquad (4\text{-}1)$$

或

$$\sigma_a = \frac{\Sigma G}{B'}\left(1 + \frac{6e}{B'}\right) \leqslant \frac{R_a}{K_a} \qquad (4\text{-}2)$$

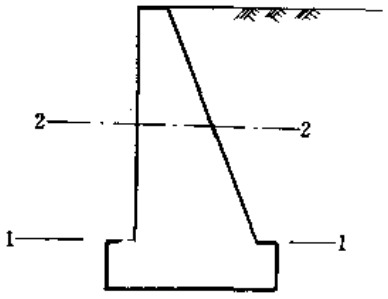


图 4-1 强度验算控制截面

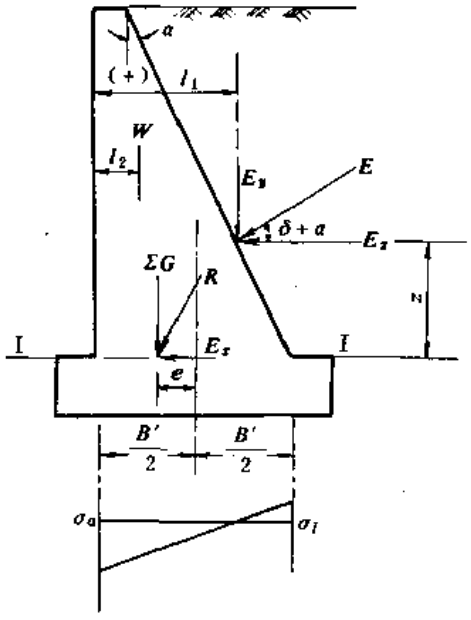


图 4-2 重力式挡土墙截面强度验算

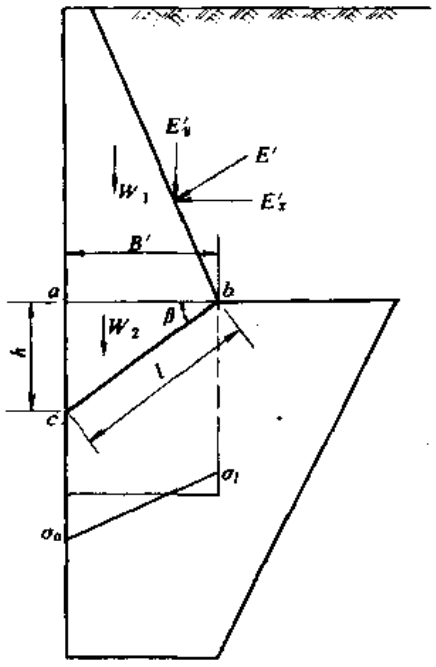


图 4-3 衡重式挡土墙水平截面及斜截面强度验算

式中 σ_a——计算压应力；

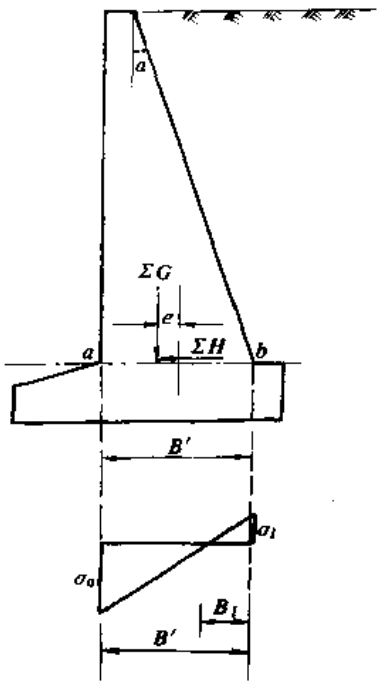


图 4-4 整体型半重力式挡土墙截面强度验算

ΣG——竖向力总和；

ΣM——截面重心弯矩总和；

A——截面面积，$A=bB'$，单宽 $b=1$；

B'——截面长度；

e——偏心距；总竖向力 ΣG 到截面重心的距离；

R_a——混凝土轴心抗压设计强度，按表 4-1，选取；

K_a——混凝土受压结构强度安全系数，按表 4-6 第 1 项次选取。

(2) 拉应力按式 (4-3)、式 (4-4) 验算。

$$\sigma_l=\frac{\Sigma G}{A}-\frac{\Sigma M}{W}\leqslant\frac{\gamma R_l}{K_l} \tag{4-3}$$

或

$$\sigma_l=\frac{\Sigma G}{B'}\left(1-\frac{6e}{B'}\right)\leqslant\frac{\gamma R_l}{K_l} \tag{4-4}$$

式中 R_l——混凝土抗拉设计强度，按表 4-1 选取；

K_l——混凝土受拉构件强度安全系数，按表 4-6 第 2 项选取；

γ——受弯构件的混凝土受拉区塑性影响系数，$\gamma=(1.1-0.1B')1.55$。

表 4-1　　混凝土的设计强度　　单位：MPa

项次	强度种类	符号	混凝土标号								
			75	100	150	200	250	300	400	500	600
1	轴心抗压	R_a	4.2	5.5	8.5	11.0	14.5	17.5	23.0	28.5	32.5
2	弯曲抗压	R_w	5.2	7.0	10.5	14.0	18.0	22.0	29.0	35.5	40.5
3	抗拉	R_l	0.68	0.8	1.05	1.3	1.55	1.75	2.15	2.45	2.65
4	抗裂	R_f	0.85	1.0	1.3	1.6	1.9	2.1	2.55	2.85	3.05

2. 按受弯构件的强度验算

对整体型半重力挡土墙的前趾、后趾，轻型半重力挡土墙的立墙、后趾、前趾按混凝土受弯构件验算其弯曲拉应力；如不满足强度要求，通常按少筋混凝土受弯构件配置受力筋。

受弯构件的强度按式 (4-5) 进行验算。

$$\sigma_l=\frac{M}{W}\leqslant\frac{\gamma R_l}{K_l} \tag{4-5}$$

式中 K_l——混凝土构件抗拉强度安全系数，按表 4-6 第 2 项次采用；

M——弯矩；

W——抵抗矩，矩形截面为 $W=\frac{6h^2}{6}$；

γ——同式 (4-4)。

3. 剪应力验算

$$\sigma_j=\frac{Q}{A}\leqslant[\sigma_j] \tag{4-6}$$

式中 σ_j——计算剪应力；

$[\sigma_j]$——混凝土容许剪应力，按表 4-2 选取；

Q——截面剪力。

表 4-2　　混凝土容许剪应力　　单位：MPa

混凝土标号	100	150	200	250	300
容许剪应力 $[\sigma_j]$	0.55	0.75	0.95	1.2	1.35

（二）砌体结构挡土墙的强度验算

砌体结构的重力式和衡重式挡土墙的墙体按容许应力法偏心受压构件进行强度验算。

1. 压应力验算

压应力验算按式（4-7）、式（4-8）进行。

$$\sigma_a = \frac{\Sigma G}{A} + \frac{\Sigma M}{W} \leqslant k[\sigma_a] \tag{4-7}$$

或

$$\sigma_a = \frac{\Sigma G}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \leqslant k[\sigma_a] \tag{4-8}$$

式中 σ_a——计算压应力；

$[\sigma_a]$——砌石或混凝土预制砌体的容许轴心压应力，按表 4-3 选取；

k——塑性影响系数，$k=1.0+1.5e/y$，对矩形截面 $k\leqslant 1.5$；

e——偏心距，$e=\dfrac{\Sigma M}{\Sigma G}$；

y——截面重心至偏心方向截面边缘距离。

2. 拉应力验算

拉应力验算按式（4-9）进行。

$$\sigma_{wl} = \frac{\Sigma G}{A} - \frac{\Sigma M}{W} \leqslant [\sigma_{wl}] \tag{4-9}$$

式中 σ_{wl}——计算弯曲拉应力（如 σ_{wl}为正值，则说明未出现拉应力）；

$[\sigma_{wl}]$——砌石或混凝土预制砌体的容许弯曲拉应力，按表 4-4 选取。

表 4-3　　砌石及混凝土预制块砌体容许轴心受压应力 $[\sigma_a]$　　单位：MPa

砌体种类	砌石或混凝土预制块标号	砂浆标号							安全系数
		125	100	75	50	25	15	10	K
片石砌体：	1000	2.4	2.2	1.9	1.6	1.3	1.0	0.9	
厚度不小于 15cm 的石料，砌筑时敲去其尖锐凸出部分，放置平稳，用小石块填塞空隙	800	2.1	1.9	1.7	1.4	1.1	0.9	0.8	
	600	1.8	1.7	1.5	1.2	0.9	0.8	0.7	
	500	1.7	1.5	1.3	1.1	0.8	0.7	0.6	3
	400	1.5	1.3	1.2	1.0	0.7	0.6	0.5	
	300	1.3	1.1	1.0	0.8	0.6	0.5	0.4	
	250	1.1	1.0	0.9	0.7	0.6	0.5	0.4	

续表

砌体种类	砌石或混凝土预制块标号	砂浆标号							安全系数
		125	100	75	50	25	15	10	K
块石砌体： 厚度20～30cm的石料，形状大致正方，宽度约为厚度的1～1.5倍，每层石料高度大致一致，并错缝砌筑	1000	5.9	5.5	5.0	4.6	4.0	3.8	3.7	
	800	4.9	4.5	4.2	3.8	3.3	3.1	3.0	
	600	3.9	3.6	3.3	2.9	2.6	2.4	2.3	
	500	3.4	3.1	2.8	2.5	2.2	2.0	1.9	2.5
	400	2.9	2.6	2.4	2.1	1.8	1.7	1.6	
	300	2.3	2.1	1.9	1.7	1.4	1.3	1.2	
	250	2.0	1.8	1.6	1.5	1.2	1.1	1.0	
粗料石砌体： 厚度20～30cm的石料，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2cm，外形正方的六面体，错缝砌筑，缝宽不大于2cm	1000	6.9	6.6	6.3	6.0	5.5	5.3	5.1	
	800	5.8	5.5	5.3	4.9	4.5	4.3	4.2	
	600	4.6	4.4	4.1	3.9	3.5	3.3	3.2	
	500	4.0	3.8	3.6	3.3	3.0	2.8	2.7	2.5
	400	3.3	3.2	3.0	2.8	2.5	2.3	2.2	
	300	2.7	2.5	2.4	2.2	1.9	1.8	1.7	
	250	2.3	2.2	2.1	1.9	1.7	1.6	1.5	
混凝土预制块体： 同粗料石砌体，但砌块表面平正，砌缝宽度不大于1cm	300	3.8	3.6	3.4	3.1	2.8	2.6	2.4	
	250	3.4	3.2	3.0	2.8	2.4	2.2	2.1	
	200	2.9	2.7	2.5	2.3	2.0	1.8	1.7	2.5
	150	2.3	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	1.3	
	100	1.8	1.6	1.5	1.3	1.1	1.0	1.0	

3. *剪应力验算*

砌体直接剪应力按式（4-10）验算。

$$\sigma_j = (Q - fN)\frac{1}{A} \leqslant [\sigma_j] \tag{4-10}$$

式中 σ_j——计算直接剪应力；

$[\sigma_j]$——砌体容许直接剪应力，按表4-5选取；

Q——计算截面剪力；

A——受剪截面积；

N——垂直受剪截面纵向力；

f——砌体间计算摩擦系数，当荷载为基本组合时，可取为0.4；当荷载为特殊荷载组合时，可取为0.5。

（三）混凝土和砌体结构斜截面强度验算

衡重式挡土墙（图4-3）除对上墙水平截面 ab 剪应力进行验算外，还应对斜截面 bc 进行剪应力验算。在图4-3中，有

$$\left.\begin{aligned} h &= B'\mathrm{tg}\beta \\ l &= \frac{h}{\sin\beta} = \frac{B'\mathrm{tg}\beta}{\sin\beta} \\ W_z &= \frac{1}{2}\gamma_s h B' = \frac{1}{2}\gamma_s B'^2\mathrm{tg}\beta \end{aligned}\right\} \tag{4-11}$$

（1）由竖向力和水平力产生沿斜面滑动力 P。

$$P = E_x\cos\beta + (E_y + W_1 + W_2)\sin\beta$$

$$= E_x\cos\beta + (E_y + W_1)\sin\beta + \frac{1}{2}\gamma_g B'^2 \mathrm{tg}\beta\sin\beta \qquad (4\text{-}12)$$

（2）沿斜截面的剪应力按式（4-13）验算。

$$\tau = \frac{P}{l} = \cos^2\beta(\tau_x + \tau_w\mathrm{tg}\beta + \tau_y\mathrm{tg}^2\beta) \leqslant [\sigma_j] \qquad (4\text{-}13)$$

其中 $\tau_x = \dfrac{E_x'}{B'}$

$\tau_w = \dfrac{E_y' + W_1}{B'}$

$\tau_y = \dfrac{1}{2}\gamma_g B'$

$\beta = \mathrm{arctg}(-A \pm \sqrt{A^2+1})$

$A = \dfrac{\tau_y - \tau_x}{-\tau_w}$

表 4-4　　砌石及混凝土预制块砌体容许直接剪应力、拉应力、弯曲拉应力　　单位：MPa

应　力	截　面	砌体种类	砂浆标号						
			125	100	75	50	25	15	10
直接剪应力 $[\delta_j]$	通　缝	各种砌体	0.12	0.11	0.09	0.08	0.05	0.04	0.04
	齿　缝	片石砌体	0.24	0.22	0.18	0.16	0.10	0.08	0.08
		规则块材砌体	见　附　注						
拉应力 $[\sigma_l]$	齿　缝	片石砌体	0.11	0.11	0.09	0.08	0.06	0.06	0.05
		规则块材砌体	0.16	0.15	0.13	0.12	0.09	0.08	0.07
弯曲拉应力 $[\sigma_{wl}]$	通　缝	各种砌体	0.18	0.16	0.14	0.11	0.08	0.06	0.06
	齿　缝	片石砌体	0.21	0.2	0.18	0.15	0.12	0.11	0.09
		规则块材砌体	0.3	0.28	0.25	0.22	0.17	0.15	0.13

注 规则块材砌体，在齿缝方向受剪时，系通过块材和通缝剪破，此时不计算缝抗剪作用，由块材直接剪应力承受，此时块材剪应力按表 4-5 选取，以上安全系数均为 $k=3$。

表 4-5　　规则块材容许直接剪应力　　单位：MPa

块材标号	≥200	150	100	75	50	安全系数
直接剪应力 $[\sigma_j]$	0.88	0.72	0.56	0.48	0.36	$K=3$

四、按少筋混凝土和应力图形的配筋计算

（一）按少筋混凝土受弯构件的配筋计算

半重力式挡土墙通常立墙和前后趾断面较大，仅需配少量钢筋，大部分含钢率在0.05%～0.10%之间，在这种条件下可按少筋混凝土受弯构件计算配筋量。

少筋混凝土配筋计算按以下步骤进行。

（1）计算少筋混凝土受弯构件抗拉安全系数。

$$K_l = \frac{\gamma R_l b h^2}{6M} \tag{4-14}$$

式中 K_l——计算混凝土抗拉安全系数；

γ——受弯构件（矩形截面）受拉区塑性影响系数，$\gamma = 1.55\ (1.1 - 0.1h)$；

h——截面高度；

R_l——混凝土的设计抗拉强度，按表 4-1 选取；

b——截面宽度取单宽；

M——截面弯矩。

（2）判断是否属于少筋混凝土范围。

$$K_h > K_l > K_g \tag{4-15}$$

式中 K_h——混凝土受弯构件强度安全系数，见表 4-6；

K_g——钢筋混凝土受弯构件强度安全系数，见表 4-7。

（3）计算防止钢筋达到屈服极限的安全系数 K_p。

$$K_p = \frac{(K_h - 1)K_g - (K_g - 1)K_l}{K_h - K_g} \tag{4-16}$$

对 2、3 级建筑物受弯构件，基本荷载组合：

$$K_p = 2.15 - 0.435K_l \tag{4-17}$$

当计算 $K_p < 1.15$ 时，取 $K_p = 1.15$。

（4）根据已知 K_p，按普通钢筋混凝土计算公式确定钢筋用量。

$$A_0 = \frac{K_p M}{b h_0^2 R_w} \tag{4-18}$$

$$h_0 = 0.95h \tag{4-19}$$

由 A_0 查表，得 a：

$$A_g = abh_0 \frac{R_w}{R_g} \tag{4-20}$$

也可用以下近似公式计算 A_g：

$$A_g = \frac{K_p M}{0.985 R_g h_0} \tag{4-21}$$

（二）按应力图形的配筋计算

[美] W.C. 享廷顿著《土压力与挡土墙》和铁道部第一设计院主编《铁路工程设计技术手册》均推荐按应力图形法计算整体型半重力式挡土墙的立墙配筋。

对立墙身选取一、二个控制截面，包括与底板连结处截面，如图 4-4。逐一计算各截面的偏心距及拉应力。凡 $e > 0.3B'$ 及超过混凝土容许拉应力的墙身范围内，墙背按其拉力大小配置受拉钢筋。

$$e = \frac{B'}{2} - \frac{\Sigma M_a}{\Sigma G} \tag{4-22}$$

$$B_l = \frac{(6e - B')B'}{12e} \tag{4-23}$$

则每延米长总拉力：

$$N_1 = \frac{1}{2}\sigma_l B_l = \frac{(6e - B')B'}{24e}\sigma_l \tag{4-24}$$

钢筋面积：

$$A_g = \frac{N_l}{[\sigma_g]\cos\alpha} \tag{4-25}$$

式中 $[\sigma_g]$ ——钢筋容许拉应力，$[\sigma_g] = \frac{R_g}{K_g}$；

K_g ——受拉钢筋强度安全系数，按表 4-7 选取；

α ——墙背倾角。

五、钢筋混凝土挡土墙的配筋计算

（一）受弯构件的配筋验算

悬臂式和扶臂式挡土墙的各部结构按钢筋混凝土受弯构件进行配筋计算。

1. 矩形截面的配筋计算

矩形截面的配筋计算按以下步骤进行。

（1）按公式（4-26）计算 A_0。

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} \tag{4-26}$$

式中 M——荷载作用下截面承受的弯矩；

K——钢筋混凝土强度安全系数，按表 4-7 采用；

R_w——混凝土弯曲抗压设计强度，按表 4-1 选取；

b——矩形截面宽度，挡土墙各部分结构通常取单宽进行计算，$b=1.0$m；

h_0——截面有效高度，即自受拉钢筋合力点至受压区边缘距离，$h_0=h-a$；

h——矩形截面高度；

a——保护层厚度。

（2）按附录表 1，由 A_0 查得相应 α 值。

（3）按公式（4-27）计算 μ。

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} \tag{4-27}$$

式中 R_g——受拉钢筋设计强度，按表 4-9 选取。

表 4-6　　混凝土结构构件的强度安全系数

项次	受力特征	1 级建筑物		2、3 级建筑物		4、5 级建筑物	
		基本荷载组合	特殊荷载组合	基本荷载组合	特殊荷载组合	基本荷载组合	特殊荷载组合
1	按抗压强度计算的受压构件、局部承压	1.8	1.65	1.70	1.55	1.60	1.45
2	按抗拉强度计算的受压、受弯、受拉构件	2.8	2.30	2.65	2.20	2.50	2.10

注 对 1、2、3 级建筑物中的某些结构构件，当其强度不影响整个建筑物的安全稳定时，强度安全系数可按列表数值适当降低。

（4）按公式（4-28）计算所需钢筋截面积 A_g。

$$A_g = \mu b h_0 \tag{4-28}$$

（5）按附录表 2 选择适宜的钢筋直径和根数。实际采用的钢筋面积应等于或略大于计算所需的钢筋面积；如若小于计算所需要面积，则相差不超过 5%。

表 4-7　　钢筋混凝土结构构件的强度安全系数

项次	受力特征	1 级建筑物		2、3 级建筑物		4、5 级建筑物	
		基本荷载组合	特殊荷载组合	基本荷载组合	特殊荷载组合	基本荷载组合	特殊荷载组合
1	轴心受拉、受弯、偏心受拉	1.65	1.45	1.50	1.40	1.40	1.35
2	轴心受压、偏心受压、局部承压、斜截面受剪、受扭	1.70	1.55	1.60	1.45	1.50	1.40

表 4-8　　钢筋混凝土结构构件的抗裂安全系数

项次	受力特征	1 级建筑物	2、3 级建筑物	4、5 级建筑物
1	轴心受拉、小偏心受拉	1.25	1.20	1.15
2	受弯、偏心受压、大偏心受拉	1.15	1.10	1.05

表 4-9　　钢筋的设计强度　　单位：MPa

项次	钢筋种类	符号	受拉钢筋设计强度 R_g 或 R_y	受压钢筋设计强度 R_g' 或 R_y'
1	Ⅰ级钢筋（3 号钢）	Φ	240	240
	Ⅰ级钢筋（16 锰） 直径＜28mm 直径≥28mm	Φ	340 320	340 320
	Ⅱ级钢筋（25 锰硅）	Φ	380	380
	Ⅳ级钢筋（44 锰 2 硅，45 硅 2 钛，40 硅 2 钒，45 锰硅钒）	Φ	550	400
2	Ⅴ级钢筋（热处理 44 锰 2 硅及 45 锰硅钒）	Φ^t	1200	400
3	5 号钢筋	Φ	280	280
4	冷拉Ⅰ级钢筋（直径≤12mm）	Φ^l	280	240
	冷拉Ⅱ级钢筋　双控 单控	Φ^l	450 420	340
	冷拉Ⅲ级钢筋　双控 单控	Φ^l	530 500	380
	冷拉Ⅳ级钢筋　双控 单控	Φ^l	750 700	400
5	冷拉 5 号钢筋　双控 单控	Φ^l	450 400	280

2. T 形截面的配筋计算

扶臂式挡土墙的扶臂配筋按扶臂与面板组成的 T 形截面悬臂梁进行配筋计算。

T 形截面的配筋计算按以下步骤进行。

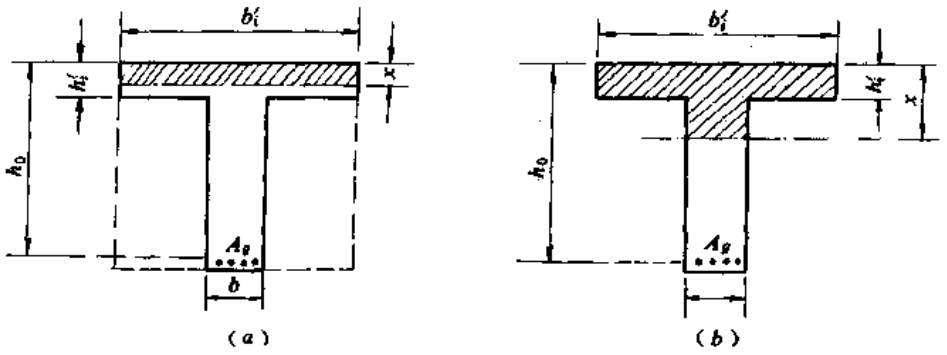


图 4-5　T 形截面受弯构件

T 形梁（图 4-5）的配筋计算按中和轴所在位置不同分为两种情况。

第一种情况：中和轴位于翼缘内［图 4-5 (a)］，受压区高度 $x \leqslant h_i'$，受压区为矩形。因中和轴以下的受拉混凝土不起作用，符合此种情况时，应满足公式（4-29）。

$$KM \leqslant b_i' h_i' R_w \left(h_0 - \frac{h_i'}{2} \right) \tag{4-29}$$

所以此种 T 形梁截面与宽度为 b_i' 的矩形截面完全一样，这时按翼缘宽度 b_i' 的矩形截面计算，而不按梁肋宽 b 计算配筋。这种 T 形梁在验算配筋率 $\mu \geqslant \mu_{\min}$ 时，T 形截面配筋率应用公式 $\mu = \dfrac{A_g}{bh_0}$ 计算，其中 b 为肋宽。第一种情况的配筋计算步骤完全与宽度为 b_i' 的矩形截面相同。

第二种情况，中和轴位于梁肋内［图 4-5 (b)］，受压区高度 $x \geqslant h_i'$。受压区为 T 形。符合此种情况时应满足公式（4-30）。

$$KM \geqslant b_i' h_i' R_w \left(h_0 - \frac{h_i'}{2} \right) \tag{4-30}$$

计算此种 T 形梁时将弯矩 M_p 分为两部分，一为梁肋的受压混凝土与相应的受拉钢筋 A_{g1}' 所组成的弯矩 M_p'，另一为翼缘两侧受压混凝土与相应的受拉钢筋 A_{g2} 所组成的弯矩 M_{g2}，受拉钢筋总面积 $A_g = A_{g1} + A_{g2}$。

第二种情况配筋计算按以下步骤进行：

（1）按式（4-31）计算翼缘两侧的抵抗弯矩。

$$M_{g2} = 0.8(b_i' - b) h_i' R_w \left(h_0 - \frac{h_i'}{2} \right) \tag{4-31}$$

（2）按公式（4-32）计算 A_{g2}。

$$A_{g2} = \frac{M_{g2}}{R_g \left(h_0 - \dfrac{h_i'}{2} \right)} \tag{4-32}$$

（3）计算 A_{g1}。

$$\left.\begin{aligned} M_{g1} &= KM - M_{g2} = A_0 b h_0^2 R_w \\ A_0 &= \frac{KM - M_{g2}}{b h_0^2 R_w} \end{aligned}\right\} \tag{4-33}$$

由 A_0 查附录表 1 得 α，计算 $\mu = \dfrac{\alpha R_w}{R_g}$

计算钢筋面积 $A_{g1}=\mu bh_0$

（4）计算钢筋总面积 A_g。

$$A_g = A_{g1} + A_{g2} \tag{4-34}$$

3. 斜截面强度验算

斜截面强度按式（4-35）验算。

$$KQ \leqslant 0.07bh_0R_a \tag{4-35}$$

当 $KQ>0.07bh_0R_a$，说明需要按计算配置腹筋。

（二）受拉构件的配筋计算

扶臂式挡土墙扶臂在水平向将受面墙的拉力作用；在竖向将受踵板向下的拉力作用，其受拉钢筋可按轴心受拉构件进行配置，所需钢筋面积 A_g 按式（4-36）计算。

$$A_g = \frac{KN}{R_g} \tag{4-36}$$

式中 K——钢筋混凝土轴心受拉构件的强度安全系数，可按表 4-7 选用；

N——纵向拉力；

R_g——纵向钢筋的抗拉设计强度，可按表 4-9 选用；

A_g——全部纵向钢筋的截面面积。

六、裂缝开展宽度验算

水工挡土墙中的钢筋混凝土受弯构件，一般允许裂缝发生，但要求限制裂缝开展宽度。

（一）最大裂缝宽度的容许值

裂缝开展宽度验算应符合下式条件。

$$\delta_{f\max} \leqslant [\delta_{f\max}] \tag{4-37}$$

式中 $\delta_{f\max}$——在基本荷载组合作用下计算得出的最大裂缝宽度；

$[\delta_{f\max}]$——最大裂缝宽度的容许值，根据构件所处的工作环境和工作条件按表 4-10 确定。

表 4-10　　钢筋混凝土结构构件最大裂缝宽度的容许值　　单位：mm

项次	结构构件所处的条件			$[\delta_{f\max}]$
1	经常处在水中	水质无浸蚀性	水力梯度 $i\leqslant 20$	0.30
			水力梯度 $i>20$	0.20
		水质有浸蚀性	水力梯度 $i\leqslant 20$	0.25
			水力梯度 $i>20$	0.15
2	水位变动区	水质无浸蚀性	年冻融次数小于 50	0.25
			年冻融次数大于 50	0.15
		水质有浸蚀性或海水		0.15
3	水　上			0.30

注 1. 设有专门的防渗面层等保护措施后，最大裂缝宽度容许值可以适当加大。经过论证后，也可以不做裂缝宽度验算。

2. 第 2 项中水质有浸蚀或海水水位变动区包括最高水位以上 2m 范围。

3. 钢筋直径大于 32mm 时，最大裂缝宽度容许值建议可按表中数值增大 20%。

（二）裂缝开展宽度的验算

矩形截面受弯构件最大裂缝开展宽度按式（4-38）计算。

$$\left.\begin{aligned}\delta_{f\max} &= 2\left(\psi\frac{\sigma_g-\sigma_0}{E_g}-0.7\times10^{-4}\right)l_f\\ l_f &= \left(\sigma+\alpha_1\frac{d}{\mu}\right)\nu\\ \psi &= 1-\alpha_2\frac{R_f}{\mu\sigma_g}\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}38)$$

式中 l_f——平均裂缝间距（以 cm 计算）；

ψ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，当 $\psi<0.3$ 时，取 $\psi=0.3$；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi=1.0$；

α_1，α_2——计算系数，受弯构件：$\alpha_1=0.06$，$\alpha_2=0.25$；

σ_g——使用荷载作用下的纵向受拉钢筋应力，按式 $\sigma_g=\dfrac{M}{A_gZ}$ 计算；

Z——纵向受拉钢筋合力点至受压混凝土合力点之间的距离，受弯构件 $Z=(0.93-5\mu)\,h_0$；

μ——纵向钢筋配筋率，对受弯构件 $\mu=\dfrac{A_g}{bh_0}$；

R_f——混凝土抗裂设计强度，按表 4-1 选取；

ν——与纵向钢筋表面形状有关的系数；

螺纹钢筋，$\nu=0.7$；

光面钢筋，$\nu=1.0$；

冷拔低碳钢丝，$\nu=1.25$；

σ_0——钢筋的初始应力。对于长期处于水下的结构，允许采用 $\sigma_0=20$MPa；对于干燥环境中的结构，取 $\sigma_0=0$。

T 形截面受弯构件最大裂缝宽度 $\delta_{\max}$（cm）按下式计算

$$\left.\begin{aligned}\delta_{f\max} &= 2\left(\psi\frac{\sigma_g-\sigma_0}{E_g}-0.7\times10^{-4}\right)l_f\\ l_f &= \left[\sigma+0.06\frac{d}{\mu}(1+2\gamma_1+0.4\gamma_1')\right]\nu\\ \psi &= 1-0.25\frac{R_f}{\mu\sigma_g}(1+2\gamma_1+0.4\gamma_1')\end{aligned}\right\}\qquad(4\text{-}39)$$

其中，$\gamma_1=\dfrac{(b_i-b)\,h_i}{bh}$，其中 b_i、h_i 分别为受拉区翼缘宽度及高度；

$\gamma_1'=\dfrac{(b_i'-b)\,h_i'}{bh}$，其中 b_i'、h_i' 分别为受压区翼缘宽度及高度；

$\mu=\dfrac{A_g}{bh_0}$，b 为截面肋宽。

式中 d 为纵向受拉钢筋直径（以 cm 计），当采用不同直径时，改用换算直径 $d=\dfrac{4A_g}{S}$（S 为纵向受拉钢筋的总周长）。

七、钢筋混凝土挡土墙的配筋率与截面选择

对于悬臂式、扶臂式等轻型钢筋混凝土挡土墙，设计断面的配筋率不能低于表 4-11 中的最小配筋率 μ_{min}。

表 4-11　　钢筋混凝土构件纵向受力钢筋最小配筋率（%）

项次	分　　类	混凝土标号		
		≤200	250～400	500～600
1	轴心受压构件的全部受压钢筋	0.4	0.4	0.4
2	偏心受压及偏心受拉构件的受压钢筋	0.2	0.2	0.2
3	受弯、偏心受压及偏心受拉构件的受拉钢筋	0.1	0.15	0.2

如计算配筋率 μ 小于最小配筋率 μ_{min}，应按最小配筋率配筋。钢筋混凝土结构挡土墙，应使配筋率满足以下条件：

$$\mu_{min} \leqslant \mu \leqslant \mu_{max} \tag{4-40}$$

大的截面尺寸所需钢筋数量小，混凝土量增加；反之所需钢筋数量大，混凝土用量减少。根据材料的各自价格及施工费用，可算出一个总造价最低的配筋率。

在设计中为了经济起见，截面尺寸的选择应使最大弯矩截面算出的配筋率 μ 处在经济配筋率范围之内，或接近经济配筋率。对悬臂式、扶臂式挡土墙的立墙、底板（趾板、踵板），应按板或梁结构的经济配筋率控制，板的经济配筋率一般为 0.4%～0.8%。梁的经济配筋率一般为 0.6%～1.5%。扶臂式挡土墙的扶臂为 T 形截面的悬臂梁结构，其经济配筋率可控制在 0.6%～1.5%。

挡土墙的断面选择，应考虑经济配筋率。但为便于施工，或根据构造要求，或为满足裂缝开展容许宽度要求，事实上不一定都要严格满足经济配筋率的要求。如对半重力式挡土墙或闸室岸墙等结构，由于稳定和构造等要求断面尺寸较大，按一般方法进行配筋计算钢筋用量很少，这时受力钢筋可不受最小配筋率限制。可按少筋混凝土结构进行配筋计算。

例如某悬臂式挡土墙，断面尺寸及立墙作用荷载如图 4-6。立墙选取三个控制断面，距墙顶分别为 2m，4m 和 6m。悬臂式挡土墙为三级建筑物，基本荷载组合，150 号混凝土，1 级钢筋，各截面尺寸及计算配筋量和含钢率如表 4-12。

表 4-12　　悬臂式挡土墙立墙配筋计算成果表

截面距墙顶距离 (m)	M (kN·m)	截面尺寸 (cm)		$A_g=\frac{KM}{bh_0^2R_w}$	α	$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}$	$A_g=\mu bh_0$ (cm^2)
		h	h_0				
6.0	231	60	55	0.109	0.116	0.507%	27.90
4.0	65.6	46.7	41.7	0.054	0.0555	0.243%	10.12
2.0	8.20	33.3	28.3	0.0146	0.0147	(0.064%) $\mu=\mu_{max}$ =0.1%	(1.81) 2.83

最大弯矩截面含钢率 μ=0.507%，在经济含钢率范围 0.4%～0.8%内，距墙顶 4.0m 截面含钢率 μ=0.243%，在 $\mu_{min}<\mu<\mu_{max}$范围内。距墙顶 2m 截面含钢率 μ=0.064%，小

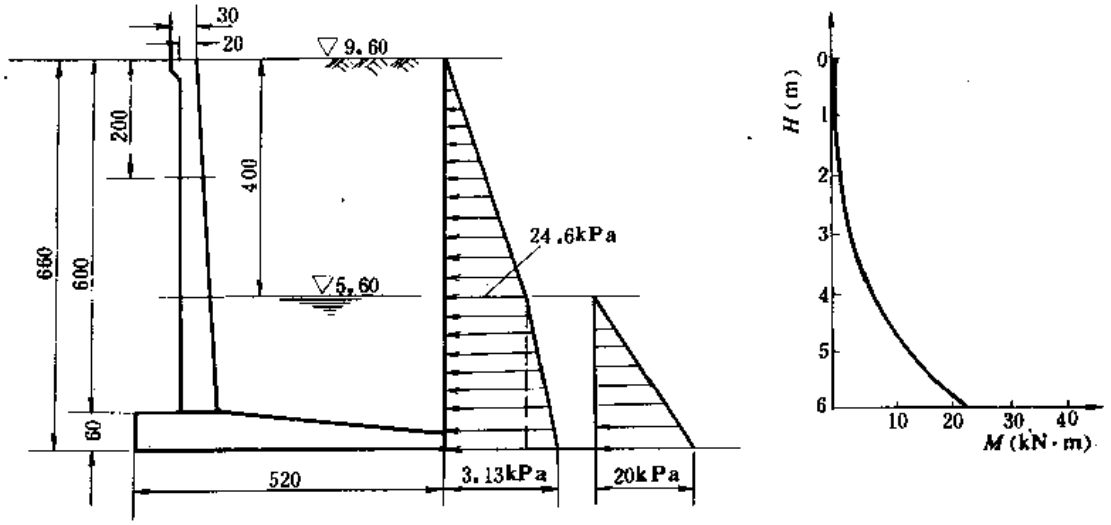


图 4-6　悬臂式挡土墙立墙作用荷载及弯矩图（单位：cm）

于最小配筋率 $\mu_{min}=0.1\%$，应按最小配筋率配筋。

八、钢筋混凝土挡土墙受力筋、分布筋及构造筋的布置

（一）受力钢筋的布置

纵向受力筋尽可能排成一排，当根数较多时，可排成两排，当两排布置不开时，也允许将钢筋成束布置（每米以两排为宜），在特殊情况下受力钢筋（或钢筋束）也可多于两排，但第三排及以上各排的钢筋水平方向的间距应比下面两排间距增大一倍。当钢筋排成两排和两排以上时，应避免上下排互相错位，以免造成浇注困难。受力筋直径常用 ϕ12～25，个别也有用 ϕ32、ϕ36。受力筋最小间距为 7cm，即每米最多放 14 根。

受力筋最大间距可按构件厚度选取：

$h\leqslant$20cm，间距 25cm；

20$<h<$150cm，间距 33cm；

$h>$150cm，间距 50cm。

（二）分布钢筋的配置

在垂直受力钢筋方向还需要布置分布钢筋，分布钢筋的作用是将板面荷载更均匀地传布给受力钢筋，同时在施工中用以固定受力钢筋，并起抵抗混凝土收缩和温度应力的作用。每米宽度内分布钢筋的截面面积不少于受力钢筋面积的 1/10，且每米长度内不少于三根；分布钢筋直径在一般厚度板中多用 6～8mm，在厚板中用 10～16mm，间距 20～40cm；分布钢筋每米板宽内用 2～4 根。分布钢筋也起构造钢筋作用，可采用光面钢筋，分布钢筋应布置在受力钢筋的内侧。

（三）构造钢筋的配置

在悬臂式、扶臂式等钢筋混凝土挡土墙的不需配置受力筋部位，如悬臂式挡土墙的迎水面、趾板的上层、踵板的底层，需配置构造钢筋，构造钢筋是为混凝土结构适应温度、湿度变化条件，特别是严寒气候条件下的剧烈气候变化。构造钢筋在其主要受约束方向的钢筋数量可采用构件截面面积的 0.04%，但每米内不多于 12cm²，钢筋以小直径为宜，但也

要考虑便于施工架立条件，间距不宜大于 25cm。

第二节　重力式挡土墙的结构设计

一、重力式挡土墙的建筑材料与型式选择

重力式挡土墙多采用混凝土和浆砌石建造，在石料丰富的地区采用浆砌石挡土墙较混凝土挡土墙经济。混凝土挡土墙耐久性较浆砌石挡土墙好。

重力式挡土墙以其墙背的倾斜方向分俯斜、直立和仰斜三种，如图 1-6。在水工建筑物中为便于与闸室等其它结构连接和满足水流条件的要求，多采用俯斜式挡土墙。如图 1-6 (*a*)。在防止山脚坍坡及渠堤挡土墙，有时也采用墙背直立或仰斜挡土墙，如图 1-6 (*b*)、(*c*)。水闸等水工建筑物进出口有时为获得好的水流条件和便于与进出沟渠连接，有时采用扭曲式挡土墙，这种挡土墙断面由俯斜经过直立式过渡到仰斜式。

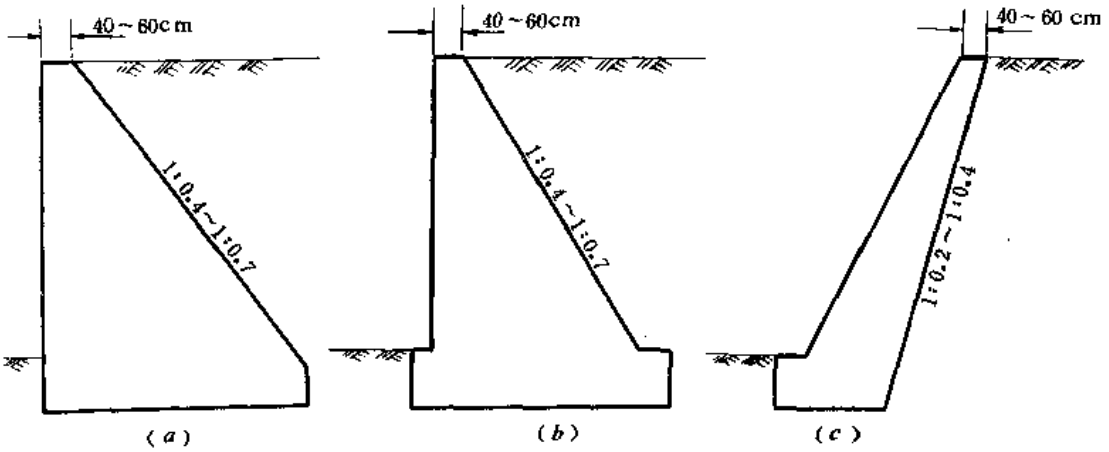


图 4-7　重力式挡土墙经验尺寸

二、初拟断面尺寸

重力式俯斜挡土墙墙后坡比一般经验尺寸为 1∶0.4～1∶0.7 [图 4-7 (*a*)、(*b*)]。当墙后填土强度指标低、地基承载力低或浸水运用条件下，坡比应取大值，反之应取小值。仰斜挡土墙墙后坡比一般为 1∶0.2～1∶0.4 [图 4-7 (*c*)]。仰斜挡土墙墙后坡比还应结合施工中的开挖边坡、地基岩性、回填等施工条件加以确定。

重力式挡土墙有时底部加有前趾和后趾（如图 4-7 (*b*)。为满足截面强度要求，前趾和后趾不宜太长，一般在 1.0m 以内，混凝土重力式挡土墙顶宽不宜小于 40cm。

三、作用在重力式挡土墙上的荷载计算

(一) 作用在重力式挡土墙墙背上的土压力计算

一般断面的重力式挡土墙均符合库仑理论的假设条件，应按第三章介绍的方法，采用库仑公式计算主动土压力。

对于墙后填土分层、范围受限、填土面有作用荷载等特殊情况的土压力，按第三章介绍的方法计算。

（二）静水压力与扬压力的计算

作用在墙背填土中的静水压力，其方向与墙背垂直（图 3-6）。将作用于墙背的垂直方向水压力分解成竖向压力和水平向压力两部分。水平压力 $P_{1x}=\frac{1}{2}\gamma_w h_1^2$，竖向压力 $P_{1y}=\frac{1}{2}\gamma_w h_1^2 \mathrm{tg}\alpha$。墙背俯斜时 α 取正值，竖向压力方向向下可理解为水重；墙背仰斜时 α 取负值，竖向压力方向向上可理解为浮力。

作用在基底面上的扬压力由渗透压力和浮托力两部分组成，渗透压力可假定按直线分布，其最大值为 h_2～h_1，浮力值为 h_1。

（三）其他荷载计算

其他荷载计算参见第三章。

四、墙身截面强度验算

重力式挡土墙的墙身截面验算，通常选墙身靠近基础截面和另一中上部截面进行强度验算，具体验算方法见本章第一节。

第三节　衡重式挡土墙的结构设计

一、衡重式挡土墙的建筑材料

衡重式挡土墙多采用混凝土或浆砌石建造，其建筑材料的选择原则同重力式挡土墙。

二、初拟断面尺寸

衡重式挡土墙（图 4-8），可根据经验初拟断面尺寸。顶宽为 0.3～0.6m，上墙和下墙的比例为$\frac{1}{3}$～$\frac{1}{2}$，上墙墙背坡比一般为 1∶0.28～1∶0.32。平台宽度为（0.25～0.35）H，下墙墙背坡比一般为 1∶0.3～1∶0.45，下墙墙背坡比应结合墙背天然地基岩性，施工开挖边坡及施工等条件确定。

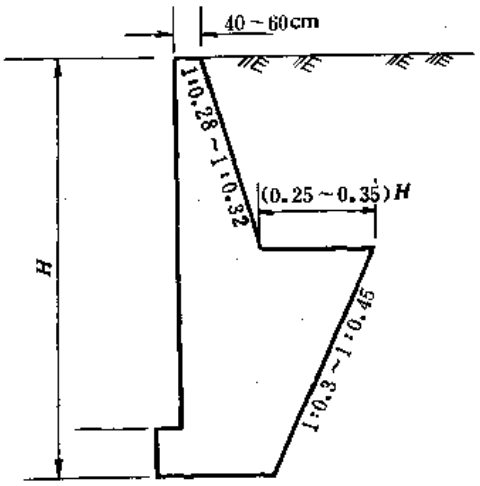


图 4-8　衡重式挡土墙经验尺寸

三、作用在衡重式挡土墙上的荷载计算

（一）作用在挡土墙上的土压力计算

作用在衡重式挡土墙上的土压力计算方法见第三章。按校正墙背方法求出的上墙土压力 E 是作用于第二破裂面上的土压力，为进行衡重式挡土墙上墙的强度验算，应计算作用于实际墙背上的土压力（图 4-9）。当已知作用在上墙第二破裂面上的土压力 E 后，根据实际墙背与土体间无相对位移的条件，可按式（4-41）推求作用于上墙墙背的水平和竖向土压力：

$$\left.\begin{aligned} E_x' &= E_x = E\cos(\alpha_1+\phi) \\ E_y' &= E_x\mathrm{tg}\alpha = E\cos(\alpha_1+\phi)\mathrm{tg}\alpha \end{aligned}\right\} \tag{4-41}$$

假设上述土压力沿墙背按直线分布，土压力合力作用于上墙的下 1/3 点处。

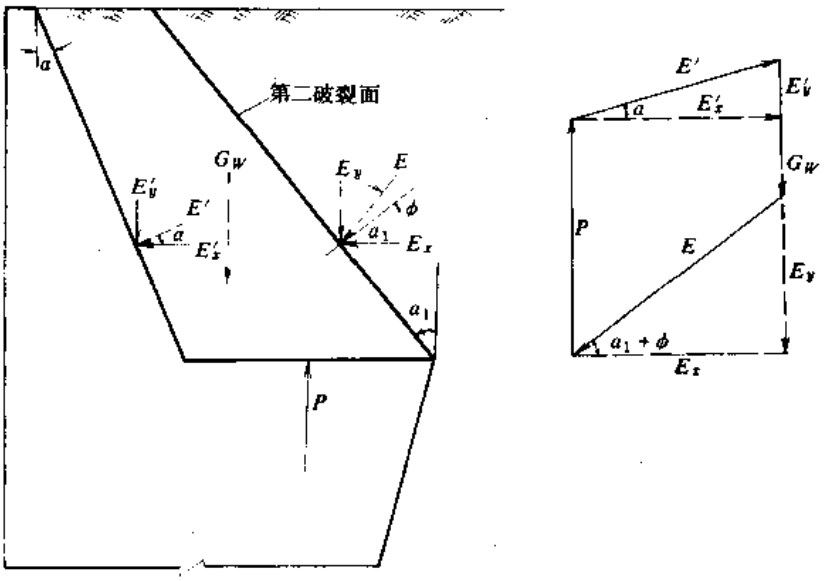


图 4-9　作用在上墙背的土压力计算

（二）其他荷载计算

其他荷载计算参见第三章。

四、衡重式挡土墙的截面强度验算

衡重式挡土墙通常对上墙底部水平截面和斜截面分别进行强度验算，具体验算方法见本章第一节。

第四节　半重力式挡土墙的结构设计

一、半重力式挡土墙的建筑材料

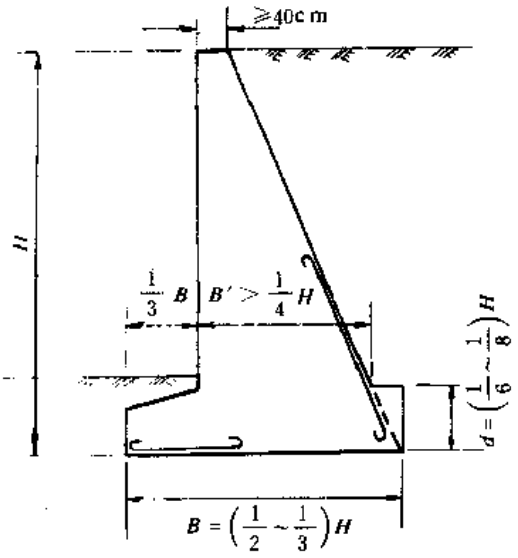


图 4-10　整体半重力式挡土墙经验尺寸

半重力式挡土墙采用混凝土建造，在弯曲拉应力不满足要求部位需配置少量受力钢筋，在其他部位不配筋或按构造配筋。

二、初拟断面尺寸

半重力式挡土墙剖面形式变化较大，剖面尺寸处在重力式和悬臂式之间相当宽的范围之内变化。其截面受力特点是混凝土内的压应力较容许值低得多，控制截面内混凝土拉应力不足部位需配置的钢筋含钢率也低，一般低于经济含钢率，多属于少筋混凝土范围。

整体半重力式挡土墙墙背为直线(图 4-10)，轻型半重力式挡土墙墙背成 L 型(图 4-11)。

整体半重力式挡土墙的基础顶面处墙身的宽度 B' 一般需大于墙高的 $\frac{1}{4}$，即 $B'>\frac{1}{4}H$。

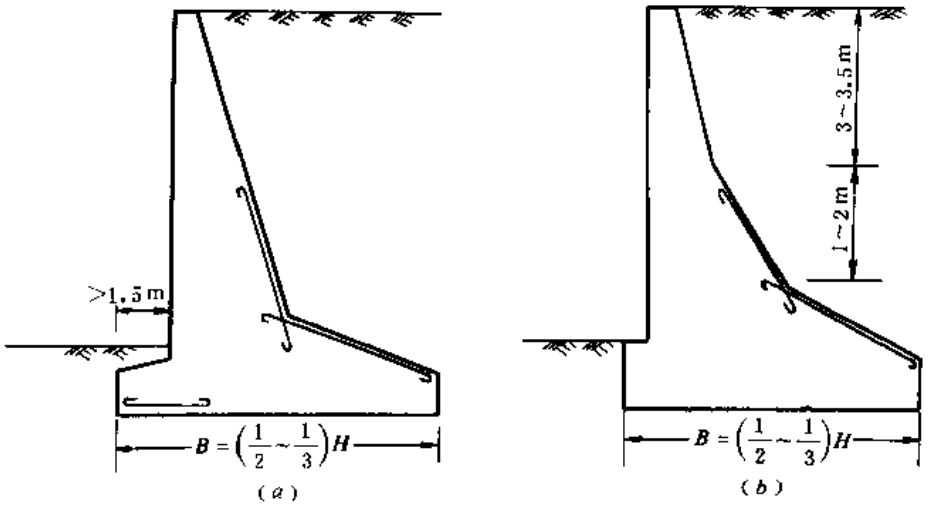


图 4-11　轻型半重力式挡土墙经验尺寸

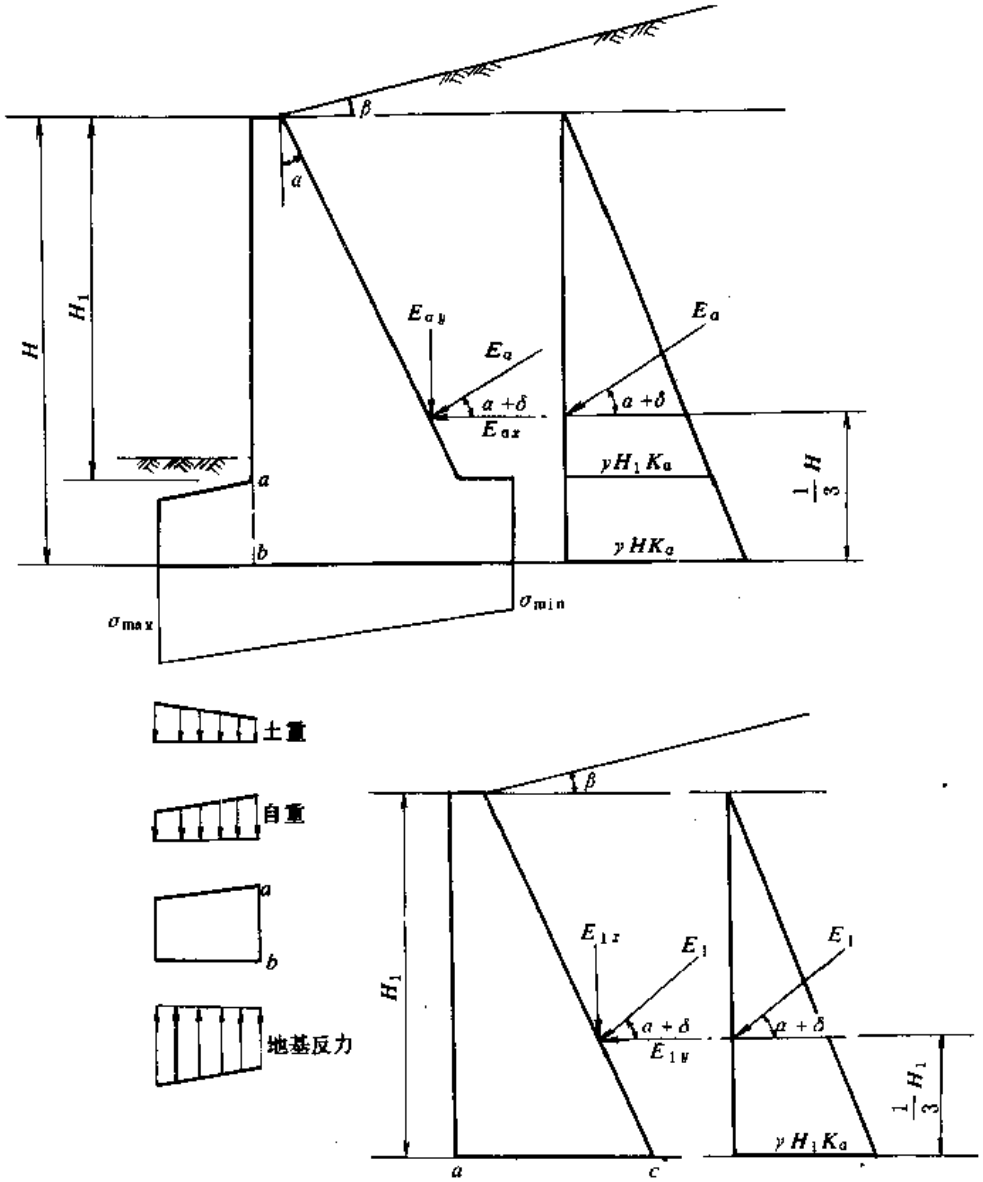


图 4-12　作用在整体半重力式挡土墙上的土压力

基础底宽 $B=\left(\frac{1}{2}\sim\frac{2}{3}\right)H$，后趾基础高度 $d=\left(\frac{1}{6}\sim\frac{1}{8}\right)H$，前趾悬臂长度约$\frac{1}{3}B$。

轻型半重力式挡土墙墙高在 7m 以下时，立墙和底板间通常设一个折点[图 4-11(*a*)]，墙高大于 7m 时设两个折点[图 4-11(*b*)]，其挡土墙各部分的经验断面尺寸参照图 4-11 初拟。

三、作用在半重力式挡土墙上的荷载计算

（一）作用在半重力式挡土墙上的土压力计算

对于墙背为直线型的整体半重力式挡土墙（图 4-12），符合库仑条件，应按库仑公式计算土压力，轻型半重力式挡土墙墙背呈 L 形，第二破裂面可以形成。当墙后填土水平时（图 4-13），第一和第二破裂角相等，$\alpha_1=\theta=45°-\frac{\phi}{2}$。可采用朗肯公式计算作用在墙踵垂直面上的土压力，将墙踵垂直面与墙背间土重作为垂直荷载作用在踵板上。

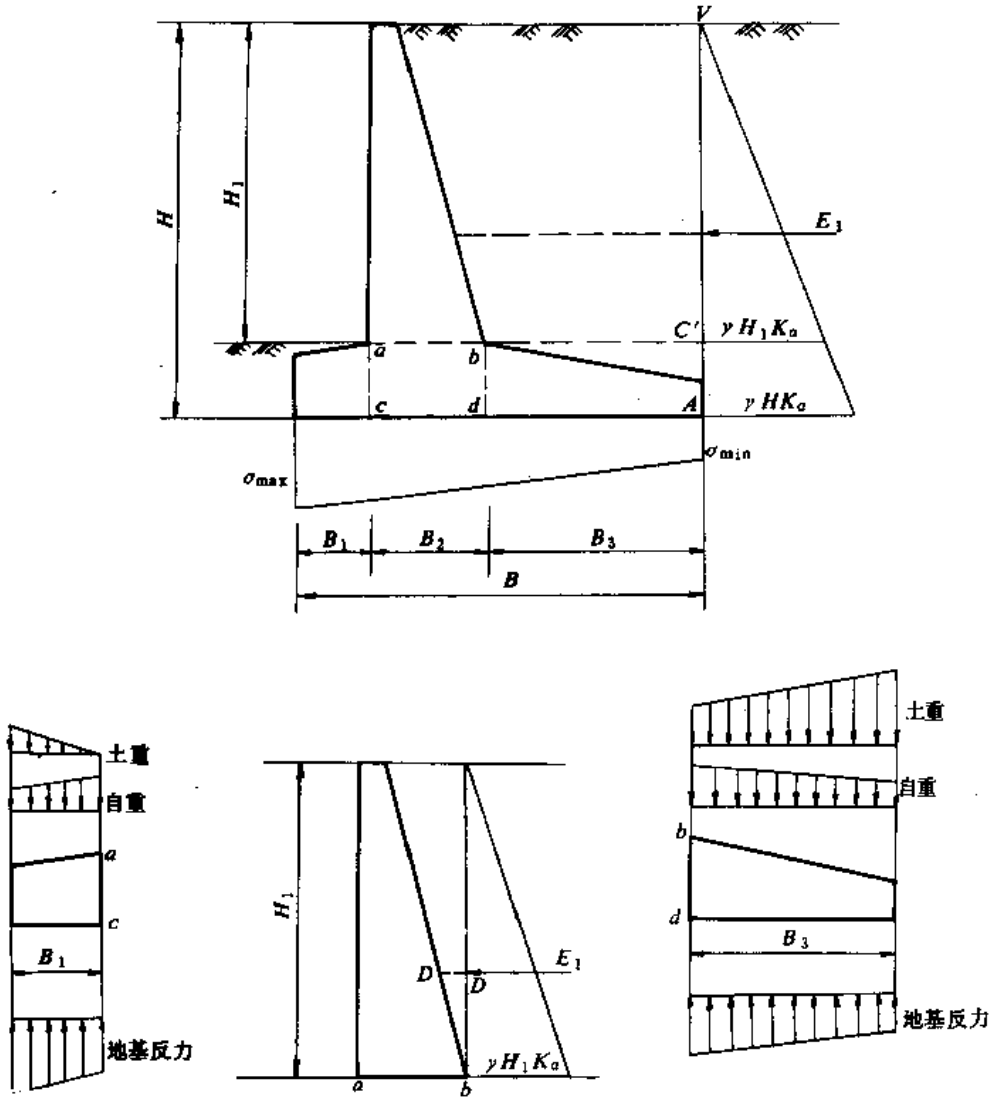


图 4-13　作用在轻型半重力式挡土墙上的土压力（$\beta=0$）

作用在立墙上的土压力，在数值上等于墙踵垂直面 VC' 高度内土压力，土压力计算高度为 H_1，土压力合力 $E_1=\frac{1}{2}\gamma H_1^2\mathrm{tg}^2\left(45°-\frac{\phi}{2}\right)$。

当墙后填土有坡度 β 时(图 4-14)，作用在墙踵垂直面 VA 上的土压力 E 与水平成 β 度角，土压力的计算高度取墙踵垂直面高度 H。土压力合力 E 按式计算。

$$E = \frac{1}{2}\gamma H^2 \mathrm{tg}^2\left[\cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}\right] \tag{4-42}$$

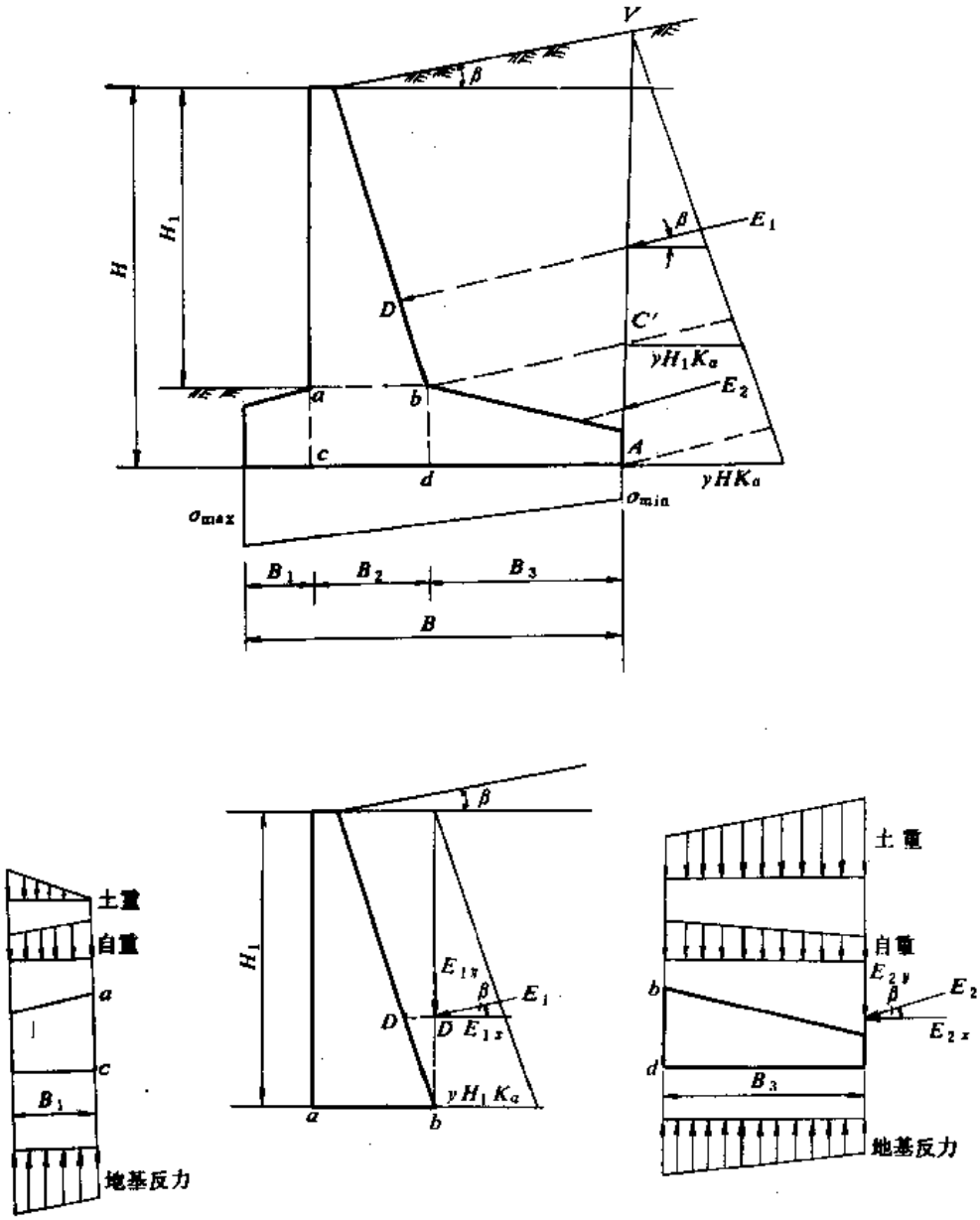


图 4-14　作用在轻型半重力式挡土墙上的土压力（$\beta \neq 0$）

土压力的水平分力：

$$E_x = E\cos\beta \tag{4-43}$$

土压力的垂直分力：

$$E_y = E\sin\beta \tag{4-44}$$

作用在立墙上的土压力在数值上等于墙踵垂直面 VC' 高度内的土压力 E_1，土压力的计

算高度为 H_1，土压力的水平和垂直分力为：

$$E_{1x}=E_1\cos\beta$$
$$E_{1y}=E_1\sin\beta \tag{4-45}$$

（二）作用在半重力式挡土墙上的静水压力和扬压力计算

作用在墙后填土侧地下水位以下的静水压力，可按作用在墙踵垂直面上水深的高度计算，即合力 $P=\frac{1}{2}\gamma_w h_1^2$，作用点距基底为 $\frac{1}{3}h_1$；在整体稳定计算中，对 L 型墙背的半重力式挡土墙，墙踵垂线与墙背间土重按饱和重度计算。

作用在基底的渗透压力假定按直线分布，最大值为 h_1-h_2，浮托力值为 h_2。

作用在半重力式挡土墙上的其他荷载计算参见第二章。

四、半重力式挡土墙的强度验算与配筋计算

半重力式挡土墙的强度验算与配筋计算按本章第一节介绍的方法进行。

第五节　悬臂式挡土墙的结构设计

一、初拟断面尺寸

悬臂式挡土墙分立墙、趾板和踵板三部分，如图 4-15。水工建筑物中悬臂式挡土墙临水面多做成垂直面，填土面多做成 1∶0.05～1∶0.07 的斜坡面。立墙底部宽一般为墙高的 1/12～1/10，墙顶宽大于 15cm。底板与立墙的长度比 $\frac{B}{H}$ 取决于地基岩性、填土强度指标及墙前后水位等条件，一般为 $B=(0.6\sim0.8)H$，对地基土质及填土强度指标低的浸水挡土墙，其底板长度与立墙高度之比有时可大于 1。

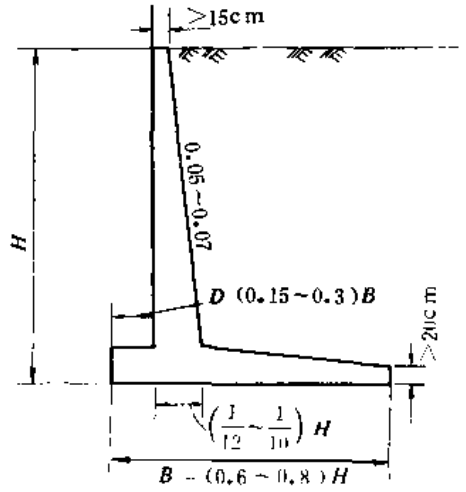


图 4-15　悬臂式挡土墙的经验尺寸

立墙前端前趾板长度一般取底板总长度 0.15～0.30 倍。

二、立墙的结构设计

（一）立墙的结构简图及荷载计算

立墙为底部固定在底板上的悬臂板，取单宽截条，按受弯悬臂梁进行内力计算。在计算中墙身自重及墙背与墙脚垂直面间土楔重量可忽略不计。

在图 4-16 中，墙后填土水平，作用立墙上的荷载有墙后土压力、墙前静水压力和墙后静水压力。

在图 4-17 中，墙后填土呈斜面，墙前后作用静水压力。作用于立墙后土压力为高度 VC' 范围内的土压力 E_1。土压力作用方向与水平成 β 角，可分解成垂直分力和水平分力。

土压力合力 E_1 与水平分力成 β 角。

水平分力：

$$E_{1x}=E_1\cos\beta \tag{4-46}$$

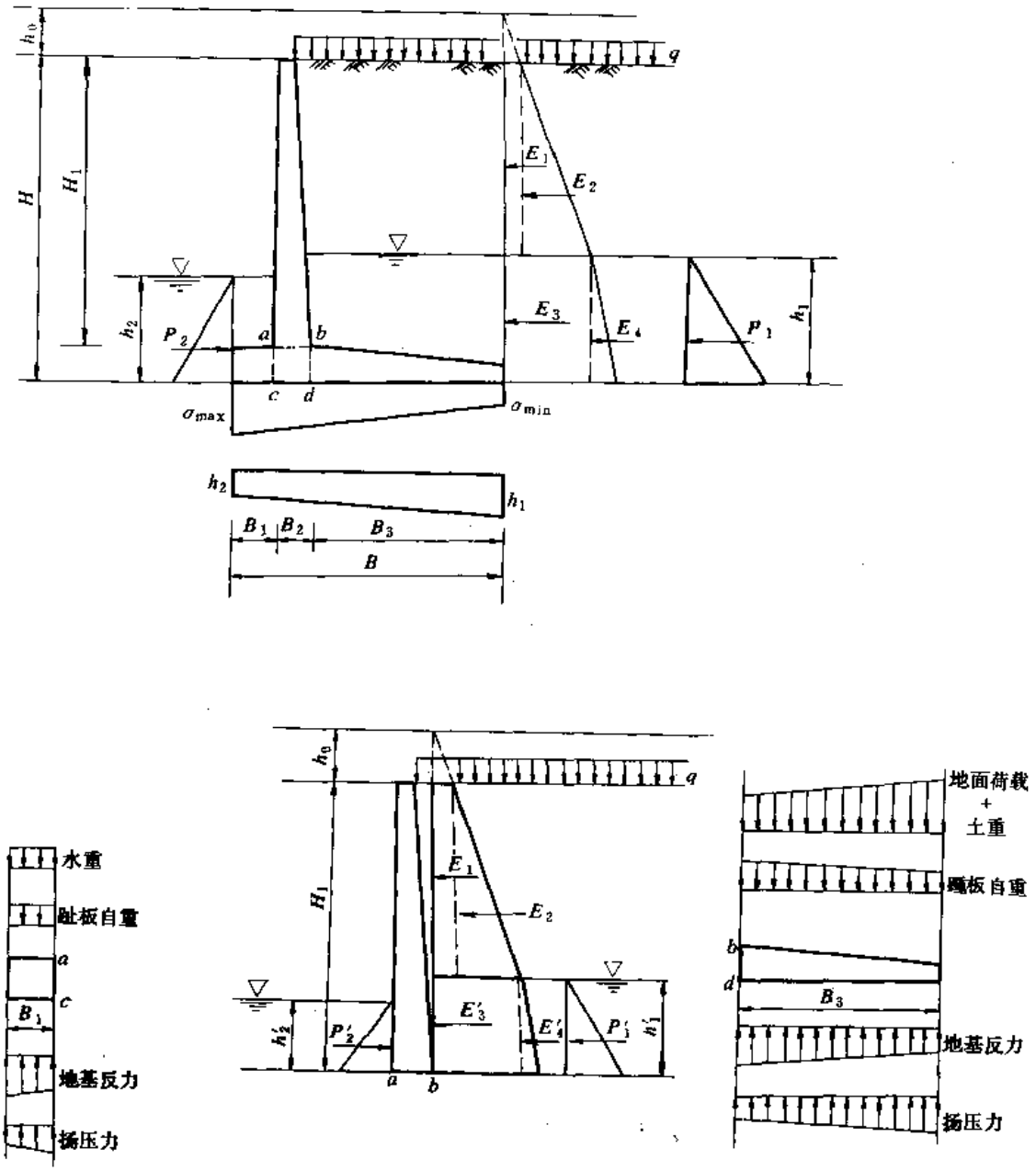


图 4-16　作用在悬臂式挡土墙上的荷载计算（$\beta=0$）

垂直分力：

$$E_{1y}=E_1\sin\beta \tag{4-47}$$

由于垂直分力对立墙产生的压力很小，故可忽略不计。故在墙后填土有斜坡情况下，只计算作用于墙体部分土压力的水平分力。

（二）立墙的内力计算

作用于立墙上的各种荷载确定后，便可计算各截面弯矩，一般可沿墙高选择包括底部固定端截面在内的三个截面，分别进行弯矩计算，然后绘弯矩图，如图 4-18。

（三）立墙的配筋计算与钢筋配置

根据弯矩图选择 3～4 个截面，按本章第一节介绍的方法分别进行配筋计算，并绘制沿墙高各截面所需钢筋面积图，如图 4-19。

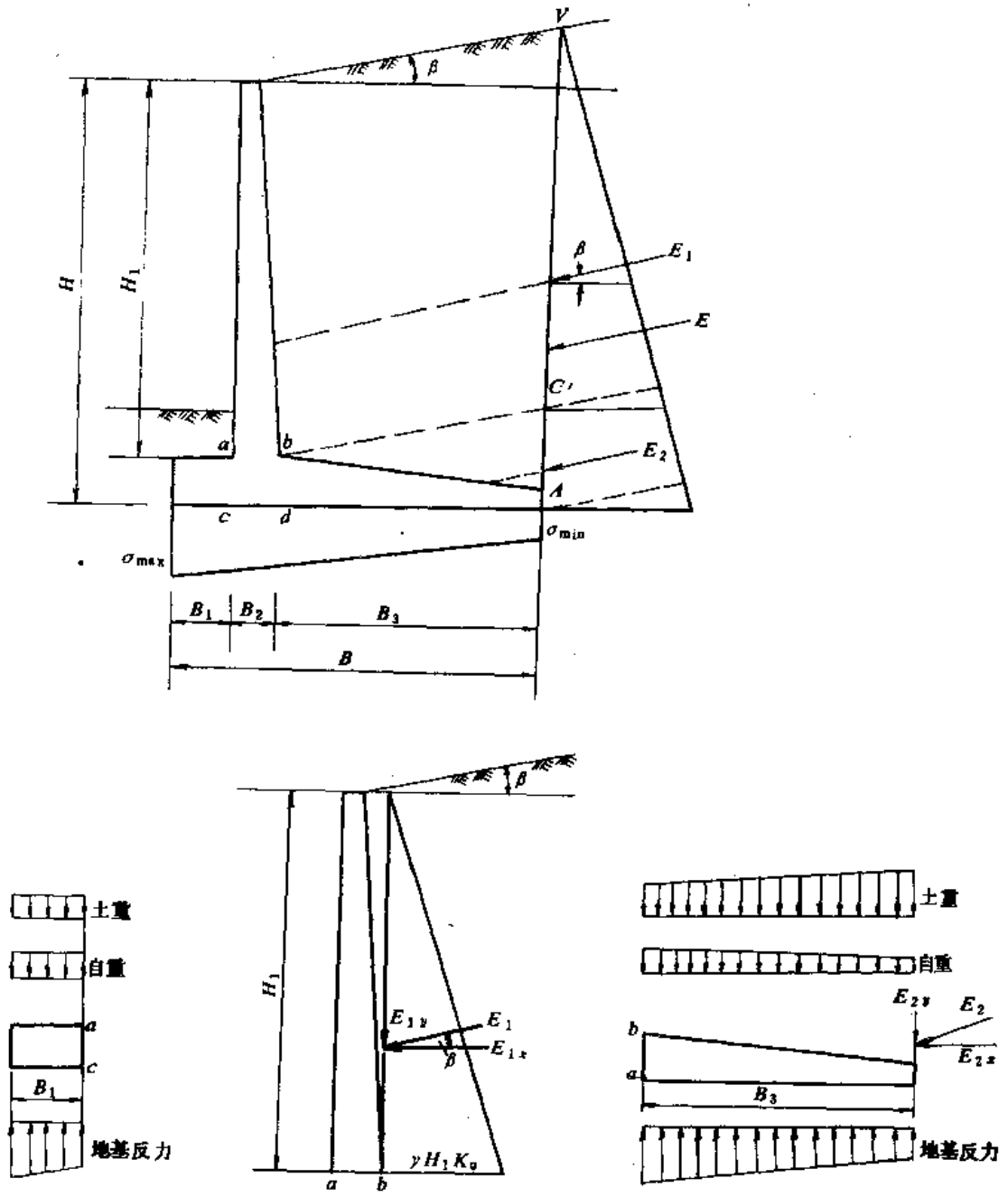


图 4-17　作用在悬臂式挡土墙上的荷载计算（$\beta \neq 0$）

根据墙高将受力筋分 2～3 次切断。一般将 1/4～1/3 的受力筋伸到墙顶，伸到墙顶的钢筋间距不应大于 50cm。

钢筋切断部位，应在理论切断点以上加锚着长度 L_m，锚着长度一般取受力筋直径的 25～30 倍。

在垂直受力筋的水平方向布置构造筋，间距一般要求不大于 40～50cm。截面面积不少于底部受力筋的 10%。

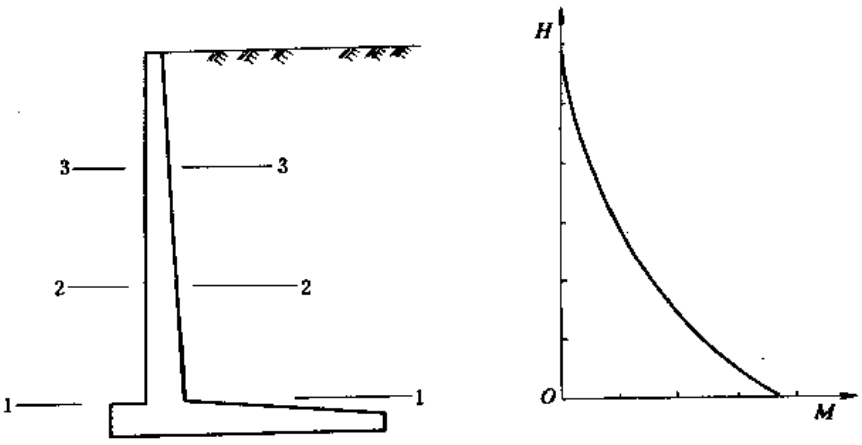


图 4-18　悬臂式挡土墙的控制截面弯矩

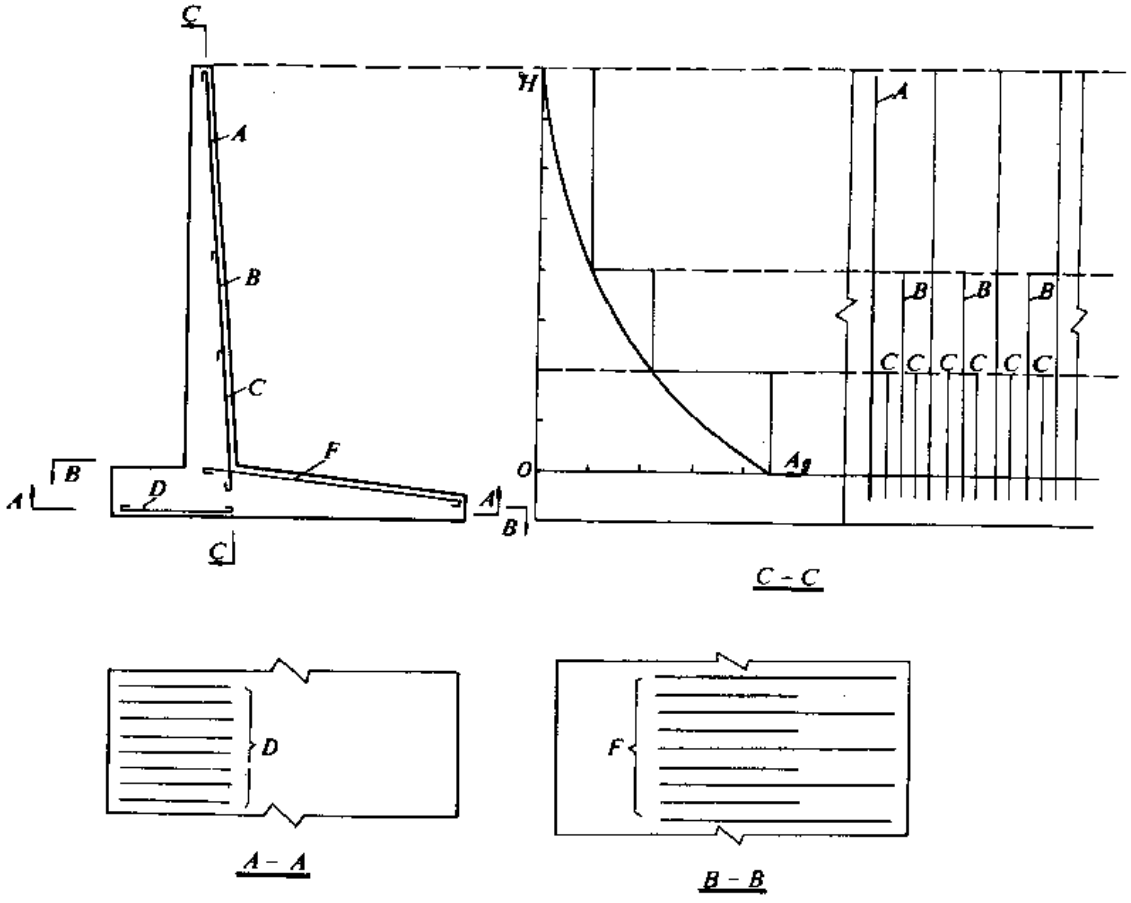


图 4-19　悬臂式挡土墙立墙配筋

一般悬臂式挡土墙迎水面也配少量的构造钢筋，当墙前受冰压力作用时，应验算在冰压力作用下的强度，根据需要配置受力钢筋。

（四）裂缝开展宽度验算

取最大弯矩截面，按本章第一节介绍方法进行裂缝开展宽度验算，如不满足要求，应

重新修改立墙断面，到满足要求为止。

三、前趾板的结构设计

（一）前趾板结构简图及荷载计算

在图 4-16 和图 4-17 中，前趾板为一端固定的悬臂板，在计算中取单宽截条，按受弯的悬臂梁进行计算。作用在前趾板上的荷载包括：

（1）前趾板以上水重（或土重）；

（2）前趾板自重；

（3）前趾板底部扬压力，方向向上；

（4）前趾板底部地基反力，方向向上。

将上述各项分布荷载叠加，求出合力分布荷载。合力分布荷载作用于前趾板底部，方向向上。

（二）前趾板的内力计算

合力分布荷载求出后，取单宽截条，按受弯悬臂梁计算内力，一般前趾较短，只计算固端截面最大弯矩。

（三）配筋计算与钢筋配置

根据固端弯矩，按本章第一节介绍方法进行配筋计算。根据前趾板的受力特点，受力钢筋布置在底部，沿横向布置（图 4-19）。前趾板一般较短，且较厚，应进行斜截面强度验算，当强度不能满足要求时应配置斜筋。

（四）裂缝开展宽度验算

对固端截面，按本章第一节介绍方法进行裂缝开展宽度验算。如不满足要求，应修改断面，直到满足要求为止。

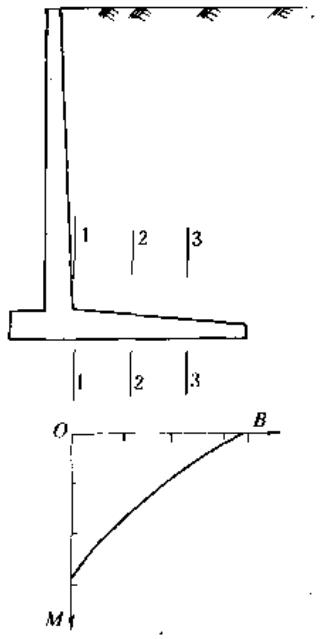


图 4-20　悬臂式挡土墙踵板控制截面弯矩

四、踵板的结构设计

（一）踵板的结构简图与荷载计算

墙踵板也为一端固定的悬臂板，在计算中取单宽截条，按受弯的悬臂梁进行计算。在图 4-16 中，挡土墙后填土面水平时，作用在踵板上的荷载包括：

（1）踵板以上填土重及填土面上荷载；

（2）踵板自重；

（3）踵板底部的扬压力，方向向上；

（4）踵板底部的地基反力，方向向上。

在图 4-17 中，当墙后填土面为一斜面时，作用于踵板上的荷载除上述各项荷载外，还有作用于墙踵垂直面 AC' 面上土压力 E_2 的垂直分力 E_{2y}，此向下的垂直力应由踵板悬臂承担。AC' 面上土压力 E_2 水平分力 E_{2x} 的作用点按梯形土压力图形重心点计算。为简化计算，可取为 AC' 的中点，水平分力 E_{2x} 对墙踵板产生的弯矩影响很小，故可忽略不计。

将上述各项分布荷载叠加，求出作用于踵板上的合力

分布荷载，合力分布荷载作用方向向下。

（二）踵板的内力计算

根据求出的作用于墙踵板上部的合力分布荷载及作用于墙踵板垂直面土压力分力 E_{2y}（此项当填土有斜坡时存在），便可求出踵板悬臂梁各截面弯矩。通常选包括固端截面在内的三个截面分别计算弯矩，并绘出弯矩沿横向分布图，如图 4-20。

（三）配筋计算与钢筋布置

按本章第一节介绍的方法进行配筋计算，绘制各截面所需钢筋面积图。将受力筋分 2～3 次截断，将$\frac{1}{4}$～$\frac{1}{3}$受力筋伸到踵板末端（图 4-19）。

为便于施工，踵板受力筋间距最好取与立墙背受力筋间距相等或整数倍。

（四）裂缝开展宽度验算

对弯矩最大的固端截面进行裂缝开展宽度验算，如不满足要求，应重新改变断面尺寸，直至满足要求为止。

第六节　扶臂式挡土墙的结构设计

一、初拟断面尺寸

扶臂式挡土墙由墙面板、前趾板、踵板和扶臂四部分组成。

扶臂式挡土墙（图 4-21）的底宽 B 与墙高 H 之比一般为 0.6～0.8，其比值大小取决于地基条件、填土强度指标及墙前后水位等情况。根据经验，扶臂间距净宽 l 约为（0.3～0.5）H，扶臂间距的确定还应考虑施工条件。对高度 10m 左右的扶臂式挡土墙，其扶臂间距一般取 3～4.5m。对高度超过 15m 的扶臂式挡土墙，其扶臂间距一般大于 3～4.5m。扶臂式挡土墙的分缝位置，可结合挡土墙的分段长度，扶臂间距等进行确定。分缝位置可在两扶臂之间［4-22（a）］或两扶臂跨中［4-22（b）］。在跨间分缝时，悬臂段长度为 0.4l。扶臂厚度 b 根据经验一般采用（1/6～1/8）l，并要考虑便于施工及扶臂背弯曲拉筋的布置。

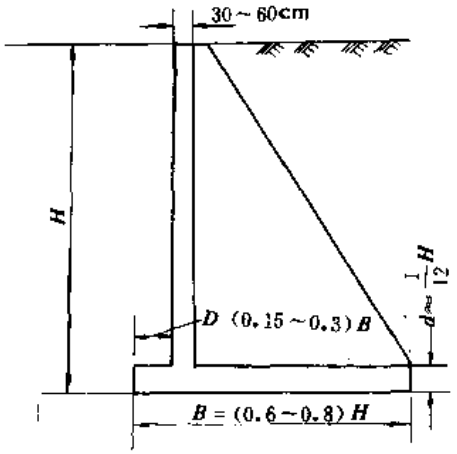


图 4-21　扶臂式挡土墙经验尺寸

墙面板的厚度主要取决于墙高、扶臂间距、填土强度指标及墙前后水位等条件。为便于施工，对于高墙不宜小于 60cm。

踵板的厚度 d 约为墙高的 1/12，10m 左右高的底板厚度约为 80～90cm。前趾板长度约为（0.15～0.3）B，最大厚度应与踵板厚度相适应。

二、扶臂式挡土墙结构设计方法

扶臂式挡土墙应对墙面板、前趾板、踵板和扶臂四部分分别进行结构设计。

扶臂式挡土墙的结构设计，由于墙面板和踵板的结构计算方法不同，一般分为替代荷载截条法和三面固端板法两种。在美国 W.C. 享廷顿编著《土压力与挡土墙》及《铁路工

程设计手册（挡土墙）》中推荐替代荷载截条法并附有例题。三面固端板法在水工手册和水工钢筋混凝土结构书中仅做一般简要方法提示。

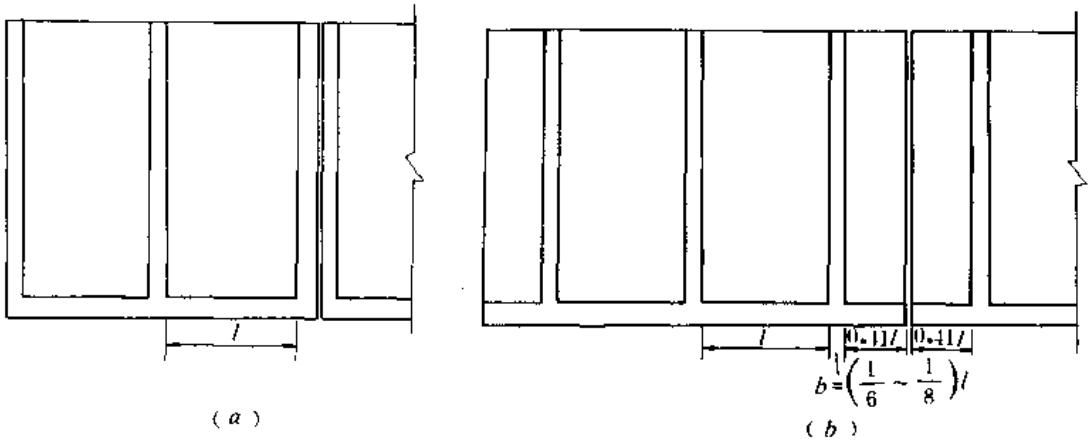


图 4-22　扶臂式挡土墙的分缝位置

三、替代荷载截条法的结构设计

（一）墙面板的结构设计

1. 墙面板的荷载计算与结构简图的选取

作用于墙面板上的土压力荷载，当地面上无荷载作用时为图 4-23 和图 4-24 中的三角形分布；当地面有连续分布荷载作用时为图 4-25 中的梯形分布。当墙面板前后有静水压力作用时 [图 4-26]，则作用于墙面板上的侧压力分布为非规则的三角形和梯形。

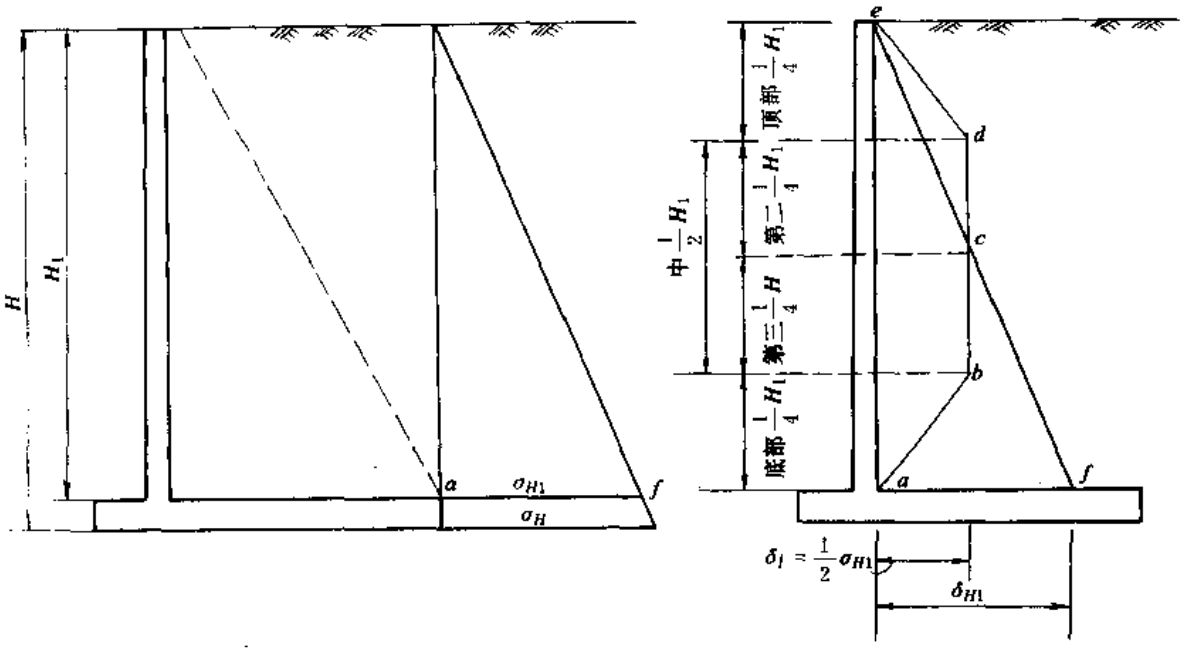


图 4-23　填土水平作用墙面板上的替代荷载

替代荷载法是将作用于墙面板上的荷载换算成图 4-24、图 4-25 和图 4-26 中的梯形 a、b、c、d、e 替代荷载。

对土压力呈三角形分布的荷载，换算成梯形替代荷载时。其最大荷载强度 σ_j 为：

$$\sigma_j = \frac{1}{2}\sigma_{H1} \tag{4-48}$$

对土压力呈梯形分布的荷载换算成梯形替代荷载（图 4-25）时，其最大荷载强度：

$$\sigma_j = \sigma_{h0} + \frac{1}{2}\sigma_{H1} \tag{4-49}$$

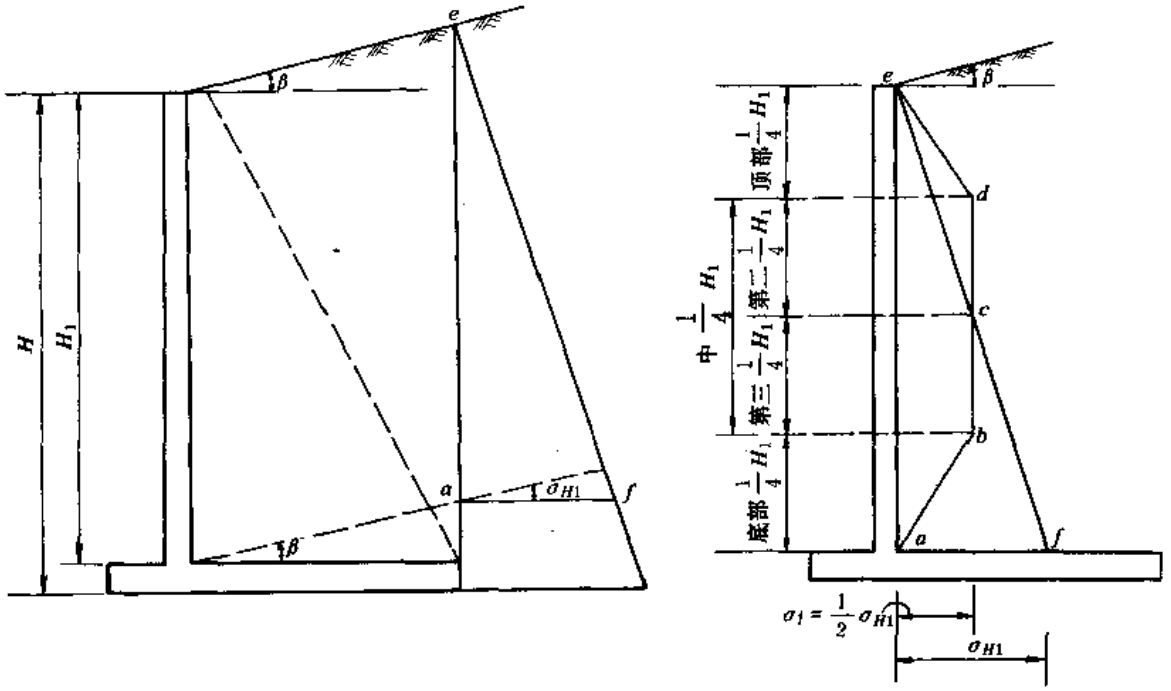


图 4-24　填土有斜坡作用墙面板上的替代荷载

对于墙面板前后受静水压力作用［图 4-26］情况，可将作用于墙面板上的合压力图形图 4-26（*b*）换算成图 4-26（*c*）中的三角形分布荷载。

合压力图形面积为：

$$\Sigma w = w_1 + w_2 + w_3 \tag{4-50}$$

将其换算成三角形压力图形，其底部最大强度为：

$$\sigma_{H_1} = \frac{2\Sigma w}{H_1} \tag{4-51}$$

再换算成梯形替代荷载，其最大强度为：

$$\sigma_j = \frac{1}{2}\sigma_{H_1} = \frac{\Sigma w}{H_1} \tag{4-52}$$

在图 4-27 和图 4-28（*a*）、（*b*）中，取纵向（水平）第三$\frac{1}{4}H_1$段一单宽截条 AA'，取垂直向跨中一单宽截条 CC'。水平向单宽截条按作用均布荷载 σ_j 的连续梁计算，如图 4-28（*b*）中 AA'截条。

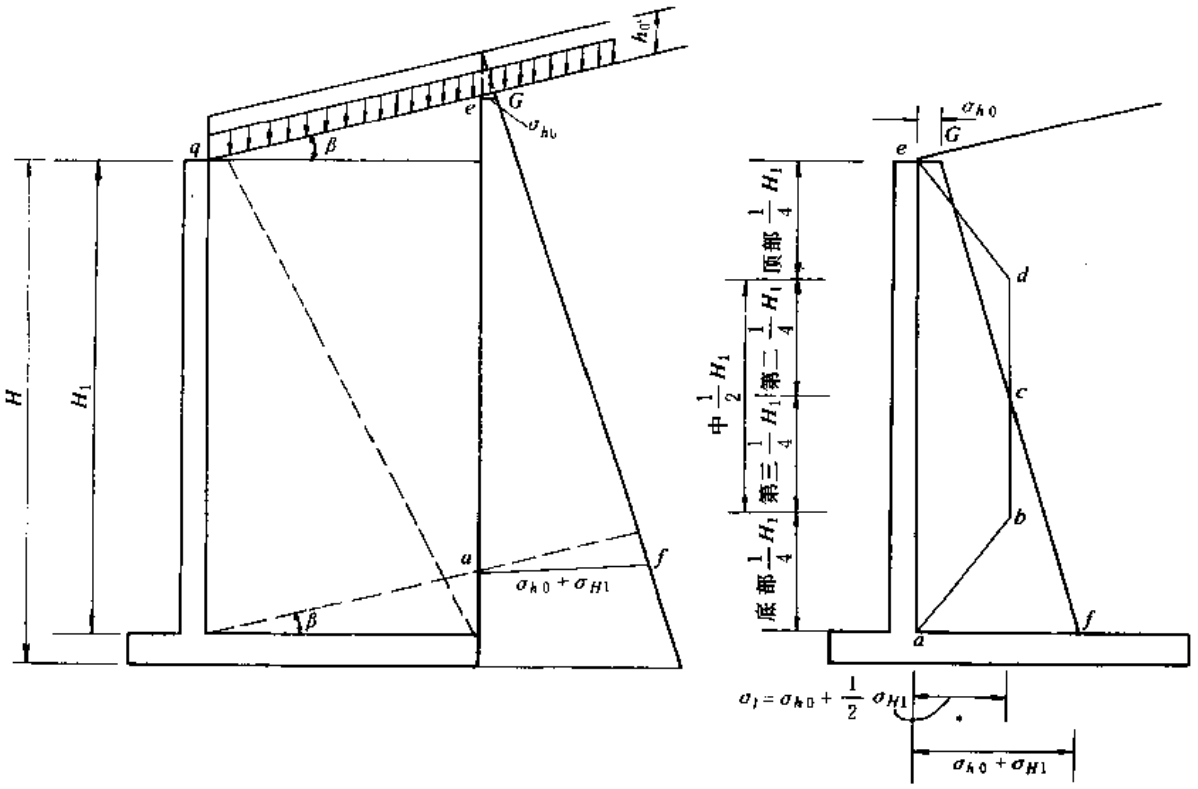


图 4-25　填土面上有连续分布荷载作用墙面板上的替代荷载

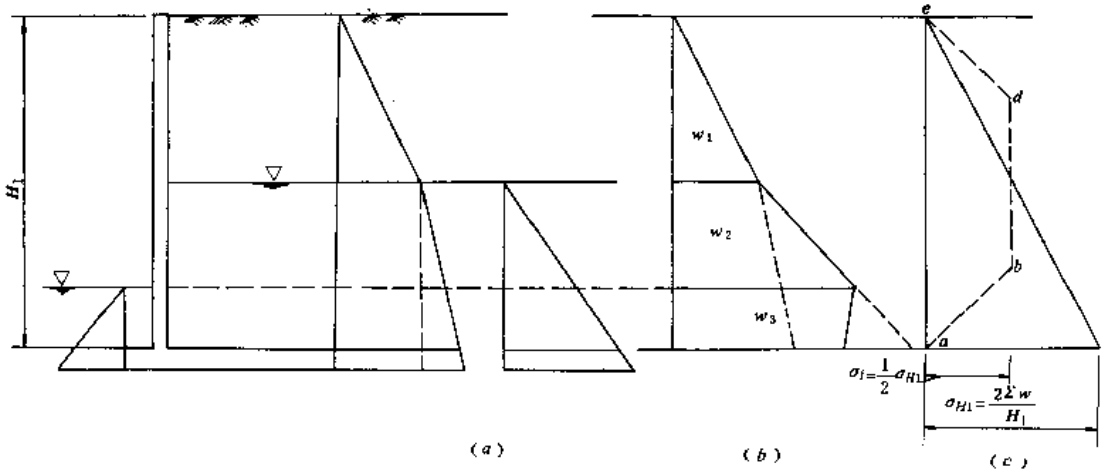


图 4-26　墙前后有水条件下作用墙面板上的替代荷载

2. 墙面板的内力计算

(1) 墙面板纵向（水平）弯矩计算。

沿墙高 H_1 分成四个 $\frac{1}{4}H_1$ 段（图 4-29），取第三 $\frac{1}{4}H_1$ 段中一单宽截条做为连续梁进行内力计算。

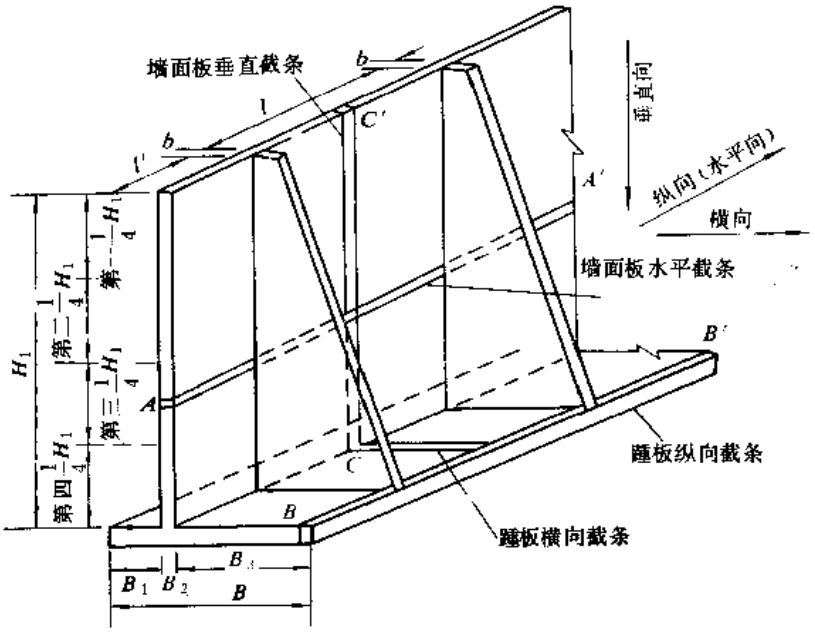


图 1-27　扶臂式挡土墙墙面板踵板的计算截条

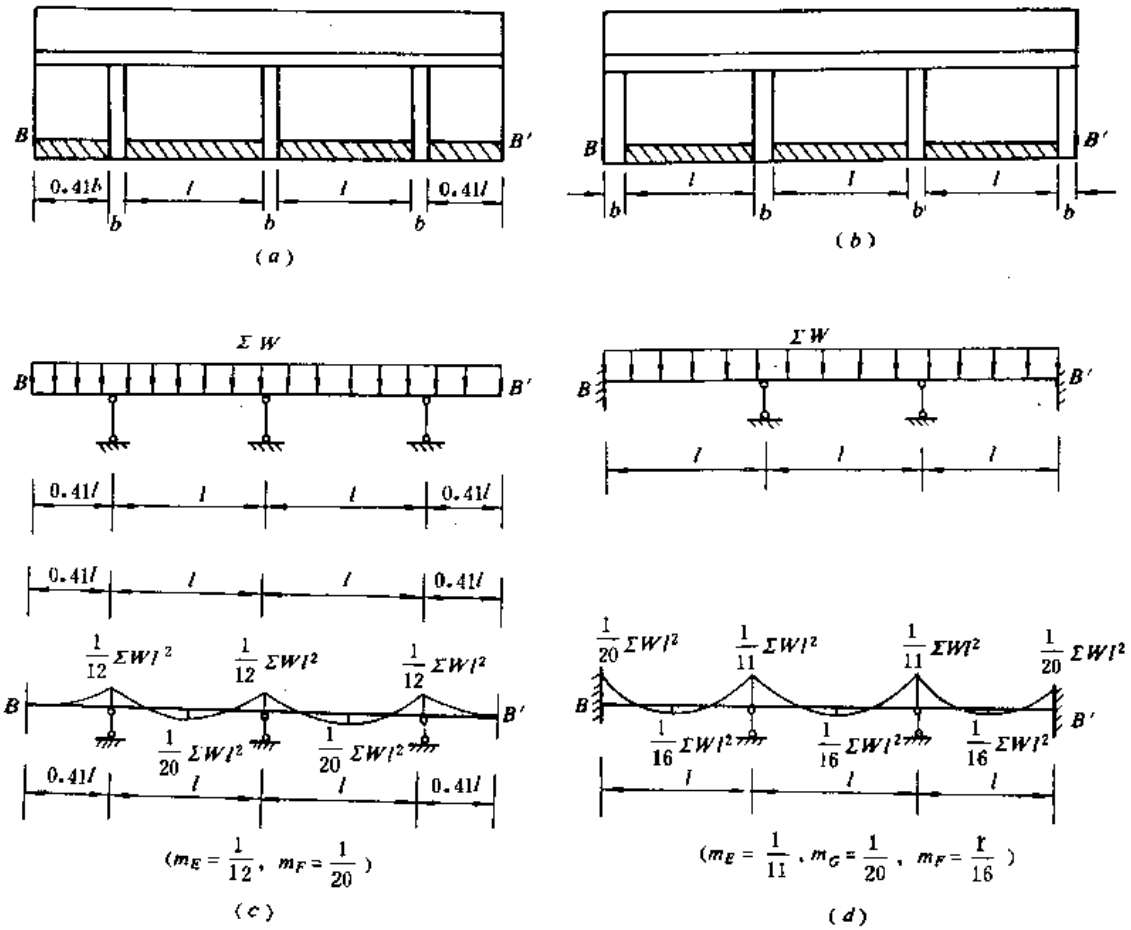


图 4-28　扶臂式挡土墙墙面板截条计算简图

支座纵向负弯矩：

$$\left.\begin{aligned} &\text{中支座} \quad M = -m_E\sigma_j l^2 \\ &\text{边支座} \quad M = -m_G\sigma_j l^2 \end{aligned}\right\} \tag{4-53}$$

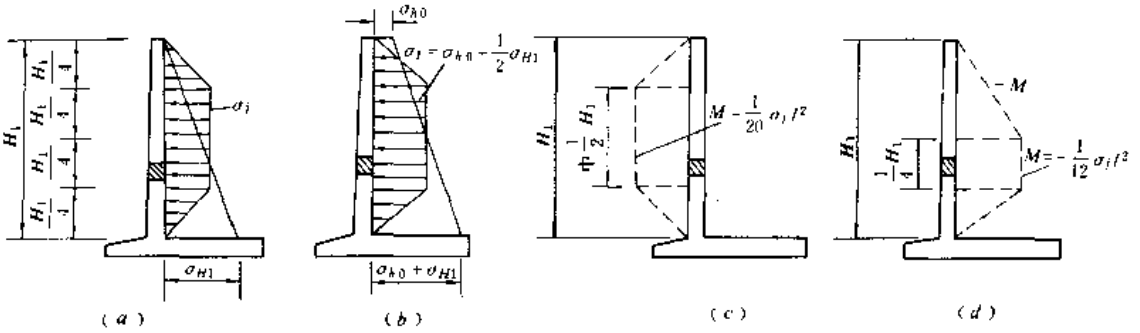


图 4-29　墙面板纵向（水平）支座和跨中弯矩沿墙高分布

跨中纵向正弯矩

$$M = m_F\sigma_j l^2 \tag{4-54}$$

式中　σ_j——作用在墙面板上的替代荷载强度；

m_E、m_G；m_F——分别为支座和跨中弯矩系数，根据分段在跨中或扶臂间分别按图 4-28（c）和（d）取值。

其余三个 $H_1/4$ 段纵向支座负弯矩和跨中正弯矩分别假定按图 4-29（c）（d）中直线变化。

（2）墙面板垂直向弯矩计算。

墙面板承受土压力作用时，除产生纵向（水平）弯矩外，还将同时产生沿墙高（垂直）方向弯矩。根据试验和理论分析，当净宽 $l<0.5H_1$ 时，其扶臂间中线截面垂直弯矩分布如图 4-30。

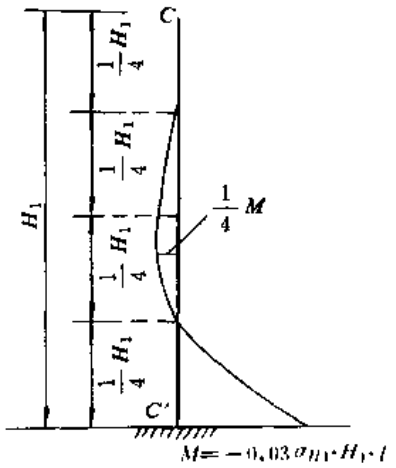


图 4-30　墙面垂直弯矩沿墙高分布

负弯矩发生在靠填土侧底部 $H_1/4$ 高度内；正弯矩发生在胸墙面一侧，最大值发生在第三个 $H_1/4$ 段内，其顶部 $H_1/4$ 段内可视为零。

底部垂直最大负弯矩按式（4-55）计算。

当填土面无荷载作用时，

$$M = -0.03\sigma_{H1}H_1 l \tag{4-55}$$

当填土面有连续荷载作用时，

$$M = -0.03(\sigma_{h0} + \sigma_{H1})H_1 l \tag{4-56}$$

垂直弯矩由底部负值逐步变到第三$\frac{1}{4}H_1$段正值（图 4-30），其正弯矩值为最大负弯矩的$\frac{1}{4}$。

垂直弯矩在一跨内沿墙延长方向（纵向）分布呈中间大两边小的抛物线形（图 4-31）。

(3) 墙面板与扶臂结合处剪力计算。

墙面板与扶臂结合处单宽条带剪力按式(4-57)计算。

$$Q=\frac{1}{2}\sigma_j l \qquad (4\text{-}57)$$

可据此核算截面的剪应力。

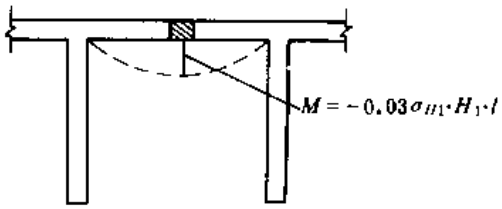


图 4-31 墙面垂直弯矩沿纵向(水平)分布

3. 墙面板的配筋计算与钢筋配置

(1) 墙面板纵向(水平)配筋计算与钢筋配置。

根据第三 $H_1/4$ 段水平截条连续梁计算出的纵向支座和跨中弯矩，根据本章第一节的受弯构件配筋计算方法，计算出支座和跨中所需配筋量，沿墙高其他各 $H_1/4$ 段支座和跨中所需配筋量按图 4-32 中虚线变化。实际钢筋量可按图 4-32 中实线配置。即按纵向跨中正弯矩算出的配筋量在 $3H_1/4$ 范围内用全值，上下各 $H_1/8$ 段用半值。钢筋配置在纵向延长方向，自跨中向两侧各伸长 $l/4$ 加锚固长度，即布在跨中 $l/2$ 加锚固长度范围内，如图 4-33 (*a*)。

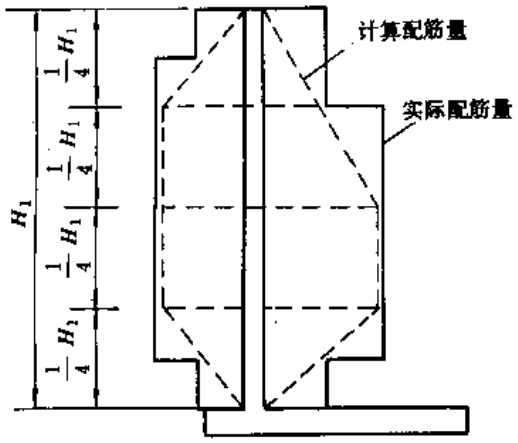


图 4-32 墙面板纵向(水平)支座和跨中沿墙高配筋量

按纵向支座负弯矩算出的配筋量代表第三 $H_1/4$ 段所需配筋量。实际配筋在顶部 $H_1/4$ 段和底部 $H_1/8$ 段用计算配筋量半值，其余部分用全值钢筋配置。在纵向延长方向，自扶臂向跨中各伸长 $l/4$ 加锚固长度。如为悬臂端，则伸到末端。钢筋布置如图 4-33 (*b*)。

(2) 墙面板垂直向配筋计算与钢筋配置。

按垂直向底部最大负弯矩计算的配筋量如图 4-34 中虚线所示。实际可按图中实线配置。即在墙面板背面底部，在纵向延长方向中 $2l/3$ 用计算量全值，在靠近扶臂各 $l/6$ 段用半值；在垂直方向下部埋入踵板内，上部可延伸到踵板以上 $H_1/6$ 加锚固长度处。

按垂直向底部 $H_1/4$ 高度处垂直最大正弯矩(为最大负弯矩值的 1/4)计算出的配筋量，如图 4-34 中虚线所示。实际钢筋配置在纵向延长方向 $2l/3$ 段内用全值，两端靠近扶臂 $l/6$ 段用半值。垂直向按正弯矩算出的钢筋量与构造筋结合在墙胸面沿全墙高布置，下部不需伸入到底板中。

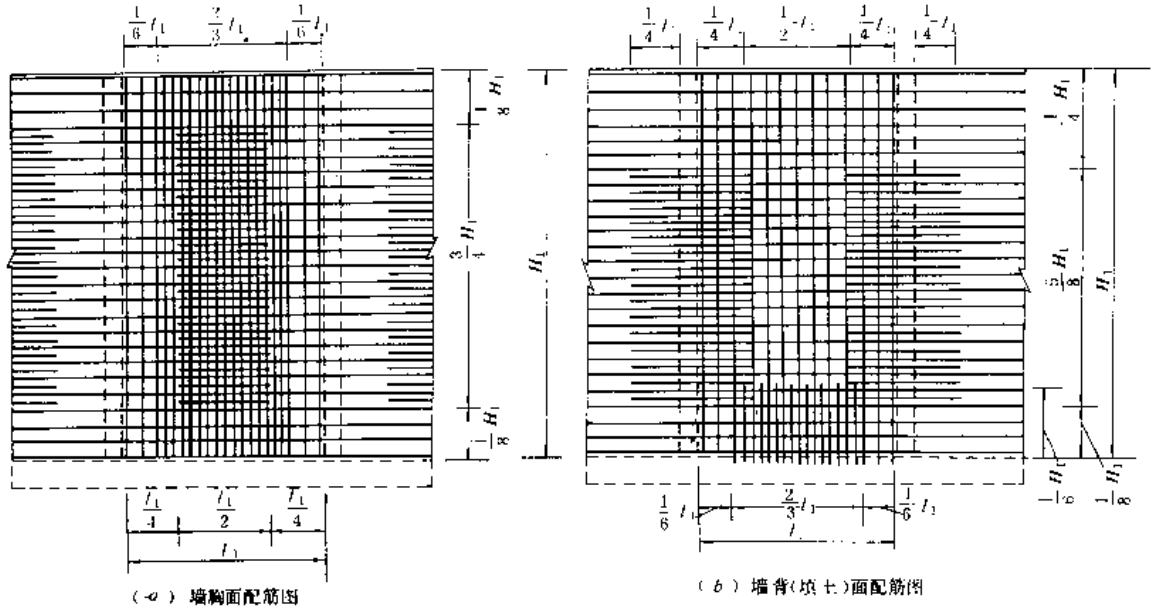
4. 裂缝开展宽度验算

对纵向和竖向最大弯矩单宽截条进行裂缝开展宽度验算，如不满足要求，应修改设计断面至到满足要求为止。

(二) 踵板的结构设计

1. 踵板的结构简图及荷载计算

当墙后填土面水平时(图 4-35)，作用在踵板上的荷载有：土重及填土面上分布荷载



（a）墙胸面配筋图　　（b）墙背（填土）面配筋图

图 4-33　墙面板配筋图

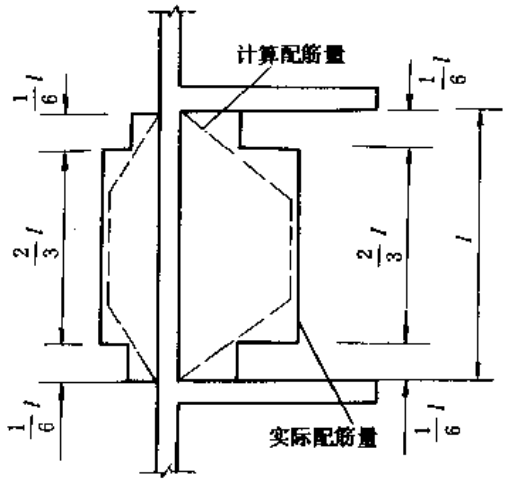


图 4-34　墙面板胸墙、背墙垂直向配筋量沿纵向分布

W_1；踵板自重 W_2；前趾弯矩 M_1 作用迫使踵板下压的等代力 W_5 及地基反力，对浸水挡土墙，踵板底部尚有扬压力。

当墙后填土面有斜坡时（图 4-36），除上述荷载外还有踵板顶面上土压力（E_{By}）；作用在踵板端部土压力的法向分力 E_{hy}。将 E_{By}、E_{hy} 及 M_1 三种力采用以下方法简化成替代荷载 W_3、W_4 和 W_5。

W_3 为踵板顶部作用的土压力法向分力，为作用踵板上的偏心压力，为简化计算，假定 E_{By} 作用在踵板中心，由此引起的压力按均匀分布（图 4-36），其值为：

$$W_3 = \frac{E_{By}\sin\beta}{B_3} \tag{4-58}$$

W_4 为悬臂端土压力法向分力 E_{hy} 引起的作用踵板上的荷载，实际呈高次抛物线分布。简化成三角形分布，则有：

$$W_4 = \frac{2E_{hy}\sin\beta}{B_3} \tag{4-59}$$

W_5 为由前趾弯矩产生作用于顶板向下荷载，为简化计算，假定按图 4-36 中抛物线形分布。其重心在距固端 $\frac{5}{8}B_2$ 处，以其 W_5 对固端力矩与 M_1 相平衡原理得出：

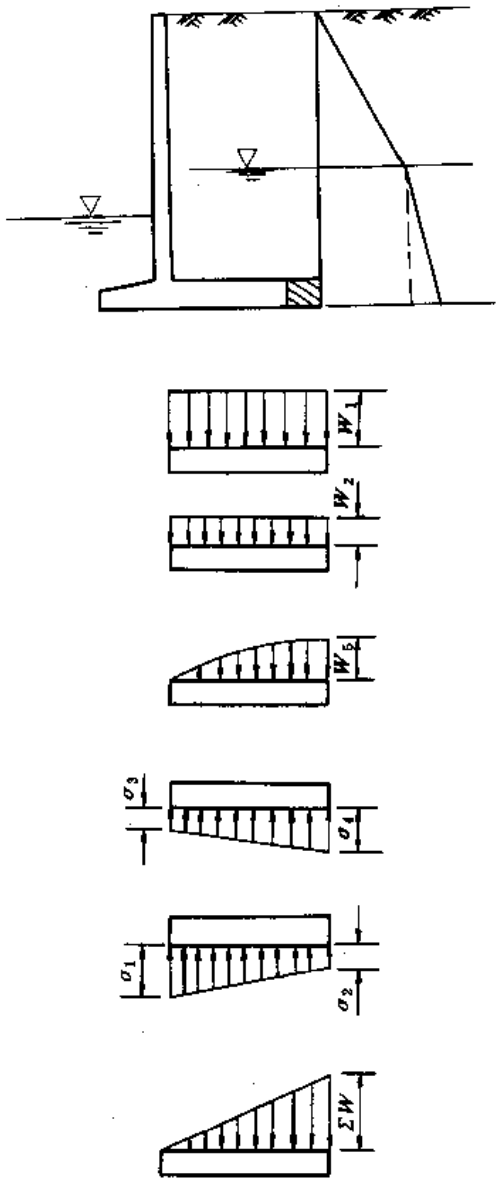


图 4-35　扶臂式挡土墙填土水平作用踵板上的三角形替代荷载

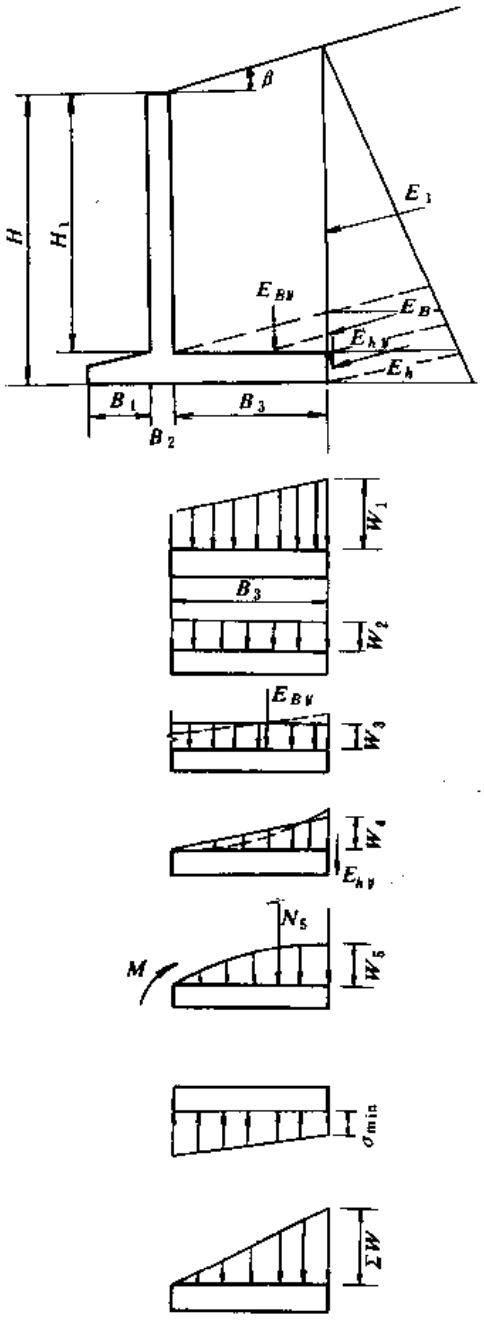


图 4-36　扶臂式挡土墙填土有斜坡作用踵板上的三角形替代荷载

$$W_5 = 2.4\frac{M_1}{B_3^2} \tag{4-60}$$

将上述各力与地基反力相叠加，即可得出作用于踵板上的合力分布荷载（一般为梯形），如图 4-37（*a*），也可能如图 4-37（*b*）的分布。为简化计算，假定合力分布荷载按固端处为零的三角形分布（图 4-35 和图 4-36）。在实际设计中，只取踵板后趾纵向单宽截条，如图 4-38。计算作用其上的合力三角形分布荷载最大强度值 ΣW，作为作用在踵板沿纵向连续梁上的均布荷载。

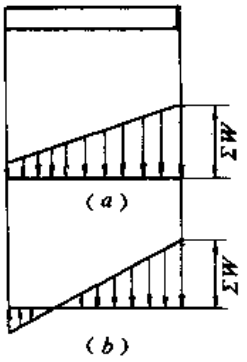


图 4-37　作用于踵板上的实际分布荷载

在墙后填土水平时，

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_5 - \sigma_2 - \sigma_4$$
$$= \gamma(H_1 + h_0) + \gamma_s a + 2.4\frac{M_1}{B_3^2} - \sigma_2 - \sigma_4 \tag{4-61}$$

在墙后填土有斜坡 β 时，

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 - \sigma_2$$
$$= \gamma(H_1 + B_3\mathrm{tg}\beta + h_0) + \gamma_s a + \frac{E_{By}\sin\beta}{B_3}$$
$$+ \frac{2E_{hy}\sin\beta}{B_3} + 2.4\frac{M_1}{B_3^2} - \sigma_2 \tag{4-62}$$

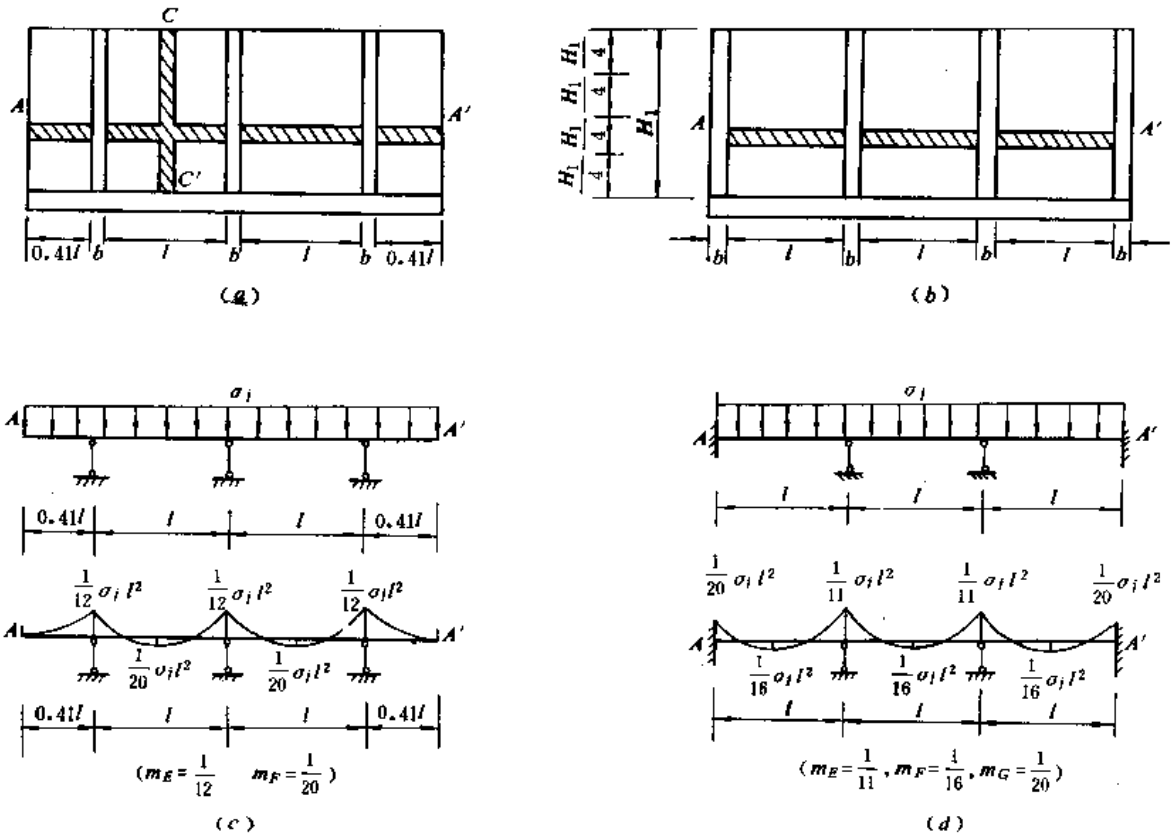


图 4-38　扶臂式挡土墙踵板截条计算简图

对于浸水挡土墙，应计算扬压力 σ_4，踵板以上的土的重力水上水下应分别计算，水上按天然重度计算，水下按饱和重度计算。

2. 踵板的内力计算

(1) 踵板的纵向（水平）弯矩计算。踵板取其后趾端纵向（水平）单宽截条 BB'（图 4-38）做为连续梁进行内力计算，作用均布荷载为 ΣW。支座纵向负弯矩按式（4-63）计算。

中支座　　$M = -m_E \Sigma W l^2$

边支座　　$M = -m_G \Sigma W l^2$　　(4-63)

跨中纵向正弯矩按式（4-64）计算。

$$M = m_F \Sigma W l^2 \tag{4-64}$$

式中　ΣW——作用在踵板端的均布荷载强度；

m_E，m_G，m_F——分别为支座和跨中弯矩系数，根据分缝，在跨中和扶臂间分别按图4-38（c）、（d）选取。

沿踵板横向假定各截条支座负弯矩和跨中正弯矩分别按图4-39（a）、（b）直线变化，由踵板后趾端最大值变到墙面板墙背底部为零。

（2）踵板横向弯矩计算。踵板横向是指沿踵板长度方向。踵板在横向的负弯矩由以下两部分组成：①由作用在踵板上的三角形合力分布荷载（图4-35和图4-36）产生的横向弯矩，在踵板靠墙面背处产生的负弯矩一般较小，对底板横向配筋不起控制作用；②墙面板底部产生的负弯矩必然在踵板靠墙面板背部

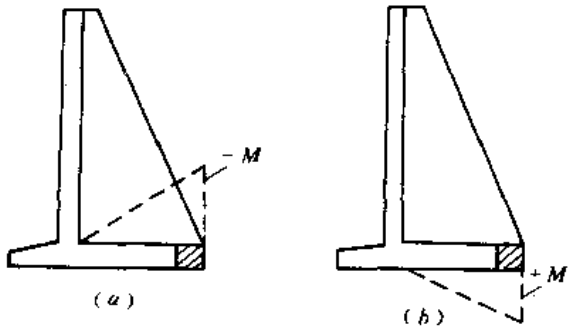


图4-39　踵板纵向（水平）支座和跨中弯矩沿横向分布

上层产生与之相等的负弯矩与之平衡，在踵板横向底层产生正弯矩。踵板弯矩在横向和纵向的分布可参照墙面板在垂直向和纵向的分布。如图4-30和图4-31。

（3）踵板后趾端部与扶臂结合处单宽条带最大剪力按式（4-64）计算。

$$Q = \frac{1}{2}\Sigma W l \tag{4-65}$$

可据此核算踵板的剪应力。

3. 踵板的配筋计算与钢筋配置

（1）踵板的纵向（水平）配筋计算与钢筋配置。踵板可根据末端趾部单宽截条按连续梁计算出的支座和跨中弯矩进行配筋计算，踵板横向各单宽截条支座和跨中需配钢筋数量按图4-40中虚线变化。

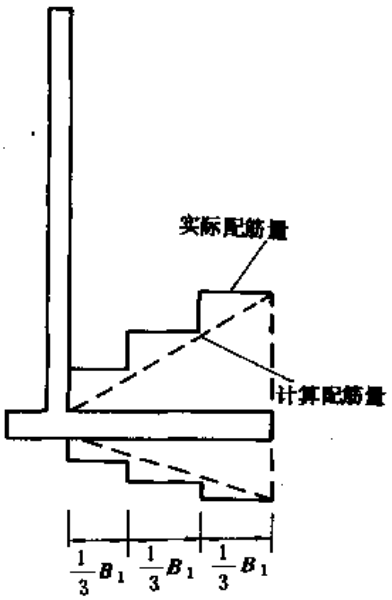
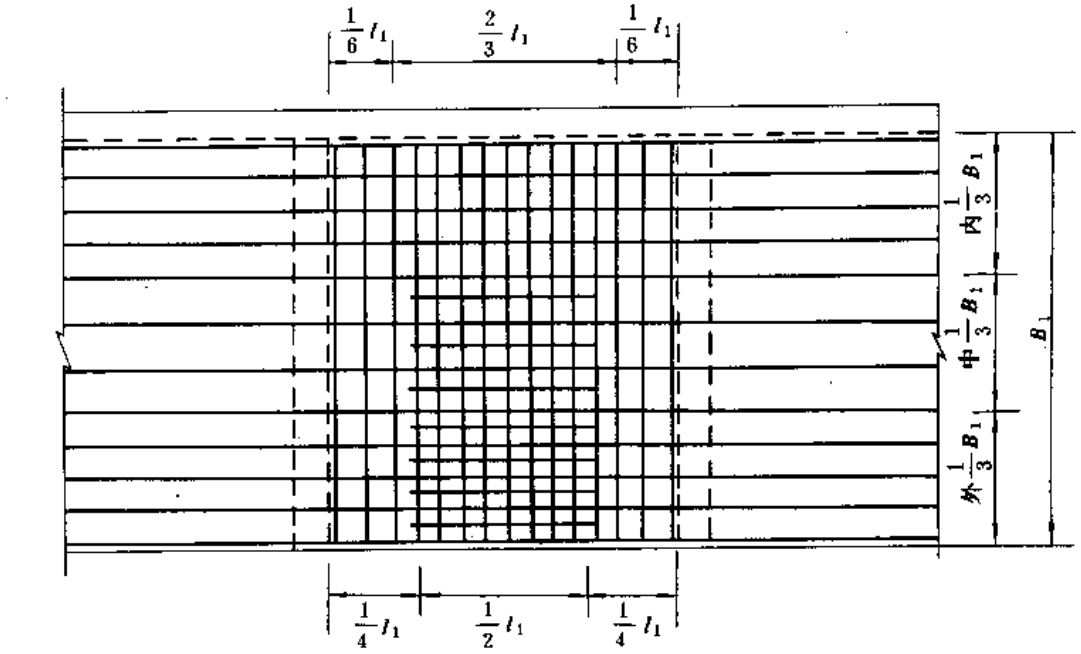


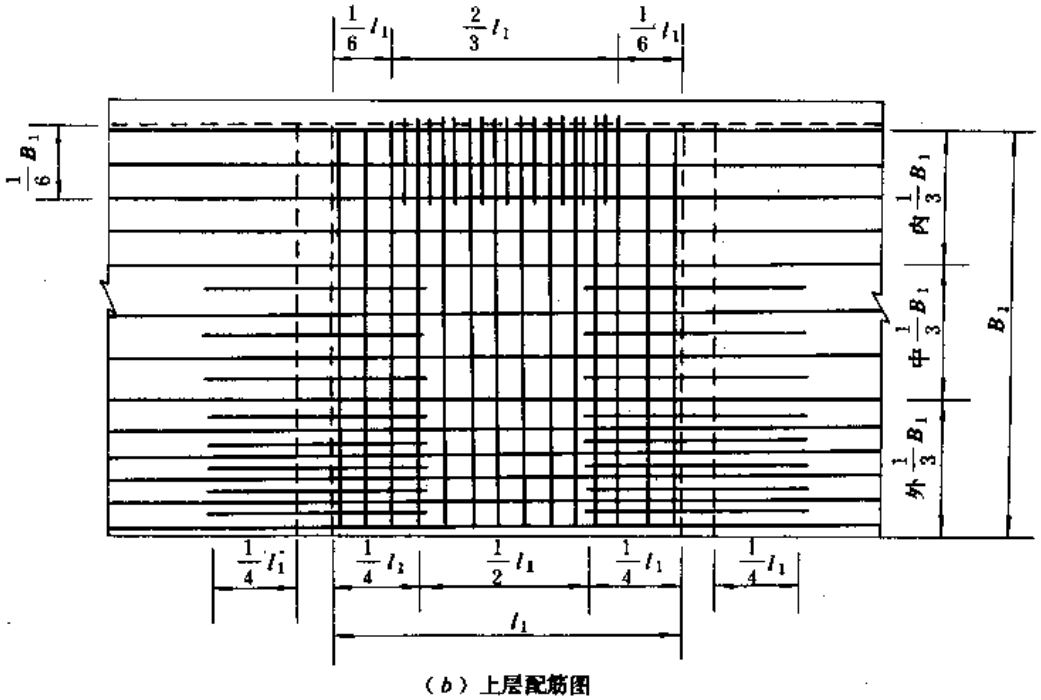
图4-40　踵板纵向支座和跨中配筋量沿横向分布

实际钢筋布置可按图中实线在横向分三段，外$\frac{1}{3}B_1$段支座和跨中按计算量全值配置，中$\frac{1}{3}B_1$段支座和跨中配筋取全值的$\frac{2}{3}$。

按纵向正弯矩计算出的配筋量，在纵向延长方向，自跨中向两侧各伸长 $l/4$ 加锚固长度，即布在跨中 $l/2$ 段两侧加锚固长度范围内踵板底层，如图 4-41（a）。



（a）底层配筋图



（b）上层配筋图

图 4-41　墙踵板配筋图

按纵向负弯矩计算出的配筋量，在纵向延长方向，自扶臂板向跨中各伸长 $l/4$ 加锚固长度，布在踵板上层，如图 4-41（b）。

（2）踵板横向配筋计算与钢筋布置。将墙面板底部的负弯矩值作用于踵板靠墙背一端，

算出所需配筋量，此部分钢筋沿横向布在踵板上层直到末端，兼起架立筋作用，在跨中 $2l/3$ 段用计算量全值，两侧各靠扶臂 1/6 段用计算量的半值。如图 4-42 中实线的分布。

4. 裂缝开展宽度验算

对踵板末端纵向单宽截条连续梁进行裂缝开展宽度验算，如不满足要求应重新修改断面尺寸。

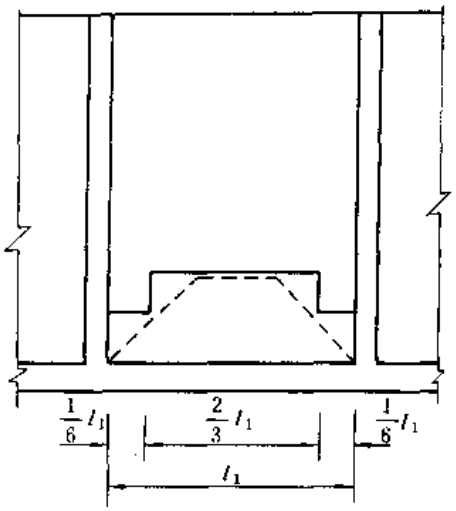


图 4-42　踵板横向配筋量沿纵向（水平）分布

（三）扶臂的结构设计

1. 扶臂的荷载计算及计算简图选取

（1）垂直向 T 形悬臂梁的弯矩计算。扶臂与部分面板组成变截面的 T 形悬臂梁（图 4-43）。为简化计算，可将扶臂与墙面板自重及土压力的垂直分力忽略不计，作用在 T 形梁上的荷载为跨中到跨中一段作用在墙面板及扶臂上的水平土压力。

假定 T 形梁沿高度各截面翼缘宽度按图 4-44 中直线变化，由底部 $S_w=b_i=l+b$ 变到顶部 $b_i=b_0$，各截面不同高度 H_i 的翼缘宽度：

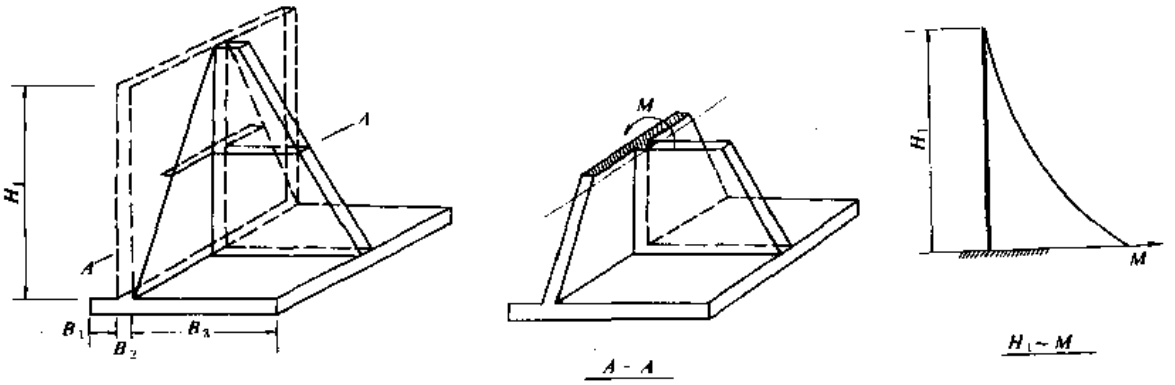
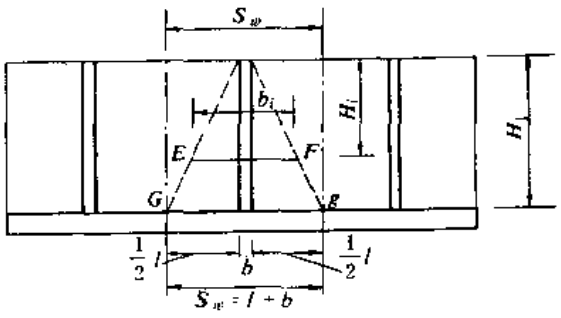


图 4-43　扶臂 T 形梁截面弯矩

$$b_i = b + \frac{H_i}{H_1} l \tag{4-66}$$

作用在不同高度 H_i 的 T 形截面的剪力按式（4-66）、式（4-67）计算。

当 $\beta \neq 0$ 时，



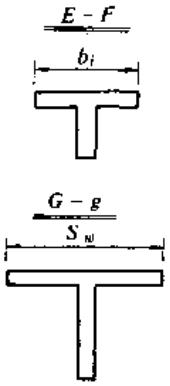


图 4-44　扶臂各截面翼缘宽度

填土面有连续荷载

$$E_{xHi} = \gamma H_i S_w \times \left(\frac{1}{2}H_i + h_0\right)\cos\beta K_a$$

填面无连续荷载

$$E_{xHi} = \frac{1}{2}\gamma H_i^2 S_w K_a \cos\beta$$

(4-67)

当 $\beta=0$ 时，

填土面有连续荷载

$$E_{xHi} = \gamma H_i S_w \left(\frac{1}{2}H_i + h_0\right) K_a$$

填土面无连续荷载

$$E_{xHi} = \frac{1}{2}\gamma H_i^2 S_w K_a$$

(4-68)

作用在不同高度 H_i 的 T 形截面弯矩按式（4-68）计算。

填土面有连续荷载　$M_{Hi} = \frac{1}{6}\gamma H_i^2 S_w (H_i + 3h_0)\cos\beta K_a$

填土面无连续荷载　$M_{Hi} = \frac{1}{6}\gamma H_i^2 S_w K_a \cos\beta$

(4-69)

以上各式中　γ——填土重度；

H_i——计算截面高度；

h_0——填土面荷载换算高度；

S_w——扶臂底部翼缘宽度，对于中跨 $S_w=l+b$，如有悬臂边跨，$S_w=0.91l$。

（2）扶臂受面板和墙踵板作用的拉力计算。扶臂与墙面板和踵板连成一整体。墙面板与踵板在外荷载作用下有与扶臂脱开趋势，即扶臂在横向和垂直向分别受面板和踵板的拉力作用。

1）横向拉力计算。横向单宽截条第三 $H_1/4$ 段端点剪力按式（4-69）计算。

$$Q_1 = \frac{1}{2}\sigma_j l \tag{4-70}$$

假定水平向剪力沿墙高分布与面板横向两端负弯矩分布相同，即在第三 $H_1/4$ 用全值。由第三 $H_1/4$ 按直线变化，到墙顶和墙底时为零。

2）垂直向拉力计算。在垂直向踵板末端单宽截条端点剪力按下式计算。

$$Q_2 = \frac{1}{2}\Sigma W l \tag{4-71}$$

假定垂直向拉力沿踵板横向分布末端为最大值 Q_2，按直线变化到面板底部为零。

2. 扶臂的配筋计算与钢筋配置

(1) 扶臂背受弯钢筋的计算与配置。

沿扶臂高选择包括底部截面在内的三个 T 形截面。根据截面弯矩，按本章第一节 T 形截面配筋计算方法，计算出各截面需要的配筋量。如图 4-45 (*a*)。墙背受力筋按高度分 2～3 次截断，少部分钢筋伸到墙顶。

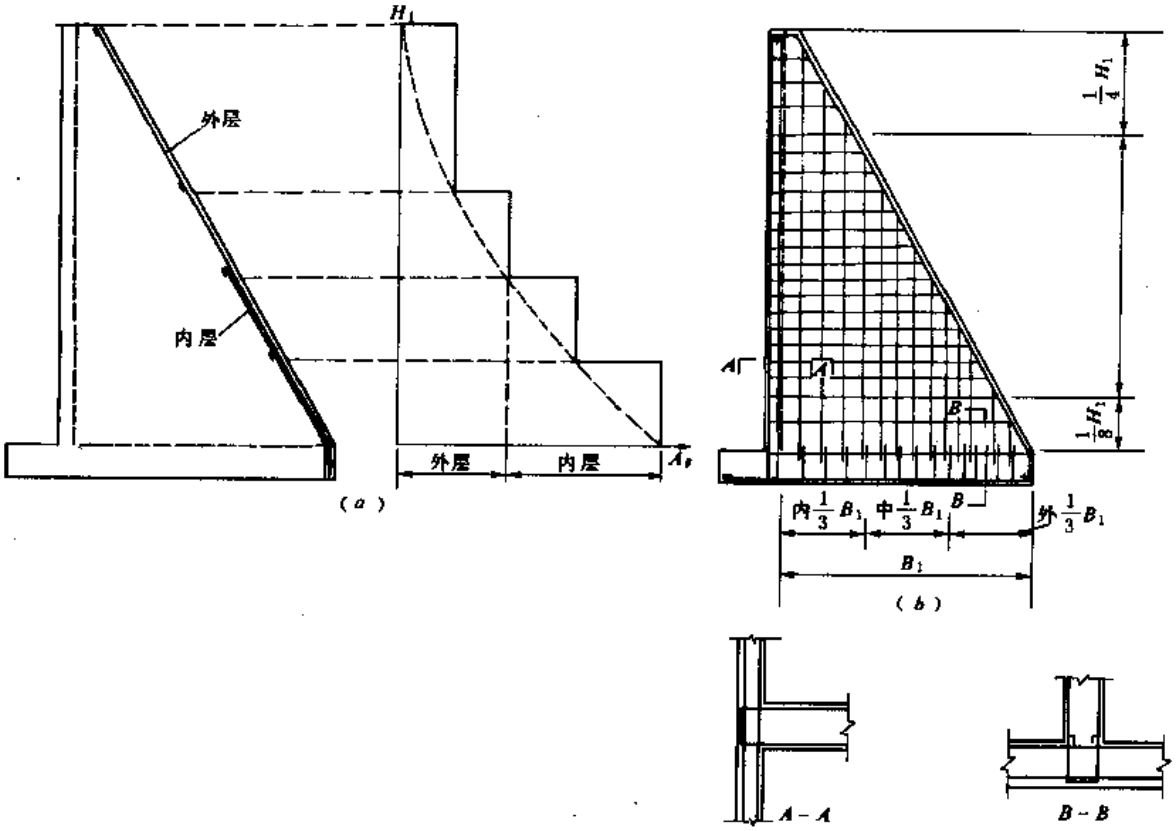


图 4-45　扶臂弯曲和拉力筋配置

墙背受力筋所需数量大，而扶臂的厚度一般较小。一般钢筋需布置 2～3 排，当钢筋密度超过构造要求时，可做成钢筋束，每束 2～3 根。有时采用高强度螺纹筋。

(2) 扶臂横向与垂直向的拉筋计算与配置。

1) 横向拉筋的计算与配置。按横向剪力即钢筋承受的拉力沿墙高分布，算出第三 $H_1/4$ 段所需配置钢筋数量，在顶部 $H_1/4$ 段和底部 $H_1/8$ 段用计算的半值，其余段用全值，如图 4-45 (*b*)。

拉筋呈⊔形，横向穿过扶臂身，封闭端套固在墙面受力筋上。见图 4-45 中的 *A-A* 剖面。

2) 垂直向拉筋的计算与配置。按垂直向剪力，即钢筋承受拉力沿踵板横向分布，算出踵板末端单宽截条所需拉筋数量。外 $B_1/3$ 段用计算出的全值，中 $B_1/3$ 段用全值的 2/3，内 $B_1/3$ 段用全值的 1/3。如图 4-45 (*b*)。竖向拉筋呈⊔形，见图 4-45 中的 *B-B* 剖面，套固在踵板底部横向受力筋上，竖向长度应伸到踵板顶板之上加锚固长度。⊔形两支应与扶臂两

侧竖向架立筋互相搭接。

3. 前趾板的结构设计

前趾板的结构设计与悬臂式挡土墙前趾板结构设计相同。

4. 裂缝开展宽度验算

对扶臂最大弯矩截面按本章介绍方法进行裂缝宽度验算，如不满足要求，应修改断面至到满足要求为止。

四、三面固端板法的结构设计

（一）墙面板的结构设计

1. 墙面板的荷载计算及结构简图选取

作用在墙面板上的荷载为三角形（填土面无连续荷载作用）或为梯形（填土面有连续荷载作用）。按第二章介绍方法计算。

墙面板的结构计算沿高度分上下两部分，如图 4-46 中的 I-I 剖面。在距底板顶高度 $1.5l_x$ 范围内，按三面固端，一面自由板计算，作用荷载为梯形，在墙高 $1.5l_x$ 以上沿纵向（水平）取单宽截条按连续梁计算，如图 4-46 中 *A-A* 剖面，其作用荷载为对应的土压力强度。

2. 墙面板的内力计算

（1）三面固端一面自由板的内力计算。三面固端一面自由板，当 $l_y=1.5l_x$ 时，作用板上的荷载可分解为矩形和三角形［图 4-46（*a*）］，分别查表 4-13 得端弯矩和跨中弯矩计算系数，进而求出端弯矩和跨中弯矩 $M=$弯矩系数$\times ql_x^2$。然后进行叠加。在墙高度 $l_y=1.5l_x$ 处水平方向固端弯矩系数用 M_x^0表示，跨中弯矩系数用 M_{0x}表示，如图 4-46 中 *B-B* 剖面；在墙高度 $l_y/2$ 处水平方向固端弯矩系数用 M_x^0 表示，跨中弯矩系数用 M_x 表示，如图 4-46 中 *C-C* 剖面。在跨中垂直方向面板底部固端弯矩系数用 M_y^0 表示，在墙高 $l_y/2$ 处垂直方向弯矩系数用 M_y 表示，如图 4-46 中 *D-D* 剖面。

（2）连续梁的内力计算。在墙高 $l_y=1.5l_x$ 以上可认为单向连续板，沿水平向取单宽截条，按连续梁进行计算。其作用荷载为对应土压力强度，如图 4-46 中 *A-A* 以上各剖面，连续梁各支点和跨中弯矩系数分别为 1/12 和 1/24。按上述方法计算出的墙面板水平方向弯矩值沿墙高分布如图 4-46（*b*），在 $l_y=1.5l_x$ 处不连续。

（二）踵板的结构设计

1. 踵板的荷载计算及结构简图的选取

作用在踵板上的荷载有踵板以上的土重、填土面荷载重和踵板自重；作用在踵板以下的荷载有扬压力和地基反力。上述荷载叠加后的合力图形通常为梯形，靠墙端小，靠后趾端大，如图 4-46 和图 4-47 中Ⅱ-Ⅰ剖面。根据扶臂式挡土墙扶臂间距和踵板长度比值的不同，有如下两种情况：①$l_y>1.5l_x$；②$l_y<1.5l_x$。

对于情况①，可将踵板分成两部分，即在墙高 $l_y=1.5l_x$ 范围内，按三面固端一面自由板进行结构计算；在 $l_y=1.5l_x$ 以外，可沿横向分若干单宽截条，在纵向（水平）向属于连续梁结构，其作用荷载为对应作用在踵板上的分布荷载强度值，如图 4-47 中 *E-E* 和 *F-F* 剖面。

对于情况②，整个踵板均属于三面固定一面自由的板，其作用荷载为作用在踵板上的

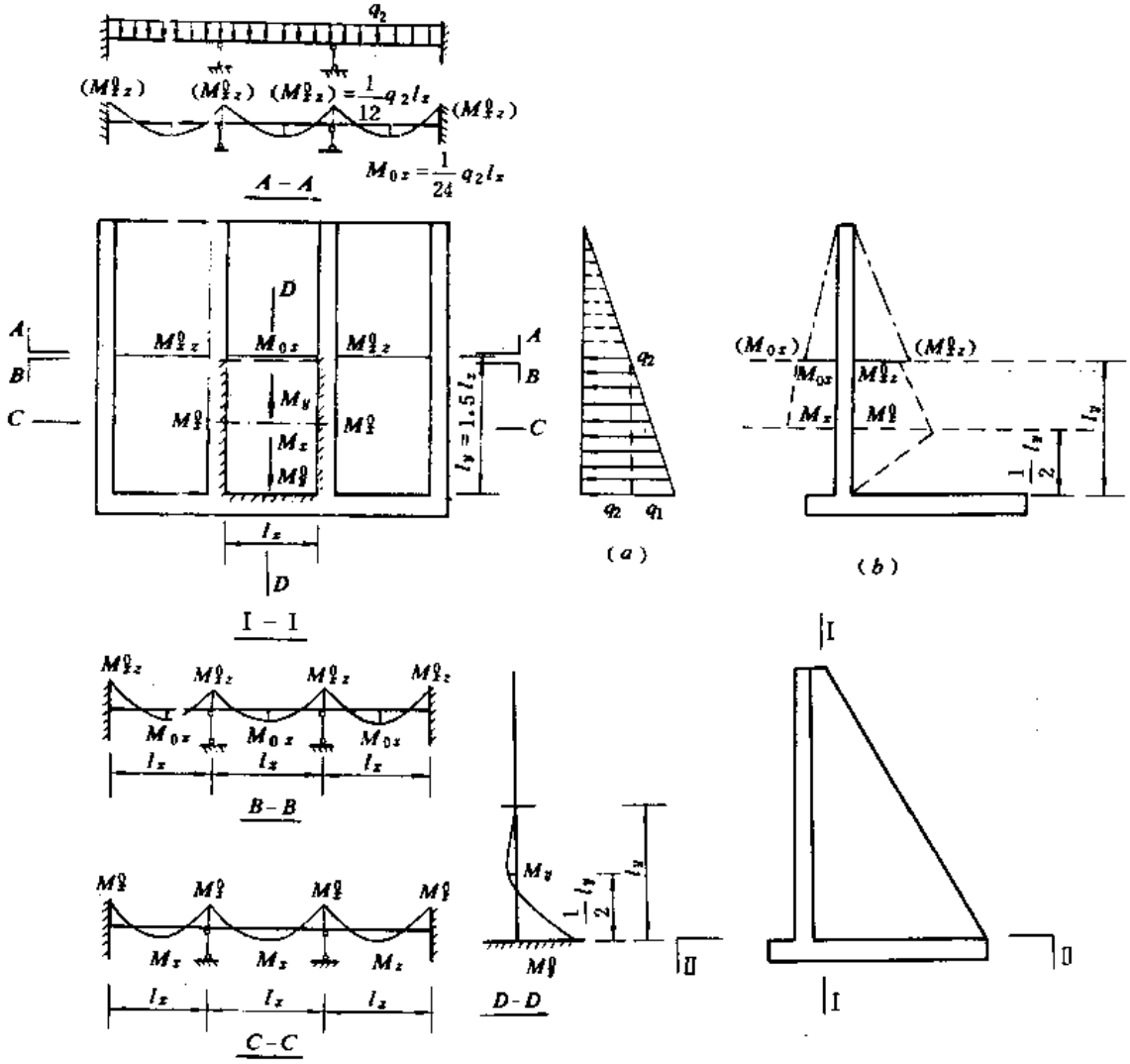


图 4-46　按三面固端板法计算墙面板内力

合力分布荷载。

2. 踵板的内力计算

踵板的内力计算也应分两种情况，对于情况①，可根据作用荷载（图 4-47）中 q_1'、q_2'，查表 4-13 求得。$l_y=1.5l_x$ 处纵向（水平向）支座弯矩系数 M_x^0和跨中弯矩系数 M_{0x}如图 4-47 中 G-G 剖面；$l_y/2$ 处纵向（水平向）支座弯矩系数 M_x^0 和跨中弯矩系数 M_x 如图 4-47 中 g-g 剖面；横向跨中墙根部弯矩系数 M_y^0，$l_y/2$ 处弯矩系数 M_y，如图 4-47 中 K-K 剖面。

对于踵板横向长度 $B_1>l_y=1.5l_x$ 部分，沿纵向（水平）取单宽截条按连续梁进行计算，连续梁作用荷载为对应的合力强度值。作用在踵板上纵向（水平）的支座和跨中弯矩沿踵板横向分布如图 4-47 中 E-E 和 F-F 剖面。

对于（2）情况，按实际 l_y/l_x 比值（$l_y<1.5l_x$），按三面固端，一面自由板根据作用的分布荷载查表 4-13 进行上述各项内力计算。

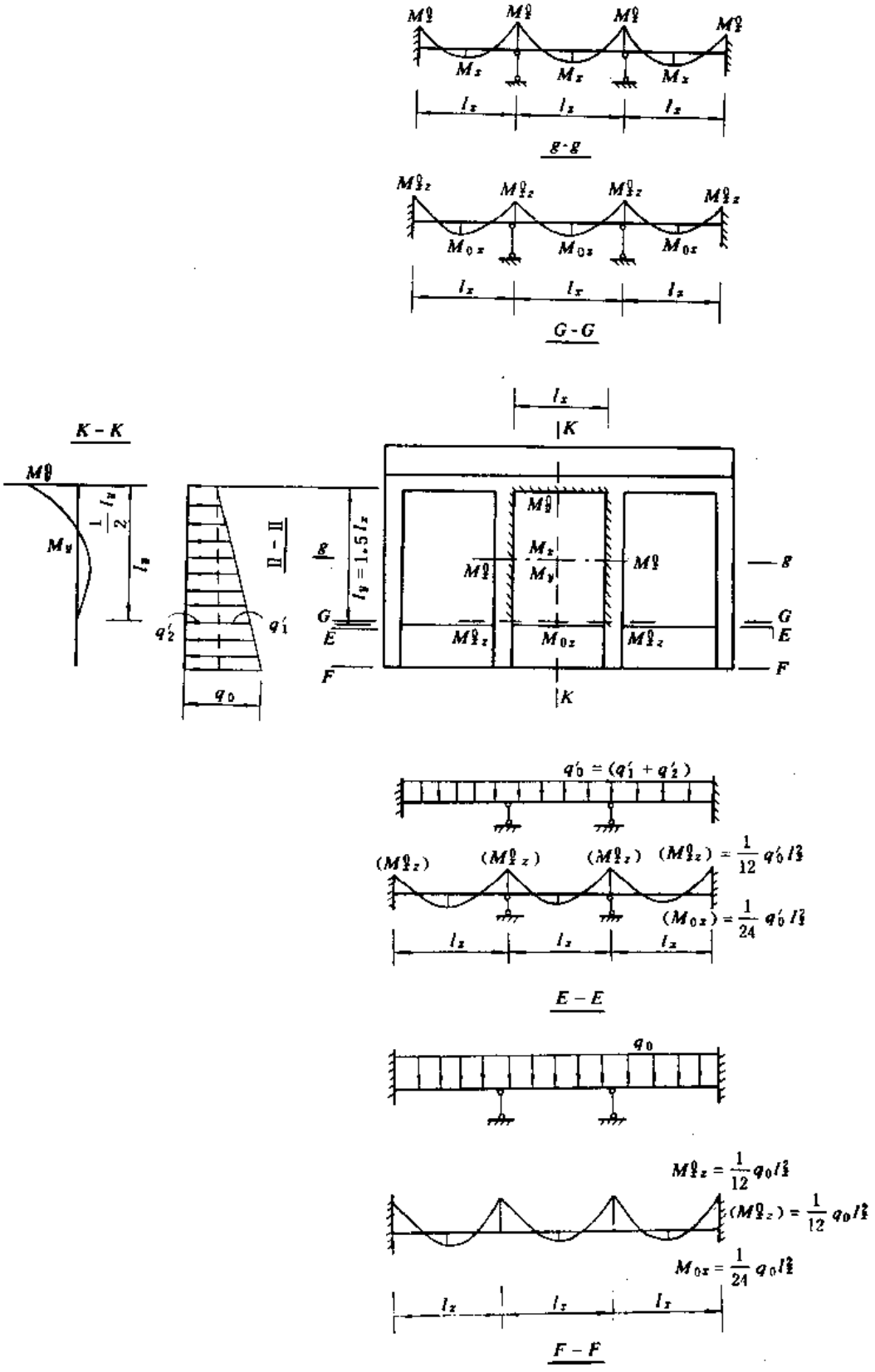
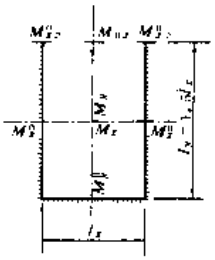
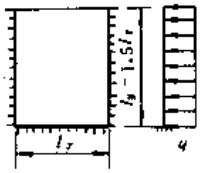
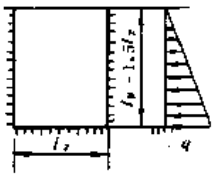
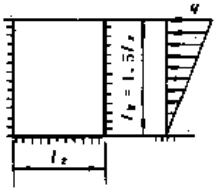


图 4-47　按三面固端板法计算踵板内力

表 4-13　　三面固端一面自由板的弯矩系数



序号	图　式	M_x	M_y	M_x^0	M_y^0	M_{0x}	M_{xz}^0
1		0.0384	0.0113	−0.0794	−0.0569	0.0433	−0.0616
2		0.0184	0.0071	−0.0387	−0.0421	0.0065	−0.0015
3		0.0200	0.0042	−0.0407	−0.0148	0.0368	−0.0601

第七节　板桩挡土墙的结构设计

一、无锚板桩的结构设计

（一）无锚板桩入土深度的确定

无锚板桩的入土深度可按图解法求得。

（1）假定入土深度 t_0，绘制土压力图如图 4-48（a），板桩前按被动土压力计算：

$$\gamma t_0 K_p = \gamma t_0 \mathrm{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \tag{4-72}$$

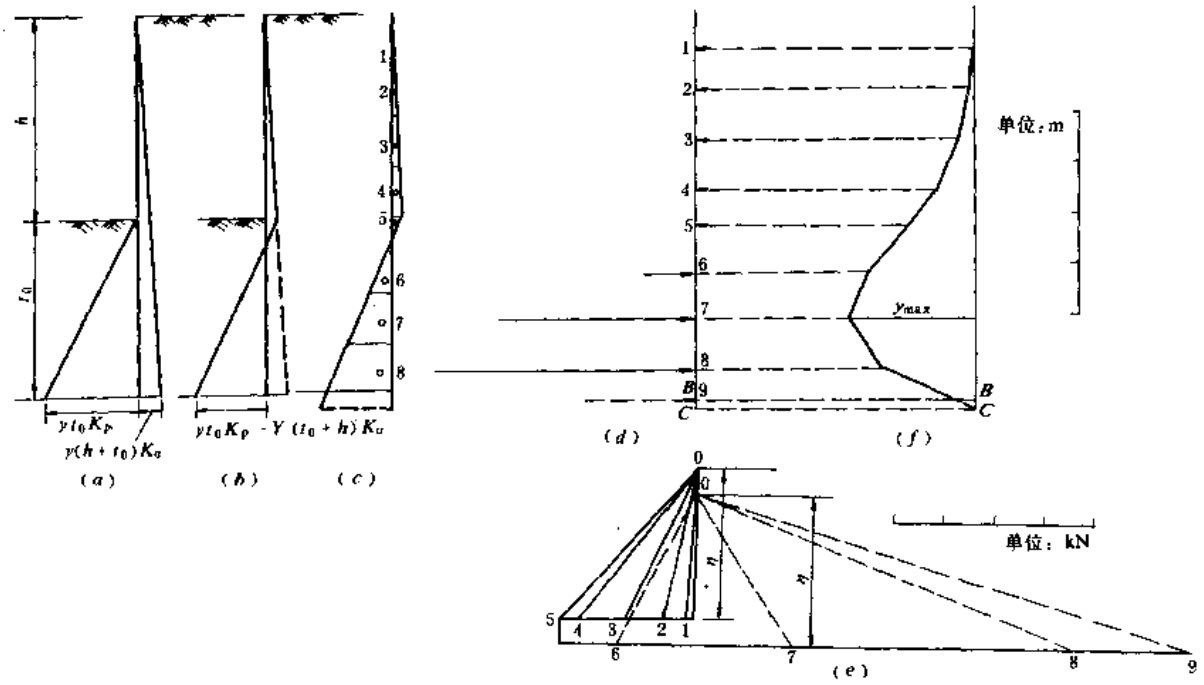


图 4-48　无锚板桩图解法

板桩后按主动土压力计算：

$$\gamma(t_0+h)K_a=\gamma(t_0+h)\mathrm{tg}^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right) \tag{4-73}$$

板桩前后土压力叠加图形如图 4-48（b）。

（2）将叠加后的土压力图形 4-48（b）。分成高度为 0.5～1.0m 的若干小面积，如图 4-48（c），并以作用于各小面积重心的相应集中力代替，如图 4-48（d）。

（3）按适当比例选定极点 0 和极距 η，作各集中力的力多边形图 4-48（e），根据力多边形按推平行线的方法画索线，作索多边形力矩图 4-48（f）。

若最后一根索线与闭合线的交点恰在压力图上代表最后一个集中力的小面积底边线上时，则所选择的 t_0 是合适的，若交点落下则说明 t_0 不足，反之则有余，经几次计算即可满足。

（4）板桩的最小深度 $t_{min}=$（1.1～1.2）t_0。

（二）板桩的内力计算

板桩的最大弯矩 $M_{max}=y_{max}\eta$

y_{max}在索多边形图上用长度的比例尺，η 在力多边形上用力的比例尺。

（三）板桩厚度的计算

对钢、木材等均质材料板桩，厚度按式（4-73）确定。

$$\left.\begin{aligned}W&=\frac{M_{max}}{[\sigma_w]}\\ \delta&=\sqrt{\frac{\sigma W}{b}}\end{aligned}\right\} \tag{4-74}$$

式中 $[\sigma_w]$——板桩的容许弯曲拉应力，通常木板桩按 16.5～20MPa 估算；钢板桩按 180～210MPa 估算；

W——板桩的截面抵抗矩，$W=\frac{b\delta^2}{6}$；

δ——板桩厚度；

b——板桩宽度。

在小型工程中，板桩长度多在 4m 以内，对于大致均匀土层情况，当土的重度 γ，内摩擦角 ϕ 和悬臂高度 h 确定后，可参照表 4-14 验算最小埋入深度 t_{min} 和最大弯矩 M_{max}。

表 4-14　　不同悬臂长度时最小埋深 t_{min} 及最大弯矩 M_{max}

内摩擦角 φ	悬臂 h 时的最小埋深 t_{min}（m）						悬臂 h 时的最大弯矩 M_{max}（kN·m）					
	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
20°	0.9	2.2					17	44				
25°	0.6	1.4	2.6				17	26	52	58		
30°	0.5	0.9	1.7	3.0			7	16	34	58		
35°		0.6	1.1	2.1	3.4	4.0	5	10	23	42	66	84
40°		0.5	0.8	1.5	2.3	3.0	4	8	15	20	45	59
45°		0.5	0.7	1.1	1.6	2.4		6	11	20	30	46
50°			0.5	0.8	1.1	2.0		5	8	16	21	41

注 土的重度 15.5～18.0kN/m³ 范围内。

二、单锚板桩的结构设计

单锚板桩以其入土深度大小不同而产生不同的变形。如入土深度较浅，板桩变形与上端未固定的简支梁相似，称为底端自由板桩。入土深度较大时，板桩底部存在变形为零的拐点和嵌固点，称为底端嵌固板桩。

（一）底端嵌固支承的单锚板桩结构设计

板桩结构设计的主要内容为求解板桩入土深度 t、锚杆反力 R_a 和截面弯矩 M。

底端嵌固支承单锚板桩（图 4-49）结构设计可分图解法（即弹性线法）和等值梁法两种。土压力图形比较复杂时，可采用图解法求解；土压力图形比较简单时，可采用等值梁法求解，本书主要介绍等值梁法。

等值梁法是图解法的简化解法。作用于板桩上的主动和被动土压力如图 4-49（a），此法假定图 4-49（b）中反弯点 B 处 $M=0$，故可假定板桩在反弯点处是一个铰，反弯点 B 到

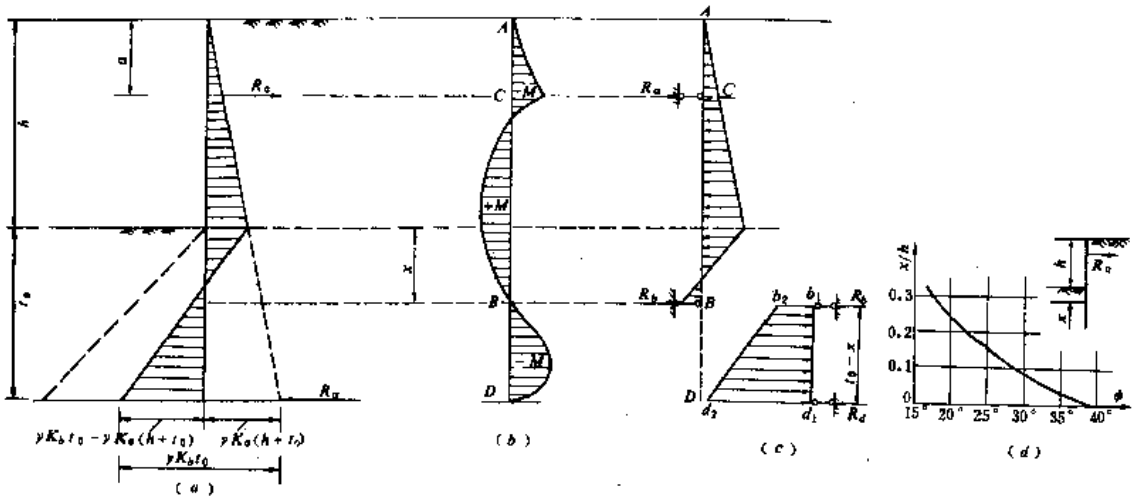


图 4-49　底端嵌固支承单锚板桩等值梁法

板桩前填土面距离 x 可根据图 4-49 (d) 查得。以铰为界将板桩分解为两个独立的梁，如图 4-49 (c)。铰以上部分 AB 视为带悬臂的简支梁。支点反力 R_b、R_a 和各截面 M 可通过解 AB 梁求得，故为已知。铰以下部分视为梁长 $t_0 \sim x$ 两个支点的简支梁，上部支点反力 R_b 为已知，底部反为 R_b 可通过对底部力作用点 D 取矩，以 $M=0$ 的平衡条件得出计算 t_0 的计算公式 (4-74)。

$$t_0 = \frac{3}{2}h\frac{K_a}{K_p - K_a} - \frac{x}{2} + \sqrt{\frac{6R_b}{(K_p - K_a)\gamma}} \tag{4-75}$$

其中，$K_a = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right)$；$K_p = \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$。

板桩入土深度 $t = 1.2t_0$，均质材料板桩厚度计算公式同式 (4-73)。

(二) 底端自由支承的单锚板桩结构设计

底端自由支承的单锚板桩结构设计也分图解法和数解法两种。土压力图形比较简单的情况，可采用数解法 (图 4-50)。

数解法可按以下步骤求解：

(1) 假定入土深度 t。

(2) 绘出板桩前被动和板桩后主动土压力图 (图 4-50)。

(3) 将主动和被动土压力图分成若干小块，分别对锚着点 C 取矩，若主动土压力的力矩 M_a 与被动土压力的力矩 M_p 相等，则假定的入土深度 t 合适。否则应改变 t 值重新计算，直到所假定的 t 值满足 $M_a = M_p$ 为止。

(4) 由 $R_a = E_a - E_p$ 计算锚着点反力。

(5) 反力 R_a，求得后可按一般结构力学方法求 M_{max}；

(6) 考虑安全系数，取入土深度 $t' = 1.4t$。

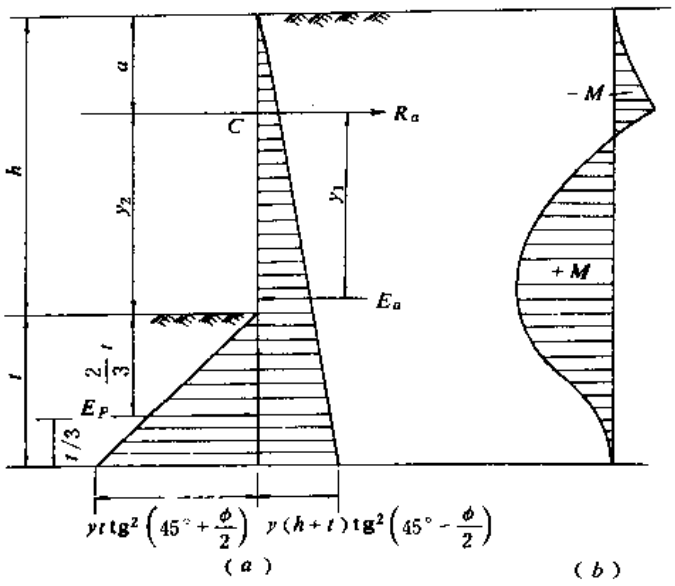


图 4-50　底端自由支承单锚板桩数解法

第八节　挡土墙的细部构造设计

一、沉陷缝和温度缝的合理设置

为避免由于地基沉陷和温度应力引起墙身裂缝，挡土墙沿长度方向应合理分段，设置沉陷缝和温度缝。对建在岩基上的钢筋混凝土和混凝土结构挡土墙分段长度为10～15m，建在软基上的钢筋混凝土和混凝土挡土墙分段长度为15～20m。对于浆砌石结构挡土墙，分段长度不宜大于10m。挡土墙沿长度方向的分缝还应考虑以下几种情况：

（1）挡土墙在平面和立面布置的突变折点处应设置沉陷和温度缝，如图4-51；

（2）挡土墙基础下地基岩性发生显著变化处，如由岩基变到土质地基处；

（3）对于扶臂式挡土墙，其分段长度应结合扶臂的间距及面板和踵板的结构形式进行划分。

二、止水与排水设置

有侧向防渗要求范围内的温度和沉陷缝中应设有垂直向止水。止水一般采用塑料、橡胶止水或紫铜片止水，一般工程挡土墙设置一道止水，对于重要的大型工程应设置两道止水。挡土墙分缝的垂直止水应与墙前迎水面底面缝间的水平止水构成封闭系统。位于非防渗范围的永久缝可设沥青板或铺贴沥青油毡。永久缝的宽度一般采用2.0～2.5cm。

位于非防渗范围内的挡土墙，为降低挡土墙后地下水位，减少静水压力，常在挡土墙上设置排水孔。挡土墙排水除减少静水压力外，对于填粘性土的挡土墙还可提高填土的强度指标，从而减少作用于挡土墙上的土压力。特别是在寒冷地区，降低墙后填土含水量和隔断或削弱地下水补给，对减少作用于挡土墙上的水平冻胀力有显著作用。

挡土墙排水孔竖向和水平间距通常为2～3m，如图4-52（a）。

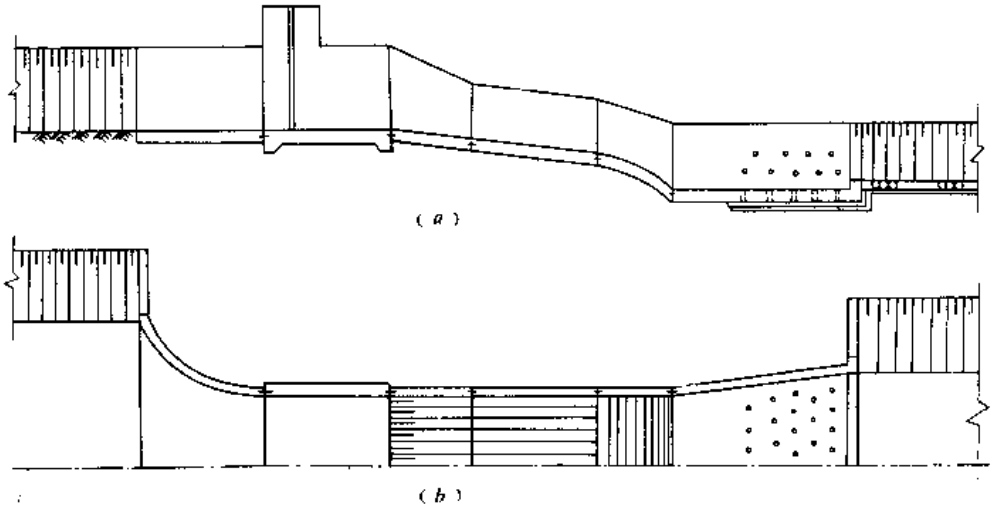


图 4-51　挡土墙沉陷缝与温度缝

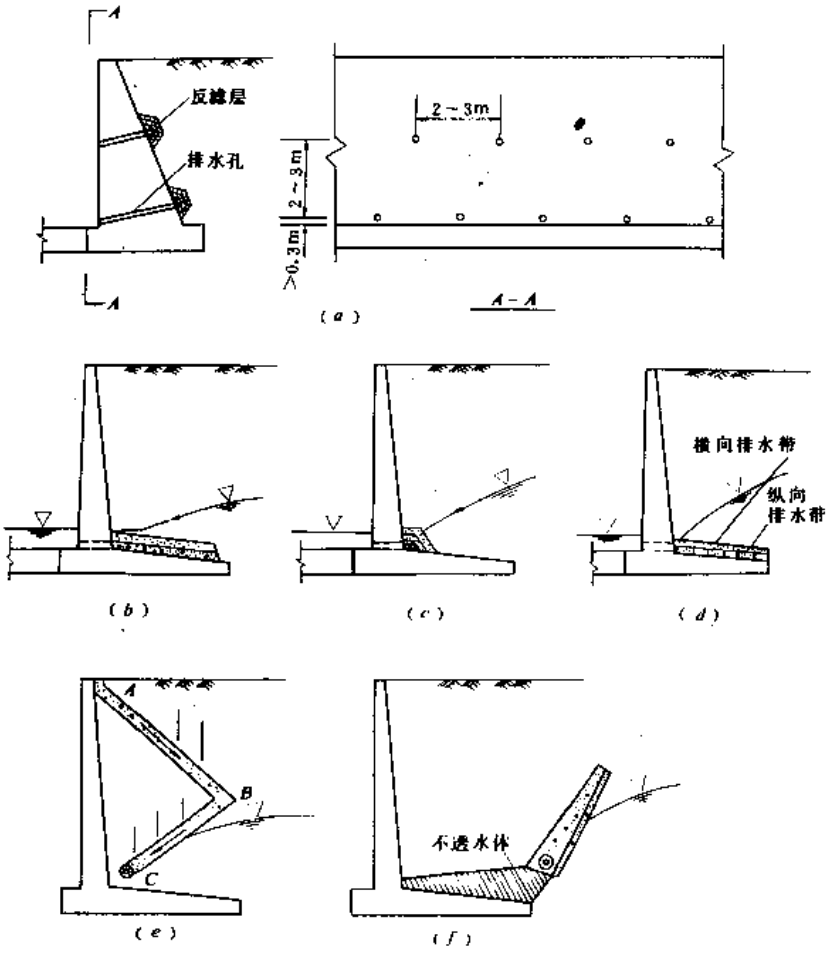


图 4-52　挡土墙排水构造图

排水孔直径 5～10cm，为防止排水时带出墙后填土，在排水孔进口处应设置反滤。

有时在挡土墙踵板顶部间隔一定距离设置排水带［图 4-52（*b*）］，或设置纵横向排水带［图 4-52（*c*）］，或在立墙底部与踵板结合处设置排水棱体［图 4-52（*d*）］。上述排水对降低墙后地下水位有显著作用。

图 4-52（*e*）中的排水即可排出三角形 *ABC* 填土内的水分，又可降低墙后地下水位。

图 4-52（*f*）中的排水形式可使地下水水面线远离墙背，从而使地下水补给不到墙背，对减少或消除作用于挡土墙上的水平冻胀力起到很好的作用。

三、防水设计

在公路和铁路部门为防止地表面水或积水渗入墙后填土，通常在墙后填土中设置粘土或其他防水层，如图 4-53。

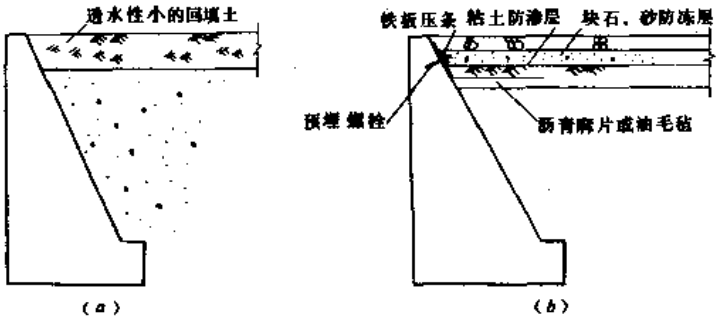


图 4-53　墙顶防水构造图

第五章　挡土墙设计实例

第一节　重力式挡土墙设计

一、计算条件

（一）已知条件

某水闸出口挡土墙为4级建筑物，见图5-1。建成尚未投入运用，属于基本荷载组合情况。墙高6 m，考虑防冻条件，基础埋置深度1.0 m，墙前水位在基础底面以上0.8 m。墙后地下水位在基础底面以上1.50 m。地基为中砂。墙后回填粘性土，墙后填土地面坡度i=10°。

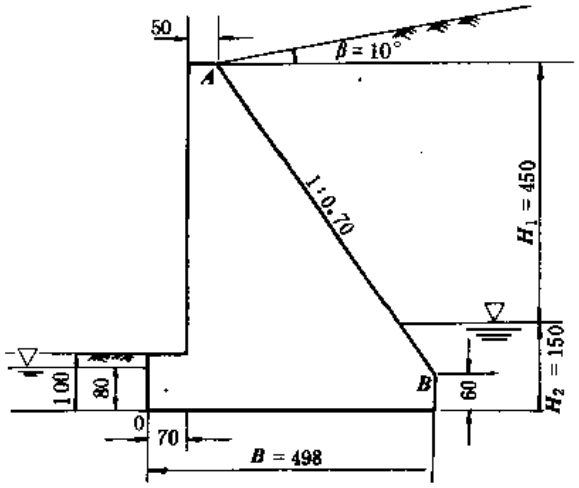


图5-1　重力式挡土墙断面尺寸(单位:cm)

地基容许承载力[R]=300 kPa；容许应力大小比[η]=2.5；基底摩擦系数f=0.40。

墙后回填土强度指标：水上采用等值内摩擦角ϕ=32°；水下采用等值内摩擦角ϕ=28°；墙背摩擦角δ=15°。

回填土重度：水上填土湿重度γ=18 kN/m³；水下填土浮重度γ'=10 kN/m³。

抗滑稳定安全系数$K_C \geqslant [K_C]=1.2$。

（二）采用计算数据

重力式挡土墙为混凝土结构，采用150号混凝土，重度γ_a=24 kN/m³，抗压强度R_a=8.5MPa，抗拉强度R_l=1.05MPa；容许剪应力[σ_j]=0.75MPa；混凝土抗拉强度安全系数K_l=2.5，抗压强度安全系数K_a=1.6。

二、初拟断面尺寸

根据地基及回填土强度指标、浸水及填土表面坡度等条件，初拟挡土墙断面尺寸如图5-1。墙顶宽50cm，墙后坡比采用1∶0.7。

三、作用在挡土墙上的荷载计算

（一）土压力的计算

本例为重力式挡土墙，墙后主动土压力应按库仑公式计算。为简化计算，将图5-2中墙背延长至C，计算作用在墙背AC上的土压力。

墙前考虑冲刷条件，被动土压力不予考虑。

1. 计算土压力系数

水上ϕ=32°

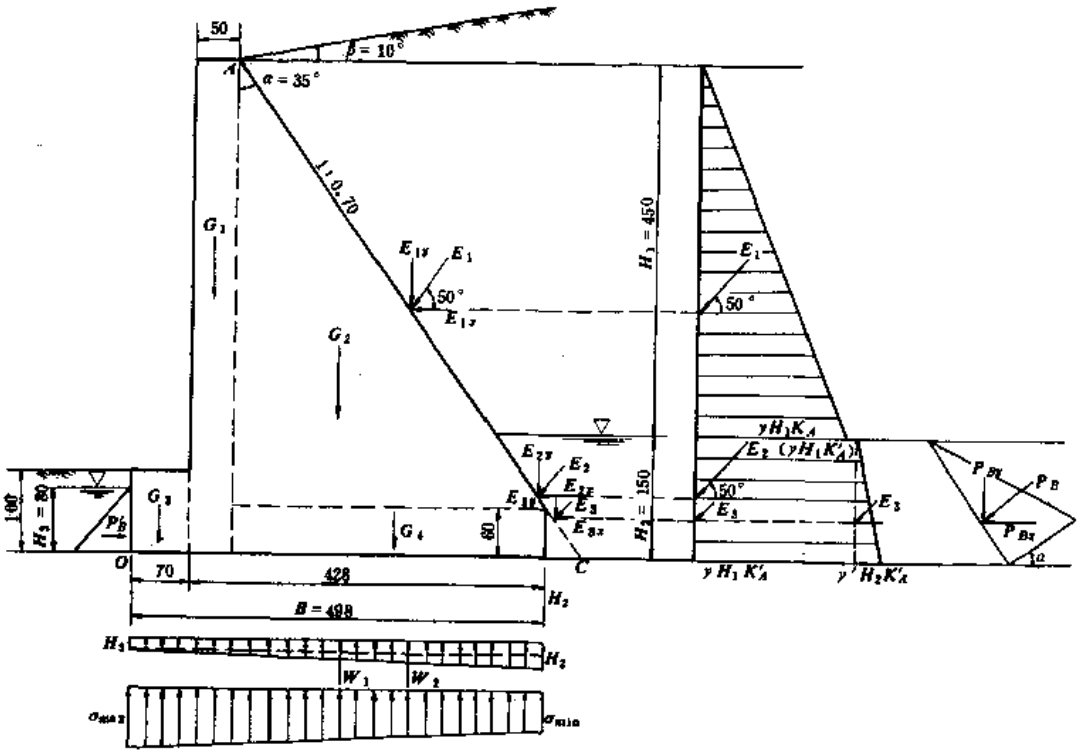


图 5-2　重力式挡土墙作用荷载

$$K_A=\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(32°-35°)}{\cos^2 35°\cos(35°+15°)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(32°+15°)\sin(32°-10°)}{\cos(35°+15°)\cos(35°-10°)}}\right]^2}$$

$$=0.81$$

水下 $\phi'=28°$

$$K'_A=\frac{\cos^2(\phi'-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi'+\delta)\sin(\phi-i)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-i)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2 35°\cos(35°+15°)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(28°+15°)\sin(28°-10°)}{\cos(35°+15°)\cos(35°-10°)}}\right]^2}$$

$$=0.89$$

2. 土压力计算

$P_1=\gamma H_1K_A=18\times4.5\times0.81=65.61$ kPa

$E_1=\frac{1}{2}\gamma H_1^2K_A=\frac{1}{2}\times18\times4.5^2\times0.81=147.62$ kN

$E_{1x}=E_1\cos(\alpha+\delta)=147.62\times\cos(35°+15°)=94.89$ kN

$E_{1y}=E_1\sin(\alpha+\delta)=147.62\times\sin(35°+15°)=113.08$ kN

$P_2=\gamma H_1K'_A=18\times4.5\times0.89=72.09$ kPa

$E_2=P_2\times1.5=72.09\times1.5=108.14$ kN

$E_{2x}=E_2\cos(\alpha+\delta)=108.14\times\cos(35°+15°)=69.21$ kN

$E_{2y}=E_2\sin(\alpha+\delta)=108.14\times\sin(35°+15°)=83.27$ kN

$P_3=\gamma' H_2K_A'=10\times1.5\times0.89=13.35$ kN

$E_3=\frac{1}{2}\gamma' H_2^2K'_A=\frac{1}{2}\times10\times1.5^2\times0.89=10.01$ kN

$E_{3x}=E_3\cos(\alpha+\delta)=10.01\times\cos(35°+15°)=6.44$ kN

$E_{3y}=E_3\sin(\alpha+\delta)=10.01\times\sin(35°+15°)=7.67$ kN

（二）水平静水压力计算

1. 墙后静水压力

水平静水压力 $P_{BX}=\frac{1}{2}\times1.5^2\times10=11.25$ kN

垂直（向下）静水压力 $P_{BY}=\frac{1}{2}\times1.5\times0.7\times1.5\times10=7.88$ kN

2. 墙前静水压力

$$P_B'=\frac{1}{2}\times0.8^2\times10=3.2\text{ kN}$$

（三）墙身自重计算

$$G_1=0.5\times6\times24=72\text{ kN}$$

$$G_2=\frac{1}{2}\times5.4\times3.78\times24=244.94\text{ kN}$$

$$G_3=0.7\times1.0\times24=16.8\text{ kN}$$

$$G_4=3.78\times0.6\times24=54.43\text{ kN}$$

（四）基底扬压力计算

浮托力 $W_1=4.98\times0.8\times10=39.84$ kN

渗透压力 $W_2=4.98\times\frac{1}{2}\times0.7\times10=17.43$ kN

总竖向力、总水平力及各力对前趾 O 点的力矩计算如表 5-1。

四、稳定验算

（一）抗滑稳定验算

$$K_C=\frac{f\Sigma G}{\Sigma H}=\frac{0.40\times542.80}{178.59}=1.22>[K_C]=1.2$$

（二）抗倾稳定验算

本例为非岩基，可不做抗倾稳定验算。

表 5-1　　总水平力、总竖向力及各力对前趾力矩计算

力	水平力 (kN)	竖向力 (kN)	力　臂 (m)	力矩（kN·m）	
				+	−
E_{1x}	94.89←		$1.5+\frac{1}{3}\times4.5=3.0$		284.67
E_{2x}	69.21←		$\frac{1}{2}\times1.5=0.75$		51.91
E_{3x}	6.44←		$\frac{1}{3}\times1.5=0.50$		3.22
P_{BX}	11.25←		$\frac{1}{3}\times1.5=0.50$		5.63
P'_{BX}	3.20→		$\frac{1}{3}\times0.8=0.27$	0.86	
G_1		72.00↓	$0.7+\frac{1}{2}\times0.5=0.95$	68.40	
G_2		244.94↓	$1.2+\frac{1}{3}\times3.78=2.46$	602.55	
G_3		16.80↓	$\frac{1}{2}\times0.7=3.5$	58.8	
G_4		54.43↓	$1.2+\frac{1}{2}\times3.78=3.09$	168.19	
E_{1y}		113.08↓	$1.2+2.1=3.3$	373.16	
E_{2y}		83.27↓	$1.2+3.68=4.88$	406.36	
E_{3y}		7.67↓	$1.2+5.65=6.85$	52.54	
P_{By}		7.88↓	$1.2+3.68=4.88$	38.45	
W_1		39.84↑	$\frac{1}{2}\times4.98=2.49$		99.20
W_2		17.43↑	$\frac{2}{3}\times4.98=3.32$		57.87
$\Sigma H=178.59$		$\Sigma G=542.80$		1769.31	502.50
				$\Sigma M=1266.81$	

（三）偏心距计算及地基应力验算

1. 偏心距计算

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\Sigma M}{\Sigma G}=\frac{4.98}{2}-\frac{1266.81}{542.80}=0.16\ \text{m}$$

$$e < \frac{B}{6} = \frac{4.98}{6} = 0.83\ \text{m}$$

2. 地基应力验算

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$= \frac{542.80}{4.98}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.16}{4.98}\right)$$

$$= \begin{matrix} 130.03\ \text{kPa} \\ 87.96\ \text{kPa} \end{matrix}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = 108.99\ \text{kPa} < [R] = 350\ \text{kPa}$$

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{130.03}{87.96} = 1.48 < 2.5$$

五、截面强度验算

选择C-C'截面进行强度验算，C-C'截面位置如图 5-3。

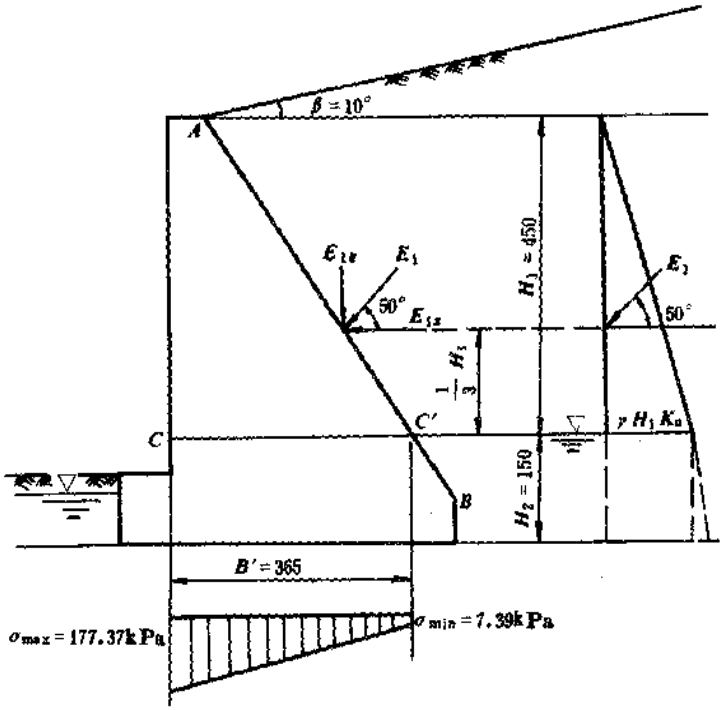


图 5-3　重力式挡土墙的截面强度验算（单位：cm）

（一）作用于C-C'截面以上的荷载计算

1. 作用于C-C'截面的土压力计算

$$E_1 = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 K_A = \frac{1}{2} \times 18 \times 4.5^2 \times 0.81 = 147.62\ \text{kN}$$

$$E_X = E_1 \cos(\alpha + \delta) = 147.62 \times \cos(35° + 15°) = 94.89\ \text{kN}$$

$$E_Y = E_1 \sin(\alpha + \delta) = 147.62 \times \sin(35° + 15°) = 113.08 \text{ kN}$$

2. 墙体自重

$$G_1 = 24 \times 4.5 \times 0.5 = 54 \text{ kN}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \times 24 \times 4.5 \times 3.15 = 170.10 \text{ kN}$$

3. 垂直力的合力

$$\Sigma N = E_Y + G_1 + G_2 = 113.08 + 54 + 170.10 = 337.18 \text{ kN}$$

4. 各力对截面 C 点力矩之和

$$\Sigma M_C = 113.08 \times 2.6 + 54 \times 0.25 + 170.10 \times 1.55 - 94.89 \times 1.50$$
$$= 428.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

（二）合力 ΣN 偏心距 e

$$e = \frac{B'}{2} - \frac{\Sigma M_C}{\Sigma N} = \frac{3.65}{2} - \frac{428.83}{337.18} = 0.56 \text{ m}$$

（三）截面应力验算

1. 法向应力验算

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma N}{B'}\left(1 \pm \frac{6e}{B'}\right)$$
$$= \frac{337.18}{3.65}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.56}{3.65}\right)$$
$$= \begin{matrix} 177.37 \text{ kPa} \\ 7.39 \text{ kPa} \end{matrix} \text{（没出现拉应力）}$$

2. 压应力验算

$$\sigma_a = \sigma_{\max} = 177.37 \text{ kPa}$$

$$\sigma_a = 0.177 \text{ MPa} < \frac{R_a}{K_a} = \frac{8.5}{1.6} = 5.31 \text{ MPa}$$

3. 剪应力验算

$$\sigma_j = \frac{E_X}{B'} = \frac{94.89 \times 10^3}{3.65 \times 10^6} = 0.026 \text{ MPa} < [\sigma_j] = 0.75 \text{ MPa}$$

第二节　衡重式挡土墙设计

一、计算条件

（一）已知条件

某水库溢洪道进口翼墙见图 5-4。4 级建筑物，建成未运用，属基本荷载组合。墙高 10 m，墙前基础埋置深度 1.0 m。墙前水位与前趾顶平，墙后地下水位在基础底面以上 3.0 m。墙后填土水平。

地基为中等密实中砂，墙后回填粗砂。

地基容许承载力 $[R]$ =350 kPa；地基容许应力大小比 $[\eta]$ =2.5；基底摩擦系数 f=0.35。

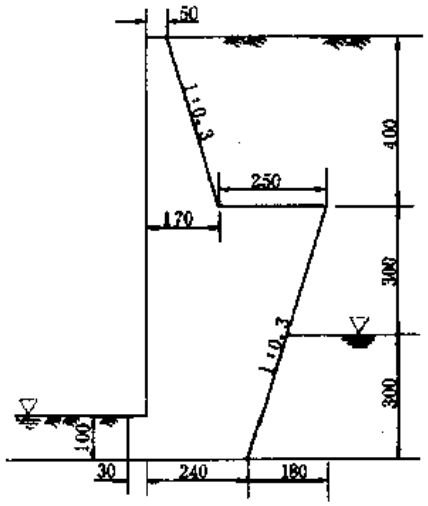


图 5-4 衡重式挡土墙的断面尺寸(单位:cm)

墙后填土强度指标:墙后回填粗砂,水上、水下内摩擦角 $\phi=35°$,上墙选用第二破裂面为墙背,墙背摩擦角 $\delta=\phi=35°$,下墙墙背摩擦角 $\delta'=\frac{1}{2}\phi=17.5°$。

水上填土湿重度 $\gamma=19\ \text{kN/m}^3$;水下填土浮重度 $\gamma'=10\ \text{kN/m}^3$;

滑动稳定系数 $K_C\geqslant[K_C]=1.2$;倾复稳定系数 $K_0\geqslant[K_0]=1.5$。

(二) 采用计算数据

衡重式挡土墙为混凝土结构,采用 150 号混凝土,重度 $\gamma_s=24\ \text{kN/m}^3$,抗压强度 $R_a=8.5\ \text{MPa}$;抗拉强度 $R_l=1.05\ \text{MPa}$;容许剪应力 $[\sigma_j]=0.75\ \text{MPa}$;混凝土结构抗压强度安全系数 $K_a=1.6$,抗拉强度安全系数 $K_l=2.50$。

二、初拟断面尺寸

初拟挡土墙断面尺寸如图 5-4,墙顶宽 50cm,平台以上高 4.0 m,平台以下高 6.0 m,下墙仰斜坡比为 1∶0.3。平台宽度 2.5 m。

三、作用在挡土墙上的荷载计算

(一) 土压力的计算

衡重式挡土墙衡重台以上和以下土压力分别进行计算。本例采用校正墙背法计算作用下墙土压力。

上墙以第二破裂面 BC_1 为墙背,如图 5-5。按库仑公式计算作用其上的土压力,下墙按校正墙背 AC_3 用库仑公式计算作用其上的土压力。

1. 上墙土压力的计算

在图 5-5 中,上墙第二破裂角 $\alpha_1=45°-\frac{\phi}{2}=45°-\frac{35°}{2}=27.5°$,墙顶与衡重台末端连线倾角 α_1'。

$$\alpha_1'=\operatorname{arctg}\frac{(120+250)}{400}=42.8°>\alpha_1$$

第二破裂面可以形成,以第二破裂面 BC_1 为墙背,倾角 $\alpha_1=27.5°$,墙背摩擦角 $\delta=\phi=35°$,$\beta=0$。

$$K_{A1}=\frac{\cos^2(\phi-\alpha_1)}{\cos^2\alpha_1\cos(\alpha_1+\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos(\alpha_1+\delta)\cos\alpha_1}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35°-27.5°)}{\cos^2 27.5°\cos(27.5°+35°)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35°+35°)\sin35°}{\cos(27.5°+35°)\cos27.5°}}\right]^2}=0.53$$

$$P_1=\gamma H_1 K_{A1}=19\times4\times0.53=40.28\ \text{kN/m}$$

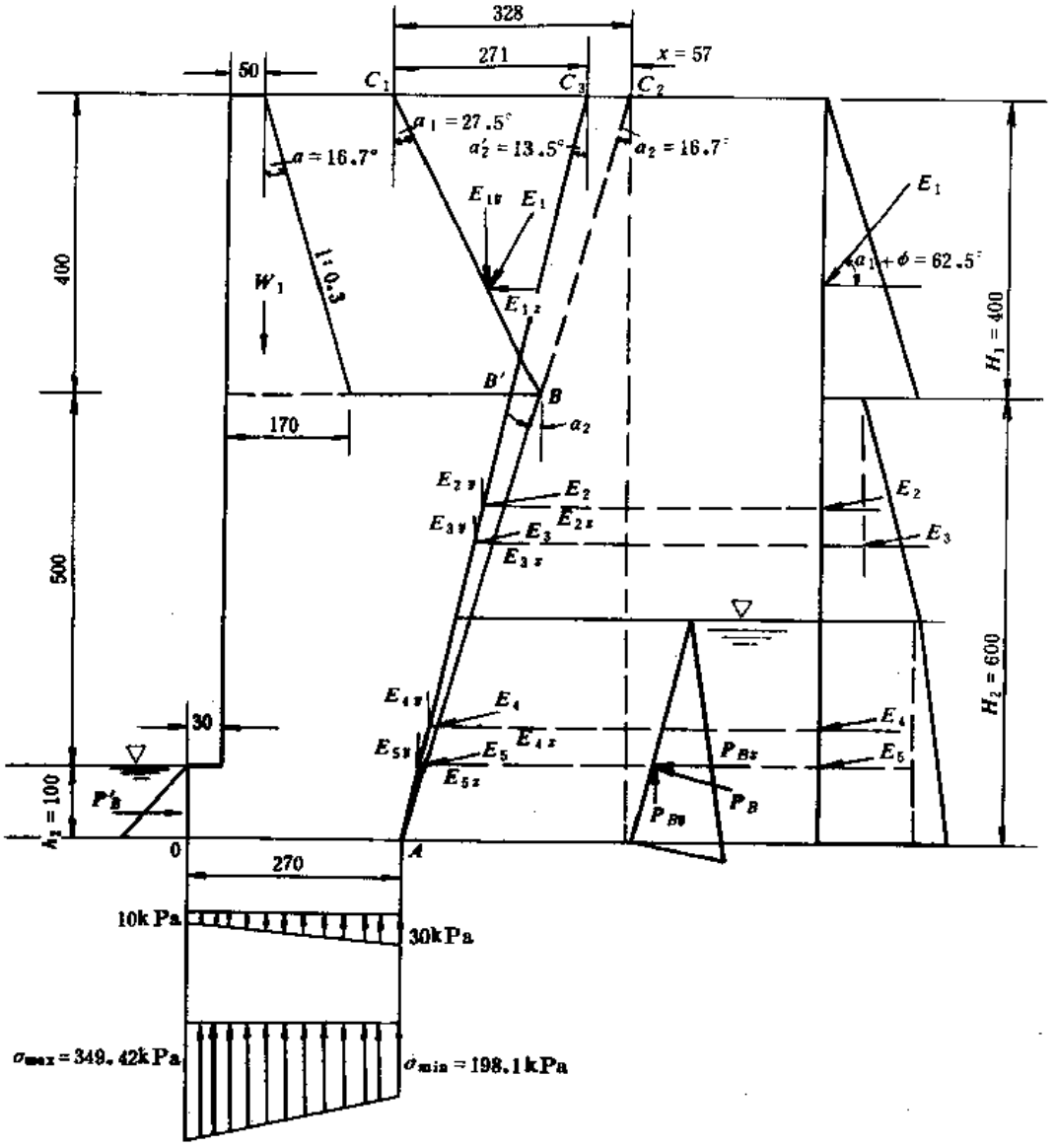


图 5-5　衡重式挡土墙的作用荷载

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma H_1^2 K_{A1}=\frac{1}{2}\times 19\times 4^2\times 0.53=80.56\ \text{kN}$$

$$E_{1x}=E_1\cos(\alpha_1+\phi)=80.56\times\cos 62.50°=37.20\ \text{kN}$$

$$E_{1y}=80.56\times\sin 62.5°=71.46\ \text{kN}$$

2. 下墙土压力的计算

(1) 延长下墙墙背，交墙后填土面于 C_2 点，量出 ΔC_1BC_2 面积，然后计算 ΔG_1、ΔG_2 和 ΔG。

$$\Delta G_1=\gamma\Delta C_1BC_2=19\times\frac{1}{2}\times 4\times(2.08+1.2)$$

$$=124.64\ \text{kN}$$

$$\Delta G_2 = E_1 \frac{\sin[(\alpha_1+\delta_1)-(\alpha_2+\delta_2)]}{\cos(\alpha_2+\delta_2)}$$

$$= 80.56 \times \frac{\sin[(27.5^\circ+35^\circ)-(-16.7^\circ+17.5^\circ)]}{\cos(-16.7^\circ+17.5^\circ)}$$

$$= 80.56 \times \frac{\sin 61.7^\circ}{\cos 0.8^\circ} = 70.89\ \text{kN}$$

$$\Delta G = \Delta G_1 - \Delta G_2 = 124.64 - 70.89\ \text{kN} = 53.75\ \text{kN}$$

$$x = \frac{\Delta G}{\gamma\left(\frac{H_1+H_2}{2}\right)} = \frac{53.75}{19\left(\frac{4+6}{2}\right)}$$

$$= 0.57\ \text{m}$$

(2) 校正墙背倾角 α_2'：

$$\text{tg}\alpha_2' = \text{tg}\alpha_2 - \frac{x}{H_1+H_2} = \text{tg}16.7^\circ - \frac{0.57}{4+6}$$

$$= 0.24$$

$$\alpha_2' = 13.5^\circ$$

(3) 下墙墙背摩擦角校正：

$$\Delta\alpha_2 = \alpha_2 - \alpha_2' = 16.7^\circ - 13.5^\circ = 3.2^\circ$$

$$\delta_2' = \delta_2 - \Delta\alpha_2 = 17.5^\circ - 3.2^\circ = 14.3^\circ$$

(4) 按校正墙背 AC_3 计算作用其上的土压力

$$K_A' = \frac{\cos^2(\phi-\alpha'_2)}{\cos^2\alpha_3\cos(\alpha'_2+\delta)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos(\alpha'_2+\delta)\cos\alpha'_2}}\right)^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35^\circ+13.5^\circ)}{\cos^2(-13.5^\circ)\cos(-13.5^\circ+14.3^\circ)\left(1+\sqrt{\frac{\sin(35^\circ+14.3^\circ)\sin 35^\circ}{\cos(-13.5^\circ+14.3^\circ)\cos(-13.5^\circ)}}\right)^2}$$

$$= 0.17$$

(5) 下墙土压力与水平方向夹角 $\alpha_2'+\delta_2' = -13.5^\circ+14.3^\circ = 0.8^\circ$

$$P_2 = \gamma H_1 K'_A = 19 \times 4 \times 0.17 = 12.92\ \text{kPa}$$

$$E_2 = 12.92 \times 3 = 38.76\ \text{kN}$$

$$P_3 = \gamma \times 3 \times K'_A = 19 \times 3 \times 0.17 = 9.69\ \text{kPa}$$

$$E_3 = \frac{1}{2}\gamma \times 3^2 \times K'_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 9 \times 0.17 = 14.54\ \text{kN}$$

$$E_4 = (9.69+12.92) \times 3 = 67.83\ \text{kN}$$

$$P_5 = \gamma' \times 3 \times K'_A = 10 \times 3 \times 0.17 = 5.10\ \text{kPa}$$

$$E_5 = \frac{1}{2}\gamma' \times 3^2 \times K'_A = \frac{1}{2} \times 10 \times 9 \times 0.17 = 7.65\ \text{kN}$$

$$E_{zx} = 38.76 \times \cos 0.8^\circ = 38.75\ \text{kN}$$

$$E_{zy} = 38.76 \times \sin 0.8^\circ = 0.54\ \text{kN}$$

$$E_{3x} = 14.54 \times \cos 0.8° = 14.53\ \text{kN}$$
$$E_{3y} = 14.54 \times \sin 0.8° = 0.20\ \text{kN}$$
$$E_{4x} = 67.83 \times \cos 0.8° = 67.82\ \text{kN}$$
$$E_{4y} = 67.83 \times \sin 0.8° = 0.95\ \text{kN}$$
$$E_{5x} = 7.65 \times \cos 0.8° = 7.64\ \text{kN}$$
$$E_{5y} = 7.65 \times \sin 0.8° = 0.11\ \text{kN}$$

（二）静水压力计算

1. 墙前静水压力计算

$$P'_B = \frac{1}{2} \times 1 \times 10 = 5\ \text{kN}$$

2. 墙后静水压力计算

$$P_{Bx} = \frac{1}{2} \times 3^2 \times 10 = 45\ \text{kN}$$
$$P_{By} = \frac{1}{2} \times 3 \times \text{tg}16.7° \times 3 \times 10 = 12.9\ \text{kN} \uparrow$$

（三）扬压力计算

浮托力　$W_1 = 1 \times 2.7 \times 10 = 27\ \text{kN}$

渗透压力　$W_2 = \frac{1}{2} \times 2 \times 2.7 \times 10 = 27\ \text{kN}$

（四）墙身自重、第二破裂面与上墙背间土重计算（图 5-6）

1. 墙身自重

$$G_1 = 24 \times 0.3 \times 1.0 = 7.2\ \text{kN}$$
$$G_2 = 24 \times 6 \times 2.4 = 345.6\ \text{kN}$$
$$G_3 = 24 \times 4 \times 0.5 = 48\ \text{kN}$$
$$G_4 = 24 \times \frac{1}{2} \times 1.2 \times 4 = 57.6\ \text{kN}$$
$$G_5 = 24 \times \frac{1}{2} \times 1.8 \times 6 = 129.60\ \text{kN}$$

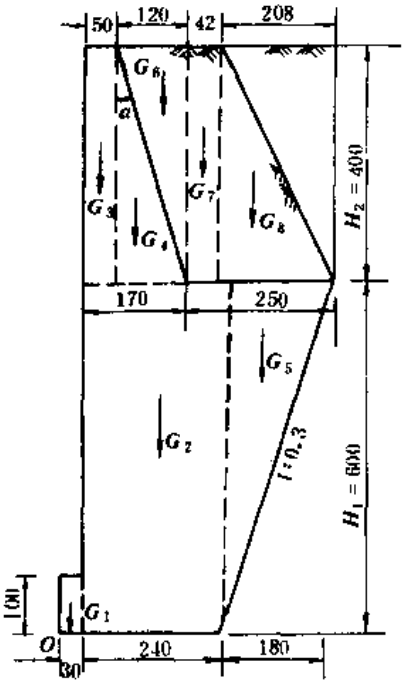


图 5-6　墙身自重及上墙土重（单位：cm）

2. 土重

$$G_6 = 19 \times \frac{1}{2} \times 1.2 \times 4 = 45.6\ \text{kN}$$
$$G_7 = 19 \times 3 \times 0.42 = 23.90\ \text{kN}$$
$$G_8 = 19 \times \frac{1}{2} \times 2.08 \times 4 = 79\ \text{kN}$$

作用挡土墙上的总水平力、总竖向力及各力对前趾 O 点力矩计算如表 5-2。

四、稳定验算

（一）抗滑稳定验算

$$K_C = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.35 \times 742.86}{205.95} = 1.26 > [K_C] = 1.20$$

（二）抗倾稳定验算

本例为砂土地基、可不做抗倾稳定验算。

表 5-2　　总水平力、总竖向力及对前趾力矩计算

力	水平力 (kN)	竖向力 (kN)	力　臂 (m)	力矩（kN·m）	
				+	−
E_{1x}	37.20		$6+\frac{1}{3}\times4=7.33$		272.68
E_{2x}	38.76		$3+\frac{1}{2}\times3=4.5$		174.42
E_{3x}	14.53		$3+\frac{1}{3}\times3=4.0$		58.12
E_{4x}	67.82		$\frac{1}{2}\times3=1.50$		101.73
E_{5x}	7.64		$\frac{1}{3}\times3=1.0$		7.64
E_{Bx}	45.00		$\frac{1}{3}\times3=1.0$		45.00
E'_{Bx}	−5		$\frac{1}{3}\times1=0.33$	1.56	
G_1		7.2	$0.3\times\frac{1}{2}=0.15$	1.08	
G_2		345.6	$0.3+\frac{1}{2}\times2.4=1.5$	518.40	
G_3		48	$0.3+\frac{1}{2}\times0.5=0.55$	26.40	
G_4		57.60	$0.3+0.5+\frac{1}{3}\times1.2=1.20$	69.12	
G_5		129.60	$0.3+2.4\times\frac{1}{3}\times1.8=2.30$	427.68	
G_6		45.60	$0.3+0.5+1.2\times\frac{2}{3}=1.60$	72.96	
G_7		23.90	$0.3+0.5+1.2+\frac{1}{2}\times0.42=2.21$	52.82	
G_8		79.00	$0.3+0.5+1.2+0.42+\frac{1}{3}\times2.08=3.11$	245.69	
E_{1y}		71.46	$0.3+0.5+1.2+0.42+\frac{2}{3}\times2.08=3.81$	272.26	
E_{2y}		0.54	$(2.7+1.44)-\frac{1}{2}\times0.72=3.78$	2.04	
E_{3y}		0.20	$(2.7+1.44)-\frac{2}{3}\times0.72=3.66$	0.73	
E_{4y}		0.95	$2.7+\frac{1}{2}\times0.72=3.06$	2.91	
E_{5y}		0.11	$2.7+\frac{1}{3}\times0.72=2.94$	0.32	
E_{By}		−12.90	$0.3+2.4+0.3=3.00$		38.70
W_1		−27	$\frac{1}{2}\times2.7=1.35$		36.45
W_2		−27	$\frac{2}{3}\times2.7=1.80$		48.60
$\Sigma H=205.95$		$\Sigma G=742.86$		1693.97	783.34
				$\Sigma M=910.63$	

（三）偏心距计算及地基应力验算

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\Sigma M}{\Sigma G}=\frac{2.70}{2}-\frac{910.63}{742.86}=0.12$$

$$\sigma_{\min}^{\max}=\frac{\Sigma G}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)$$

$$=\frac{742.86}{2.7}\left(1\pm\frac{6\times0.12}{2.7}\right)$$

$$=\begin{matrix}349.42\ \text{kPa}\\198.10\ \text{kPa}\end{matrix}$$

$$\sigma_{cp}=\frac{1}{2}(\sigma_{\max}+\sigma_{\min})=\frac{1}{2}(349.42+198.10)$$

$$=273.76\ \text{kPa}<[R]=300\ \text{kPa}$$

$$\eta=\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}=\frac{349.42}{198.10}=1.76<[\eta]=2.5$$

五、截面强度验算

结构设计的主要内容为作用于上墙墙背的荷载计算，上墙底部正应力验算，水平截面剪应力验算及斜截面剪应力验算。

（一）作用于上墙的荷载计算

1. 作用在上墙背土压力计算

将图 5-7 (*a*) 作用在第二破裂面上的水平土压力 E_{1x}和垂直土压力 E'_{1y}转换到作用上墙

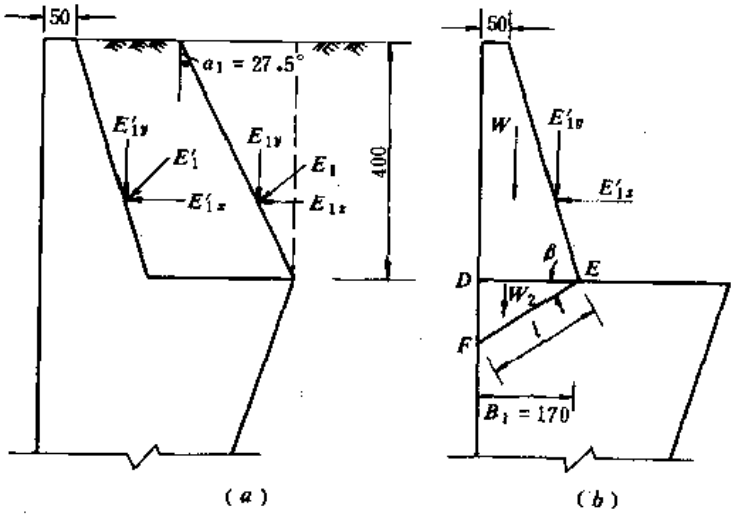


图 5-7　作用墙背土压力及截面强度验算

墙背［图 5-7 (*b*)］土压力 E_x'和 E_y'。

$$E_{1x}'=E_{1x}=E_1\cos(\alpha_1+\phi)=80.56\times\cos(27.5°+35°)=37.20\ \text{kN}$$

$$E_{1y}'=E_{1x}\text{tg}\alpha=E_1\cos(\alpha_1+\phi)\text{tg}\alpha=37.20\times\text{tg}16.7°=11.16\ \text{kN}$$

2. 土重

$$G_6=45.60\ \text{kN}$$

3. 上墙自重

$$G_3 = 48\ \text{kN}$$

$$G_4 = 57.60\ \text{kN}$$

（二）上墙底部截面正应力验算

作用在图 5-7（*b*）水平截面 *DE* 上的竖向力、水平力及对截面前缘 *D* 点力矩计算如表 5-3。

表 5-3　　作用水平截面 *DE* 上总竖向力、总水平力及对 *D* 点力矩计算

力	水平力 (kN)	竖向力 (kN)	力　臂 (m)	力矩（kN·m）	
				+	−
E_{1x}'	37.20		$\frac{1}{3}\times 4=1.33$		49.48
E_{1y}'		11.16	$0.5+\frac{2}{3}\times 1.20=1.30$	14.51	
G_6		45.60	$0.5+\frac{2}{3}\times 1.2=1.3$	59.28	
G_3		48.00	$\frac{1}{2}\times 0.5=0.25$	12.00	
G_4		57.60	$0.5+\frac{1}{3}\times 1.20=0.9$	51.84	
	$\Sigma H=37.20$	$\Sigma G=162.96$		137.63	49.48
				$\Sigma M=88.24$	

$$e=\frac{B_1}{2}-\frac{\Sigma M}{\Sigma G}=\frac{1.70}{2}-\frac{88.24}{162.96}=0.31\ \text{m}$$

$$\sigma_{\min}^{\max}=\frac{\Sigma G}{B_1}\left(1\pm\frac{6e}{B_1}\right)$$

$$=\frac{162.96}{1.7}\left(1\pm\frac{6\times 0.31}{1.7}\right)=\begin{matrix}200.34\ \text{kPa}\\-8.63\ \text{kPa}\end{matrix}$$

1. 压应力验算

$$\sigma_a=\sigma_{\max}=0.20\ \text{MPa}<\frac{R_a}{K_a}=\frac{8.5}{1.6}=5.31\text{MPa}$$

2. 拉应力验算

$$\gamma=(1.1-0.1B')\times 1.55=(1.1-0.1\times 1.7)\times 1.55=1.44$$

$$\sigma_l=\sigma_{\min}=0.0086\text{MPa}<\gamma\frac{R_l}{K_l}=1.44\times\frac{1.05}{2.5}=0.60\ \text{MPa}$$

（三）水平截面 *DE* 剪应力验算

$$\sigma_j=\frac{\Sigma H}{B'}=\frac{37.20\times 10^3}{1.7\times 10^6}=0.0219\ \text{MPa}<[\sigma_j]=0.75\ \text{MPa}$$

（四）斜截面 *EF* 剪应力验算

在图 5-7（*b*）中，

$$\tau_x=\frac{E'_{1x}}{B'}=\frac{37.20}{1.7}=21.88\ \text{kPa}$$

$$\tau_y = \frac{1}{2}\gamma_h B' = \frac{1}{2} \times 24 \times 1.7 = 20.4 \text{ kPa}$$

$$\tau_w = \frac{E'_{1y} + W_1}{B'} = \frac{11.16 + 105.6}{1.7} = 68.68 \text{ kPa}$$

$$A = \frac{\tau_y - \tau_x}{-\tau_w} = \frac{20.4 - 21.88}{-68.68} = 0.022$$

$$\beta = \text{arctg}\left(-A \pm \sqrt{A^2 + 1}\right) = \text{arctg}\left(-0.022 \pm \sqrt{0.022^2 + 1}\right) = \begin{matrix} 45.64^\circ \\ 44.37^\circ \end{matrix}$$

$$\tau_{max} = \frac{P}{l} = \cos^2\beta(\tau_x + \tau_w \text{tg}\beta + \tau_y \text{tg}^2\beta)$$

$$= \cos^2 45.64^\circ \times (21.88 + 68.68 \times \text{tg}45.64^\circ + 20.4 \times \text{tg}^2 45.64^\circ)$$

$$= 1.489 \times (21.88 + 70.23 + 21.33)$$

$$= 55.47\text{kPa} = 0.055\text{MPa} < [\sigma_j] = 0.75 \text{ MPa}$$

第三节　半重力式挡土墙设计

一、计算条件

（一）已知条件

某引水枢纽进口采用轻型半重力式挡土墙，见图 5-8。3 级建筑物，正常运用情况，基本荷载组合。挡土墙高 7.0 m，前趾与进口混凝土防冲铺盖连接，挡土墙基底以上墙前墙后水位均为 2.0 m。

竖硬粘性土地基，墙后回填中砂。地基容许承载力 $[R]$ =220 kPa；容许应力大小比 $[\eta]$ =2.5。基底摩擦系数 f=0.4；

墙后填土强度指标：

墙后回填中砂，水上水下填土内摩擦角 ϕ=32°；水上填土湿重度 γ=18 kN/m³；水下填土浮重度 γ'=10 kN/m³；水下填土饱和重度 γ_f=20 kN/m³。

抗滑稳定系数 $K_c \leqslant [K_c]$ =1.25；抗倾稳定系数 $K_0 \leqslant [K_0]$ =1.5；

墙后填土表面布有连续荷载 q = 36 kPa，荷载换算高度 h_0=2 m。

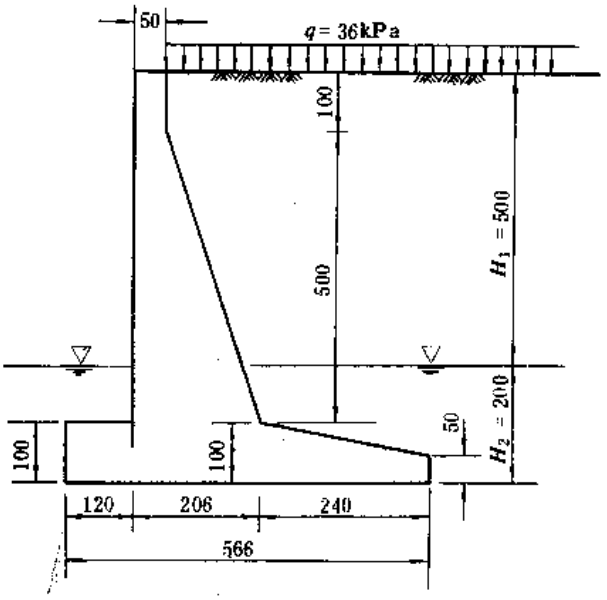


图 5-8　半重力式挡土墙的断面尺寸（单位：cm）

（二）采用计算数据

采用 150 号混凝土；弯曲抗压强度 R_w= 10.5 MPa；抗拉强度 R_l=1.05 MPa；混凝土受拉构件强度安全系数 K_l=2.65；混凝土剪切强度安全系数 K=1.60。

钢筋混凝土受弯构件强度安全系数 K=1.5；钢筋采用 I 级钢筋（3 号）；抗拉强度 240

MPa。

二、初拟断面尺寸

采用半重力式挡土墙结构。初拟挡土墙断面尺寸如图 5-8。

挡土墙顶宽 50cm，前趾长 1.2 m，厚度 1.0 m，立墙底部最大厚度为 2.06 m，后趾长 2.4 m，根部最大厚度 1.0 m。

三、作用在挡土墙上的荷载计算

（一）土压力计算

1. 土压力系数计算

用郎肯土压力公式计算土压力。

$$K = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{32°}{2}\right) = 0.31$$

2. 土压力计算

$$q = 36\ \mathrm{kPa}, \gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}, h_0 = \frac{36}{18} = 2\ \mathrm{m}$$

$$P_0 = \gamma h_0 K = 18 \times 2 \times 0.31 = 11.16\ \mathrm{kPa}$$

$$P_1 = \gamma(H_1 + h_0)K = 18 \times (5 + 2) \times 0.31 = 39.06\ \mathrm{kPa}$$

$$P_2 = \gamma' H_2 K = 10 \times 2 \times 0.31 = 6.20\ \mathrm{kPa}$$

$$E_1 = 11.16 \times 5 = 55.80\ \mathrm{kN}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \times 5^2 \times 18 \times 0.31 = 69.75\ \mathrm{kN}$$

$$E_3 = 39.06 \times 2 = 78.12\ \mathrm{kN}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} \times 10 \times 2^2 \times 0.31 = 6.20\ \mathrm{kN}$$

（二）静水压力的计算

墙前后静水压力相等，在稳定和强度验算中可不计算此力。

（三）扬压力计算

墙前后水位齐平，无渗透压力

浮托力 $W = 5.66 \times 10 \times 2 = 113.20\ \mathrm{kN}$

（四）墙身自重、后趾板以上土重、前趾板以上水重计算

1. 墙身自重

$$G_1 = 24 \times 1.2 \times 1.0 = 28.80\ \mathrm{kN}$$

$$G_2 = 24 \times 0.5 \times 6 = 72\ \mathrm{kN}$$

$$G_3 = \frac{1}{2} \times 24 \times 1.56 \times 5 = 93.6\ \mathrm{kN}$$

$$G_4 = 24 \times 1 \times 2.06 = 49.44\ \mathrm{kN}$$

$$G_5 = \frac{1}{2} \times 24 \times 2.4 \times 0.5 = 14.4\ \mathrm{kN}$$

$$G_6 = 24 \times 0.5 \times 2.4 = 28.8\ \mathrm{kN}$$

2. 后趾板以上土重计算

$$G_7 = 18 \times 1 \times (2.4 + 1.56) = 71.28\ \text{kN}$$

$$G_8 = 18 \times 2.4 \times 4 = 172.8\ \text{kN}$$

$$G_9 = 20 \times 2.4 \times 1 = 48\ \text{kN}$$

$$G_{10} = \frac{1}{2} \times 20 \times 0.5 \times 2.4 = 12\ \text{kN}$$

$$G_{11} = \frac{1}{2} \times 18 \times 1.25 \times 4 = 45\ \text{kN}$$

$$G_{12} = 18 \times 0.31 \times 4 = 22.32\ \text{kN}$$

$$G_{13} = \frac{1}{2} \times 20 \times 0.31 \times 1 = 3.1\ \text{kN}$$

3. 前趾板以上水重

$$G_{14} = 1.0 \times 1.2 \times 10 = 12.00\ \text{kN}$$

4. 填土表面分布荷载

$$G_{15} = 36 \times (5.66 - 1.2 - 0.5) = 142.56\ \text{kN}$$

作用在挡土墙上的各项荷载如图 5-9。

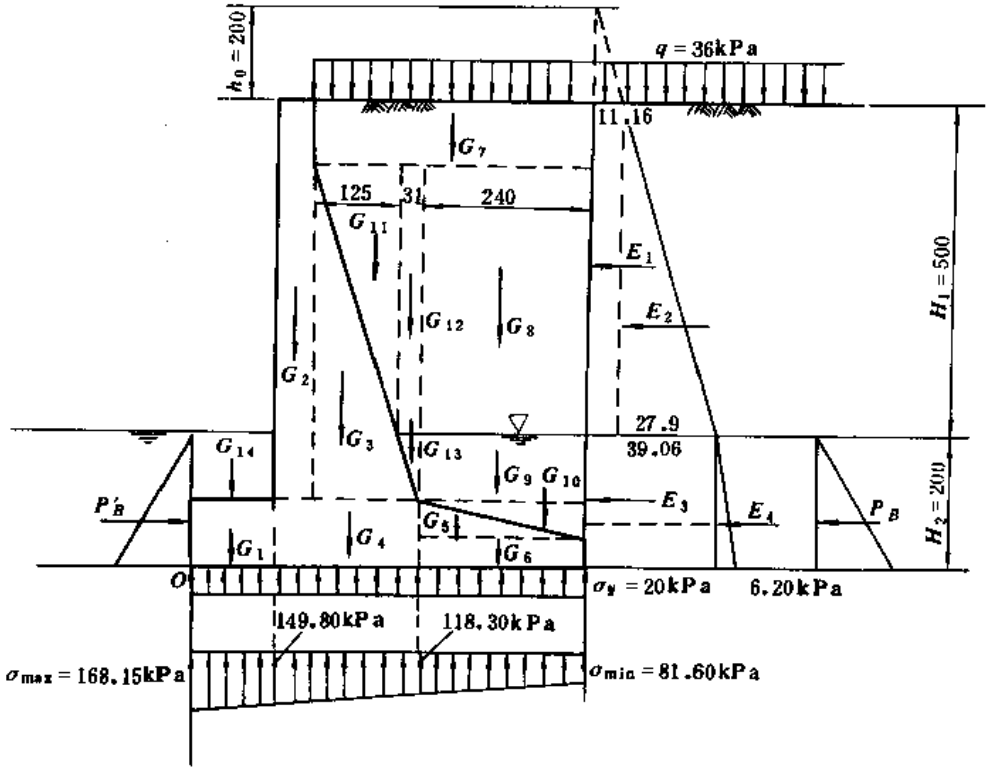


图 5-9 半重力式挡土墙的作用荷载（单位：cm）

作用在墙挡土墙上总水平力、总竖向力及各力对前趾 O 点总力矩计算如表 5-4。

四、稳定验算

（一）抗滑稳定验算

$$K_C = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.4 \times 699.80}{209.87} = 1.33 > 1.25$$

表 5-4　　作用挡土墙上总水平力、总竖向力及各力对前趾 O 点力矩

力	竖向力 (kN)	水平力 (kN)	力　臂 (m)	力矩（kN·m）	
				+	−
E_1		55.80	$2+\frac{1}{2}\times5=4.5$		251.10
E_2		69.75	$2+\frac{1}{3}\times5=3.67$		255.98
E_3		78.12	$\frac{1}{2}\times2=1.0$		78.12
E_4		6.20	$\frac{1}{3}\times2=0.67$		4.15
G_1	28.80		$\frac{1}{2}\times1.2=0.6$	17.28	
G_2	72.00		$1.2+\frac{1}{2}\times0.5=1.45$	104.40	
G_3	93.60		$1.2+0.5+\frac{1}{3}\times1.56=2.22$	207.79	
G_4	49.44		$1.2+\frac{1}{2}\times2.06=2.23$	110.25	
G_5	14.40		$1.2+2.06+\frac{1}{3}\times2.4=4.06$	58.46	
G_6	28.80		$1.2+2.06+\frac{1}{2}\times2.4=4.46$	128.45	
G_7	71.28		$1.2+0.5+\frac{1}{2}\times3.96=3.68$	262.31	
G_8	172.80		$1.2+2.06+\frac{1}{2}\times2.4=4.46$	770.69	
G_9	48		$1.2+2.06+\frac{1}{2}\times2.4=4.46$	214.08	
G_{10}	12		$1.2+2.06+\frac{2}{3}\times2.4=4.86$	58.32	
G_{11}	45		$1.2+2.06+\frac{2}{3}\times1.25=2.53$	113.85	
G_{12}	22.32		$1.2+0.5+1.25+\frac{1}{2}\times0.31=3.11$	69.42	
G_{13}	3.10		$1.2+0.5+1.25+\frac{2}{3}\times0.31=3.16$	9.80	
G_{14}	12.00		$\frac{1}{2}\times1.2=0.6$	7.20	
G_{15}	142.56		$1.7+\frac{1}{2}(1.56+2.4)=3.68$	524.62	
W	113.20		$\frac{1}{2}\times5.66=2.83$		320.36
	$\Sigma G=699.80$	$\Sigma H=209.87$		2652.92	909.71
				$\Sigma M=1743.21$	

（二）抗倾稳定验算

本例为土基，可不做抗倾稳定验算。

（三）偏心距计算及地基应力验算

1. 偏心距计算

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M}{\Sigma G} = \frac{5.66}{2} - \frac{1743.21}{699.80} = 0.34\ \text{m}$$

2. 地基应力验算

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$= \frac{699.80}{5.66}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.34}{5.66}\right)$$

$$= \begin{matrix} 168.15\ \text{kPa} \\ 81.60\ \text{kPa} \end{matrix}$$

地基平均应力：

$$\sigma_{CP} = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) = \frac{1}{2}(168.15 + 81.60)$$

$$= 124.88\ \text{kPa} < [R] = 220\ \text{kPa}$$

地基应力大小比：

$$\eta = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = \frac{168.15}{81.60} = 2.06 < [\eta] = 2.50$$

五、截面强度验算与配筋计算

本例为轻型半重力式挡土墙，立墙、前趾板和后趾板均按受弯构件进行强度验算和配筋计算。强度验算选取控制截面如图 5-10。

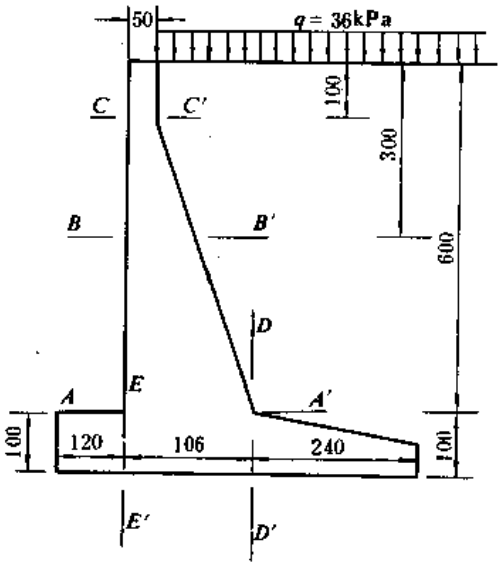


图 5-10 强度验算的控制截面（单位：cm）

（一）立墙的强度验算和配筋计算

1. A-A'截面强度验算

（1）作用在 A-A'截面上的荷载［图 5-11 (a)］计算：

$$E_1 = 11.16 \times 6 = 66.96\ \text{kN}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \times 18 \times 5^2 \times 0.31 = 69.75\ \text{kN}$$

$$E_3 = 27.09 \times 1 = 27.09\ \text{kN}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} \times 10 \times 1^2 \times 0.31 = 1.55\ \text{kN}$$

各力对截面中心力矩：

$$M_1 = 66.96 \times \left(\frac{1}{2} \times 6\right) = 200.88\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 69.75 \times \left(1 + \frac{1}{3} \times 5\right) = 186.23\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

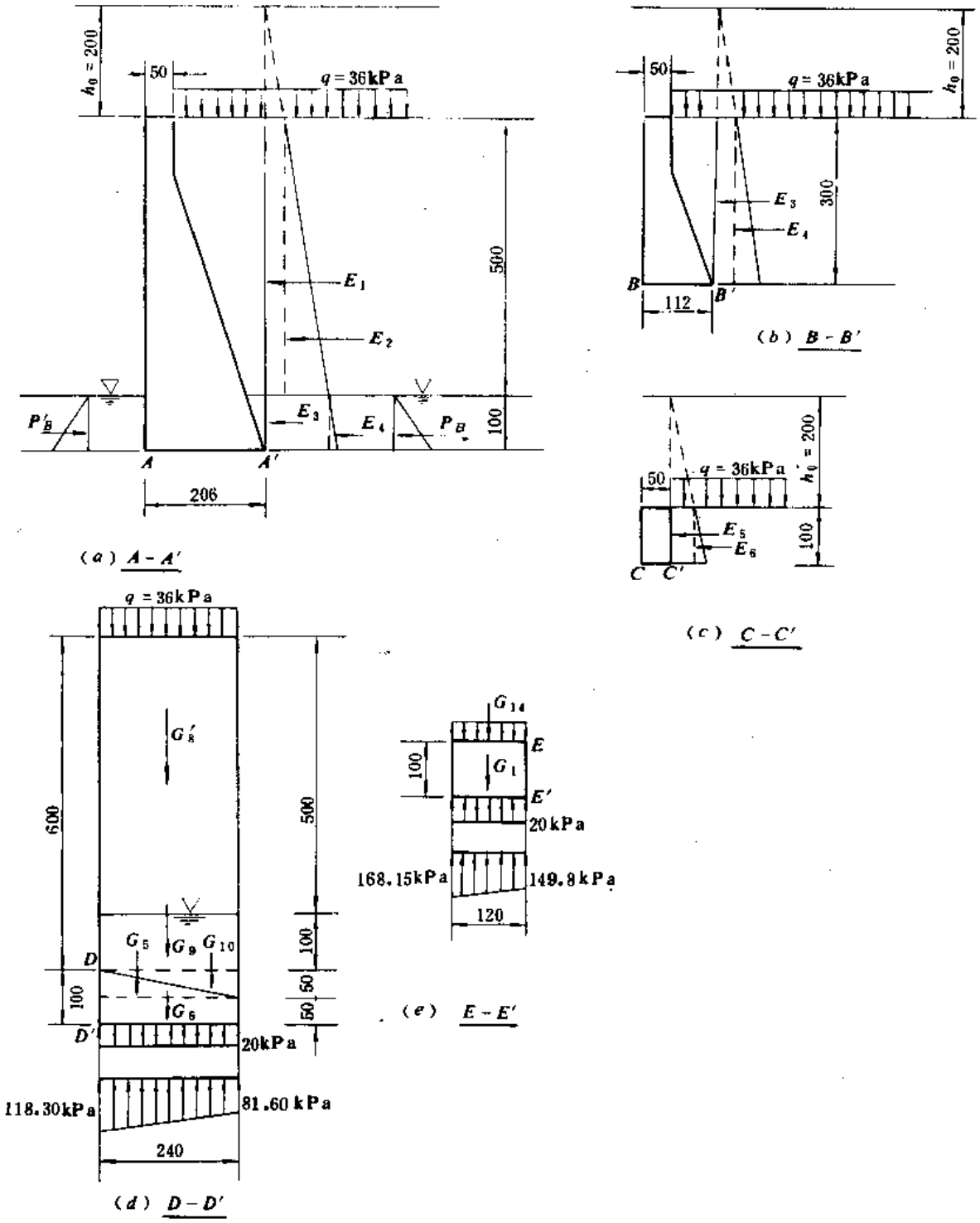


图 5-11　半重力式挡土墙的截面强度验算（单位：cm）

$$M_3 = 27.09 \times (1 \times 0.5) = 13.55\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = 1.55 \times \left(\frac{1}{3} \times 1.0\right) = 0.51\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_0 = 401.17\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

(2) 强度验算，按弯曲抗拉进行强度验算：

$$\gamma = (1.1 - 0.1h)1.55 = (1.1 - 0.1 \times 2.06) \times 1.55 = 1.39$$

$$\sigma_l = \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{401.17 \times 6}{1 \times 2.06^2} = 567.21\ \text{kPa} = 0.567\text{MPa} > \gamma \frac{R_l}{K_l}$$

$$= 1.39 \times \frac{1.05}{2.65} = 0.55\ \text{MPa}$$

2. 配筋计算

*A-A'*截面配筋计算。按少筋混凝土进行配筋计算。

(1) 计算受弯构件抗拉安全系数：

$$\gamma = 1.55(1.1 - 0.1h) = 1.55(1.1 - 0.1 \times 2.06) = 1.39$$

$$K_l = \frac{\gamma R_l b h^2}{6M} = \frac{1.39 \times 1.05 \times 1000 \times 2060^2}{6 \times 401.17 \times 10^6} = 2.57$$

$2.65 > K_l > 1.50$ （属少筋混凝土范围）

(2) 计算防止钢筋达到屈服极限的安全系数：

$$K_P = 2.15 - 0.434K_l = 2.15 - 0.435 \times 2.57 = 1.0$$

K_P 计算值小于 1.15，取 $K_P = 1.15$

(3) 确定钢筋用量：

$$h_0 = 0.95h = 0.95 \times 2.06 = 1.957\ \text{m} = 1957\text{mm}$$

用普通钢筋混凝土公式计算 A_g

$$A_0 = \frac{K_P M}{b h_0^2 R_g} = \frac{1.15 \times 401.17 \times 10^6}{1000 \times 1957^2 \times 10.5} = 0.011$$

查附录表 1 得 α=0.011

$$A_g = \alpha b h_0 \frac{R_w}{R_g} = 0.011 \times 1000 \times 1957 \times \frac{10.5}{240}$$

$$= 941.81\text{mm}^2 = 9.42\text{cm}^2$$

选配 3ϕ20，A_g=9.42cm^2，见图 5-12。

3. *B-B'*截面强度验算

(1) 作用在 *B-B'*截面上的荷载［图 5-11 (*b*)］计算。

$$p_0 = \gamma h_0 K = 18 \times 2 \times 0.31 = 11.16\ \text{kPa}$$

$$E_1' = 11.16 \times 3 = 33.48\ \text{kPa}$$

$$p_2' = \gamma h' K = 18 \times 3 \times 0.31 = 16.74\ \text{kPa}$$

$$E_2' = \frac{1}{2} \times 18 \times 3^2 \times 0.31 = 25.11\ \text{kPa}$$

各力对截面中心力矩

$$M_1 = 33.48 \times \left(\frac{1}{2} \times 3.0\right) = 50.22\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

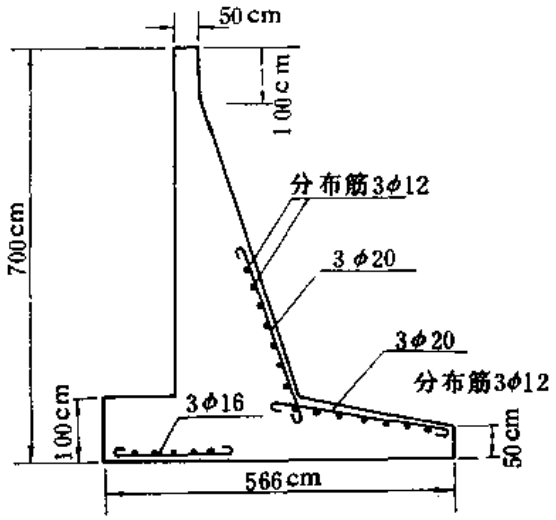


图 5-12　半重力式挡土墙的配筋

$$M_2 = 25.11 \times \left(\frac{1}{3} \times 3.0\right)$$

$$= 25.11\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_0 = 75.33\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 强度验算。

$$\gamma = (1.1 - 0.1h)1.55$$

$$= (1.1 - 0.1 \times 1.12) \times 1.55$$

$$= 1.53$$

$$\sigma_l = \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{75.33 \times 6}{1.0 \times 1.12^2}$$

$$= 360.32\ \text{kPa} = 0.360\text{MPa} < \gamma \frac{R_l}{K_l}$$

$$= 1.53 \times \frac{1.05}{2.65} = 0.61\ \text{MPa}$$

不需配受力钢筋。

4. *C-C'* 截面强度验算

(1) 作用在 *C-C'* 截面上的荷载 [图 5-11 (*c*)] 计算：

$$p_0 = 11.16\ \text{kPa}$$

$$p_1 = \gamma h K = 1.8 \times 1.0 \times 0.31 = 0.56\ \text{kPa}$$

$$E_1 = \frac{1}{2}\gamma h^2 K = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1^2 \times 0.31 = 0.28\ \text{kPa}$$

各力对截面中心力矩

$$M_1 = 11.16 \times 0.5 = 5.58\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \frac{1}{3} \times E_1 \times 1 = \frac{1}{3} \times 0.28 \times 1 = 0.09\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_0 = 5.58 + 0.09 = 5.67\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 强度验算：

$$\gamma = (1.1 - 0.1h) \times 1.55 = (1.1 - 0.1 \times 0.5) \times 1.55 = 1.63$$

$$\sigma_l = \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{5.67 \times 6}{0.5^2 \times 1} = 136.08\ \text{kPa} = 0.136\text{MPa}$$

$$< \gamma \frac{R_l}{K_l} = 1.63 \times \frac{1.05}{2.65} = 0.65\ \text{MPa}$$

不需配受力筋。

(二) 后趾板的强度验算和配筋计算

1. 后趾板的强度验算

(1) 作用 *D-D'* 截面上荷载 [图 5-11 (*d*)] 计算。

1) 作用后趾板上的土重计算：

$$G_8' = 18 \times 2.4 \times 5 = 216\ \text{kN} \downarrow$$

$$G_9 = 20 \times 2.4 \times 1 = 48\ \text{kN} \downarrow$$

$$G_{10}=\left(\frac{1}{2}\times 0.5\times 2.4\right)\times 20=12\ \text{kN}\downarrow$$

2）后趾板自重：

$$G_5=24\times\left(\frac{1}{2}\times 0.5\times 2.4\right)=14.4\ \text{kN}\downarrow$$

$$G_6=24\times 0.5\times 2.4=28.8\ \text{kN}\downarrow$$

3）填土面上分布荷载重：

$$G_9=36\times 2.4=86.4\ \text{kN}\downarrow$$

4）浮托力：

$$20\times 2.4=48\ \text{kN}\uparrow$$

5）地基反力：

$$81.60\times 2.4=195.84\ \text{kN}\uparrow$$

$$\frac{1}{2}\times 36.70\times 2.4=44.04\ \text{kN}\uparrow$$

6）各力对截面 D-D' 弯矩计算：

$$M_1=\frac{1}{2}\times 2.4\times G'_8=\frac{1}{2}\times 2.4\times 216=259.2\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2=\frac{1}{2}\times 2.4\times G_3=\frac{1}{2}\times 2.4\times 48=57.6\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3=\frac{2}{3}\times 2.4\times G_{10}=\frac{2}{3}\times 2.4\times 12=19.2\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_4=\frac{1}{3}\times 2.4\times G_5=\frac{1}{3}\times 2.4\times 14.4=11.52\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_5=\frac{1}{2}\times 2.4\times G_6=\frac{1}{2}\times 2.4\times 28.8=34.56\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_6=\frac{1}{2}\times 2.4\times 86.4=103.86\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_7=\frac{1}{2}\times 2.4\times 48=57.6\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_8=\frac{1}{2}\times 2.4\times 195.84=235.01\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_9=\frac{1}{3}\times 2.4\times 44.04=35.23\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M_0=157.92\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

（2）截面强度验算。

$$\gamma=(1.1-0.1h)1.55=(1.1-0.1\times 1.0)\times 1.55=1.55$$

$$\sigma_l=\frac{\Sigma M_0}{W}=\frac{157.92\times 6}{1\times 1^2}=947.52\ \text{kPa}=0.948\text{MPa}>\gamma\frac{R_l}{K_l}$$

$$=1.55\times\frac{1.05}{2.65}=0.614\ \text{MPa}$$

需配受力筋。

2. 配筋计算

按少筋混凝土进行配筋计算

$$K_t = \frac{\gamma R_t b h^2}{6M} = \frac{1.55 \times 1.05 \times 1000 \times 1000^2}{6 \times 157.92 \times 10^6} = 1.76$$

$2.65 > K_t > 1.50$　属于少筋混凝土范围。

$$K_P = 2.15 - 0.435K_t = 2.15 - 0.435 \times 1.76 = 1.38$$

$$A_g = \frac{K_p M}{0.985 R_g h_0} = \frac{1.38 \times 157.92 \times 10^6}{0.985 \times 240 \times 0.95 \times 1000} = 970.39\text{mm}^2 = 9.70\text{cm}^2$$

选配 $3\phi20$，$A_g = 9.42\text{cm}^2$。

(三) 前趾的强度验算和配筋计算

1. 前趾的强度验算

作用在 E-E' 截面上的荷载［图 5-11 (e)］计算。

1) 作用在前趾板上的水重：

$$G_{14} = 1.2 \times 1.0 \times 10 = 12.00\text{ kN}$$

2) 前趾板自重：

$$G_1 = 1.2 \times 1.0 \times 24 = 28.80\text{ kN}$$

3) 浮托力：

$$1.2 \times 20 = 24\text{ kN}$$

4) 地基反力：

$$149.8 \times 1.2 = 179.76\text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \times (168.15 - 149.8) \times 1.2 = 11.01\text{ kN}$$

各力对截面中心力矩

$$M_1 = 12.0 \times \frac{1}{2} \times 1.2 = 7.20\text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 28.80 \times \frac{1}{2} \times 1.2 = 17.28\text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 24 \times \frac{1}{2} \times 1.2 = 14.4\text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = 179.76 \times \frac{1}{2} \times 1.2 = 107.86\text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 = 11.01 \times 1.2 \times \frac{2}{3} = 8.81\text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_0 = 106.59\text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. 截面应力验算

$$\gamma = 1.55 \times (1.1 - 0.1 \times 1.0) = 1.55$$

$$\sigma \frac{\Sigma M_0}{W} = \frac{106.59 \times 6 \times 10^3}{1.0 \times 1^2 \times 10^6} = 0.640\text{MPa} > \gamma \frac{R_t}{K_t} = 1.55 \times \frac{1.05}{2.65} = 0.61\text{MPa}$$

需配钢筋。

3. 配筋计算

$$K_l = \frac{\gamma R_l b h^2}{6M} = \frac{1.55 \times 1.05 \times 1000 \times 1000^2}{6 \times 106.59 \times 10^6} = 2.54$$

$2.65 > K_l > 1.5$，属于少筋混凝土范围。

$K_P = 2.15 - 0.435K_l = 2.15 - 0.435 \times 2.54 = 1.05$，取 $K_P = 1.15$。

$$A_g = \frac{K_P M}{0.985 R_g h_0} = \frac{1.15 \times 106.59 \times 10^6}{0.985 \times 240 \times 0.95 \times 1000} = 545.8\text{mm}^2 = 5.50\text{cm}^2$$

选配 $3\phi16$，$A_g = 6.03\text{cm}^2$。

第四节 悬臂式挡土墙设计

一、计算条件

（一）已知条件

某水闸消力池边墙采用悬臂式挡土墙，见图 5-13，4 级建筑物，正常运用情况，基本荷载组合，墙高 8.0 m，前趾与护坦相接。前趾结合护坦厚度确定为 0.8 m，墙前基底以上水深 1.5 m，墙后水位距基底 1.5 m，墙后填土水平。中等密实粘性土地基，回填砂砾土。

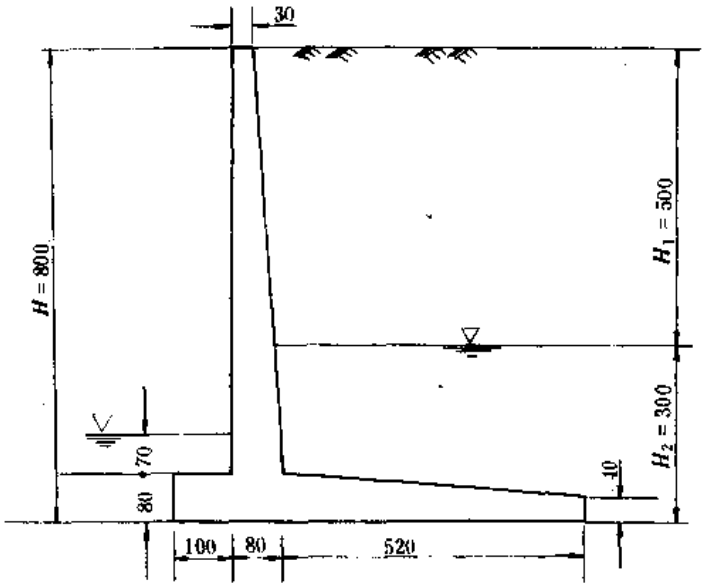


图 5-13 悬臂式挡土墙断面尺寸（单位：cm）

地基容许承载力 $[R] = 170\ \text{kN/m}^2$；容许应力大小比 $[\eta] = 2.5$；基底摩擦系数 $f = 0.3$；墙后填土为砂砾土，水上和水下内摩擦角相同 $\phi = 35°$；水上填土湿重度 $\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$；水下填土浮重度 $\gamma' = 10\ \text{kN/m}^3$；水下填土饱和重度 $\gamma_f = 20\ \text{kN/m}^3$；抗滑稳定系数 $K_c \geqslant [K_c] = 1.2$；抗倾稳定系数 $K_0 \geqslant [K_0] = 1.5$。

（二）采用计算数据

悬臂式挡土墙为钢筋混凝土结构，结构和强度计算采用以下数据。

弯曲强度安全系数 $K=1.40$；剪切强度安全系数 $K=1.50$；裂缝容许宽度 $\delta_{fmax}\leqslant 0.3$mm。

混凝土采用 150 号，各项强度指标如下：

弯曲抗压强度 $R_w=10.5$MPa；抗拉强度 $R_l=1.05$MPa；抗裂强度 $R_f=1.30$MPa；弹性模量 $E_h=2.3\times10^4$ MPa。

钢筋采用 I 级钢筋（3 号钢），抗拉强度 $R_g=240$ MPa；弹性模量 $E_g=2.1\times10^5$ MPa。

二、初拟断面尺寸

初拟挡土墙断面尺寸如图 5-13。墙顶宽度 0.3 m；立墙底宽取墙高的 $\frac{1}{10}$，即 0.8 m；前趾厚度 0.8 m，长 1.0 m；踵板长度 5.20 m，底板总长度 7.0 m。底板与墙高比为 1∶0.875。

三、作用在挡土墙上的荷载计算

作用在挡土墙上的各项荷载如图 5-14。

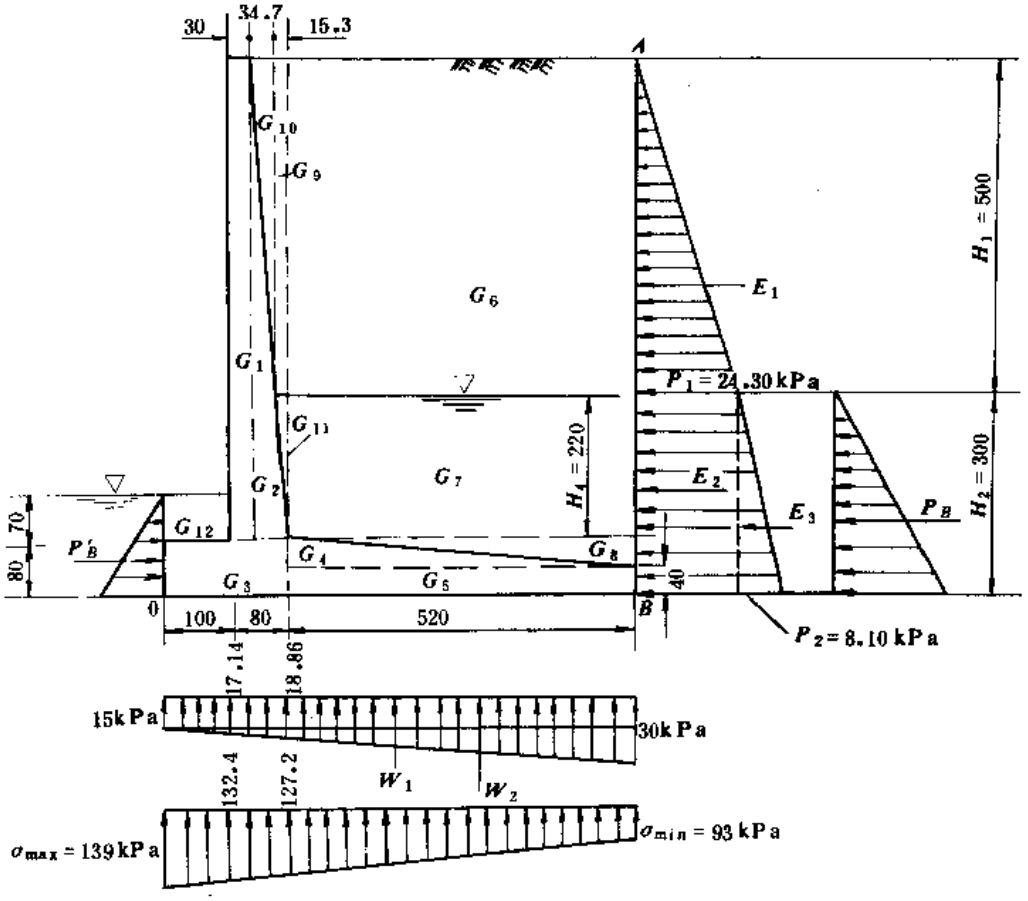


图 5-14　悬臂式挡土墙作用荷载（单位：cm）

（一）土压力计算

采用朗肯公式计算土压力。

$$K = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{35°}{2}\right) = 0.27$$

$$P_1 = \gamma H_1 K = 18 \times 5 \times 0.27 = 24.30\ \mathrm{kPa}$$

$$E_1 = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 K = \frac{1}{2} \times 18 \times 5^2 \times 0.27 = 60.75\ \mathrm{kN}$$

$$P_2 = \gamma' H_2 K = 10 \times 3 \times 0.27 = 8.10\ \mathrm{kPa}$$

$$E_2 = P_1 H_2 = 24.3 \times 3 = 72.90\ \mathrm{kN}$$

$$E_3 = \frac{1}{2}\gamma' H_2^2 K = \frac{1}{2} \times 10 \times 3^2 \times 0.27 = 12.15\ \mathrm{kN}$$

（二）静水压力计算

墙后静水压力 $P_B = \frac{1}{2} \times 3^2 \times 10 = 45\ \mathrm{kN}$

墙前静水压力 $P_B' = \frac{1}{2} \times 1.5^2 \times 10 = 11.25\ \mathrm{kN}$

（三）扬压力计算

浮托力 $W_1 = 7 \times 15 = 105\ \mathrm{kN}$

渗透压力 $W_2 = \frac{1}{2} \times 7 \times 15 = 52.5\ \mathrm{kN}$

（四）墙身自重、踵板上土重、前趾板上水重

1. 墙身自重

$$G_1 = H_1 \gamma_s \times 0.3 = 7.2 \times 25 \times 0.3 = 54\ \mathrm{kN}$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \times H_1 \gamma_s \times 0.5 = \frac{1}{2} \times 7.2 \times 25 \times 0.5 = 45\ \mathrm{kN}$$

$$G_3 = 0.8 \times 1.8 \times 25 = 36\ \mathrm{kN}$$

$$G_4 = \frac{1}{2} \times 0.4 \times 5.2 \times 25 = 26\ \mathrm{kN}$$

$$G_5 = 5.20 \times 0.4 \times 25 = 52\ \mathrm{kN}$$

2. 踵板以上土重

$$G_6 = 18 \times 5.2 \times 5 = 468\ \mathrm{kN}$$

$$G_7 = 20 \times 2.2 \times 5.2 = 228.8\ \mathrm{kN}$$

$$G_8 = \frac{1}{2} \times 5.2 \times 0.4 \times 20 = 20.8\ \mathrm{kN}$$

$$G_9 = 0.153 \times 5 \times 18 = 13.77\ \mathrm{kN}$$

$$G_{10} = \frac{1}{2} \times 0.347 \times 5 \times 18 = 15.62\ \mathrm{kN}$$

$$G_{11} = \frac{1}{2} \times 0.153 \times 2.20 \times 20 = 3.37\ \mathrm{kN}$$

3. 趾板以上水重

$$G_{12} = 1 \times 0.7 \times 10 = 7\ \mathrm{kN}$$

作用在挡土墙上总水平力、总竖向力及对前趾 O 点力矩计算如表 5-5。

四、稳定验算

（一）抗滑稳定验算

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.3 \times 812.86}{179.55} = 1.36 > [K_c] = 1.2$$

表 5-5　　作用在挡土墙上的总水平力，总竖向力及各力对前趾 O 点力矩

力	水平力 (kN)	竖向力 (kN)	力　臂 (m)	力　矩（kN·m）	
				+	−
E_1	60.75←		$3+\frac{1}{3}\times5=4.67$		283.70
E_2	72.90←		$\frac{1}{2}\times3=1.5$		109.35
E_3	12.15←		$\frac{1}{3}\times3=1.0$		12.15
P_B	45.0←		$\frac{1}{3}\times3=1.0$		45.0
P_B'	11.25→		$\frac{1}{3}\times1.5=0.5$	5.63	
G_1		54↓	$1.0+\frac{1}{2}\times0.3=1.15$	62.10	
G_2		45↓	$1+0.3+\frac{1}{3}\times0.5=1.47$	66.15	
G_3		36↓	$\frac{1}{2}(1+0.8)=0.90$	32.40	
G_4		26↓	$1+0.8+\frac{1}{3}\times5.2=3.53$	91.78	
G_5		52↓	$1+0.8+\frac{1}{2}\times5.2=4.40$	228.8	
G_6		468↓	$1+0.8+\frac{1}{2}\times5.2=4.40$	2059.20	
G_7		228.8↓	$1+0.8+\frac{1}{2}\times5.2=4.40$	1006.72	
G_8		20.8↓	$1+0.8+\frac{2}{3}\times5.2=5.27$	109.62	
G_9		13.77↓	$1+0.3+0.347+\frac{1}{2}\times0.153=1.72$	26.68	
G_{10}		15.62↓	$1+0.3+\frac{2}{3}\times0.347=1.53$	23.90	
G_{11}		3.37↓	$1+0.3+0.347+\frac{2}{3}\times0.153=1.75$	5.90	
G_{12}		7.00↓	$\frac{1}{2}\times1=0.5$	3.50	
W_1		105↑	$\frac{1}{2}\times7.0=3.5$		367.5
W_2		52.50↑	$\frac{2}{3}\times7.0=4.67$		245.18
	$\Sigma H=179.55$	$\Sigma G=812.86$		3722.38	1062.88
				$\Sigma M=2659.50$	

（二）抗倾稳定验算

本例题为粘土地基可不做倾复稳定验算。

（三）偏心距计算及地基应力验算

1. 偏心距计算

$$e=\frac{B}{2}-\frac{\Sigma M}{\Sigma G}=\frac{7}{2}-\frac{2659.50}{812.86}=0.23\ \text{m}$$

2. 地基应力验算

$$\sigma_{\min}^{\max}=\frac{\Sigma G}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)$$

$$=\frac{812.86}{7}\left(1\pm\frac{6\times0.23}{7}\right)=\begin{matrix}139\ \text{kPa}\\93\ \text{kPa}\end{matrix}$$

$$\sigma_{cp}=\frac{1}{2}(\sigma_{\max}+\sigma_{\min})=\frac{1}{2}(139+93)=116\ \text{kPa}<[R]=160\ \text{kPa}$$

$$\eta=\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}=\frac{139}{93}=1.50<[\eta]=2.5$$

五、结构设计

（一）立墙的结构设计

1. 作用在立墙上的荷载计算

作用在立墙上的荷载有墙后土压力，墙后及墙前静水压力，如图 5-15。

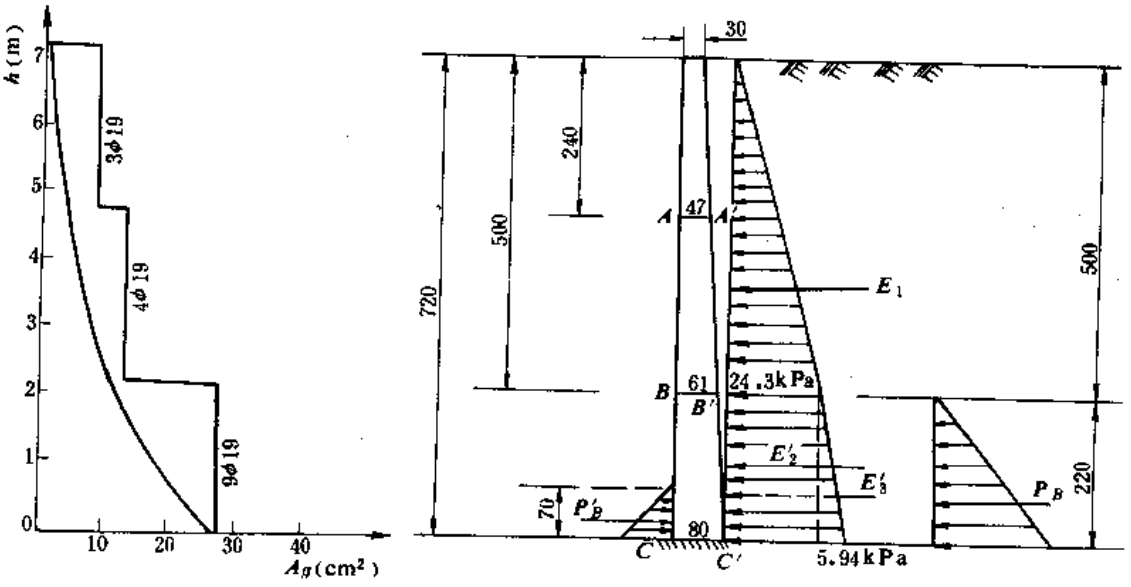


图 5-15　立墙上的作用荷载（单位：cm）

2. 立墙内力计算

立墙 A、B、C 三个截面的内力，对应墙高分别为 2.4m、5.0m 和 7.2m。

$H_1=2.4\ \text{m}$；

$$M_A=\frac{1}{2}\times18\times2.4^2\times0.27\times\frac{1}{3}\times2.40=11.20\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$H_2=5.0\ \text{m}$；

$$M_B=\frac{1}{2}\times 18\times 5^2\times 0.27\times\frac{1}{3}\times 5=101.25\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$H_3=7.2$ m；

$$M_C=\left(\frac{1}{2}\times 18\times 5^2\times 0.27\right)\left(\frac{1}{3}\times 5+2.2\right)+18\times 5\times 0.27\times 2.2$$
$$\times\frac{1}{2}\times 2.2+\left(\frac{1}{2}\times 10\times 2.2^2\times 0.27\right)\times\frac{1}{3}\times 2.2$$
$$+\frac{1}{2}\times 10\times 2.2^2\times\frac{1}{3}\times 2.2-\frac{1}{2}\times 10\times 0.7^2\times\frac{1}{3}\times 0.7$$
$$=333.42\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

3. 截面强度验算与配筋计算

(1) C-C'截面，墙高 7.2 m，$M_C=333.42$ kN·m，$h=80$cm，$h_0=76$cm。

$$A_0=\frac{KM_C}{bh_0^2R_w}=\frac{1.4\times 333.42\times 10^6}{1000\times 760^2\times 10.5}=0.077$$

$$\alpha=0.08$$

$$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}=0.08\times\frac{10.5}{240}=0.35\%$$

$$A_g=\mu bh_0=0.35\%\times 100\times 76=26.6\text{cm}^2$$

(2) B-B'截面，$h=65$cm，$h_0=61$cm，墙高 5.0 m，$M_B=101.25$ kN·m。

$$A_0=\frac{KM_B}{bh_0^2R_w}=\frac{1.4\times 101.25\times 10^6}{1000\times 610^2\times 10.5}=0.036$$

查附录表 1 得，$\alpha=0.037$

$$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}=0.037\times\frac{10.5}{240}=0.16\%$$

$$A_g=\mu bh_0=0.16\%\times 100\times 61=9.76\text{cm}^2$$

(3) A-A'截面，墙高 2.4 m，$M_A=11.20$ kN·m，$h=47$cm，$h_0=43$cm。

$$A_0=\frac{KM_A}{bh_0^2R_w}=\frac{1.4\times 11.20\times 10^6}{1000\times 430^2\times 10.5}=0.0081$$

查附录表 1 得，$\alpha=0.0081$，

$$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}=0.0081\times\frac{10.5}{240}=0.035\%<0.1\%=\mu_{\min}$$

$$A_g=\mu bh_0=0.1\%\times 100\times 43=4.3\text{cm}^2$$

C-C'截面配置 9ϕ19，$A_g=25.52\text{cm}^2$，过 B-B'截面加 30d，切断 5 根剩 4 根。

B-B'截面配置 4ϕ19，$A_g=11.31\text{cm}^2$，过 A-A'截面加 30d，切断 1 根剩 3 根。

A-A'截面配置 3ϕ19，$A_g=8.51\text{cm}^2$，过 A-A'直通墙顶。

各截面计算和配置钢筋量见表 5-6。

表 5-6　　立墙各截面计算配筋量和实际配筋量

截面	墙高 (m)	弯矩 (kN·m)	截面尺寸 (cm)		$A_0=\frac{KM}{bh_0^2R_w}$	α	$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}$	计算 A_g (cm²)	配置 A_g (cm²)
			h	h_0					
C	7.2	333.42	80	76	0.077	0.08	0.35%	26.6	25.52
B	5.0	101.25	65	61	0.036	0.037	0.16%	9.76	11.31
A	2.4	11.20	47	43	0.0081	0.0081	0.035% 取 0.1%	4.3	8.51

4. 裂缝开展宽度验算

对最大弯矩截面 C-C′ 进行裂缝开展宽度验算。

(1) 计算裂缝间距：

$$l_f=\left(6+\alpha_1\frac{d}{\mu}\right)\nu$$

$$d=1.9\text{cm}$$

$$\mu=\frac{25.52}{100\times 76}=0.34\%$$

$$\alpha_1=0.06$$

$$\nu=1.0$$

$$l_f=\left(6+0.06\times\frac{1.9}{0.34\%}\right)\times 1=39.53\text{cm}$$

(2) 计算裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：

$$\psi=1-\alpha_2\frac{R_f}{\mu\sigma_g}$$

$$\alpha_2=0.25$$

$$R_f=1.30\ \text{MPa}$$

$$\sigma_g=\frac{M}{A_gZ}$$

$$M=333.42\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Z=(0.93-5\mu)h_0=(0.93-5\times 0.0034)\times 76=69.39\text{cm}$$

$$\sigma_g=\frac{M}{A_gZ}=\frac{333.42\times 10^5}{25.52\times 69.39}=18828.43\text{N/cm}^2=188.28\ \text{MPa}$$

$$\psi=1-0.25\times\frac{1.3}{0.0034\times 188.28}=0.49$$

(3) 最大裂缝宽度：

$$\delta_{max}=2\left(\psi\frac{\sigma_g-\sigma_0}{E_g}-0.7\times 10^{-4}\right)l_f$$

$$=2\left(0.49\times\frac{18828.43-2000}{2.1\times 10^7}-0.7\times 10^{-4}\right)\times 39.53$$

$$=0.025\text{cm}=0.25\text{mm}<0.3\text{mm}$$

其他各截面抗裂和裂缝开展宽度验算可以采用相同方法进行。

（二）踵板结构设计

1. 作用在踵板上的荷载计算

作用在踵板上的荷载有土重、踵板自重、地基反力及扬压力，如图 5-16。

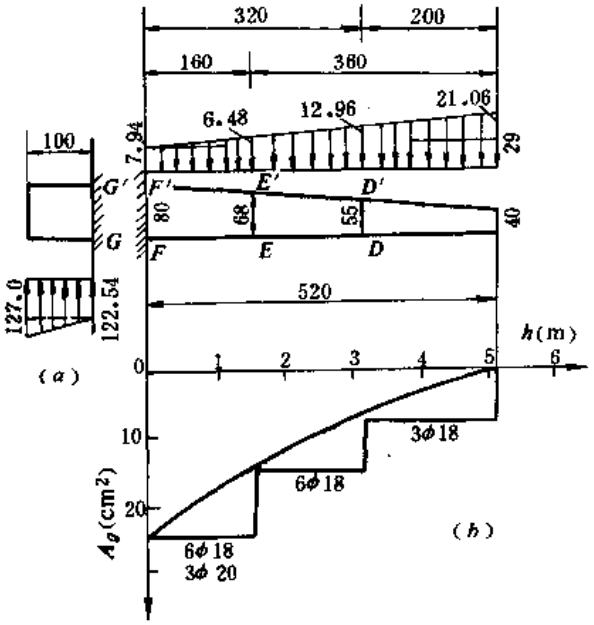


图 5-16　作用在踵板及前趾叠加荷载（单位：cm）

（1）踵板末端荷载叠加强度：

$$18\times 5+20\times 2.6+25\times 0.4-30-93=29\ \text{kN}$$

（2）踵板固端荷载叠加强度：

$$18\times 5+20\times 2.2+25\times 0.8-18.86-127.2=7.94\ \text{kN}$$

2. 踵板的内力计算

踵板计算三个截面 D、E、F 内力，即末端始 2 m、3.6 m、5.2 m 三个截面。

$$M_D=(7.94\times 2)\times 1+(12.96\times 2)\times 1+\frac{1}{2}\times(21.06-12.96)\times 2\times 2\times\frac{2}{3}=52.60\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_E=(7.94\times 3.60)\times\frac{1}{2}\times 3.6+(6.48\times 3.6)\times\frac{1}{2}\times 3.6+\frac{1}{2}\times(21.06-6.48)\times 3.6\times\frac{2}{3}\times 3.6=156.43\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_F=(7.94\times 5.2)\times\frac{1}{2}\times 5.2+\frac{1}{2}(21.06\times 5.2)\times\frac{2}{3}\times 5.2=297.17\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

3. 踵板强度验算与配筋计算

（1）F-F'截面，踵板长 5.2 m，M_F=297.17 kN·m，h=80cm，h_0=76cm。

$$A_0=\frac{KM_F}{bh_0^2R_w}=\frac{1.4\times 297.17\times 10^6}{1000\times 760^2\times 10.5}=0.069$$

查附录表 1 得，α=0.071

$$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}=0.071\times\frac{10.5}{240}=0.31\%$$

$$A_g=\mu bh_0=0.31\%\times 100\times 76=23.56\text{cm}^2$$

（2）E-E'截面，踵板长 3.60 m，M_E=156.43 kN·m，h=68cm，h_0=64cm。

$$A_0=\frac{KM_E}{bh_0^2R_w}=\frac{1.4\times 156.43\times 10^6}{1000\times 640^2\times 10.50}=0.051$$

查附录表 1 得，α=0.052

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.052 \times \frac{10.5}{240} = 0.23\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.23\% \times 100 \times 64 = 14.72\text{cm}^2$$

(3) D-D'截面，踵板长 2.00 m，$M_D = 52.60$ kN·m，$h = 55$cm，$h_0 = 51$cm。

$$A_0 = \frac{KM_D}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.4 \times 52.6 \times 10^6}{1000 \times 510^2 \times 10.50} = 0.027$$

查附录表 1 得，$\alpha = 0.027$

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.027 \times \frac{10.5}{240} = 0.12\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.12\% \times 100 \times 51 = 6.12\text{cm}^2$$

F-F'截面钢筋配置：6ϕ18，$A_g = 15.27\text{cm}^2$，3ϕ20，$A_g = 9.42\text{cm}^2$，总配筋量 $A_g = 24.69\text{cm}^2$。

E-E'截面钢筋配置：6ϕ18，$A_g = 15.27$cm，过 E-E'截面加 30d 切断 3ϕ20，剩 3ϕ18 通到 D-D'截面。

D-D'截面钢筋配置 3ϕ18，$A_g = 7.63\text{cm}^2$，通到踵板末端。

各截面计算和配置钢筋量见图 5-16 (b)。挡土墙总的配筋图见图 5-17。

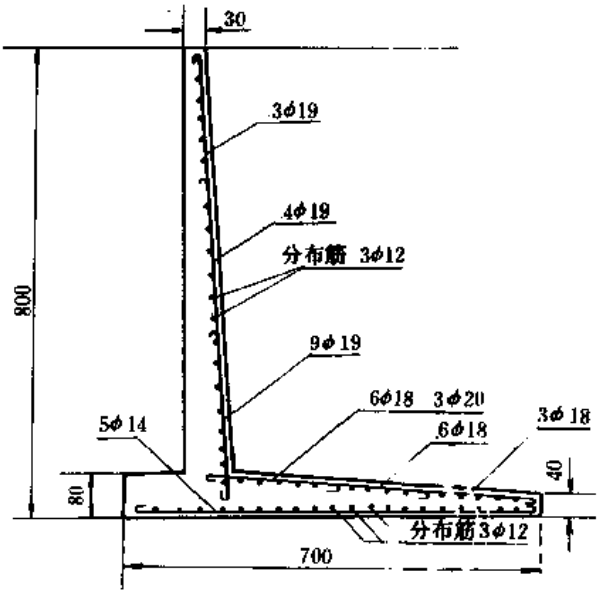


图 5-17 悬臂式挡土墙配筋（单位：cm）

4. 裂缝开展宽度验算

对 F-F'截面进行裂缝开展宽度验算（略）。

（三）前趾板的结构设计

1. 作用在前趾板上的荷载计算

作用在前趾板上的荷载有前趾板上水重、自重、扬压力和地基反力，如图 5-16。

(1) 前端叠加荷载强度：

$$0.7 \times 10 + 0.8 \times 25 - 15 - 139 = -127.0\text{ kN/m}^2$$

(2) 固端叠加荷载强度：

$$0.7 \times 10 + 0.8 \times 25 - 17.14 - 132.4 = -122.54\text{ kN/m}^2$$

2. 内力计算

前趾长度不长，仅计算固端截面内力。

$$M = 122.54 \times 0.5 \times 1 + (127 - 122.54) \times 1 \times \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 1 = 62.76\text{ kN·m}$$

3. 强度验算与配筋计算

$$M = 62.76\ \text{kN}\cdot\text{m},\ h = 80\text{cm},\ h_0 = 76\text{cm}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.4 \times 62.76 \times 10^6}{1000 \times 760^2 \times 10.5} = 0.014$$

查附录表 1 得，$\alpha=0.014$

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.014 \times \frac{10.5}{240} = 0.06\% < \mu_{\min} = 0.1\%$$ （按最小配筋率配筋）

$$A_g = 0.1\% \times b \times h_0 = 0.1\% \times 100 \times 76 = 7.6\text{cm}^2$$

配置 5ϕ14，$A_g=7.70\text{cm}^2$。

此钢筋配置在底部并伸到踵板末端，兼做构造筋。悬臂式挡土墙各部分配置受力筋如图 5-17。墙临水面可根据要求配置构造筋。

裂缝开展宽度验算略。

第五节 扶臂式挡土墙设计

一、计算条件

（一）已知条件

某河床式溢洪道挡土墙，见图 5-18。建成无水情况，2 级建筑物，基本荷载组合。挡土墙高 $H=28.60$ m，埋入基础深度 1.80 m，墙后填土表面坡度 $\beta=10°$，中等风化岩石地基，墙后回填块石。

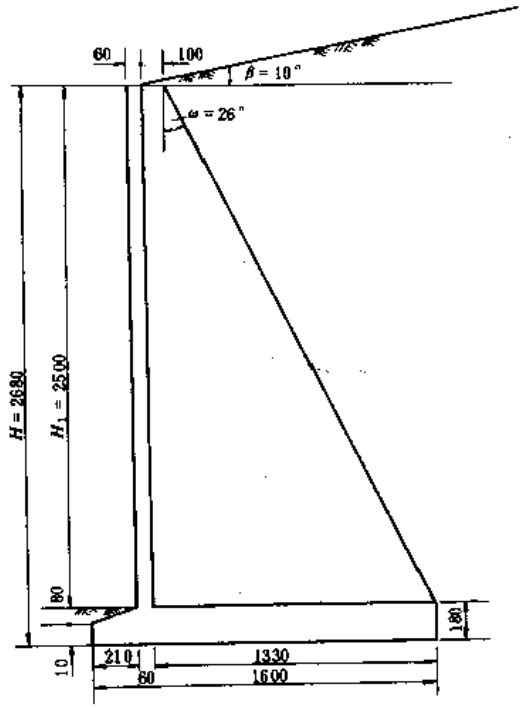


图 5-18 扶臂式挡土墙断面尺寸（单位：cm）

地基容许承载力 $[R]=1000$ kN/m^2；地基与基础间摩擦系数 $f=0.6$；墙背填土重度 $\gamma=21$ kN/m^3；墙背填土内摩擦角 $\phi=40°$。滑动稳定安全系数 $K_c \geqslant [K_c]=1.3$；倾覆稳定安全系数 $K_o \geqslant [K_o]=1.5$。

（二）计算数据的采用

弯曲强度安全系数 $K=1.50$；剪切强度安全系数 $K=1.60$；裂缝容许宽度 $\delta_{f\max} \leqslant [\delta_{f\max}]=0.3$mm。

混凝土采用 150 号，其各项强度指标如下：

弯曲抗压强度 $R_w=10.5$ MPa，弯曲抗拉强度 $R_l=1.05$ MPa；轴心受压强度 $R_a=8.5$ MPa，抗裂强度 $R_f=1.3$ MPa；弹性模量 $E_h=2.3\times10^4$ MPa。

钢筋采用 I 级钢筋（3 号钢），抗拉强度 $R_g=240\text{N/mm}^2$；Ⅱ级钢筋（16

锰），抗拉强度 $R_g=340$ MPa；弹性模量 $E_g=2.1\times10^5$MPa。

二、初拟断面尺寸

初拟基本尺寸见图 5-18 和图 5-19。

（一）节跨布置

挡土墙高度较大，考虑钢筋布置及施工条件，取 $l=6$ m。

（二）初拟断面尺寸

（1）底板长度。地基为岩基、承载能力高，墙后填块石土压力较小，无浸水条件，取 $B=16$m。前趾板长 2.1m，踵板长 13.30m。

（2）墙面板厚度。墙面板厚度考虑施工条件，参考已有工程实例初拟 60cm。

（3）底板厚度。趾板靠面板部分和踵板取同一厚度，初拟厚度 1.8 m。

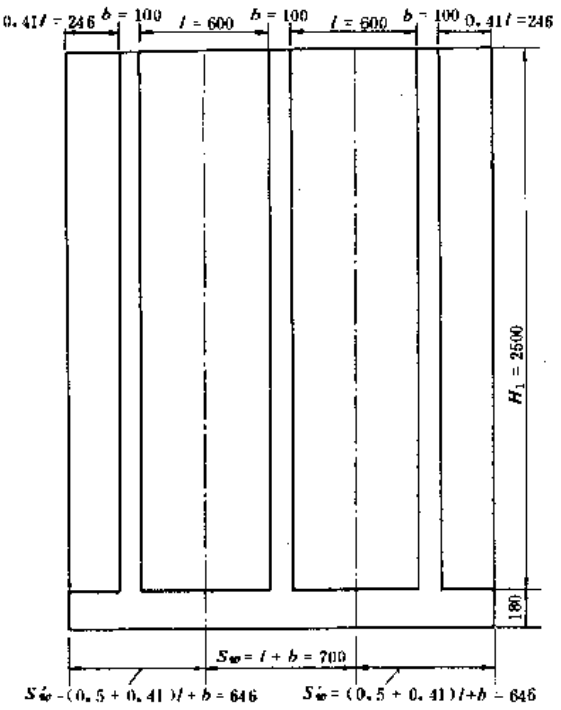


图 5-19　跨节布置（单位：cm）

（4）扶臂的厚度。按经验并考虑施工条件，初拟扶臂厚度 $b=\frac{1}{6}l=1.0$ m。

三、作用在挡土墙上的荷载计算

作用在挡土墙上的荷载如图 5-20。

（一）土压力计算

在挡土墙稳定计算中，按朗肯公式计算作用在墙踵垂直面上的土压力，填土面有斜坡的朗肯土压力系数按下式计算。

$$K=\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}$$

$$=\cos10^\circ\frac{\cos^210^\circ-\sqrt{\cos^210^\circ-\cos^240^\circ}}{\cos10^\circ+\sqrt{\cos^210^\circ-\cos^240^\circ}}=0.225$$

$$P_1=\gamma HK=21\times25\times0.225=118.13\ \text{kN}$$

$$P_2=\gamma(H_1+2.35)K=21(25+2.35)\times0.225=129.23\ \text{kN}$$

$$P_3=\gamma(H_1+1.8+2.35)K=21(25+1.8+2.35)\times0.225=137.74\ \text{kN}$$

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma H^2K=\frac{1}{2}\times21\times29.15^2\times0.225=2007.47\ \text{kN}$$

$$E_{1x}=E_1\cos\beta=2007.47\times\cos10^\circ=1976.97\ \text{kN}$$

$$E_{1y}=E_1\sin\beta=2007.47\times\sin10^\circ=348.59\ \text{kN}$$

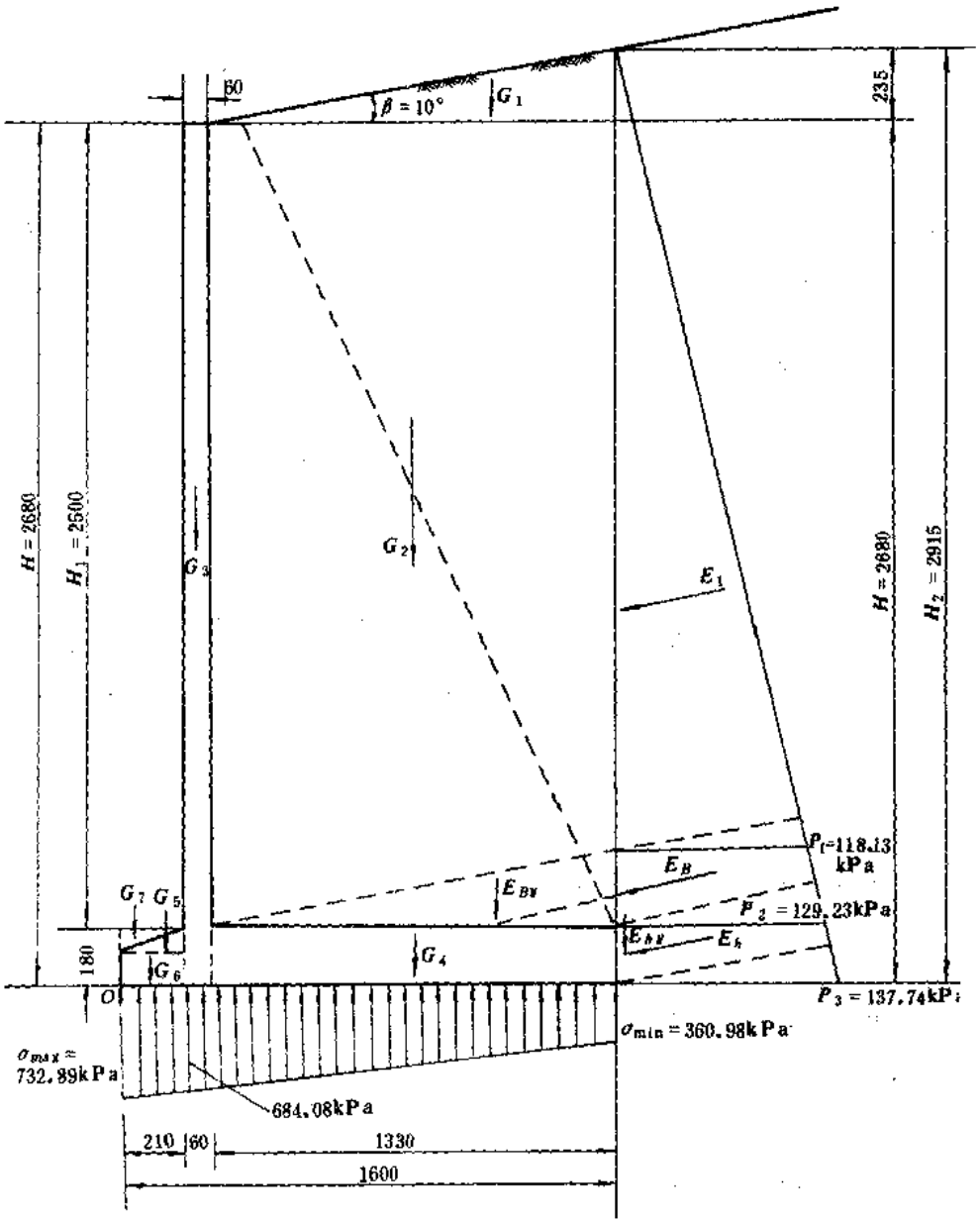


图 5-20　作用在挡土墙上的荷载（单位：cm）

（二）墙身自重、前趾和踵板上土重计算

1. 墙身自重

$$G_3 = 0.6 \times 26.8 \times 25 = 402\ \text{kN}$$

$$G_4 = 1.8 \times 13.30 \times 25 = 598.5\ \text{kN}$$

$$G_5 = \frac{1}{2} \times 2.1 \times 0.8 \times 25 = 21\ \text{kN}$$

$$G_6 = 1 \times 2.1 \times 25 = 52.5\ \text{kN}$$

2. 作用在踵板上的土重

$$G_1 = \frac{1}{2} \times 13.3 \times 2.31 \times 21 = 328.18\ \text{kN}$$

$$G_2 = 13.3 \times 25 \times 21 = 6982.5\ \text{kN}$$

3. 作用在前趾上的土重

$$G_7 = \frac{1}{2} \times 0.8 \times 2.1 \times 21 = 17.64\ \text{kN}$$

列表计算作用挡土墙上的总垂直力 ΣG、总水平力 ΣH 及总弯矩 ΣM，见表 5-7。

表 5-7　　总垂直力、总水平力及各力对前趾 O 点力矩

力	垂直力 (kN)	水平力 (kN)	力　臂 (m)	力　矩 (kN·m)	
				+	−
ΣE_x		1976.97	$\frac{1}{3}\times 29.15 = 9.72$		19216.15
ΣE_y	348.59		16	5577.44	
G_1	328.18		$2.1+0.6+\frac{2}{3}\times 13.3 = 11.57$	3797.04	
G_2	6982.50		$2.1+0.6+\frac{1}{2}\times 13.3 = 9.35$	65286.38	
G_3	402		$2.1+\frac{1}{2}\times 0.6 = 2.4$	964.80	
G_4	598.50		$2.1+0.6+\frac{1}{2}\times 13.39 = 9.35$	5595.98	
G_5	21		$\frac{2}{3}\times 2.1 = 1.4$	29.40	
G_6	52.50		$2.1\times\frac{1}{2} = 1.05$	55.13	
G_7	17.64		$\frac{1}{3}\times 2.1 = 0.7$	12.35	
Σ	$\Sigma G = 8750.91$	$\Sigma H = 1976.97$		81268.47	19216.15

四、稳定验算

（一）抗滑稳定验算

$$K_c = \frac{f\Sigma G}{\Sigma H} = \frac{0.6 \times 8750.91}{1976.97} = 2.66 > [K_c] = 1.3$$

（二）抗倾稳定验算

$$K_o = \frac{\Sigma M_1}{\Sigma M_2} = \frac{81268.47}{19216.15} = 4.23 > [K_O] = 1.5$$

（三）偏心矩计算及基底应力验算

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M}{\Sigma G} = \frac{16}{2} - \frac{81268.47 - 19126.15}{8750.91} = 0.91\ \text{m}$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\Sigma G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{16}\right) = \frac{8750.91}{16}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.91}{16}\right) = \begin{matrix} 732.89\ \text{kPa} \\ 360.98\ \text{kPa} \end{matrix}$$

$$e < \frac{B}{4} = 4\ \text{m}$$

$$\sigma_{\max} = 732.89\ \text{kPa} < [R] = 1000\ \text{kPa}$$

五、结构设计

（一）墙面板结构设计

1. 作用在墙面板上的土压力计算

作用在墙面板上的土压力可换算成梯形“替代”荷载，图 5-21。

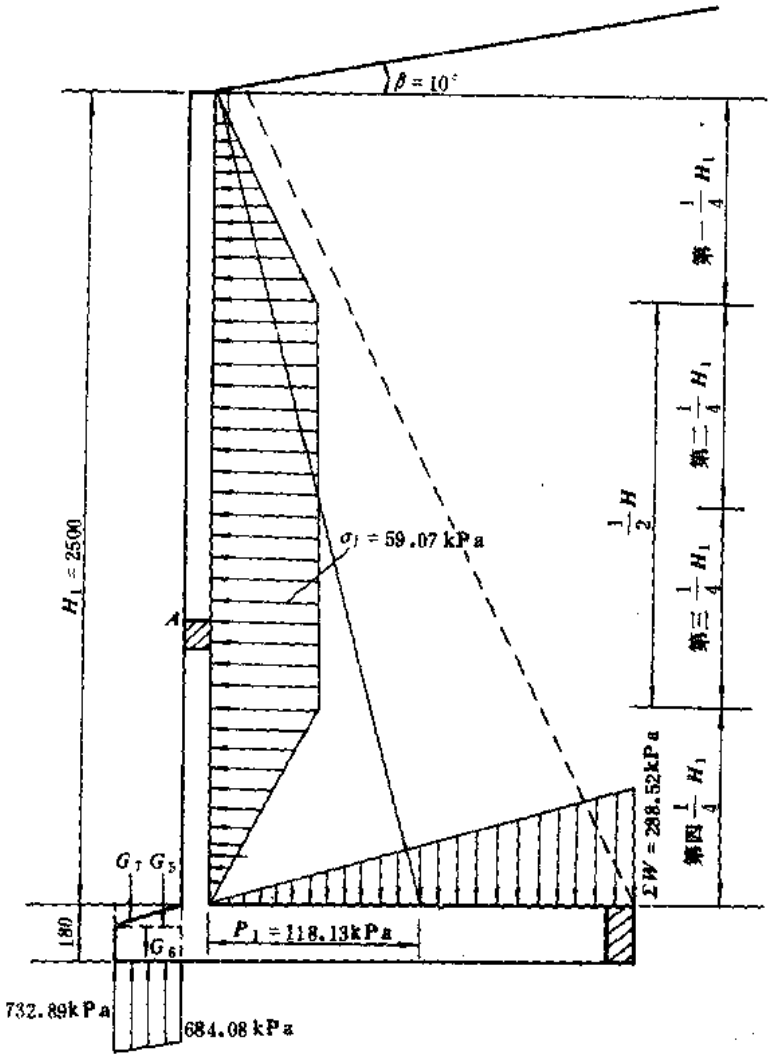


图 5-21　作用在墙面板及踵板上的替代荷载（单位：cm）

“替代”荷载强度 $\sigma_1=\frac{1}{2}P_1=\frac{1}{2}\times 118.13=59.07$ kN

2. 作用在墙面板上的内力计算

（1）纵向（水平）弯矩的计算。取第三$\frac{1}{4}H_1$段单宽截条 A 进行支座和跨中弯矩计算。见图 5-21 和图 5-22。

支座负弯矩 $M_1=\frac{1}{12}\sigma_1 l^2=\frac{1}{12}\times 59.07\times 6^2=177.21$ kN·m

跨中正矩 $M_2=\frac{1}{20}\sigma_1 l^2=\frac{1}{20}\times 59.07\times 6^2=106.33$ kN·m

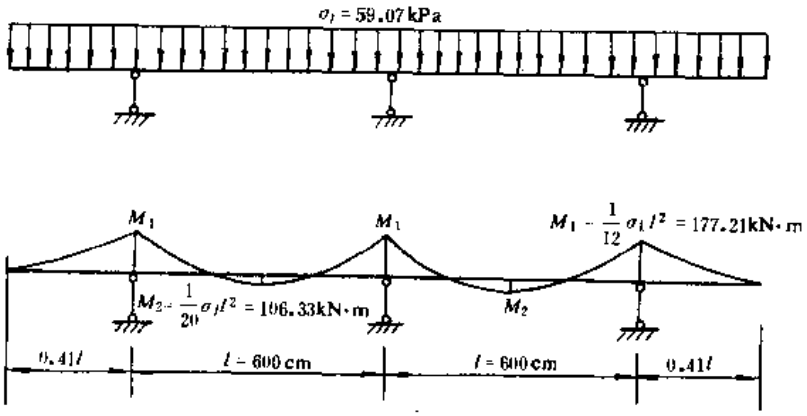


图 5-22　墙面板纵向弯矩计算

纵向正负弯矩沿墙高分布见图 5-23（a）。

（2）纵向（水平）支座剪力的计算。

$$Q = \frac{1}{2}\sigma_j l = \frac{1}{2} \times 6 \times 59.07 = 177.21\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

（3）竖向内力计算。竖向负弯矩［图 5-23（c）］发生在靠填土一侧底部$\frac{1}{4}H_1$范围内，底部最大负弯矩为M_1。

$$M_1 = -0.03P_1H_1l$$
$$= -0.03 \times 118.13 \times 25 \times 6 = -531.59\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

竖向正弯矩发生在非填土一侧，最大值发生在第三$\frac{1}{4}H_1$段内，顶部的$\frac{1}{4}H_1$段为零。

$$M_2 = \frac{1}{4}M_1 = \frac{1}{4} \times 531.59 = 132.90\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

3. 墙面板的强度验算与配筋计算

（1）纵向（水平）配筋计算。

$$M_1 = 177.21\ \text{kN} \cdot \text{m},\quad a = 4\text{cm},\quad h_0 = 60 - 4 = 56\text{cm}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.5 \times 177.21 \times 10^6}{1000 \times 560^2 \times 10.5} = 0.081$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.085$$

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.085 \times \frac{10.5}{240} = 0.37\%$$

$$A_g = \mu bh_0 = 0.37\% \times 100 \times 56 = 20.72\text{cm}^2$$

③5ϕ16，A_g=10.05cm²，④5ϕ18，A_g=12.72cm²。

计算出的配筋量为第三$\frac{1}{4}H_1$段墙面板背面横向所需的配筋量，见图 5-24，实际配筋时墙中段$\frac{5}{8}H_1$范围均可按此配筋量配置。墙顶部$\frac{1}{4}H_1$段和底部$\frac{1}{8}H_1$段可取计算量的半值，即$\frac{1}{2}A_g$=10.36cm²。以上两部分配筋③5ϕ16，沿水平向连续布置。④号筋自扶壁向两侧延

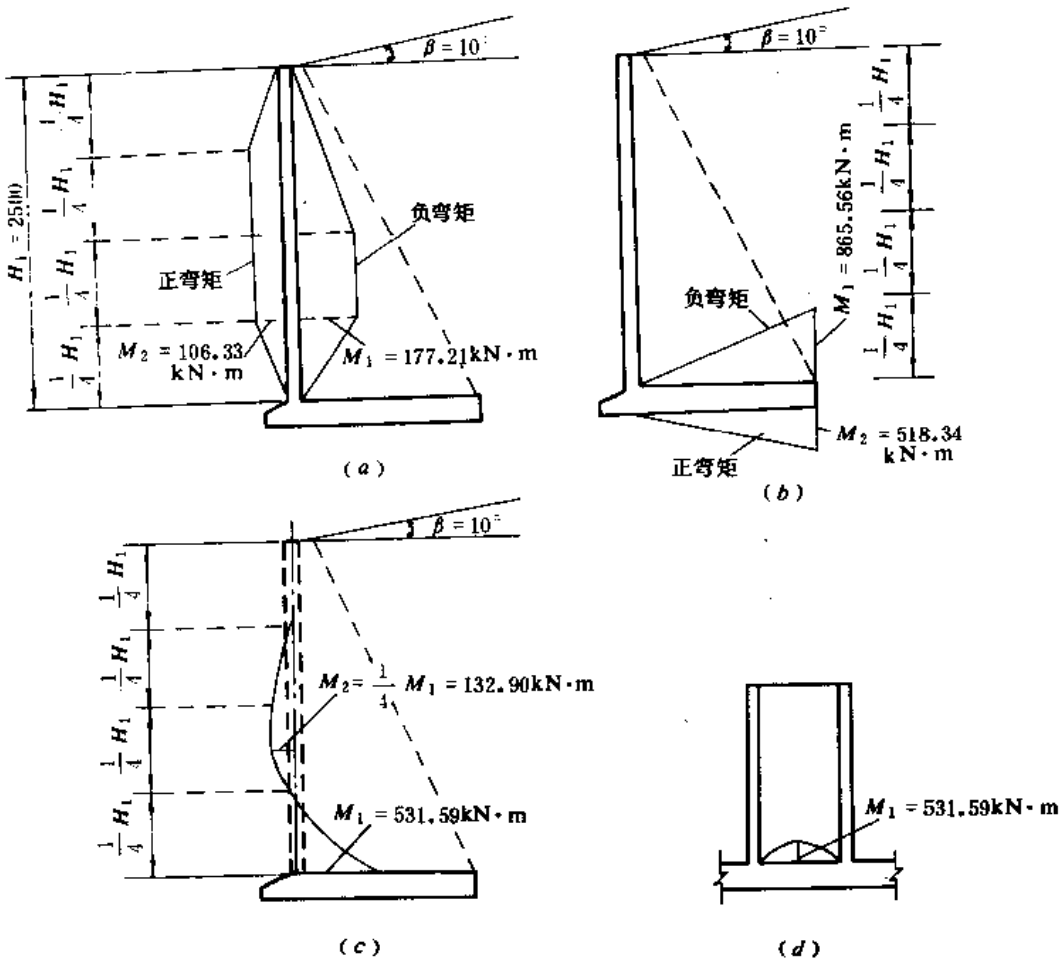


图 5-23　面板内力计算

长$\frac{l}{4}=1.5$ m 另加锚固长度，边跨直伸到末端。

$$M_2 = 106.33\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.5\times 106.33\times 10^6}{1000\times 560^2\times 10.5} = 0.048$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.049$$

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.049\times\frac{10.5}{240} = 0.21\%$$

$$A_g = \mu bh_0 = 0.21\%\times 100\times 56 = 11.76\text{cm}^2$$

⑤3ϕ16，$A_g=6.03\text{cm}^2$；　⑥3ϕ16，$A_g=6.03\text{cm}^2$。

实际配置钢筋量$A_g=12.06\text{cm}^2$。算出的配筋量为非填面中$\frac{1}{2}H_1$段所需的配筋量，见图 5-24。实际配置时在中部$\frac{3}{4}H_1$段范围内均可按此计算量配置，⑤3 根筋可横向连续布置，⑥3 根筋自跨中向两侧各伸长$\frac{l}{4}=1.5$ m 加锚固长度。

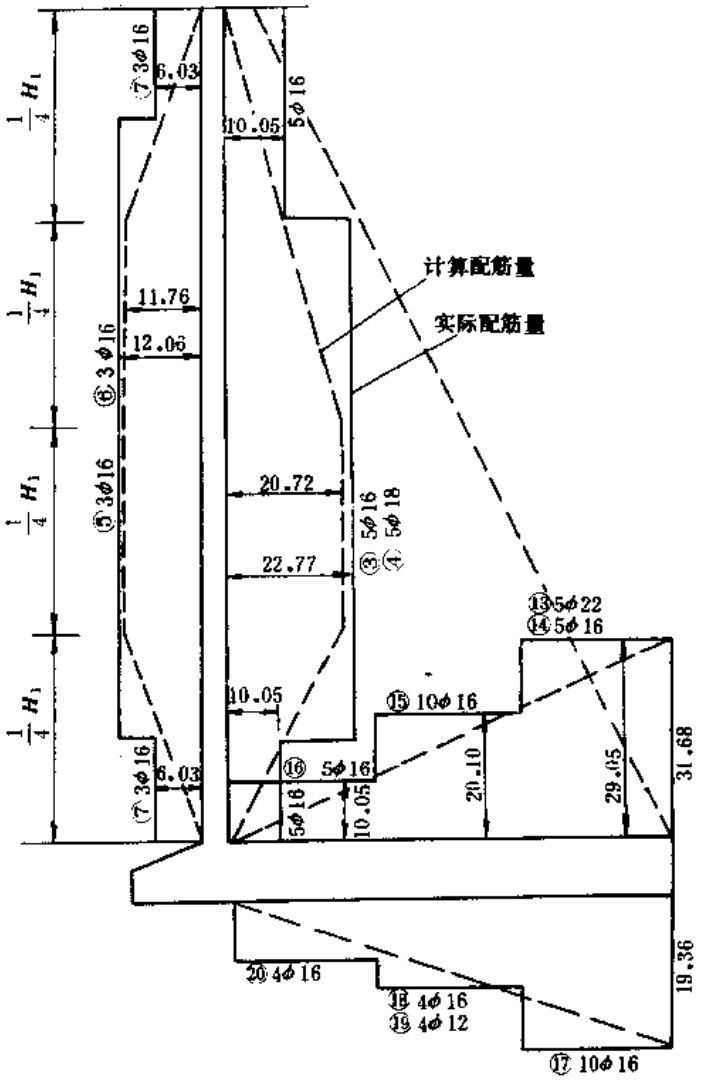


图 5-24　墙面板与踵板纵向配筋

在上下各$\frac{1}{8}H_1$段内钢筋量可取计算值的半值，即 $A_g=5.88\text{cm}^2$，配置⑦3φ16，$A_g=6.03\text{cm}^2$，横向连续布置。

(2) 竖向配筋计算。

面板底部竖向最大负弯矩 M_1 如下：

$$M_1 = 531.59\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.5\times 531.59\times 10^6}{1000\times 560^2\times 10.5} = 0.24$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.28$$

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.28\times\frac{10.5}{240} = 1.2\%$$

$$A_g = bh_0\mu = 100\times 56\times 1.2\%$$

$$= 67.2\text{cm}^2$$

按束筋布置，每束3根。

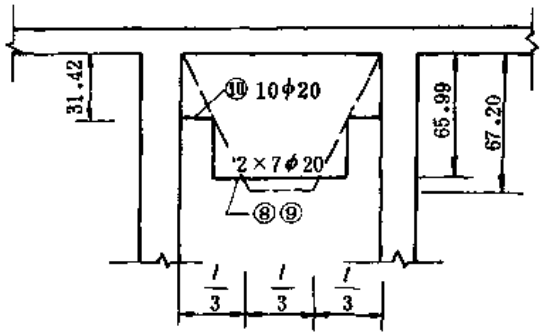


图 5-25　墙面板竖向配筋

⑧$2\times7\phi20$，$A_g=43.99\text{cm}^2$；⑨$1\times7\phi20$，$A_g=22.00\text{cm}^2$。

总配筋量 $A_g=65.99\text{cm}^2$，⑧、⑨筋配置在面板填土侧，见图5-25，跨中$\frac{2}{3}l$范围，底部$\frac{1}{4}H_1$段内，沿纵向布置。在两端靠近扶臂各$\frac{1}{6}l$段、纵向底部$\frac{1}{4}H_1$段内取用半值即33.00cm^2，配置⑩$10\phi20$，$A_g=31.42\text{cm}^2$；⑧、⑨、⑩筋下部埋入踵板内，⑧、⑨上部在距踵板顶$\frac{1}{6}H_1$加锚固长度截断；⑩筋在距踵板顶$\frac{1}{6}H_1$加锚固长度截断5根，另5根直通墙顶。

$$M_2=\frac{1}{4}M_1=\frac{1}{4}\times531.59=132.90\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_0=\frac{KM_2}{bh_0^2R_w}=\frac{1.5\times132.90\times10^5}{1000\times560^2\times10.5}=0.061$$

查附录表1得：

$$\alpha=0.063$$

$$\mu=\alpha\frac{R_w}{R_g}$$

$$=0.063\times\frac{10.5}{240}=0.28\%$$

$$A_g=\mu bh_0=0.28\%\times100\times56=15.68\text{cm}^2$$

配置⑪$5\phi20$，$A_g=15.71\text{cm}^2$。

在纵向$\frac{2}{3}l$范围内按此钢筋量沿竖向布置。两端靠近扶臂$\frac{1}{6}l$用半值，即$A_g=7.9\text{cm}^2$，配置⑪$4\phi16$，$A_g=8.04\text{cm}^2$。

⑪和⑫筋在纵向沿全高度布置。

4. 裂缝开展宽度验算

(1) 面板纵向裂缝开展宽度验算。

$$M_1=177.21\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

(2) 裂缝间距计算。

$$l_f=\left(6+\alpha_1\frac{\alpha}{\mu}\right)\nu$$

$$d=\frac{4A_g}{S}=\frac{4\times22.77}{\pi(1.6+1.8)\times5}=1.71\text{cm}$$

$$\mu=\frac{A_g}{bh_0}=\frac{22.77}{100\times56}=0.41\%$$

$$\alpha_1=0.06$$

$$\nu = 1.0$$

$$l_f = \left(6 + 0.06 \times \frac{1.71}{0.41\%}\right) \times 1$$

$$= 31.02\text{cm}$$

（3）受拉钢筋应变不均匀系数计算。

$$\psi = 1 - \alpha_2 \frac{R_f}{\mu\sigma_g}$$

$$\alpha_2 = 0.25$$

$$R_f = 130\text{N/cm}^2$$

$$Z = (0.93 - 5\mu)h_0$$

$$= (0.93 - 5 \times 0.0041) \times 56$$

$$= 50.93\text{cm}$$

$$\sigma_g = \frac{M}{A_g Z}$$

$$= \frac{177.21 \times 10^5}{24.77 \times 50.93}$$

$$= 14047.16\text{N/cm}^2$$

$$\psi = 1 - 0.25 \frac{130}{0.0041 \times 14047.16}$$

$$= 0.44$$

（4）最大裂缝开展宽度。

$$\delta_{f\max} = 2\left(\psi \frac{\sigma_g - \sigma_0}{E_g} - 0.7 \times 10^{-4}\right) l_f$$

$$= 2\left(0.44 \times \frac{14047.16 - 2000}{2.1 \times 10^7} - 0.7 \times 10^{-4}\right) \times 31.02$$

$$= 0.011\text{cm} = 0.11\text{mm} < 0.3\text{mm}$$

其他各截面裂缝开展宽度验算可以采用相同方法进行。

（二）墙踵板的结构设计

1. 作用在踵板上的荷载计算

作用在踵板上的各荷载如图 5-26。

作用在踵板上的荷载用三角形“替代”荷载计算，见图 5-21，假定在踵板与面板连结处为零。作用在踵板末端单宽截条 B 上的荷载按下式计算。

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 - \sigma_{\min}$$

（1）土重 W_1。

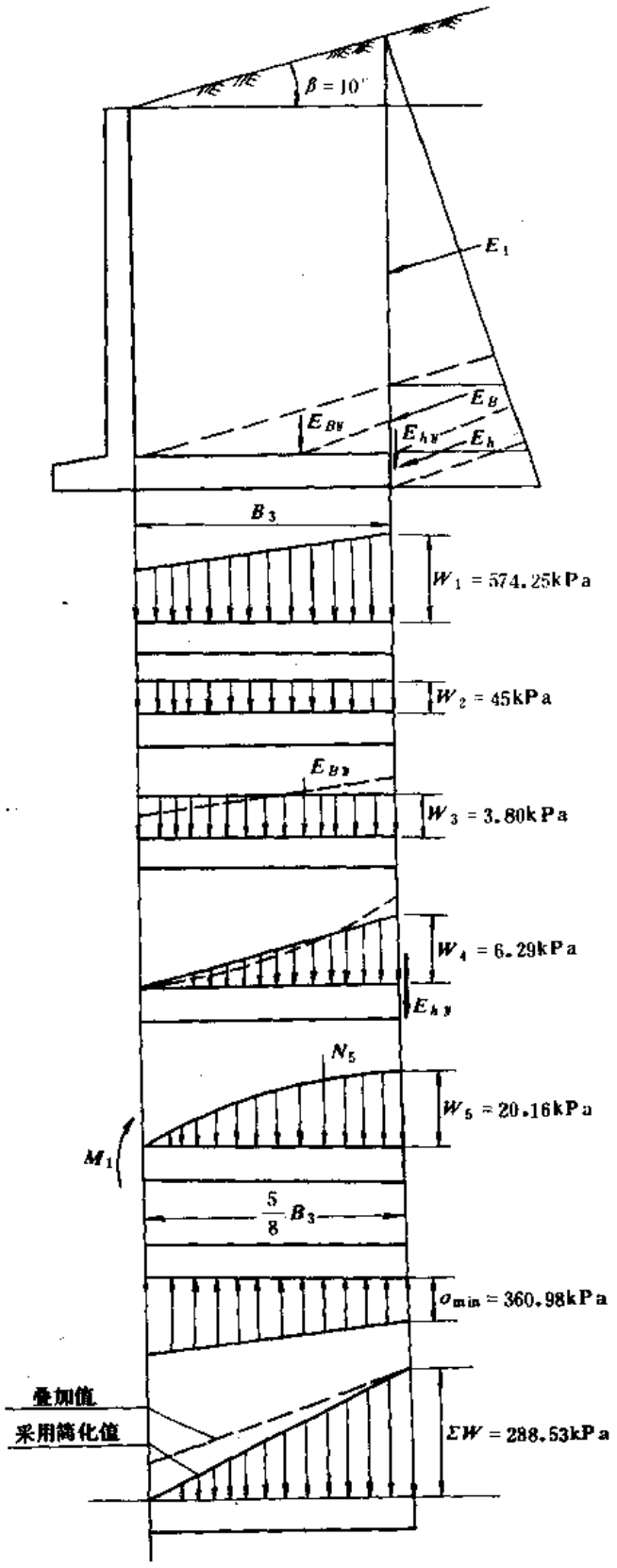


图 5-26　作用在踵板上的荷载

$$W_1 = 21 \times (25 + 13.3\text{tg}10°) = 574.25\ \text{kN}$$

(2) 踵板自重 W_2。

$$W_2 = 25 \times 1.8 = 45\ \text{kN}$$

(3) 土压力 E_B 产生的竖向荷载 W_3。

$$E_{By} = E_B\sin\beta$$

$$= \left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right) \times 2.35 \times \sin 10°$$

$$= \left(\frac{118.13 + 129.23}{2}\right) \times 2.35 \times 0.174 = 50.57\ \text{kN}$$

$$W_3 = \frac{E_{By}}{13.30} = \frac{50.57}{13.30} = 3.80\ \text{kN}$$

(4) 土压力 E_h 产生的竖向荷载 W_4。

$$E_{hy} = E_h\sin 10°$$

$$= \left(\frac{P_2 + P_3}{2}\right) \times 1.8 \times \sin 10°$$

$$= \left(\frac{129.23 + 137.74}{2}\right) \times 1.8 \times 0.174 = 41.81\ \text{kN}$$

$$W_4 = \frac{2E_{hy}}{13.3} = \frac{2 \times 41.81}{13.3} = 6.29\ \text{kN}$$

(5) 前趾弯矩产生的竖向荷载 W_5。

$$W_5 = 2.4 \times \frac{M}{13.3^2} = 2.4 \times \frac{1485.63}{13.3^2} = 20.16\ \text{kN}$$

$$\Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 - \sigma_{\min}$$

$$= 574.25 + 45 + 3.80 + 6.29 + 20.16 - 360.98$$

$$= 288.52\ \text{kN}$$

2. 作用在踵板上的内力计算

(1) 纵向（水平）弯矩的计算

取踵板末端纵（水平）向单宽截条 B 进行内力计算，见图 5-27。

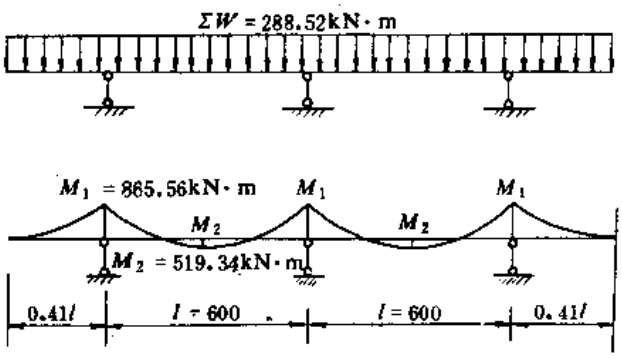


图 5-27 踵板纵向弯矩计算（单位：cm）

支座负弯矩 $M_1 = \frac{1}{12}\Sigma Wl^2 = \frac{1}{12} \times 288.52 \times 6^2 = 865.56\ \text{kN}\cdot\text{m}$

跨中正弯矩 $M_2 = \frac{1}{20}\Sigma Wl^2 = \frac{1}{20} \times 288.52 \times 6^2 = 519.34\ \text{kN}\cdot\text{m}$

正负弯矩沿踵板长度方向分布见图 5-27。

(2) 支座剪力的计算。

$$Q = \frac{1}{2}\Sigma Wl = \frac{1}{2} \times 288.52 \times 6$$

$$= 868.56\ \text{kN}$$

3. 踵板的强度验算与配筋计算

(1) 踵板纵向（水平）配筋计算。

$$M_1 = 865.56\ \text{kN}\cdot\text{m},\ a = 4\text{cm}$$

$$h_0 = 176\text{cm}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.5 \times 865.56 \times 10^6}{1000 \times 1760^2 \times 10.5} = 0.04$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.041$$

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.041 \times \frac{10.5}{240} = 0.18\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.18\% \times 100 \times 176 = 31.68\text{cm}^2$$

选配⑬5ϕ22，A_g=19.00cm^2；⑭5ϕ16，A_g=10.05cm^2。

⑬和⑭在踵板顶面外$\frac{1}{3}B_2$段内沿纵向布置，见图 5-24，⑭筋自扶臂向中$\frac{1}{4}l$加锚固长度截断。边跨通到末端。中段$\frac{1}{3}B_2$用计算配筋量的$\frac{2}{3}$，即 A_g=21.12cm^2。选配⑮10ϕ16，A_g=20.10cm^2，在中$\frac{1}{3}B_2$段内墙踵板顶面沿横向布置。其中 5 根自扶臂$\frac{1}{4}l$加锚固长度截断。边跨通到末端。

内$\frac{1}{3}B_2$段用计算钢筋量的$\frac{1}{3}$，即 A_g=10.56cm^2。选配⑯5ϕ16，在内$\frac{1}{3}B_2$段内墙踵板顶面沿横向连续布置。

$$M_2 = 518.31\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2 R_w} = \frac{1.5 \times 519.34 \times 10^6}{1000 \times 1760^2 \times 10.5} = 0.024$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.024$$

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.024 \times \frac{10.5}{240} = 0.11\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.11\% \times 100 \times 176 = 19.36\text{cm}^2$$

选配⑰10ϕ16，A_g=20.1cm^2。在外$\frac{1}{3}B_2$段踵板底面沿纵向布置，其中 5 根自跨中向两侧各伸长$\frac{l}{4}$=1.5 m 加锚固长度截断。

在中$\frac{1}{3}B_2$段取计算钢筋量的$\frac{2}{3}$，即 A_g=12.91cm^3。选配⑱4ϕ16，A_g=8.04cm^3；⑲4ϕ12，A_g=4.52cm^2。在中$\frac{1}{3}B_2$段踵板底面沿横向布置，其中⑲自跨中向两侧各伸长$\frac{l}{4}$=1.5 m 加锚固长度截断。内段$\frac{1}{3}B_2$取计算的配筋量的$\frac{1}{3}$，即 A_g=6.45cm^2，选配⑳4ϕ16，A_g=8.04cm^3。

(2) 踵板横向配筋计算。

踵板横向需承受面板底部传过来的负弯矩作用。

$$M_1 = 531.59\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.5 \times 531.59 \times 10^6}{1000 \times 1760^2 \times 10.5} = 0.025$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.025$$

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.025 \frac{10.5}{240} = 0.11\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.11\% \times 100 \times 176 = 19.36\text{cm}^2$$

在图 5-25 跨中$\frac{2}{3}l$范围内，配 5ϕ20，$A_g=15.71\text{cm}^2$；5ϕ12，$A_g=5.65\text{cm}^2$。$\Sigma A_g=21.36\text{cm}^2$。

在两端靠近扶臂各$\frac{l}{6}$段取计算钢筋量的半值，即 $A_g=9.68\text{cm}^2$，此范围内配②5ϕ16，$A_g=10.05\text{cm}^2$。

（三）前趾板的结构设计

1. 作用在前趾板上的荷载计算

作用在前趾板上的荷载有前趾板自重、土重及地基反力。如图 5-21。

（1）趾板自重

$$G_5 = \frac{1}{2} \times 2.1 \times 0.8 \times 25 = 21\ \text{kN}$$

$$G_6 = 1 \times 2.1 \times 25 = 52.50\ \text{kN}$$

（2）趾板上土重

$$G_7 = \frac{1}{2} \times 0.8 \times 2.1 \times 21 = 17.64\ \text{kN}$$

（3）地基反力

$$W_1 = 684.08 \times 2.1 = 1436.57\ \text{kN}$$

$$W_2 = 48.81 \times 2.1 \times \frac{1}{2} = 51.25\ \text{kN}$$

2. 前趾板的内力计算

各力对前趾与墙面板连接点弯矩计算出表 5-8。

3. 前趾的强度验算与配筋计算

$$M = 1485.62\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\alpha = 4\text{cm}, h_0 = 180 - 4 = 176\text{cm}$$

$$A_0 = \frac{KM}{bh_0^2R_w} = \frac{1.5 \times 1485.62 \times 10^6}{1000 \times 1760^2 \times 10.5} = 0.068$$

查附录表 1 得：

$$\alpha = 0.07$$

$$\mu = \alpha \frac{R_w}{R_g} = 0.07 \times \frac{10.5}{240} = 0.31\%$$

$$A_g = \mu b h_0 = 0.31\% \times 100 \times 176 = 54.56\text{cm}^2$$

采用束筋，2 根 1 束：①10ϕ22，A_g=38.01cm^2；②10ϕ16，A_g=20.11cm^2。配钢筋面积A_g=58.12cm^2。

过立墙后截断 10ϕ22，5ϕ16，剩下 5ϕ16 通过踵板，作为纵向构造筋。

表 5-8　　前趾与面板连接点弯矩

力（kN）	力　臂（m）	力　矩（kN·m）	
		+	−
G_6=21	$\frac{1}{3}\times 2.1=0.7$		14.70
G_8=52.50↓	$\frac{1}{2}\times 2.1=1.40$		55.13
G_7=17.64↓	$\frac{2}{3}\times 2.1=1.40$		24.70
W_1=1436.57↑	$\frac{1}{2}\times 2.1=1.05$	1508.40	
W_2=51.25↑	$\frac{2}{3}\times 2.1=1.40$	71.75	
		Σ1580.15	Σ94.53

ΣM=1485.62

（四）扶臂的结构设计

1. 作用在扶臂上的荷载计算

作用在一个扶臂上某一截面上的土压力，是该截面高度对应的单宽土压力乘以跨中到跨中长度 S_w。

选取 3 个截面，墙高分别为 9m、17m 和 25m。

$$H_1 = 25\text{ m},$$

$$E_{xH_1} = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 K S_w \cos\beta = \frac{1}{2}\times 21\times 25^2\times 0.225\times 7\times \cos 10^\circ$$
$$= 10178.91\text{ kN}$$

$$H_2 = 17\text{m},$$

$$E_{xH_2} = \frac{1}{2}\gamma H_2^2 K S_w \cos\beta = \frac{1}{2}\times 21\times 17^2\times 0.225\times 7\times \cos 10^\circ$$
$$= 4706.73\text{kN}$$

$$H_3 = 9\text{m},$$

$$E_{xH_3} = \frac{1}{2}\gamma H_3^2 K S_w \cos\beta = \frac{1}{2}\times 21\times 9^2\times 0.225\times 7\times \cos 10^\circ$$
$$= 1319.91\text{kN}$$

2. 作用在扶臂上的内力计算

（1）作用在扶臂上各截面弯矩计算。

$$H_1 = 25\text{ m}$$

$$M_1 = E_{xH_1}\times \frac{1}{3}H_1 = 10178.91\times\frac{1}{3}\times 25 = 84824.25\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_2 = 17\ \text{m}$$

$$M_2 = E_{xH_2} \times \frac{1}{3}H_2 = 4706.73 \times \frac{1}{3} \times 17 = 26671.47\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$H_3 = 9\ \text{m}$$

$$M_3 = E_{xH_3} \times \frac{1}{3}H_3 = 1319.19 \times \frac{1}{3} \times 9 = 3957.57\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

(2) 作用在扶臂上各截面剪力计算。

$$H_1 = 25\text{m},\ Q_1 = E_{xH_1} = 10178.91\ \text{kN}$$

$$H_2 = 17\text{m},\ Q_2 = E_{xH_2} = 4706.73\ \text{kN}$$

$$H_3 = 9\text{m},\ Q_3 = E_{xH_3} = 1319.19\ \text{kN}$$

(3) 扶臂水平和垂直向拉力计算。

扶臂水平向受板面给予的拉力作用，垂直向受踵板给予的拉力作用，其拉力值分别等于板与扶臂结合处剪力和踵板与扶臂结合处剪力。可按公式（4-69）和公式（4-70）计算。

3. 扶臂强度验算与配筋计算

(1) 扶臂背弯曲拉筋的配筋计算。扶臂高 $H_1=25$ 米截面：

$$M_1 = 84824.25\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

T 型截面如图 5-28.(a)。$b'=700$cm，$b=100$cm，$a=10$cm，$h=1390$cm，$h'=60$cm。

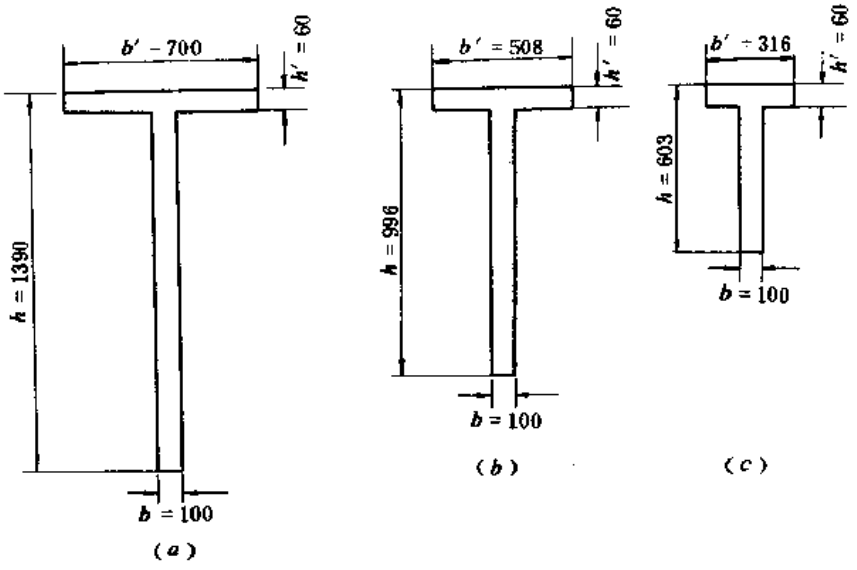


图 5-28 T 形截面梁（单位：cm）

$$h_0 = 1390 - 10 = 1580\text{cm}$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) = 700 \times 60 \times 1050\left(1380 - \frac{60}{2}\right)$$

$$= 5.9535 \times 10^{10}\text{N} \cdot \text{cm}$$

$$KM = 1.5 \times 84824.25 \times 10^5 = 1.27 \times 10^{10}\,\mathrm{N \cdot cm}$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) > KM$$

受压区位于翼缘内：

$$A_0 = \frac{KM}{b'h_0^2R_w} = \frac{1.5 \times 84824.25 \times 10^6}{7000 \times 13800^2 \times 10.5} = 0.0091$$

查附录表 1，得 $\alpha = 0.0091$。

采用Ⅱ级钢筋（16Mn）

$$\mu = \alpha\frac{10.5}{340} = 0.009\,\frac{10.5}{340} = 0.028\%$$

$$A_g = \mu b'h_0\cos\omega = 0.028\% \times 700 \times 1380\cos 26^\circ = 243.10\mathrm{cm}^2$$

实际配筋率：

$$\mu' = \frac{A_g}{h_0 b} = \frac{243.10}{1580 \times 100} = 0.15\%$$

配置 3 排束筋，第一排㉑7×3 Φ 25，$A_g = 103.09\mathrm{cm}^2$；第二排㉒7×3 Φ 25，$A_g = 103.09\mathrm{cm}^2$；第三排㉓4×2 Φ 25，$A_g = 39.27\mathrm{cm}^2$；$\Sigma A_g = 245.45\mathrm{cm}^2$。

扶臂高 $H_2 = 17$ m 截面：

$$M_2 = 26671.47\ \mathrm{kN \cdot m}$$

T 形截面如图 5-28（b）。

$$b' = b + \frac{H_i l}{H} = 100 + \frac{1700 + 600}{2500} = 508\mathrm{cm}$$

$$b = 100\mathrm{cm},\ a = 7\mathrm{cm},\ h = 996\mathrm{cm},\ h_0 = 996 - 7 = 989\mathrm{cm}$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) = 508 \times 60 \times 1050\left(989 - \frac{60}{2}\right)$$

$$= 3.0692 \times 10^{10}\mathrm{N \cdot cm}$$

$$KM = 1.5 \times 26671.47 \times 10^5 = 0.4 \times 10^{10}\mathrm{N \cdot cm}$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) > KM$$

受压区在翼缘内：

$$A_0 = \frac{KM}{b'h_0^2R_w} = \frac{1.5 \times 26671.47 \times 10^6}{5080 \times 9890^2 \times 10.5} = 0.008$$

查附录表 1，得 $\alpha = 0.008$。

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.008 \times \frac{10.5}{340} = 0.025\%$$

$$A_g = \mu b'h_0\cos\omega = 0.025\% \times 508 \times 989 \times \cos 26^\circ$$

$$= 112.86\mathrm{cm}^2$$

实际配筋率 $\mu = \dfrac{112.86}{100 \times 989} = 0.11\%$

配置 2 排束筋，第一排㉔7×2 Φ 25，$A_g = 68.73\mathrm{cm}^2$；第二排㉕7×2 Φ 25，$A_g = 68.73\mathrm{cm}^2$；$\Sigma A_g = 137.46\mathrm{cm}^2$

扶臂高 $H_3=9$ m 截面：

$$M_3 = 3957.57\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

T 型断面如图 5-28 (c)，$b=100$cm，$a=4$cm，$h=603$cm，$h_0=603-4=599$cm。

$$b' = b + \frac{H_2 l}{H_1} = 100 + \frac{900\times 600}{2500} = 316\text{cm}$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) = 316\times 60\times 1050\left(599 - \frac{60}{2}\right) = 1.13\times 10^{10}\ \text{N}\cdot\text{cm}^2$$

$$KM = 1.5\times 3957.57\times 10^5 = 5.936\times 10^8\text{N}\cdot\text{cm}^2$$

$$b'h'R_w\left(h_0 - \frac{h'}{2}\right) > KM$$

受压区在翼缘内：

$$A_0 = \frac{KM_3}{b'h_0^2R_w} = \frac{1.5\times 3957.57\times 10^6}{3160\times 5990^2\times 10.5} = 0.005$$

查附录表 1，得：

$$\alpha = 0.005$$

$$\mu = \alpha\frac{R_w}{R_g} = 0.005\,\frac{10.5}{340} = 0.016\%$$

$$A_g = \mu b' h_0\cos\omega = 0.016\%\times 316\times 599\times\cos 26^\circ = 27.22\text{cm}^2$$

实际配筋率 $\mu' = \frac{A_g}{bh_0} = \frac{27.22}{100\times 599} = 0.037\%$

配置⑳7 Φ 25，$A_g=34.36\text{cm}^2$。

扶臂弯曲筋沿墙高布置如图 5-29。

(2) 扶臂水平及垂直拉筋的计算。

1) 水平拉筋的计算，水平拉筋承受的剪力按下式计算。

$$Q = \frac{1}{2}\sigma_j l = \frac{1}{2}\times 59.07\times 6 = 177.21\ \text{kN}$$

需配置的钢筋面积：

$$A_g = \frac{KN}{A_g} = \frac{1.5\times 177.21\times 10^3}{240} = 1.108\times 10^3\text{mm}^2$$

$$= 11.08\text{cm}^2$$

在沿墙高方向顶部$\frac{1}{4}H_1$段及底部$\frac{1}{8}H_1$段用半值，$\frac{1}{2}A_g=5.54\text{cm}^2$，其余部分用全值。在沿墙高方向顶部$\frac{1}{4}H_1$及底部$\frac{1}{8}H_1$段配置㉗3φ16，$A_g=6.03\text{cm}^2$，在其余部分配置㉘4φ19，$A_g=11.34\text{cm}^2$。

水平拉筋呈⊔型，在墙胸侧套固在垂直向钢筋上，贯穿全部墙身。

2) 垂直拉筋的计算，垂直拉筋承受的最大剪力按下式计算。

$$Q = \frac{1}{2}\Sigma W l = \frac{1}{2}\times 287.95\times 6 = 863.85\ \text{kN}$$

需配置的钢筋面积：

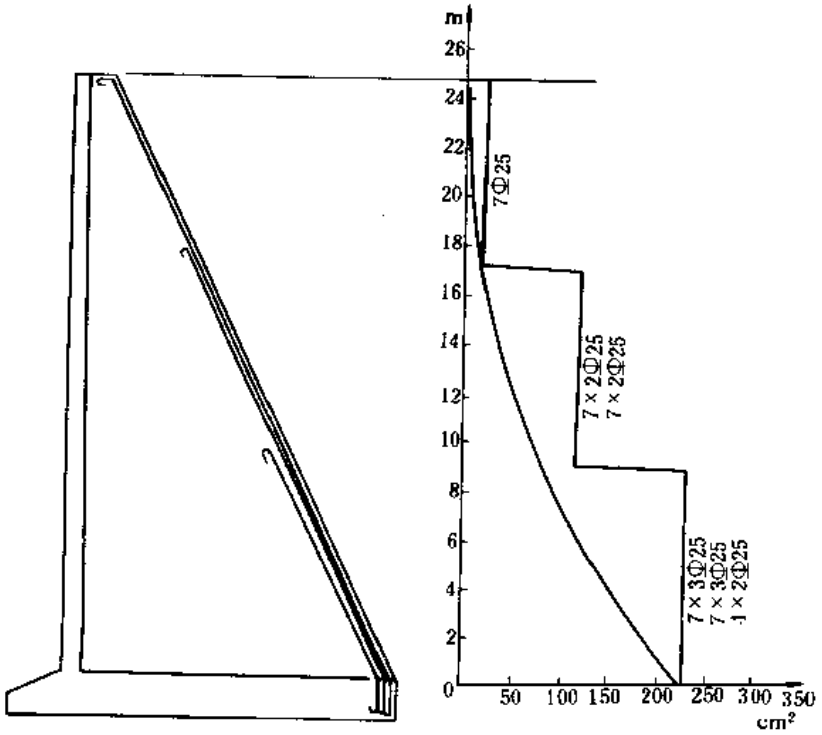


图 5-29　扶臂弯曲筋沿墙高分布

$$A_g=\frac{KN}{R_g}=\frac{1.5\times 863.85\times 10^3}{240}=5.40\times 10^3\text{mm}^2=54\text{cm}^2$$

在踵板末端$\frac{1}{3}B_1$段用全值，在中$\frac{1}{3}B_1$段用半值，即$\frac{1}{2}A_g=27\text{cm}^2$；在靠近立墙$\frac{1}{3}B_1$段用全值的$\frac{1}{3}$，即$\frac{1}{3}A_g=8\text{cm}^2$。

在末端$\frac{1}{3}B_1$段配束筋㉙$2\times 5\phi 26$，$A_g=53\text{cm}^2$；中$\frac{1}{3}B_1$段配束筋㉚$2\times 5\phi 19$，$A_g=28.40\text{cm}^2$；靠近立墙$\frac{1}{3}B_1$段配㉛$5\phi 22$，$A_g=19.00\text{cm}^2$。

垂直拉筋也呈⊔型，底部套固在踵板底层横向钢筋上，上部伸入扶臂内不小于搭接长度。

第六节　无锚板桩设计

一、计算条件

某水闸工程采用木板桩做施工围堰，板桩前后土的重度$\gamma=17\ \text{kN/m}^3$。土的内摩擦角$\phi=30°$，板桩墙悬臂高度$h=4.0\ \text{m}$，采用东北落叶松木，容许弯曲拉应力$[\sigma_t]=7.5\ \text{MPa}$，最小厚度大于15cm，容许弯曲拉应力可增大15%，设计采用$[\sigma_t]=7.5\times 1.15=8.63\ \text{MPa}$。

二、初拟板桩入土深度

初拟板桩入土深度$t_0=3.5\ \text{m}$。

三、作用在板桩上的土压力计算

作用在板桩上的土压力按朗肯公式计算：

$$K_a = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = 0.33$$

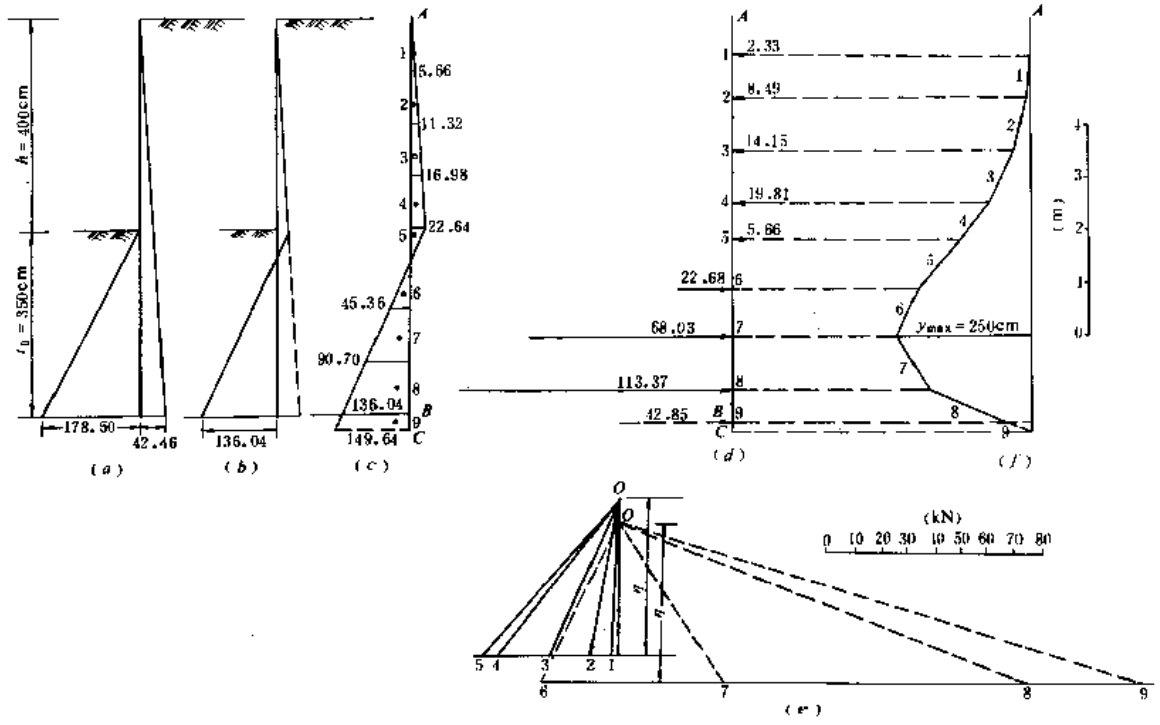


图 5-30　无锚板桩图解法（单位：kN）

墙后最大主动压力强度［图 5-30（a）］ P_a

$$P_a = \gamma(h + t_0)K_a = 17 \times (4 + 3.5) \times 0.33 = 42.46\ \mathrm{kPa}$$

$$K_b = \mathrm{tg}^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) = 3.0$$

墙前最大被动土压力强度［图 5-30（a）］

$$P_p = \gamma t_0 K_b = 17 \times 3.5 \times 3 = 178.5\ \mathrm{kPa}$$

四、验算板桩的入土深度

采用图解法验算板桩入土深度。

（一）将板桩前后土压力图形叠加

叠加后的土压力图形，如图 5-30（b）。

（二）将叠加图形以若干集中力代替

将其分成高度 1.0 m（其中第 5 块高 0.5 m）的小面积，每小面积顶部和底部土压力强度如图 5-30（c）。各小面积重心相应的集中力如图 5-30（d）。

（三）作力的多边形图和多边形力矩图

在图 5-30（e）中选定极点 O，极矩 η_0 为作图清楚，选两个极点 O 和极距 η_0 根据图 5-30（d）中各小面积代表力的大小作力多边形如图 5-30（e）。根据力的多边形按推平行线的

方法，在图 5-30（f）中画索线（索线折点通过力的作用点），作出索多边形力矩图。

按初拟 $t_0=3.5$ m，最后一概括索线不能与 AB 闭合，证明初拟深度 $t_0=3.5$ m 不够。

将板桩埋入深度增加 0.3 m 到图 5-30（f）中 C 点。增加小面积及小面积所代表的集中力，用虚线表示。在力多边中增加力 9，在索多边形中增加索线 9，该索线恰好与 AC 线闭合，说明增加后的埋入深度 3.8 m，为所求合适的埋入深度。设计中采用的最小入土深度 t_{min} 为：

$$t_{min}=1.2t_0=1.2\times 3.8\ \text{m}=4.56\ \text{m}$$

五、作用在板桩的最大弯矩计算

在索多边形力矩图上量最大横坐标 $y_{max}=2.5$ m，在力多边形上量得极距 $\eta=60$ kN。

$$M_{max}=\eta y_{max}=60\times 2.5=150\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

六、板桩厚度计算

（1）板桩截面抵抗矩：

$$W=\frac{M_{max}}{[\sigma_l]}=\frac{150\times 10^6}{8.63}=17.38\times 10^5\text{mm}^3$$

（2）板桩厚度：

$$\delta=\sqrt{\frac{6W}{b}}=\sqrt{\frac{6\times 17.38\times 10^5}{1000}}=322.92\text{mm}=32\text{cm}$$

第六章　挡土墙的冻害与防冻害设计

第一节　挡土墙冻害破坏特征

一、概述

在挡土墙设计中，作用于挡土墙上的土压力通常按库仑或朗肯理论计算。在寒冷地区，冬季墙后部分或全部填土将处于冻结状态。处于冻结状态的土将对墙产生一种冻胀力，通常称水平冻胀力。对于低墙，这种水平冻胀力将完全取代夏季按库仑或朗肯理论算出的土压力，如图 6-1(*a*)。对于高墙，有可能同时受土压力和水平冻胀力的作用，如图 6-1(*b*)。

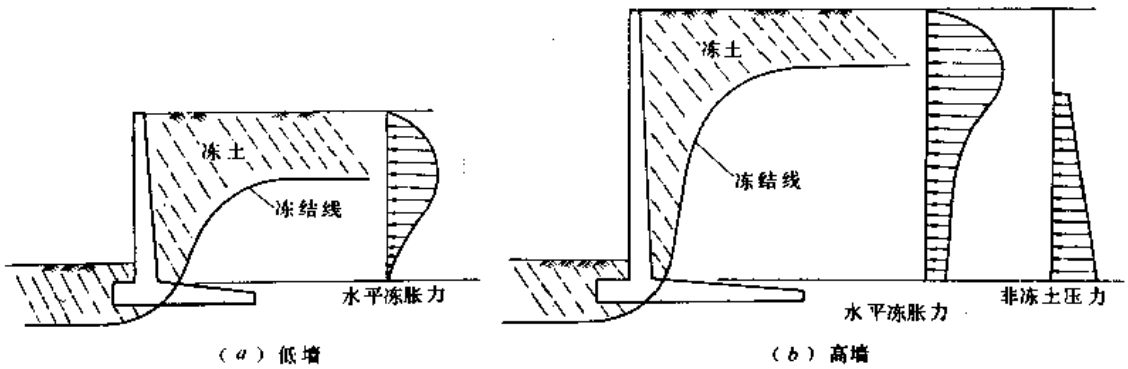


图 6-1　冬季作用挡土墙上的侧压力

目前尚没有一种完善的理论解决冬季挡土墙后水平冻胀力的计算问题。由于冻土地区挡土墙设计多按非冻土理论计算土压力，显然计算出的土压力不符合冻结期实际的受力状态，这是冻土地区挡土墙产生冻害破坏的主要原因。

二、挡土墙冻害破坏特征

冻结期，当墙后回填冻胀性土时，挡土墙后产生的水平冻胀力将大于原设计中的非冻结土压力，这时挡土墙就可能产生整体稳定破坏或局部强度破坏。

（一）挡土墙在水平冻胀力作用下的前倾变位

挡土墙前倾变位过大和前倾变位随整个冻结期周期性变化，是寒冷地区挡土墙前倾变位的主要特征（图 6-2）。目前为止，冻土地区挡土墙的断面尺寸多是按非冻结土理论设计的，其整体稳定性和结构强度是与此相适应的。当墙后水平冻胀力远大于非冻结土压力时，挡土墙将失去稳定。对于土基，挡土墙基础通常置于冻层以下，在过大的水平冻胀力作用下将使挡土墙前趾给予地基的压应力过大，致使地基应力大小比超过容许值，进而导致不均匀沉陷。由于不均匀沉陷，将使挡土墙产生前倾变位。对于岩基，也常由于在水平冻胀力作用下的倾复力矩大于抗倾力矩，而导致挡土墙产生前倾变位。

按非冻结土算出的作用于挡土墙上的主动土压力是土压力中最小值，可视为一个常量，而作用于墙后的水平冻胀力的大小和分布则随墙后土体冻结和融化过程而变动。因此挡土

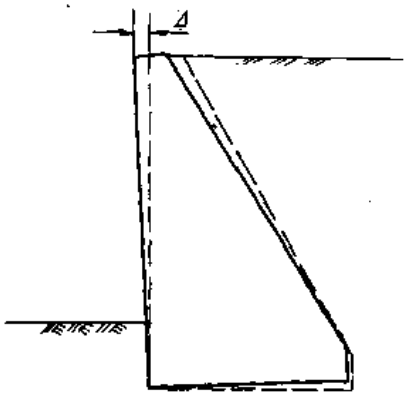


图 6-2　前倾变位

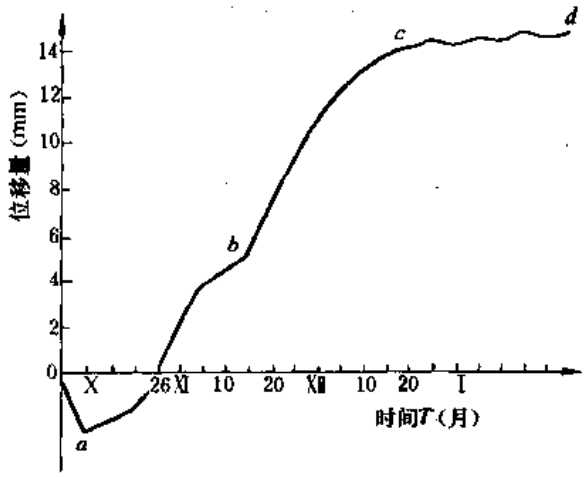


图 6-3　冻结过程中 L 形挡土墙变位曲线（多年冻土区）

墙的前倾变位也随之相应变化。图 6-3 是我国某挡土墙冻结期变位观测资料，图 6-4 是日本模型挡土墙冻结和融化期的变位过程。在冻结末期或融化开始期产生最大前倾值，在融化过程中开始向原位恢复，但每年都要留有残余变位。这些残余变位的累积是造成冻土地区挡土墙在外观上前倾变位大的根本原因。

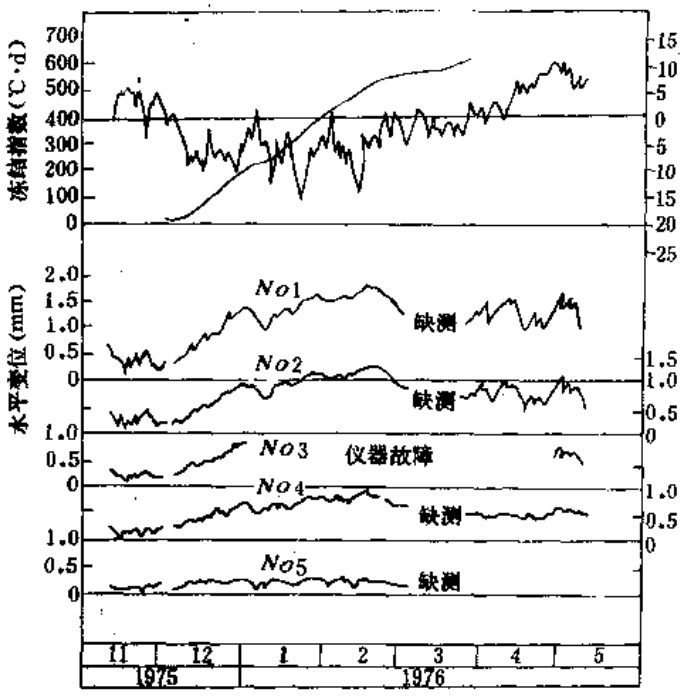


图 6-4　挡土墙在水平冻胀力作用下变位随时间的变化（季节冻土地区）

挡土墙前倾变位过大，常使挡土墙永久缝间止水被扯断，进而导致侧向渗径短路，严重的前倾变位有时导致倾倒破坏。

对于浅基挡土墙，冻结期由于前趾地基土冻结承载能力增大，不致产生大的前倾变位，但在融化初期，前趾处地基土可能先融化，承载力大幅度降低，而墙后填土中还可能有未融化的冻土核，即墙后水平冻胀力尚未完全消失，这种情况也可能导致大的前倾变位。

（二）挡土墙在水平冻胀力作用下的强度破坏

1. 水平裂缝

挡土墙在水平冻胀力作用下，原设计断面不能满足强度要求时，便由于受弯或受剪产生沿墙长方向的纵向（水平）裂缝，如图 6-5。

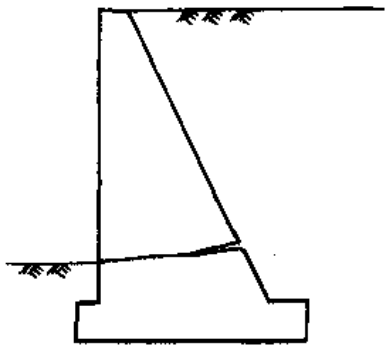


图 6-5　水平裂缝

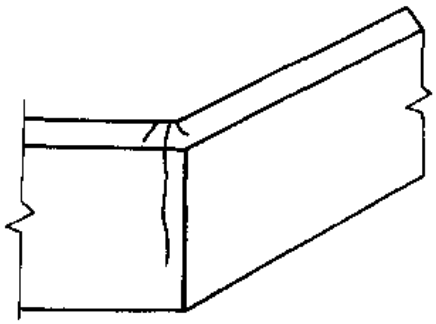


图 6-6　拐角裂缝

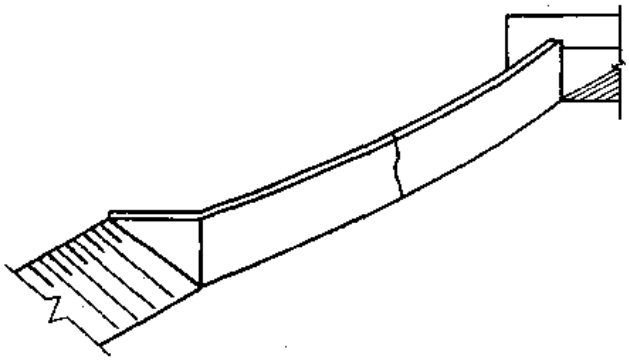


图 6-7　长墙的竖向裂缝

2. 拐角处裂缝

挡土墙在拐角处裂缝（图 6-6），在寒冷地区相当普遍。这种裂缝宽度有的细如发丝，有的达几厘米。挡土墙在拐角处受三向冻结，即冷空气由填土表面和两个墙体表面侵入墙后土体，致使拐角处土的冻结深度远大于其他部位，相应产生较大的两个方向的水平冻胀力，又由于拐角处墙体在水平冻胀力作用下其变位受到约束，使水平冻胀力变大。从结构特点看，在拐角处易产生应力集中，这些条件是使挡土墙拐角处产生裂缝的主要原因。

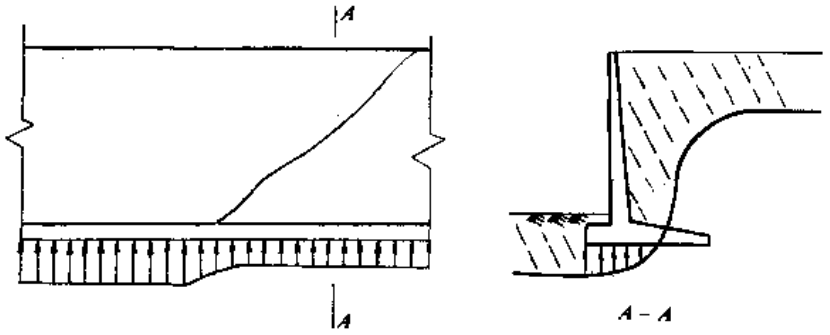


图 6-8　斜裂缝

3. 长墙的竖向裂缝

在寒冷地区，当挡土墙的分段长度较大，且两端受一定约束时（图 6-7）时，常在墙体

中段产生竖向裂缝。这是因为挡土墙在纵向中部自由度大，在水平冻胀力作用下产生大的前倾或水平变位。致使纵向中部所受弯矩也大，往往在受弯矩最大处产生竖向裂缝。

4. 斜裂缝

当挡土墙基础置于冻层以内时，常由于地基的不均匀冻胀和融沉使挡土墙在竖直方向受力而产生斜裂缝，如图 6-8。

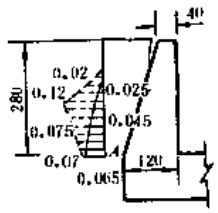
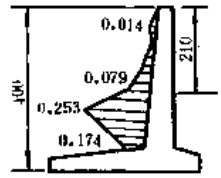
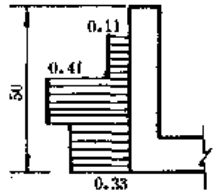
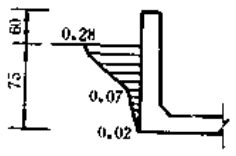
第二节 水平冻胀力的特性

在冻土地区，挡土墙的冻害主要是由于过大水平冻胀力作用的结果，为分析冻害成因和进行防冻害设计，首先应了解水平冻胀力的特征。

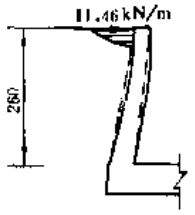
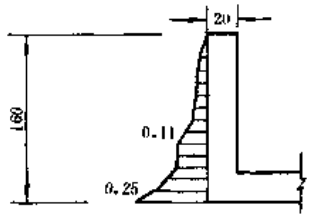
一、水平冻胀力的试验值

日本北海道开发局和我国的中科院冰川所、西北铁路科研所、黑龙江省水利科研所、黑龙江省低温建筑科研所在室内和室外进行了大量的水平冻胀力试验，部分试验结果如表 6-1。

表 6-1　　水平冻胀力试验成果

支挡建筑物及冻胀压力图形	试验条件及冻胀压力的分布特点	试验单位及地点
	墙体刚度大，温度引起的墙体热变形很小。墙后回填粘性土，含水量沿深度增加，顶部含水量低于塑限。由于土的冻缩作用，顶部填土与墙体分离，顶部缝宽 4.5cm，缝深 130cm，顶部没有冻胀力作用。1979～1980 年观测，冻胀力呈上小下大分布。1980～1981 年观测，冻胀力呈上小中部偏大分布	黑龙江省水利勘测设计院；黑龙江省低温研究所；黑龙江省巴彦县东风水库试验工程（1980 年） 注：图中 A 点以下未测； 实线：1979～1980 年 虚线：1980～1981 年
	墙顶填土含水量小，含水量沿深度增加。墙前填土较高，墙后回填亚粘土，冻胀力最大值偏于墙体下部	铁道科学院西北所；青藏高原风火山试验站（1977 年）
	室内试验，墙体刚度大，温差引起的热变形不大，墙后回填亚砂土，含水量沿深度均高于塑限，冻胀力呈上部和下部小，中间大的形式分布	中国科学院兰州冰川冻土研究所。室内试验（1978 年）
	墙体单薄，白天因温差引起的热变形较大，墙后回填粘性土、冻胀压力呈上大下小的倒三角形分布	日本北海道槻加内地区，槻加内干渠上试验工程（1974 年）

续表

支挡建筑物及冻胀压力图形	试验条件及冻胀压力的分布特点	试验单位及地点
	墙体单薄，白天因温差引起的热变形较大，使墙体向填土反方向鼓，墙后回填粘性土，冻胀力集中作用于墙顶	日本北海道美嘴地区，北海道干渠上试验工程（1975年）
	现场模拟试验挡墙，墙背回填亚粘土，含水量约30%，接近液限含水量，最大冻胀量14.2cm（1982～1983年），冻前地下水位140cm，最低时为300cm。冻胀力呈上小下大三角形分布	黑龙江省水利科研所方家试验场（1983年）

注 尺寸单位为cm，水平冻胀力单位为MPa。

根据现场和实验室的试验结果，在相似水分和冻结条件下，亚粘土、亚砂土、砾石土及粗砂水平冻胀力之比为1∶0.75∶0.67∶0.2。几种典型土的水平冻胀试验结果如表6-2。

表6-2　　几种典型土的水平冻胀力　　单位：kPa

水平冻胀力 \ 典型土	亚粘土	亚砂土	砾石土	粗砂
平均值	304	129	134	58
极值	430	317	281	78

二、填土含水状态对水平冻胀力大小和分布的影响

水工建筑物常常在有水条件下运用。在渗流作用下，墙后填土常处于浸水条件，因此在研究水工建筑物挡土墙水平冻胀力的大小和分布时，应首先分析墙后填土在冬季的水分状态。挡土墙后冬季填土的水分状态取决于冻前填土含水量和墙后水位以及由墙后水位构成的外水补给条件。在通常情况下，墙后填土含水量沿深度增加，如填土表面含水量低于起始冻胀含水量，在这种情况下，表层填土会产生冻缩，致使填土和墙背分离，挡土墙顶部一定深度内无任何侧向力作用，这时墙后水平冻胀力的最大值将偏于下部，如图6-9（a）。

当挡土墙后填土上层由于渗流、积水和秋雨渗透等含水量大，又墙后地下水位高，这时水平冻胀力的最大值将偏于上部，如图6-9（b）。

三、墙体结构特性对水平冻胀力大小和分布的影响

墙体结构特性包括挡土墙的结构形式、高度、墙体刚度、墙身厚度等。上述墙体结构特性将影响墙体在水平冻胀力作用下的变位或变形的形式和大小。墙体厚度将直接影响墙后冻结层的厚度。挡土墙变位或变形大小及墙后冻结层厚度，必将影响水平冻胀力的大小

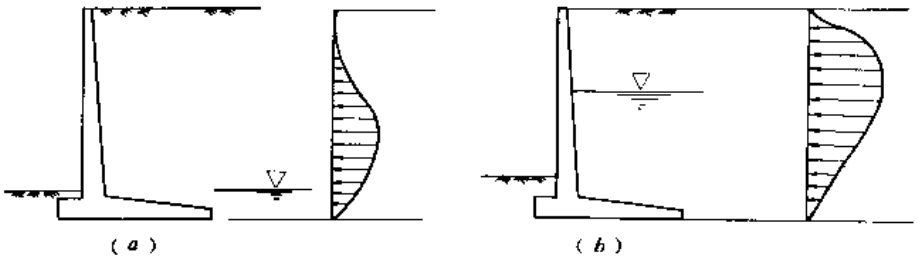


图 6-9　填土含水状态对水平力大小和分布的影响

和分布。

按水工挡土墙墙体厚度、刚度和变形特点，大致可分为二类，一类为墙体厚度和刚度较大的挡土墙，如重力式和衡重式挡土墙，另一类为墙体厚度和刚度小的挡土墙如悬臂式、板桩式挡土墙。

对于墙体厚度较大的重力式挡土墙，在水平冻胀力作用下主要表现为整体变位，墙体的变形则可以忽略不计。

对于墙体厚度和刚度较小的悬臂式挡土墙，在水平冻胀力作用下，除墙整体变位外，墙体本身也将产生变形。挡土墙变位或变形将使作用于墙后的水平冻胀力释放和松弛，因而减小或消失。上述两种挡土墙由于墙体变位，变形形式和大小不同，必将影响水平冻胀力的大小和分布。墙体厚度对水平冻胀力大小和分布的影响也不容忽视。如同样高度为 6m 的重力式和悬臂式挡土墙，如图 6-10。当地冻深 1.5m，墙后填土水分状态相同，在忽略墙体

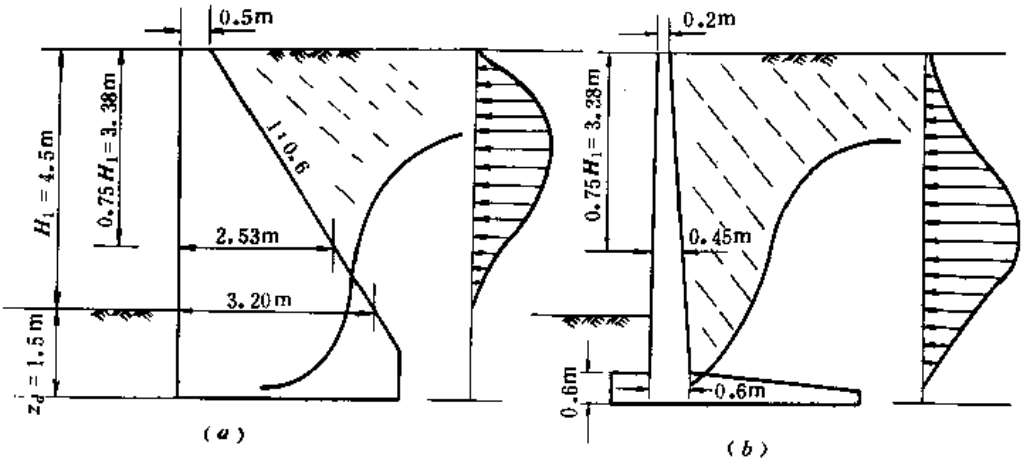


图 6-10　墙体厚度对水平冻胀力大小和分布的影响

变位、变形不同影响因素情况下，由于墙体厚度不同也将会使墙后水平冻胀力的大小和分布产生较大差异。对于重力式挡土墙［图 6-10 (a)］，墙前地面以上 $0.75H_1$ 处墙体厚度达 2.53 m，此处墙后填土将不存在或存在很薄的冻结层，而对于悬臂式挡土墙［图 6-10 (a)］，墙前地面以上 $0.75H_1$ 处墙体厚度仅 0.45 m，墙后将存在较厚的冻结层。由于冻结层在墙后厚度不同，必将影响墙后水平冻胀力的大小和分布。

挡土墙后填土在冻结期顶部一定范围内将受双向冻结的影响。而随着墙高的增加，顶部填土面方向冻结的影响将逐渐减弱，直到消失。对于低墙和冻结深度大的情况，可能墙后填土全在双向冻结影响范围之内［图 6-11（a）］，而对于高墙下部则常表现为单向冻结［图 6-11（b）］。

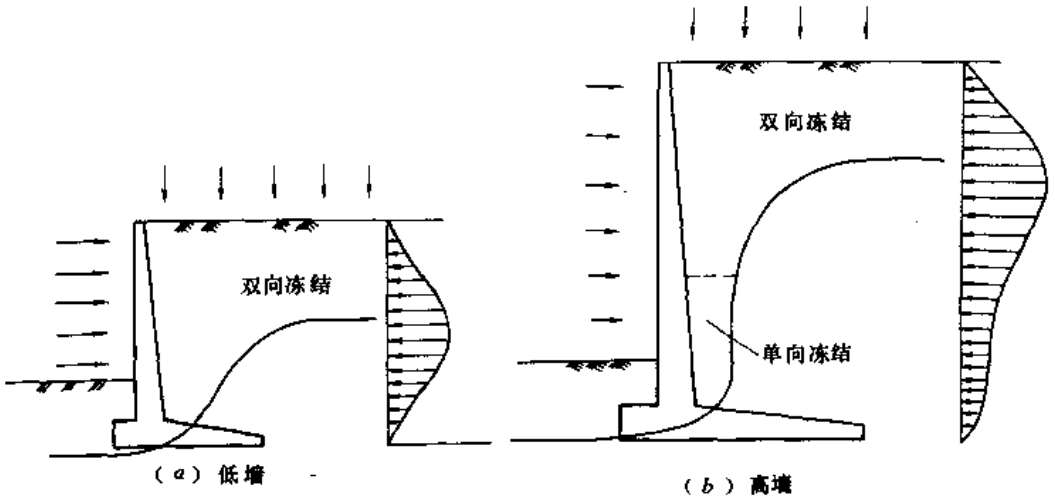


图 6-11　墙高对水平冻胀力大小和分布的影响

由于单双向冻结特性不同，也必将影响水平冻胀力的大小和分布。

四、墙体温度变形对水平冻胀力大小和分布的影响

在冬季，墙体外表面和墙背临土面温度不同，此温度差可引起薄的墙体产生挠曲变形，墙体的挠曲变形将影响墙后水平冻胀力的大小和分布。日本北海道开发局对渠道轻型挡土墙做了大量试验，根据墙体温度变形对水平冻胀力大小和分布影响的规律，提出计算水平冻胀力的方法，日本北海道开发局的试验结果表明，冬季白天墙面温度高，墙背临土面温度低，由于墙面和墙背温度差，墙体将产生向墙前挠曲，墙顶向后推挤冻土，如图 6-12（a）。这时冻胀力将分布在墙顶，甚至可假定水平冻胀力作为一种集中力 P 作用于墙顶。夜间墙表面温度低而墙背临土面温度高，墙体温度差将使墙体产生向填土侧挠曲，如图 6-12（b）。这时水平冻胀力将以分布荷载形式作用于墙体。

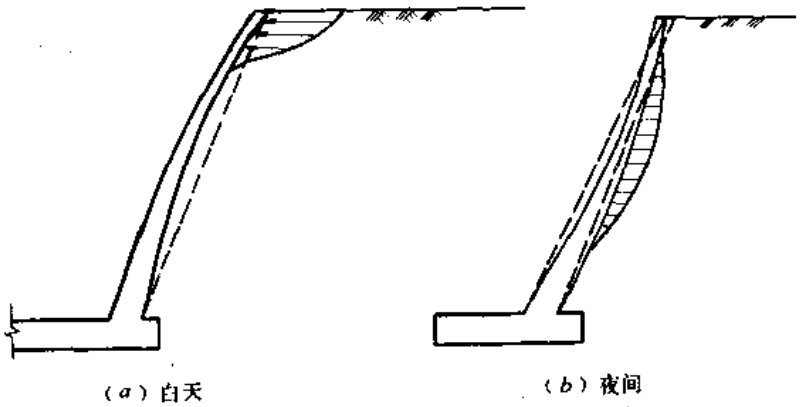


图 6-12　墙体变形对水平冻胀力大小和分布的影响

第三节　挡土墙防冻害设计方法及设计原则

一、挡土墙防冻害的设计方法

挡土墙的防冻害设计主要有两个途径，其一是削弱、消除产生冻害的成因，达到防冻害的目的；其二是增大墙体断面，使之满足在水平冻胀力作用下的稳定和强度要求，进而达到防冻害的目的。按以上两个途径，在具体设计方法上分以下三种。

（一）将水平冻胀力作为一种外荷载的设计方法

将冻结期水平冻胀力作为一种外荷载作用于挡土墙，并与其他作用荷载组合，使挡土墙的设计断面在上述荷载作用下满足整体稳定和强度要求。

1. 水平冻胀力的计算

水平冻胀力假定按图 6-13 中形式分布。

墙高 $0.375H_t$、$0.75H_t$ 及 H_t 三个控制点的水平冻胀力强度值按式（6-1）计算。

$$\sigma_h = 0.7C_i m_\sigma \sigma_{hm} \qquad (6\text{-}1)$$

其中

$$m_\sigma = 1 - \left(\frac{[S_{di}]}{\Delta h_\sigma}\right)^{0.5}$$

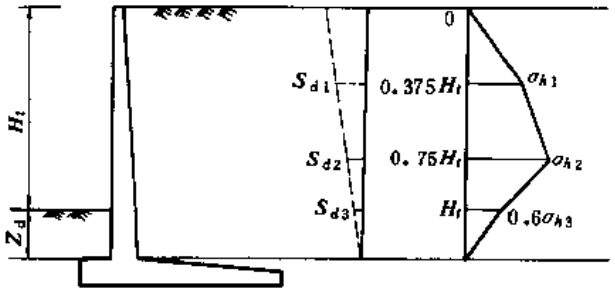


图 6-13　水平冻胀力的计算

式中　σ_h——计算深度 h_i 处水平冻胀力强度值；

σ_{hm}——水平冻胀力强度的标准值，在无试验资料时可参照表 6-3 选取；

C_i——墙背边坡修正系数，按表 6-4 选用；

m_σ——计算点墙体位移水平冻胀力衰减系数；

$[S_{di}]$——计算点墙体容许位移量（cm），按表 6-5 确定；

Δh_σ——填土在天然状态下的冻胀量，在无试验资料时，可参照表 6-3 确定。

表 6-3　　水平冻胀力的标准强度值 σ_{hm} 及冻胀量 Δh_σ

冻胀性类别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
σ_{hm}（kPa）	<50	50～100	100～150	150～200	200～250
Δh_σ（cm）	≤2	2～5	5～12	12～22	>22

表 6-4　　挡土墙背边坡修正系数 C_i

墙背坡比	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
C_i	1.00	0.900	0.850	0.810	0.790	0.785	0.780	0.775	0.770	0.765	0.760

表 6-5　　挡土墙容许位移值 $[S_d]$

挡土墙结构类型	$[S_d]$ (cm) 垂直方向	水平方向
重力式挡土墙	2.5	$S_{d1}=(0.001\sim0.002)(0.625H_t+Z_d)$ $S_{d2}=(0.001\sim0.002)(0.25H_t+Z_d)$ $S_{d3}=(0.001\sim0.002)Z_d$
悬臂式挡土墙	5.0	$S_{d1}=(0.006\sim0.01)(0.625H_t+Z_d)$ $S_{d2}=(0.006\sim0.01)(0.25H_t+Z_d)$ $S_{d3}=(0.006\sim0.01)Z_d$
整体 U 形槽	3.0	$S_{d1}=(0.004\sim0.005)(0.625H_t+Z_d)$
其他型式钢筋混凝土挡土墙	5.0	$S_{d2}=(0.004\sim0.005)(0.25H_t+Z_d)$ $S_{d3}=(0.004\sim0.005)Z_d$

注 表中容许水平位移量按挡土墙等级选用，等级高者取小值。

2. 在冻胀力作用下的稳定和强度验算

(1) 挡土墙的抗倾覆稳定验算。按《渠系建筑物工程抗冻胀设计规范》(SL 23—91) 规定，在冻胀力作用下的抗倾覆稳定按式 (6-2) 计算。

$$K_1=\frac{M_p}{M_h}\geqslant[K_1] \tag{6-2}$$

式中　K_1——挡土墙计算抗倾覆安全系数；

$[K_1]$——挡土墙容许抗倾覆安全系数，Ⅳ、Ⅴ级建筑物取 1.05；Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ级建筑物取 1.10；

M_h——倾覆力矩（包括其他力产生的倾覆力矩）；

M_p——抗倾覆力矩。

(2) 挡土墙的强度验算。挡土墙外露墙高 H_t 处断面强度应满足式 (6-3) 要求。

$$K_2=\frac{M_\sigma}{M_i}\geqslant[K_2] \tag{6-3}$$

式中　K_2——挡土墙计算强度安全系数；

M_σ——挡土墙计算断面的破坏弯矩；

M_i——挡土墙计算断面的冻胀力矩；

$[K_2]$——挡土墙强度容许安全系数，4、5 级建筑物取 1.05；1，2，3 级建筑物为 1.10。

(3) 在冻胀力作用下稳定和强度验算中几个问题的讨论。将水平冻胀力作为一种外荷载，并计算出其大小和分布，同其他荷载组合进行稳定和强度验算，这种计算方法的提出为冻土地区挡土墙的设计开辟了一种新途径，但尚有以下一些问题，有待进一步探讨。

1) 水平冻胀力标准值的选取。目前国内外一些水平冻胀力的试验值（表 6-1 和表 6-2），由于其影响因素复杂，变化范围很大，水平冻胀力标准值的选取，尚需通过在不同边界条件下的大量试验，做进一步论证。

2) 水平冻胀力分布的标准形式。水平冻胀力分布形式受多种因素影响，宜根据其主要影响因素给出两三种典型分布形式，不宜采用单一的分布形式。墙后填土水分状态、墙体厚度、冻深与墙高比等是影响水平冻胀力分布的主要因素，不容忽视。

3) 冻深和墙高比对水平冻胀力大小和分布的影响。冻深和墙高比 $\frac{Z_d}{H}$ 是影响水平冻胀力大小和分布的主要因素。应当进一步研究不同冻深和墙高比条件下的水平冻胀力分布。

4) 在水平冻胀力作用下各种水工挡土墙的容许垂直和水平位移值的确定。应结合挡土墙的运用条件、结构形式和构造特点做具体分析，挡土墙的垂直位移可能由基底法向冻胀力作用，产生向上位移（切向冻胀力一般难以使挡土墙产生上移），也可能由于地基沉陷向

下位移，后者将是不均匀的。在外观上将表现为挡土墙倾覆。按抗滑稳定要求，不容许整个墙体产生水平滑移。因此容许水平位移概念，只能理解为墙身沿高度各点由于前倾产生的水平位移量，而在前趾处应当为零。

5）抗倾稳定验算与地基应力验算。在非岩石地基上修建的挡土墙，其抗倾稳定性和地基应力验算二者是相互联系的。在一般情况下，抗倾稳定安全系数大于 1.5 的条件多可满足，但地基应力大小比容许承载力常不能满足要求。当抗倾稳定安全系数降到 1.05～1.10 时，上述要求将更难满足，甚至后趾会出现负值，这是不容许的。应当把在水平冻胀力作用下的地基承载力验算和应力大小控制做为稳定验算的主要内容。

6）强度验算中安全系数的选取。结构强度的安全系数应根据不同材料、建筑物等级及荷载组合情况确定。水平冻胀力只能做为一种特殊荷载，与其他荷载组合，按特殊荷载组合情况确定其相应的安全系数，不宜统一采用 1.05～1.1 的强度安全系数。

7）墙前水平冻土抗力的考虑。墙前冻土会产生水平冻胀抗力，这部分冻胀抗力如何考虑，尚待研究。

3. 按常规和考虑水平冻胀力作用下的挡土墙设计实例

图 6-14 为一扶臂式挡土墙，按常规和冻结期考虑冻胀力的两种计算指标及计算结果，列于表 6-6。从实例中可说明上述需探讨的一些问题。

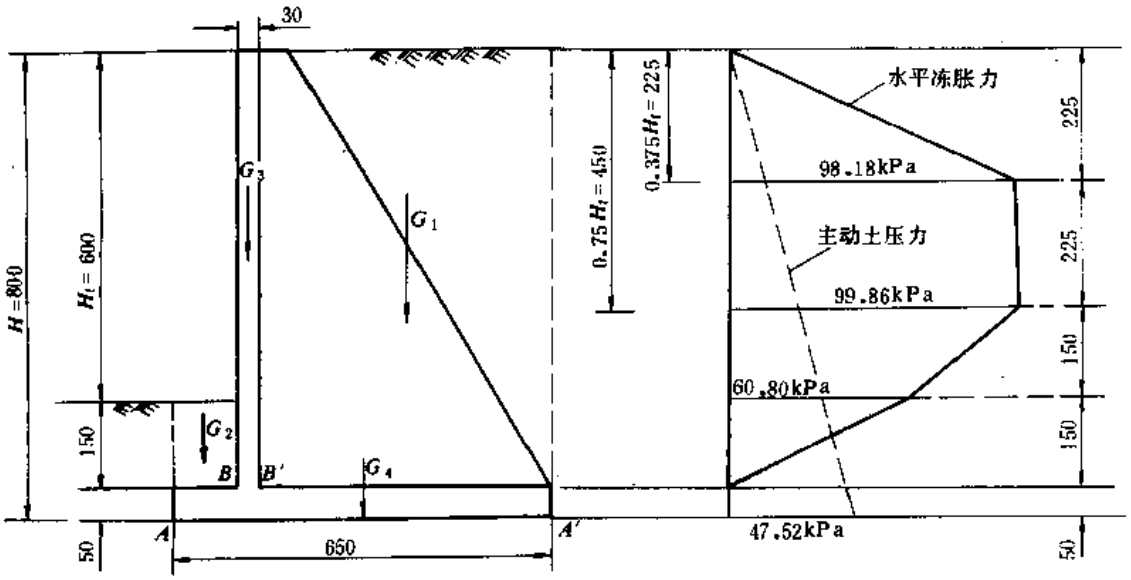


图 6-14　主动土压力与水平冻胀力（单位：cm）

通过本设计实例可说明以下几个问题

（1）按常规方法计算挡土墙的抗滑稳定、抗倾稳定、地基承载力及地基应力大小比均满足要求。

（2）按考虑水平冻胀力的方法进行整体稳定验算，反映出以下几个问题：

1）前趾应力超过地基容许承载力，后趾出现拉应力，地基应力大小比远超过容许值；

2）滑动力大于抗滑力，抗滑稳定安全系数 K_c 小于 1；

表 6-6　　按常规和按水平冻胀力作用两种方法计算结果比较

项目 \ 计算条件		按常规方法设计（非冻结期）	考虑水平冻胀力方法设计（冻　结　期）	说　　明
设计指标		$\phi=30°$，$\gamma=18\ kN/m^3$，$f=0.35$，$[R]=250\ kPa$	$Z_d=1.5\ m$，$\sigma_{hm}=150\ kPa$ $C_i=1.0$，$\Delta h_d=10cm$	1. 水平冻胀力比主动土压力大 2.63 倍； 2. 水平冻胀力对前趾端点力矩比主动土压力对前趾端点力矩大 4.25 倍； 3. 在水平冻胀力作用下，滑动力大于抗滑力
主动土压力 E_a(kN)		190.08		
水平冻胀力 Σa_i(kN)			499.34	
倾覆力矩 Mh(kN·m)		506.88	2154.74	
抗倾力矩 Mp(kN·m)		3080.50	3080.50	
抗倾安全系数 K_1		6.08	1.43	
总竖向力 ΣG(kN)		866.50	866.50	
偏心矩(m)		0.28	2.18	
地基应力(kPa)	δ_{max}	167.70	401.26	
	δ_{min}	98.92	−134.64	
地基应力大小比 η		1.70		
滑动力(kN)		190.08	499.34	
抗滑力(kN)		866.50×0.35=303.28	303.28	
抗滑安全系数 K_c		1.60	0.61	
评　　价		地基应力大小比、抗滑、抗倾均满足要求	①地基应力出现负值，对土基不容许； ②抗滑稳定不满足要求	

3）抗倾稳定安全系数小于常规方法的容许安全系数 $K_0=1.5$，但不满足抗冻设计规范的容许值 1.05～1.10。

（二）消除冻因的防冻害设计

土质、温度和水分是产生冻胀的三个基本条件，如在设计中改变上述三个条件之一，便可达到防止冻害的目的。在具体设计中可分以下几种方法。

1. 墙后回填非冻胀性土

中粗砂、砾、卵石、块石，当细颗粒含量小于 14%时可认为是非冻胀土，墙后回填以上各类土可以削减或消除水平冻胀力。

换填厚度，对于高度小于 8 m 的悬臂式挡土墙可参照图 6-15（a）确定。

墙顶部 $0.5z_d$；墙高 $0.56H_t$ 处，$ee'=1.2z_d$；墙身底部 $g_d=0.3z_d$。

对高度小于 6 m 的重力式挡土墙，换填厚度可参照图 6-15（b）确定。

墙顶部 $0.5z_d$；墙高 $0.56H_t$ 处，$ee'=1.2z_d-\dfrac{\delta_1}{2}$；墙后趾部换填厚度为 0。

对于非冻胀回填料，小于 0.05mm 的细颗粒含应不超过总重的 4%。

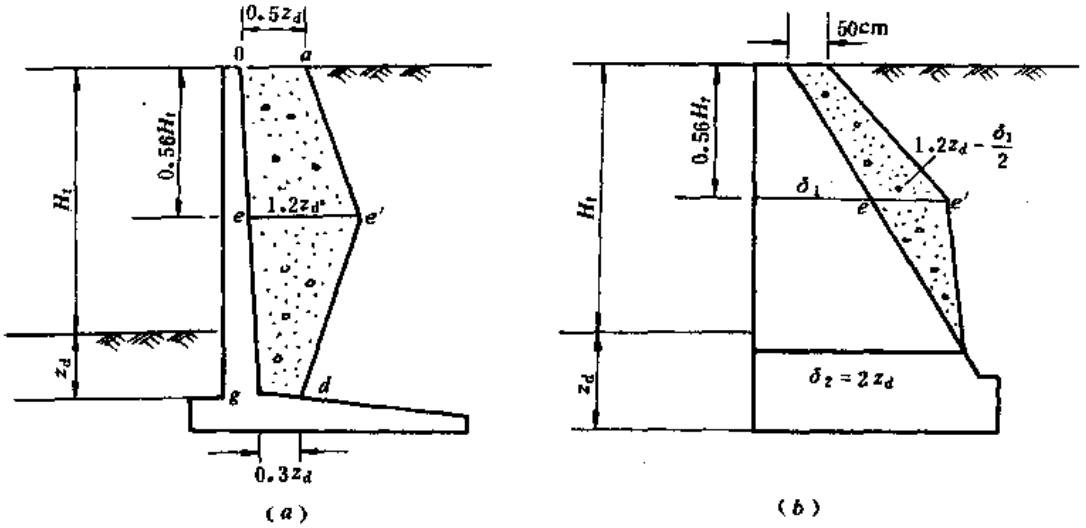


图 6-15　墙后填非冻胀土

2. 保温法

挡土墙可采用保温法削弱或削除冻胀，由于挡土墙顶部属于双向冻结，在一般情况下多采用填土表面水平方向和墙背两个方向铺设聚苯乙烯泡沫保温板。

对于重力式挡土墙，一般墙背坡比为 0.4～0.7。在顶部填土冻结引起的水平冻胀力，相对于小墙背近直立式的悬臂式挡土墙，故可采用墙背单向铺保温材料，如图 6-16 (*a*)。

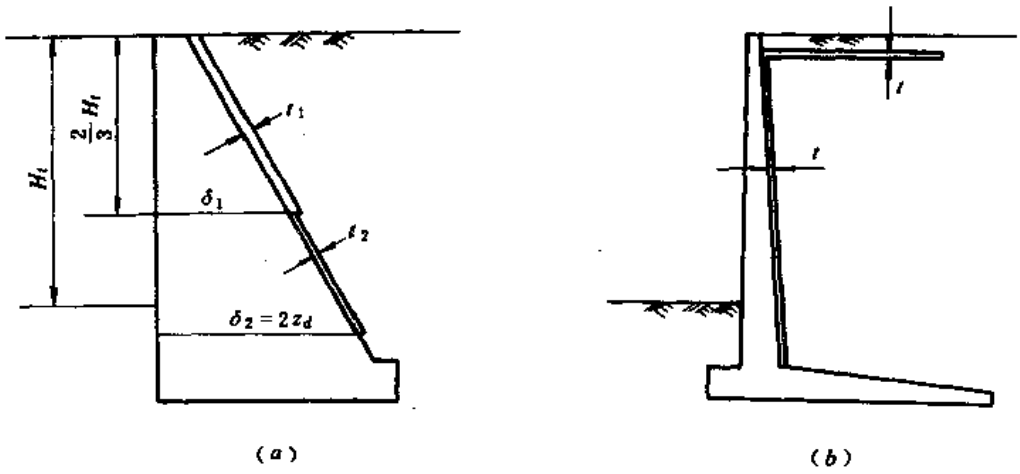


图 6-16　聚苯乙烯泡沫塑料保温

保温材料的厚度，顶部$\frac{2}{3}H_t$范围采用$t_1=\frac{1}{10}z_d$，底部铺到$\delta_2=2z_d$处，厚度采用$t_2=\frac{1}{10}\times\left(z_d-\frac{\delta_1}{2}\right)$。

对于悬臂式挡土墙、考虑到顶部填土方向冻结产生的水平冻胀力对墙作用较大，又考虑墙体温度变形使墙体顶部水平冻胀力变大等条件，宜采用双向铺保温材料，如图 6-16 (*b*)。

保温材料的厚度可取$\left(\frac{1}{10}\sim\frac{1}{15}\right)z_d$。水平方向铺设长度（1.1～1.5）$z_d$，按填土冻胀性类别从小到大（Ⅰ～Ⅴ）取相应铺设长度。

3. 隔水排水法

降低墙后填土含水量和墙后地下水位，是防止挡土墙冻害的有效方法之一，在水工建筑物中，挡土墙后排水设置应满足侧向防渗长度的要求。在满足侧向防渗要求的前提下，应尽量设置墙后排水，挡土墙排水形式可参照第四章第八节形式选取。

隔水封闭法是挡土墙防冻胀破坏的既经济又有效的方法，也是一种有前途的方法。因为这种方法可结合回填土一并进行。如能做好，这种措施即可保证封闭土体含水量不增加（控制起始冻胀含水量以内），又可防止外水补给，因此必然会起到遏制冻胀的作用。隔水材料可采用土工防渗膜。

对于图 6-17（a）中悬臂式挡土墙，可先在Ⅰ范围回填，在留有斜坡面 AB 上铺设 AB 段隔水层，然后回填Ⅱ范围内回填土。这部分回填土含水量应控制在起始冻胀含水量（低于塑限含水量）以内，接着回填Ⅲ范围内回填土，也应同样控制含水量，并留有施工边坡 CB，并在其上铺设 CB 段隔水膜。

DB 段长度可按 $1.5z_d$ 确定位置在$\frac{1}{2}H_1$ 处。隔水膜底部 A 点和顶部 C 点应分别锚固在挡土墙后趾板和墙顶背部，并采用铁板压条和螺栓锚固，以防止外水侵入。

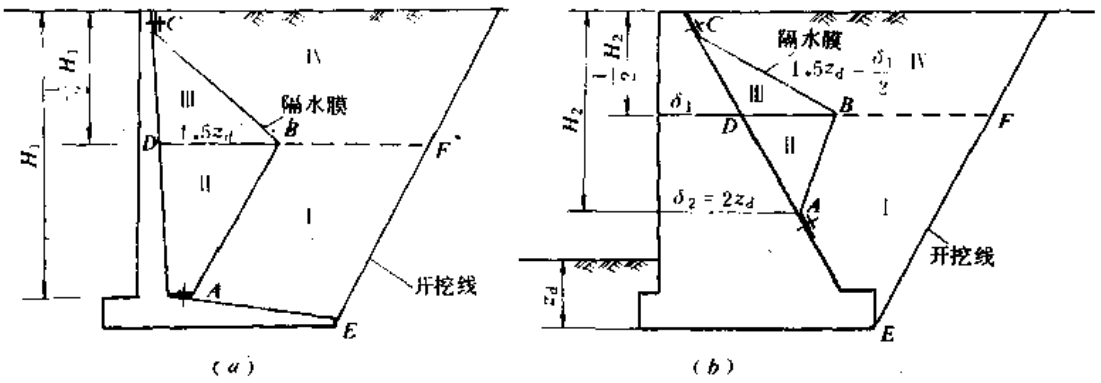


图 6-17　隔水封闭法

对于图 6-17（b）中的重力式挡土墙也可结合施工开挖边坡，仿照悬臂式挡土墙隔水膜的铺设方法和要求进行铺设。底部起始铺设位置在墙厚 $\delta_2=2z_d$ 处，BD 段位置在墙高$\frac{1}{2}H_2$ 处，BD 段长度 $BD=1.5z_d-\frac{\delta_1}{2}$。

（三）消除冻因法为主，增强结构法为辅的综合法。

采用消除冻因法难以完全消除水平冻胀力，采用单纯结构措施往往由于水平冻胀力过大，而使设计断面过大造成不经济。日本北海开发局根据大量室内外试验，制定出水渠轻型挡土墙设计准则。准则认为采用单纯结构措施抗御冻胀力，由于设计断面过大而不宜采用。在准则中推荐墙后采用非冻胀土回填；或采用聚乙烯泡沫保温，使冻胀力减少到一定

程度。然后根据减少后的水平冻胀力进行挡土墙结构设计。准则假定薄墙受白天温度变形后的墙顶水平冻胀力控制，如图 6-12（a）。水平冻胀力作为集中力按式（6-4）计算。

$$\left.\begin{aligned} P_t &= \frac{259\times 10^2 h^3 y}{L^3} \\ y &= 0.55 C_1 C_2 C_3 \sqrt{Z_0} \end{aligned}\right\} \tag{6-4}$$

式中 P_t——冻胀力，kN/cm²，作用方向与墙背垂直；

y——墙顶的位移量，cm；

L——墙高（沿墙高长度），cm；

h——墙的平均厚度，cm；

Z_0——墙背填料内最大冻结深度，cm，$Z_0=Z-h$（非冻胀材料回填），图 6-18（a）；$Z_0=Z_1-h-t$（采用保温法），图 6-18（b）；

C_1——侧墙抗弯刚性修正系数，查图 6-19；

C_2——材质修正系数（$C_2=1$）；

C_3——换填面倾斜修正系数，查图 6-20；

Z、Z_1——从墙外表面算起的最大水平冻结深度，此冻结深度位于图 6-18 中墙后冻结线与墙顶 40°角线交点处。

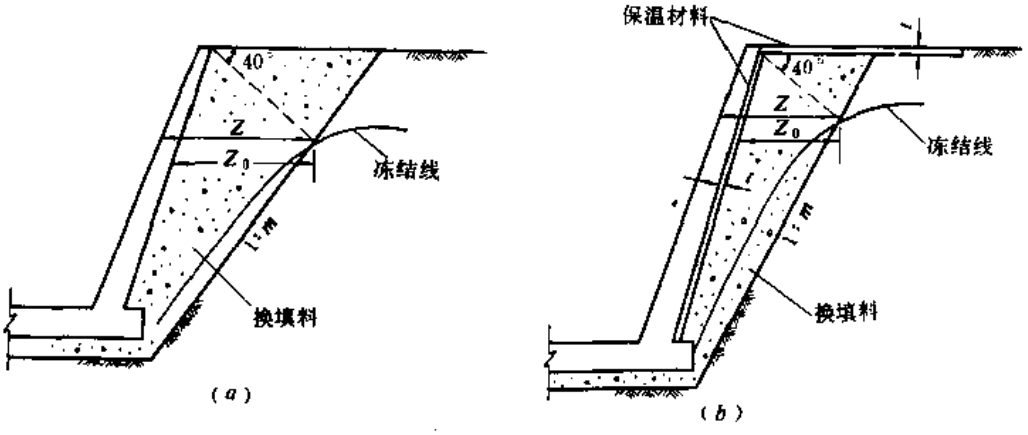


图 6-18 消除冻害与增强结构法

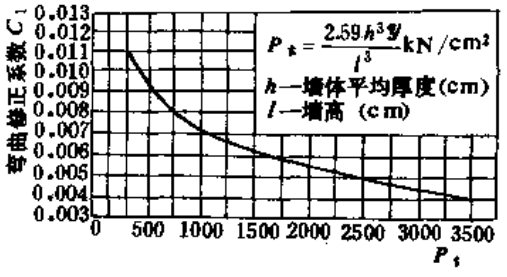


图 6-19 侧墙抗弯刚性修正系数

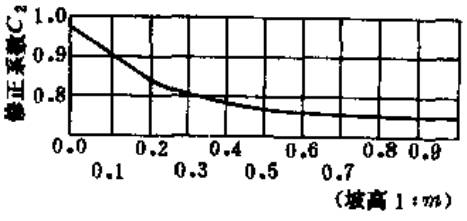


图 6-20 倾斜修正系数

上述计算水平冻胀力的方法是以换填法为基础，计算经换填减少后的水平冻胀力，并以此校核墙体的结构强度。由于计算的结构多为U形，故不存在整体稳定问题。这种计算冻胀力的方法仅适用于墙后上部填土含水量大的薄墙，而且需要测定墙后填土中的冻结线及材质修正系数等。

二、挡土墙防冻害设计的原则

挡土墙防冻害设计应遵循以下原则：

(1) 挡土墙的防冻害设计方案应以技术上可靠，经济上合理，并通过不同设计方案比较加以确定。

(2) 由于目前国内外对水平冻胀力研究的资料尚不够充分，将冻胀力作为一种荷载，采用单纯结构措施防治冻害，在通常情况下是不经济的。

(3) 对回填土为弱冻胀性土，或采用非冻胀材料回填后的低挡土墙(高度小于5 m)，可考虑采用目前已有的冻胀力计算方法进行稳定或强度验算，并在此基础上适当增加挡土墙的断面尺寸。

(4) 挡土墙防冻害设计应以消除冻因措施为主，结合挡土墙的工程等级、结构形式、高度、当地回填料造价、挡土墙在建筑物中所在部位、防渗要求等条件，采用换填、排水、保温等措施，或将以上三种措施中任何二种或三种组合，即采用综合消除冻因措施。

附　录

表 1　　**A_0 与 α 值计算表**

A_0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0000	0.0000	0.0010	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0071	0.0081	0.0091
0.010	0.0101	0.0111	0.0121	0.0131	0.0141	0.0151	0.0161	0.0171	0.0182	0.0192
0.020	0.0202	0.0212	0.0222	0.0233	0.0243	0.0253	0.0263	0.0274	0.0284	0.0294
0.030	0.0305	0.0315	0.0325	0.0336	0.0346	0.0356	0.0367	0.0377	0.0388	0.0398
0.040	0.0408	0.0419	0.0429	0.0440	0.0450	0.0461	0.0471	0.0482	0.0492	0.0503
0.050	0.0513	0.0524	0.0534	0.0545	0.0555	0.0566	0.0577	0.0587	0.0598	0.0609
0.060	0.0619	0.0630	0.0641	0.0651	0.0662	0.0673	0.0683	0.0694	0.0705	0.0715
0.070	0.0726	0.0737	0.0748	0.0759	0.0770	0.0780	0.0791	0.0802	0.0813	0.0824
0.080	0.0835	0.0846	0.0857	0.0868	0.0879	0.0890	0.0901	0.0912	0.0923	0.0934
0.090	0.0945	0.0956	0.0967	0.0978	0.0989	0.100	0.101	0.102	0.103	0.105
0.100	0.106	0.107	0.108	0.109	0.110	0.111	0.112	0.113	0.115	0.116
0.110	0.117	0.118	0.119	0.120	0.121	0.123	0.124	0.125	0.126	0.127
0.120	0.128	0.129	0.131	0.132	0.133	0.134	0.135	0.136	0.137	0.139
0.130	0.140	0.141	0.142	0.143	0.144	0.146	0.147	0.148	0.149	0.150
0.140	0.152	0.153	0.154	0.155	0.156	0.157	0.159	0.160	0.161	0.162
0.150	0.163	0.165	0.166	0.167	0.168	0.169	0.171	0.172	0.173	0.174
0.160	0.175	0.177	0.178	0.179	0.180	0.181	0.183	0.184	0.185	0.186
0.170	0.188	0.189	0.190	0.191	0.193	0.194	0.195	0.196	0.198	0.199
0.180	0.200	0.201	0.203	0.204	0.205	0.206	0.208	0.209	0.210	0.211
0.190	0.213	0.214	0.215	0.216	0.218	0.219	0.220	0.222	0.223	0.224
0.200	0.225	0.227	0.228	0.229	0.231	0.232	0.233	0.234	0.236	0.237
0.210	0.238	0.240	0.241	0.242	0.244	0.245	0.246	0.248	0.249	0.250
0.220	0.252	0.253	0.254	0.256	0.257	0.258	0.260	0.261	0.262	0.264
0.230	0.265	0.267	0.268	0.269	0.271	0.272	0.273	0.275	0.276	0.278
0.240	0.279	0.280	0.282	0.283	0.284	0.286	0.287	0.289	0.290	0.291
0.250	0.293	0.294	0.296	0.297	0.299	0.300	0.301	0.303	0.304	0.305
0.260	0.307	0.309	0.310	0.312	0.313	0.314	0.316	0.317	0.319	0.320
0.270	0.322	0.323	0.325	0.326	0.328	0.329	0.331	0.332	0.334	0.335
0.280	0.337	0.338	0.340	0.341	0.343	0.344	0.346	0.347	0.349	0.350
0.290	0.352	0.354	0.355	0.357	0.358	0.360	0.361	0.363	0.364	0.368
0.300	0.368	0.369	0.371	0.372	0.374	0.375	0.377	0.379	0.380	0.382
0.310	0.384	0.385	0.387	0.388	0.390	0.392	0.393	0.395	0.397	0.398
0.320	0.400	0.402	0.403	0.405	0.407	0.408	0.410	0.412	0.413	0.415
0.330	0.417	0.419	0.420	0.422	0.424	0.426	0.427	0.429	0.431	0.433
0.340	0.434	0.436	0.438	0.440	0.441	0.443	0.445	0.447	0.449	0.450
0.350	0.452	0.454	0.456	0.458	0.460	0.461	0.463	0.465	0.467	0.469
0.360	0.471	0.473	0.475	0.477	0.479	0.480	0.482	0.484	0.486	0.488
0.370	0.490	0.492	0.494	0.496	0.498	0.500	0.502	0.504	0.506	0.508
0.380	0.510	0.512	0.514	0.516	0.518	0.520	0.523	0.525	0.527	0.529
0.390	0.531	0.533	0.535	0.537	0.540	0.542	0.544	0.546	0.548	0.551
0.400	0.553									

注 表中粗线以下的数值，不适用于冷拔低碳钢丝为配筋的构件。

表 2　　钢筋的截面面积及理论重量

直径 d (mm)	截面积 A_g (cm^2)									重量 (N/m)	无接头的极限长度 (m)
	一根	二根	三根	四根	五根	六根	七根	八根	九根		
2.5	0.049	0.098	0.147	0.196	0.245	0.295	0.344	0.393	0.442	0.39	
3	0.017	0.141	0.212	0.283	0.353	0.424	0.495	0.565	0.636	0.56	
4	0.126	0.251	0.377	0.503	0.628	0.754	0.880	1.005	1.130	0.99	
5	0.196	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.54	每盘重 500N 以内
6	0.283	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.22	
8	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	3.95	
9	0.635	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.73	4.99	
10	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	6.17	
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	8.88	
14	1.539	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	12.08	
16	2.011	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	15.78	
18	2.545	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	19.98	10
19	2.835	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	22.30	
20	3.142	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	24.66	
22	3.801	7.60	11.40	15.20	19.00	22.81	26.61	30.41	34.21	29.84	
24	4.524	9.05	13.57	18.10	22.62	27.14	31.67	36.19	40.72	35.51	
25	4.909	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	38.53	
26	5.309	10.62	15.93	21.24	26.55	31.86	37.17	42.47	47.78	41.68	
28	6.158	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	48.30	
30	7.069	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	55.49	
32	8.042	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	63.10	9
36	10.180	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.44	91.61	79.90	
40	12.566	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	98.70	

参 考 文 献

1 [美] W.C. 享廷顿著．土压力与挡土墙．北京：人民铁道出版社，1965
2 铁道部第一设计院．铁路工程设计技术手册（挡土墙）．北京：人民铁道出版社，1977
3 张世儒，夏维城编著．水闸．第2版．北京：水利电力出版社，1988
4 西南交通大学梁钟琪主编．土力学及路基．北京：中国铁道出版社，1990
5 华东水利学院，大连工学院，陕西机械学院，清华大学合编．水工钢筋混凝土结构学．北京：水利电力出版社，1987
8 江苏省水利勘测设计院．水闸设计规范（SD 133—84）．北京：水利电力出版社，1984
9 中南勘测设计院主编．溢洪道设计规范（SDJ 341—89）．北京：水利电力出版社，1989
10 谈松曦著．水闸．北京：水利电力出版社，1986
11 华东水利学院主编．水工设计手册（第六卷）．北京：水利电力出版社，1984
12 华东水利学院主编，水工设计手册（第七卷）．北京：水利电力出版社，1984
13 武汉水利水电学院冯国栋主编．土力学．北京：水利电力出版社，1986
14 交通部第二公路勘察设计院主编．公路设计手册．北京：人民交通出版社，1987
15 交通部第一航务工程局设计研究院主编．海港码头结构设计手册．北京：人民交通出版社，1975
16 黄熙龄，秦宝玖等编．地基基础的设计与计算．北京：中国建筑工业出版社，1981
17 黑龙江省水利科学研究所主编．渠系建筑物工程抗冻胀设计规范（SL23—91）．北京：水利电力出版社，1991
18 童长江，管枫年著．土的冻胀与建筑物冻害防治．北京：水利电力出版社，1985
19 管枫年，洪仁济编著．涵洞．第2版．北京：水利电力出版社，1989
20 管枫年，周长庆，贾永为．作用于支挡建筑物上的水平冻胀力．水利水电技术，1981
21 管枫年，李庆夏．日本北海道渠系建筑物冻害的防治措施．水利水电技术，1981
22 张光斗，王光纶著．水工建筑物（上册）．北京：水利电力出版社，1992
23 江苏省水利勘测设计院主编．水闸设计规范（SD 133—84）．北京：水利电力出版社，1985
24 中华人民共和国水利电力部．水工钢筋混凝土设计规范（SD 120- 78）（试行）．北京：水利电力出版社，1979
25 中华人民共和国水利电力部．水利水电工程地质勘察规范（SDJ 14—78）（试行）．北京：水利电力出版社，1979