中华人民共和国行业标准

铁路桥涵地基和基础设计规范

Code for design on subsoil and foundation of railway bridge and culvert

TB 10002.5—2005

J 464—2005

主编单位：铁道第三勘察设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2005 年 06 月 14 日

中 国 铁 道 出 版 社

2005年·北 京

关于发布《铁路桥涵设计基本规范》等五项标准的通知

铁建设〔2005〕108号

现发布《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—2005)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—2005)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—2005)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005)，自发布之日起实行。部铁建设〔1999〕139号文发的《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—99)、《铁路桥梁钢结构设计规范》(TB 10002.2—99)、《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3—99)、《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4—99)、《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—99)，自发布之日起同时废止。

以上标准由铁道部建设管理司负责解释，由铁路工程技术标准所组织出版社出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇〇五年六月十四日

前　言

本规范是根据铁道部建设管理司的安排，为贯彻落实铁路跨越式发展的要求，在《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—99）基础上修订而成的。

本规范编制过程中认真总结了我国铁路桥涵建设的经验和教训，借鉴了国内外有关标准的规定，在广泛征求意见的基础上，经反复审查定稿。

工程技术人员必须按照“以人为本、服务运输、强本简末、系统优化、着眼发展”的铁路建设理念，结合工程具体情况，因地制宜，充分发挥主观能动性，积极采用安全、可靠、先进、成熟、经济、适用的新技术，不能生搬硬套标准。勘察设计单位执行（或采用）单项或局部标准，并不免除设计单位及设计人员对整体工程和系统功能质量问题应承担的法律责任。

本规范共分9章，主要内容包括：总则、术语和符号、基础稳定性和基础沉降、地基承载力、明挖基础、桩基础、沉井基础、特殊地基、改建既有线及增建第二线的桥涵基础等，另有7个附录。

本次修订的主要内容如下：

1. 修订了本规范适用范围，旅客列车最高行车速度由140 km/h改为160 km/h。

2. 修订了本规范适用铁路等级，由Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三级改为Ⅰ、Ⅱ两级。

3. 修订了基础沉降的容许值。

4. 修订了岩、土的工程分类及其性质的划分。

5. 修订了岩、土地基的基本承载力。

6. 增加了墩台在长钢轨纵向水平力荷载组合作用时、桥台孤立地面时，基底合力偏心距的规定。

本规范以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

在执行本规范过程中，希望各单位结合工程实践，认真总结经验，积累资料。如发现需要修改和补充之处，请及时将意见及有关资料寄交铁道第三勘察设计院（天津市河北区中山路 10 号，邮政编码：300142），并抄送铁道部经济规划研究院（北京市海淀区羊坊店路甲 8 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：铁道第三勘察设计院。

本规范主要起草人：方根男、周四思、朱志营、杜宝军。

目　　次

1　总　　则 …… 1
2　术语和符号 …… 4
　2.1　术　　语 …… 4
　2.2　符　　号 …… 5
3　基础稳定性和基础沉降 …… 6
　3.1　基础倾覆稳定和滑动稳定 …… 6
　3.2　基础沉降 …… 8
4　地基承载力 …… 11
　4.1　地基容许承载力 …… 11
　4.2　地基承载力的提高 …… 17
5　明挖基础 …… 18
　5.1　一般规定 …… 18
　5.2　计　　算 …… 18
　5.3　构　　造 …… 20
6　桩　基　础 …… 21
　6.1　一般规定 …… 21
　6.2　计　　算 …… 21
　6.3　构　　造 …… 29
7　沉井基础 …… 32
　7.1　一般规定 …… 32
　7.2　计　　算 …… 32
　7.3　构　　造 …… 36
8　特殊地基 …… 38
　8.1　湿陷性黄土地基 …… 38

8.2 软土地基 …… 41
8.3 多年冻土地基 …… 43
9 改建既有线及增建第二线的桥涵基础 …… 48
附录 A 土和岩石的工程分类及其性质的划分 …… 49
附录 B 矩形面积上均布荷载作用下通过中心点竖线上的
平均附加应力系数 C …… 63
附录 C 桥涵基底下卧土层附加应力系数 α …… 66
附录 D 墩台基础考虑土的弹性抗力的计算 …… 69
附录 E 桥梁桩基当作实体基础的检算 …… 102
附录 F 台后路基对桥台基底附加竖向压应力的计算 …… 103
附录 G 严寒及多年冻土地区桥涵基础切向冻胀计算 …… 105
本规范用词说明 …… 108
《铁路桥涵地基和基础设计规范》条文说明 …… 109

1 总　　则

1.0.1 为统一铁路桥涵设计技术标准，贯彻国家有关法规和铁路技术政策，使铁路桥涵地基和基础设计符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于铁路网中客货列车共线运行、旅客列车设计行车速度等于或小于160 km/h、货物列车设计行车速度等于或小于 120 km/h（转 8A 货车 80 km/h）的Ⅰ、Ⅱ级标准轨距铁路桥涵地基基础的设计。

1.0.3 采用本规范设计时，荷载应按铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1) 的规定采用；基础结构设计应符合铁道部现行《铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范》(TB 10002.3) 及《铁路桥涵混凝土和砌体结构设计规范》(TB 10002.4) 的有关规定。当开行双层集装箱列车或开行 120 km/h 速度的货车，或桥上采用无碴桥面时，设计还应满足相关规定的要求。

1.0.4 桥涵地基基础的设计，应保证具有足够的强度、刚度、稳定性、耐久性和符合规定的沉降控制，并按满足 100 年设计使用的年限设计。

1.0.5 桥涵基础的类型应根据水文、地质、地形、沉降控制要求、上部结构、荷载、材料供应和施工条件等合理选用。

1.0.6 应加强桥涵基础的地质勘探工作，地质勘探资料应满足探明地质构造、地基岩土的物理力学性质、地下水的状态以及影响桥涵稳定和施工中可能发生的地质不良现象等要求。土和岩石的工程分类及其性质的划分应符合本规范附录 A 的规定。

当在桥址存在的断层或岩溶、不均匀地层内埋藏有局部软弱

土层，以及在起伏不平或倾斜岩层的地基上修建基础时，应特别加强工程地质勘探工作。

1.0.7 基础不应设置在软硬不均匀的地基上。

墩台位置应避开断层、滑坡、挤压破碎带、石灰岩溶洞及溶沟、黄土陷穴与暗洞或局部软弱地基等不良地质。

陡峭山坡上修建墩台时应注意基础下岩体的稳定。

靠近陡峭岩壁下的河槽边墩，应避免将基础穿经河床的水下山坡落石堆积层。

在岩面倾斜且抽水困难的地基上，不宜采用明挖基础和沉井基础。

1.0.8 桥涵基础的设计应考虑地基土的冻胀性。季节性冻土的冻胀等级与多年冻土的分类见本规范附录 A。

1.0.9 墩台明挖基础和沉井基础的基底埋置深度应符合下列规定：

1 除不冻胀土外，对于冻胀、强冻胀和特强冻胀土应在冻结线以下不小于 0.25 m；对于弱冻胀土，不应小于冻结深度。

2 在无冲刷处或设有铺砌防冲时，不应小于地面以下 2.0 m，特殊困难情况下不小于 1 m。

3 在有冲刷处，基底应在墩台附近最大冲刷线下不小于下列安全值；对于一般桥梁，安全值为 2 m 加冲刷总深度的 10%；对于特大桥（或大桥）属于技术复杂、修复困难或重要者，安全值为 3 m 加冲刷总深度的 10%，如表 1.0.9 所示。

表 1.0.9 基底埋置安全值

冲刷总深度（m）			0	5	10	15	20
安全值（m）	一般桥梁		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
	特大桥（或大桥）属于技术复杂、修复困难或重要者	设计频率流量	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
		检算频率流量	1.5	1.8	2.0	2.3	2.5

注：冲刷总深度为自河床面算起的一般冲刷深度与局部冲刷深度之和。

建于抗冲性能强的岩石上的基础，可不考虑上述规定，对于抗冲性能较差的岩石，应根据冲刷的具体情况确定基底埋置深度。

4 处于天然河道上的特大、大排洪桥不宜采用明挖基础。

1.0.10 涵洞基础除设置在不冻胀地基土上者外，出入口和自两端洞口向内各2m范围内的涵身基底埋深：对于冻胀、强冻胀和特强冻胀土应在冻结线以下0.25m；对于弱冻胀土，应不小于冻结深度。涵洞中间部分的基底埋深可根据地区经验确定。严寒地区，当涵洞中间部分的埋深与洞口埋深相差较大时，其连接处应设置过渡段。冻结较深的地区，也可将基底至冻结线下0.25m处的地基土换填为粗颗粒土（包括碎石类土、砾砂、粗砂、中砂，但其中粉黏粒含量应小于或等于15%，或粒径小于0.1mm的颗粒应小于或等于25%）。

1.0.11 墩台基础（沉井、桩基）的计算可参照本规范附录D考虑土的弹性抗力。

考虑桩基承台板侧面土的弹性抗力时，承台板必须与侧面土密贴，承台板的基坑开挖应使承台板附近土体不受扰动。

1.0.12 铁路桥涵地基和基础设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术　　语

2.1.1 地基　subsoil; foundation soil

承受结构作用的地层。

2.1.2 基础　foundation

将结构所承受的荷载传递至地基上的构造物。

2.1.3 明挖基础　open dug foundation

由开挖地基进行施工的基础。

2.1.4 桩基础　pile foundation

由基桩和承台板构成的基础。

2.1.5 沉井基础　open caisson foundation

由上、下开口的井筒状结构物下沉至设计高程所形成的基础。

2.1.6 黄土　loess

在干燥气候条件下形成的多孔性具有柱状节理的黄色粉性土。湿陷性黄土受水浸湿后会产生较大的沉陷。

2.1.7 软土　soft soil

主要是由天然含水量大、压缩性高、承载能力低的淤泥沉积物及少量腐殖物质所组成的土。

2.1.8 季节性冻土　seasonal frozen soil

冬季冻结春季融化的土层。自地表面至冻结层底面的厚度称冻结深度。

2.1.9 多年冻土　permafrost

冻结状态持续两年或两年以上的土层。

2.2 符　　号

2.2.1 承载力

σ_0——地基基本承载力

$[\sigma]$——地基容许承载力

$[P]$——桩的受压容许承载力

$[P']$——桩的受拉容许承载力

f_i——桩周土的极限摩阻力

R——桩尖土的极限承载力

σ——基底压应力

2.2.2 参数

w——天然含水率

w_L——液限含水率

I_L——液性指数

C_u——土的不排水剪切强度

E_s——土的压缩模量

δ_{sh}——黄土的湿陷系数

S——基础的总沉降量

K_0——墩台基础倾覆稳定系数

K_c——墩台基础滑动稳定系数

3 基础稳定性和基础沉降

3.1 基础倾覆稳定和滑动稳定

3.1.1 墩台基础的倾覆稳定系数应按下式计算（图 3.1.1）：

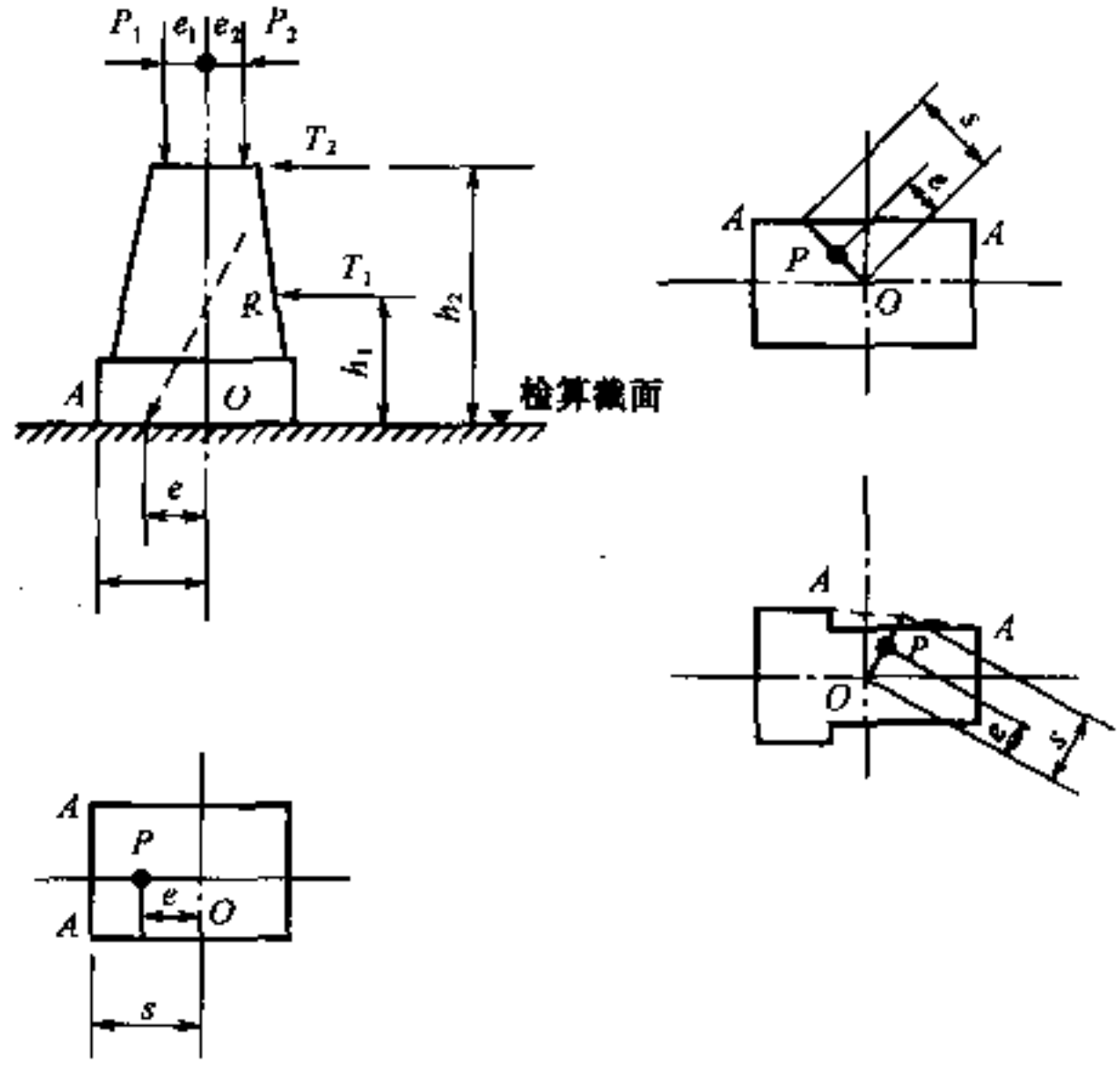


图 3.1.1 墩台倾覆稳定计算

O——截面重心； *P*——合力作用点；*A*—*A*——检算倾覆轴

$$K_0 = \frac{s\sum P_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i} = \frac{s}{e} \tag{3.1.1}$$

式中 K_0——墩台基础的倾覆稳定系数；

P_i——各竖直力（kN）；

e_i——各竖直力 P_i 对检算截面重心的力臂（m）；

T_i——各水平力（kN）；

h_i——各水平力 T_i 对检算截面的力臂（m）；

s——在沿截面重心与合力作用点的连接线上，自截面重心至检算倾覆轴的距离（m）；

e——所有外力合力 R 的作用点至截面重心的距离（m）。

力矩 P_ie_i 和 T_ih_i 应视其绕检算截面重心的方向区别正负。

墩台基础的倾覆稳定系数不得小于 1.5，临时施工荷载作用下不得小于 1.2。

注：对于凹多边形基础，检算倾覆稳定性时，其倾覆轴应取基底截面的外包线。

3.1.2 墩台基础的滑动稳定系数应按下式计算：

$$K_c = \frac{f\sum P_i}{\sum T_i} \tag{3.1.2}$$

式中 K_c——墩台基础滑动稳定系数；

P_i，T_i——意义同第 3.1.1 条；

f——基础底面与地基土间的摩擦系数，当缺乏实际资料时，可采用表 3.1.2 中的数值。

表 3.1.2 基底摩擦系数

地基土石分类	摩擦系数
软塑的黏性土	0.25
硬塑的黏性土	0.3
粉土、坚硬的黏性土	0.3～0.4
砂类土	0.4
碎石类土	0.5
软质岩	0.4～0.6
硬质岩	0.6～0.7

墩台基础的滑动稳定系数不得小于 1.3，临时施工荷载作用下不得小于 1.2。

当墩台位于较陡的土坡上，或桥台建于软土上且台后填土较高时，还应检算墩台连同土坡或路基沿滑动弧面滑动的稳定性。

3.1.3 拱桥桥墩基础，应按施工过程中可能产生的单侧横推力进行检算，此时倾覆和滑动稳定系数不得小于 1.2，地基容许承载力可较计算主力时的容许承载力提高 40%。

3.2 基础沉降

3.2.1 桥涵基础的沉降应按恒载计算。对于静定结构，其墩台总沉降量与墩台施工完成时的沉降量之差不得大于下列容许值：

对于有碴桥面桥梁：墩台均匀沉降量 80 mm；

相邻墩台均匀沉降量之差 40 mm。

对于明桥面桥梁：墩台均匀沉降量 40 mm；

相邻墩台均匀沉降量之差 20 mm。

对于涵洞：涵身沉降量 100 mm。

对于超静定结构，其相邻墩台均匀沉降量之差的容许值，应根据沉降对结构产生的附加应力的影响而定。

3.2.2 基础由于其底面以下受压土层 z_n 压缩产生的总沉降量 S 可按下式计算：

$$S = m_s \sum_{i=1}^{n} \Delta S_i = m_s \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{z(0)}}{E_{si}} (z_i C_i - z_{i-1} C_{i-1}) \qquad (3.2.2)$$

式中 S——基础的总沉降量（m）；

n——基底以下地基沉降计算深度范围内按压缩模量划分的土层分层数目；

$\sigma_{z(0)}$——基础底面处的附加压应力（kPa）；

$$\sigma_{z(0)} = \sigma_h - \gamma h$$

σ_h——基底压应力（kPa），当 $z/b > 1$ 时，σ_h 采用基底平均压应力；当 $z/b \leqslant 1$ 时，σ_h 采用基底压应力图形

中距最大应力点 $b/3 \sim b/4$ 处的压应力；

b——基础的宽度（m）；

γ——土的容重（kN/m^3）；

h——基底埋置深度（m），当基础受水流冲刷时，由一般冲刷线算起；当不受水流冲刷时，由天然地面算起，如位于挖方内，则由开挖后地面算起；

z——基底至计算土层顶面的距离（m）；

z_i, z_{i-1}——自基底至第 i 和第 $i-1$ 薄层底面的距离（m）；地基沉降计算总深度 z_n 的确定应符合下列要求：

$$\Delta S_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta S_i$$

ΔS_i——计算深度范围内第 i 薄层土的沉降量；

ΔS_n——深度 z_n 处向上取厚度为 Δz（见表 3.2.2—1）的土层的沉降值；

表 3.2.2—1　Δz

基底宽度 b（m）	$\leqslant 2$	$2 < b \leqslant 4$	$4 < b \leqslant 8$	$8 < b \leqslant 15$	$15 < b \leqslant 30$	> 30
Δz（m）	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

E_{si}——基础底面以下受压土层内第 i 薄层的压缩模量，根据压缩曲线按实际应力范围取值（kPa）；

C_i, C_{i-1}——基础底面至第 i 薄层底面范围内和至第 $i-1$ 薄层底面范围内的平均附加应力系数（见图 3.2.2），可按本规范附录 B 查得；

m_s——沉降经验修正系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可按表 3.2.2—2 采用，对于软土地基 m_s 不得小于 1.3。

3.2.3　摩擦桩桩基的总沉降量可将桩基视作实体基础按本规范第 3.2.2 条计算。式（3.2.2）中的附加压应力，应为桩底平面

处的附加压应力。实体基础的支承面积可按本规范附录 E 中的图 E 采用。

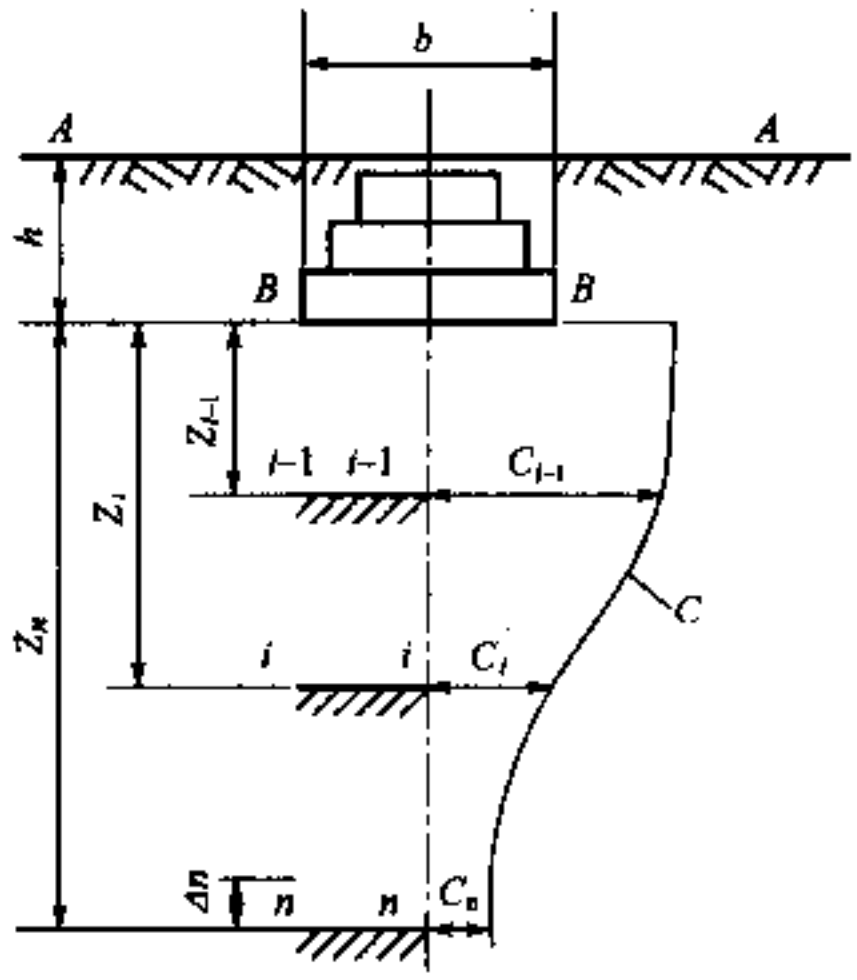


图 3.2.2　基础沉降计算

A—A——地面　　i—i——第 i 层底面

B—B——基础底面　　n—n——第 n 层底面

$i-1$—$i-1$——第 $i-1$ 层底面　　C——平均附加应力系数 C 曲线

表 3.2.2—2　沉降经验修正系数 m_s

基础底面处附加压应力 $\sigma_{s(0)}$ \ 地基压缩模量当量值 $\overline{E}_s$ (kPa)	2500	4000	7000	15000	20000
$\sigma_{s(0)} \geqslant \sigma_0$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$\sigma_{s(0)} \leqslant 0.75\sigma_0$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注：表中 $\sigma_{s(0)} = \sigma_h - rh$，$\sigma_h$ 为基底压应力，近似地取基底压应力图形中距最大压应力点为 $\frac{b}{3} - \frac{b}{4}$ 处的压应力。σ_0 为基础底面处地基的基本承载力。$\overline{E}_s$ 为沉降计算总深度 z_n 内地基压缩模量的当量值，应按下式确定：$\overline{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$，其中 A_i 为第 i 层土平均附加应力系数沿该土层厚度的积分值，即第 i 层土的平均附加应力系数面积。

4 地基承载力

4.1 地基容许承载力

4.1.1 地基容许承载力〔σ〕系指在保证地基稳定的条件下，桥梁和涵洞基础下地基单位面积上容许承受的力。地基的基本承载力 σ_0 系指基础宽度 $b \leqslant 2$ m、埋置深度 $h \leqslant 3$ 时的地基容许承载力，可按第 4.1.2 条中诸表确定，用原位测试方法确定时，可不受上述诸表限制；对重要桥梁或地质复杂桥梁应采用载荷试验及原位测试方法等综合确定。当 $b > 2$ m 或 $h > 3$ m 时，地基容许承载力可按第 4.1.3 条计算确定。软土地基容许承载力按第 4.1.4 条确定。

注：1 基础宽度 b，对于矩形基础为短边宽度（m），对于圆形或正多边形基础为 $\sqrt{F}$，F 为基础的底面积（m^2）；

2 各类岩土地基基本承载力表中的数值允许内插；

3 原位测试方法及成果的应用，可参照国家和铁道部有关标准的规定。

4.1.2 土和岩石地基的基本承载力 σ_0 可按表 4.1.2—1 至表 4.1.2—10 确定。

表 4.1.2—1 岩石地基的基本承载力 σ_0（kPa）

节理发育程度 / 节理间距（cm） / 岩石类别	节理很发育	节理发育	节理不发育或较发育
	2～20	20～40	大于 40
硬质岩	1500～2000	2000～3000	大于 3000
较软岩	800～1000	1000～1500	1500～3000
软岩	500～800	700～1000	900～1200
极软岩	200～300	300～400	400～500

注：1 对于溶洞、断层、软弱夹层、易溶岩的岩石等，应个别研究确定；

2 裂隙张开或有泥质填充时，应取低值。

表 4.1.2—2　碎石类土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

土名 \ 密实程度	松散	稍密	中密	密实
卵石土、粗圆砾土	300～500	500～650	650～1000	1000～1200
碎石土、粗角砾土	200～400	400～550	550～800	800～1000
细圆砾土	200～300	300～400	400～600	600～850
细角砾土	200～300	300～400	400～500	500～700

注：1　半胶结的碎石类土可按密实的同类土的 σ_0 值，提高 10%～30%；
2　由硬质岩块组成，充填砂类土者用高值；由软质岩块组成，充填黏性土者用低值；
3　自然界中很少见松散的碎石类土，定为松散应慎重；
4　漂石土、块石土的 σ_0 值，可参照卵石土、碎石土适当提高。

表 4.1.2—3　砂类土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

土名	密实程度 / 湿度	稍松	稍密	中密	密实
砾砂、粗砂	与湿度无关	200	370	430	550
中砂	与湿度无关	150	330	370	450
细砂	稍湿或潮湿	100	230	270	350
	饱和	—	190	210	300
粉砂	稍湿或潮湿	—	190	210	300
	饱和	—	90	110	200

表 4.1.2—4　粉土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

e \ w	10	15	20	25	30	35	40
0.5	400	380	(355)				
0.6	300	290	280	(270)			
0.7	250	235	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：1　e 为天然孔隙比，w 为天然含水率，有括号者仅供内插；
2　在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段以及新近沉积的粉土，应根据当地经验取值。

表 4.1.2—5　Q_4 冲、洪积黏性土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

孔隙比 e ＼ 液性指数 I_L	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130
0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注：土中含有粒径大于 2mm 的颗粒且按土重计占全重 30% 以上时，σ_0 可酌予提高。

表 4.1.2—6　Q_3 及其以前冲、洪积黏性土地基的基本承载力 σ_0

压缩模量 E_s（MPa）	10	15	20	25	30	35	40
σ_0（kPa）	380	430	470	510	550	580	620

注：1　压缩模量　$E_s = \dfrac{1 + e_1}{a_{1-2}}$

式中　e_1——压力为 0.1 MPa 时土样的孔隙比；

a_{1-2}——对应于 0.1～0.2 MPa 压力段的压缩系数（MPa^{-1}）。

2　当 $E_s < 10$ MPa 时，其基本承载力 σ_0 按表 4.1.2—5 确定。

表 4.1.2—7　残积黏性土地基的基本承载力 σ_0

压缩模量 E_s（MPa）	4	6	8	10	12	14	16	18	20
σ_0（kPa）	190	220	250	270	290	310	320	330	340

注：本表适用于西南地区碳酸盐类岩层的残积红土，其他地区可参照使用。

表 4.1.2—8　新黄土（Q_4、Q_3）地基的基本承载力 σ_0（kPa）

液限 w_L ＼ 天然含水率 w / 孔隙比 e		5	10	15	20	25	30	35
24	0.7	—	230	190	150	110	—	—
	0.9	240	200	160	125	85	(50)	—
	1.1	210	170	130	100	60	(20)	—
	1.3	180	140	100	70	40	—	—
28	0.7	280	260	230	190	150	110	—
	0.9	260	240	200	160	125	85	—
	1.1	240	210	170	140	100	60	—
	1.3	220	180	140	110	70	40	—
32	0.7	—	280	260	230	180	150	—
	0.9	—	260	240	200	150	125	—
	1.1	—	240	210	170	130	100	60
	1.3	—	220	180	140	100	70	40

注：1　非饱和 Q_3 新黄土，当 $0.85 < e < 0.95$ 时，σ_0 值可提高 10%；
2　本表不适用于坡积、崩积和人工堆积等黄土。
3　括号内数值供内插用。

表 4.1.2—9　老黄土（Q_2、Q_1）地基的基本承载力 σ_0（kPa）

w/w_L ＼ e	$e < 0.7$	$0.7 \leqslant e < 0.8$	$0.8 \leqslant e \leqslant 0.9$	$e > 0.9$
< 0.6	700	600	500	400
0.6 ~ 0.8	500	400	300	250
> 0.8	400	300	250	200

注：1　w——天然含水率；w_L——液限含水率，e——天然孔隙比；
2　山东地区老黄土黏聚力小于 50 kPa，内摩擦角小于 25°，σ_0 应降低 20% 左右。

表 4.1.2—10　多年冻土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

序号	土名 ＼ 基础底面的月平均最高土温（℃）	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.5
1	块石土、卵石土、碎石土、粗圆砾土、粗角砾土	800	950	1 100	1 250	1 380	1 650
2	细圆砾土、细角砾土、砾砂、粗砂、中砂	600	750	900	1 050	1 180	1 450
3	细砂、粉砂	450	550	650	750	830	1 000
4	粉土	400	450	550	650	710	850
5	粉质黏土、黏土	350	400	450	500	560	700
6	饱冰冻土	250	300	350	400	450	550

注：1　本表序号 1～5 类的地基基本承载力，适合于少冰冻土、多冰冻土，当序号 1～5 类的地基为富冰冻土时，表列数值应降低 20%；

2　含土冰层的承载力应实测确定；

3　基础置于饱冰冻土的土层上时，基础底面应敷设厚度不小于 0.20～0.30 m的砂垫层。

4.1.3　当基础的宽度 b 大于 2 m 或基础底面的埋置深度 h 大于 3 m，且 $h/b \leqslant 4$ 时，地基的容许承载力可按下式计算：

$$[\sigma] = \sigma_0 + k_1\gamma_1(b-2) + k_2\gamma_2(h-3) \qquad (4.1.3)$$

式中　$[\sigma]$——地基的容许承载力（kPa）；

σ_0——地基的基本承载力（kPa）；

b——基础的短边宽度（m），见第 4.1.1 条的注 1，大于 10 m 时，按 10 m 计算；

h——基础底面的埋置深度（m），对于受水流冲刷的墩台，由一般冲刷线算起；不受水流冲刷者，由天然地面算起；位于挖方内，由开挖后地面算起；

γ_1——基底以下持力层土的天然容重（kN/m^3）；如持力层在水面以下，且为透水者，应采用浮重；

γ_2——基底以上土的天然容重的平均值（kN/m^3）；如持

力层在水面以下，且为透水者，水中部分应采用浮重；如为不透水者，不论基底以上水中部分土的透水性质如何，应采用饱和容重；

k_1, k_2 ——宽度、深度修正系数，按持力层土确定，见表4.1.3。

表4.1.3 宽度、深度修正系数

土的类别 / 系数	黏性土				粉土	黄土		砂类土								碎石类土			
	Q_4的冲、洪积土		Q_3及其以前的冲、洪积土	残积土		新黄土	老黄土	粉砂		细砂		中砂		砾砂粗砂		碎石圆砾角砾		卵石	
	$I_L<0.5$	$I_L\geq0.5$						稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实	稍、中密	密实
k_1	0	0	0	0	0	0	0	1	1.2	1.5	2	2	3	3	4	3	4	3	4
k_2	2.5	1.5	2.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	2.5	3	4	4	5.5	5	6	5	6	6	10

注：1 节理不发育或较发育的岩石不作宽深修正，节理发育或很发育的岩石，k_1、k_2可按碎类石土的系数，但对已风化成砂、土状者，则按砂类土、黏性土的系数；

2 稍松状态的砂类土和松散状态的碎石类土，k_1、k_2值可采用表列稍、中密值的50%；

3 冻土的$k_1=0$、$k_2=0$。

4.1.4 软土地基的容许承载力，必须同时满足稳定和变形两方面的要求，可按下列方法确定，但应同时检算基础的沉降量，并符合有关规定。

1
$$[\sigma]=5.14C_u\frac{1}{m'}+\gamma_2 h \qquad (4.1.4\text{—}1)$$

2 对于小桥和涵洞基础，也可由下式确定软土地基容许承载力：

$$[\sigma]=\sigma_0+\gamma_2(h-3) \qquad (4.1.4\text{—}2)$$

上面两式中 $[\sigma]$——地基容许承载力（kPa）；

m'——安全系数，可视软土灵敏度及建筑物对变

形的要求等因素选 1.5～2.5；

C_u——不排水剪切强度（kPa）；

γ_2 和 h——同第 4.1.3 条；

σ_0——由表 4.1.4 确定。

表 4.1.4　软土地基的基本承载力 σ_0（kPa）

天然含水率 w（%）	36	40	45	50	55	65	75
σ_0	100	90	80	70	60	50	40

4.2　地基承载力的提高

4.2.1　墩台建在水中，基底土为不透水层，常水位高出一般冲刷线每高 1 m，容许承载力可增加 10 kPa。

4.2.2　主力加附加力时，地基容许承载力〔σ〕可提高 20%。主力加特殊荷载（地震力除外）时，地基容许承载力〔σ〕可按表 4.2.2 提高。

表 4.2.2　地基容许承载力的提高系数

地　基　情　况	提　高　系　数
基本承载力 $\sigma_0 > 500$ kPa 的岩石和土	1.4
150 kPa $< \sigma_0 \leqslant 500$ kPa 的岩石和土	1.3
100 kPa $< \sigma_0 \leqslant 150$ kPa 的土	1.2

4.2.3　既有桥墩台的地基土因多年运营被压密，其基本承载力可予以提高，但提高值不应超过 25%。

5 明挖基础

5.1 一般规定

5.1.1 墩台明挖基础顶面不宜高出最低水位，如地面高于最低水位且不受冲刷时，则不宜高出地面。

5.1.2 基底压应力不得大于地基的容许承载力。对于岩石上的基础，当基底合力偏心距超出截面核心半径时，仅按受压区计算基底最大压应力（不考虑基底承受拉应力）。

5.2 计　　算

5.2.1 当基底以下有软弱下卧土层时，应按下式检算该软弱下卧土层的压应力：

$$\gamma(h+z)+\alpha(\sigma_h-\gamma h)\leqslant[\sigma] \tag{5.2.1}$$

式中　σ_h——基底压应力（kPa），当 $z/b>1$（或 $z/d>1$）时，σ_h 采用基底平均压应力；当 $z/b\leqslant 1$（或 $z/d\leqslant 1$）时，σ_h 按基底压应力图形采用距最大应力点 $b/3\sim b/4$（或 $d/3\sim d/4$）处的压应力；

b——基础的短边宽度（m）；

d——基础的直径（m）；

γ——土的容重（kN/m^3）；

h——基底埋置深度（m），当基础受水流冲刷时，由一般冲刷线算起；当不受水流冲刷时，由天然地面算起；如位于挖方内，则由开挖后地面算起；

z——自基底至软弱土层顶面的距离（m）；

α——基底下卧土层附加应力系数，见本规范附录 C；

〔σ〕——软弱下卧土层经深度修正后的容许承载力(kPa)。

5.2.2 外力对基底截面重心的偏心距 e 不应大于表 5.2.2 规定的值。桥台尚应检算孤立地面时基底截面的合力偏心情况。

表 5.2.2 偏心距 e 限值的规定

地基及荷载情况			e
建于非岩石地基上的墩台,仅承受恒载作用时	合力的作用点应接近基础底面的重心		
建于非岩石地基(包括土状的风化岩层)上的墩台,当承受主力加附加力时	桥墩与土的基本承载力 $\sigma_0>200$ kPa 的桥台		1.0ρ
	土的基本承载力 $\sigma_0\leqslant 200$ kPa 的桥台		0.6ρ
建于岩石地基上的墩台,当承受主力加附加力时	硬质岩		1.5ρ
	其他岩石		1.2ρ
墩台承受长钢轨伸缩力或挠曲力加主力时	非岩石地基	土的基本承载力 $\sigma_0>200$ kPa	0.8ρ
		土的基本承载力 $\sigma_0\leqslant 200$ kPa	0.6ρ
	岩石地基	硬质岩	1.25ρ
		其他岩石	1.0ρ
墩台承受主力加特殊荷载(地震力除外)时	非岩石地基	土的基本承载力 $\sigma_0>200$ kPa	1.2ρ
		土的基本承载力 $\sigma_0\leqslant 200$ kPa	1.0ρ
	岩石地基	硬质岩	2.0ρ
		其他岩石	1.5ρ

注: e——外力对基底截面重心的偏心距,$e=\frac{M}{N}$,这里 N 和 M 分别为作用于基底的垂直力和所有外力对基底截面重心的力矩;

ρ——基底截面核心半径,$\rho=\frac{W}{A}$,这里 W 为相应于应力较小边缘的截面抵抗矩,A 为基底面积。

$\frac{e}{\rho}$(包括斜向弯曲)可按下式计算:

$$\frac{e}{\rho}=1-\frac{\sigma_{min}}{\frac{N}{A}}$$

其中 σ_{min}为基底最小应力。

5.3 构　　造

5.3.1　明挖基础可采用单层式或多层式，每一层的厚度不宜小于1.0 m。

5.3.2　单向受力明挖基础(不包括单向受力圆端形桥墩采用矩形的基础)各层台阶正交方向(顺桥轴方向和横桥轴方向)的坡线与竖直线所成的夹角，对于混凝土基础不应大于45°。双向受力矩形墩台的各种形状基础以及单向和双向受力的圆端形桥墩采用的明挖矩形基础，其最上一层基础台阶两正交方向的坡线与竖直线所成的夹角，对于混凝土基础不应大于35°；需要同时调整最上一层台阶两正交方向的襟边宽度时，其斜角处的坡线与竖直线所成的夹角，不得大于上述两正交方向为35°夹角时斜角处的坡线与竖直线所成的夹角；其下各层台阶正交方向的夹角不应大于45°，否则应予切角。

6 桩 基 础

6.1 一 般 规 定

6.1.1 桩基础类型可按下列原则选定：

1 打入桩可用于稍松至中密的砂类土、粉土和流塑、软塑的黏性土，震动下沉桩可用于砂类土、粉土、黏性土和碎石类土，桩尖爆扩桩可用于硬塑黏性土以及中密、密实的砂类土和粉土；

2 钻孔灌注桩可用于各类土层、岩层；

3 挖孔灌注桩可用于无地下水或少量地下水的土层；

4 管柱基础适用于深水、有覆盖层或无覆盖层、岩面起伏等桥址条件，可支承于较密实的土或新鲜岩层内。

6.1.2 桩基础可设计为单根桩或多根桩形式。

6.1.3 桩基础承台板底面的高程，应根据受力情况以及地质、水流、施工等条件确定：

承台板底面在土中时，应位于冻结线以下不少于 0.25 m(不冻胀土层不受此限)；

承台板底面在水中时，应位于最低冰层底面以下不少于0.25 m；

在通航或筏运河流中，承台板底面应适当降低。

6.1.4 同一桩基中，不应同时采用摩擦桩和柱桩，且不宜采用不同直径、不同材料的桩，亦不宜采用长度相差过大的桩。

6.1.5 对重要桥梁或地质复杂的桥梁，摩擦桩的容许承载力应通过试桩确定。

6.2 计 算

6.2.1 单桩(包括管柱)的轴向容许承载力应分别按桩身材料强度和岩土的阻力进行计算，取其较小者。

按岩土的阻力确定桩的容许承载力时，可按本规范第6.2.2条进行计算，并宜通过试桩验证。打入桩可在施工时以冲击试验验证。

6.2.2 按岩土的阻力确定的单桩容许承载力可按下列各式计算。

1 摩擦桩轴向受压的容许承载力

1)打入、震动下沉和桩尖爆扩桩的容许承载力：

$$[P]=\frac{1}{2}(U\sum a_i f_i l_i+\lambda ARa) \qquad (6.2.2\text{—}1)$$

式中 $[P]$——桩的容许承载力（kN）；

U——桩身截面周长（m）；

l_i——各土层厚度（m）；

A——桩底支承面积（m^2）；

a_i，a——震动沉桩对各土层桩周摩阻力和桩底承压力的影响系数（表6.2.2—1），对于打入桩其值为1.0；

λ——系数，见表6.2.2—2。

表6.2.2—1 震动下沉桩系数 a_i，a

桩径或边宽	砂类土	粉土	粉质黏土	黏　土
$d\leqslant 0.8$m	1.1	0.9	0.7	0.6
0.8m$<d\leqslant$2.0m	1.0	0.9	0.7	0.6
$d>2.0$m	0.9	0.7	0.6	0.5

表6.2.2—2 系数 λ

桩尖爆扩体处土的种类 / D_p/d	砂类土	粉　土	粉质黏土 $I_L=0.5$	黏土 $I_L=0.5$
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.5	0.95	0.85	0.75	0.70
2.0	0.90	0.80	0.65	0.50
2.5	0.85	0.75	0.50	0.40
3.0	0.80	0.60	0.40	0.30

注：d为桩身直径，D_p为爆扩桩的爆扩体直径。

f_i 和 R 分别为桩周土的极限摩阻力（以 kPa 计）和桩尖土的极限承载力（以 kPa 计），可根据土的物理性质查表 6.2.2—3 和表 6.2.2—4 确定，或采用静力触探试验测定，此时：

$$f_i = \beta_i \bar{f}_{si} \text{和 } R = \beta \bar{q}_c$$

表 6.2.2—3　桩周土的极限摩擦阻力 f_i（kPa）

土　　类	状　　态	极限摩擦阻力 f_i
黏性土	$1 \leqslant I_L < 1.5$	15 ~ 30
	$0.75 \leqslant I_L < 1$	30 ~ 45
	$0.5 \leqslant I_L < 0.75$	45 ~ 60
	$0.25 \leqslant I_L < 0.5$	60 ~ 75
	$0 \leqslant I_L < 0.25$	75 ~ 85
	$I_L < 0$	85 ~ 95
粉　土	稍　密	20 ~ 35
	中　密	35 ~ 65
	密　实	65 ~ 80
粉、细砂	稍　松	20 ~ 35
	稍、中密	35 ~ 65
	密　实	65 ~ 80
中　砂	稍、中密	55 ~ 75
	密　实	75 ~ 90
粗　砂	稍、中密	70 ~ 90
	密　实	90 ~ 105

式中的 $\bar{f}_{si}$ 为桩侧第 i 层土经静力触探测得的平均侧摩阻力（kPa）。当 $\bar{f}_{si} < 5$ kPa 时，可采用 5 kPa。$\bar{q}_c$ 为桩尖（不包括桩靴）高程以上和以下各 $4d$（d 为桩的直径或边长）范围内静力触探平均端阻力 $\bar{q}_{c1}$ 和 $\bar{q}_{c2}$（均以 kPa 计）的平均值。但当 $\bar{q}_{c1} > \bar{q}_{c2}$ 时，则 $\bar{q}_c$ 取 $\bar{q}_{c2}$ 的值。β_i 和 β 分别为侧摩阻和端阻的综合修正系数，其值按下列判别标准选用相应的计算公式。

当桩侧第 i 层土的 $\bar{q}_{ci} > 2000$ kPa，且 $\bar{f}_{si}/\bar{q}_{ci} \leqslant 0.014$ 时（式

中的 $\bar{f}_{si}$和 $\bar{q}_{ci}$均以 kPa 计）：

表 6.2.2—4　桩尖土的极限承载力 R（kPa）

土　类	状　态	桩尖极限承载力		
黏性土	$1 \leqslant I_L$	1000		
	$0.65 \leqslant I_L < 1$	1600		
	$0.35 \leqslant I_L < 0.65$	2200		
	$I_L < 0.35$	3000		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		$\frac{h'}{d} < 1$	$1 \leqslant \frac{h'}{d} < 4$	$4 \leqslant \frac{h'}{d}$
粉　土	中　密	1700	2000	2300
	密　实	2500	3000	3500
粉　砂	中　密	2500	3000	3500
	密　实	5000	6000	7000
细　砂	中　密	3000	3500	4000
	密　实	5500	6500	7500
中、粗砂	中　密	3500	4000	4500
	密　实	6000	7000	8000
圆砾土	中　密	4000	4500	5000
	密　实	7000	8000	9000

注：表中 h'为桩尖进入持力层的深度（不包括桩靴），d 为桩的直径或边长。

$$\beta_i = 5.067\ (\bar{f}_{si})^{-0.45}$$

当不满足上述 $\bar{q}_{ci}$和 $\bar{f}_{si}/\bar{q}_{ci}$条件时，则

$$\beta_i = 10.045\ (\bar{f}_{si})^{-0.55}$$

当桩底土的 $\bar{q}_{c2} > 2000$ kPa，且 $\bar{f}_{s2}/\bar{q}_{c2} \leqslant 0.014$ 时（式中的 $\bar{q}_{s2}$和 $\bar{q}_{c2}$均以 kPa 计）：

$$\beta = 3.975\ (\bar{q}_c)^{-0.25}$$

当不满足上述 $\bar{q}_{c2}$和 $\bar{f}_{s2}/\bar{q}_{c2}$条件时，则

$$\beta = 12.064\ (\bar{q}_c)^{-0.35}$$

式中 $\bar{q}_{ci}$为相应于 $\bar{f}_{si}$土层中桩侧触探平均端阻；$\bar{f}_{s2}$为相应于

$\overline{q}_{c2}$土层中桩底触探平均侧阻。上列综合修正系数计算公式不适用于以城市杂填土为主的短桩。综合修正系数用于黄土地区时，应做试桩校核。

2）钻（挖）孔灌注桩的容许承载力：

$$[P] = \frac{1}{2} U \sum f_i l_i + m_0 A [\sigma] \qquad (6.2.2—2)$$

式中 $[P]$——桩的容许承载力（kN）；

U——桩身截面周长（m），按成孔桩径计算，通常钻孔桩的成孔桩径按钻头类型分别比设计桩径（即钻头直径）增大下列数值：旋转锥为 30 ~ 50 mm；冲击锥为 50 ~ 100 mm；冲抓锥为 100 ~ 150 mm；

f_i——各土层的极限摩阻力（kPa），按表 6.2.2—5 采用；

表 6.2.2—5 钻孔灌注桩桩周极限摩阻力 f_i（kPa）

土的名称	土性状态	极限摩阻力
软　　土		12 ~ 22
黏 性 土	流　塑 软　塑 硬　塑	20 ~ 35 35 ~ 55 55 ~ 75
粉　　土	中　密 密　实	30 ~ 55 55 ~ 70
粉砂、细砂	中　密 密　实	30 ~ 55 55 ~ 70
中　　砂	中　密 密　实	45 ~ 70 70 ~ 90
粗砂、砾砂	中　密 密　实	70 ~ 90 90 ~ 150
圆砾土、角砾土	中　密 密　实	90 ~ 150 150 ~ 220
碎石土、卵石土	中　密 密　实	150 ~ 220 220 ~ 420

注：1　漂石土、块石土极限摩阻力可采用 400 ~ 600 kPa；

2　挖孔灌注桩的极限摩阻力可参照本表采用。

l_i——各土层的厚度（m）；

A——桩底支承面积（m^2），按设计桩径计算；

$[\sigma]$——桩底地基土的容许承载力(kPa)，当 $h \leqslant 4d$ 时，$[\sigma] = \sigma_0 + k_2\gamma_2(h-3)$；当 $4d < h \leqslant 10d$ 时，$[\sigma] = \sigma_0 + k_2\gamma_2(4d-3) + k_2'\gamma_2(h-4d)$；当 $h > 10d$ 时，$[\sigma] = \sigma_0 + k_2\gamma_2(4d-3) + k_2'\gamma_2(6d)$，其中 d 为桩径或桩的宽度（m）；k_2 采用本规范表 4.1.3 中的数值；k_2' 对于黏性土、粉土和黄土为 1.0；对于其他土，k_2' 为本规范表 4.1.3 中的 k_2 值之半；σ_0、γ_2 和 h 的意义与本规范第 4.1.3 条相同；

m_0——桩底支承力折减系数。钻孔灌注桩桩底支承力折减系数可按表 6.2.2—6 采用；挖孔灌注桩桩底支承力折减系数可根据具体情况确定，一般可取 $m_0 = 1.0$。

表 6.2.2—6　钻孔灌注桩桩底支承力折减系数 m_0

土质及清底情况	m_0		
	$5d < h \leqslant 10d$	$10d < h \leqslant 25d$	$25d < h \leqslant 50d$
土质较好，不易坍塌，清底良好	0.9～0.7	0.7～0.5	0.5～0.4
土质较差，易坍塌，清底稍差	0.7～0.5	0.5～0.4	0.4～0.3
土质差，难以清底	0.5～0.4	0.4～0.3	0.3～0.1

注：h 为地面线或局部冲刷线以下桩长，d 为桩的直径，均以 m 计。

2　柱桩轴向受压的容许承载力

1）支承于岩石层上的打入桩、震动下沉桩（包括管柱）的容许承载力：

$$[P] = CRA \qquad (6.2.2\text{—}3)$$

式中　$[P]$——桩的容许承载力（kN）；

R——岩石单轴抗压强度（kPa）；

C——系数，匀质无裂缝的岩石层采用 $C=0.45$；有严重裂缝的、风化的或易软化的岩石层采用 $C=0.30$；

A——桩底面积（m^2）。

2）支承于岩石层上与嵌入岩石层内的钻（挖）孔灌注桩及管桩的容许承载力：

$$[P]=R(C_1A+C_2Uh) \qquad (6.2.2\text{—}4)$$

式中 $[P]$——桩及管柱的容许承载力（kN）；

U——嵌入岩石层内的桩及管柱的钻孔周长（m）；

h——自新鲜岩石面（平均高程）算起的嵌入深度（m）；

C_1, C_2——系数，根据岩石层破碎程度和清底情况决定，按表 6.2.2—7 采用；

其余符号意义同前。

表 6.2.2—7 系数 C_1，C_2

岩石层及清底情况	C_1	C_2
良　　好	0.5	0.04
一　　般	0.4	0.03
较　　差	0.3	0.02

注：当 $h\leqslant 0.5$ m 时，C_1 应乘以 0.7，C_2 采取为 0。

3　摩擦桩轴向受拉的容许承载力：

$$[P']=0.30U\sum a_il_if_i \qquad (6.2.2\text{—}5)$$

式中 $[P']$——摩擦桩轴向受拉的容许承载力（kN）；

其余符号意义同前。

6.2.3 桩下端锚固在岩石内时，可假定弯矩由锚固侧壁岩石承受，锚固需要深度可不考虑水平剪力影响，并按下列公式近似计算：

1　圆形桩

$$h_1=\sqrt{\frac{M}{0.066K\cdot R\cdot d}} \qquad (6.2.3\text{—}1)$$

2　矩形桩

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{0.083K \cdot R \cdot b}} \qquad (6.2.3\text{—}2)$$

式中　h_1——自桩下端锚固点算起的锚固需要深度（m）；

M——桩下端锚固点处的弯矩（kN·m）；

K——根据岩层构造在水平方向的岩石容许压力换算系数，0.5～1.0；

d——钻孔直径（m）；

b——垂直于弯矩作用平面桩的边长（m）；

R——见本规范第6.2.2条。

6.2.4　管柱震动下沉中应进行下列计算：

1　震动荷载下的应力。震动时作用于管柱的计算外力可按下式计算：

$$N = \eta P_{max} \qquad (6.2.4)$$

式中　N——震动时作用于管柱的计算外力（kN）；

P_{max}——所选用的震动打桩机的额定最大震动力（kN）；

η——震动冲击系数，主要是按震动下沉的入土深度、土质条件和施工辅助设施而定，可采用1.5～2.0。

2　震动荷载作用下管柱的变形。管柱在震动下沉时，拉伸和压缩引起的弹性变形值必须小于震动体系的振幅。

3　预应力混凝土管柱的张拉力，不宜小于管柱的震动荷载。

6.2.5　计算基桩的内力和稳定性时，可按本规范附录D考虑桩侧土弹性抗力的作用。对钻孔灌注桩计算桩身强度和稳定性时，桩身采用设计桩径。

6.2.6　摩擦桩桩顶承受的轴向压力加上桩身自重与桩身入土部分所占同体积土重之差，不得大于本规范第6.2.2条按土阻力计算的单桩受压容许承载力。柱桩桩顶承受的轴向压力加桩身自重不得大于本规范第6.2.2条岩石强度计算的单桩受压容许承载力。受拉桩桩顶承受的拉力减去桩身自重不得大于本规范第

6.2.2 条按土阻力计算的单桩受拉容许承载力。但仅在主力作用时，桩不得承受轴向拉力。

当主力加附加力作用时，按本规范第 6.2.2 条求得的桩的轴向受压容许承载力可提高 20%，当主力加特殊荷载（地震力除外）时柱桩可提高 40%，摩擦桩可提高 20%～40%。

桩基础还应按本规范附录 E 当作实体基础进行检算。当桩基础底面以下有软弱土层时，尚应检算该土层的压应力。

6.2.7 位于湿陷性黄土和软土地基中的桩基础，当土壤可能出现湿陷或固结下沉时应考虑桩侧土的负摩阻力的作用。

6.3 构　　造

6.3.1 桩的直径应根据受力大小、桩基形式和施工条件确定。钻孔灌注桩的设计桩径不宜小于 0.8 m；挖孔灌注桩的直径或边宽不宜小于 1.25 m。

6.3.2 基桩的排列可采用行列式或梅花式。

打入桩的桩尖中心距不应小于 3 倍桩径。震动下沉于砂土内的桩，桩尖中心距不应小于 4 倍桩径。桩尖爆扩桩的桩尖中心距应根据施工方法确定。上述各类桩在承台板底面处桩的中心距不应小于 1.5 倍桩径。

钻（挖）孔灌注摩擦桩的中心距不应小于 2.5 倍成孔桩径，钻（挖）孔灌注柱桩的中心距不应小于 2 倍成孔桩径。

摩擦支承管柱的中心距可采用 2.5～3 倍管柱外径；端承管柱的中心距可采用 2 倍钻孔直径。

各类桩的承台板边缘至最外一排桩的净距，当桩径 $d \leqslant 1$ m 时，不得小于 $0.5d$，且不得小于 0.25 m；当桩径 $d > 1$ m 时，不得小于 $0.3d$，且不得小于 0.50 m。对于钻孔灌注桩，d 为设计桩径。

注：对于矩形截面的桩，d 为桩的短边宽。

6.3.3 桩身的钢筋和混凝土应符合以下规定：

1　预制钢筋混凝土桩的混凝土强度等级和配筋，应满足作为基础结构时的受力要求及桩的运输、沉桩时的受力要求。现场制造的钢筋混凝土矩形桩，混凝土强度等级不得低于 C30。管桩填心混凝土的强度等级不得低于 C15。

2　钻（挖）孔灌注桩可按桩身内力要求分段配筋。主筋宜采用光钢筋（挖孔灌注桩不考虑此项要求），必要时也可用带肋钢筋。采用束筋时每束不宜多于两根钢筋。主筋直径不宜小于 16 mm，净距不宜小于 120 mm，且不得小于 80 mm。主筋的净保护层不应小于 60 mm。箍筋的直径可采用 8 mm，其间距采用 200 mm，摩擦桩下部可增大至 400 mm。顺钢筋笼长度每隔 2.0～2.5 m加一道直径为 16～22 mm 的骨架箍筋，以增大钢筋笼的刚度。桩身混凝土强度等级不得低于 C30。

按计算桩身混凝土不需配筋的桩，应在桩顶部 4～6 m 范围内设置构造联接钢筋，并伸入承台板内。钢筋直径可采用16 mm，间距 250～350 mm。桩身混凝土强度等级可采用 C25～C30。

6.3.4　预制钢筋混凝土桩的分节长度可根据施工条件确定，但应减少接头数量，接头的强度应不低于桩身的强度。接头的构造必须保证在沉桩过程中和使用中不松动、不开裂。

6.3.5　承台板的厚度和配筋应根据受力情况确定。厚度不宜小于 1.5 m，混凝土强度等级不得低于 C30。承台板的底部应布置一层钢筋网，当桩顶主筋伸入承台板联结时，钢筋网在越过桩顶处不得截断。

当桩顶直接埋入承台板内，且桩顶作用于承台板的压应力超过承台板混凝土的容许局部承压应力时（计算此项应力时不考虑桩身与承台板混凝土间的黏着力），应在每一根桩的顶面以上设置 1～2 层直径不小于 12 mm 的钢筋网，钢筋网的每边长度不得小于桩径的 2.5 倍，其网孔为 100 mm × 100 mm～150 mm × 150 mm。

6.3.6　当基桩桩顶主筋伸入承台板联结时，一般桩的桩身伸入承台板内的长度为 100 mm，管柱伸入承台板内的长度为 150～

200 mm（不包括水下封底混凝土厚度）。此时桩顶伸入承台板内的主筋长度（算至弯钩切点）对于光钢筋不得小于 45 倍主筋的直径，对于带肋钢筋不得小于 35 倍主筋的直径。其箍筋的直径不应小于 8 mm，箍筋的间距可采用 150～200 mm。

钢筋混凝土桩桩顶直接埋入承台板联结时，埋入长度应满足下列规定。

1　当桩径小于 0.6 m 时，不得小于 2 倍桩径；

2　当桩径为 0.6～1.2 m 时，不得小于 1.2 m；

3　当桩径大于 1.2 m 时，不得小于桩径。

承受拉力的桩与承台板的联结必须满足受拉强度要求。

6.3.7　嵌入新鲜岩面以下的钻（挖）孔灌注桩，其嵌入深度应根据计算确定，但不得小于 0.5 m。

6.3.8　河床岩层有冲刷时，支于岩层上的管柱基础必须采用钻岩支承。管柱下端的位置应考虑岩层最低冲刷高程。

6.3.9　嵌入岩层的管柱应采用外壁竖直的钢刃脚，其高度应与嵌入岩内的深度相适应。

需要钻岩的管柱，在钻头运动高度范围内，底节管柱内壁及刃脚内侧，均应以周圈钢板防护。

钻岩支承的管柱，钻孔内应设置钢筋笼，并伸入管柱底部，伸入管柱底部的长度应按计算确定。在布置钻孔中钢筋笼时，钢筋笼底面与钻孔底面的容许误差可根据具体情况在设计时规定，但不得大于 0.5 m。

钢筋笼的直径宜较钻头直径小 200 mm。

7 沉井基础

7.1 一般规定

7.1.1 当基础需要埋置较深，地质、水文及施工等条件适宜时，可选用沉井基础。但下沉可能遇到大漂石、流砂、倾斜较大的岩面、地基承载力较低等不利条件时，应慎重选用。

一般沉井适用于水深不太大的场合，当水深较大，流速适宜时可考虑采用浮运沉井。

7.1.2 沉井下沉自重扣除水浮力作用后，应大于下沉时土对井壁的摩阻力，当刃脚需嵌入风化层时应考虑采取必要措施。

土对井壁摩阻力的数值与沉井入土深度、土的性质、井壁外形及施工方法等有关，此项数值应根据实践或试验资料确定。

7.1.3 沉井底节可用混凝土结构、钢筋混凝土结构、钢结构等。混凝土结构只适用于下沉深度不大的松软土层。钢筋混凝土结构截面最小配筋率不应小于 0.5‰。

浮式焊接钢沉井所用钢材应保证其可焊性能，气筒应采用镇静钢。

沉井井孔是否填充，应根据受力或稳定要求确定，在低于冻结线 0.25 m 以上的部分，应用混凝土或石砌填实。

7.2 计　　算

7.2.1 计算施工阶段荷载情况下的混凝土、钢筋混凝土沉井各计算截面强度时，材料容许应力可在主力加附加力的基础上提高，但提高的最大数值不得大于 10%。

7.2.2 沉井刃脚应按下列情况检算：

1 沉井下沉过程中，应根据沉井接高等具体情况，取最不

利位置，按刃脚切入土中 1 m，检算刃脚向外弯曲强度。此时作用在井壁上的土压力和水压力根据下沉时的具体情况确定，作用在井壁外侧的计算摩擦力不得大于 $0.5E$（E 为井壁外侧所受主动土压力）。

2 当沉井沉至设计高程，刃脚下的土已掏空时，应检算刃脚向内弯曲强度。此时作用在井壁上的水压力，按设计和施工中的最不利水压力考虑，土压力按主动土压力计算。

7.2.3 检算沉井刃脚时，应根据刃脚在水平和竖直两方向的作用力，进行荷载的分配和进行沉井刃脚计算。

7.2.4 井壁应按竖直方向和水平方向分别进行检算，并应符合下列规定：

1 竖直方向

应按刃脚下土已挖空，而外侧四周作用有摩阻力，可能把沉井箍住，应检算井壁垂直拉应力，混凝土沉井接缝处拉应力由接缝钢筋承受，并检算钢筋的锚固长度。

2 水平方向

应按第 7.2.2 条的水平荷载，将沉井作为水平框架进行检算。在检算刃脚斜面以上高度等于该处壁厚的一段井壁时，除承受该段井壁范围内的水平荷载外，还应承受由刃脚悬臂传来的水平力。

采用泥浆润滑套下沉的沉井，井壁外侧压力应按泥浆压力（即泥浆比重乘泥浆高度）计算。

采用空气幕下沉的沉井，井壁压力与普通沉井的计算方法相同。

7.2.5 沉井底节应按下列支承情况检算：

1 对于矩形、圆端形沉井

不排水下沉时：

1）支承于短边的两端点；

2）支承于长边的中点。

排水下沉时，按施工中可能的支承情况检算。支承点设于长边上，对于两边长宽比 $L/B > 1.5$ 时，两支点间距可按（0.6～0.8）L 计算。

2　对于圆形沉井

按支承于相互垂直的直径方向的四个支点检算。在有孤石、漂石或其他障碍物的土层中，不排水下沉的圆沉井可按支承于直径上的两个支点检算。

7.2.6　底节平面尺寸较大的沉井应按浇筑第二节沉井混凝土的荷载检算底节内隔墙及井壁，并假定内隔墙下土已挖空，内隔墙支承于井壁上。

7.2.7　沉井封底混凝土厚度根据受力情况决定，并应考虑所用施工方法对混凝土质量的影响而适当加厚。

7.2.8　浮式沉井在悬浮状态下（落入河床前）应按下列规定计算：

1　按施工步骤计算各阶段沉井入水深度及其稳定性。

计算稳定性时，沉井浮体稳定的倾斜角 φ 可按下式计算：

$$\varphi = \arctan \frac{M}{\gamma_w V(\rho - a)} \tag{7.2.8}$$

φ 不得大于 6°，并应满足 $(\rho - a) > 0$。

式中　M——外力矩（kN·m）；

V——排水体积（m^3）；

a——重心至浮心的距离（m），重心在浮心之上时 a 为正，反之为负；

ρ——定倾半径，即定倾中心至浮心的距离（m），$\rho = \frac{I}{V}$，I 为浮体排水截面的惯性矩（m^4），按沉井轮廓面积、气筒布置及是否连通的情况（各气筒互不连通时，I 值为最大）和各阶段沉井入水深度计算；

γ_w——水的容重，等于 10 kN/m³。

2 底节以上沉井应按静水压力、流水压力、风力、导向结构反力、锚缆拉力、填充时混凝土侧压力等，分别检算井壁和内隔墙。

3 底节钢结构，应按下列两种情况检算：

1）起吊时按承受结构自重检算；

2）浮于水中时，按承受竖向荷载（钢结构自重、气筒、混凝土脚手模板、灌注设备、人群）、浮力、水平荷载（气压、静水压力、流水压力、锚缆拉力等）和底节以上的水平力；分别检算井壁和内隔墙的强度。检算井壁时还应考虑沉井可能倾斜而加大的静水压力，一般加大 7～10 kPa。

4 气筒应按下列情况计算：

1）沉井沉至稳定深度时，气筒未切割前需充气调整的最大气压；

2）气筒切割顶盖后可能承受的最大静水压力；

3）气筒的试验压力（采用工作压力的 1.5 倍），计算时钢材容许应力可采用 $0.8\sigma_s$（σ_s 为屈服点）；

4）气筒起吊及存放时的受力状况；

5）实际工作压力下，气筒和底节钢沉井的联结。

7.2.9 沉井底面处土的容许承载力，应按本规范第 4 章确定。置于岩面上的沉井，在检算基底时，基底面积可酌情扣除水下清基时在沉井底面周围一定宽度内不可能完全清净的面积。

沉井基础的沉降和基底偏心距的检算，应按本规范第 3.2 节和第 5.2 节的规定办理。

土的弹性抗力作用，可按本规范附录 D 计算。在采用泥浆润滑套施工时，仅在恢复侧面土的约束能力后，方可考虑土的弹性抗力作用。采用空气幕下沉的沉井，可以考虑土的弹性抗力作用。

对高低刃脚的沉井基础，检算倾覆和滑动稳定性时，应考虑岩面倾斜的不利因素。必要时可在井孔内钻岩，设置钢筋笼以加强锚固作用。

高而窄的沉井应检算产生施工容许偏差时的影响。

7.3 构　　造

7.3.1 沉井的平面形状及尺寸应根据墩台底面尺寸和地基容许承载力确定，并应考虑阻水较小、受力有利、简单对称和施工方便等要求。棱角处宜用圆角或钝角。顶面襟边宽度应根据沉井施工允许偏差确定。对顶部需设围堰的沉井，其襟边宽度应满足安装墩台身模板的需要。

井孔的布置和大小应满足取土机具所需净空和除土范围的要求，对顶部设置围堰的沉井，井孔布置应结合简化围堰支架结构统一考虑。

沉井外壁可做成竖直的或有台阶的，台阶的宽度可为100 mm左右。

沉井在松软土中下沉时，沉井底节高度不应大于沉井短边宽度的0.8倍。

7.3.2 井壁的厚度应根据结构强度、下沉需要的重量，以及便于取土和清基而定。

考虑传递封底混凝土基底反力的需要时，可在井壁上设置凹槽或其他联结措施。

沉井内隔墙底面应高出刃脚底面不小于0.5 m，必要时内隔墙底部可设过人孔。

井壁和内隔墙可根据施工需要分别设置连通管、探测管、射水孔和使用泥浆润滑套施工时的预埋管路以及采用空气幕施工时需设置的气龛、管路等。

按第7.2.2条及第7.2.3条检算沉井刃脚钢筋时，刃脚悬臂部分的竖直钢筋应伸入悬臂根部以上$0.5s_1$（s_1为内隔墙间的最

大水平向计算跨度）的高度处。

7.3.3 沉井刃脚根据地质情况，可采用尖刃脚或带踏面的刃脚，踏面宽度不宜大于150 mm，刃脚斜面与水平面交角不宜小于45°。

需要下沉至稍有倾斜的岩面时，在掌握岩层高低差变化的情况下，可将沉井刃脚做成与岩面倾斜相适应的高低刃脚。

7.3.4 浮式沉井应有系锚和导向定位设备。

设有气筒的浮式沉井（底节为双壁自浮的钢结构，上接单壁钢井壁和钢气筒，在悬浮状态下逐节接高钢筋混凝土井壁和填充混凝土，俟沉井落到河床后，切割气筒，再接高下沉至设计高程），应符合下列规定：

1 单壁钢井壁顶上的一层井壁混凝土达到规定强度前，钢井壁顶面应保持高出水面一定高度；

2 钢气筒的高度应满足放气下落河床前，及沉到稳定深度过程中需要的浮力，及调正偏斜时气体容积的要求；

3 气筒的直径应满足取土机具的净空需要；

4 各气筒底部应与探测管各自连通以溢余气；

5 单壁钢井壁和钢气筒应尽量切割回收。

8 特殊地基

8.1 湿陷性黄土地基

8.1.1 黄土地区建筑场地的湿陷性类型按自重湿陷量 Δ_{zs} 判定。当自重湿陷量 Δ_{zs} 小于或等于 7 cm 时，定为非自重湿陷性黄土场地，当 Δ_{zs} 大于 7 cm 时，定为自重湿陷性黄土场地。

湿陷性黄土的自重湿陷量 Δ_{zs} 可按下式计算：

$$\Delta_{zs} = \beta_0 \sum_{i=1}^{n} \delta_{zsi} \cdot h_i \qquad (8.1.1)$$

式中 Δ_{zs}——自重湿陷量（cm）；

δ_{zsi}——第 i 层土的自重湿陷系数；

h_i——第 i 层土的厚度（cm）；

β_0——因地区土质而异的修正系数，采用现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025）有关数据：陇西地区可取 1.5，陇东—陕北—晋西地区可取 1.2，关中地区可取 0.9、其他地区可取 0.5。

自重湿陷量 Δ_{zs} 的累计自天然地面算起（当挖、填方的厚度和面积较大时，自设计地面算起），至其下非湿陷性黄土层的顶面止，其中自重湿陷系数 δ_{zs} 小于 0.015 的土层可不计。

8.1.2 自重湿陷系数 δ_{zs} 可按下式计算：

$$\delta_{zs} = \frac{h_z - h'_z}{h_0} \qquad (8.1.2)$$

式中 h_z——保持天然湿度和结构的土样，加压至该土样上覆土的饱和自重压力时，下沉稳定后的高度（cm）；

h'_z——上述加压稳定后的土样，在浸水（饱和）作用下，

附加下沉稳定后的高度（cm）；

h_0——土样的原始高度（cm）。

8.1.3 黄土的湿陷性应按湿陷系数 δ_s 判定。δ_s 根据室内压缩试验可按下式计算：

$$\delta_s = \frac{h_p - h_p'}{h_0} \tag{8.1.3}$$

式中 δ_s——湿陷系数；

h_p——保持天然湿度和结构的土样，加压至规定压力时，下沉稳定后的高度（cm）；

h_p'——上述加压稳定后的土样，在浸水（饱和）作用下，附加下沉稳定后的高度（cm）；

h_0——土样的原始高度（cm）。

测定湿陷系数 δ_s 的压力，对于基础底面压力小于或等于300 kPa的桥涵，自基底算起，10 m 以内的土层采用 200 kPa，10 m 以下至非湿陷性土层顶面，采用其上覆土的饱和自重压力（当上覆土的饱和自重压力大于 300 kPa 时，仍采用 300 kPa）；对于基础底面压力大于 300 kPa 的桥涵，应采用实际压力。对压缩性较高的新近堆积黄土，基底下 5 m 以内的土层宜用 100～150 kPa 压力，5～10 m 和 10 m 以下至非湿陷性黄土层顶面，应分别用 200 kPa 和上覆土的饱和自重压力。

当湿陷系数 δ_s 小于 0.015 时，定为非湿陷性黄土；当 δ_s 等于或大于 0.015 时，定为湿陷性黄土。

8.1.4 基底以下地基的湿陷量 Δ_s 可按下式计算：

$$\Delta_s = \sum_{i=1}^{n} \beta \cdot \delta_{si} \cdot h_i \tag{8.1.4}$$

式中 Δ_s——基底以下地基的湿陷量（cm）；

δ_{si}——自基底算起第 i 层土的湿陷系数，见式（8.1.3）；

β——考虑地基土侧向挤出或浸水几率等因素的修正系数：在缺乏实测资料时，基底以下 5 m 深度内取

1.5；5～10 m 深度内取 1.0；10 m 以下至非湿陷性黄土层顶面，非自重湿陷性黄土取 0，自重湿陷性黄土可采用本规范式（8.1.1）中的 β_0 值；

h_i——基底以下第 i 层土的厚度（cm）。

基底以下地基的湿陷量 Δ_s 应自基础底面算起，对于非自重湿陷性黄土，累计至基底以下 10 m（或地基压缩层）深度止。对于自重湿陷性黄土，累计至非湿陷性土层顶面为止。其中湿陷系数 δ_s（10 m 以下为 δ_{zs}）小于 0.015 的土层可不累计。

8.1.5 湿陷性黄土地基的湿陷等级，应根据自重湿陷量 Δ_{zs} 和基底以下地基湿陷量 Δ_s 的大小按表 8.1.5 判定。

表 8.1.5 湿陷性黄土地基的湿陷等级

湿陷性类型		非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地	
自重湿陷量 Δ_z（cm）		$\Delta_z \leqslant 7$	$7 < \Delta_z \leqslant 35$	$\Delta_z > 35$
基底以下地基的湿陷量 Δ_s（cm）	$\Delta_s \leqslant 30$	Ⅰ（轻微）	Ⅱ（中等）	—
	$30 < \Delta_s \leqslant 70$	Ⅱ（中等）	*Ⅱ（中等）或Ⅲ（严重）	Ⅲ（严重）
	$\Delta_s > 70$	Ⅱ（中等）	Ⅲ（严重）	Ⅳ（很严重）

*注：1 当 30 cm $< \Delta_s \leqslant$ 60 cm，7 cm $< \Delta_z \leqslant$ 30 cm 时，可判为Ⅱ级；

2 当 $\Delta_s >$ 60 cm，$\Delta_z >$ 30 cm 时，可判为Ⅲ级。

8.1.6 湿陷性黄土地区桥涵建筑物根据其重要性、结构特点和受水浸湿后的危害程度分为甲、乙、丙、丁四类：

甲、桥梁基础；

乙、拱涵；

丙、圆涵、矩形涵、盖板涵和倒虹吸；

丁、桥涵附属工程。

湿陷性黄土地区桥涵建筑物应根据湿陷性黄土的等级、建筑物分类和水流特征，采取相应的设计措施满足基础沉降控制的要求。

8.1.7 采用强夯法、重锤夯实、桩孔挤密和换填灰土措施后，干容重不得小于 16 kN/m³。

重锤夯实和桩孔挤密地基处理的宽度应超出基础边缘不得小于 0.5 m。

强夯法处理时，宽度应超出基础边缘的尺寸为：圆形夯锤底面的直径或方形夯锤底面的边长。

换填灰土处理的宽度应超出基础边缘不得小于厚度的 30%，并不得小于 0.3 m。

8.1.8 对可能被水浸湿的桥涵地基，其沟床应采取可靠的防水措施。铺砌范围应比非湿陷地区同类的桥涵适当加大，垂裙适当加深，涵洞嵌缝宜用柔性材料，严禁漏水。

8.1.9 桥涵附近的陷穴、溶洞、古墓、古井、掏沙坑等应予以填平夯实，并防止湿陷。桥涵上游不允许积水，平坦地区对 25 m 以内的池塘和水渠应采取防止渗水的措施或填平处理。山区及丘陵地区应加强疏导，避免潜蚀或严重冲刷影响桥涵基础稳定。

8.1.10 湿陷性黄土地区的桥涵，宜设置在原有沟床上，并宜采用适应较大沉降的结构。涵洞不应采用分离式基础。

8.1.11 湿陷性黄土地区的桥涵基础应避免在雨季施工。如必须在雨季施工时，应有专门的防洪、排水设施，保证基坑不受水浸泡。

混凝土养生水不得浸泡基坑。

8.1.12 基坑开挖时，应在基坑底面以上预留 0.05 ~ 0.10 m 土层，进行夯实至设计高程。基础筑出地面后，基坑应及时用不透水土或原土分层回填夯实至稍高于附近地面，以利排水。

换填土和桩孔填土不应采用渗水土。

8.2 软土地基

8.2.1 软土地基上桥涵基础的工后沉降量，应符合本规范第 3.2.1 条的规定。

8.2.2 建于软土上且台后填土高 $h \geqslant 5$ m 的桥台，在计算地基应力和沉降时，可按本规范附录 F 考虑由于台后路基对基底产生的附加竖向压应力。

建于软土地基上的墩台基础当周围有不平衡荷载时，应考虑软土对基础产生的附加水平力。

8.2.3 当桥涵基础的计算沉降量超过容许值，或地基土的容许承载力不足时，应采取工程措施或地基加固措施。

8.2.4 当基底下软土层厚度不大时，可将软土层全部挖除，换以中砂、粗砂、砾砂、碎石、卵石，分层夯填。换填的顶面尺寸为基底每边加宽不得小于 0.3 m，底面尺寸由基底边缘按 35°～45°扩散角确定。

8.2.5 砂垫层的顶面尺寸应为基底每边加宽不得小于 0.5 m，底面宽度不得小于 $b + 2h\tan 35°$，其中 b 为基础宽度，h 为砂垫层的厚度，应按下卧软土层的容许承载力确定，可为 1～3 m。

砂垫层本身的沉降量可以忽略不计。

8.2.6 砂井的直径可为 0.20～0.30 m；砂井的间距应根据施工期限及对地基强度、变形等要求按固结计算确定，其中心距可为井径的 5 倍左右；砂井的深度宜贯穿软土层，如软土层很厚时，可根据地层情况、基底应力和沉降量决定。

砂井宜按等边三角形平面布置，且在基础边缘外增加 1～2 排，砂井的顶部可用满铺式砂垫层连通，垫层厚宜为 0.5～1.0 m。

对砂井地基应先行预压，而后再修建桥涵结构物；砂垫层应高出地面并做好排水设计。

若桥涵建成后即行通车或通过架桥机时，应进行检算和试压，以策安全。

砂桩的直径一般比砂井略大，中心距约为桩径的 3 倍，其深度宜穿过软土层，应根据设计计算决定。对于砂桩也可采用预压，以同时取得排水固结效果。砂桩的顶部可用满铺式砂垫层，厚约 0.5 m。砂桩的布置，应在基础边缘外再增加 1～2 排。

碎石桩可参照砂桩进行设计。

8.2.7 软土地基上的桥涵设计，应对结构形式、净空、控制沉降等方面采取措施，保证结构良好和正常使用。

8.3 多年冻土地基

8.3.1 多年冻土按照冻土融化时的下沉特征，可分为不融沉、弱融沉、融沉、强融沉和融陷五类，多年冻土的分类和融沉性分级见本规范附录A中表A.0.11—1、表A.0.11—2。

8.3.2 多年冻土地区桥涵地基，应根据多年冻土的工程地质条件（如多年冻土发展趋势、类型、厚度、地温和物理力学性质等）、地下水活动情况、不良地质现象、桥涵建筑物的结构类型和施工方法，并考虑桥涵修建后地基冻土的变化（如上限的升降、地温的变化、物理力学性质的改变等），选择经济合理的设计原则。

8.3.3 多年冻土地区的地基，可按下列原则设计：

1 保持冻结原则——即保持基础底部多年冻土在施工和运营过程中处于冻结状态。此原则宜用于冻层较厚、多年地温较低和多年冻土相对稳定的地带。

2 容许融化原则——即容许基底以下的多年冻土在施工或运营期间融化的原则。按其融化方法不同，又可分为下列两种：

自然融化——宜用于不融沉或弱融沉土地基。当地基的总沉降量不超过允许值时，不论其冻土厚度大小，均允许基底以下多年冻土在施工和运营期间自行逐渐融化。

预先融化——宜用于冻土厚度较薄，多年地温较高，多年冻土不够稳定地带的融沉、强融沉和融陷土地基，可视具体情况在建筑基础前采取人工融化压密或挖除换填处理。

8.3.4 采用保持冻结原则设计时，应选择在施工和运营中对地基冻土破坏较小的基础类型，如桩基础。采用容许融化原则设计时，应选择能适应地基下沉的结构形式。

适用于多年冻土地基的主要基础类型有钻孔桩基础和明挖基础。其使用条件如下：

钻孔插入桩，宜用于沿桩长月最高平均地温较高的各类多年冻土地基；

钻孔打入桩，宜用于黏性土和砂土的多年冻土地基；

钻孔灌注桩，宜用于沿桩长月最高平均地温较低的各类多年冻土地基；

明挖基础，适用于埋深较浅，除含土冰层以外的各类多年冻土地基。

8.3.5 钻孔桩按地基土阻力确定的单桩容许承载力，应通过试桩确定。如无条件进行试桩，可按下式计算：

$$[P]=\frac{1}{2}\sum \tau_i F_i m'' + m_0' A[\sigma] \qquad (8.3.5)$$

式中 $[P]$——桩的容许承载力（kN）；

τ_i——第 i 层冻土同桩侧表面的冻结强度（kPa），可按本规范附录 G 中表 G.0.1—1 的 S_m 取值；

m''——采用各种不同沉桩方式时冻结力的修正系数，钻孔插入桩 m'' 可选用 0.7～0.8；钻孔打入桩 m'' 可选用 1.1～1.3；钻孔灌注桩 m'' 可选用 1.3～1.5；

F_i——第 i 层冻土中桩侧表面的冻结面积（m^2）；

m_0'——桩底支承力折减系数，可根据孔底条件采用 0.5～0.9；

A——桩底支承面积（m^2）；

$[\sigma]$——桩底多年冻土容许承载力（kPa），根据本规范表 4.1.2—10 确定。

8.3.6 水平荷载作用下多年冻土地区的墩台基础，可根据桩和地基共同作用的条件考虑土的弹性抗力，按本规范附录 D 进行计算。其地基系数的比例系数 m 和 m_0 宜通过现场实测确定。

8.3.7 当桥梁基础位于冻胀或强冻胀土中时，因受切向冻胀力

的作用，可能导致基础冻胀变形或断裂，故应按本规范附录 G 进行切向冻胀计算。如经计算不能满足设计要求时，应在主冻胀带范围内，选用下列防冻胀措施：

1 减少地基与基础及墩台身之间的接触侧面积，并应使其表面光滑；

2 将基础和墩台身周围的冻胀性土用粉黏粒含量小于 10% 的中粗砂或卵砾石换填，亦可采用其他的物理、化学方法进行防冻胀处理；

3 加深基础埋入多年冻土中的深度，以增大锚固力，并在承受拉力的断面上配置钢筋。

8.3.8 多年冻土地区桥涵基础的底面埋置深度应符合下列规定：

1 按保持冻结原则进行设计时，基础和桩基承台板底面位于稳定人为上限以下的最小埋置深度应符合表 8.3.8 中的要求。桩身位于稳定人为上限以下的最小深度（不论土质）不应小于4 m。

表 8.3.8 基础和桩基承台板底面位于稳定人为上限以下的最小埋置深度（m）

基础类型	地基土质	位于稳定人为上限以下的最小埋置深度
桥梁明挖基础	多冰、富冰或饱冰冻土	1.0
涵洞出入口明挖基础	多冰、富冰或饱冰冻土	0.25
承台板底面	多冰、富冰或饱冰冻土	不应小于 0.25

2 按容许融化原则进行设计时，基础埋深应满足地基沉降方面的要求。当季节活动层为冻胀性土时，尚应符合本规范第 1.0.9 条与第 1.0.10 条的规定。

8.3.9 采用自然融化原则进行设计时，应进行沉降检算。对于弱融沉、融沉、强融沉土地基的最终沉降量可按下式计算：

$$S = \sum A_i \cdot h_i + \sum \alpha_i \cdot h_i \cdot \sigma_i + \sum \alpha_i \cdot W_i \cdot h_i \tag{8.3.9}$$

式中　S——最终沉降量（m）；

h_i——第 i 层冻土厚度（m）；

A_i——第 i 层冻土融化系数，宜由试验确定；

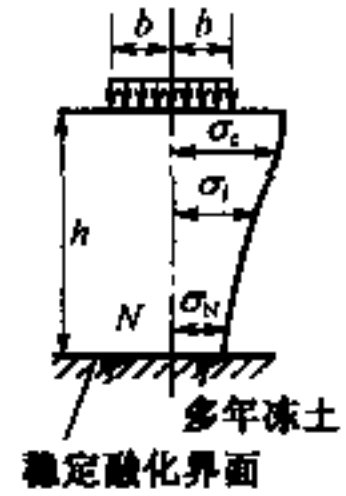
α_i——第 i 层冻土压缩系数（MPa^{-1}），宜由试验确定；

W_i——第 i 层冻土中点处的土自重压应力（MPa）；

σ_i——第 i 层冻土中点处的附加压应力（MPa），恒载作用下，基底中点的压应力 σ_c 和稳定融化深度界面与基础轴线交点处的压应力 $\sigma_N = K\sigma_c$ 成比例，K 值见表 8.3.9。

表 8.3.9　稳定融化界面与基础轴线交点 N 处的竖向应力系数 K 值

h/b	圆形（半径 $= b$）	矩形（边长 $2a$、边宽 $2b$）				长形	附　图
		$\frac{a}{b}=1$	$\frac{a}{b}=2$	$\frac{a}{b}=3$	$\frac{a}{b}=10$	$\frac{a}{b}=\infty$	
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
0.25	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	
0.50	1.064	1.053	1.033	1.033	1.033	1.033	
0.75	1.072	1.082	1.059	1.059	1.059	1.059	
1.00	0.965	1.027	1.039	1.026	1.025	1.025	
1.50	0.684	0.762	0.912	0.911	0.902	0.902	
2.00	0.473	0.541	0.717	0.769	0.761	0.761	
2.50	0.335	0.395	0.593	0.651	0.636	0.636	
3.00	0.249	0.298	0.474	0.549	0.560	0.560	
4.00	0.148	0.186	0.314	0.392	0.439	0.439	
5.00	0.098	0.125	0.222	0.287	0.359	0.359	
7.00	0.051	0.065	0.113	0.170	0.262	0.262	
10.00	0.025	0.032	0.064	0.093	0.181	0.185	
20.00	0.006	0.008	0.016	0.024	0.068	0.086	
50.00	0.001	0.001	0.003	0.005	0.014	0.037	
∞	0	0	0	0	0	0	



采用预先融化时，人工融化或挖除冻土的深度，可根据冻土人为上限深度和基础允许沉降量计算确定。

8.3.10 计算沉降量时，基底压缩层的厚度，可按下列原则确定：

1 当基底以下融化层厚度小于或等于基底压缩层厚度时，则压缩层的厚度等于融化层的厚度；

2 当基底以下融化层厚度大于压缩层的厚度时，对于土自重压力的下沉和融化的下沉，算至融化层的下限；对于附加压力的下沉，等于压缩层的厚度。

8.3.11 涵洞的建筑拱度，可按下列原则确定：

1 按容许融化原则设计时，可采用沉降计算值设计建筑拱度，如沉降过大，应采取措施；

2 按保持冻结原则设计时，可按涵洞的有关规定办理。

9 改建既有线及增建第二线的桥涵基础

9.0.1 既有桥墩台基础埋深不足时，应采取板桩防护、河床铺砌、混凝土块排、钻孔灌注桩加固等措施，必要时予以根本改善。

9.0.2 增建第二线桥时，应在满足既有桥行车安全的条件下，合理确定新、旧桥的间距，新、旧基础可做成分离式或整体式。

分离式基础仍有部分重叠时，应以竖直的和水平的沉降缝分隔开。分离式基础的计算均按两单线桥考虑，并应计算沉降的相互影响。对部分重叠的基础，检算第二线桥基底压应力时，应考虑横桥方向偏心的影响。

整体式基础应按双线桥计算，并应采取措施联结牢固，联结断面应检算一线有车时产生的弯矩和剪力。

9.0.3 加固既有桥或增建第二线桥墩台基础时，应先查明既有桥基础构造、地质情况、地下水位等资料，以制定防护既有桥的措施和第二线桥基的施工方案。

9.0.4 当既有桥墩台为明挖基础时，增建的第二线桥墩台基底不宜低于既有桥墩台基底；否则应结合地下水处理措施和行车影响，进行既有桥墩台的防护设计。

附录 A　土和岩石的工程分类及其性质的划分

A.0.1　土的分类及名称

表 A.0.1—1　土 的 颗 粒 分 组

颗　粒　名　称		粒径 d（mm）
漂石（浑圆、圆棱）或块石（尖棱）	大	$d>800$
	中	$400<d\leqslant800$
	小	$200<d\leqslant400$
卵石（浑圆、圆棱）或碎石（尖棱）	大	$100<d\leqslant200$
	小	$60<d\leqslant100$
粗圆砾（浑圆、圆棱）或粗角砾（尖棱）	大	$40<d\leqslant60$
	小	$20<d\leqslant40$
细圆砾（浑圆、圆棱）或细角砾	大	$10<d\leqslant20$
	中	$5<d\leqslant10$
	小	$2<d\leqslant5$
砂　　粒	粗	$0.5<d\leqslant2$
	中	$0.25<d\leqslant0.5$
	细	$0.075<d\leqslant0.25$
粉　　粒		$0.005\leqslant d\leqslant0.075$
黏　　粒		$d<0.005$

表 A.0.1—2　碎 石 类 土 的 划 分

土的名称	颗 粒 形 状	土的颗粒级配
漂 石 土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 200 mm 的颗粒超过总质量的 50%
块 石 土	尖棱状为主	

续表 A.0.1—2

土的名称	颗粒形状	土的颗粒级配
卵石土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 60 mm 的颗粒超过总质量的 50%
碎石土	尖棱状为主	
粗圆砾土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 20 mm 的颗粒超过总质量的 50%
粗角砾土	尖棱状为主	
细圆砾土	浑圆或圆棱状为主	粒径大于 2 mm 的颗粒超过总质量的 50%
细角砾土	尖棱状为主	

注：定名时应根据粒径分组，由大到小，以最先符合者确定。

表 A.0.1—3 砂类土的划分

土的名称	土的颗粒级配
砾砂	粒径大于 2 mm 颗粒的质量占总质量的 25% ~ 50%
粗砂	粒径大于 0.5 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%
中砂	粒径大于 0.25 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%
细砂	粒径大于 0.075 mm 颗粒的质量超过总质量的 85%
粉砂	粒径大于 0.075 mm 颗粒的质量超过总质量的 50%

注：定名时应根据颗粒级配，由大到小，以最先符合者确定。

表 A.0.1—4 粉土及黏性土的划分

土的名称	塑性指数 I_p
粉土	$I_p \leqslant 10$
粉质黏土	$10 < I_p \leqslant 17$
黏土	$I_p > 17$

注：1 塑性指数等于土的液限含水率与塑限含水率之差；
2 液限含水率试验采用圆锥仪法，圆锥仪总质量为 76 g，入土深度 10 mm；
3 塑限含水率试验采用搓条法；
4 粉土为 $I_p \leqslant 10$，且粒径大于 0.075 mm 的颗粒少于全重 50% 的土。

A.0.2 土的密实程度或压缩性

表 A.0.2—1　碎石类土密实程度的划分

密实程度	结构特征	天然坡和开挖情况	钻探情况
密实	骨架颗粒交错紧贴连续接触，孔隙填满、密实	天然陡坡稳定，坎下堆积物较少。镐挖掘困难，用撬棍方能松动，坑壁稳定。从坑壁取出大颗粒处，能保持凹面形状	钻进困难。钻探时，钻具跳动剧烈，孔壁较稳定
中密	骨架颗粒排列疏密不匀，部分颗粒不接触，孔隙填满，但不密实	天然坡不易陡立或陡坎下堆积物较多。天然坡大于粗颗粒的安息角。镐可挖掘，坑壁有掉块现象。充填物为砂类土时，坑壁取出大颗粒处，不易保持凹面形状	钻进较难。钻探时，钻具跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
稍密	多数骨架颗粒不接触，孔隙基本填满，但较松散	不易形成陡坎，天然坡略大于粗颗粒的安息角。镐较易挖掘。坑壁易掉块，从坑壁取出大颗粒后易塌落	钻进较难。钻探时，钻具有跳动，孔壁较易坍塌
松散	骨架颗粒有较大孔隙，充填物少，且松散	锹可以挖掘。天然坡多为主要颗粒的安息角。坑壁易坍塌	钻进较容易，钻进中孔壁易坍塌

表 A.0.2—2　砂类土密实程度的划分

密度程度	标准贯入锤击数 N	相对密度 D_r
密　　实	$N>30$	$D_r>0.67$
中　　密	$15<N\leqslant 30$	$0.4<D_r\leqslant 0.67$
稍　　密	$10<N\leqslant 15$	$0.33<D_r\leqslant 0.4$
松　　散	$N\leqslant 10$	$D_r\leqslant 0.33$

注：$D_r=\dfrac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$

式中　e——天然孔隙比；

e_{max}——最大孔隙比；

e_{min}——最小孔隙比。

表 A.0.2—3　粉土密实程度的划分

密实程度	孔隙比 e 值
密　　实	$e<0.75$
中　　密	$0.75\leqslant e\leqslant 0.9$
稍　　密	$e>0.9$

表 A.0.2—4　黏性土压缩性的划分

压 缩 性 分 级	压缩系数（MPa^{-1}）
低压缩性	$a_{0.1-0.2}<0.1$
中压缩性	$0.1\leqslant a_{0.1-0.2}<0.5$
高压缩性	$a_{0.1-0.2}\geqslant 0.5$

注：$a_{0.1-0.2}$为 0.1～0.2 MPa 压力范围内的压缩系数。

A.0.3　土的潮湿程度或塑性状态

表 A.0.3—1　碎石类土和砂类土潮湿程度的划分

分　　级	饱和度 S_r（%）
稍　　湿	$S_r\leqslant 50$
潮　　湿	$50<S_r\leqslant 80$
饱　　和	$S_r>80$

注：$S_r=\dfrac{V_w}{V_V}\times 100\%$

式中　V_w——水所占的体积；

V_V——孔隙（包括水及气体）部分的体积。

表 A.0.3—2　粉土潮湿程度的划分

分　　级	天然含水率 w（%）
稍　　湿	$w<20$
潮　　湿	$20\leqslant w\leqslant 30$
饱　　和	$w>30$

表 A.0.3—3　黏性土塑性状态的划分

塑 性 状 态	液 性 指 数 I_L
坚　　硬	$I_L\leqslant 0$
硬　　塑	$0<I_L\leqslant 0.5$
软　　塑	$0.5<I_L\leqslant 1$
流　　塑	$I_L>1$

注：$I_L=\dfrac{w-w_p}{I_p}$

式中　w——天然含水率；

w_p——塑限含水率；

I_p——塑性指数。

A.0.4 岩石按强度分类

表 A.0.4—1 岩石坚硬程度的定性划分

名称		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	极硬岩	锤击声清脆，锤击有回弹，震手，难击碎，浸水后大多无吸水反应	未风化或微风化的花岗岩、片麻岩、闪长岩、石英岩、硅质灰岩、硅质胶结的砂岩或砾岩等
	硬岩	锤击声较清脆，锤击有轻微的回弹，稍震手，较难击碎，浸水后有轻微的吸水反应	弱风化的极硬岩；未风化或微风化的熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、灰岩、钙质胶结的砂岩、结晶颗粒较粗的岩浆岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆，锤击无回弹，较易击碎，吸水明显，浸水后指甲可划出印痕	强风化的极硬岩；弱风化的硬岩；未风化或微风化的千枚岩、云母片岩、砂质泥岩、钙泥质胶结的粉砂岩和砾岩、泥灰岩、页岩、凝灰岩等
	软岩	锤击声哑，锤击无回弹，有凹痕，易击碎，浸水后手可掰开	强风化的极硬岩；弱风化～强风化的硬岩；弱风化的较软岩和未风化或微风化的泥质岩类：泥岩、煤、泥质胶结的砂岩和砾岩等
	极软岩	锤击声哑，锤击无回弹，有较深的凹痕，手可掰开，浸水后可捏成团或捣碎	全风化的各类岩石和成岩作用差的岩石

表 A.0.4—2 R_c 与定性划分岩石坚硬程度的对应关系

岩石单轴饱和抗压强度 R_c（MPa）	$R_c > 60$	$60 \geqslant R_c > 30$	$30 \geqslant R_c > 15$	$15 \geqslant R_c > 5$	$R_c \leqslant 5$
坚硬程度	极硬岩	硬　岩	较软岩	软　岩	极软岩

A.0.5 新鲜岩石抗风化能力的分级与岩石软化性分类

表 A.0.5—1 新鲜岩石抗风化能力的分级

指标和特征 / 分级 / 项目	不易风化的	易风化的
软化性	不易软化的	易软化的
耐冻性	耐冻的	不耐冻的

续表 A.0.5—1

指标和特征 / 分级 / 项目	不易风化的		易风化的
岩浆岩的结构	细 粒 的		粗 粒 的
造岩矿物	以石英为主	长石、辉石、角闪石较多	黄铁矿、橄榄石、黑云母含量较多
胶结物	硅质的	钙质的	泥质的
耐风化时间	暴露一、二年尚不易风化		暴露后数日至数月即出现风化

表 A.0.5—2 岩石软化性分类

名 称	不易软化的	易软化的
软化系数 k_r	>0.75	$\leqslant 0.75$

注：软化系数 k_r 为同一岩体中岩石单轴饱和抗压强度与风干状态下岩石单轴抗压强度的比值。

A.0.6 岩体的节理分级

表 A.0.6—1 岩体按节理宽度分级

名 称	节理宽度 b（mm）
密闭节理	$b<1$
微张节理	$1\leqslant b<3$
张开节理	$3\leqslant b<5$
宽张节理	$b\geqslant 5$

表 A.0.6—2 岩体节理发育程度分级

节理发育程度分级	基 本 特 征
节理不发育	节理 1～2 组，规则，为构造型，间距在 1 m 以上，多为密闭节理。岩体被切割成巨块状
节理较发育	节理 2～3 组，呈 X 形，较规则，以构造型为主，多数间距大于 0.4 m，多为密闭节理，部分为微张节理，少有充填物。岩体被切割成大块状
节理发育	节理 3 组以上，不规则，呈 X 形或米字形，以构造型风化型为主，多数间距小于 0.4 m，大部分为张开节理，部分有充填物。岩体被切割成块状
节理很发育	节理 3 组以上，杂乱，以风化型和构造型为主，多数间距小于 0.2 m，以张开节理为主，有个别宽张节理，一般均有充填物。岩体被切割成碎裂状

A.0.7 岩体受地质构造影响程度的划分

表 A.0.7 岩体按受地质构造影响程度划分

名 称	基 本 特 征
轻 微	地质构造变动小，节理不发育
较 重	地质构造变动较大，位于断层或褶曲轴的邻近地段，可有小断层，节理较发育
严 重	地质构造变动剧烈，位于褶曲轴部或断层影响带内，软质岩多见扭曲及拖拉现象，节理发育
很严重	位于断层破碎带内，岩体呈块石、碎石、角砾状，有的甚至呈粉末、泥土状，节理很发育

A.0.8 岩体完整程度划分

表 A.0.8 岩体完整程度划分

名 称	结 构 面 特 征	结构类型	岩体完整性指数 K_V
完 整	结构面 1～2 组，以构造型节理或层为主，密闭型	巨块状整体结构	$K_V > 0.75$
较完整	结构面 2～3 组，以构造型节理、层面为主，裂隙多呈密闭型，部分为微张型，少有充填物	块状结构	$0.55 < K_V \leqslant 0.75$
较破碎	结构面一般为 3 组，以节理及风化裂隙为主，在断层附近受构造作用影响较大，裂隙以微张型和张开型为主，多有充填物	层状、块石、碎石状结构	$0.35 < K_V \leqslant 0.55$
破 碎	结构面大于 3 组，并多以风化型裂隙为主，在断层附近受构造作用影响较大，裂隙以张开型为主，多有充填物	碎石角砾状结构	$0.15 < K_V \leqslant 0.35$
极破碎	结构面杂乱无序，在断层附近受构造作用影响很大，宽张裂隙全为泥质或泥夹岩屑充填，充填物厚度大	散体状结构	$K_V \leqslant 0.15$

注：1 表中裂隙宽度的类型，可参见表 A.0.6—1；

2 表中岩体完整性指数是岩体弹性纵波速度与同一岩体中岩石的弹性纵波速度比值的平方。

A.0.9 岩体风化程度分带

表 A.0.9　岩体风化程度分带

风化程度分带	野外鉴定特征				风化程度参数指标		
	岩石矿物颜色	结构	破碎程度	坚硬程度	风化系数 K_f	波速比 K_p	纵波速度 v_p(m/s)
未风化	岩石、矿物及其胶结物颜色新鲜，保持原有颜色	保持岩体原有结构	除构造裂隙外肉眼见不到其他裂隙，整体性好	除泥质岩可用大锤击碎外，其余岩类不易击开，放炮才能掘进	$K_f > 0.9$	$K_p > 0.9$	硬质岩 $v_p > 5000$ 软质岩 $v_p > 4000$
微风化	岩石、矿物颜色较暗淡，节理面附近有部分矿物变色	岩体结构未破坏，仅沿节理面有风化现象或有水锈	有少量风化裂隙，裂隙间距多数大于 0.4 m 整体性仍较好	要用大锤和楔子才能剖开，泥质岩用大锤可以击碎，放炮才能掘进	硬质岩 $0.8 < K_f \leqslant 0.9$ 软质岩 $0.8 < K_f \leqslant 0.9$	硬质岩 $0.8 < K_p \leqslant 0.9$ 软质岩 $0.8 < K_p \leqslant 0.9$	硬质岩 $4000 < v_p \leqslant 5000$ 软质岩 $3000 < v_p \leqslant 4000$
弱风化	岩石、矿物失去光泽，颜色暗淡，部分易风化矿物已经变色，黑云母失去弹性	岩体结构已部分破坏，裂隙可能出现风化夹层，一般呈块状或球状结构	风化裂隙发育，裂隙间距多数为 0.2 - 0.4 m，整体性差	可用大锤击碎，用手锤不易击碎，大部分需放炮掘进，岩心钻方可钻进	硬质岩 $0.4 < K_f \leqslant 0.8$ 软质岩 $0.3 < K_f \leqslant 0.8$	硬质岩 $0.6 < K_p \leqslant 0.8$ 软质岩 $0.5 < K_p \leqslant 0.8$	硬质岩 $2000 < v_p \leqslant 4000$ 软质岩 $1500 < v_p \leqslant 3000$
强风化	岩石及大部分矿物变色，形成次生矿物	岩体结构已大部分破坏，形成碎块状或球状结构	风化裂隙很发育，岩体破碎，风化物呈碎石状或碎石含砂状，裂隙间距小于 0.2 m，完整性很差	用手锤可击碎，用镐可以掘进，用锹则很困难，干钻可钻进	硬质岩 $K_f \leqslant 0.4$ 软质岩 $K_f \leqslant 0.3$	硬质岩 $0.4 < K_p \leqslant 0.6$ 软质岩 $0.3 < K_p \leqslant 0.5$	硬质岩 $1000 < v_p \leqslant 2000$ 软质岩 $700 < v_p \leqslant 1500$

续表 A.0.9

风化程度分带	野外鉴定特征				风化程度参数指标		
	岩石矿物颜色	结构	破碎程度	坚硬程度	风化系数 K_f	波速比 K_p	纵波速度 v_p(m/s)
全风化	岩石、矿物已完全变色，大部分发生变异，除石英外大部分风化成土状	岩体结构已完全破坏，仅外观保持原岩特征，矿物晶体失去连接，石英松散呈粒状	风化破碎呈碎屑状、土状或砂状	用手可捏碎，用锹就可掘进，干钻较易钻进	—	硬质岩 $K_p \leqslant 0.4$ 软质岩 $K_p \leqslant 0.3$	硬质岩 $500 < v_p \leqslant 1000$ 软质岩 $300 < v_p \leqslant 700$

注：1 k_f 是同一岩体中风化岩石的单轴饱和抗压强度与未风岩石的单轴饱和抗压强度的比值；

2 k_p 是同一岩体中风化岩体的纵波波速与未风化岩体纵波波速的比值。

A.0.10 季节性冻土的冻胀等级

表 A.0.10 季节性冻土的冻胀等级

土的类别	冻前天然含水率 w(%)	冻结期间地下水位低于冻结线的最小距离 h_w(m)	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级及类别
粉黏粒质量不大于 15% 的粗颗粒土(包括碎石类土、砾、粗、中砂，以下同)，粉黏粒质量不大于 10% 的细砂	不考虑	不考虑	$\eta \leqslant 1$	Ⅰ级不冻胀
粉黏粒质量大于 15% 的粗颗粒土，粉黏粒质量大于 10% 的细砂	$w \leqslant 12$	> 1.0		
粉砂	$12 < w \leqslant 14$	> 1.0		
粉土	$w \leqslant 19$	> 1.5		
黏性土	$w \leqslant w_p + 2$	> 2.0		

续表 A.0.10

土的类别	冻前天然含水率 w(%)	冻结期间地下水位低于冻结线的最小距离 h_w(m)	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级及类别
粉黏粒质量大于15%的粗颗粒土,粉黏粒质量大于10%的细砂	$w \leqslant 12$	$\leqslant 1.0$	$1 < \eta \leqslant 3.5$	Ⅱ级弱冻胀
	$12 < w \leqslant 19$	> 1.0		
粉　砂	$w \leqslant 14$	$\leqslant 1.0$		
	$14 < w \leqslant 19$	> 1.0		
粉　土	$w \leqslant 19$	$\leqslant 1.5$		
	$12 < w \leqslant 22$	> 1.5		
黏性土	$w \leqslant w_p + 2$	$\leqslant 2.0$		
	$w_p + 2 < w \leqslant w_p + 5$	> 2.0		
粉黏粒质量大于15%的粗颗粒土,粉黏粒质量大于10%的细砂	$12 < w \leqslant 18$	$\leqslant 1.0$	$3.5 < \eta \leqslant 6$	Ⅲ级冻胀
	$w > 18$	> 0.5		
粉　砂	$14 < w \leqslant 19$	$\leqslant 1.0$		
	$19 < w \leqslant 23$	> 1.0		
粉　土	$19 < w \leqslant 22$	$\leqslant 1.5$		
	$22 < w \leqslant 26$	> 1.5		
黏性土	$w_p + 2 < w \leqslant w_p + 5$	$\leqslant 2.0$		
	$w_p + 5 < w \leqslant w_p + 9$	> 2.0		
粉黏粒质量大于15%的粗颗粒土,粉黏粒质量大于10%的细砂	$w > 18$	$\leqslant 0.5$	$6 < \eta \leqslant 12$	Ⅳ级强冻胀
粉　砂	$19 < w \leqslant 23$	$\leqslant 1.0$		
粉　土	$22 < w \leqslant 26$	$\leqslant 1.5$		
	$26 < w \leqslant 30$	> 1.5		
黏性土	$w_p + 5 < w \leqslant w_p + 9$	$\leqslant 2.0$		
	$w_p + 9 < w \leqslant w_p + 15$	> 2.0		

续表 A.0.10

土的类别	冻前天然含水率 w(%)	冻结期间地下水位低于冻结线的最小距离 h_w(m)	平均冻胀率 η(%)	冻胀等级及类别
粉　砂	$w>23$	不考虑	$\eta>12$	V级特强冻胀
粉　土	$26<w\leqslant30$	$\leqslant1.5$		
	$w>30$	不考虑		
黏性土	$w_p+9<w\leqslant w_p+15$	$\leqslant2.0$		
	$w>w_p+15$	不考虑		

注：1　平均冻胀率为地表冻胀量与冻层厚度减地表冻胀量之比；
2　w_p 为塑限含水率；
3　盐渍化冻土不在表列；
4　塑性指数大于22，冻胀性降低一级；
5　碎石类土当充填物大于全部质量的40%时，其冻胀性按填充物土的类别判定。

A.0.11　多年冻土的分类

表 A.0.11—1　多年冻土的分类

多年冻土类型	土的名称	总含水率 w_A（%）	融化后的潮湿程度	融沉等级	融沉类型
少冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量不大于15%）	$w_A<10$	潮　湿	I	不融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量大于15%）	$w_A<12$	稍　湿		
	细砂、粉砂	$w_A<14$			
	粉　土	$w_A<17$			
	黏性土	$w_A<w_p$	坚　硬		
多冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量不大于15%）	$10\leqslant w_A<15$	饱　和	II	弱融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量大于15%）	$12\leqslant w_A<15$	潮　湿		
	细砂、粉砂	$14\leqslant w_A<18$			
	粉　土	$17\leqslant w_A<21$			

续表 A.0.11—1

多年冻土类型	土 的 名 称	总含水率 w_A（%）	融化后的潮湿程度	融沉等级	融沉类型
	黏 性 土	$w_p \leqslant w_A < w_p + 4$	硬 塑		弱融沉
高冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量不大于 15%）	$15 \leqslant w_A < 25$	饱和出水（出水量小于 10%）	Ⅲ	融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量大于 15%）	$15 \leqslant w_A < 25$	饱 和		
	细砂、粉砂	$18 \leqslant w_A < 28$			
	粉 土	$21 \leqslant w_A < 32$			
	黏 性 土	$w_p + 4 \leqslant w_A < w_p + 15$	软 塑		
饱冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量不大于 15%）	$25 \leqslant w_A < 44$	饱和大量出水（出水量为 10%～20%）	Ⅳ	强融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂（粉黏粒质量大于 15%）	$25 \leqslant w_A < 44$	饱和出水（出水量小于 10%）		
	细砂、粉砂	$28 \leqslant w_A < 44$			
	粉 土	$32 \leqslant w_A < 44$			
	黏 性 土	$w_p + 15 \leqslant w_A < w_p + 35$	流 塑		
含土冰层	碎石类土、砂类土、粉土	$w_A \geqslant 44$	饱和大量出水（出水量为 10%～20%）	Ⅴ	融陷
	黏 性 土	$w_A \geqslant w_p + 35$	流 塑		

注：1 总含水率包括冰和未冻水；

2 盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐植土、高塑性黏土不在表列。

表 A.0.11—2　多年冻土的融沉性分级

融化下沉系数 δ_0	$\delta_0 \leqslant 1$	$1 < \delta_0 \leqslant 3$	$3 < \delta_0 \leqslant 10$	$10 < \delta_0 \leqslant 25$	$\delta_0 > 25$
融化性分级	不融沉	弱融沉	融　沉	强融沉	融　陷

注：融化下沉系数 $\delta_0 = \frac{h_1 - h_2}{h_1} \times 100\%$

式中　h_1——冻土试件融化前的高度（mm）；

h_2——冻土试件融化后的高度（mm）。

A.0.12　岩土施工工程分级

表 A.0.12　岩土施工工程分级

等级	分类	岩土名称及特征	钻 1m 所需时间			岩石单轴饱和抗压强度（MPa）	开挖方法
			液压凿岩台车、潜孔钻机（净钻分钟）	手持风枪湿式凿岩合金钻头（净钻分钟）	双人打眼（工天）		
Ⅰ	松土	砂类土，种植土，未经压实的填土					用铁锹挖，脚踏一下到底的松散土层，机械能全部直接铲挖，普通装载机可满载
Ⅱ	普通土	坚硬的、可塑的粉质黏土，可塑的黏土，膨胀土，粉土，Q_3、Q_4 黄土，稍密、中密细角砾土、细圆砾土，松散的粗角砾土、碎石土、粗圆砾土、卵石土，压密的填土，风积沙					部分用镐刨松，再用锹挖，脚连踏数次才能挖动。挖掘机、带齿尖口装载机可满载、普通装载机可直接铲挖，但不能满载
Ⅲ	硬土	坚硬的黏性土、膨胀土，Q_1、Q_2 黄土，稍密、中密粗角砾土、碎石土、粗圆砾土、卵石土，密实的细圆砾土、细角砾土，各种风化成土状的岩石					必须用镐先全部刨过才能用锹挖。挖掘机、带齿尖口装载机不能满载；大部分采用松土器松动方能铲挖装载

续表 A.0.12

等级	分类	岩土名称及特征	钻1 m所需时间			岩石单轴饱和抗压强度(MPa)	开挖方法
			液压凿岩台车、潜孔钻机(净钻分钟)	手持风枪湿式凿岩合金钻头(净钻分钟)	双人打眼(工天)		
Ⅳ	软石	块石土、漂石土，含块石、漂石30%～50%的及密实的碎石土、卵石土，岩盐；各类较软岩、软岩及成岩作用差的岩石：泥质岩类、煤、凝灰岩、云母片岩、千枚岩		<7	<0.2	<30	部分用撬棍及大锤开挖或挖掘机、单钩裂土器松动，部分需借助液压冲击镐解碎或部分采用爆破法开挖
Ⅴ	次坚石	各种硬质岩：硅质页岩、钙质岩、白云岩、石灰岩、泥灰岩、玄武岩、片岩、片麻岩、正长岩、花岗岩	≤10	7～20	0.2～1.0	30～60	能用液压冲击镐解碎，大部分需用爆破法开挖
Ⅵ	坚石	各种极硬岩：硅质砂岩、硅质砾岩、石灰岩、石英岩、大理岩、玄武岩、闪长岩、花岗岩、角岩	>10	>20	>1.0	>60	可用液压冲击镐解碎，需用爆破法开挖

注：1 软土(软黏性土、淤泥质土、淤泥、泥炭质土、泥炭)的施工工程分级，一般可定为Ⅱ级，多年冻土一般可定为Ⅳ级；

2 表中所列岩石均按完整结构岩体考虑，若岩体极破碎、节理很发育或强风化时，其等级应按表对应岩石的等级降低一个等级。

附录 B　矩形面积上均布荷载作用下通过中心点竖线上的平均附加应力系数 C

表 B

z/b \ a/b	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	5	≥10
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998	0.998
0.2	0.987	0.990	0.991	0.992	0.992	0.992	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993	0.993
0.3	0.967	0.973	0.976	0.978	0.979	0.979	0.980	0.980	0.981	0.981	0.981	0.981	0.981
0.4	0.936	0.947	0.953	0.956	0.958	0.965	0.961	0.962	0.962	0.963	0.963	0.963	0.963
0.5	0.900	0.915	0.924	0.929	0.933	0.935	0.937	0.939	0.939	0.940	0.940	0.940	0.940
0.6	0.858	0.878	0.890	0.898	0.903	0.906	0.910	0.912	0.913	0.914	0.914	0.915	0.915
0.7	0.816	0.840	0.855	0.865	0.871	0.876	0.881	0.884	0.885	0.886	0.887	0.887	0.888
0.8	0.775	0.801	0.819	0.831	0.839	0.844	0.851	0.855	0.857	0.858	0.859	0.860	0.860
0.9	0.735	0.764	0.784	0.797	0.806	0.813	0.821	0.826	0.829	0.830	0.831	0.832	0.836
1.0	0.698	0.728	0.749	0.764	0.775	0.783	0.792	0.798	0.801	0.803	0.804	0.806	0.807
1.1	0.663	0.694	0.717	0.733	0.744	0.753	0.764	0.771	0.775	0.777	0.779	0.780	0.782
1.2	0.631	0.663	0.686	0.703	0.715	0.725	0.737	0.744	0.749	0.752	0.754	0.756	0.758
1.3	0.601	0.633	0.657	0.674	0.688	0.698	0.711	0.719	0.725	0.728	0.730	0.733	0.735
1.4	0.573	0.605	0.629	0.648	0.661	0.672	0.687	0.696	0.701	0.705	0.708	0.711	0.714

续表 B

z/b \ a/b	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	5	≥10
1.5	0.548	0.580	0.604	0.622	0.637	0.648	0.664	0.673	0.679	0.683	0.686	0.690	0.693
1.6	0.524	0.556	0.580	0.599	0.613	0.625	0.641	0.651	0.658	0.663	0.666	0.670	0.675
1.7	0.502	0.533	0.558	0.577	0.591	0.603	0.620	0.631	0.638	0.643	0.646	0.651	0.656
1.8	0.482	0.513	0.537	0.556	0.571	0.588	0.600	0.611	0.619	0.624	0.629	0.633	0.638
1.9	0.463	0.493	0.517	0.536	0.551	0.563	0.581	0.593	0.601	0.606	0.610	0.616	0.622
2.0	0.446	0.475	0.499	0.518	0.533	0.545	0.563	0.575	0.584	0.590	0.594	0.600	0.606
2.1	0.429	0.459	0.482	0.500	0.515	0.528	0.546	0.559	0.567	0.574	0.578	0.585	0.591
2.2	0.414	0.443	0.466	0.484	0.499	0.511	0.530	0.543	0.552	0.558	0.563	0.570	0.577
2.3	0.400	0.428	0.451	0.469	0.484	0.496	0.515	0.528	0.537	0.544	0.548	0.554	0.564
2.4	0.387	0.414	0.436	0.454	0.469	0.481	0.500	0.513	0.523	0.530	0.535	0.543	0.551
2.5	0.374	0.401	0.423	0.441	0.455	0.468	0.486	0.500	0.509	0.516	0.522	0.530	0.539
2.6	0.362	0.389	0.410	0.428	0.442	0.473	0.473	0.487	0.496	0.504	0.509	0.518	0.528
2.7	0.351	0.377	0.398	0.416	0.430	0.461	0.461	0.474	0.484	0.492	0.497	0.506	0.517
2.8	0.341	0.366	0.387	0.404	0.418	0.449	0.449	0.463	0.472	0.480	0.486	0.495	0.506
2.9	0.331	0.356	0.377	0.393	0.407	0.438	0.438	0.451	0.461	0.469	0.475	0.485	0.496
3.0	0.322	0.346	0.366	0.383	0.397	0.409	0.429	0.441	0.451	0.459	0.465	0.474	0.487
3.1	0.313	0.337	0.357	0.373	0.387	0.398	0.417	0.430	0.440	0.448	0.454	0.464	0.477
3.2	0.305	0.328	0.348	0.364	0.377	0.389	0.407	0.420	0.431	0.439	0.445	0.455	0.468
3.3	0.297	0.320	0.339	0.355	0.368	0.379	0.397	0.411	0.421	0.429	0.436	0.446	0.460
3.4	0.289	0.312	0.331	0.346	0.359	0.371	0.388	0.402	0.412	0.420	0.427	0.437	0.452

续表 B

z/b \ a/b	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	5	≥10
3.5	0.282	0.304	0.323	0.338	0.351	0.362	0.380	0.393	0.403	0.412	0.418	0.429	0.444
3.6	0.276	0.297	0.315	0.330	0.343	0.354	0.372	0.385	0.395	0.403	0.410	0.421	0.436
3.7	0.269	0.290	0.308	0.323	0.335	0.346	0.364	0.377	0.387	0.395	0.402	0.413	0.429
3.8	0.263	0.284	0.301	0.316	0.328	0.339	0.356	0.369	0.379	0.388	0.394	0.405	0.422
3.9	0.257	0.277	0.294	0.309	0.321	0.332	0.349	0.362	0.372	0.380	0.387	0.398	0.415
4.0	0.251	0.271	0.288	0.302	0.311	0.325	0.342	0.355	0.365	0.373	0.379	0.391	0.408
4.1	0.246	0.265	0.282	0.296	0.308	0.318	0.335	0.348	0.358	0.366	0.372	0.384	0.402
4.2	0.241	0.260	0.276	0.290	0.302	0.312	0.328	0.341	0.352	0.359	0.366	0.377	0.396
4.3	0.236	0.255	0.270	0.284	0.296	0.306	0.322	0.335	0.345	0.353	0.359	0.371	0.390
4.4	0.231	0.250	0.265	0.278	0.290	0.300	0.316	0.329	0.339	0.347	0.353	0.365	0.384
4.5	0.226	0.245	0.260	0.273	0.285	0.294	0.310	0.323	0.333	0.341	0.347	0.359	0.378
4.6	0.222	0.240	0.255	0.268	0.279	0.289	0.305	0.317	0.327	0.335	0.341	0.353	0.373
4.7	0.218	0.235	0.250	0.263	0.274	0.284	0.299	0.312	0.321	0.329	0.336	0.347	0.367
4.8	0.214	0.231	0.245	0.258	0.269	0.279	0.294	0.306	0.316	0.324	0.330	0.342	0.362
4.9	0.210	0.227	0.241	0.253	0.265	0.274	0.289	0.301	0.311	0.319	0.325	0.337	0.357
5.0	0.206	0.223	0.237	0.249	0.260	0.269	0.284	0.296	0.306	0.313	0.320	0.332	0.352

注：表中 a、b 分别为矩形面积的长边和短边；z 为从基础底面算起的土层深度。

附录 C　桥涵基底下卧土层附加应力系数 α

表 C

$\frac{z}{b}$或$\frac{z}{d}$	圆　形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geq 10$ 条形基础
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0.1	0.974	0.980	0.984	0.986	0.987	0.987	0.988	0.988	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989
0.2	0.949	0.960	0.968	0.972	0.974	0.975	0.976	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.3	0.864	0.880	0.899	0.910	0.917	0.920	0.923	0.925	0.928	0.928	0.929	0.929	0.929
0.4	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.881	0.881
0.5	0.646	0.703	0.741	0.765	0.781	0.791	0.799	0.809	0.812	0.814	0.817	0.818	0.819
0.6	0.547	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.740	0.746	0.749	0.753	0.754	0.755
0.7	0.461	0.527	0.574	0.607	0.630	0.646	0.660	0.674	0.685	0.690	0.694	0.697	0.698
0.8	0.390	0.449	0.496	0.532	0.558	0.579	0.593	0.612	0.623	0.630	0.636	0.639	0.642
0.9	0.332	0.392	0.437	0.473	0.499	0.518	0.536	0.559	0.572	0.579	0.588	0.592	0.596
1.0	0.285	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.481	0.505	0.520	0.529	0.540	0.545	0.550
1.1	0.246	0.295	0.335	0.369	0.396	0.418	0.436	0.462	0.479	0.486	0.501	0.508	0.513

续表 C

$\frac{z}{b}$或$\frac{z}{d}$	圆　形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geqslant 10$ 条形基础
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
1.2	0.214	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.447	0.462	0.470	0.477
1.3	0.187	0.229	0.263	0.292	0.318	0.339	0.357	0.384	0.403	0.426	0.431	0.440	0.448
1.4	0.165	0.201	0.232	0.260	0.284	0.304	0.321	0.350	0.369	0.383	0.400	0.410	0.420
1.5	0.146	0.180	0.209	0.235	0.258	0.277	0.294	0.322	0.341	0.356	0.374	0.385	0.397
1.6	0.130	0.160	0.187	0.210	0.232	0.251	0.267	0.294	0.314	0.329	0.348	0.360	0.374
1.7	0.117	0.145	0.170	0.191	0.212	0.230	0.245	0.272	0.292	0.307	0.326	0.340	0.355
1.8	0.106	0.130	0.153	0.173	0.192	0.209	0.224	0.250	0.270	0.285	0.305	0.320	0.337
1.9	0.095	0.119	0.140	0.159	0.177	0.192	0.207	0.233	0.251	0.269	0.288	0.303	0.320
2.0	0.087	0.108	0.127	0.145	0.161	0.176	0.189	0.214	0.233	0.241	0.270	0.285	0.304
2.1	0.079	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.199	0.220	0.230	0.255	0.270	0.292
2.2	0.073	0.090	0.107	0.122	0.137	0.150	0.163	0.185	0.208	0.218	0.239	0.256	0.280
2.3	0.067	0.083	0.099	0.113	0.127	0.139	0.151	0.173	0.193	0.205	0.226	0.243	0.269
2.4	0.062	0.077	0.092	0.051	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.213	0.230	0.258
2.5	0.057	0.072	0.085	0.097	0.109	0.121	0.131	0.151	0.167	0.181	0.202	0.219	0.249
2.6	0.053	0.066	0.079	0.091	0.102	0.112	0.123	0.141	0.157	0.170	0.191	0.208	0.239

续表 C

$\frac{z}{b}$或$\frac{z}{d}$	圆　形	矩形基础长宽比 a/b											$a/b \geq 10$ 条形基础
		1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.4	2.8	3.2	4	5	
2.7	0.049	0.062	0.073	0.084	0.095	0.105	0.115	0.132	0.148	0.161	0.182	0.199	0.234
2.8	0.046	0.058	0.069	0.079	0.089	0.099	0.108	0.124	0.139	0.152	0.172	0.189	0.228
2.9	0.043	0.054	0.064	0.074	0.083	0.093	0.101	0.117	0.132	0.144	0.163	0.180	0.218
3.0	0.040	0.051	0.060	0.070	0.078	0.087	0.095	0.110	0.124	0.136	0.155	0.172	0.208
3.2	0.036	0.045	0.053	0.062	0.070	0.077	0.085	0.098	0.111	0.122	0.141	0.158	0.190
3.4	0.033	0.040	0.048	0.055	0.062	0.069	0.076	0.088	0.100	0.110	0.128	0.144	0.184
3.6	0.030	0.036	0.042	0.049	0.056	0.062	0.068	0.080	0.090	0.100	0.117	0.133	0.175
3.8	0.027	0.032	0.038	0.044	0.050	0.056	0.062	0.072	0.082	0.091	0.107	0.123	0.166
4.0	0.025	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.066	0.075	0.084	0.095	0.113	0.158
4.2	0.023	0.026	0.031	0.037	0.042	0.048	0.051	0.060	0.069	0.077	0.091	0.105	0.150
4.4	0.021	0.024	0.029	0.034	0.038	0.042	0.047	0.055	0.063	0.070	0.084	0.098	0.144
4.6	0.019	0.022	0.026	0.031	0.035	0.039	0.043	0.051	0.058	0.065	0.078	0.091	0.137
4.8	0.018	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.040	0.047	0.054	0.060	0.072	0.085	0.132
5.0	0.017	0.019	0.022	0.026	0.030	0.033	0.037	0.044	0.050	0.056	0.067	0.079	0.126

注：表中 z 为基底至下卧土层面的距离（m）；b 为矩形基础基底的短边（m）；d 为圆形基础的基底直径（m）；a 为矩形基础基底的长边（m）。

附录 D　墩台基础考虑土的弹性抗力的计算

D.0.1　基础侧面土抗力的计算宽度 b_0

基础〔沉井、桩基（包括管柱）〕可由单个构件〔图 D.0.1(a)〕或由位于水平外力 H 作用竖直面内数个构件〔图 D.0.1(b)〕，或由位于与水平外力 H 作用竖直平面相垂直的同一竖直平面内数个构件组成〔图 D.0.1（c)〕。基础侧面土抗力的计算宽度 b_0 按表 D.0.1 计算。

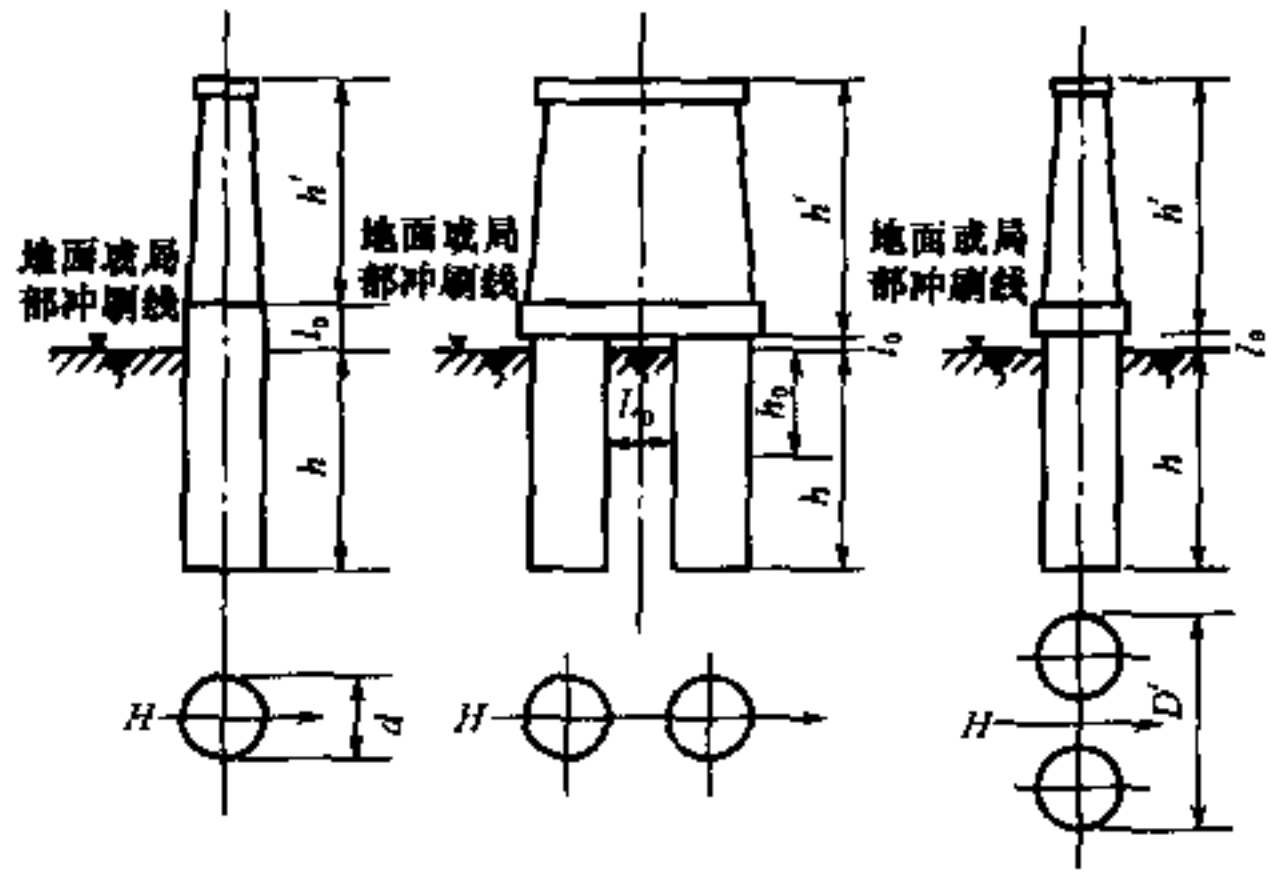


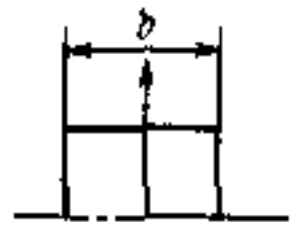
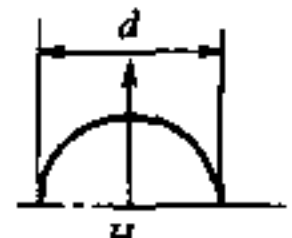
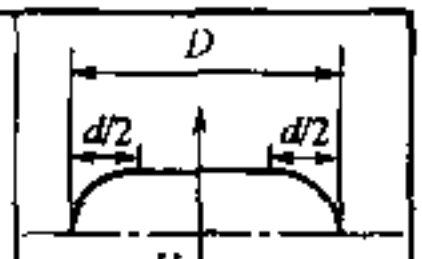
图　D.0.1

D.0.2　地基系数的比例系数 m 和 m_0

将土视为具有随深度成正比增长的地基系数的弹性变形介质，深度 y 处垂直于基础侧面的水平地基系数 $C_y = my$，深度 h 处基底竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$，当 $h < 10$ m 时，C_0 采用等于 $10m_0$，地基系数的比例系数 m 和 m_0 的值应采用试验实测值。当

无此实测资料时，可参考表 D.0.2—1 查用。

表 D.0.1　基础侧面土抗力的计算宽度 b_0(m)

基础平面形状		 矩形	 圆形	 圆端形
单个构件的直径或与水平力 H 作用方向相垂直的宽度大于或等于1 m时	由单个构件〔图 D.0.1(a)〕或由位于水平外力 H 作用面内数个构件组成的基础〔图 D.0.1(b)〕	$b+1$	$0.9(d+1)$	$\left(1-0.1\frac{d}{D}\right)\times(D+1)$
	由位于与水平外力 H 相垂直的同一平面内 n 个构件组成的基础〔图 D.0.1(c)〕	$n(b+1)$，但不得大于 $B'+1$	$0.9n(d+1)$，但不得大于 $B'+1$	$n\left(1-0.1\frac{d}{D}\right)\times(D+1)$ 但不得大于 $B'+1$
单个构件的直径或与水平力 H 作用方向相垂直的宽度小于1 m时	由单个构件〔图 D.0.1(a)〕或由位于水平外力 H 作用面内数个构件组成的基础〔图 D.0.1(b)〕	$1.5b+0.5$	$0.9(1.5d+0.5)$	$\left(1-0.1\frac{d}{D}\right)\times(1.5D+0.5)$
	由位于与水平外力 H 相垂直的同一平面内 n 个构件组成的基础〔图 D.0.1(c)〕	$n(1.5d+0.5)$，但不得大于 $B'+1$	$0.9n(1.5d+0.5)$，但不得大于 $B'+1$	$n\left(1-0.1\frac{d}{D}\right)\times(1.5D+0.5)$ 但不得大于 $B'+1$

注：表中 b_0、b、d、D、B' 均以 m 计。

当基础侧面为多种不同土层时(图 D.0.2)，应将地面或局部冲刷线以下 h_m(以 m 计)深度内的各层土，按下面公式换算成一个 m 值，作为基础整个深度 h 内的 m 值。当基础位于地面以下或局

部冲刷线以下的深度 $h > \frac{2.5}{\alpha}$ 时，采用 $h_m = 2(d+1)$（以 m 计），d 为构件的平均直径（以 m 计），对于钻孔桩，d 为成孔桩径。当 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 时，采取 $h_m = h$。α 为基础的变形系数，$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$；$b_0$ 为基础侧面土抗力的计算宽度（以 m 计），E 为基础圬工的弹性模量（以 kPa 计），I 为基础的平均截面惯性矩（以 m^4 计）；对于钢筋混凝土构件，通常采用 $EI = 0.8E_hI$，E_h 为混凝土的受压弹性模量（以 kPa 计），I 为全截面惯性矩。m 为地基系数的比例系数。

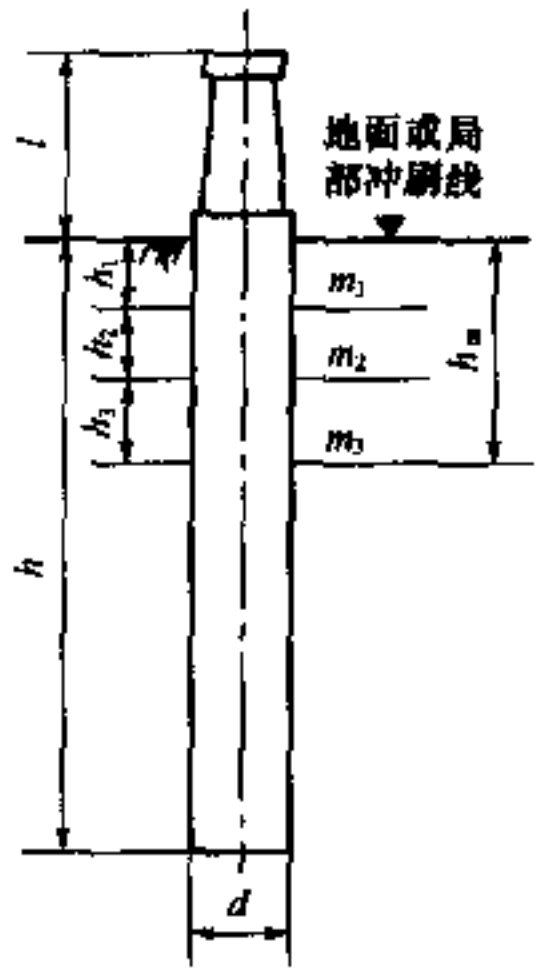


图 D.0.2

表 D.0.2—1 非岩石地基的 m 和 m_0 值（kPa/m^2）

顺号	土 的 名 称	m 和 m_0 值
1	流塑黏性土、淤泥	3000～5000
2	软塑黏性土、粉砂、粉土	5000～10000
3	硬塑黏性土、细砂、中砂	10000～20000
4	坚硬黏性土、粗砂	20000～30000
5	角砾土、圆砾土、碎石土、卵石土	30000～80000
6	块石土、漂石土	80000～120000

注：1 本表可用于结构在地面处水平位移最大值不超过 6mm 的情况，当位移较大时应适当降低；

2 当基础侧面设有斜坡或台阶，且其坡度或台阶总宽度与地面以下或局部冲刷线以下深度之比大于 1:20 时，m 值应减小一半。

当 h_m 深度内存在两层不同土时：

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2(2h_1 + h_2)h_2}{h_m^2}$$

当 h_m 深度内存在三层不同土时：

$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2(2h_1 + h_2)h_2 + m_3(2h_1 + 2h_2 + h_3)h_3}{h_m^2}$$

当基础由位于外力作用竖直面内 n 个构件组成〔图 D.0.1(b)〕时，将 m 值乘以系数 k，k 为构件相互影响系数。当构件净距 $L_0 \geqslant 0.6h_0$ 时，$k = 1.0$；当 $L_0 < 0.6h_0$ 时，$k = C + \frac{1-C}{0.6} \cdot \frac{L_0}{h_0}$，其中 C 为随构件数目 n 而变的系数：$n = 1$ 时，$C = 1.0$；$n = 2$ 时，$C = 0.6$；$n = 3$ 时，$C = 0.5$；$n \geqslant 4$ 时，$C = 0.45$。h_0 为构件埋入地面或局部冲刷线以下的计算深度，$h_0 = 3(d + 1)$ m〔图 D.0.1(b)〕。

岩石地基的地基系数 C_0 由岩石单轴抗压强度 R 确定，不随岩层面的埋藏深度而变，其值可按表 D.0.2—2 查用。

表 D.0.2—2　岩石地基的竖向地基系数 C_0 值

编号	R（kPa）	C_0（kPa/m）
1	1000	300000
2	≥25000	15000000

注：中间值可以插入。

D.0.3　基础的分析计算

1　一般情况

基础考虑土的弹性抗力时，可按下列诸公式计算：

1）第一种情况：对于单个构件的基础〔图 D.0.1(a)〕及由数个位于与作用力竖直平面相垂直竖直面内的构件组成的基础〔图 D.0.1(c)〕。

①当基础置于非岩石地基中（包括支立于岩石风化层内和支立于岩层面上情况，见图 D.0.3—1）。当地面或局部冲刷线处作用单位横向力 $Q_0 = 1$ 和单位力矩 $M_0 = 1$ 时，该处构件的横向位

移和转角（图 D.0.3—1 中的 Q_0、M_0 和 x_0 均为正值方向，φ_0 为负值方向）：

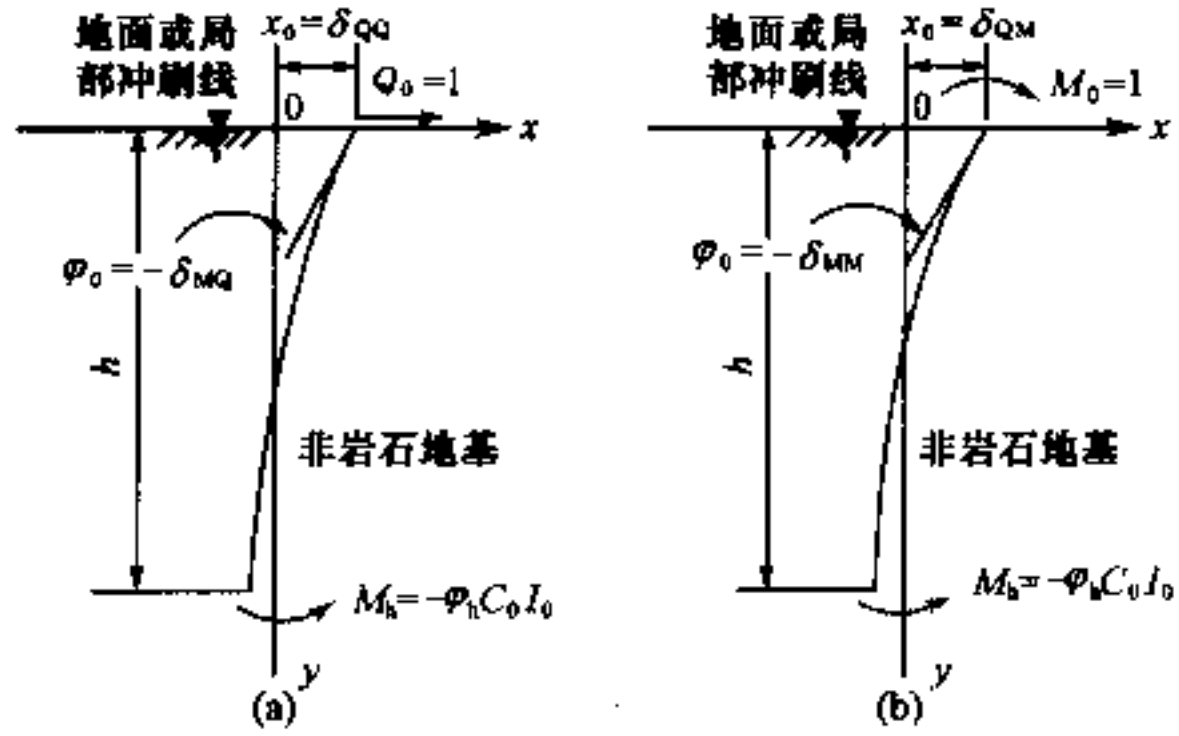


图 D.0.3—1

$$
\left.\begin{aligned}
\delta_{QQ} &= \frac{1}{\alpha^3 EI}\cdot\frac{(B_3D_4-B_4D_3)+K_h(B_2D_4-B_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\
\delta_{MQ} &= \frac{1}{\alpha^2 EI}\cdot\frac{(A_3D_4-A_4D_3)+K_h(A_2D_4-A_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\
\delta_{QM} &= \frac{1}{\alpha^2 EI}\cdot\frac{(B_3C_4-B_4C_3)+K_h(B_2C_4-B_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\
\delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI}\cdot\frac{(A_3C_4-A_4C_3)+K_h(A_2C_4-A_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}\\
\delta_{MQ} &\equiv \delta_{QM}
\end{aligned}\right\}\quad (D.0.3—1)
$$

式中 δ_{QQ}，δ_{MQ}——当地面或局部冲刷线处作用单位横向力 $Q_0=1$ 时，构件在地面或局部冲刷线处的横向位移和转角〔图 D.0.3—1(a)〕，分别以 m/kN 和 rad/kN 计；

δ_{QM}，δ_{MM}——当地面或局部冲刷线处作用单位力矩 $M_0=1$ 时，构件在地面或局部冲刷线处的横向位移和转角〔图 D.0.3—1(b)〕，分别以 m/(kN·m) 和 rad/(kN·m)计；

$A_2, B_2 \cdots C_4, D_4$ ——系数，根据换算深度 $\overline{h} = \alpha h$ 查表 D.0.3—1 而得；

K_h——系数，$K_h = \frac{C_0}{\alpha E} \cdot \frac{I_0}{I}$，其中 I_0 为构件底面惯性矩，I 为构件身惯性矩，均以 m^4 计，当构件支立于非岩石地基上（包括支立于岩石风化层内的情况），且 $h \geqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 时，取 $K_h = 0$；当构件支立于岩层面上而未嵌入岩层内，且 $h \geqslant \frac{3.5}{\alpha}$ 时，取 $K_h = 0$；

α——基础的变形系数，见前面所述。

当基础底面嵌入岩石内时，按下列公式计算（图 D.0.3—2 中所示的 Q_0、M_0 和 x_0 均为正值方向，φ_0 为负值方向）：

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{QQ} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{MQ} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{QM} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \\
\delta_{MQ} &= \delta_{QM}
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(D.0.3—2)}$$

式中 A_1, B_1, C_1, D_1 ——系数，根据 $\overline{h} = \alpha h$，查表 D.0.3—1；

其余符号的意义与前面相同，计算时可采用表 D.0.3—2。

②求出基础顶面（对于图 D.0.3—3 所示结构，求出作用于承台板底面处）的竖向力 N、水平力 H、弯矩 M 以及地面或局部冲刷线处构件截面上的横向力 Q_0 和弯矩 M_0。

③按下式求出地面或局部冲刷线处构件横向位移和转角：

$$x_0 = Q_0 \delta_{QQ} + M_0 \delta_{QM} \qquad \text{(D.0.3—3)}$$

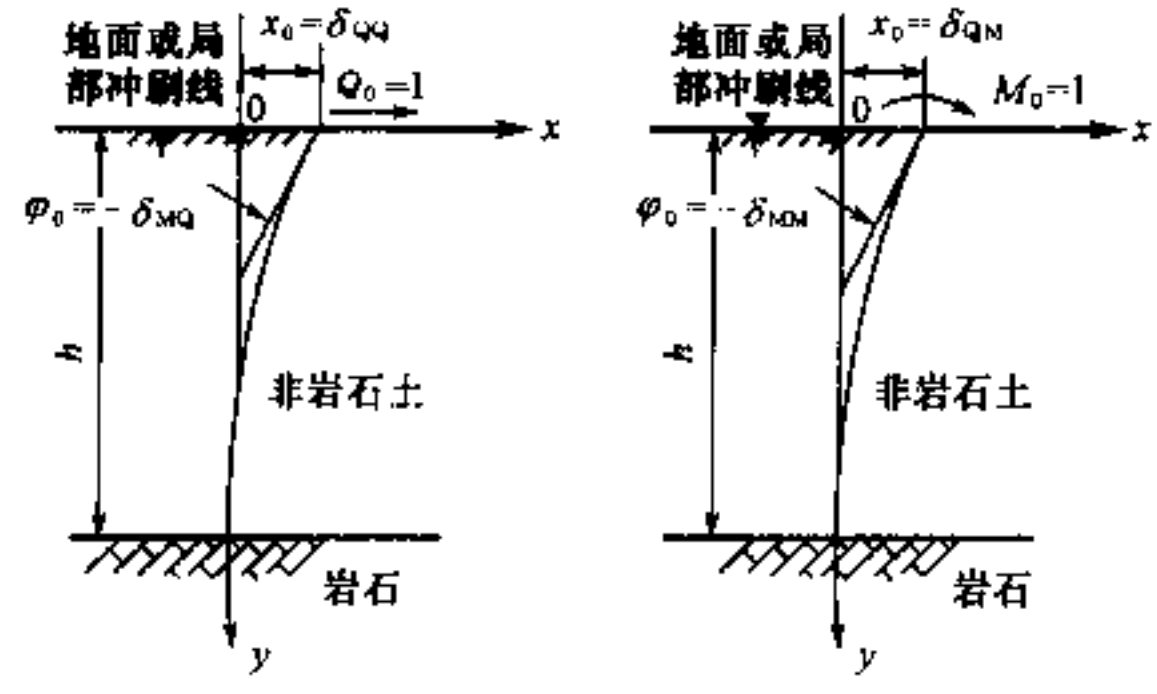

地面或局
部冲刷线
$x_0=\delta_{QQ}$
$Q_0=1$
0
x
$\varphi_0=-\delta_{MQ}$
h
非岩石土
岩石
y
(a)
地面或局
部冲刷线
$x_0=\delta_{QM}$
$M_0=1$
0
x
$\varphi_0=-\delta_{MM}$
h
非岩石土
岩石
y
(b)

图 D.0.3—2

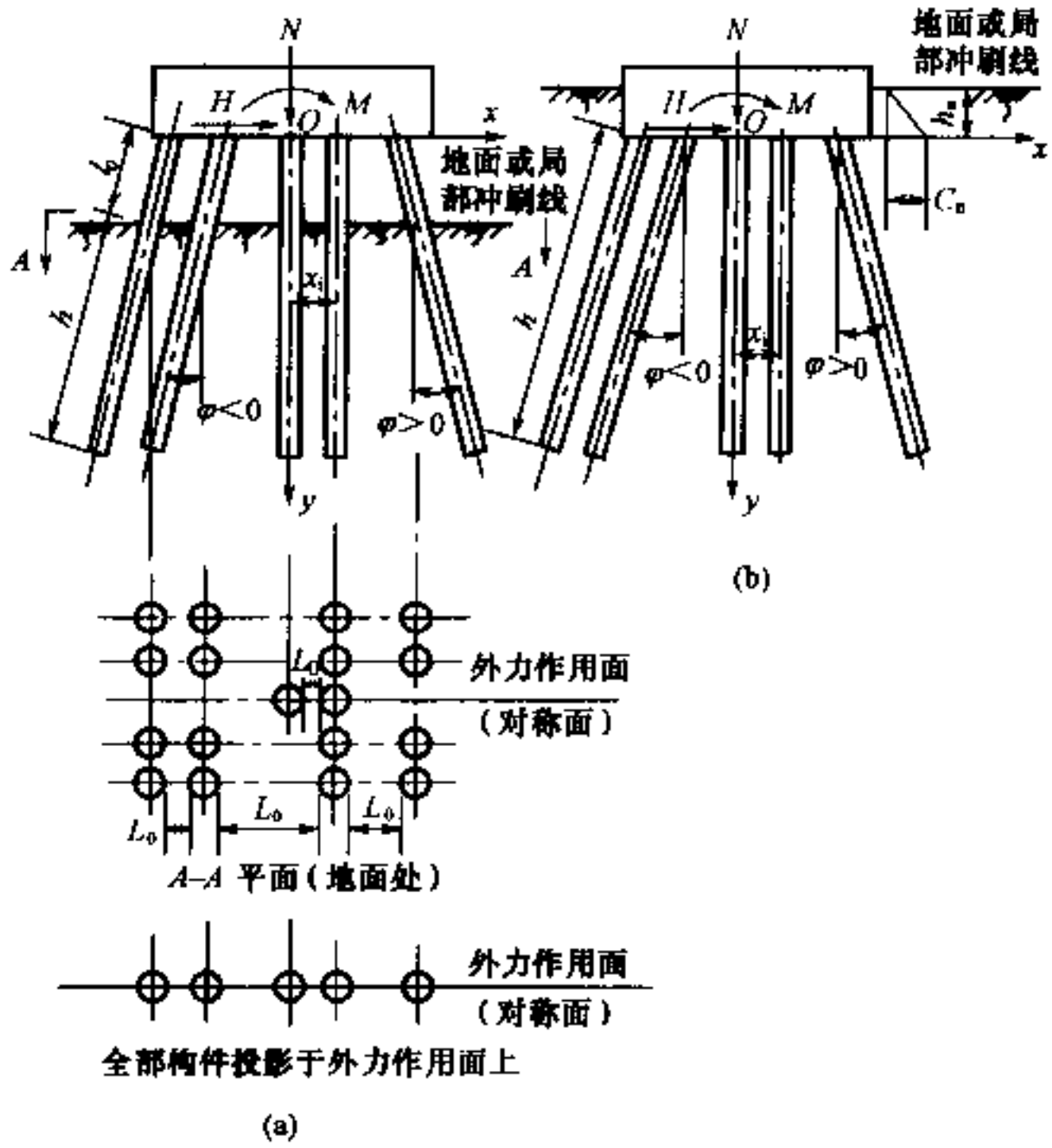

N
H
M
O
x
地面或局
部冲刷线
A
h
x_i
$\varphi<0$
$\varphi>0$
y
(b)
地面或局
部冲刷线
C_n
外力作用面
（对称面）
L_0
L_0
L_0
A–A 平面（地面处）
外力作用面
（对称面）
全部构件投影于外力作用面上
(a)

图 D.0.3—3

$$\varphi_0 = -(Q_0\delta_{MQ} + M_0\delta_{MM}) \qquad \text{(D.0.3—4)}$$

式中 x_0——地面或局部冲刷线处构件横向位移（m）；

ϕ_0——地面或局部冲刷线处构件转角（rad）；

其余符号的意义与前面相同。

Q_0 和 M_0 分别以 kN 和 kN·m 计。

④按下式求墩台顶面水平位移：

$$\delta = x_0 - \varphi_0(l_0 + h') + \delta_0 \qquad \text{(D.0.3—5)}$$

式中 δ——墩台顶面水平位移（m）；

h'——墩台顶面至基础顶面的距离（图 D.0.1）（m）；

l_0——基础顶面至地面或局部冲刷线之距离（m）；

δ_0——地面或局部冲刷线以上基础和墩台身变形引起的墩台顶面水平位移（m）；

φ_0——按式（D.0.3—4）求得，应计入正负号。

⑤按下列公式计算地面或局部冲刷线以下深度 y 处构件截面上的弯矩、剪力和桩侧土的横向压应力：

$$\left.\begin{aligned} M_y &= \alpha EI(\alpha x_0 A_3 + \varphi_0 B_3) + M_0 C_3 + \frac{Q_0}{\alpha} D_3 \\ Q_y &= \alpha^2 EI(\alpha x_0 A_4 + \varphi_0 B_4) + \alpha M_0 C_4 + Q_0 D_4 \\ \sigma_x &= my\left(x_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1\right) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(D.0.3—6)}$$

式中 M_y, Q_y, σ_x——深度 y 处构件截面上的弯矩、剪力和桩侧土的横向压应力，分别以 kN·m、kN 和 kPa 计；

$A_1, B_1, \cdots, A_3, B_3, \cdots, A_4, B_4, C_4$ 及 D_4 为系数，按 $\overline{h} = \alpha y$ 查表 D.0.3—1。其余符号的意义与前面相同。

当基础由位于外力作用面内 n 个构件组成时，式（D.0.3—6）中第 3 式内的 m 应乘以构件相互影响系数 k，在 $y \geqslant \frac{4.0}{\alpha}$ 处，M_y、Q_y 可以认为等于零。

令 $y = h$，从上面公式可求得基底弯矩 M_h。

⑥按下面公式求出基底最大和最小压应力：

对于支立于非岩石地基上的基础（包括支立于岩石风化成土状的地基上的基础）以及支立于岩石面上及嵌入岩石内，但竖直力的偏心小于或等于基础底面核心的基础：

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N_h}{A_0} \pm \frac{M_h}{W_0} \qquad \text{(D.0.3—7)}$$

式中 $\sigma_{max}, \sigma_{min}$——基底最大和最小压应力（kPa）。

对于支立于岩石面上且偏心大于基底截面核心的基础，则应按应力重分布计算。对于嵌入岩层内的基础，需检算嵌固处强度。

式（D.0.3—7）中的 N_h 为作用于基础底面上的竖直轴向力（kN）。对于置于非岩石地基上的桩或管柱，$N_h = N + G - T$；对于置于或嵌入岩石地基中的基础，$N_h = N + G$。这里，N 代表作用于构件顶面之竖直轴向力（kN）；G 代表包括填充物在内的构件自重（kN）；T 为构件（桩或管柱）侧面土的摩阻力（kN）。

M_h 为作用于基础底面上的力矩（kN·m）。

A_0 和 W_0 分别为基础底面积、基础底截面抵抗矩，且分别以 m^2 和 m^3 计。对于置于非岩石地基上的桩或管柱，$h > \frac{3.5}{\alpha}$时，或对于置于或嵌入岩石内的基础，$h > \frac{4.0}{\alpha}$时，均可不检算基底应力，只需分别满足下列条件：

$$N + G - T \leqslant [P]$$

或

$$N + G \leqslant [P]$$

式中 $[P]$——构件承受轴向压力时的容许承载力（kN）。

构件侧面横向压应力 σ_x 必须满足下列要求：

当构件侧面土的最大横向压应力 σ_{xmax}发生在 $y \leqslant \frac{h}{3}$处时，应满足下列条件：

$$\sigma_{xmax} \leqslant \eta_1 \eta_2 k[\gamma y(\eta K_p - K_a) + 2c(\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})]$$

当构件侧面土的最大横向压应力 σ_{xmax} 发生在 $y > \frac{h}{3}$ 处时，只要满足下列条件：

$$\sigma_x \leqslant \eta_1 \eta_2 k\left[\gamma \frac{h}{3}(\eta K_p - K_a) + 2c(\eta \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})\right]$$

式中 σ_{xmax}, σ_x ——分别为深度 y 和深度 $h/3$ 处的构件侧面横向压应力（kPa）；

γ——土的容重（有水时，考虑水浮力）（kN/m^3）；

C——土的黏聚力（kPa）；

η_1——系数，对于超静定推力拱桥的墩台，$\eta_1 = 0.7$，其他结构体系的墩台 $\eta_1 = 1.0$；

η_2——考虑总荷载中恒载所占比例的影响系数：

当 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 时，$\eta_2 = 1 - 0.8 \frac{M_n}{M_m}$；当 $h \geqslant \frac{4.0}{\alpha}$ 时，$\eta_2 = 1 - 0.5 \frac{M_n}{M_m}$；当 $\frac{2.5}{\alpha} < h < \frac{4.0}{\alpha}$ 时，η_2 按直线插入确定；

M_n——恒载对构件（桩基）承台板底面坐标原点或沉井底面中心的力矩（kN·m）；

M_m——全部外力对构件（桩基）承台板底面坐标原点或沉井底面中心的总力矩（kN·m）；

k——构件相互影响系数，按前面所列公式确定；

K_p, K_a——系数，

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

φ——土的内摩擦角；

η——系数，$\eta = \frac{b_0}{b}$，b_0 为构件侧面土抗力的计算宽度，b 为构件的实际宽度。

2）第二种情况：对于由数个位于外力作用竖直面内的构件

组成，其顶面借刚性承台板联结的基础〔图 D.0.1（b）及图 D.0.3—3（a）〕。

对于图 D.0.3—3（a）所示多排构件的结构，b_0 的计算方法同前。但是，如果每一排构件群的构件数目不同，且相邻两排构件中心线之间的距离等于或大于（$d+1$）m，则其相互影响系数 k 按平行外力作用面的诸平面分别计算，取其中最小值，并对整个基础的全部构件采用同一个计算值。反之如果中心线距离小于（$d+1$）m，则将各排构件投影于外力作用平面来计算 k 值，如图 D.0.3—3（a）所示。

①根据地基情况，按前面公式计算每一构件的 δ_{QQ}、$\delta_{MQ}=\delta_{QM}$及 δ_{MM}值。

②按下面公式计算每一构件的 δ_1、δ_2 和 δ_3（图 D.0.3—4）：

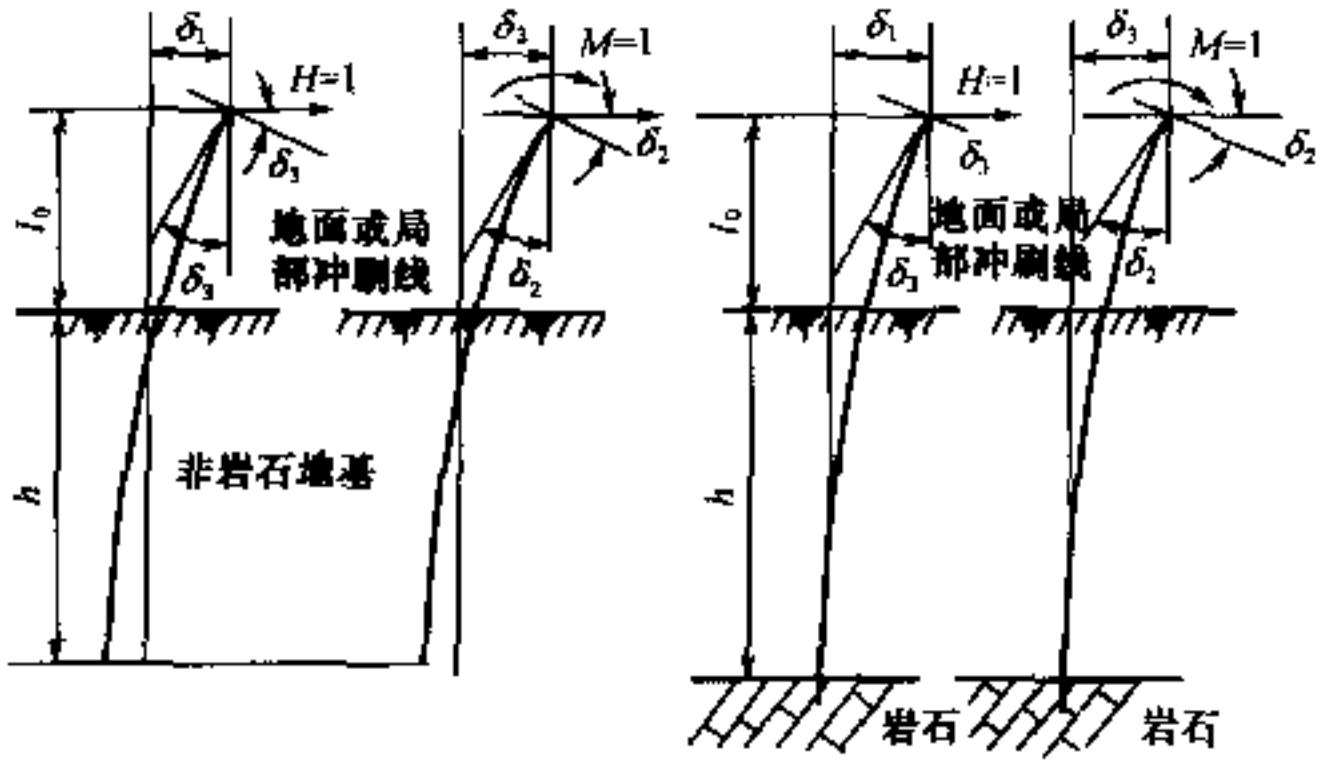


图 D.0.3—4

$$\left.\begin{aligned}\delta_1&=\frac{l_0^3}{3EI}+\delta_{QQ}+2\delta_{MQ}l_0+\delta_{MM}l_0^2\\ \delta_2&=\frac{l_0}{EI}+\delta_{MM}\\ \delta_3&=\frac{l_0^2}{2EI}+\delta_{QM}+\delta_{MM}l_0\end{aligned}\right\}\qquad(D.0.3—8)$$

式中　δ_1, δ_3 ——当构件顶面作用单位横向力 $H=1$ 时，构件顶面的横向位移和转角〔图 D.0.3—4（a）(c)〕，分别以 m/kN 和 rad/kN 计；

δ_3, δ_2 ——当构件顶面作用单位力矩 $M=1$ 时，构件顶面的横向位移和转角〔图 D.0.3—4（b）(d)〕，分别以 m/kN·m 和 rad/kN·m 计。

③计算每一构件的 ρ_1、ρ_2、ρ_3 和 ρ_4 值。

$$\left.\begin{aligned}
\rho_1 &= \frac{1}{\dfrac{l_0+\xi h}{EA}+\dfrac{1}{C_0 A_0}} \\
\rho_2 &= \frac{\delta_2}{\delta_1\delta_2-\delta_3^2} \\
\rho_3 &= \frac{\delta_3}{\delta_1\delta_2-\delta_3^2} \\
\rho_4 &= \frac{\delta_1}{\delta_1\delta_2-\delta_3^2}
\end{aligned}\right\} \qquad (D.0.3\text{—}9)$$

式中　ρ_1——当承台板沿构件轴线方向产生单位位移时所引起构件顶面处的轴向力（kN/m）；

ρ_2——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移时所引起构件顶面处的横向力（kN/m）；

ρ_3——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移时所引起构件顶面处的弯矩（kN·m/m）；或当承台板顺构件顶面弯矩方向产生单位转角时所引起构件顶面处的横向力（kN/rad）；

ρ_4——当承台板顺构件顶面弯矩方向产生单位转角时所引起构件顶面处的弯矩（kN·m/rad）；

ξ——对于摩擦桩（或摩擦支承管柱）：打入或震动下沉者，$\xi=\frac{2}{3}$；钻孔桩，$\xi=\frac{1}{2}$；对于柱桩（或钻岩支承管柱）：$\xi=1$；

E, A ——每一构件的受压弹性模量和横截面积，分别以 kPa 和 m^2 计；

A_0——对于摩擦桩（或摩擦支承管柱）为每一构件四周自地面或局部冲刷线按$\frac{\varphi}{4}$（φ 为构件所穿过土层的平均内摩擦角）向下扩散至构件底面处的面积，当此面积大于按构件底面中心距计算的面积时，则采用按构件底面中心距计算的面积；对于柱桩（或钻岩支承管柱），则为桩底（或管柱底）的面积，均以 m^2 计；

C_0——基底土的竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$，以 kN/m^3 计。

④对图 D.0.3—3 所示外力作用于对称面内的结构，解下列方程式，求出承台板底面的水平位移 a、竖向位移 b、承台板绕坐标原点 O 的转角 β：

$$\left.\begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - N = 0 \\ a\gamma_{aa} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - H = 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - M = 0 \end{aligned}\right\} \qquad \text{(D.0.3—10)}$$

式中 N, H, M ——作用于承台板底面坐标原点 O 上的外力（当构件不对称时，坐标原点 O 可任意选择；倘若构件对称时，则 O 点可选于对称轴上）。

$\gamma_{ba}, \gamma_{aa}, \gamma_{\beta a}$——由于承台板产生单位水平位移时，所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和，分别以 kN/m、kN/m 和 kN·m/m 计；

$\gamma_{bb}, \gamma_{ab}, \gamma_{\beta b}$——由于承台板产生单位竖向位移时，所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和，分别以 kN/m、kN/m 和 kN·m/m 计；

$\gamma_{b\beta}$、$\gamma_{a\beta}$、$\gamma_{\beta\beta}$——由于承台板绕 O 点产生单位转角时，所有构件顶产生的竖向反力之和、水平反力之和以及它们对坐标原点 O 的反弯矩之和，分别以 kN/rad、kN/rad 和 kN·m/rad 计。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以上时，采用下列公式：

$$\left.\begin{aligned}
\gamma_{ba} &= \sum(\rho_1 - \rho_2)\sin\varphi \cdot \cos\varphi \\
\gamma_{aa} &= \sum(\rho_1\sin^2\varphi + \rho_2\cos^2\varphi) \\
\gamma_{\beta a} &= \sum[(\rho_1 - \rho_2)x \cdot \sin\varphi \cdot \cos\varphi - \rho_3\cos\varphi] \\
\gamma_{bb} &= \sum(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi) \\
\gamma_{ab} &= \gamma_{ba} \\
\gamma_{\beta b} &= \sum[(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi)x + \rho_3\sin\varphi] \\
\gamma_{b\beta} &= \gamma_{b\beta} \\
\gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} \\
\gamma_{\beta\beta} &= \sum[(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi)x^2 + 2x\rho_3\sin\varphi + \rho_4]
\end{aligned}\right\} \tag{D.0.3—11}$$

式中 φ——第 i 根构件的倾斜角；

x——其顶点的坐标距〔图 D.0.3—3（a）〕，以 m 计。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以下，带有斜构件，且不对称时〔图 D.0.3—3（b）〕，除 γ_{aa}、$\gamma_{\beta a}$和 $\gamma_{\beta\beta}$按下列公式计算外，其余系数均按式（D.0.3—11）计算：

$$\left.\begin{aligned}
\gamma_{aa} &= \sum(\rho_1\sin^2\varphi + \rho_2\cos^2\varphi) + b_0A_c \\
\gamma_{\beta a} &= \sum[(\rho_1 - \rho_2)x \cdot \sin\varphi\cos\varphi - \rho_3\cos\varphi] + b_0S_c \\
\gamma_{\beta\beta} &= \sum[(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi)x^2 + 2x\rho_3\sin\varphi + \rho_4] + b_0I_c
\end{aligned}\right\} \tag{D.0.3—12}$$

式中　b_0——垂直于 xy 平面的承台板侧面土抗力的计算宽度(m)；

A_c, S_c, I_c——承台板侧面地基系数 C 图形面积和对底面的面积矩、惯性矩，$A_c = \frac{C_n h_n}{2}$、$S_c = \frac{C_n h_n^2}{6}$、$I_c = \frac{C_n h_n^3}{12}$，这里 C_n 和 h_n 为承台板底面处的地基系数和承台板埋置深度。

⑤第 i 根构件顶面处的轴向力、剪力和弯矩（图 D.0.3—5 表示的诸力和力矩方向均为正值方向）：

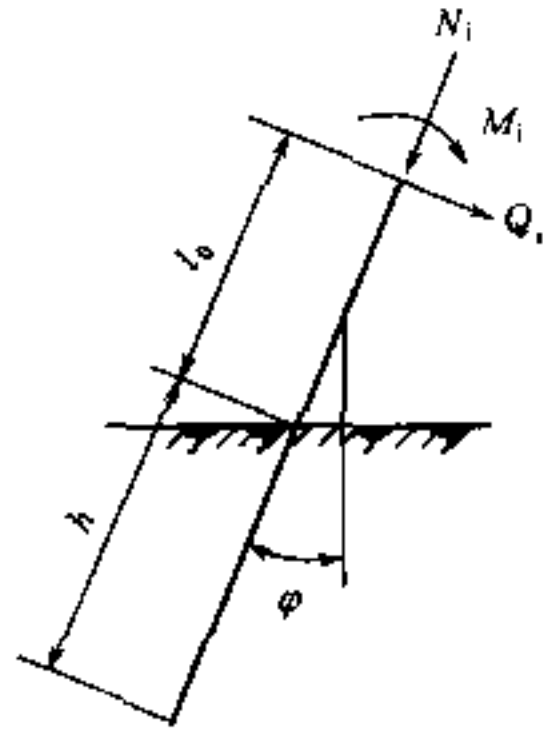


图　D.0.3—5

$$\left.\begin{aligned} N_i &= \rho_1 \left[a\sin\varphi + (b + x\beta)\cos\varphi \right] \\ Q_i &= \rho_2 \left[a\cos\varphi - (b + x\beta)\sin\varphi \right] - \rho_3\beta \\ M_i &= \rho_4\beta - \rho_3 \left[a\cos\varphi - (b + x\beta)\sin\varphi \right] \end{aligned}\right\} \qquad \text{(D.0.3—13)}$$

式中　N_i, Q_i, M_i——第 i 根构件顶面处的轴向力、剪力和弯矩，分别以 kN、kN 和 kN·m 计；

其余符号的意义与前面相同。

⑥当基础全部为竖直构件且对称时〔图 D.0.3—6 (a)(b)〕，坐标原点 O 设于对称轴上。当诸构件的 ρ_1 不相等（如诸构件平面布置不对称，或诸桩长度不等，或诸桩直径不等，或诸桩材料

不同）时〔图 D.0.3—6 (c)(d)〕，坐标原点 O 设于诸 ρ_1 的合力处。

对于这种结构：

$$\left.\begin{aligned} &\text{承台板竖直位移} && b=\frac{N}{\gamma_{bb}}\\ &\text{承台板水平位移} && a=\frac{\gamma_{\beta\beta}H-\gamma_{a\beta}M}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}}\\ &\text{承台板绕 } O \text{ 点转角} && \beta=\frac{\gamma_{aa}M-\gamma_{\beta a}H}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta}-\gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}} \end{aligned}\right\} \qquad (D.0.3—14)$$

式中 b, a, β ——承台板竖直位移、水平位移、绕 O 点转角，分别以 m、m、rad 计。

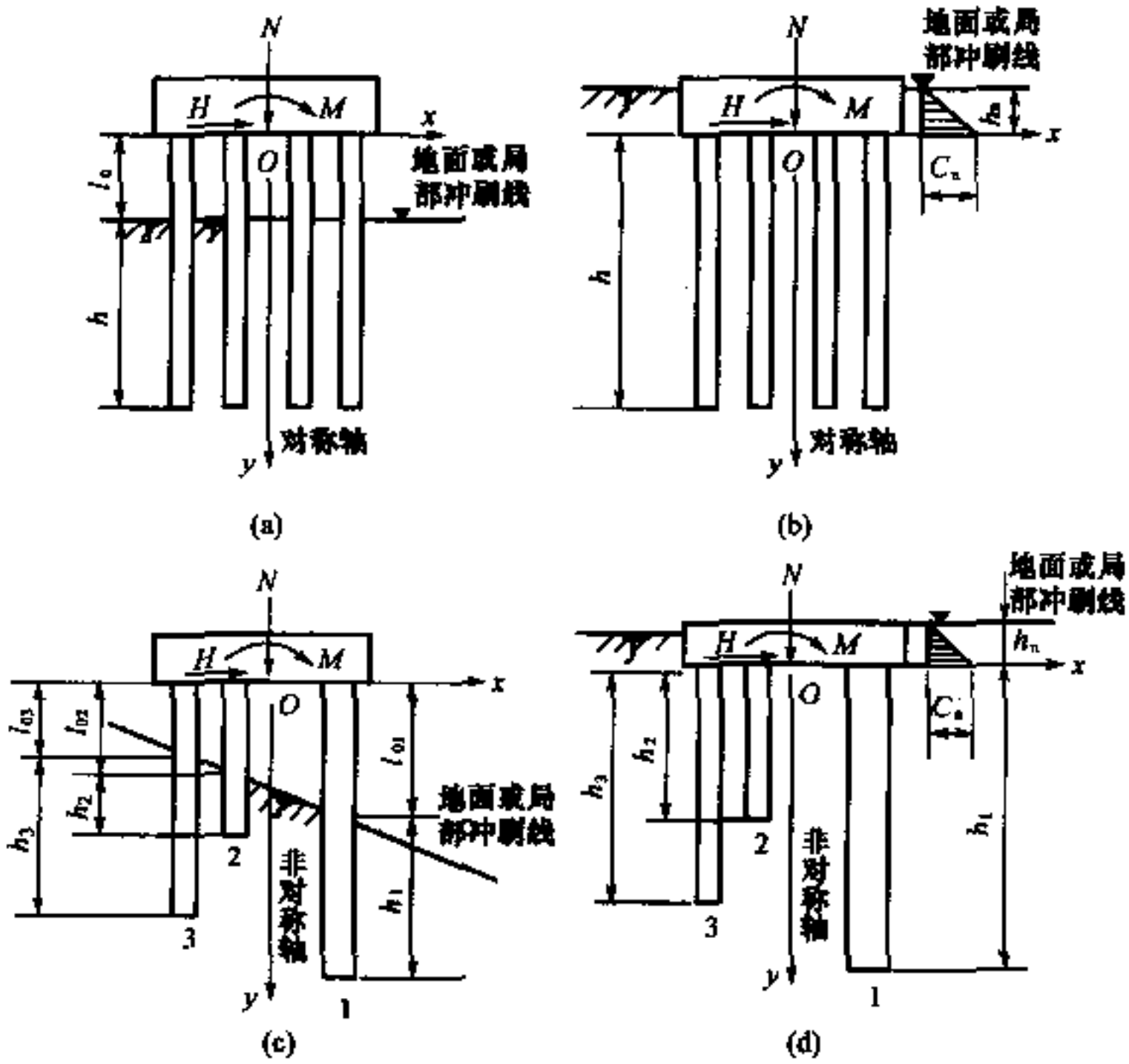


图 D.0.3—6

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以上时〔图 D.0.3—6(a)(c)〕：

$$\left.\begin{aligned}\gamma_{bb} &= \sum \rho_1 \\ \gamma_{aa} &= \sum \rho_2 \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3\end{aligned}\right\} \qquad (D.0.3—15)$$

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以下时〔图 D.0.3—6(b)(d)〕：

$$\left.\begin{aligned}\gamma_{bb} &= \sum \rho_1 \\ \gamma_{aa} &= \sum \rho_2 + b_0 A_c \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 + b_0 I_c \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3 + b_0 S_c\end{aligned}\right\} \qquad (D.0.3—16)$$

图 D.0.3—6 中任一构件的内力按下式计算：

$$\left.\begin{aligned}N_i &= (b + \beta x)\rho_1 \\ Q_i &= a\rho_2 - \beta\rho_3 \\ M_i &= \beta\rho_4 - a\rho_3\end{aligned}\right\} \qquad (D.0.3—17)$$

⑦地面或局部冲刷线处构件截面上的弯矩 M_0 和横向力 Q_0：

$$M_0 = M_i + Q_i l_0 \qquad (D.0.3—18)$$

$$Q_0 = Q_i \qquad (D.0.3—19)$$

⑧然后按第一种情况中的③、⑤、⑥项进行计算。

3）双向受力的基础：当基础承受双向荷载作用时，按上述第一种情况或第二种情况求出第一构件顶面处沿两个方向的弯矩和剪力后，分别沿两个方向求出构件身任一截面的弯矩 M_y、Q_y 和侧面土的横向压应力 σ_x，最后将该截面沿两个方向的弯矩、剪力和横向压应力合成起来。或者按上述第一种情况或第二种情况分别求出每一构件顶面处沿两个方向的弯矩 M、剪力 Q，

然后合成起来，再求每一构件身任一截面的弯矩 M_y、剪力 Q_y 和侧面土的横向压应力 σ_x。

4）桥台基础（包括承受侧面土压力的桥墩基础）的计算（图 D.0.3—7）：

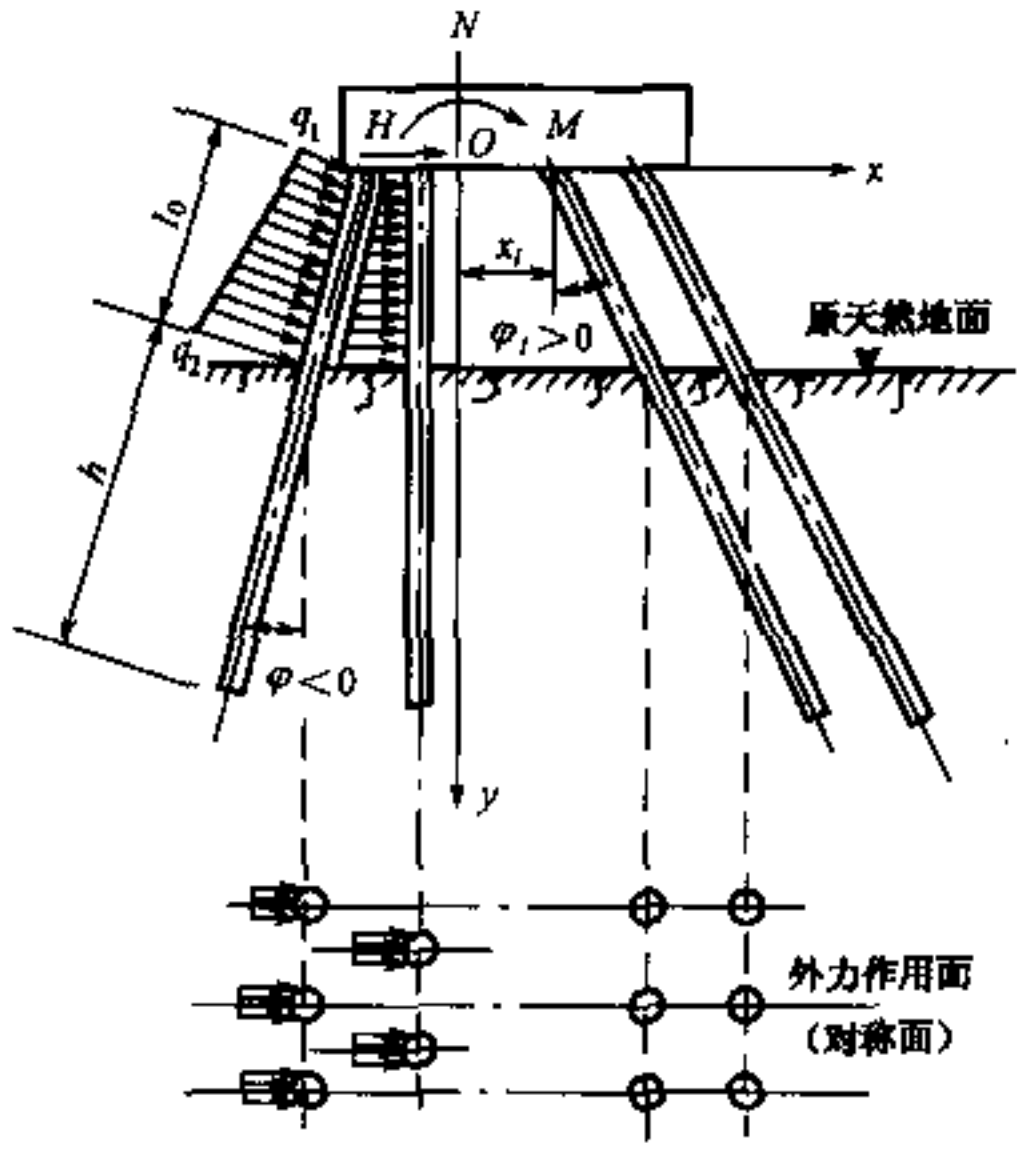


图 D.0.3—7

①联解下列方程式，求 M_{l_0}、Q_{l_0}、M_q 和 Q_q：

$$\left.\begin{aligned}
&M_{l_0} = M_q + Q_q l_0 + \left(\frac{q_1}{2!} + \frac{q_2 - q_1}{3!}\right) l_0^2 \\
&Q_{l_0} = Q_q + \left(q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2!}\right) l_0 \\
&\left(\frac{M_q l_0^2}{2!} + \frac{Q_q l_0^3}{3!} + \frac{q_1 l_0^4}{4!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^4}{5!}\right)\frac{1}{EI} = M_{l_0}\delta_{QM} + Q_{l_0}\delta_{QQ} \\
&\left(M_q l_0 + \frac{Q_q l_0^2}{2!} + \frac{q_1 l_0^3}{3!} + \frac{(q_2 - q_1) l_0^3}{4!}\right)\frac{1}{EI} = -(M_{l_0}\delta_{MM} + Q_{l_0}\delta_{MQ})
\end{aligned}\right\} \quad \text{(D.0.3—20)}$$

式中　$M_{l_0}, Q_{l_0}, M_q, Q_q$ ——分别为由于台后路基土压力作用，直接承受土压力的构件在地面及顶面（与承台板联结处）处产生的力矩和横向力，分别以 kN·m 和 kN 计，图 D.0.3—8（b）所示的 M_q 和 Q_q 均为正值；

q_1, q_2 ——作用于构件上的土压力强度，按构件宽度计算，以 kN/m 计。

②对于外力作用于对称面内的桥台基础（图 D.0.3—7），由下式求出承台板竖直位移 b、水平位移 a、绕 O 点的转角 β：

$$\left.\begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - (N + \sum Q_q \sin\varphi) &= 0 \\ a\gamma_{ea} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - (H - \sum Q_q \cos\varphi) &= 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - (M - \sum M_q + \sum xQ_q \sin\varphi) &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \text{(D.0.3—21)}$$

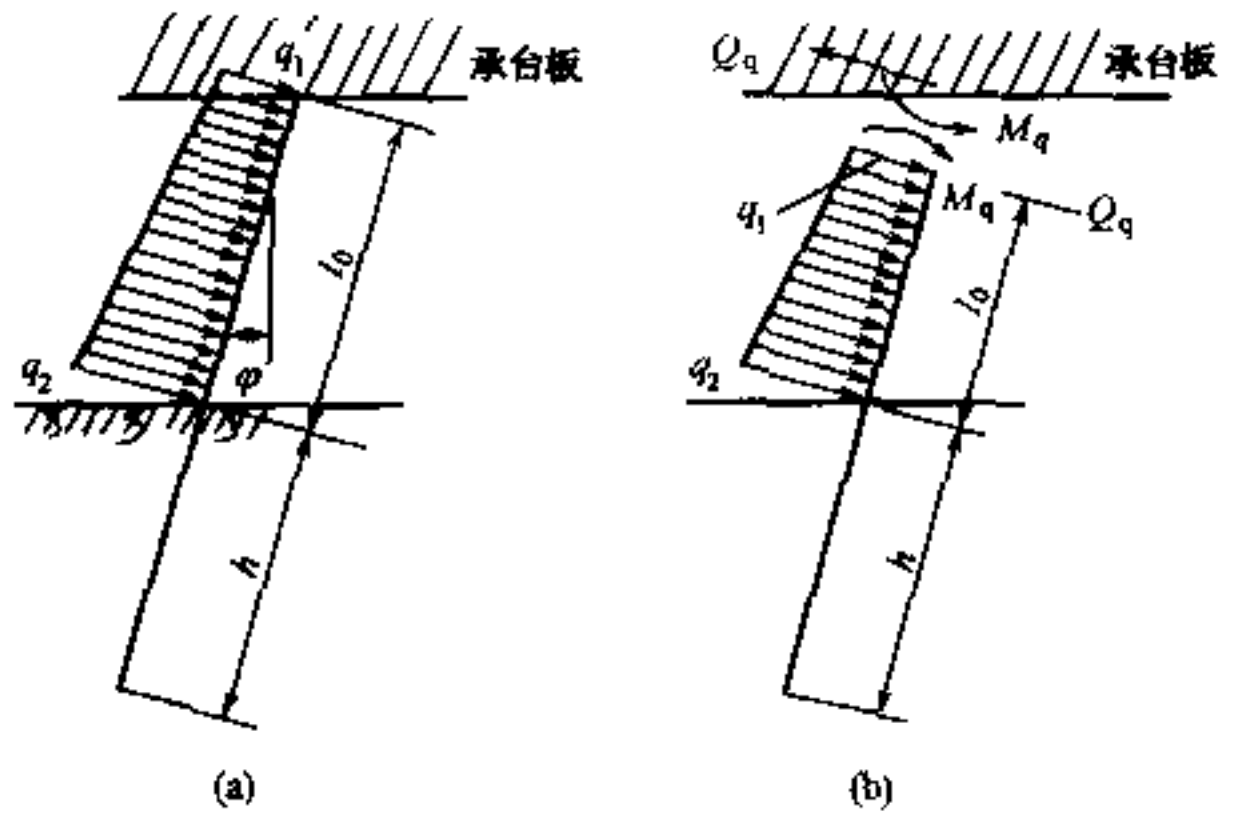


图　D.0.3—8

式中 $\sum$ 号包括所有直接承受侧向土压力的构件数。

③按前面第二种情况求出承台板作用于每一构件顶面的轴向

表 D.0.3—1　式（D.0.3—1）、式（D.0.3—2）系数值

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
0	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000
0.1	1.00000	0.10000	0.00500	0.00017	-0.00000	1.00000	0.10000	0.00500
0.2	1.00000	0.20000	0.02000	0.00133	-0.00007	1.00000	0.20000	0.02000
0.3	0.99998	0.30000	0.04500	0.00450	-0.00034	0.99996	0.30000	0.04500
0.4	0.99991	0.39999	0.08000	0.01067	-0.00107	0.99983	0.39998	0.08000
0.5	0.99974	0.49996	0.12500	0.02083	-0.00260	0.99948	0.49994	0.12499
0.6	0.99935	0.59987	0.17998	0.03600	-0.00540	0.99870	0.59981	0.17998
0.7	0.99860	0.69967	0.24495	0.05716	-0.01000	0.99720	0.69951	0.24494
0.8	0.99727	0.79927	0.31988	0.08532	-0.017907	0.99454	0.79891	0.31983
0.9	0.99508	0.89852	0.40472	0.12146	-0.02733	0.99016	0.89779	0.40462
1.0	0.99167	0.99722	0.49941	0.16657	-0.04167	0.98333	0.99583	0.49921
1.1	0.98658	1.09508	0.60384	0.22163	-0.06096	0.97317	1.09262	0.60346
1.2	0.97927	1.19171	0.71787	0.28758	-0.08632	0.95855	1.18756	0.71716
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536	-0.11883	0.93817	1.27990	0.84002

续表 D.0.3—1

换算深度 $\overline{h}=\alpha\gamma$	A_1	B_1	C_1	D_1	A_2	B_2	C_2	D_2
1.4	0.955 23	1.379 10	0.973 73	0.455 88	-0.159 73	0.910 47	1.368 65	0.917 63
1.5	0.936 81	1.468 39	1.114 84	0.559 97	-0.210 30	0.873 65	1.452 59	1.111 45
1.6	0.912 80	1.553 46	1.264 03	0.678 42	-0.271 94	0.825 65	1.530 20	1.258 72
1.7	0.882 01	1.633 07	1.420 61	0.811 93	-0.346 04	0.764 13	1.599 63	1.412 47
1.8	0.843 13	1.705 75	1.583 62	0.961 09	-0.434 12	0.686 45	1.658 67	1.571 50
1.9	0.794 67	1.769 72	1.751 90	1.126 37	-0.537 68	0.589 67	1.704 68	1.734 22
2.0	0.735 02	1.822 94	1.924 02	1.308 01	-0.658 22	0.470 61	1.734 57	1.898 72
2.2	0.574 91	1.887 09	2.272 17	1.720 42	-0.956 16	0.151 27	1.731 10	2.222 99
2.4	0.346 91	1.874 50	2.608 82	2.195 35	-1.338 89	-0.302 73	1.612 86	2.518 74
2.6	0.033 15	1.754 73	2.906 70	2.723 65	-1.814 79	-0.926 02	1.334 85	2.749 72
2.8	-0.385 48	1.490 37	3.128 43	3.287 69	-2.387 56	-1.754 83	0.841 77	2.866 53
3.0	-0.928 09	1.036 79	3.224 71	3.858 38	-3.053 19	-2.824 10	0.068 37	2.804 06
3.5	-2.927 99	-1.271 72	2.463 04	4.979 82	-4.980 62	-6.708 06	-3.586 47	1.270 18
4.0	-5.853 33	-5.940 97	-0.926 77	4.547 80	-6.533 16	-12.158 10	-10.608 40	-3.766 47

续表 D.0.3—1

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	−0.00000	0.00000	1.00000
0.1	−0.00017	−0.00001	1.00000	0.10000	−0.00500	−0.00033	−0.00001	1.00000
0.2	−0.00133	−0.00013	0.99999	0.20000	−0.02000	−0.00267	−0.00020	0.99999
0.3	−0.00450	−0.00067	0.99994	0.30000	−0.04500	−0.00900	−0.00101	0.99992
0.4	−0.01067	−0.00213	0.99974	0.39998	−0.08000	−0.02133	−0.00320	0.99966
0.5	−0.02083	−0.00521	0.99922	0.49991	−0.12499	−0.04167	−0.00781	0.99896
0.6	−0.03600	−0.01080	0.99806	0.59974	−0.17997	−0.07199	−0.01620	0.99741
0.7	−0.05716	−0.02001	0.99580	0.69935	−0.24490	−0.11433	−0.03001	0.99440
0.8	−0.08532	−0.03412	0.99181	0.79854	−0.31975	−0.17060	−0.05120	0.98908
0.9	−0.12144	−0.05466	0.98524	0.89705	−0.40443	−0.24284	−0.08198	0.98032
1.0	−0.16652	−0.08329	0.97501	0.99445	−0.49881	−0.33298	−0.12493	0.96667
1.1	−0.22152	−0.12192	0.95975	1.09016	−0.60268	−0.44292	−0.18285	0.96434
1.2	−0.28737	−1.17260	0.93783	1.18342	−0.71573	−0.57450	−0.25886	0.91712
1.3	−0.36496	−0.23760	0.90727	1.27320	−0.83753	−0.72950	−0.35631	0.87638

续表 D.0.3—1

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
1.4	-0.45515	-0.31933	0.86575	1.35821	-0.96746	-0.90954	-0.47883	0.82102
1.5	-0.55870	-0.42039	0.81054	1.43680	-1.10468	-1.11609	-0.63027	0.74745
1.6	-0.67629	-0.54348	0.73859	1.50695	-1.24808	-1.35042	-0.81466	0.65156
1.7	-0.80848	-0.69144	0.64637	1.56621	-1.39623	-1.61346	-1.03616	0.52871
1.8	-0.95564	-0.86715	0.52997	1.61162	-1.54728	-1.90577	-1.29909	0.37368
1.9	-1.11796	-1.07357	0.38503	1.63969	-1.69889	-2.22745	-1.60770	0.18071
2.0	-1.29535	-1.31361	0.20676	1.64628	-1.84818	-2.57798	-1.96620	-0.05652
2.2	-1.69334	-1.90567	-0.27087	1.57538	-2.12481	-3.35952	-2.84858	-0.69158
2.4	-2.14117	-2.66329	-0.94885	1.35201	-2.33901	-4.22811	-3.97323	-1.59151
2.6	-2.62126	-3.59987	-1.87734	0.91679	-2.43695	-5.14023	-5.35541	-2.82106
2.8	-3.10341	-4.71748	-3.10791	0.19729	-2.34558	-6.02299	-6.99007	-4.44491
3.0	-3.54058	-5.99979	-4.68788	-0.89126	-1.96928	-6.76460	-8.84029	-6.51972
3.5	-3.91921	-9.54367	-10.34040	-5.85402	1.07408	-6.78895	-13.69240	-13.82610
4.0	-1.61428	-11.73070	-17.91860	-15.07550	9.24368	-0.35762	-15.61050	-23.14040

表 D.0.3—2　式（D.0.3—1）、式（D.0.3—2）系数值

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	$B_3D_4-B_4D_3$	$A_3B_4-A_4B_3$	$B_2D_4-B_4D_2$	$A_2B_4-A_4B_2$	$A_3D_4-A_4D_3=B_3C_4-B_4C_3$	$A_2D_4-A_4D_2=B_2C_4-B_4C_2$	$A_3C_4-A_4C_3$
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00002	0.00000	1.00000	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500
0.2	0.00040	0.00000	1.00004	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000
0.3	0.00203	0.00001	1.00029	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500
0.4	0.00640	0.00006	1.00120	0.07999	0.02133	0.00533	0.08001
0.5	0.01563	0.00022	1.00365	0.12504	0.04167	0.01303	0.12505
0.6	0.03240	0.00065	1.00917	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020
0.7	0.06006	0.00163	1.01962	0.24535	0.11442	0.05004	0.24559
0.8	0.10248	0.00365	1.03824	0.32091	0.17094	0.08539	0.32150
0.9	0.16426	0.00738	1.06893	0.40709	0.24374	0.13685	0.40842
1.0	0.25062	0.01390	1.11679	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714
1.1	0.36747	0.02464	1.18823	0.61351	0.44739	0.30600	0.61893
1.2	0.52158	0.04156	1.29111	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562
1.3	0.72057	0.06724	1.43498	0.87244	0.74650	0.59940	0.88991

续表 D.0.3—2

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	$B_3D_4-B_4D_3$	$A_3B_4-A_4B_3$	$B_2D_4-B_4D_2$	$A_2B_4-A_4B_2$	$A_3D_4-A_4D_3=B_3C_4-B_4C_3$	$A_2D_4-A_4D_2=B_2C_4-B_4C_2$	$A_3C_4-A_4C_3$
1.4	0.973 17	0.105 04	1.631 25	1.026 12	0.940 32	0.808 87	1.055 50
1.5	1.289 38	0. 159 16	1.893 49	1.199 81	1.169 60	1.070 61	1.247 52
1.6	1.680 91	0.234 97	2.237 76	1.397 71	1.440 15	1.393 79	1.472 77
1.7	2.161 45	0.339 04	2.682 96	1.625 22	1.759 34	1.789 18	1.740 19
1.8	2.747 34	0.479 51	3.251 43	1.889 46	2.136 53	2.269 33	2.061 47
1.9	3.458 33	0.666 32	3.969 45	2.199 44	2.583 62	2.849 09	2.451 47
2.0	4.381 31	0.911 58	4.868 24	2.566 64	3.115 83	3.546 38	2.929 05
2.2	6.610 44	1.639 62	7.363 56	3.533 66	4.518 46	5.384 69	4.248 06
2.4	9.955 10	2.823 66	11.131 30	4.952 88	6.570 04	8.022 19	6.288 00
2.6	14.868 00	4.701 18	16.746 60	7.071 78	9.628 90	11.820 60	9.462 94
2.8	22.157 10	7.626 58	25.065 10	10.264 20	14.257 10	17.336 20	14.403 20
3.0	33.087 90	12.135 30	37.380 70	15.092 20	21.328 50	25.427 50	22.068 00
3.5	92.209 00	36.858 00	101.369 00	41.018 20	60.476 00	67.498 20	64.769 60
4.0	266.061 00	109.012 00	279.996 0	114.722 00	176.706 00	185.996 00	190.834 00

续表 D.0.3—2

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	$A_2C_4-A_4C_2$	$\frac{B_3D_4-B_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4-A_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}=\frac{B_3C_4-B_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4-A_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}=\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
0	0.00000	∞	∞	∞	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	*0.00050*	*37740.490*	*54098.400*	*819672.000*	*0.00033*	*0.00500*	*0.10000*
0.2	0.00400	424.771	2807.280	21028.600	0.00269	0.02000	0.20000
0.3	0.01350	196.135	869.565	4347.970	0.00900	0.04500	0.30000
0.4	0.03200	111.936	372.930	1399.070	0.02133	0.07999	0.39996
0.5	0.0625	72.102	192.214	576.825	0.04165	0.12495	0.49988
0.6	0.10804	50.012	111.179	278.134	0.07192	0.17893	0.59962
0.7	0.17161	36.740	70.001	150.236	0.11406	0.24448	0.69902
0.8	0.25632	28.108	46.884	88.179	0.16985	0.31867	0.79783
0.9	0.36533	22.245	33.009	55.312	0.24092	0.40199	0.89562
1.0	0.50194	18.028	24.102	36.480	0.32855	0.49374	0.99179
1.1	0.66965	14.915	18.160	25.122	0.43351	0.59294	1.08560
1.2	0.87232	12.550	14.039	17.941	0.55589	0.69811	1.17605
1.3	1.11429	10.716	11.102	13.235	0.69488	0.80737	1.26199

续表 D.0.3—2

换算深度 $\overline{h}=\alpha y$	$A_2C_4-A_4C_2$	$\frac{B_3D_4-B_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4-A_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}=\frac{B_3C_4-B_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4-A_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}=\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
1.4	1.400 59	9.265	8.952	10.049	0.848 55	0.918 31	1.342 13
1.5	1.737 20	8.101	7.349	7.838	1.013 82	1.028 16	1.415 16
1.6	2.131 35	7.154	6.129	6.268	1.186 32	1.133 80	1.479 90
1.7	2.592 200	6.375	5.189	5.133	1.360 88	1.232 19	1.535 40
1.8	3.130 39	5.730	4.456	4.300	1.531 79	1.320 58	1.581 15
1.9	3.760 49	5.190	3.878	3.680	1.693 43	1.396 88	1.617 18
2.0	4.499 99	4.737	3.418	3.213	1.840 91	1.439 79	1.644 05
2.2	6.401 96	4.032	2.756	2.591	2.080 41	1.545 49	1.674 90
2.4	9.092 20	3.526	2.327	2.227	2.239 74	1.585 66	1.685 20
2.6	12.971 90	3.161	2.048	2.013	2.329 65	1.596 17	1.686 65
2.8	18.663 60	2.905	1.869	1.889	2.371 19	1.592 62	1.687 17
3.0	27.125 70	2.727	1.758	1.818	2.385 47	1.586 06	1.690 51
3.5	72.048 50	2.502	1.641	1.757	2.388 91	1.584 35	1.711 00
4.0	200.047 00	2.441	1.625	1.751	2.400 74	1.599 79	1.732 18

力 N_i、横向力 Q_i 和弯矩 M_i。对于直接承受土压力的构件，其顶面横向力 Q 和弯矩 M 为

$$\left.\begin{aligned} Q &= Q_i + Q_q \\ M &= M_i + M_q \end{aligned}\right\} \qquad \text{(D.0.3—22)}$$

构件任一截面上的弯矩 M_y、剪力 Q_y 和桩侧土的水平压应力 σ_x 按前述公式进行计算。

2 特殊情况

当基础埋于地面或局部冲刷线以下的深度 $h \leqslant 2.5/\alpha$ 时，可按前面“一般情况”所述公式进行计算，也可将基础视为具有无穷大刚度按下列诸公式计算。

1）第一种情况：置于非岩石地基上的基础（包括基础支立于岩石风化层内和支立于岩层面上的情况）（图 D.0.3—9）。

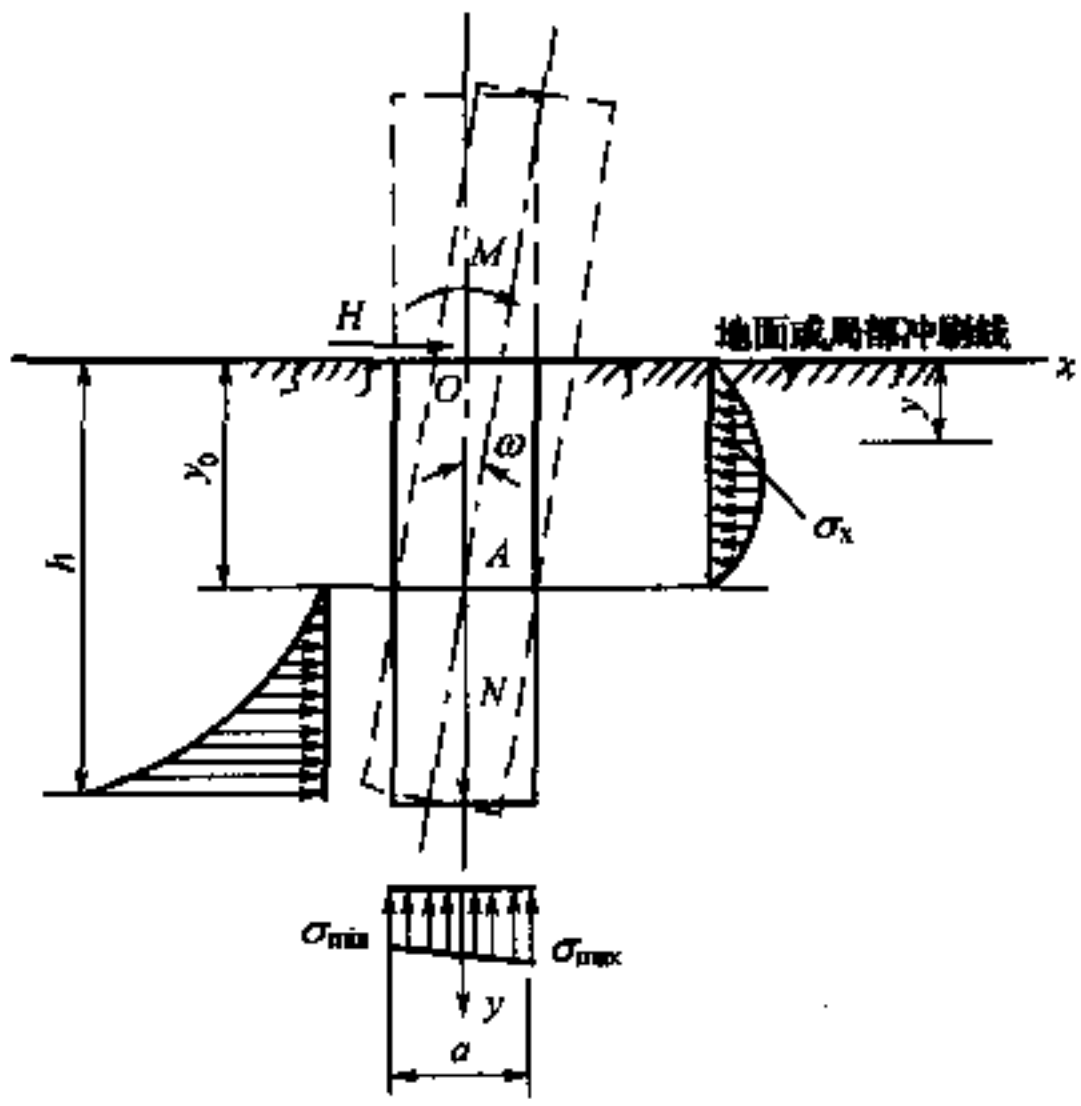


图 D.0.3—9

当地面或局部冲刷线处有力矩 M 和水平力 H 作用时，基础的转角为

$$\omega = \frac{12(3M + 2Hh)}{b_0 mh^4 + 18C_0 aW} \qquad (D.0.3—23)$$

基础旋转中心至地面或局部冲刷线的距离为

$$y_0 \approx \frac{b_0 mh^3(4M + 3Hh) + 6HC_0 aW}{2b_0 mh^2(3M + 2Hh)} \qquad (D.0.3—24)$$

基础底面前后边缘竖向压应力为

$$\sigma_{\min}^{\max} \approx \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2}\omega \qquad (D.0.3—25)$$

地面或局部冲刷线以下任一深度 y 处基础前后侧土的横向压应力及横截面上的弯矩为

$$\sigma_x = my(y_0 - y)\omega \qquad (D.0.3—26)$$

$$M_y = M + y\left[H - b_0\omega\frac{my^2}{12}(2y_0 - y)\right] \qquad (D.0.3—27)$$

以上各式中

ω——基础的转角（rad）；

y_0——基础旋转中心至地面或局部冲刷线的距离（m）；

$\sigma_{\min}^{\max}$——基础底面前后边缘竖向应力（kPa）；

σ_x——深度 y 处基础前后侧土的横向压应力（kPa）；

M_y——深度 y 处基础横截面上的弯矩（kN·m）；

N——作用于基础底面上的竖向力（kN），对于支立于岩层面上的桩、管柱和沉井，计算 N 时不考虑其侧面摩阻力的影响；

A_0——基底面积（m^2）；

a——基础底面顺外力作用方向的基础长度（m）；

W——基底截面抵抗矩（m^3）；

其余符号的意义与前面相同。

2）第二种情况：嵌入岩层内的基础（图 D.0.3—10）。

基础底面嵌入岩层内较浅时，基础的旋转中心与基底截面重心相吻合。

基础的转角 ω 为

$$\omega = \frac{12(M + Hh)}{b_0 mh^4 + 6C_0 aW} \qquad \text{(D.0.3—28)}$$

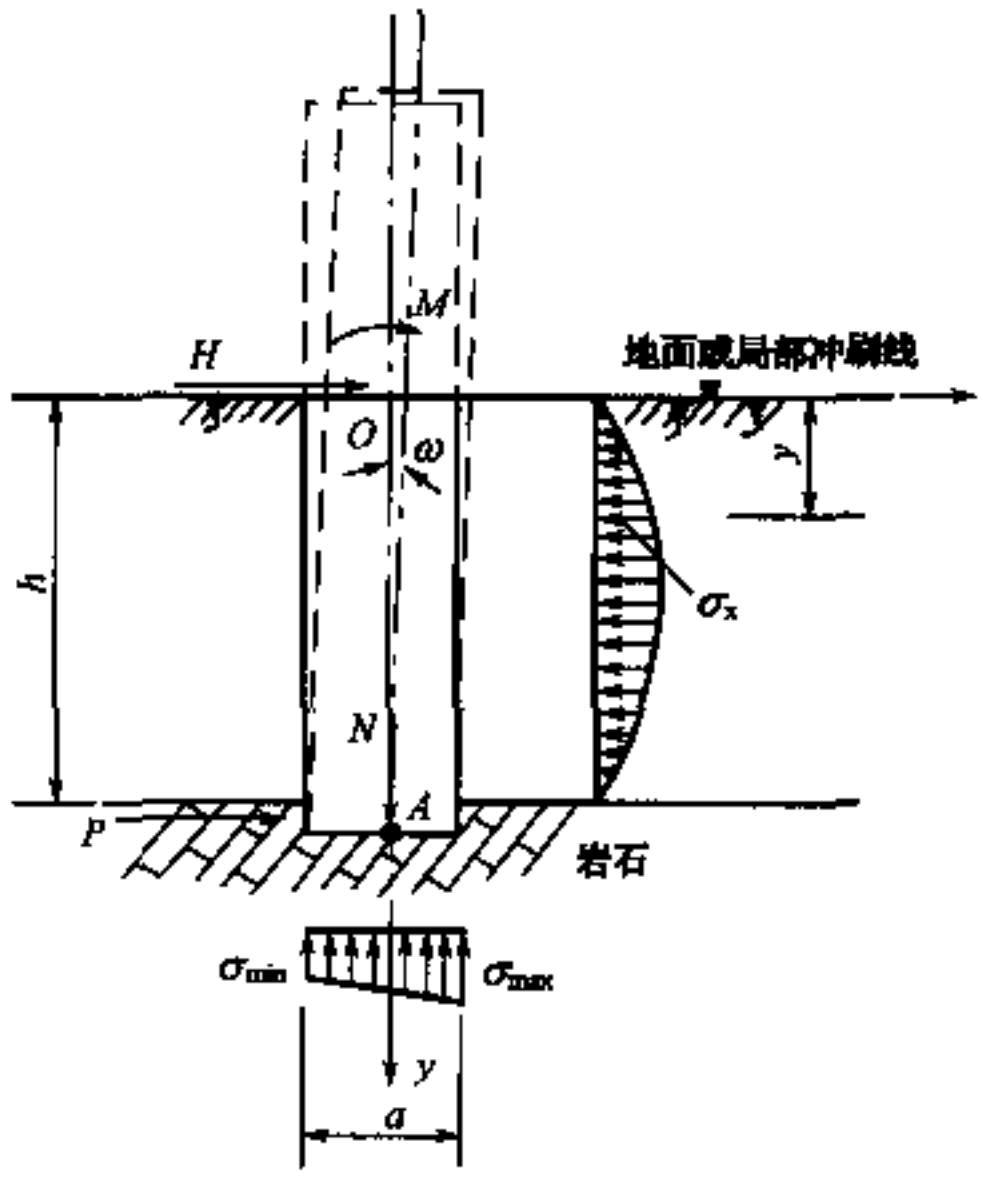


图 D.0.3—10

基础底面前后缘竖向压应力为

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2}\omega \qquad \text{(D.0.3—29)}$$

计算 N 时不考虑基础侧面摩擦力。

基础前后侧横向压应力 σ_x 为

$$\sigma_x = my(h - y)\omega \qquad \text{(D.0.3—30)}$$

基础嵌入处承受的横向力为

$$P = b_0 \omega \frac{mh^3}{6} - H \qquad \text{(D.0.3—31)}$$

式中 P——基础嵌入处承受的横向力（kN）。

基础身任一截面内的弯矩为

$$M_y = M + y\left(H - b_0\omega\frac{my^2}{12}(2h - y)\right) \quad \text{(D.0.3—32)}$$

上列诸式中符号的意义除注明者外，其余均与前面相同。

当求得的 P 为负值时，则 P 的方向与图 D.0.3—10 中所示相反，并作用于基础的另一侧。

3）基底最大竖向压应力 σ_{max}不应大于地基容许承载力。基础侧面横向压应力必须满足下列条件：

$$\sigma_{h/3} \leqslant \eta_1\eta_2\left(\gamma\frac{h}{3}(\eta K_p - K_a) + 2c(\eta\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})\right) \quad \text{(D.0.3—33)}$$

$$\sigma_h \leqslant \eta_1\eta_2\left(\gamma h(\eta K_p - K_a) + 2c(\eta\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})\right) \quad \text{(D.0.3—34)}$$

式中 $\sigma_{h/3}$，σ_h ——分别为深度 $\gamma = \frac{h}{3}$和 $\gamma = h$ 处土的横向压应力（kPa）；

γ——土的容重（有水时，考虑水浮力）(kN/m^3)；

c——土的黏聚力（kPa）；

η_1——系数，对于超静定推力拱桥的墩台 $\eta_1 = 0.7$，其他结构体系的墩台 $\eta_1 = 1.0$；

η_2——考虑总荷载中恒载所占比例的系数，当 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$时，$\eta_2 = 1 - 0.8\frac{M_n}{M_m}$；

M_n——恒载对基础底面中心的力矩（kN·m）；

M_m——全部外力对基础底面中心的总力矩（kN·m）；

K_p，K_a ——系数，

$$K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

η——系数，$\eta = \frac{b_0}{b}$，b_0 为基础侧面土抗力的计算

宽度，b 为基础的实际宽度；

φ——土的内摩擦角。

4）墩台顶面的水平位移

①对于支立于非岩石地基上的基础（包括支立于岩石风化层内和支立于岩层面上的情况）：

$$\delta = k_1 \omega y_0 + k_2 \omega l + \delta_0 \qquad \text{(D.0.3—35)}$$

②对于嵌入岩石内的基础：

$$\delta = k_1 \omega h + k_2 \omega l + \delta_0 \qquad \text{(D.0.3—36)}$$

式中 δ——墩台顶面的水平位移（m）；

k_1，k_2——考虑基础实际刚度的系数，按表 D.0.3—3 采用；

表 D.0.3—3 k_1、k_2 系数

换算深度 $\overline{h} = \alpha h$	系 数	λ / h				
		1	2	3	5	∞
1.6	k_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	k_2	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1
1.8	k_1	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1
	k_2	1.1	1.2	1.2	1.2	1.3
2.0	k_1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2
	k_2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
2.2	k_1	1.1	1.1	1.2	1.2	1.2
	k_2	1.2	1.5	1.6	1.6	1.7
2.4	k_1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3
	k_2	1.3	1.8	1.9	1.9	2.0
2.5	k_1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
	k_2	1.4	1.9	2.1	2.2	2.3

注：表中 $\lambda = \dfrac{M_m}{H}$，H 为总水平外力，M_m 为全部外力对基础底面中心的总力矩。

当 $\alpha h < 1.6$ 时，$k_1 = k_2 = 1.0$。

l——地面或局部冲刷线至墩台顶面的高度（m）；

δ_0——在 l 范围内由于墩台身与基础的变形产生的墩台顶

面位移（m）；

h——基础的高度（m）；

ω——基础的转角（rad）。

附录 E　桥梁桩基当作实体基础的检算

将桩基视为图 E 中 1、2、3、4 范围内的实体基础可按下式检算：

$$\frac{N}{A}+\frac{M}{W}\leqslant[\sigma] \tag{E.1}$$

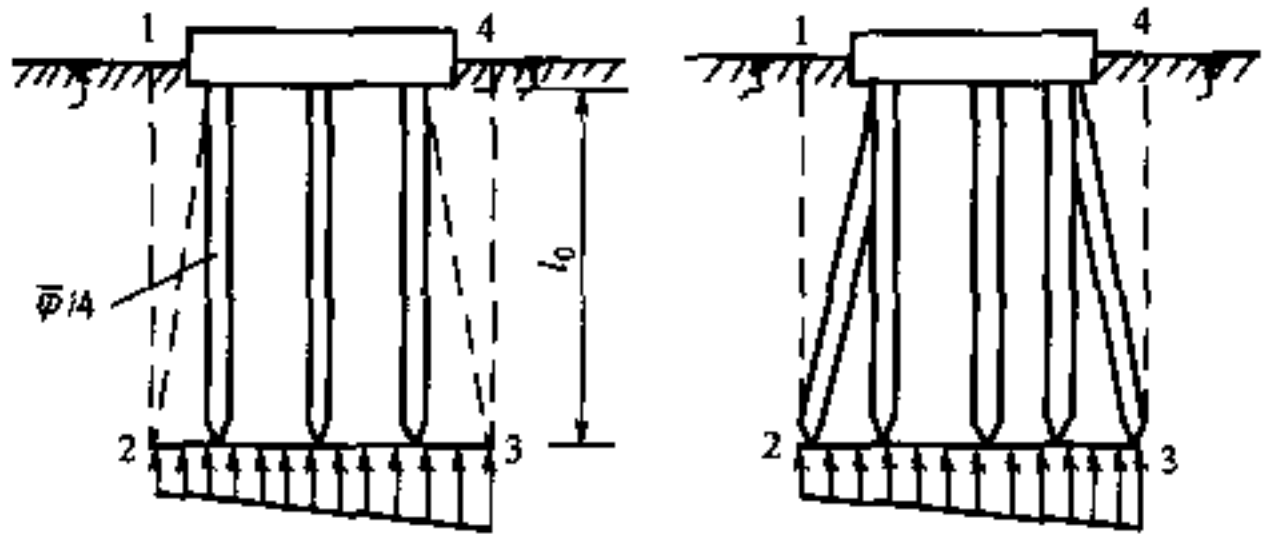


图　E

式中　N——作用于桩基底面的竖直力（kN），其中包括土体 1、2、3、4 和桩的恒载；

M——外力对承台板底面处桩基重心的力矩（kN·m）；

A 和 W——桩基底面的面积（m^2）和截面抵抗矩（m^3）；

$[\sigma]$——桩底处地基容许承载力（kPa）。

图 E 中 $\overline{\varphi}$ 为桩基所穿过土层的加权平均内摩擦角：

$$\overline{\varphi}=\frac{\varphi_1 l_1+\varphi_2 l_2+\cdots+\varphi_n l_n}{l_0} \tag{E.2}$$

这里 φ_1，φ_2，…，φ_n 为厚度 l_1，l_2，…，l_n 各土层的内摩擦角，l_0 为桩位于土中的深度。

附录 F　台后路基对桥台基底附加竖向压应力的计算

台后路基及锥体对桥台基底前后边缘的附加竖向压应力，可按下式计算：

$$\sigma = \alpha\gamma H$$

式中　σ——附加竖向压应力（kPa）；

γ——路基填土的容重（kN/m^3）；

H——路基填土高度（m）；

α——系数，见表 F。

表 F　系数 α

基础前后缘	路基填土高度 H(m)	5		10			20		
	基础长度(m) / 距地面深度 h(m)	5	10	5	10	15	5	10	15
前缘	5	0.100	0.020	0.250	0.040	0.010	0.360	0.230	0.120
	10	0.170	0.060	0.320	0.130	0.045	0.430	0.300	0.170
	15	0.170	0.090	0.310	0.170	0.085	0.500	0.370	0.240
	20	0.150	0.095	0.260	0.160	0.100	0.480	0.380	0.260
	25	0.140	0.090	0.240	0.160	0.110	0.440	0.350	0.260
	30	0.120	0.085	0.200	0.150	0.110	0.400	0.330	0.260
后缘	5	0.480	0.480	0.520	0.510	0.510	0.540	0.520	0.510
	10	0.380	0.380	0.510	0.490	0.490	0.580	0.550	0.540
	15	0.290	0.290	0.440	0.420	0.420	0.590	0.560	0.550
	20	0.220	0.220	0.360	0.350	0.350	0.560	0.540	0.530
	25	0.190	0.190	0.300	0.290	0.290	0.500	0.490	0.480
	30	0.150	0.150	0.250	0.250	0.250	0.450	0.440	0.430

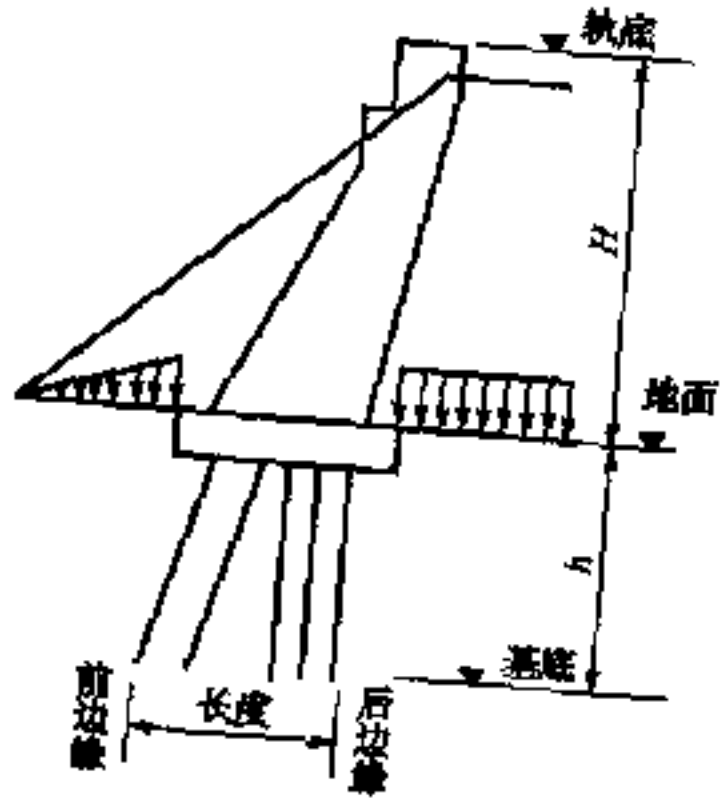


图 F

附录 G　严寒及多年冻土地区桥涵基础切向冻胀计算

G.0.1　当基底位于多年冻土以内时(图 G)：

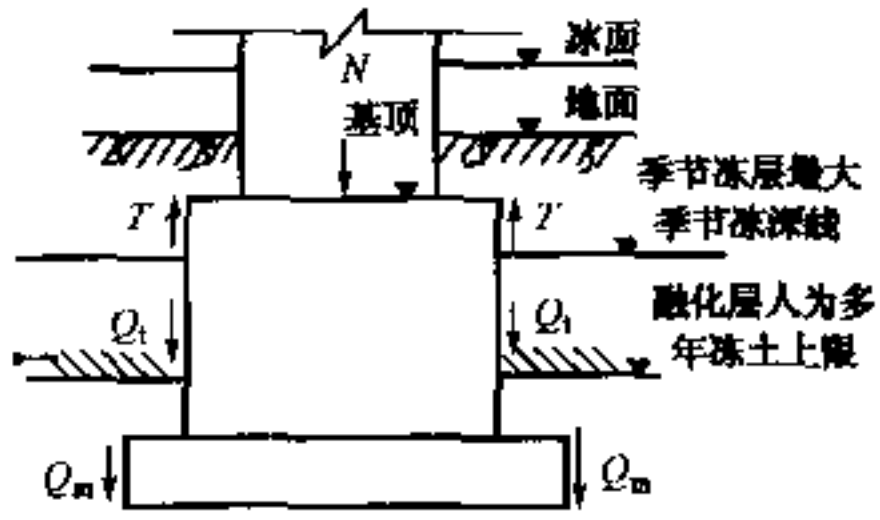


图　G

$$N + C + Q_t + Q_m \geqslant m'''T \qquad (G.0.1)$$

式中　N——基顶上的荷重(kN)；

C——基础重及襟边上土重(kN)；

Q_m——基础和多年冻土的冻结力(kN)，按下式计算：

$$Q_m = S_m \times A_m$$

A_m——埋在多年冻土内的基础侧面积(m^2)；

S_m——多年冻土与基础表面的冻结强度(kPa)，可按表 G.0.1—1 选用；

Q_t——基础位于融化土层的摩擦力(kN)，按下式计算：

$$Q_t = S_t \times A_t$$

S_t——基础侧面与融化土的单位摩擦力(kPa)，在无实测资料时，对黏性土可用20 kPa；对砂土及碎石土可用30 kPa；

A_t——在融化土层中基础侧面积(m^2)；

表 G.0.1—1　多年冻土与混凝土基础表面的冻结强度 S_m(kPa)

土的名称	土层月最高平均温度(℃)						
	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-4.0
黏性土	60	90	120	150	180	220	280
砂　土	80	130	170	210	250	290	380
碎石土	70	110	150	190	230	270	350

注：1　不融沉冻土按表列数值降低 10%～20%，与基础无明显胶结力的干土，不考虑其冻结力(即按融土摩擦力计算)；强融沉土(饱冰冻土)降低 20%；含土冰层降低 50%；当基础周围回填 0.05～0.1 m 砂层时可按强融沉土(饱冰冻土)取值；

2　未作处理的钢结构按表列数值降低 30%；

3　表列数值不适用于含盐量大于 0.3% 的冻土。

m'''——安全系数，未架梁时用 1.1，架梁后对静定结构用 1.2，对超静定结构用 1.3；

T——基础的切向冻胀力(kN)，按下式计算：

$$T = A_u \tau + A_u' \tau'$$

A_u——70% 季节冻深范围内基础和墩身侧面积(m^2)；

τ——70% 季节冻深范围内基础和墩身侧面的单位切向冻胀力(kPa)，可按表 G.0.1—2 选用；

A_u'——河底以上冰层中墩身侧面积(m^2)，当冬龄期间无结冰时 $A_u' = 0$；

τ'——水结冰后对墩身侧面的单位切向冻胀力(kPa)，可用 190 kPa。

G.0.2　当基底位于多年冻土人为上限以上或最大季节冻深以下时，其冻结力 Q_m 为零，此时应符合下式：

$$N + C + Q_1 \geqslant m''' T \qquad (G.0.2)$$

式中符号意义及计算方法同前。

G.0.3　当切向冻胀力较大时，应检算基础或墩身薄弱断面的拉

应力。

表 G.0.1—2　季节融化土冻胀时，对混凝土基础的单位切向冻胀力 τ(kPa)

黏性土	I_L		$I_L \leqslant 0$	$0 < I_L \leqslant 1$	$1 < I_L \leqslant 3$
	τ	非过水建筑物	0～30	30～80	80～150
		过水建筑物	0～50	50～150	150～250
砂　土	S_r 或 w(%)		$S_r \leqslant 0.5$ 或 $w \leqslant 12$	$0.5 < S_r \leqslant 0.8$ 或 $12 < w \leqslant 18$	$S_r > 0.8$ 或 $w > 18$
	τ	非过水建筑物	0～20	20～50	50～100
		过水建筑物	0～40	40～80	80～160

注：1　粉黏粒含量大于15%的碎石土，视其含水率按表中砂土采用；粉黏粒含量小于15%时，视其含水率按表中 $S_r \leqslant 0.5$ 或 $0.5 < S_r \leqslant 0.8$ 两栏采用；

2　粉质黏性土和粉黏粒含量大于15%的砂土用表中的较大值；

3　未作处理的钢结构基础，按表列数值降低20%～30%。

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

（1）表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

（2）表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

（3）表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路桥涵地基和基础设计规范》
条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

1.0.2 本条与铁道部现行《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1)(以下简称《桥规》)规定的适用范围一致。旅客列车最高行车速度由140km/h提高到160km/h，并明确了货车的设计行车速度。

1.0.4 本条根据列车提速和结构物加强耐久性的要求，增加了应严格控制基础沉降，并按满足100年正常使用要求设计的规定。

1.0.7 当同一基础下存在物理力学性质和压缩性差异悬殊的地基时，容易引起基础不均匀下沉。这种软硬不匀土层是由于河床冲刷和沉积反复交替所形成的。当河床的地基存在软硬不匀时，不宜将基础放置在这些土层的相交处。

石灰岩和其他可溶岩类遇有常年侵蚀性的渗流时，流水沿岩石构造节理裂隙侵入，使之逐渐溶蚀，扩展成溶槽、溶沟或溶洞，它们是否继续发展，往往难以判定，应尽量避开。当无法避开，而要在这些地层上建造墩台基础，且溶槽或溶沟较宽，延伸很深，不能将溶槽或溶沟内的充填土清净，换以浆砌体或混凝土时，需要采用钢筋混凝土梁、板跨越溶槽或溶沟，再于梁、板上砌筑墩台，但这样造价比较高昂。

断层及挤压破碎带系因地层的动力作用，顺岩层构造薄弱处

产生相对移位致使上下岩盘间的岩石因挤压而成破碎带，对于墩台稳定不利，所以应避免把桥梁墩台基础置于断层和挤压破碎带上。

在陡峭山坡上修建墩台时，应注意桥基岩体的稳定。岩体的稳定常和岩面、节理、断层面有关。也有因岩质山坡坡脚受河流滚石常年撞击使山坡失去坡脚支承的情况发生，应加注意。

黄土地区的陷穴多发生于深沟台地上，沟源附近沟床形成区段上以及排水不良的凹地。当陷穴形成后，水流渗入陷穴，顺着倾向沟谷方向经过土层渗流溶解和侵蚀形成暗洞，通至附近沟谷内。建于沟谷岸坡上的墩台应尽量避开陷穴和暗洞。为防止陷穴和暗洞的扩展，应做好截流、防渗、堵漏等工作。如因沟谷地形控制桥跨布置，墩台位置无法避开陷穴和暗洞时，应对陷穴和浅埋的暗洞采取填土夯实，但这样做往往有很多困难，设计时应全面考虑。

靠近陡峭岩壁下河槽处的桥墩，应尽量避免基础穿经水下河床的山坡落石堆积层。因为在这种地层中，采用明挖基础和沉井基础，将会增大抽水的困难，致使施工进展缓慢，工程造价昂贵。采用钻孔灌注桩虽然不需要抽水，但因山坡落石石质坚硬，钻进效率很低，并易引起孔壁坍落和卡钻等事故。

桥梁墩台位于倾斜岩面上采用沉井基础，而沉井下沉抽水不干时，则需要在潜水条件下进行凿石，整平基面，这样不仅工作困难，也不能持久，并且严重损害潜水人员的身体健康。在充分掌握岩层倾斜情况时，虽然也可采用高低刃脚的沉井，但技术比较复杂，因此，在渗水量很大，无把握抽干水时，一般不在倾斜岩层上修建沉井基础，对于明挖基础来说也是如此。

1.0.8～1.0.10

（1）基础埋深考虑地基土的冻胀影响

土在冻结和解冻时，其结构性质发生变化。冻结时土隆起，冻胀力量甚大，而解冻时土沉陷，致使建于其上的结构物遭到破

坏，这就是通常所说的土的冻胀现象。土中存在水分以及毛细管作用是形成冻胀现象的重要条件。对于颗粒较大的土来说，没有毛细管作用，所以不存在冻胀现象；对于颗粒较小、毛细管作用显著的土，则冻胀现象严重。此外土中含水率的多少和地下水位的高低对土的冻胀作用也有重要影响。冻结线即当地最大冻结深度线。

一般情况在覆土 2 m 左右时，冰冻影响较小，所以涵洞出入口和自两端洞口向内各 2 m 范围的基础深度应考虑地基土的冻结线深度。洞身中间部分，因严寒地区的养护部门通常多在冬季将洞口堵塞，防止寒冷空气自由流通，另外洞身受到路基填土的保温作用，因此其基础埋深可根据土的冻胀程度较出入口减小。严寒地区，涵洞两端基础埋置较深，中间涵身基础埋置深度可能与两端埋深相差悬殊，根据有些养护单位的实践经验，在不同埋深的连接处往往有冻融破坏现象，因此规范规定，在这种情况下应在连接处将基础埋深做成过渡段。

根据严寒地区桥梁冻害调查统计资料，原齐齐哈尔铁路局嫩林线通车初期只有一座桥有冻害，后来发展到 7 座桥有冻害。哈尔滨铁路局有 8 座桥有冻害。呼和浩特铁路局有 15 座桥有冻害。这些冻害桥梁的冻起高度一般均大于 50 mm，最大者达 150 mm，有的墩身拔断，直接影响行车安全，给维修养护工作造成困难，因此对位于冻胀、强冻胀土中的桥梁基础应按附录 G 进行冻胀稳定检算，以确保建筑物的安全。从国内外的大量试验资料表明：土的冻胀性与土的颗粒组成、含水率和冻土温度有着密切的关系。各类土的冻胀力均有随含水率的增加、土温的降低而增大的规律性，当土层含水率或冻土温度达到某一临界值时，冻胀力将出现极值，随后则逐渐降低。有时从土的颗粒组成来看，虽属冻胀性土，但由于含水率很小，而地下水位又很低，毛细管上升高度达不到冻结锋面，形不成冻胀条件者，也不会产生冻胀。所以土层的含水率多少不同、土温高低不同，其冻胀程度也不一

样。如黏性土当含水率达到50%左右，而土温在－8℃左右时，冻胀力达到极值。当含水率等于或小于起始冻胀含水率时，则不产生冻胀，反而会出现冻缩现象，这已被大量的观测所证实。另外根据东北大庆地区四十多个野外冻土站的观测资料分析表明，地面冻胀量具有随整个冻深的增大而增加的规律性，但冻胀量沿冻深的分布是不均匀的，而且沿冻深逐渐减少。当冻深达到某一深度时，冻胀量等于零，其下有一层冻土往往只冻结而不冻胀，因这层冻土往往出现脱水现象，没有冰构，所以属于非冻胀区。强冻胀区一般出现在冻深1/3以上。至于对弱冻胀土来说，全部冻胀量分布在整个冻深的75%以上，因此桥涵基础埋深按冻深考虑是安全的，不会出现基底法向冻胀力，但在设计时对小型建筑物应注意切向冻胀力的影响。

(2) 无冲刷处或河床设有铺砌防冲时，土质地基中基础的最小埋深由于离地面较近范围内的土，随着气温和湿度的变化，其体积产生较显著的膨胀和收缩，且有些地下动物在此范围内活动，土的结构易受外界扰动。另外为防止基础承受横向力时地基土被挤出，均要求基础具有一定的埋置深度。为了满足这些要求，规范规定一般情况下基础最小埋置深度为2 m，困难时最小埋置深度不得小于1 m。

(3) 基础埋深考虑冲刷的影响

桥梁墩台必须在建成后长期运营中能经得起洪水冲刷的考验。墩台基础的埋置深度必须全面地考虑洪水冲刷的影响，基底应在最大冲刷线以下留有一定的富余量，以保证墩台的安全。

设置在可冲刷河床上的桥梁墩台基础，在最大冲刷线以下的最小埋置深度的数值（以下简称“最小埋深值”），1959年《桥规》规定为2.5 m。1975年改规中对此问题进行了调查，听取了铁路、公路系统15个设计、运营等单位对基础埋深方面的意见。这些意见大致为：最小埋深值不应为一个定值，而应根据河流类型、河床地质的抗冲能力、计算设计频率流量的可靠性、选用计

算冲刷深度的方法、桥梁的重要性以及修复难易等因素来确定。依照上述意见，提出用净冲刷深度作为选定最小埋深值的主要依据，用式（64—Ⅰ）和式（65—Ⅰ）以及式（65—Ⅱ）作为计算净冲刷深度的方法，使用了30余座运营桥和20余座水毁桥的资料，进行计算。根据计算结果，参照实践经验，制定出条文中表1.0.9内所列的数值。

关于影响最小埋深值各因素的分析意见，概述如下：

①河流类型及河床地质的抗冲能力：有些单位对1959年《桥规》规定的基础最小埋深值提出不少意见，归纳起来主要是该规定抛开了应该考虑的河流类型、土的抗冲能力的大小、冲刷严重与否等因素。如河床稳定，冲刷不大（或河网化地区），基础总的埋深只有4～5m；而河床冲刷特别严重（或特大桥）基础总的埋深可达二十多米。但两者的最小埋深值都是2.5m，显然不甚合理。所以，建议要按河流类型、河床地质抗冲能力等因素制定最小埋深值，而这些因素都可概括地用净冲刷深度作为综合指标来集中反映。如土的抗冲能力强或河床稳定，净冲刷深度就小，冲刷深度可能的变化也小；土的抗冲能力弱或河床演变剧烈，净冲刷深度就大，冲刷深度可能的变化也大。所以，以河床的净冲刷深度作为制定条文中表1.0.9之值的主要依据。

根据资料分析，按各种净冲刷深度，一般桥梁的最小埋深值是2～4m。

②设计频率流量的可靠性：就目前情况来看，设计频率流量的可靠性与实测流量年代的长短，实测流量的连续性和代表性，以及调查所得历史洪水的可靠性等有关。它在一定程度上影响基础的安全。如计算的设计频率流量相差30%，则冲刷深度相差约20%。所以，由于设计频率流量的偏小，造成墩台冲毁的事实确有存在。该问题主要应从加强调查研究、提高设计频率流量计算的可靠性来解决。如在资料非常缺乏，计算流量确实无把握的个别情况下，可以对条文中表1.0.9规定的最小埋置深度酌情

增加。

③选用的计算方法：在制定条文中表 1.0.9 时，选用我国式（64—Ⅰ）、式（65—Ⅰ）及式（65—Ⅱ）计算与实测资料进行比较。除极个别桥外，所有搜集到的运营的桥和水毁的桥的资料经过验证都在条文中表 1.0.9 所列的最小埋深值的范围内。对国外的个别公式也作了比较，如用包氏公式，计算值与实测值偏差较大，有时计算的净冲刷深度为 5 m，而实际发生的却达 10 m 之深。因此，在运用国外公式进行冲刷计算时，采用条文中表 1.0.9 所列的最小埋深值，必须对此予以注意。

④技术复杂修复困难的特大桥及其他重要大桥：这类桥梁如因基础埋深不够，一旦遭受破坏，损失较大，修复困难，影响面也广。因此，在设计频率流量时基础的最小埋深值应较一般桥梁增加 1 m。

这类大桥采用检算洪水频率流量检算墩台基础埋深时，其最小埋深值，采用设计频率流量时的 1/2，即用检算频率流量计算的最大冲刷线以下再加设计频率流量时的最小埋深值的 1/2 作为基底埋深高程，并与设计频率流量所确定的基底高程进行比较，取其较低者作为控制标准。

⑤其他因素：桥墩台基础埋置深度的合理与否，不仅涉及到结构本身与水文、地质的关系，有时还涉及到其他很多条件，而有些条件无法包括在规范之内，如靠近城市的桥梁，桥下游捞取工业用砂，使桥下河床降低，又如上游不合标准的水库溃坝等等。这些都对基础造成威胁，但这些因素不可能全部考虑到条文中表 1.0.9 所列数值之内，设计时应结合具体情况加强调查分析。

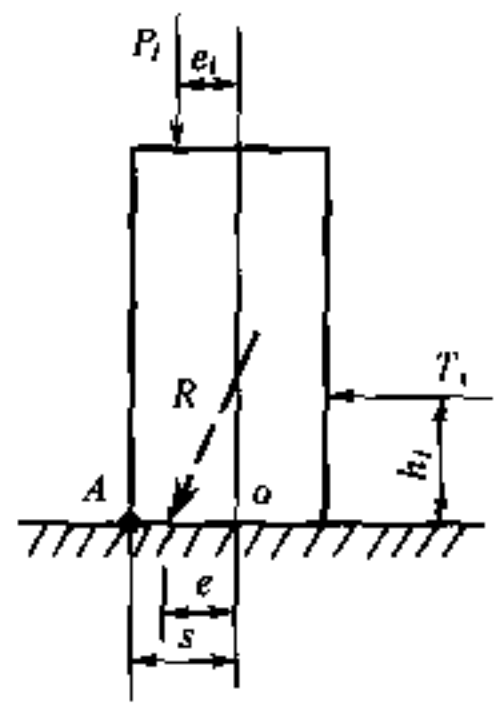
3.1.1 关于倾覆稳定系数，存在两种不同的概念。一种是 1959 年《桥规》所采用的：

$$K_0 = \frac{M_y}{M_0}$$

式中　M_y——将全部竖向外力移至截面重心处对截面边缘的抵抗倾覆力矩；

M_0——全部外力对截面重心的倾覆力矩。

以说明图 3.1.1—1 说明：



说明图　3.1.1—1

$$M_y = S\sum P_i$$

$$M_0 = \sum P_i e_i + \sum T_i h_i$$

$$K_0 = \frac{S\sum P_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i} = \frac{S}{\dfrac{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i}{\sum P_i}} = \frac{S}{e}$$

另一种是以往我国挡土墙计算中常用的，即

$$K_0' = \frac{M_y'}{M_0'}$$

式中　M_y'——绕基底外缘倾覆轴保持结构稳定的稳定力矩；

M_0'——绕基底外缘倾覆轴使结构发生倾覆的倾覆力矩。

按说明图 3.1.1—1，则

$$K_0' = \frac{\sum P_i(S - e_i)}{\sum T_i h_i}$$

按上面两种概念计算所得的倾覆安全系数，通常是不相等的。

什么情况下这两种概念计算所得的倾覆安全系数才相等呢？令 $K_0 = K_0'$，即

$$\frac{S\sum P_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i} = \frac{\sum P_i(S - e_i)}{\sum T_i h_i}$$

得 $$\sum P_i e_i(\sum P_i S - \sum T_i h_i - \sum P_i e_i) = 0$$

因此，只有当下面两种情况，二者才相等：

情况（1）：$\sum P_i e_i = 0$，即合力作用于截面重心上时；

情况（2）：$\sum P_i(S - e_i) = \sum T_i h_i$，即合力作用于 A 点处时。

这两种定义的关系如下：

$$K_0 = \frac{S\sum P_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i} = \frac{\sum P_i(S - e_i) + \sum P_i e_i}{\sum P_i e_i + \sum T_i h_i}$$

$$= \frac{\dfrac{\sum P_i(S - e_i)}{\sum T_i h_i} + \dfrac{\sum P_i e_i}{\sum T_i h_i}}{1 + \dfrac{\sum P_i e_i}{\sum T_i h_i}} = \frac{K_0' + a}{1 + a}$$

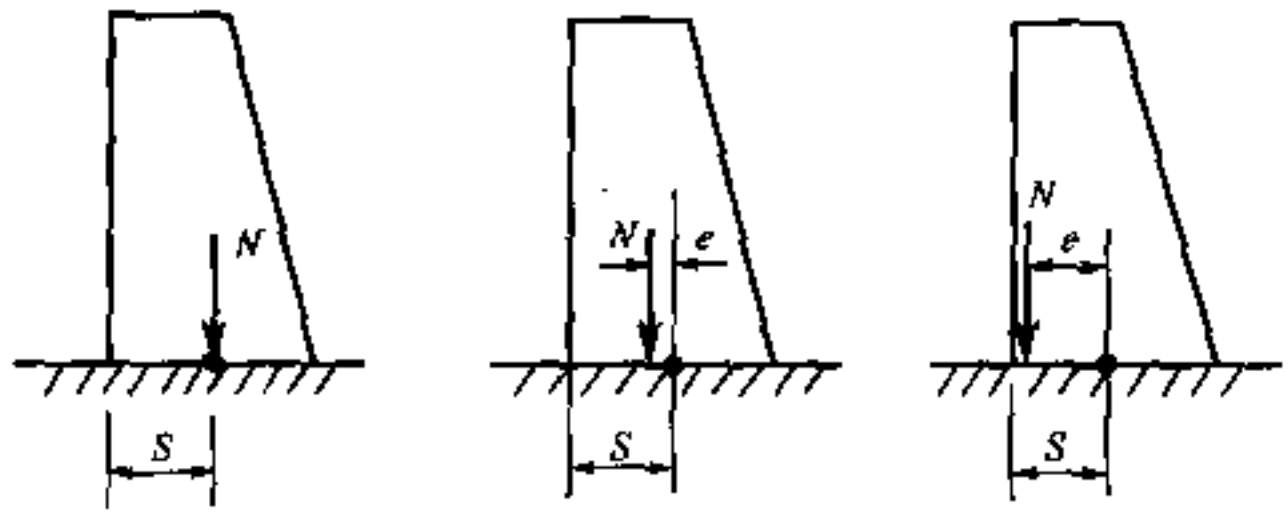
其中 $$a = \frac{\sum P_i e_i}{\sum T_i h_i}$$

则 $$K_0' = K_0 + a(k_0 - 1)$$

一般 $K_0 > 1$，故当 $a > 0$，即 $\sum P_i e_i$ 与 $\sum T_i h_i$ 同方向时，$K_0' > K_0$。

当 $a < 0$，即 $\sum P_i e_i$ 与 $\sum T_i h_i$ 反方向时，$K_0' < K_0$。就图 3.1.1—1 来说，也就是当竖向合力作用于重心 O 的左边时，$K_0' > K_0$，采用第一种概念是偏于安全的；反之当竖向合力作用于 O 的右边时，$K_0' < K_0$，采用第二种概念是偏于安全的。

然而第二种概念是有缺点的，它不能反映结构物对于倾覆的确定安全度，并且意义含糊，以致在实际使用中产生很多矛盾。例如说明图 3.1.1—2 中三个结构物，仅有竖直力，没有水平力，倘按第二种概念则都是 $K_0' = \infty$，其实它们的安全度是不相同的，左边一个很安全，右边一个就不太安全。



说明图　3.1.1—2

因此，规范规定采用了第一种概念。如果采用下面形式来表示，则更明了：

$$K_0 = \frac{S}{e} = \frac{\text{保证基底倾覆稳定时的最大（极限）容许偏心值}}{\text{基底实际发生的偏心值}}$$

这个概念，不仅适用于对称截面，也适用于非对称截面和斜挠曲。

3.1.2　作用于基底面上外力的水平分力由基础底面与地基之间的摩擦力来抵抗，基底摩擦力等于基底外力的竖直分力 $\sum P_i$ 乘以基础与地基之间的摩擦系数 f。因而基础滑动稳定系数为基底摩擦力与基底外力的水平分力 $\sum T_i$ 之比，即

$$K_0 = \frac{f\sum P_i}{\sum T_i}$$

本条条文中摩擦系数 f 的土质部分之值与 1959 年《桥规》基本相同，石质部分之值是根据我国水电部门的实测资料修订，比 1959 年《桥规》提高了一些。

1951 年《桥规》规定墩台基底滑动稳定系数不得小于 1.5，因而，桥台设计往往为滑动稳定性所控制。为了满足滑动稳定性的要求，不得不加大桥台尺寸或采取一些特殊的措施。实际上，外力计算方面是存在一定有利因素的，如桥台侧面土的摩擦力，可以使实际滑动稳定系数增大。因此经过实践，1959 年《桥规》改小为 1.3。

曾经有一种意见，认为季节性河流最高洪水发生的时间较短，其桥梁墩台安全度应与常年有水河床的墩台有所区别，对于季节性河流考虑最高洪水位的浮力时墩台滑动稳定系数可再减小到 1.2。但因为本次规范中的台后土压力计算有了改变，其他荷载在组合时采用的数值也有所减小，这些都会使墩台滑动稳定系数计算值变大，因此，滑动稳定系数仍规定为 1.3。

山区桥梁墩台位于较陡的土质斜坡上时，还须检算圆柱体滑动面的滑动稳定性。

位于软土地基上较高的桥台，也应检算桥台连同台后路基沿圆柱体滑动面的滑动稳定性。

桥台台后活载、滑动面内的土体和线路上部建筑物是使土体滑动的力，而滑动面上的凝聚力和摩阻力则为抵抗土体滑动的力，其土体滑动稳定系数可用这些力对滑动面圆心的抗滑力矩与滑动力矩之比来确定，即

$$K_f = \frac{M_{抗}}{M_{滑}} \geqslant 1.3$$

3.1.3 拱桥建成后，墩台承受两侧拱圈传来的竖直力、水平力和弯矩。对于两侧等跨和不等跨拱桥，桥墩承受的两跨作用力可互相平衡或部分平衡，但在拱桥建造过程中，桥墩两侧拱圈和拱上结构的建筑程序不一定对称，产生较大的水平力和弯矩，这样有可能成为控制条件，因此设计时应按施工过程中可能产生的单侧拱推力进行检算。

然而，这些情况均为施工过程中的短暂情况，因此检算这些

情况时稳定系数可降低为 1.2，地基容许承载力可较计算主力时提高 40%。

3.2.1 原规范在本条列出了四种应计算基础沉降量的情况，对地基土来说，主要是指沉降较大的软弱土壤。从现状和发展来看，这四种情况还不够全面，为满足严格控制沉降量的要求，必要时普通土地基的桥梁亦须进行沉降量计算。因此本条取消了原规范的内容，将原规范对沉降量容许值的规定经修改后提至本条，要求各种地基土的基础都应符合本条规定。

对于桥梁基础沉降量给予一定的限制，是为了保证墩台发生沉降后，桥头或桥上线路坡度的改变不致影响列车的正常运行，即使要进行线路高程调整，其调整工作量不致太大，不会引起梁上道碴槽边墙改建和桥梁结构加固。原规范规定：外静定结构墩台均匀沉降量不得大于 $20\sqrt{L}$（mm）相邻墩台均沉降量之差不得大于 $10\sqrt{L}$（mm）。L 为相邻桥跨中较短跨的跨度（m），当 L < 24 m 时，按 24 m 计算。

假设 $L = 24$ m，$20\sqrt{L} \approx 98$ mm，$10\sqrt{L} = 49$ mm；

$L = 32$ m，$20\sqrt{L} \approx 113$ mm，$10\sqrt{L} \approx 56$ mm；

$L = 64$ m，$20\sqrt{L} \approx 160$ mm，$10\sqrt{L} \approx 80$ mm。

显然，在梁跨较大时沉降量容许值偏大。《新建时速 200 公里客货共线铁路设计暂行规定》规定墩台均匀沉降量不得超过 50 mm，相邻墩台沉降量之差不得超过 20 mm。《京沪高速铁路设计暂行规定》对这两项容许值分别规定为 30 mm 与 15 mm。比照上述两个暂行规定，本规范规定墩台均匀沉降量不得超过80 mm，相邻墩台沉降量之差不得超过 40 mm。同时，考虑明桥面时线路调高比较困难，对这两项容许值分别规定为 40 mm 和 20 mm。

本条还增列了对涵洞基础沉降量的规定。在《铁路路基设计规范》中规定；一般地段路基的工后沉降量不应大于 200 mm，桥台台尾过渡段路基工后沉降量不应大于 100 mm。鉴于涵洞病害常由沉降引起，为提高标准，涵洞基础沉降量按台尾过渡段要

求控制，即不应大于 100 mm。

桥涵由于恒载作用下的沉降变形，有些在施工期间已经产生，桥梁或涵顶填土的高度可以在施工中得到调整，因此仅计施工之后的沉降。由于活载作用下的沉降变形是瞬间的、弹性的，一般可以恢复，所以规范规定桥涵基础的沉降仅按恒载计算。

基础的沉降对于超静定结构（连续梁、推力拱、刚构等）除影响桥上线路坡度外，更重要的是会引起结构产生附加内力。因此，规范规定对于超静定结构的基础沉降容许值，应根据其沉降值对结构内力影响的大小而定。

3.2.2 本条文引自《建筑地基基础设计规范》(GB 5007—2002)第 5.3.5 条。该条文中的公式比较合理，所以本规范予以引用，适用于明挖基础。对于桩基础应按本规范第 3.2.3 条办理，即将基础底面处的附加压应力与基底以下的土层情况用桩底平面处的附加压应力与桩底平面以下的土层情况代替。另外，桩基的沉降经验修正系数与明挖基础稍有不同，但考虑到建筑桩基与铁路桥梁桩基情况不尽相同，未予采用。

4.1.1 本条对地基容许承载力和地基的基本承载力下了定义，并说明本节各条之间的关系。条文中各类土的基本承载力表是根据荷载试验与土的物理力学性质指标的对比资料及国内实践经验，并参照国内外规范综合考虑确定的，具有一定的普遍性，适用于地质简单的常用结构形式桥涵的地基。但由于我国幅员辽阔，自然条件复杂，不是在任何条件下本条各表都能适用。因此在具体工点如做了专门研究，或当地已有经验，确定 σ_0 时可不受表列数值的限制。至于重要桥梁或地质复杂的桥梁更不能单纯查表确定 σ_0，应根据实际情况用载荷试验、原位测试等方法综合确定。

4.1.2

(1) 岩石地基的承载力

岩块强度和破碎程度，是决定岩石地基承载力的主要因素，

故以这两个指标制表。对裂隙性质、方向及充填物等因素的影响，在附注中给出。该表主要是根据 72 份荷载试验（以比例界限作为基本承载力），并参考国内外有关规范和建筑经验提出的。

根据《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2001）将岩石按硬质岩、较软岩、软岩、极软岩分类制表。硬质岩地基承载力不控制工程设置，故不再细分。根据《工程岩体分级标准》(GB 50218—94）极软岩的承载力基本值小于 500 kPa，同样铁路工程勘测中遇到的成岩程度极差（半成岩）及风化成土状、砂砾状等极软岩的承载力都小于 500 kPa。因此，本次规范在修订岩石按新的分类标准调整的同时，对各类岩石地基承载力也作了调整和修正。

水对岩石承载力的影响由于资料不足，不能给出准确数值。现场遇到这些情况，需个别研究确定。当利用易风化的岩石作为地基时，应特别注意岩石浸水后可能发生的变化，如岩石的水理性能、风化速度等，适当选取 σ_0，必要时应通过荷载试验确定。

(2) 碎石类土地基承载力

影响碎石类土承载力的因素很多，如碎石类土的成因类型，碎石颗粒的成分、大小、含量、充填物性质、密实程度、胶结情况等，但为了简化制表起见，本表主要按密实程度作为归类指标。由于大部分碎石类土压缩性低，基底沉降量小，完成沉降过程快，因此变形不是主要控制因素，故其基本承载力是按比例界限或破坏荷载的 1/3 取值。

碎石类土地基基本承载力表是从 196 份荷载试验资料中，选用了其中内容较全的 151 份，经过归纳分析对比后制定的。对于某些不能以密实程度所概括的其他物性在附注中予以说明，作为选择数值的次一级因素。

本次修订主要是由于其密实度分级发生变化而进行的。由于《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2001）将碎石土的密实度由原来的“密实、中密、松散”三级调整为“密实、中密、稍

密、松散”四级。原来的中密，划分为中密和稍密，该两类没有定量界定标准，其承载力值也无法界定，只能根据所在承载力范围中间分开。由于是仅从数值内调整，应注意在使用中积累资料补充完善承载力表。

(3) 砂类土地基承载力

砂类土地基基本承载力沿用了1985年《桥规》的规定。该表的制订是依据73份荷载试验资料进行归并的，由于荷载试验的代表性差，绝大部分试验没有做到极限荷载，而且还有部分资料不全，故未能得出较好的归并成果。但根据目前国内各地砂类土承载力经验数值，并结合铁路几十年来的实践，认为表列数值基本是可行的。

本次修订主要是由于其密实度分级发生变化而进行的。由于资料中确定其密实度的标准贯入试验资料不足，依赖静力触探资料确定其密实度，而后把其承载力平均值与现规范中的数值进行对比分析，最后确定修订后的稍密和中密砂类土承载力。

(4) 粉土地基的承载力

①本次编表资料主要来源于铁路桥梁地基可靠度规改原始资料中的黏性土部分，即从大量的黏性土原始资料中将 I_p 小于或等于10的粉土单分出来，独立编制粉土地基的基本承载力表。总计筛选出38组可以利用的数据。

②粉土承载力表编制与分析

通过分析资料，发现粉土的基本承载力与其天然孔隙比和天然含水率有密切的关系，因此可以把粉土的承载力与其天然孔隙比和天然含水率作二元回归分析，分析结果如下：

二元线性回归分析：

通过对38组承载力与天然孔隙比和天然含水率的线性回归分析，得到二元线性回归方程为

$$f = 594.68 - 339.55e - 6.99w$$

式中 f——基本承载力（kPa）；

e——天然孔隙比；

w——天然含水率。

此回归方程的复相关系数为 0.819，剩余方差为 39.36。对其进行 F 检验，结果为高度显著性。

二元自然对数线性回归分析：

同样对 38 组承载力与天然孔隙比和天然含水率的二元自然对数线性回归分析，得到其回归方程为

$$\ln f = 6.41 - 1.56\ln e - 0.54\ln w$$

式中 f——基本承载力（kPa）；

e——天然孔隙比；

w——天然含水率。

此回归方程的复相关系数为 0.841，剩余方差为 0.182。对其进行 F 检验，结果为高度显著性。

③通过以上分析，考虑剩余方差的误差，对表中数值进行了调整，得出粉土的地基基本承载力。

（5）Q_4 冲、洪积黏性土地基的承载力。

Q_4 冲、洪积黏性土（一般黏性土）的基本承载力，是以满足其强度和变形要求的基本条件为前提，以我国各地 342 份荷载试验资料为依据编制的。荷载试验使用的承压板面积为 1 000～5 000 cm^2。但由于荷载试验的 $P—S$ 曲线较短，未能做到极限荷载，故未能采用极限荷载进行确定，因此参考了国内外经验在 $P—S$ 曲线上取下沉量 $S=0.02b$（b 为荷载板宽度）对应的压力作为基本承载力，在少数资料中，沉降量未达到 $0.02b$ 之前，$P—S$ 曲线上出现了明显的拐点，即以拐点作为基本承载力。

Q_4 冲、洪积黏性土，一般物性指标如天然含水率 w、孔隙比 e、液限 w_L、塑限 w_p、塑性指数 I_p、液性指数 I_L 等，试验简单，易于求得，且能够近似表达这类土的承载力特性，加之荷载试验资料中这类指标较齐全可靠，所以统计时，考虑了 I_p、w_L、I_L、w、e 等，经过多种分组统计比较，最后选用了 I_L、e 两个

指标建表。

本次修订首先把剔除了粉土后的资料进行了统计分析，考虑到粉土只占原黏性土中的一小部分，并且粉土的承载力一般比同条件的黏性土低，另外现规范中黏性土承载力表已经过了多年的使用验证，剔除 I_p 小于或等于 10 的粉土后，承载力表总体偏于安全，所以本次没有修订黏性土的基本承载力表。希望在使用过程中注意积累资料，完善黏性土承载力表。

(6) Q_3 及以前冲、洪积黏性土地基的承载力

Q_3 及以前黏性土（老黏性土），在荷载试验加压范围内沉降量很小，承载力值很高。由于土的物性指标很难反映土的结构强度，所以单用物性指标确定承载力是不合理的。但在力学指标中 C、φ 值资料不齐全，而且多未注明其试验方法，亦难以利用，故按室内压缩模量 E_s，采用 53 份资料统计，得下列方程：

$$\sigma_0 = 308.9 + 0.79E_s \quad （相关系数 \ r = 0.52）$$

式中 σ_0——基本承载力（kPa）；

E_s——压缩模量（MPa）。

对于 $E_s < 10$ MPa 的老黏性土，因缺少资料，上式不适用，建议按 Q_4 冲、洪黏性土予以考虑。

(7) 残积黏性土地基的承载力

残积黏性土，在山区分布很广，参加本表编制的荷载试验资料主要是西南地区的“红土”（这部分资料比例较大，该土系碳酸盐类岩石风化而成），东北地区的花岗岩残积土，江西的页岩、砂岩残积土等，其承载力值都比较高，因而用 E_s 做统计，较为合理，统计时共用 58 份得回归方程为

$$\sigma_0 = 85.73E_s^{0.4} \quad （相关系数 \ r = 0.76）$$

式中 σ_0——基本承载力（kPa）；

E_s——压缩模量（MPa）。

其表中数值仍然沿用 1999 年《桥规》原表。

(8) 黄土地基承载力

黄土地基基本承载力是分别按 Q_4、Q_3 及 Q_2、Q_1 进行归类分析的，与 1985 年《桥规》所推荐的基本承载力相比，有较大的改动。

①新黄土（Q_4、Q_3）地基基本承载力

新黄土（Q_4、Q_3）包括湿陷性和非湿陷性黄土，但不包括坡积、崩积和人工堆积层。荷载试验 σ_0 的确定，采用比例界限（p_1）值，或以下沉量 $S \approx 0.06b$（b 为荷载板宽度）对应压力作为极限荷载（p_2），再除以二倍安全系数确定；其 σ_0 对应的 S 平均值为 $0.0075b$，大于 $0.01b$ 者仅占 13.4%，最大为 $0.02b$，故强度、沉降均能满足要求。

新黄土实测对比资料 305 组，来源于甘、青、宁、陕北、晋西北（共 164 组），以及关中、豫、晋东南、冀、鲁等地区，其中 Q_4 黄土 158 组，Q_3 黄土 147 组。通过各种组合回归分析，择优选取了不分地区的（Q_4、Q_3）混合统计的公式为

$$\sigma_0 = 16.73 - 14.69e - 0.793w + 1.026w_L \quad (\mathrm{tf/m^2})$$

（相关系数 $r = 0.616$，剩余标准差 $S \approx 5.68$）

根据对 305 组实测对比数据 σ_0 值验证，并考虑了埋深 1.5 m 的深度修正约为 30 kPa（3 $\mathrm{tf/m^2}$），对回归公式计算 σ_0 值作了局部调整，编制出新黄土地基基本承载力表。

本表 σ_0 值与 1985 年《桥规》新黄土地基基本承载力表的 Q_4 黄土 σ_0 值基本相同。根据对 Q_3 黄土实测资料的反复验证和工程建筑的实践检验，当 $0.85 < e < 0.95$ 时，σ_0 值确比 Q_4 黄土为高，故在本表附注中作了提高 10% 的规定，比 1985 年《桥规》更符合实际。

②老黄土（Q_2、Q_1）地基基本承载力

老黄土对比资料共 36 组，来源于甘、宁、陕、晋、鲁等地区。荷载试验 σ_0 值的确定，多以比例界限或小于比例界限值确定之，其 S/d 平均值为 0.006，最大为 0.016。择优选取回归公

式为

$$\sigma_0 = 195 - 132.4e - 35.2w/w_L \quad (tf/m^2)$$

（相关系数 $r = 0.69$，剩余标准差 $S = 19.1$）

将实测 σ_0 幅度值、平均值与回归值比较，提出偏于安全的推荐值，最高 σ_0 值控制在 700 kPa（70 tf/m²）以内，已用于桥涵基础的设计和施工，效果良好。考虑到山东地区的老黄土工程性质稍差，一般比表中 σ_0 值偏低 100 ~ 200 kPa（10 ~ 20 tf/m²），故在本表附注中作了相应规定。

(9) 多年冻土地基的承载力

确定多年冻土地基承载力的因素主要有颗粒成分、含水率和地温。在相同地温和含水率状况下，一般是碎石类土的承载力最大，砂类土次之，黏性土最小。冻土的强度一般是随着含水率增大而提高，至饱和状态时达到最大值，往后则随着含水率的增大而减弱，直至接近于冰的强度。但是随着含水率的增大，冻土的流变性迅速增大，使其持久强度迅速减小。当冻土中有冰夹层时，则其强度往往表现出冰的性质。表中规定的基本承载力，只适用于少冰冻土和多冰冻土。反之对干燥的碎石类土和砂类土或含水率小于 10% 的黏性土，不论负地温高低，其基本承载力可按非冻土确定。试验和工程实践表明，冻土的承载力是随着地温降低而增大的，故表中按负地温给定承载力。原规范月平均最高土温 -2 ℃ ~ -3.5 ℃，间隔太大，本次修订调整了多年冻土地温分档。由于没有资料只能从数值上内插，希望在使用过程中积累资料完善承载力表。

国外各种地基规范，对冻土的承载力，表达方式不尽一致，有的采用基本承载力，有的采用极限强度。本规范根据我国实际情况，结合理论计算和室内试验资料，进行了综合分析，按照多年冻土的分类分别给出其基本承载力值。表中数值约为冻土瞬时的单轴极限抗压强度的 1/6 ~ 1/8，有一部分土的承载力值是根据球模试验仪测定的长期黏着系数 C 确定的。

4.1.3

(1) 各类土的宽、深修正系数的确定

①黏性土和黄土

A. 宽度修正系数 k_1

本规范对各种黏性土（包括黄土）的容许承载力〔σ〕均不作基础宽度修正，即 $k_1=0$。这是因为地基受压后，黏性土后期沉降值较大，基础愈宽，沉降也愈大。这对建筑物使用是不利的。从荷载沉降曲线上确定 σ_0 时，大多数是根据荷载板相对下沉 2%确定的。黄土采用比例界限，其相对下沉一般也不于 2%，σ_0 可以满足变形的要求，宽度增加时，黏性土和黄土的 $k_1\approx 0$，可以保证基础不致产生过大的沉降。

B. 深度修正系数 k_2

黏性土的深度修正系数 k_2，系根据东北地区第四纪冲积层中 46 个深层荷载试验资料（荷载板面积为 600 cm^2，深度 $h<10$ m）经统计分析近似求得。

黄土地基的 k_2，在 1975 年《桥规》中采用 1.5，系依据黄土的 C、φ 值，以太沙基局部剪切公式计算所得；这次依据铁道科学研究院西北研究所现场实测不同埋置深度（承压板直径 $b=0.356$ m，埋深分别为 0、b、$2b$、$3b$、$4b$ 和 $5b$）、不同软硬土层（静探阻力 P_s 分别为 35 和 45）的 σ_0 值比较验证，其 k_2 为 1.8、2.0 和 2.6，说明采用 1.5 是安全的，考虑到系小压板埋深对比试验，故本规范仍采用 1.5。

②粉土

粉土是具有一定塑性，但又同时具有某些砂类土特性的土，其宽度修正系数比照黏性土取 $k_1=0$ 是安全的。粉土的颗粒比粉砂细，深度修正系数应比粉砂小，比照黏性土取 $k_2=1.5$。

③砂类土、碎石类土和岩石地基

砂类土、碎石类土和岩石地基在施工期间沉降已基本完成，后期沉降很小，地基容许承载力〔σ〕不受沉降控制，所以基础

宽度加大时，可提高地基的强度，应进行宽度修正。1959 年《桥规》中规定，当基础宽度大于 6 m，仍采用 6 m，现参照联邦德国规范放宽至 10 m。

1975 年《桥规》中，砂和碎石土的宽、深修正系数系根据江苏省水利厅所收集到的各类砂土（未分密实度）的平均 φ 值，（砾砂和粗砂为 38.5°，中砂为 35.5°，细砂为 31.0°，粉砂为 27.0°。由于缺乏碎石土的 φ 值，假定其平均值为 40.0°）按日本国铁《土构造物设计施工规范》和前联邦德国《DIN4017》算出砂土和碎石土的 k_1、k_2 值，并与 1959 年《桥规》比较，根据经验选定。对砂类土采用的 φ 值，相当中密状态，对密实砂显得偏于保守；碎石类土假定角为 40°，属密实状态，对中密碎石土有时显得偏高。

此后的修订将中密和密实的修正系数分开，提高了密实砂类土的 k_1 和 k_2 值。降低了中密碎石类土的 k_1 和 k_2 值。

本次修改仅将“中密”的碎石类土与砂类土按《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2001) 改为“稍、中密”的碎石类土与砂类土。

岩石地基总是存在断裂和节理面的，应用土力学中地基极限承载力理论公式确定岩石地基容许承载力，目前认为是可取的。因而岩石地基的基本承载力在原则上是可以进行宽深修正的，如何修正则是个较复杂的问题，目前缺少试验资料，暂建议节理不发育和节理较发育的岩石不做宽、深修正，节理发育或很发育的岩石 k_1、k_2 按碎石土的系数确定，至于岩体已风化成土、砂状者按黏性土和砂土的系数确定。

④冻土承载力的宽、深修正问题

冻土地基基本承载力的宽、深修正问题目前尚未解决，暂取 $k_1=0$，$k_2=0$。初步实践认为冻土地基的基本承载力是需要进行深度修正的，但这有待研究解决。

⑤当土在水中时，公式中的容重 γ_1 和 γ_2 是按如下原则规定

的：γ_1 是基底持力层的容重。当持力层为透水土时，γ_1 应为浮重，反之，当持力层不透水时，γ_1 应为饱和容重。至于 γ_2 一般是当做作用在基底以上的超载来考虑的，当持力层透水时，在持力层面上的土不论其本身是否透水，都是受到浮力作用的，所以 γ_2 应为浮重。如果持力层不透水，则作用在持力层面的力，不仅有土颗粒重量而且有孔隙中水的重量，故不论土层是否透水，水中部分土的 γ_2 应为饱和容重。如果持力层为半透水的，则按实际条件选择受浮力作用或不受浮力作用的 γ_1 和 γ_2 值。饱和容重 γ_s、浮重（即浮容重）γ_b 分别按下述公式计算：

$$\gamma_s = \frac{\gamma_0 + e\gamma_w}{1 + e}$$

$$\gamma_b = \gamma_s - \gamma_w \text{ 或 } \gamma_b = \frac{\gamma_0 - \gamma_w}{1 + e}$$

式中　γ_0——颗粒容重，在数值上等于比重（kN/m^3）；

γ_w——水的容重，一般 $\gamma_w \approx 10\ kN/m^3$；

e——孔隙比。

（2）公式的适用范围

条文中的公式适用于浅基础的地基容许承载力，深度修正系数也是基于这个前提订出来的，只适用于 $h/b \leqslant 4$ 的浅基础。根据现有的国内外实验资料，当 h/b 继续增大时，深度的影响还是存在的；h/b 超过 10～20 时埋深对 $[\sigma]$ 就没有影响了。为安全计，对于相对埋深超过 10 的基础就不再加深度修正了。根据试验，当 $4 < h/b \leqslant 10$ 时的 k_2 值应予递减。

4.1.4　为了保证铁路桥涵建筑物的安全和正常使用，地基设计必须同时满足稳定与变形两方面的要求。地基的容许承载力应该是反映这两个基本条件的综合指标。

从稳定条件出发，按极限荷载确定地基承载力是目前国内外广泛使用的方法。而对于软黏土又多习用 $\varphi \approx 0$ 分析法。规范引用的公式是由著名的条形基础的极限荷载公式（普朗特尔 1921；

太沙基 1943；汉森 1966）而得，对于正方形、圆形或矩形基础，承载量系数 $N_c=5.14$ 可以提高，而对于灵敏度较高的软土的 C_u 值又应适当降低。结合国内大量工程实践的经验，安全系数 m' 采用 1.5～2.5 是适宜的。当建筑物对变形的要求严格时，应选用较大的安全系数。

不排水抗剪强度（C_u）可用直剪仪、三轴仪、十字板剪切仪或无侧限抗压试验测得。

饱和软黏土的天然含水率与强度存在惟一的关系。土的颗粒比重在 2.7 左右。因此含水率为 36%时孔隙比接近 1.0；而当含水率为 75%时孔隙比约为 2.0。本规范软土的基本承载力表系引自《铁路工程地质勘察规范》(TB 10012—2001)，对于小桥涵地基承载力的确定，是简捷实用的。

实际上，软土地基上的桥涵建筑物，常常受地基变形控制。因此，本条强调强度计算的同时要检算基础的沉降量，并应符合有关条文的规定。

4.2.1 1959 年《桥规》规定水深由地面算至平均常水位，而深度修正高度习惯上由一般冲刷线至基底，因此地面至一般冲刷线的高度范围内既不算水柱重，又不计土的超载，显然是不合理的；故本次改为水柱高算至一般冲刷线。这样做在发生冲刷时，因不考虑高水位至常水位的静水压力，偏于安全。不发生冲刷时，地面到一般冲刷线按静水压力计，以代替该段高度内土的饱和容重，也偏于安全。

地基不透水，可考虑基底不受浮力作用，因此应把水柱压力当作超载看待。地基土是透水的，一般基底受浮力作用，故不应考虑水柱的超载作用。这样做可使计算方法简单明确，但对于深水基础和土层复杂者，由于持力层和覆盖层透水性难于稳定，所以应个别研究。

4.2.2 一般墩台设计时，在主力作用下，基底土的压应力分布接近于矩形。主力中有的是恒定不变的（如恒载、土压力），有

的出现的机会较多，而活载的附加力作用于基底的机会则相对要少得多，虽然这时基底压力为梯形分布（即一侧边缘有超过主力作用下的增大值），但这对整个地基来说，只是局部的、暂时的现象，不至于影响到安全使用。况且附加力的方向大多数是可逆的，也就是超载的边缘也是互换的。为了防止出现过大的不均匀压力分布，本条规定主力加附加力时，地基容许承载力〔σ〕较主力情况提高的值不超过20%，这与1959年《桥规》是相同的。主力加特殊荷载出现的几率很小，对于短暂荷载，土质好的地基动强度较静强度为高，但土质越软，动强度与静强度之比越低，因此按土质不同规定了主力加特殊荷载时地基容许承载力的提高系数，如本规范表4.2.2所列，即提高系数为1.2～1.4。地震力亦属特殊荷载，但应执行《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111)。

4.2.3 1959年《桥规》第337条："对于正式修复的实体墩台，具有使用20年以上而无缺陷的旧基础，因土已被压实，其容许承压力可采用现行实际荷载所产生的压力另加25%。上述压力的提高同样适用于桩基"。经研究此项规定有三个缺点，分述于下：

（1）在长期压力下各种土固结压密的程度有所不同，且与地下水位的关系密切。地下水位以上的碎石土和砂土的σ_0提高得快，潮湿、饱和的黏性土则提高得慢，因此硬性规定20年是欠妥的，所以本次改为多年，可根据土的种类与运营时期长短以及行车密度等因素具体考虑。

（2）关于提高容许承载力或基本承载力问题，因容许承载力包含着宽度、深度修正，如基础不加改建，这两个因素没有改变，故改用基本承载力，以求符合实际。

（3）1959年《桥规》规定提高25%，未考虑土本身的承载力大小。根据1972年广州局在旧桥的超压密地基上的试验，虽经过长期运营压实，从土的物性指标看，并没有改变。当然对这类土用物性指标去衡量，也未尽适宜，所以仅规定一个上限

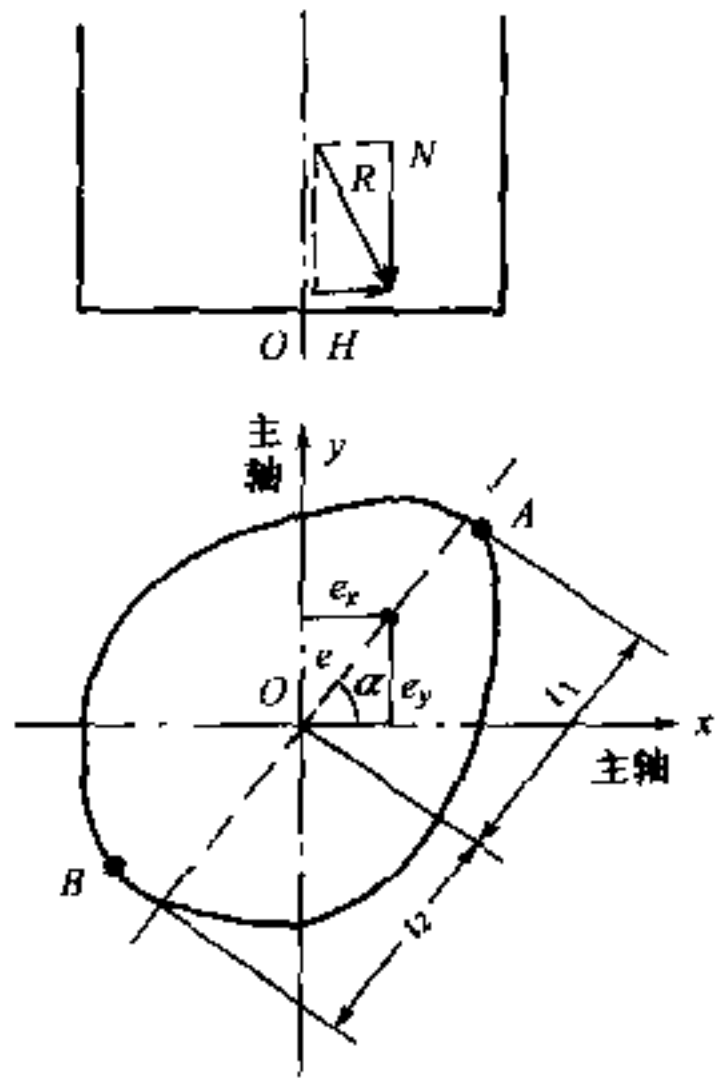
25%，使用时根据具体情况酌定。

5.2.1 本条中的计算方法与1959年《桥规》相同，但考虑到桥涵基底压应力 σ_h 通常不是矩形分布，而是三角形或梯形分布，所以 σ_h 不应一律采用平均压应力。而应根据计算应力分布图形采用不同数值，以策安全。

根据土力学分析，在深度与基础宽度之比 $z/b > 1.0$ 处，应力分布近于均匀，因此，在这种情况下，σ_h 可采用基底平均压应力，而在 $z/b \leqslant 1.0$ 处应按基底压应力图形，σ_h 采用距最大应力点 $b/3 \sim b/4$ 处的应力值；对于三角形和前后端应力差较大的梯形图形，可采用上述 $b/4$ 点处的应力值；对于前后端应力差较小的梯形图形，则采用上述 $b/3$ 点处的应力值。

5.2.2 在制订桥梁基础底面的容许偏心值时，应考虑既希望基底压应力接近均匀分布，但又不要要求过高。1959年《桥规》对于非岩石地基上基底偏心的规定，是从控制基底前后端应力比出发的，通过使用经验大家认为其规定要求过高，特别是该桥规要求桥台仅承受恒载时必须符合 $e \leqslant 0.15\rho$ 的规定，几乎在设计中无法办到。有些单位对基底偏心问题做了一些研究，对既有铁路桥梁作了调查，大多认为应将1959年《桥规》中的规定放宽。从国外规范来看，日本和美国对非岩石地基只要外力不超出基底截面核心就可以了。前苏联曾要求 $e \leqslant 0.5\rho$。考虑到上面所述即希望基底压应力接近均匀分布，但又不要过严要求，因而采取了合力的作用点应接近基础底面重心的规定。当结构同时承受主力和附加力作用时，考虑附加力作用时间短暂，且发生最大值的几率较小，可较恒载时的容许偏心放宽，但要注意到桥梁荷载有往返作用的特点。为避免由于基础底面与土脱离，导致地基破坏，所以规定主力与附加力同时作用下非岩石基底偏心以不超出底面面积的核心为宜。但考虑建在较松软地基上的桥台，容易产生不均匀下沉，所以规定当桥台的地基基本承载力小于或等于200 kPa时，仍应限制为 $e \leqslant 0.8\rho$。

假设说明图 5.2.2—1 为两个方向均不对称的截面，x 和 y 为其二主轴，外力作用于主轴之外，产生斜向挠曲。



说明图　5.2.2—1

假设 A 点为最大应力点：

$$\sigma_A = \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{Ne_x}{W_y} + \frac{Ne_y}{W_x} \qquad \text{（说明 5.2.2—1）}$$

令

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{Ne}{W_1} \qquad \text{（说明 5.2.2—2）}$$

由式（说明 5.2.2—1）等于式（说明 5.2.2—2），得

$$W_1 = \frac{e}{\frac{e_x}{W_y} + \frac{e_y}{W_x}} = \frac{1}{\frac{\cos\alpha}{W_y} + \frac{\sin\alpha}{W_x}} \qquad \text{（说明 5.2.2—3）}$$

又假定 B 点为最小应力点：

$$\sigma_B = \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \left(\frac{Ne_x}{W'_y} + \frac{Ne_y}{W'_x}\right) \qquad \text{（说明 5.2.2—4）}$$

令

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{Ne}{W_2} \qquad \text{（说明 5.2.2—5）}$$

由式（说明 5.2.2—4）等于式（说明 5.2.2—5），得

$$W_2 = \frac{1}{\frac{\cos\alpha}{W_y'} + \frac{\sin\alpha}{W_x'}} \qquad \text{（说明 5.2.2—6）}$$

上面诸式中，N 为竖向外力，e 为外力的偏心，e_x 和 e_y 分别为 e 在 x 和 y 二轴上的投影，A 为基底面积，W_y 和 W_x 为基底截面对 A 点而言，绕 x 和 y 轴的截面抵抗矩；W_y'和 W_x'为基底截面对 B 点而言，绕 y 和 x 轴的截面抵抗矩；W_1 和 W_2 分别对 A 点和 B 点的假想截面抵抗矩。

对于一般土质地基，当 $e = \rho$，即 $e = \frac{W_2}{A}$时，按式（说明 5.2.2—2）$\sigma_A = \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{N}{A} \cdot \frac{W_2}{W_1} = \frac{N}{A}\left(1 + \frac{W_2}{W_1}\right)$及按式（说明 5.2.2—5）$\sigma_B = \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{N}{A} = 0$ 可以看出，只要满足 $e \leqslant \rho$ 的规定，对于任何形状的截面，不论外力 N 是否作用在主轴上，σ_{min} 均等于或大于零。

桥台承受主力加附加力作用，当土的基本承载力小于或等于 200kPa 时，$e \leqslant 0.8\rho$。当 $e = 0.8\rho$，且基础两个方向不对称，外力 N 又不作用在主轴上时

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A}\left(1 + 0.8\,\frac{W_2}{W_1}\right)$$

$$\sigma_{min} = 0.2\,\frac{N}{A}$$

如基础两个方向对称，如矩形、圆形和圆端形基础，无论外力 N 是否作用于对称轴上，均得

$$\sigma_{max} = 1.8\,\frac{N}{A}$$

$$\sigma_{min} = 0.2\,\frac{N}{A}$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{9}{1}$$

对于仅一个方向对称的基础，如T形基础，倘 N 作用于对称轴上，并且 $W_2 \approx 2W_1$ 时，

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{13}{1}$$

从上面所述可以看出：当 $e \leqslant 0.8\rho$ 时，基底最大压应力与最小压应力之比值不会太大。

对于岩石地基，采取控制偏心值是保证基底发生的拉应力区不致过长，或者说保证参与工作的受压区不致过短，以使基底压应力比较合理分布。但是要对受拉区长度的控制作出精确的规定是有困难的，因为受拉区的精确长度应按无拉应力计算（惯称“应力重分布计算”）来确定，然而这种计算不仅与截面的形状有关，而且与荷载作用的对称性有牵连。为了对各种形状的截面和对各种荷载作用（外力作用于主轴上或作用于主轴之外）采取统一的办法，大致地控制受拉区的长度，可规定，对于节理不发育、较发育和节理发育的硬质岩地基，$e \leqslant 1.5\rho$；对于其他岩石地基，$e \leqslant 1.2\rho$。

当 $e = 1.2\rho$ 时，根据式（说明 5.2.2—2）和式（说明 5.2.2—5），$e = 1.2\rho = 1.2\frac{W_2}{A}$，$\sigma_A = \sigma_{max} = \frac{N}{A}\left(1 + 1.2\frac{W_2}{W_1}\right)$，$\sigma_B = \sigma_{min} = -0.2\frac{N}{A}$。从说明图 5.2.2—2 可以看出受拉区的长度 x 为

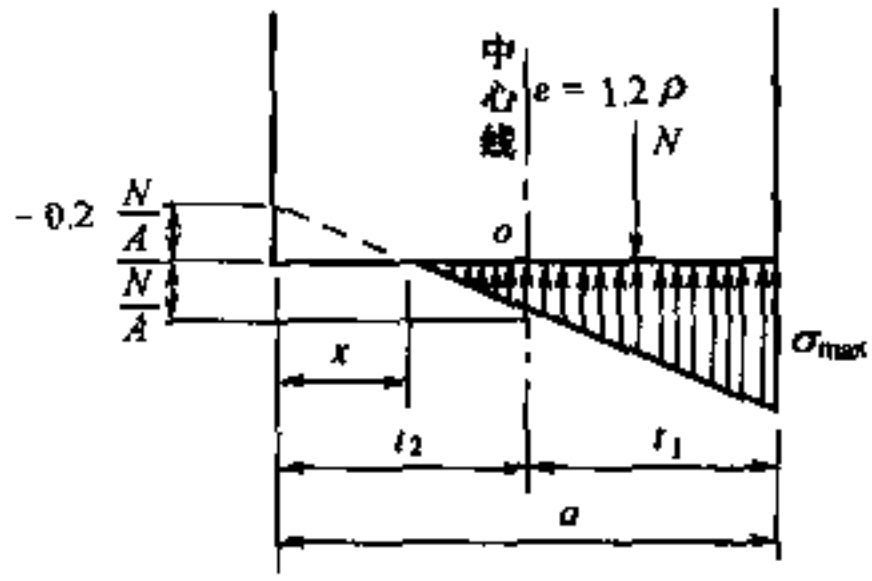
$$\frac{x}{0.2\frac{N}{A}} = \frac{t_2 - x}{\frac{N}{A}}$$

故

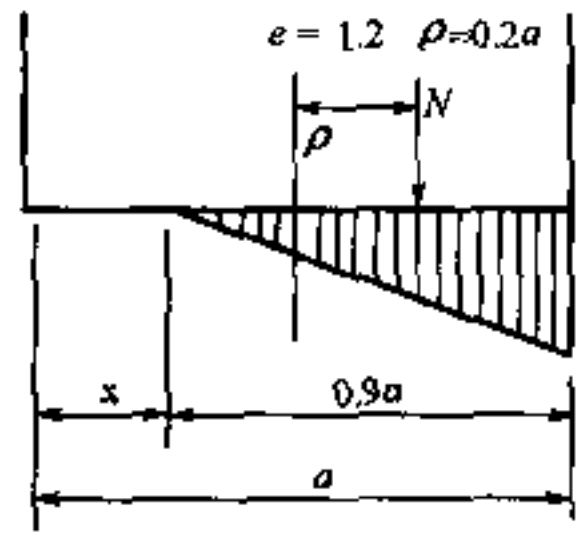
$$x = \frac{1}{6}t_2$$

对于任何形状的截面，无论外力 N 是否作用于主轴上，其 x 值都等于 $t_2/6$。对于矩形、圆形和圆端形等两个方向均对称的截面，因为 $t_1 = t_2$，所以 $x = a/12$。对于矩形截面，当外力 N 作

用于对称轴上（说明图 5.2.2—3），$e = 1.2\rho$ 时按无拉应力计算求得的受拉区精确长度为 $a/10$，此值很接近 $a/12$，其他形状截面按无拉应力计算的受拉区长度也很接近 $a/12$。



说明图 5.2.2—2



说明图 5.2.2—3

当 $e = 1.5\rho$，$e = 1.5\rho = 1.5\dfrac{W_2}{A}$，则 $x = \dfrac{t_2}{3}$，对于矩形、圆形等两个方向对称的截面，由于 $t_1 = t_2$，所以 $x = \dfrac{a}{6}$；对于矩形截面，当外力位于对称轴上时，按无拉应力计算的受拉区精确长度 $x = \dfrac{1}{4}a$。

过去工业和民用建筑物基础设计中有与上述相类似的规定，并直接指明控制受拉区的长度。例如，对矩形基础，规定受拉区长度不得大于基础边长的 1/4，与上述所求当 $e = 1.5\rho$ 时矩形基础受拉区的精确长度相等。

规范提出了一个简捷检算 e/ρ 值的公式，因为对于斜向挠曲，特别又当为不对称截面时要求计算截面核心 ρ 是相当麻烦的，如果先求出基底最小应力 σ_{min}，则可按下式直接求得 e/ρ 值：

$$\frac{e}{\rho} = 1 - \frac{\sigma_{min}}{\dfrac{N}{A}}$$

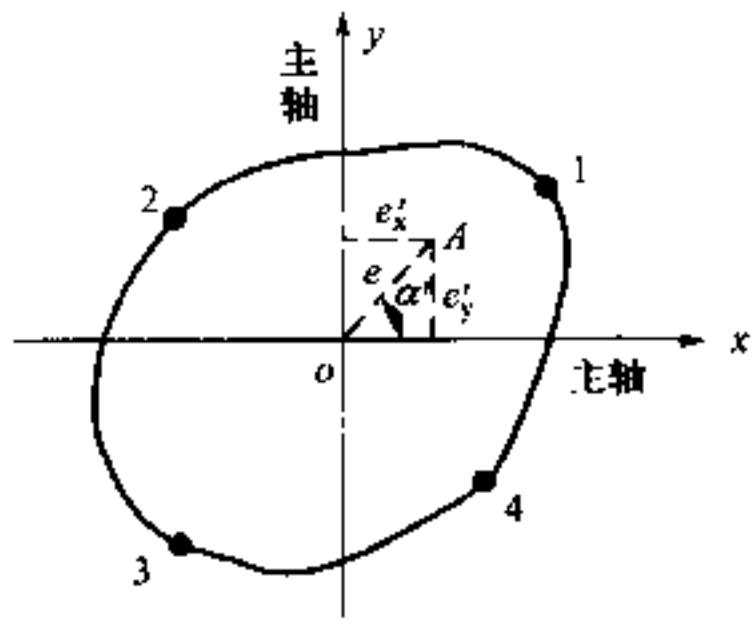
这个公式是这样得来的：

为了便于说明，假设竖向合力 N 作用于说明图 5.2.2—4 中第一象限的 A 点上，则

$$\left.\begin{aligned} M_x &= N \cdot e_y = N \cdot e\sin\alpha \\ M_y &= N \cdot e_x = N \cdot e\cos\alpha \end{aligned}\right\}$$

得

$$\left.\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N}{A} - Ne\left(-\frac{\sin\alpha}{W_{2x}} + \frac{\cos\alpha}{W_{2y}}\right) = \frac{N}{A} - Ne\lambda_2 \\ \sigma_3 &= \frac{N}{A} - Ne\left(\frac{\sin\alpha}{W_{3x}} + \frac{\cos\alpha}{W_{3y}}\right) = \frac{N}{A} - Ne\lambda_3 \\ \sigma_4 &= \frac{N}{A} - Ne\left(\frac{\sin\alpha}{W_{4x}} - \frac{\cos\alpha}{W_{4y}}\right) = \frac{N}{A} - Ne\lambda_4 \end{aligned}\right\} \quad \text{（说明 5.2.2—7）}$$



说明图 5.2.2—4

当 $\sigma_{min} = 0$ 时，$e = \rho$

所以 $$\rho = \frac{1}{A\lambda_{max}}$$

λ_{max}为 λ_2、λ_3 和 λ_4 中的最大者。

由于 $\sigma_{min} = \frac{N}{A} - Ne\lambda_{max}$，将 $e = C\rho = \frac{C}{A\lambda_{max}}$代入上式，则

$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - N\frac{C}{A\lambda_{max}} \cdot \lambda_{max} = \frac{N}{A}(1 - C)$，故得

$$C = 1 - \frac{\sigma_{min}}{\frac{N}{A}}$$

即 $$\frac{e}{\rho}=1-\frac{\sigma_{\min}}{\frac{N}{A}}$$

本次修订增列了长钢轨纵向水平力和桥台孤立地面时对墩台基底合力偏心距的规定。长钢轨伸缩力、挠曲力属于主力，但与持续作用的恒载不同，其对基底合力偏心距的要求可比恒载有较大的放宽，而比主力加附加力应较严格一些。至于长钢轨的断轨力属于特殊荷载，本次修订增列了主力加特殊荷载（地震力除外）时对墩台基底合力偏心距的规定。特殊荷载发生的几率很小，基底合力偏心距的要求，可在保证倾覆稳定安全性和限制基底受拉区的条件下比照主力加附加力时适当放宽。主力加附加力时非岩石地基的偏心距容许值规定为 $0.8\rho\sim1.0\rho$，主力加特殊荷载时可采用 $1.0\rho\sim2.0\rho$；主力加附加力时岩石地基的偏心距容许值规定为 $1.2\rho\sim1.5\rho$，主力加特殊荷载时可采用 $1.5\rho\sim2.0\rho$。地震力执行《铁路工程抗震设计规范》(GB 111) 的规定。对于一般土地基当 $e\leqslant1.2\rho$，对矩形基础，受拉区长度仅为基础边长的 1/12。对于承载力较小的土地基，$e\leqslant1.0\rho$ 基底不出现受拉区，避免边缘压应力过大，导致倾倒。对于岩石地基，硬质岩 $e\leqslant2.0\rho$ 时，矩形基础受拉区长度为基础边长的 1/2，但倾覆稳定安全系数仍有 1.5。对于其他岩石 $e\leqslant1.5\rho$ 时，矩形基础受拉区长度为基础边长的 1/4，倾覆稳定安全系数为 2。

桥台孤立地面时，属临时性状态，可比照主力加特殊荷载情况确定基底合力偏心距 e 的容许值。

5.3.2 规范假定基础以上的荷载沿基顶面上建筑物的边缘按某一扩散角 α 传递到基底。当基础伸出其顶上建筑物边缘的长度与基础厚度之比小于上述扩散角 α 的正切值（亦即基础台阶的坡线与竖直线所成夹角小于上述扩散角 α）时，一般认为可以不必进行基础伸出部分的挠曲应力和剪应力检算。反之，应将伸出部分视为悬臂构件，把基底竖向反力作为荷载，检算悬臂截面中

的挠曲应力和剪应力。

上述荷载扩散角的大小，不仅随基础材料种类而异，而且与土的类别以及基底反力的大小有一定的关系，但是这些关系是比较复杂的，目前尚缺乏这方面的全面分析资料，本规范中的 α 角暂规定按材料的种类来确定。1959 年《桥规》规定 α 角：混凝土为 35°，石砌圬工为 30°。从对京广、津浦、石太等线的旧桥基础开挖资料和公路部门的实践来看，1959 年《桥规》中的规定是比较保守的。1966 年以后，一些新建铁路已打破这种规定，采用混凝土为 45°，石砌圬工为 35°。本次规范考虑到桥涵基础大多为混凝土基础，所以只列出混凝土基础的扩散角不应大于 45°。同时考虑到双向受力基础和圆端形桥墩采用矩形基础的基础角点受力较大，基础易破裂，所以为安全计，规定这些基础的最上面一个台阶正交方向的坡线与竖直线所成夹角，不应大于 35°，或按需要调整最上面一个台阶两正交方向的襟边宽度，但其斜角处坡线与竖直线所成的夹角不得大于上述正交方向为 35°夹角时斜角处坡线与竖线所成的交角，即不得大于 44.7°；其下各台阶正交方向的夹角正交方向的夹角仍不应大于 45°。

6.1.3 通常桩基础（简称桩基）由基桩（即桩基础中的桩）和承台板组成。桩基承台板底面的高程，除应根据受力大小、地质好坏、水流强弱和施工难易等因素确定外，对于承台板底面置于冻胀土中或位于冻冰水流中的情况，为避免因土和水的冻胀使承台板底面承受向上的冻胀力，造成基桩拉断或拉裂，所以根据经验要求承台板底面应位于冻结线以下或最低冰层底面以下不少于 0.25 m。

在通航和筏运河流中，为避免基桩直接遭受船只或排筏的撞击致使断裂，所以要求在这种河流中应将承台板底面作适当的降低。

6.1.4 通常，摩擦桩的沉降大于柱桩的沉降。在同一桩基中，同时采用摩擦桩和柱桩，容易引起桩基不均匀沉降，导致墩台倾

斜。所以要求在同一桩基中，不应同时采用摩擦桩和柱桩。

在同一桩基中，采用不同直径、不同材料和长度相差过大的基桩，不仅设计复杂，而且施工中容易产生差错。除因地形、地质条件特殊外，一般不宜采用长度相差过大的桩。

6.1.5 按岩土的阻力确定单桩的容许承载力，一般可按本规范第 6.2.2 条计算。该条中的许多数据都是根据实测资料统计分析得来的，但用于具体工点可能会有偏差，因此在本规范第 6.2.1 条中指出宜通过试桩进行验证，打入桩可在施工时以冲击试验验证。本条强调对重要桥梁或地质复杂桥梁的摩擦桩，为避免出现过大偏差影响结构安全，必须进行试桩，通过对代表具体工点情况的实测资料统计分析综合确定单桩的容许承载力。

6.2.1 基桩在轴向力作用下破坏的可能性有两种，一是由于桩本身材料强度不足所引起，二是由于桩侧土的摩擦力和桩尖土的阻力或岩石强度不够所造成。因此基桩的轴向容许承载力应分别按桩身材料强度和岩土的阻力（包括桩侧土的摩擦力和桩尖岩土的阻力）确定，取其较小者。

6.2.2

（1）确定打入单桩垂直承载力的方法主要有静力计算、动力测定和试桩三大类。本规范中式（6.2.2—1）即为静力计算法中的一般表达式。确定该式中有关土的侧摩阻值 f_i 和端阻 R 也有三种途径。第一种是取原状土样在实验室测土的力学性质指标 C 和 φ，然后用土力学的理论公式计算 f_i 和 R。近数十年的研究成果表明，现有理论公式计算结果与实践情况出入较大。第二种方法即经验方法。各国总结工程实践的经验，给出各种条件下土的参数 f_i 和 R，或给出各种桩的允许荷载〔P〕。第三种途径是用原位测试法，如标准贯入、静力触探和旁压仪等得到的参数，估算 f_i 和 R。

1975 年《桥规》中 f_i 和 R 的确定是采用上述第二种途径，借用了前苏联 TYNM—56 规范中的曲线。几年的实践，证明所给

的数值偏低，应予以修订。

1985 年《桥规》修订过程中，收集了沿海各省打入混凝土桩的试桩资料百余份，这些试桩的 $P—S$ 曲线都超过了极限荷载，且都有钻孔柱状图和各层土的物理性质指标。删去少许平行试验的试桩后，共取 87 根试桩进行了统计整理。

修订过程中需解决的主要技术问题之一是桩的入土深度与土的侧摩阻和端阻值是否有关。

根据古典承载力理论，认为土的承载力随覆盖压力的增加而增大。20 世纪 60 年代以来，法国在 ϕ6.4 m × 10.4 m 的砂坑中用 ϕ4.5 ~ 320 mm 的桩连续压入时，观测到桩的端阻先随压入深度而增加，但当压入深度超过“临界深度”后，端阻基本保持为一常数，即所谓极限端阻，它不再随压入深度而增加。压入过程中，平均侧摩阻变化也具有与端阻相同的规律。这一现象也被美国和加拿大的实验所证实。进一步的实验还证明，若砂层上有覆盖压力时，覆盖压力增大，砂层的“临界深度”将减小，但桩的极限端阻与无覆盖压力时相同。

上述研究成果定性说明了两个问题。首先是土层对桩端部产生的阻力有一极限值，它只决定于土的初始状态，与覆盖压力的大小无关。其次是为达到此极限端阻，桩进入该土层的深度必须超过某一“临界深度”，小于临界深度时，端阻随进入该土层的深度而增加。

我们后来做的大量静力触探试验，也证明上述结论是正确的。

如前所述，港口规范和 1975 年《桥规》是考虑桩入土深度对土侧阻和端阻有影响的。南京大桥引桥 4 根试桩用上述规范的计算结果来分析，该 4 根试桩处于同一地貌单元，地表一层黏性土厚为 5 ~ 8.5 m，其下都是粉砂，桩在该层穿过的厚度随桩长而异，桩尖都置于细砂层顶面，桩都是 ϕ550 mm 的预制混凝土桩，比较计算结果列于说明表 6.2.2—1。

说明表 6.2.2—1　计算比较表

编号	桩长（m）	砂层厚（m）	试桩极限荷载（tf）	估算极限荷载		误差比值	
				港　口	桥　规	港　口	桥　规
46	27.0	22.0	260	391	270	1.5	1.04
49	23.0	14.5	228	317	181	1.39	0.79
50	21.0	12.5	237	273	165	1.15	0.70
51	18.5	10.0	216	225	143	1.04	0.66

上表中的误差比值为估算极限荷载与试桩极限荷载值的比值，它随桩长而增大，随砂层厚度的增大而有规律地增大。这说明这两规范认为土的侧阻与端阻随桩入土深度而增加的假设是不恰当的，至少是夸大了这一影响的作用。港口规范的说明中也曾指出，在用逐项回归判别的分析工作中，将桩入土深度作为一个因素考虑进去，不如不考虑得到的结果好。但港口规范还是将深度影响列入了规范。

综上所述，我们认为修订规范中关于桩的承载力有关土阻力参数时，不应考虑桩入土深度的影响。

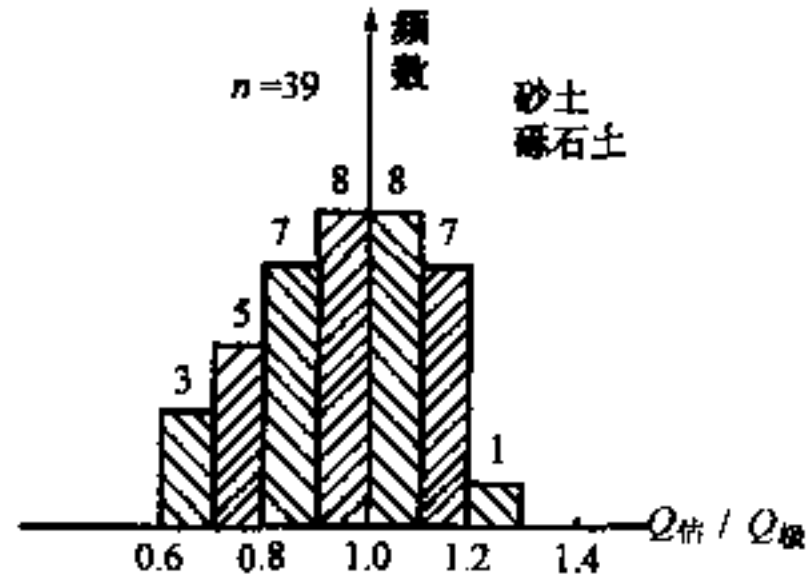
此外，“临界深度”的存在说明，若桩进入持力层的深度小于“临界深度”时，则桩的端阻与桩进入持力层的深度有关，不管持力层在地面下的深度多大。因此，在修正后，对砂持力层中的端阻，应考虑桩进入砂持力层的相对深度。根据国外对均匀砂的某些实验结果，“临界深度”与砂的密度有关，约为桩径的 10～20 倍。当上有覆盖压力大于 100 kPa 时，“临界深度”将显著减少至 3 倍桩径。日本根据实际开口钢管桩的试桩资料整理结果，认为进入持力层深度超过 5 倍桩径时，桩的端承不再明显增加。因而在本规范中，采用了相对埋深等于和大于 4 时，端承不再增加。

划分持力层和覆盖层主要根据岩性和密度程度。若持力层为密实的砂，其上覆盖黏性土，持力层面很易划分；若其上直接覆

盖为松砂，则持力层面取松砂与密砂的界面。若桩通过细砂打入粗砾砂，则持力层面为二者的界面。

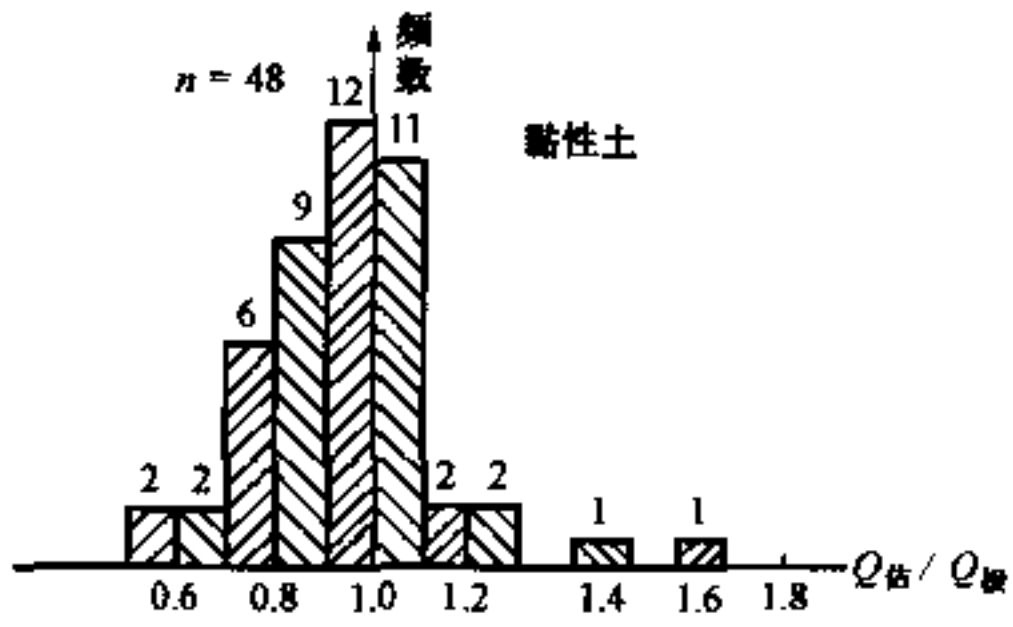
经过对目前国内外几十种确定试桩极限荷载的方法分析，本规范选定的试桩极限荷载为：试桩 $P—S$ 曲线可分成曲率近似的三大段，即开始的直线段、大拐弯段和近似直线的下段，用下段直线段的起点所对应的荷载作为极限荷载，此值对应的桩顶沉降为 $0.04D\sim0.05D$（D 为桩径）。在遇到 $P—S$ 曲线没有明显拐弯段时，可以参照此相对沉降值确定极限荷载。这样定出的桩的极限荷载值，对于桩的侧摩擦力来说，已充分发挥或基本充分发挥。而桩的端部承载力尚未完全达到极限状态，或者说，桩端附近的土只有局部地方达到塑性状态。这样定出的极限荷载值一般与国内既有规范的标准接近或略低些。如何把试桩总的极限荷载划分为桩的侧摩擦力和桩的端部承载力两部分，尽管目前有些论文提出解决这一问题的方法，如切线法、回弹法、某一沉降法等等，但经试算和分析，这些方法都只能满足部分地层情况。我们收集的试桩资料中有现场实测资料比较少，所以不能依靠实测结果解决这个问题。但绝大部分试桩都有静力触探试验资料。在探讨用静力触探确定打入桩垂直承载力时，是以静力触探阻值估算桩侧阻和端部承载力的总和与试桩总的极限承载力之间误差为最小。两者之间的数学表达式用最小二乘法、回归分析原理，然后用电子计算机分析计算，由于在数学表达式中考虑了土的性质、桩的尺寸、触探取值方法等因素，因此，所得到的最优方程，可能基本上反映了不同土层条件下桩的端阻和侧阻的分配情况。在分析建立钻孔取土试验的物理性指标与试桩极限荷载的关系时，借助于静力触探与试桩的极限荷载经验关系，即根据静力触探估算桩的端阻和侧阻的比例，划分试桩的端阻和侧阻。然后再分别考虑土的分类、状态、桩的尺寸、桩端进入持力层深度等情况，用电子计算机分析计算。最后还人为地进行适当的调整才把桩的侧阻和端阻承载力表确定下来。这里还要说明一个问题，就是用

本规范桩的承载力计算表及静力触探阻值估算桩的承载力，其中桩端位于比较密实的持力层土里时，桩的端部承载力占桩的总承载力比1975年《桥规》的计算值一般要高些。我们认为这可能比较符合实际情况。如天津新港三码头实测的钢管桩和钢筋混凝土桩试验结果表明，端部承载力占桩总的承载力都超过40%，说明表6.2.2—2是国外桩在砂性土中一些现场实测结果，桩的端部承载力占桩总的承载力为45%～78%。



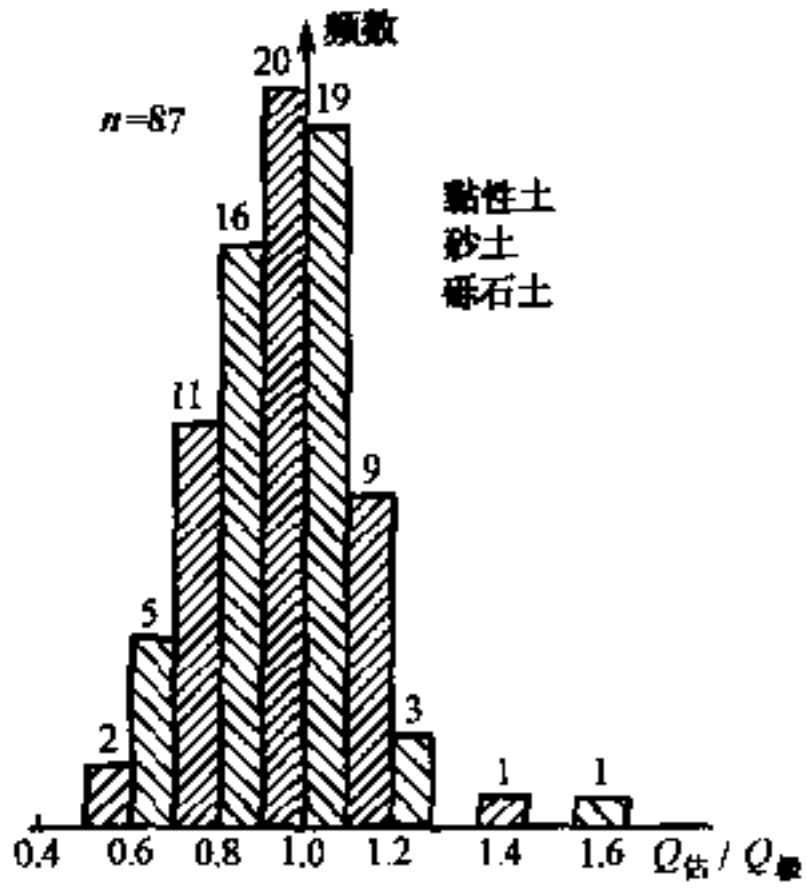
说明图 6.2.2—1

说明表6.2.2—4～说明表6.2.2—9为87根桩用土的物理性指标进行计算的结果。最后一行为估算极限承载力与试桩极限承载力的比值。表中比值在0.7～1.3之间占总数90%，即有90%桩的误差在30%之内。说明图6.2.2—1和说明图6.2.2—2分别为砂性土持力层和黏性土持力层上计算结果的频数图。说明图6.2.2—3为整个87根桩计算结果的频数图，与说明图6.2.2—4（按1975年《桥规》计算结果）比较，显然合理得多。后来收集到沈阳地区7根桩长3.7～7.4 m打入桩的资料，桩端位于持力层土为中

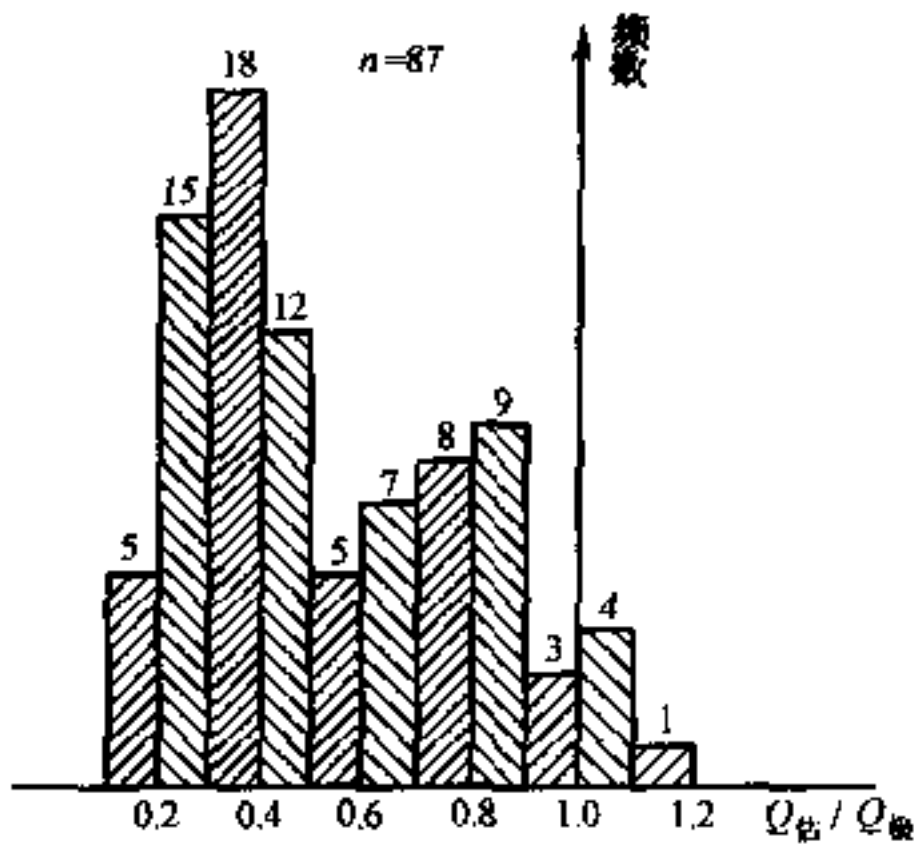


说明图 6.2.2—2

砂、粗砂和砾砂中。用本规范估算的极限承载力与试桩值比较，其比值为0.60～0.99。这表明，计算值偏于安全。



说明图　6.2.2—3



说明图　6.2.2—4

说明表 6.2.2—2　国外桩在砂土中实测承载力表

作　者	桩的类型	桩的尺寸 (m)	内摩擦角 φ	相对密度	$P_{总}$ (tf)	$P_{端}$ (tf)	$P_{侧}$ (tf)	$\frac{P_{端}}{P_{总}}$
Arkansas	钢管桩	ϕ0.381 × 13.41	34°	0.60	242	130	112	0.54
Arkansas	钢管桩	ϕ0.432 × 13.46	35°	0.70	272	152	120	0.56
Arkansas	混凝土桩	ϕ0.406 × 0.406 × 10.21	32°	0.45	200	104	96	0.52
Jonesville	混凝土桩	ϕ0.457 × 0.457 × 9.65	38°	0.80	410	280	130	0.68
Low-Sill	钢管桩	ϕ0.432 × 13.72	38°	1.00	390	260	130	0.67
Vesic	钢管桩	ϕ0.381 × 12.51	40°	0.90	421	248	173	0.59
Gregersen	混凝土桩	0.234 × 0.234 × 6.65	30°	0.05	27	21	6	0.78
Gregersen	混凝土桩	0.234 × 0.234 × 13.34	31°	0.10	49	22	27	0.45

说明表 6.2.2—3　计算结果的误差范围

土　类	≤ ±20%		≤ ±30%		±30% ~ ±50%		最大误差
	个　数	百分数	个　数	百分数	个　数	百分数	
黏 性 土	34	75	40	89	5	11	+46%
砂 性 土	39	89	43	98	1	2	-35%
所有的土	73	82	83	93	6	7	+46%

说明表 6.2.2—4　桩尖持力层为砂土或砾石土的比较计算

地区	编号	桩　长 (m)	$\frac{h'}{D}$	试　桩 $Q_{试}$ (tf)	估　算　值　(tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
					侧　阻	端　阻	$Q_{估}$	
上海	9	19.4	3.8	167	120.2	60.8	181	1.08
	10	13.45	1.1	110	69.1	60.8	129.9	1.18
	11	13.25	< 1	102	67.3	50.6	117.9	1.16
	13	28.9	2	184	140.6	60.8	201.4	1.09
	66	8.21	< 1	54	30.9	22.5	53.4	0.99
	67	8.81	2.4	59	33.9	27	60.9	1.03
	68	9.45	> 4	77	38.3	31.5	69.8	0.91

续说明表 6.2.2—4

地区	编号	桩长 (m)	$\frac{h'}{D}$	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
					侧阻	端阻	$Q_{估}$	
南京	40	29.5	<1	246	155.7	118.7	274.2	1.11
	41	20.5	>4	228	144.9	71.1	216	0.95
	62	23.0	>4	232	121.7	94.8	216.5	0.93
	45	31.25	<1	235	231	59.3	290.3	1.23
	46	27.0	>4	260	190.3	94.8	285.1	1.09
	47	31.0	>4	280	222.7	82.9	305.6	1.09
	48	21.25	<1	208	139.6	71.1	210.7	1.01
	49	23.0	<1	228	152.7	71.1	224.4	0.98
	50	21.0	<1	237	135.4	71.1	206.5	0.87
	51	18.5	<1	216	113.7	71.1	185.4	0.86

说明表 6.2.2—5 桩尖持力层为砂土或砾石土的比较计算

地区	编号	桩长 (m)	$\frac{h'}{D}$	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
					侧阻	端阻	$Q_{估}$	
湛江	35	22.3	<1	460	200.1	150	350	0.76
	36	16.8	<1	220	138.1	85.7	225.6	1.02
	39	16.8	2.4	370	148.5	100	248.5	0.67
新港	79	22.4	<1	520	163.4	180	343.4	0.66
	80	21.8	<1	370	131.4	125	256.4	0.69
宁波	91	17.4	<1	151	74.9	101.1	176	1.16
	93	17.5	<1	115	59.0	61.2	120.2	1.04
沈阳	30	6.0	3.3	95	49.2	58.5	107.7	1.13
	31	6.2	<1	135	47.9	54	101.9	0.75
唐山	65	4.0	4	115	21.8	63	84.8	0.74
齐齐哈尔	26	4.6	<1	80	13.1	43.7	56.8	0.71
	27	4.1	<1	78	25.2	43.7	68.9	0.88
	28	3.6	<1	75	22.5	43.7	66.2	0.88
	29	5.5	<1	110	38.1	85.7	123.8	1.12
山东	62	20.6	<1	320	175.2	101.3	276.5	0.86

说明表 6.2.2—6　桩尖持力层为砂土或砾石土的比较计算

地区	编号	桩长 (m)	$\frac{h'}{D}$	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
					侧阻	端阻	$Q_{估}$	
北京	69	10.8	<1	112	64.1	63	127.1	1.13
	71	8.5	<1	132	63.0	63	126	0.95
	76	6.65	<1	120	46.4	40.6	87	0.72
石家庄	15	6.8	<1	76	37.3	37.5	74.8	0.98
	16	6.5	<1	83	48	18.7	66.7	0.80
	17	6.8	2	79	55.4	21.9	77.3	0.98
	18	6.0	3.3	86	35	34.4	69.4	0.80

说明表 6.2.2—7　桩尖持力层为黏性土的比较计算

地区	编号	桩长 (m)	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
				侧阻	端阻	$Q_{估}$	
上海	1	24.9	159	140	32.4	172.4	1.08
	2	23.8	135	85.7	48	137.7	0.99
	3	23.7	145	94.9	48	142.9	0.98
	5	25.3	190	107.9	44.5	152.4	0.80
	6	24	250	159.8	75	234.8	0.94
	7	20.6	165	87.2	20.2	107.4	0.65
	8	27.4	200	121.5	32.4	153.9	0.77
	12	21.3	107	88.5	20.2	108.7	1.01
	14	24.6	150	93.6	48	141.6	0.94
	83	30.2	150	108.7	20.1	128.8	0.86
	84	32.5	210	164.1	37.9	202	0.96
	85	58.7	370	371.6	71.1	442.7	1.20
	86	60	480	450	75	525	1.09
	87	55	460	390	55	445	0.97

在确定桩的垂直承载力方法中，本规范还列出了用静力触探估算打人桩极限承载力的方法。国外也有许多国家使用静探估算桩承载力，如荷兰基本上全用静探确定打人桩的承载力，前苏联和北欧已将静探法列人规范。各国使用的方法不完全相同。根据铁科院、铁三院和北京局等单位的研究，国外现有方法不完全适合我国的情况，其原因在于这些方法只着重于通过确定端阻的取值范围来解决探头和桩径间的尺寸差异的影响，而没有考虑静探与桩之间的应力场不同和材料不同的影响。其次国外对确定端阻的工作报导较多，而对侧摩阻的确定方法研究较少，因而对桩的总极限承载力不能做出适当的评价。铁科院等提出的综合系数修正法系根据60根试桩资料统计分析提出，后又经过20余根桩的校验。在统计分析时，考虑了不同端阻取值范围的影响；考虑了土类不同的影响，利用电子计算机进行大量比较计算，最后方案如条文中所列。用此法对89组桩的比较计算误差列于说明表6.2.2—3中。

上述计算的误差范围较之国外现用方法的误差小得多。前苏联规范中的静探法，根据该著者发表的报告，误差比值为0.52～1.44。美国Schmertmen（1976）做的结果是64%，其误差在±25%之内。荷兰法的误差比值范围为0.5～1.5，最大的比值达2.18。

说明表6.2.2—8　桩尖持力层为黏性土的比较计算

地区	编号	桩长（m）	试桩 $Q_{试}$（tf）	估算值（tf）			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
				侧阻	端阻	$Q_{估}$	
天津	52	17	88	71.9	19.6	91.5	1.04
	53	14	78	53.3	19.6	73.1	0.94
	54	17	107	108.6	25.6	134.2	1.25
	55	8	64	36	25.6	61.6	0.96
南京	43	11	173	81.3	37.8	119.1	0.69
	44	7.5	84	54.9	27	81.9	0.97

续说明表 6.2.2—8

地区	编号	桩长 (m)	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
				侧阻	端阻	$Q_{估}$	
湛江	34	21.5	260	175.8	40	215.8	0.88
	37	13.9	200	120.7	40	160.7	0.80
	38	6.2	75	36	40	76	1.01
蚌埠	19	6.0	36	33.8	27	60.8	1.69
	20	7.3	50	46.3	27	73.3	1.46
	21	9.0	82	62.6	27	89.6	1.09
	22	10.0	92	72.2	27	99.2	1.08
	23	11.0	100	81.8	27	108.8	1.09
	24	12.7	108	97.1	19.8	116.9	1.08
	25	14.0	112	107.6	19.8	127.4	1.14

说明表 6.2.2—9 桩尖持力层为黏性土的比较计算

地区	编号	桩长 (m)	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
				侧阻	端阻	$Q_{估}$	
大港	56	26.5	280	173.9	27.9	211.8	0.76
	57	21.5	175	118.4	35.2	153.6	0.88
	58	27.5	240	183.6	37.9	221.5	0.92
	60	13.0	61	46.8	16	62.8	1.03
	61	19	165	92.6	48	140.6	0.85
山东	72	3.6	40	17.1	13.7	30.8	0.77
北京	73	9.55	52	36.8	9	45.8	0.88
	74	6.5	52	25.9	18.7	44.6	0.86
	75	6.2	27	21.7	10	31.7	1.17
	77	7.77	50	35.6	13.7	49.3	0.99
镇海	88	25.2	243	102.1	20.2	122.3	0.50
	89	24.5	204	88.2	16	104.2	0.51

续说明表 6.2.2—9

地区	编号	桩长 (m)	试桩 $Q_{试}$ (tf)	估算值 (tf)			$\frac{Q_{估}}{Q_{试}}$
				侧阻	端阻	$Q_{估}$	
宁波	90	39.4	320	218.4	44.5	262.9	0.82
杭州	95	5.3	33	13.3	10	23.3	0.70
	96	5.1	47	20	25.6	45.6	0.97
	97	31	142.4	121.2	25.6	146.8	1.03
	98	33.8	263	178.3	25.6	203.9	0.77
	99	33.8	307	200.6	32.4	233	0.76

静探估计桩承载力的公式所依据的 60 根桩的资料，是上海、南京、天津和石家庄等地黏性土和砂类土中的桩，未包括厚层的房碴土，也未包括西北的黄土。

由于公式是通过统计相关得到，因而用于房碴土为主的短桩，以及用于黄土地区时，应做试桩进行比较。

(2) 1985 年《桥规》修订时，对于钻孔灌注摩擦桩的承载力部分，是在补充搜集试桩资料的基础上，针对 1975 年《桥规》存在的问题进行了改进。

①桩底支承力的确定

在桩的极限荷载中，桩侧摩阻力和桩底支承力的划分，是分析桩承载力的重要内容。编制 1975 年《桥规》时，桩底支承力一律取为极限荷载的 10%，这是在当时资料太少的情况下，采用的一种粗略计算办法。

修订过程中，采用了 91 根试桩资料作为分析计算的依据。利用其中 24 根有实测桩底支承力的试桩，建立黏性土和砂土桩底支承力所占极限荷载百分数与桩的深径比$\left(\frac{P_b}{P}\% \sim \frac{h}{d}\right)$的近似关系曲线，来划分桩侧摩阻力和桩底支承力。

②关于桩侧土极限摩擦力

采用统计估算法，分别按7种土和8种土，4次统计估算了桩侧土极限摩擦力。同时考虑到各种土极限摩擦力之间应有所衔接，定出了各种土的极限摩擦力，并用91根试桩进行验算，反复修正而得。

由于91根试桩中砂类土基本上是中密，摩擦力分析计算中的砂土和砾石土也是以中密状态参加统计计算的。同时参考其他有关密实卵石土和密实角砾圆砾土的摩擦力资料，确定出摩擦力表内密实状态的砂土、砾石、卵石土的极限摩擦力，以便于工程设计施工中采用。1975年《桥规》的摩擦力表虽在条文附注中说明按密实程度选用，但实际上并没有包含密实状态。

本次规范修订的摩擦力表，未将桩身自重计入试桩极限荷载参加摩擦力的计算。

③钻孔灌注桩桩底支承力折减系数 m_0 值

根据91根试桩，用地基土基本承载力 σ_0 计算出桩底支承力 P_b，分别按好土、较差土和差土建立 m_0—$\frac{h}{d}$的近似关系，结合试桩的入土深度、土质的好坏、清孔情况及桩底沉淤厚度，综合分析，验算修正而得 m_0 的数值表。

对桩底支承力的影响有多种因素。由于钻孔桩桩壁的粗糙和灌注混凝土的胶结作用，摩擦桩随着桩的入土深度的不同，会影响桩底土承载能力的发挥。桩入土越深，侧摩阻力在整个荷载中占的比例则越大，支承力占的比例则越小，所以桩底支承力与桩入土深度有关。同时，钻孔灌注桩在成孔过程中和成孔后灌注混凝土之前，随着孔壁坍塌情况、土质好坏和清孔程度，桩底会有不同程度的淤泥软层（或称垫层），这个软垫层将影响桩底土的承载力。总之，对钻孔桩桩底支承力的影响是多种因素的，规范引入钻孔桩桩底支承力折减系数 m_0 值来综合考虑这些因素的影响，对桩底支承力进行修正。根据以上情况，m_0 值的选用应按桩的入土深度、土质的好坏、孔壁是否容易坍塌和清孔情况综合

考虑确定。

④综合验算情况

用91根试桩进行综合验算，当取钻孔灌注桩桩侧极限摩擦力（表6.2.2—5）相应土层的中值，桩底支承力折减系数 m_0 按表6.2.2—6查用，综合验算结果如下：

相对误差 $e \leqslant \pm 5\%$ 者24根，占总桩数26%；

$e \leqslant \pm 10\%$ 者50根，占总桩数55%；

$e \leqslant \pm 15\%$ 者62根，占总桩数68%；

$e \leqslant \pm 20\%$ 者77根，占总桩数84.6%；

$e \leqslant \pm 25\%$ 者86根，占总桩数94.5%。

当桩侧极限摩擦力在上下限范围内选用时，相对误差 $e \leqslant \pm 15\%$ 的试桩数可达80%以上。因此表6.2.2—5和表6.2.2—6基本满足使用。

（3）本次修订中，参考《建筑桩基技术规范》，在表6.2.2—3～表6.2.2—5中插入了粉土的打入桩的极限摩阻力 f_i 和桩尖极限承载力 R 以及钻孔灌注桩的极限摩阻力。粉土的极限摩阻力基本与粉、细砂相同，极限承载力比粉、细砂略低。

（4）无论是打入下沉、震动下沉的预制柱桩，还是就地钻、挖孔灌注的柱桩，桩侧土对桩身作用的向上摩阻力都是不容易确定的，它随桩的施工方法、施工质量、桩侧土的类别、桩底土的坚硬程度以及桩身的轴向刚度而异，为安全计，本规范不考虑柱桩侧面土承受桩身轴向荷载，而将柱桩承受的全部轴向荷载考虑由桩底坚硬地层承受，柱桩侧面土对桩身作用的摩阻力仅视为安全储备，一般来说，这种安全储备是不太大的。

6.2.5～6.2.7 桩基为一框架结构，但又与建立于地面上的一般框架有区别，其最大的区别是基桩和承台板埋于土中（有时承台板位于地面以上），土具有抵抗承台板水平位移和稳定基桩的抗力作用，经济合理的桩基设计应考虑土的这种抗力作用。

由于附加力发生的几率较小，作用时间短暂，所以规定主力

加附加力作用时按本规范第 6.2.2 条求得的桩的容许承载力可较主力作用下提高 20%。主力加特殊荷载作用的几率更小，因此除地震力外可根据岩土性质提高 20% ~ 40%。柱桩一般建在强度高的岩石上可提高 40%，摩擦桩视土质好坏可提高 20% ~ 40%。地震力执行《铁路工程抗震设计规范》(GB 111)。

另外，考虑基桩在长期拉力作用下容易使桩侧地面附近处的土隆起和松动，影响桩的稳定，所以规定仅在主力作用时，不允许桩承受拉力。

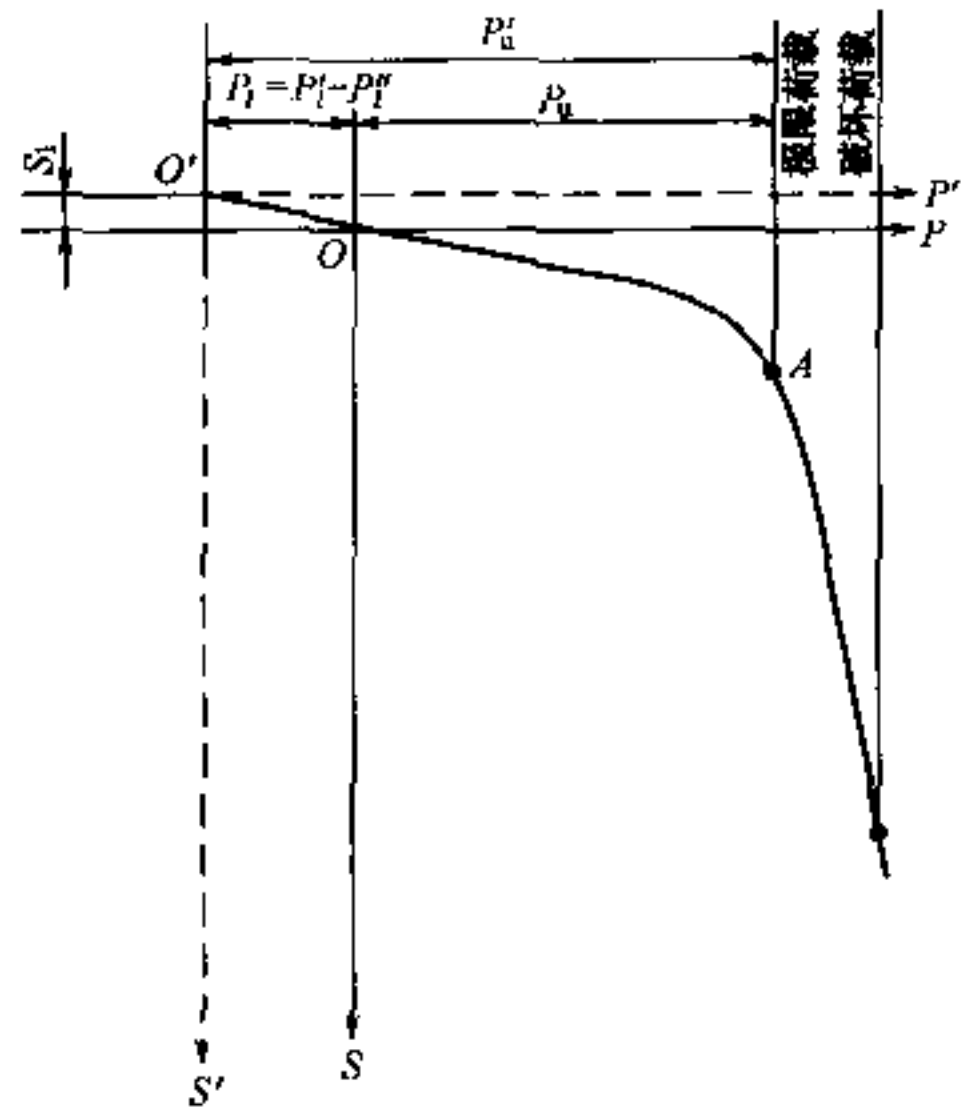
设计桩基时，除须检算每一根桩的承载能力外，对于摩擦桩还应将桩群视为实体基础检算其底面处土的承载力，以免桩群底面超过了土的容许承载力。摩擦桩桩基承受的外荷系借桩尖和桩侧土的摩擦力按某一扩散角传至桩尖土上，当桩距较小时，相邻桩尖处的压应力互相重叠后大于摩擦桩单桩桩尖处的压应力，从而使地基土产生较单桩要大的沉降。通常，当摩擦桩的中心距大于 6 倍桩径时，相邻桩桩尖压应力的重叠影响较小，桩基底面土的沉降量接近单桩的沉降量。当然，相邻桩桩尖压应力的具体重叠情况，除与桩距有关外，还随桩的长度和土的性质而异。

附录 E 中用以检算桩基底面土的压应力的力矩 M，近似采用承台板底面以上外力对承台板底面桩群重心处力矩，而不采用作用于桩基底面的力矩，因为该附录为一简化计算方法，公式中未考虑桩群侧面土的抗力作用。

关于桩基设计中检算摩擦桩的轴向受压承载力时如何考虑桩的自重，是长期以来有争议的问题。1975 年《桥规》规定在检算桩的轴向受压承载力时应考虑桩的全部自重。同年颁布的我国《公路桥涵设计规范》规定，对于钻挖孔灌注桩，考虑局部冲刷线以下桩身自重的 1/2。此外，还有一种意见，认为桩身自重可以完全不考虑。对于木桩或小直径的短的空心钢筋混凝土桩来说，按这三种不同意见计算的结果相差不会很大，但对于大直径的长的实心钢筋混凝土桩，则计算结果往往出入悬殊。本规范提

出下面考虑桩身自重的办法。

考虑当桩置于土中之后（不论是打入桩还是钻挖孔灌注桩），桩侧土和桩底土将共同承受桩身自重 P_1' 与桩身所占同体积土重 P_1'' 之差的附加外荷载 P_1（$P_1 = P_1' - P_1''$。当 $P_1' \leqslant P_1''$ 时，如木桩，通常认为 $P_1 = 0$）。当桩进行静载试验，桩顶作用外荷载 N 时，桩侧土和桩底土则共同承受外荷载 $P_1 + N$。如果静载试验中加于桩顶的外荷载 N 逐渐增大到某一 N_{max} 值时，桩的荷载—沉降曲线（即通常所说的 P—S 曲线）出现明显拐点（陡降点），那么 $P_1 + N_{max}$ 的前一级荷载 $P_1 + N_{max}'$（即相应于拐点的荷载）为桩侧土和桩底土共同承受的极限荷载 P_u'，也就是桩的极限承载力。如果按习惯以 P_u 代表 N_{max}'，则桩的极限承载力 $P_u' = P_1 + P_u$，式中 P_u 为静载试验中通常所说的“桩的极限承载力”，实际上它并不是桩的极限承载力，而只是当桩达到极限承载力 P_u' 时，静载试验加于桩顶的相应外荷载。事实上桩的 P—S 曲线是说明图 6.2.6—1 中以虚线坐标轴所作的曲线图，而该图中对应



说明图 6.2.6—1

于实线坐标轴的曲线只是桩的 $P—S$ 曲线中的一部分，这一部分是由静载试验得来的。虽然图中 P_1 作用下桩的沉降 S_1 通常没有测出来，$O'—O$ 段虚曲线绘制不出来，但对于我们分析并无影响，我们仍可根据静载试验实测的 P_u 来进行桩的轴向受压承载力的检算。

假设设计中作用于桩顶的轴向受压外荷载为 N，桩的轴向受压承载力的安全系数为 K，那么只要求其 N 值满足下列要求就可认为桩的设计是安全的：

$$N + P_1 \leqslant \frac{1}{K} P_u' \qquad \text{（说明 6.2.6—1）}$$

因为 $P_1 = P_1' - P_1''$，$P_u' = P_u + P_1 = P_u + P_1' - P_1''$，通常主力时采用 $K = 2$，于是式（说明 6.2.6—1）可改写为

$$N + P_1' - P_1'' \leqslant \frac{1}{2}(P_u + P_1' - P_1'')$$

或写成

$$N + \frac{1}{2}(P_1' - P_1'') \leqslant \frac{1}{2} P_u \qquad \text{（说明 6.2.6—2）}$$

也就是说，如果对于一般土根据静载试验所得的 P_u 检算桩的受压承载力，只要按式（说明 6.2.6—2）将作用于桩顶上的轴向压力荷载 N，加上桩身自重与桩身所占同体积土重之差的1/2，小于或等于$\frac{1}{2}P_u$，就可以认为满足了安全要求。当 $P_1' \leqslant P_1''$时，式（说明 6.2.6—1）中的 P_1 取为零，式（说明 6.2.6—2）中取 $P_1' - P_1'' = 0$。

长期以来，人们往往以说明图 6.2.6—1 中静载试验所得的 P_u 作为桩的极限承载力，将它分为桩侧极限承载力和桩底极限承载力，然后用按这样所得桩侧极限承载力去分析桩侧单位面积上的摩擦力（以桩侧表面积去除该项桩侧极限承载力），显然这样得到的桩侧单位面积上的摩擦力不是桩侧的极限摩擦力，因为上面已说过 P_u 不是桩的极限承载力，由它所划分出的桩侧摩擦

承载力也就不是真正的桩侧摩擦极限承载力，只有根据图中的 P_u' 划分得到的桩侧摩擦极限承载力去求出的桩侧单位面积上的摩擦力才是桩侧的极限摩擦力。在进行这种分析时并不存在什么困难，只要根据通常静载试验方法所得的 P_u 加上 P_1，就得到桩的极限承载力 P_u'，从而可以按上面所述分析得出桩侧单位面积上的极限摩擦力。同理可以得到桩底极限承载力。关于根据静载试验所得桩的极限荷载 P_u' 划分出桩侧摩擦极限承载力和桩底极限承载力的方法较多，但合理的方法却较少，目前使用比较广泛的一种方法是将相应于极限荷载 P_u' 的 A 作一切线 AB 与横坐标轴 P' 相交，将 P_u' 划分为桩侧摩擦极限承载力 P_{uf}' 和桩底极限承载力 P_{ur}'，如说明图 6.2.6—2 所示。当根据静载试验已求得图中的 OA 曲线求 P_{uf}' 和 P_{ur}' 时，近似地（这种近似是相当接近实际情况的）将 AO 曲线中的 O 端顺该端的曲线斜坡延长到与竖坐标轴 $O'S'$ 相交于 O' 点（$O'S'$ 轴与竖坐标轴 OS 的距离为 $P_1 = P' - P_1''$），这样便可通过 O' 点作平行于横坐标轴 OP 的坐标轴 $O'P'$，从而如上述可以方便地得出 P_{uf}' 和 P_{ur}'。假设由此得到的桩侧单位面积上的极限摩擦力为 f_i（f_i 值应根据桩侧为同一种土的试桩资料求得），桩底单位面积上的极限承载力为 R，那么根据 P_u' 所分析得到的 f_i 和 R 值检算桩的受压承载力时，可从式（说明 6.2.6—1）得到下列应该满足的条件式：

$$N + P_1 \leqslant \frac{1}{K}(U\sum f_i l_i + AR)$$

由于 $P_1 = P_1' - P_1''$，$K = 2$，所以此式对于打入桩写为

$$N + P_1' - P_1'' \leqslant \frac{1}{2}(U\sum f_i l_i + AR) \quad \text{（说明 6.2.6—3）}$$

式中 U——桩身周长；

l_i——桩位于土中各土层的厚度；

A——桩底面积；

其余符号的意义与前面相同。

当 $P_1' \leqslant P_1''$时，式（说明 6.2.6—3）中取 $P_1' - P_1'' = 0$。

对于钻、挖孔灌注桩，令 $\frac{1}{2}AR = m_0 A[\sigma]$，则按式（说明 6.2.6—3）得

$$N + P_1' - P_1'' \leqslant \frac{1}{2} f_i l_i + m_0 A[\sigma] \qquad \text{（说明 6.2.6—4）}$$

式中 $[\sigma]$——桩底地基土的容许承载力；

m_0——钻挖孔灌注桩桩底支承力的折减系数。

但须说明，本规范表 6.2.2—5 的 f_i 值的分析没有考虑桩身自重与桩身入土部分所占同体积土重之差的影响，所以该表所列的 f_i 值稍偏小。关于如何提高钻孔灌注摩擦桩桩底支承力的问题，目前有一些研究，譬如西南交通大学提出待桩身混凝土凝固后，通过桩身预埋的管道对桩底压浆的方法就是其中之一。

从式（说明 6.2.6—2）和式（说明 6.2.6—3）都可以反映出，采用空心桩比采用同一直径、同一长度、同一材料、同一施工方法的实心桩要经济合理。这也可以说明式（说明 6.2.6—2）和式（说明 6.2.6—3）是比较合理的。

对于支立于风化岩层上和嵌入岩层内轴向受压的柱桩，作用于桩顶的压力加上桩身全部自重后不应超过其容许轴向受压承载力。

对于摩擦桩或支立于风化岩层上的柱桩，可根据桩底土层或风化岩层的透水情况考虑桩身的水浮力。

对于轴向受拉桩（不论是预制打入桩还是钻、挖孔灌注桩），作用于桩顶的拉力减去桩身全部自重后不应超过其容许轴向受拉承载力。桩身可如同前面所述，根据桩底土层是否为透水土层而考虑是否计入水浮力。

本规范对承台板底面与桩和桩之间土体的顶面相接触的桩基，不考虑桩和桩之间的土体顶面与基桩共同承受承台板上的竖向荷载，因为根据既有桩基调查结果，说明桩和桩之间土体自重的作用、地下水位的下降、桩和桩之间土体含水率的改变以及桩

和桩之间土体侧面长期承受桩侧向下摩阻力的作用，致使桩和桩之间土体的顶面与承台板底面脱离，因此考虑承台板上的竖向荷载全部由基桩承受，以策安全。

6.3.1 桩的直径应根据受力的大小、桩基形式和施工条件而定。常用的设计桩径有 0.8、1.0、1.25、1.5 m，需要时可采用 2.0～3.0 m。

挖孔桩的桩径或边宽，应满足人工开挖时操作净宽的要求，一般不应小于 1.2～1.3 m。

6.3.2 基桩的排列应根据受力大小和施工条件确定。通常，为了施工方便，多采取行列式排列。有时为了减小承台板的面积，也可采用梅花式排列。

为了防止土的结构破坏，并考虑施工的可能，对于打入或震动下沉的摩擦桩和柱桩，承台板底面处桩的中心距均不应小于桩径的 1.5 倍。为了使桩尖平面处相邻桩作用于土上的压应力重叠不至太多，并考虑桩在打入下沉时，不至因土体挤密而使桩下不去，所以根据经验规定打入摩擦桩的桩尖中心距不应小于 3 倍桩径。震动沉桩时土的挤压更为密实，所以规定震动下沉于砂类土内的桩，其桩尖中心距不应小于 4 倍桩径。

对于桩尖爆扩桩，其中心距应根据土质好坏，爆扩时的炸药类型和用量等具体情况确定。

对于钻（挖）孔灌注桩，由于其施工方法与打入桩不同，不存在施工时土体挤密的问题，所以规定钻（挖）孔竖直摩擦桩的中心距可较打入桩桩尖中心距小一些，但考虑到钻（挖）孔桩桩径沿深度不规则，特别是钻孔桩，当桩的中心距过小时，桩间土体与桩壁间的摩擦支承作用降低，所以规定钻（挖）孔竖直摩擦桩的中心距不应小于 2.5 倍成孔桩径。对于钻（挖）孔灌注柱桩，由于考虑相邻桩在钻孔或挖孔时，桩间土体太薄容易引起孔壁坍塌，所以规定柱桩中心距可小于摩擦桩的中心距，但不应小于 2 倍成孔桩径。

承台板边缘至最外一排桩的净距，应根据桩与承台板的连接构造要求和边桩受力大小确定。当此净距过小时，不是连接钢筋布置困难，就可能使承台板边缘圬工因桩顶弯矩和横向力的作用而破裂。规范所规定的承台板边缘至最外一排桩的净距，系根据我国实践经验，针对目前一般采取的承台板内钢筋布置方式的情况所编制的。

6.3.3 预制钢筋混凝土桩桩身钢筋用量和混凝土强度等级的确定，除应满足运营荷载下承载力的要求外，并应满足桩在吊运、吊立以及沉桩时的受力要求。为提高混凝土的耐久性，现场制造钢筋混凝土矩形桩，其混凝土不应低于 C30，管桩采用的现场填心混凝土强度等级，一般不低于 C15。

钻（挖）孔灌注桩不存在吊运、吊立和沉桩的问题，其桩身钢筋用量和混凝土强度等级由运营荷载下所要求的承载力来确定。桩身混凝土不应低于 C30。按计算桩身混凝土不需配筋的桩，其混凝土强度等级可采用 C25～C30。

钻（挖）孔灌注桩可按桩身内力要求分段配筋。对于埋入地面线或局部冲刷线以下长度 $h \geqslant \frac{4.0}{\alpha}$ 的摩擦桩，从理论计算和试验说明在 $h = \frac{4.0}{\alpha}$ 处桩身弯矩很小（接近于零）。通常在 $h = \frac{4.0}{\alpha}$ 以下 2 m 处，桩身钢筋可以截断。当单桩轴向力很大时，对 $h = \frac{4.0}{\alpha} + 2$ m 处，可按混凝土桩检算桩身受压强度是否满足要求。

钻孔灌注桩在成孔过程中多采取泥浆护壁，带肋钢筋的凹槽容易附积泥浆，影响混凝土与钢筋之间的黏着作用，所以钻孔灌注桩的主筋一般采用光钢筋。挖孔灌注桩的成孔方法与钻孔灌注桩不同，可不考虑此项要求。但是钻孔桩因受力需要时，在加强清孔、清底措施，尽量减少泥浆比重的条件下，也可采用螺纹钢筋。

铁路桥梁钻（挖）孔灌注桩的截面尺寸一般都比较大，为了采取各种措施以较少的钢筋满足桩身抗裂要求，所以规定钻（挖）孔桩采用束筋时每束不宜多于两根钢筋。钻（挖）孔桩灌注混凝土时捣固有困难，通常依靠桩身混凝土的自重来压密。为避免主钢筋布置太密影响桩身保护层的灌注，规定主筋的净距一般不小于 120 mm，任何情况下不应小于 80 mm，钻（挖）孔灌注桩的孔壁凹凸不平，主筋的保护层太小时，主筋容易与土接触致使锈蚀，但保护层过大，又不能很好地发挥主筋的作用。在总结以往经验的基础上，规定了主筋的保护层不应小于 60 mm。钻（挖）孔桩箍筋直径，一般可参照桩径大小选用，但不应小于 8 mm。根据试验和理论分析，都证明摩擦桩承受的弯矩上部较大，一定深度以下逐渐减小，因此摩擦桩下部箍筋的间距可较上部加大，由 200 mm 加大为 400 mm。至于从哪一截面开始加大，则要根据桩身内力情况确定。

钻（挖）孔灌注桩桩身钢筋笼在吊装、搬运、吊起等方面都要求具有一定的刚性。总结施工经验，规定在一般情况下，沿桩身钢筋笼每隔 2.0～2.5 m 焊接直径为 16～22 mm 加劲箍筋一道 。

钻（挖）孔桩按混凝土检算也能满足桩身受力要求时，为加强承台板与桩身联接和构造需要，可按桩径大小，于桩的顶部设置 4～6 m 长直径 16 mm 的钢筋，间距为 250～350 mm。该钢筋伸入承台板内的长度，可按本规范第 6.3.6 条办理。

6.3.5 承台板的厚度、配筋和混凝土强度等级，一般按受力确定，目前还没有较好的用于分析承台板的计算方法，虽然有一些资料可供参考〔如原铁道部大桥工程局主编的《桥梁建设》附刊《国外桥梁》第 11 期（1977）《关于桩顶承台内钢筋的细节问题》和大桥工程局摘译第六届国际预应力混凝土会议《基础板设计、构造的建议，深梁设计与构造的建议（草案）》(1976 年)〕，但还有待进一步研究。根据经验，承台板的厚度不宜小于 1.5 m，混凝土的强度等级不应低于 C30。

承台板计算中一般按刚性结构处理，为此承台板的厚度应满足承台板底面处桩顶的外缘位于自承台板顶面处墩台身外缘向下按45°角扩散的范围内。当承台板过厚时亦可做成台阶式。

为了防止承台板因桩顶荷载作用发生压碎和断裂等情况，在混凝土承台板的底部应设置一层钢筋网（如有水下封底混凝土时，则在此封底混凝土之上），此项钢筋网在顺桥方向和垂直桥方向每1 m宽度可采用1500～2000 mm^2的钢筋。

6.3.6 基桩与承台板的联结有将桩顶直接埋入座板内和将桩顶主筋伸入承台板内两种方式。前一种施工简便，多用于打入预应力混凝土管桩，后一种联结比较牢固，多用于钻（挖）孔灌注桩。根据经验，在采取后一种方式时，为使桩顶更好地与承台板联结，桩身伸入承台板内的长度可为100～150 mm（不包括水下封底混凝土厚度），1975年《桥规》原规定采用150 mm，后来有些单位反映，为了减小承台板底部所设越过桩顶布置的钢筋网至承台板底面的距离，以发挥该钢筋网的作用，本规范订为100 mm。桩顶伸入承台板的主筋长度（算至弯钩切点），对光钢筋不小于45倍主筋直径。对带肋钢筋不小于35倍主筋直径。另外，主筋外面加设的箍筋直径不应小于8 mm，间距为150～200 mm。过去，桩顶伸入承台板的主筋多采用喇叭型，近年来，国内已有改用竖直型者。喇叭型对承受拉力的桩有利，而竖直型施工较为简便。规范对桩顶伸入承台板内主筋采用的型式没有统一规定，可根据桩的受力情况和施工条件确定。

6.3.7 钻（挖）孔灌注桩嵌入新鲜岩面以下的深度（不包括风化层）主要应按桩身嵌入处承受的轴向力、剪力和力矩对桩侧和桩底岩石承载力的要求来确定。通常将桩身嵌入岩层内以增大桩嵌入处的承载能力，但当嵌入深度很浅时，桩身混凝土与其侧面岩石之间的摩擦力和黏着力难以保证，因此规定嵌入深度不得小于0.5 m。当嵌入深度小于0.5 m时，其嵌入部分桩身侧面承载力不应考虑，见本规范第6.2.2条。

另外，嵌入岩层的钻（挖）孔柱桩，特别是钻孔柱桩清底要求较高，桩底嵌入深度不宜太浅，否则清底时容易引起新鲜岩以上土体坍塌。

6.3.9 管柱采用外壁垂直的钢刃脚可清除刃脚下面的土而减小管柱下沉的尖端阻力。钢刃脚的高度应与嵌入岩层厚度相适应。当特殊需要时有的管柱采用了内壁垂直的钢刃脚，如某桥以钻岩通过溶洞的管柱钢刃脚最大高度达 8.43 m，嵌入岩层 7.75 m。其经验为采用短导向架的冲击式钻头，使冲击时摇摆扩大钻孔，以利管柱刃脚通过，管柱钢刃脚的结构设计强度应能承受钻头摇摆的撞击。

7.1.1 本条说明沉井基础的适用条件与应注意的问题。当沉井下沉遇到流砂、大漂石时，下沉会很困难；地基承载力不足时，会下沉过快，难以控制；倾斜较大的岩面使沉井稳定性差，会给设计、施工带来困难。因此遇到上述情况时，宜慎重考虑。

7.1.2 许多单位提出需要订出沉井下沉时土对井壁的摩阻力值，由于目前尚不能达到上述要求，所以本条规定：土对井壁的摩阻力值与沉井入土深度、土的性质、井壁外形及施工方法等有关，此项数值应根据实践或试验资料确定。

（1）现摘录 1975 年《桥规》所列土对井壁的摩阻力值，以供参考。

土的种类	土对井壁的摩阻力（kPa）
砂　　土	12 ~ 25
卵 石 土	15 ~ 30
黏 性 土	25 ~ 50
软　　土	10 ~ 12
泥 浆 套	3 ~ 5

（2）采用空气幕下沉沉井时，下述资料可供参考

①空气幕沉井能减少土对井壁摩阻力的机理是喷射空气的动力作用，使井壁处的砂土产生局部液化，黏性土在井壁处形成泥

浆薄膜。因此，土层内必须有较大的含水量才能产生上述效果。在卵石含量较少的砂土和黏性土中，也能产生上述效果，但效果较差，此时宜适当加大沉井重量。在卵石层，特别坚硬的黏土层及风化岩层内均不能产生上述效果，故不能采用空气幕沉井。

②由于目前收集到的国内外资料中多是用重率这个指标来决定空气幕沉井的下沉重量，沉井的重率等于不扣除浮力的沉井下沉重量除以沉井入土表面积。九江长江大桥试验沉井虽然测试到一些开气时土对井壁的摩阻力值，但资料太少、代表性差，又无更多资料对比验证。因此，目前拿不出在开气时土对井壁的摩阻力比较可靠的数据。从大量的国外资料及国内试验成果中可以统计出空气幕沉井的重率资料，所以采用重率这个指标来决定沉井的下沉重量。

国内试验和已施工的空气幕沉井下沉深度为 25～50 m。沉井重率采用了 21.6～22.2 kPa，从施工实际情况来看该重率稍偏大。国外桥梁基础下沉深度在 50 m 以内的沉井，重率采用 15～20 kPa，其中有些沉井，由于后期部分气龛堵塞致使下沉效果较差，而采用了压重的补助手段，但计入压重在内的重率也不超过 20 kPa。国外竖井施工的沉井下沉深度在 80～220 m 时，重率才加大到 20～26 kPa。考虑到桥梁沉井基础大多数下沉深度在 50 m 以内，因此可将重率定为 20 kPa 左右，设计时可按沉井下沉深度及工艺熟练程度等具体情况选用合适的重率值。

③空气幕沉井下沉效果的好坏，取决于气龛的密度、送气压力及供气量等因素。沉井重率采用 20 kPa 左右时，其压气系统的设计需满足以下条件：

A. 当喷气孔直径为 1 mm 时，每个气龛的平均作用面积应小于 1.0～1.5 m^2；

B. 送气压力宜大于气龛入土深度理论水压力的 1.4～2.0 倍；

C. 供气量宜按每个气龛耗气 0.015～0.02 m^3/min 计算，并考

虑可能的损耗。

否则下沉可能出现困难。这些条件是根据国内试验沉井的成果并参考国外有关资料提出来的，在今后的使用中还需不断积累资料总结提高。但当供气量没有特别困难时，宜将气龛布置得密一些，使每个气龛的平均作用面积减小，下沉效果将会更好。每个气龛的平均作用面积＝沉井入土的总表面积/气龛总数。

7.1.3 底节沉井的材料宜用钢筋混凝土或混凝土，底节以上的沉井也可用其他材料砌筑。圆形沉井的其他各节，由于是受压力的环，一般可用混凝土。

1975年《桥规》条文中规定沉井底节钢筋混凝土最小配筋率不应小于0.1%，根据实际设计施工中的沉井来看，通常都难于满足此项要求。按此规定配筋，一般都显得配筋较多，按断面强度计算所需的配筋率很多在0.1%以下，过去在铁路沉井基础中曾根据“专设标徐（59）字第0638号文”采用过0.05%的最小配筋率，以往使用多年，未发现问题。所以本次修改中将底节钢筋混凝土的最小配筋率定为最小不得小于0.05%。满足此项要求的沉井，仍可按钢筋混凝土结构的计算方法和原则进行计算。这是为了使沉井结构仍符合钢筋混凝土结构的一些强度要求和有足够的安全度。

浮式沉井的底节采用钢材焊接时，应同船舶一样保证其可焊性能。浮式沉井的气筒是沉井在悬浮状态下的主要设施，因此对其可焊性能须严格要求，应采用镇静钢。

7.2.1 有些单位提出：沉井属临时结构，桥规中有关容许应力应按施工阶段略作提高，已考虑这方面的意见。参照1975年《桥规》中条文内表2—50的各项混凝土容许应力，除纯剪应力外，在主力加附加力时可提高30%；在主力加施工荷载时可提高40%。表2—32中1、2、8项混凝土容许应力和表2—33中钢筋容许应力，在架桥机架梁时可在主力加附加力的基础上再提高10%，在施工阶段钢筋最大容许应力值采用在主力加附加力的基

础上再提高 10% 的值是可行的。但考虑到铁路桥梁沉井中有可能采用薄壁沉井，若最大容许应力在施工阶段都采用同一数值，则显然薄壁沉井与厚壁沉井所具有的实有安全度就不一样，厚壁沉井断面就是不考虑钢筋作用而只按纯混凝土计算的强度，本身可能就有了一定的安全度，而薄壁钢筋混凝土沉井则无这一有利条件。同时，还考虑到沉井下沉施工期长短不一，有的工期在半年以上，与一般临时结构短暂承受荷载的性质又有不同，而且沉井的整个部分既起临时结构作用又是永久结构，与一般的施工临时结构有截然的区别，还有下沉时的地质水文等情况各个地区各个工点也千差万别。综合上述种种因素，所以规范条文中采用了按施工阶段荷载检算混凝土、钢筋混凝土沉井截面强度时，材料容许应力在主力 + 附加力的基础上可再予提高，但提高最大值不得大于 10% 的规定。设计时可根据沉井井壁厚度、沉井下沉工期长短、地质水文等情况在上述的提高幅度范围内加以采用。

7.2.2

(1) 1975 年《桥规》条文中规定检算沉井刃脚向外弯曲强度时，应按沉井沉至中途，在岛面上已接高一节沉井等情况进行检算。其中的“中途”两字容易引起误解，有的将“中途”两字理解成了沉井下沉至 1/2 时的下沉位置，其实并非如此，检算沉井向外弯曲强度的最不利位置不一定是沉井下沉至 1/2 处的位置，有的分节浇注一次下沉的沉井就是刚开始挖土下沉，刃脚切入土中一定深度后（这里仍定为 1 m）为最不利位置，就是分节浇注逐节下沉的沉井，也决不是正好下沉至 1/2 处为其最不利位置，这与水文地质等条件有关，应视具体情况确定其最不利位置。因此 1985 年《桥规》中将“中途”两字改成了“过程中”三字，这样设计人员就可根据具体的水文地质情况、施工方法等进行计算确定。

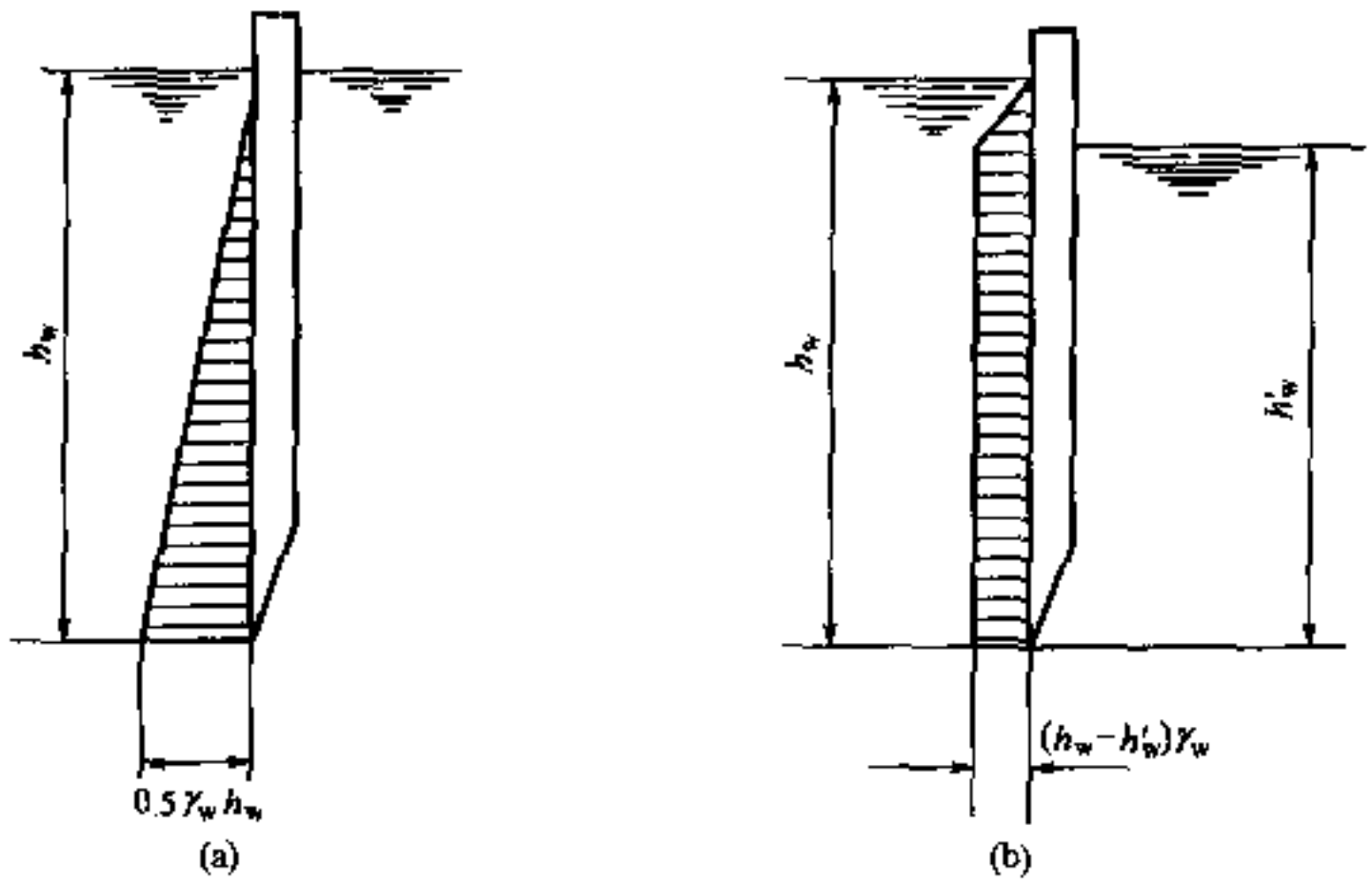
1975 年《桥规》条文规定检算刃脚向外弯曲强度的荷载为：“作用于井壁外侧的计算土压力和水压力总和不得大于静水压力

的 70%……”，这一条是不完善的，只讲了外侧土压力和水压力计算问题，沉井内水压力如何计算未讲，特别是有时为了防止细砂上涌，在吸泥下沉过程中沉井内水头往往要高于井外水头时，井内水压力的计算则是应加以重视的一个问题，有的单位指出：如沉井井外无水或水很浅时，按这条的规定，势必井外土压力和水压力的总和将等于零或很小，这也是很不切实际的，过于保守。因此后来作了更动。

(2) 检算沉井刃脚向内弯曲强度，条文中只原则性地讲了计算土压力和水压力的要求。具体的水压力计算图式可见有关设计手册或仍按 1975 年《桥规》条文和条文说明中的假定及图式进行设计：

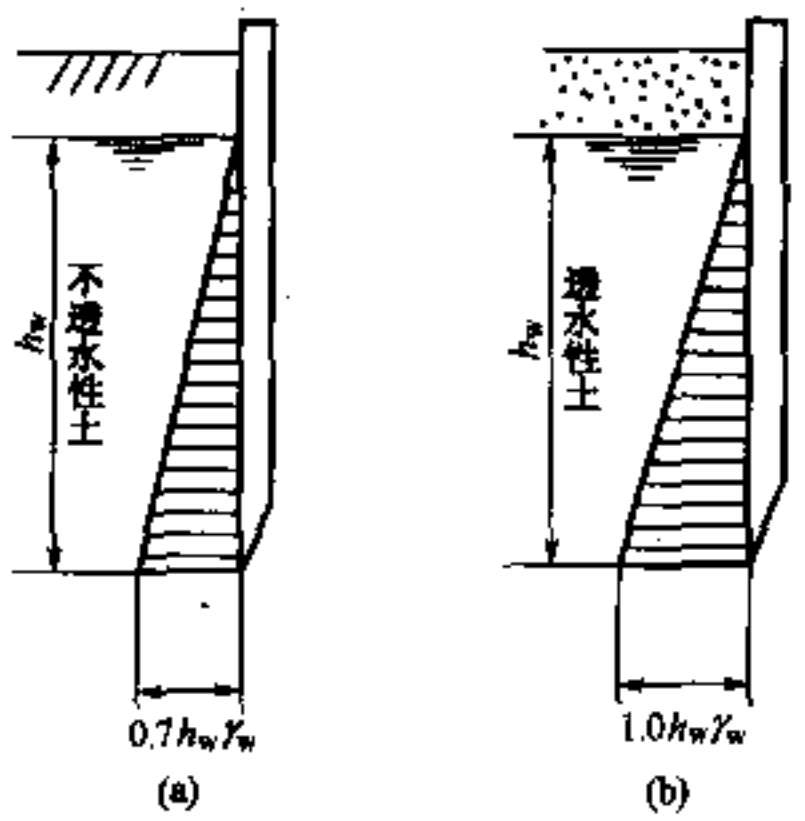
①不排水下沉时，井壁外侧水压力值按 100%计算，内侧水压力值一般按 50%计算，但也可按施工中可能出现的水头差计算。

1975 年《桥规》条文说明中曾讲到，对于下沉很深的沉井应采用说明图 7.2.2—1 中（b）的水压力图式较合适。这里建议一般应按说明图 7.2.2—1 的（b）图式根据施工中可能允许出现



说明图 7.2.2—1　不排水下沉

的水头差来计算水压力，仅在下沉较浅的沉井中可用说明图7.2.2—2的（a）图式来进行比较选用。



说明图7.2.2—2　排水下沉

②排水下沉时，在不透水性土中，可按静水压力的70%计算，对于透水性土，水压力按100%计算。

7.2.3　1975年《桥规》中对沉井刃脚外壁上的荷载分配，是考虑沉井刃脚按悬臂和水平框架共同承受外力，用变形相等原理求出α、β两个分配系数后，对刃脚进行荷载分配计算。这一近似计算方法，对矩形沉井，根据多年来的使用情况看并无不可，但有局限性，对圆形及圆端形沉井来说，该两分配系数就不太完全合适。而且就矩形沉井的刃脚来说，此两分配系数也是比较粗略的，所以本桥规修改时在条文中不再列入该两分配系数，而只原则性的说明要注意刃脚在垂直和水平两方向的受力作用，至于刃脚外壁荷载如何分配，刃脚怎样计算，设计时可根据具体情况确定，也可参照有关设计手册进行计算，不再一一列入。对于矩形沉井，如一时尚无更好办法，仍可采用1975年《桥规》条文中的办法进行计算。为了使用方便，现抄录如下：

沉井刃脚可用下列近似方法计算：

（1）刃脚沿垂直方向可视为悬臂梁，其悬臂长度等于斜面部

分的高度。当内隔墙的底面距刃脚底面为 0.5 m，或大于 0.5 m 而有垂直梗肋时，作用于悬臂部分所有水平荷载乘以下式求出的系数 α：

$$\alpha = \frac{0.1S_1^4}{h^4 + 0.05S_1^4} < 1$$

式中　S_1——支承于内隔墙间外壁最大计算跨度；

h——刃脚斜面部分的高度。

（2）刃脚水平方向可视为封闭框架，当刃脚悬臂的水平力乘系数 α 时，作用于框架的水平力则乘以系数 β：

$$\beta = \frac{h^4}{h^4 + 0.05S_2^4}$$

式中　S_2——井壁支承于内隔墙间的最小跨度；

h——刃脚斜面部分的高度。

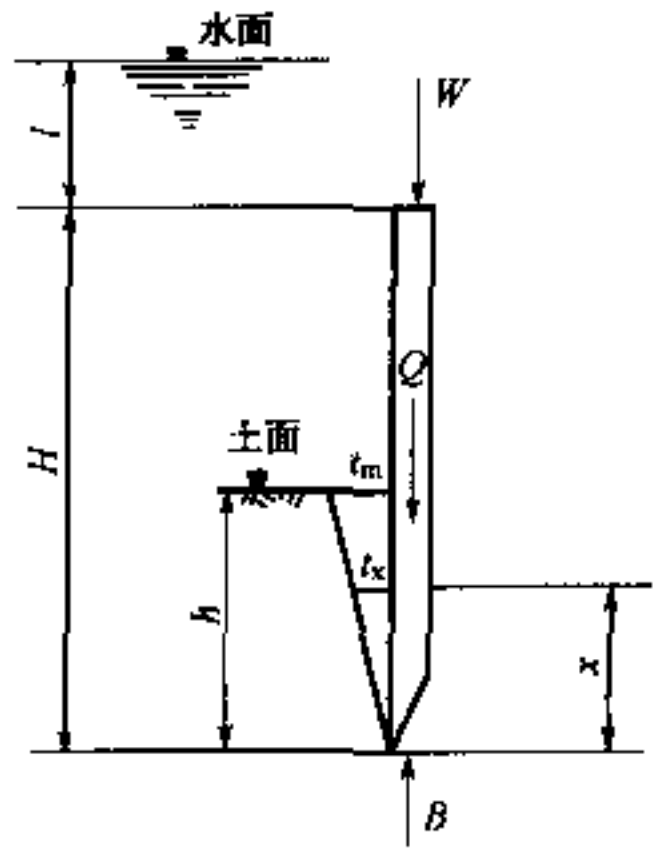
7.2.4

1　垂直方向

井壁垂直方向的检算是按刃脚下土已挖空，四周作用的摩擦力可能把沉井箍住，此时假定摩擦力按倒三角形分布。对于一般排水下沉高度不高的沉井，最大拉力可用 $Q/4$。若沉井很高，为节约钢料，各节的接缝钢筋可不必按 $Q/4$而按接缝所在位置发生的拉力设置。

对于在透水性土中不排水下沉的沉井，从理论上分析，因摩擦力箍住而拉断的情况是不大可能发生的，其推导如下：

设 A 为沉井截面积，γ 为沉井容重；U 为沉井外壁周长，外力作用如说明图 7.2.4—1。



说明图　7.2.4—1

沉井自重　$Q \approx \gamma HA$

沉井底面垂直向上水托力　$B = (H + l)A\gamma_w$

沉井顶部水柱重 $W = lA\gamma_w$

假设 γ_w 为水的容重，沉井处于平衡状态，则

$$\frac{1}{2}t_m hU = Q + W - B = HA(\gamma - \gamma_w)$$

得

$$t_m U = \frac{2HA(\gamma - \gamma_w)}{h}$$

$$t_x U = \frac{2HA(\gamma - \gamma_w)x}{h^2}$$

计算截面处内力：

$$S_x = \gamma Ax - B - \frac{1}{2}t_x Ux$$

$$= \left[\gamma x - (\gamma - \gamma_w)\frac{H}{h^2}x^2 - (l + H)\gamma_w\right]A \qquad \text{（说明 7.2.4—1）}$$

设 $l = 0$，$\gamma = 2.4\,\mathrm{tf/m^3}$，$\gamma_w = 1\,\mathrm{tf/m^3}$

代入式（说明 7.2.4—1），得

$$S_x = \left(2.4x - 1.4\frac{Hx^2}{h^2} - H\right)A \qquad \text{（说明 7.2.4—2）}$$

$$\frac{dS_x}{dx} = \left(2.4 - 2.8\frac{H}{h^2}x\right)A = 0$$

$$x = 0.857\frac{h^2}{H}$$

代入式（说明 7.2.4—2），得 $S_{max} = \left(1.03\frac{h^2}{H} - H\right)A$。若 S_{max}为拉力，则 $1.03\frac{h^2}{H} > H$，得 $h > 0.99H$。

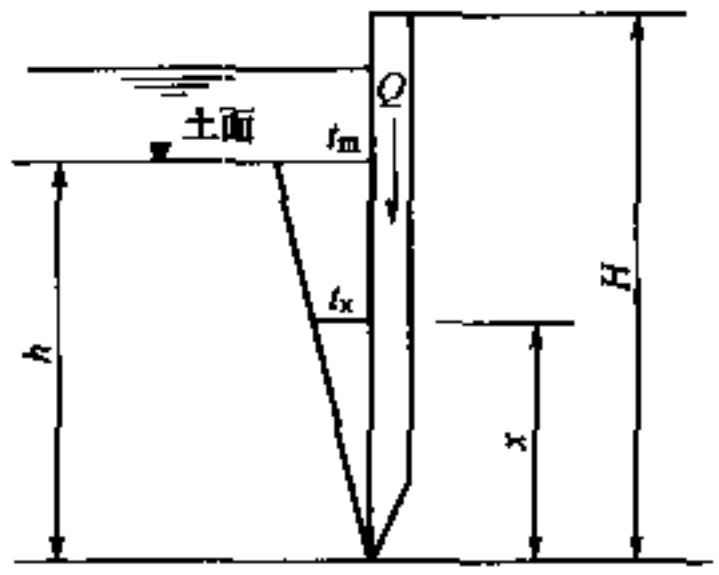
施工中沉井顶面经常保持高山土面以上，井壁土的摩擦力也未必完全按倒三角形分布，所以按一般情况推算在水中下沉有浮力作用的沉井，当土的反力均匀时不大可能出现有垂直方向的拉力。当因倾斜纠偏、土质差异、土的反力不均匀时，沉井在垂直方向可产生偏心弯矩，接缝可能出现拉力而需酌量布置钢筋。

沉井若可能遇到障碍物卡住时，应按具体情况作相应假定进行检算。

排水下沉时最大拉力 $Q/4$ 的推求：

设 A 为沉井截面积，γ 为沉井容重，U 为沉井外壁周长，力的作用图式如说明图 7.2.4—2。

沉井自重 $Q = \gamma HA$



说明图　7.2.4—2

沉井处于平衡状态，则

$$\frac{1}{2} t_m U h = Q$$

$$t_m U = \frac{2Q}{h} = \frac{2\gamma HA}{h}$$

$$t_x U = \frac{2\gamma HAx}{h^2}$$

则计算截面处拉力为

$$S_x = \gamma Ax - \frac{1}{2} t_x Ux = \left(\gamma x - \frac{\gamma Hx^2}{h^2} \right) A$$

$$\frac{dS_x}{dx} = \left(\gamma - 2 \frac{\gamma Hx}{h^2} \right) A = 0$$

$$x = \frac{h^2}{2H}$$

$$S_{max} = \frac{Ah^2}{2H}\gamma - \frac{\gamma HA}{h^2}\left(\frac{h^2}{2H}\right)^2 = \left(\frac{h^2}{2H}\gamma - \frac{\gamma h^2}{4H}\right)A$$

$$= \left(\frac{2h^2\gamma - \gamma h^2}{4H}\right)A = \frac{h^2\gamma A}{4H} = \frac{h}{H} \cdot \frac{hA\gamma}{4}$$

若 $h = H$，则

$$S_{max} = \frac{\gamma AH}{4} = \frac{Q}{4}$$

沉井接缝钢筋因容许应力提高了，所以必须检算其锚固长度。

2　水平方向

对于用泥浆套下沉的沉井，应考虑沉井外侧泥浆压力 γH 的100%计算，因为泥浆压力一定要大于水压力及土压力的总和，才能保证泥浆套不被破坏。

采用空气幕下沉的沉井，在下沉过程中所受到的侧压力，根据国内试验沉井量测结果，压气时，气压对井壁的作用不明显，可略去不计，故仍按普通沉井的有关规定计算。

在计算空气幕沉井下沉中结构强度时，由于井壁之摩擦力在开气时减小，不开气时仍与普通沉井相同，因此应视其计算内容而按最不利情况采用。

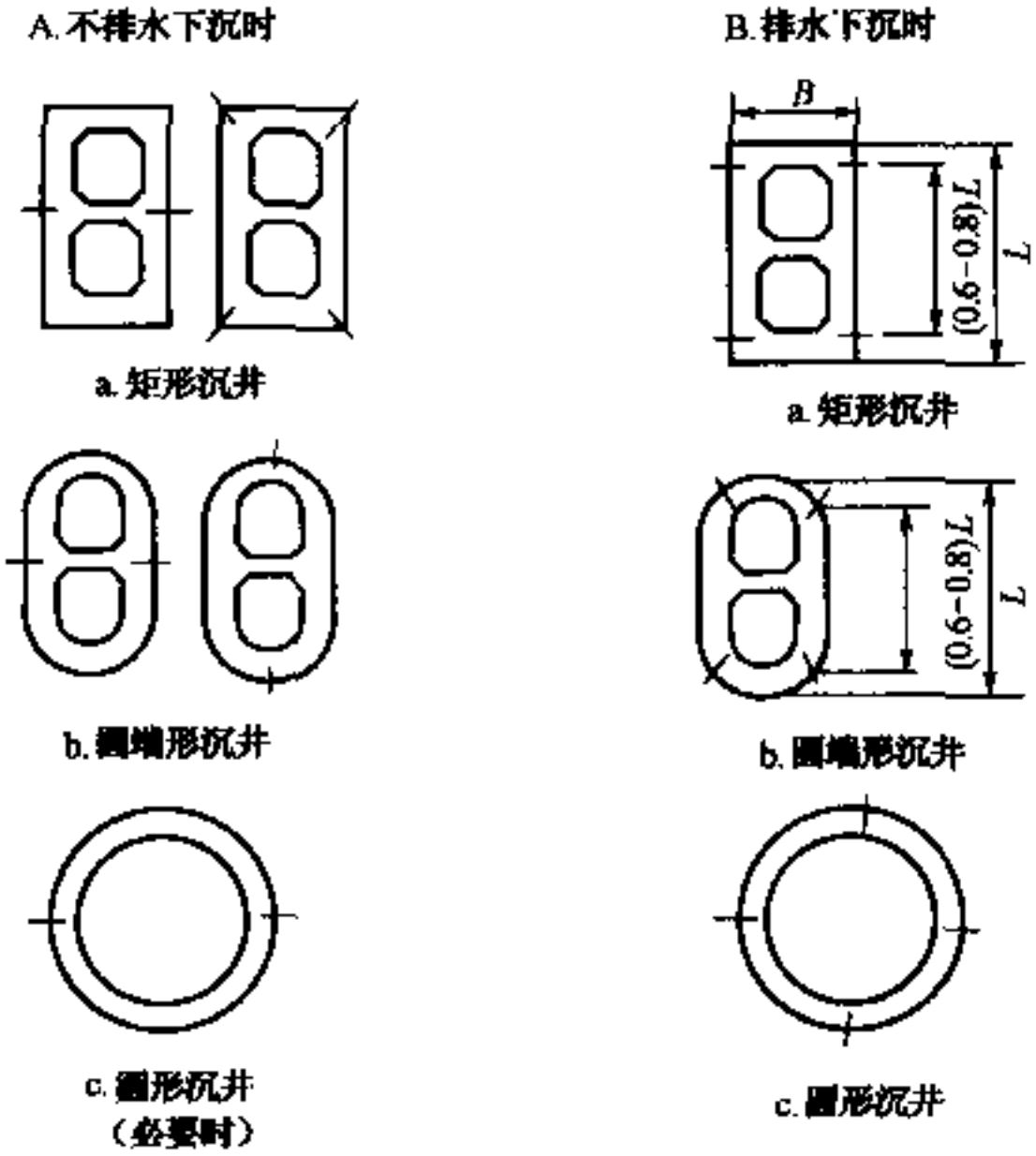
7.2.5　沉井底节垂直方向断面较小，应按抽垫或可能遇到的障碍物的情况，检算纵向挠曲时混凝土的抗拉强度。

不排水下沉的沉井不能掌握其支承位置，所以应按不利的情况检算：对于矩形沉井按支承于短边的两端点（也就是支承于长边的两端点）和支承于长边的中点两种情况来检算长边的正负弯矩，一般沉井长短边壁厚相同，故短边本身毋需检算；对于圆端形沉井按支承于圆端的端点和支承于长边的中点两种情况检算。

排水下沉的沉井，可选择正负弯矩大致相等时的支点间距位置进行设计，并定出支点位置以便在施工时遵循。当 $L/B > 1.5$ 时，支点间距大致在 $(0.6 \sim 0.8)L$ 之间选定，短边可视作支承在长边上的梁，以此来检算长短边的正负弯矩。

各种沉井支承情况的平面位置可见说明图 7.2.5 所示。

7.2.6 底节平面尺寸较大的沉井，相应的内隔墙支承于井壁的间距就大，一般可假定内隔墙是由井壁简支支承的情况进行计算。其荷载除混凝土重量外，还应计入模板等施工荷载。



说明图 7.2.5

7.2.8 浮式沉井的施工步骤计算是很重要的，必须准确计算各施工步骤的沉井重量、入水深度、浮体稳定性、井壁水头差、井壁出水高度及其受力部分混凝土的龄期强度，准确计算几种可能水位和河床高程时沉井落河床的相应情况，及落河床后所控制的沉井净重和刃脚可能达到的高程。通过施工步骤计算才能得到各部位井壁可能承受的最大压力作为设计的依据。同时要合理安排施工工序，避免因等待混凝土强度而耽误沉井施工进度。

浮式沉井的倾斜角 φ 不得大于 6°（约 1:10）是因为：

（1）不使施工过程中沉井倾斜过大而产生不安全感。

（2）计算浮体倾角的公式：

$$\tan\varphi = \frac{M}{\gamma_w V(\rho - a)}$$

式中 M——所有力（包括风力、流水压力和偏心外力等）引起的力矩（kN·m）；

γ_w——水的容重（kN/m^3）；

V——沉井的排水体积（m^3）；

a——重心至浮心的铅直距离（m），重心在浮心之上时 a 为正，反之 a 为负；

ρ——定倾半径（cm）。

$\rho = \frac{I}{V}$，式中的 I 值（m^4）的按下列情况计算：

①气筒管路连通时：$I = I_1 - ni - I_2$；

②气筒管路不连通时：$I = I_1 - ni - \beta I_2$；

③气筒分为对称于沉井轴的 n_1 组，每组有 n_2 个气筒管路连通时：

$$I = I_1 - ni - I_3 - \beta I_4$$

式中 I_1——水面处矩形沉井轮廓截面对 $y—y$ 轴的惯性矩（m^4），$I_1 = \frac{1}{2}LB^3$；

i——单个气筒内水面处截面绕其平行于 $y—y$ 轴形心轴的惯性矩（m^4）；

I_2——筒内水面处气筒面积与 $y—y$ 轴距离平方的乘积（m^4），$I_2 = A\sum_1^n D_n^2$；

I_3——筒内水面处气筒面积与气筒至平行于 $y—y$ 轴的气筒组形心轴距离平方的乘积（m^4），$I_3 = n_1 A\sum_1^{n_2} D_{n_2}^2$；

I_4——气筒组在筒内水面处的面积与气筒组形心轴至 $y—y$ 轴距离平方的乘积（m^4），$I_4 = n_2 A\sum_1^{n_1} D_{n_1}^2$；

A——筒内水面处一个气筒的面积（m^2），$\beta = \dfrac{V_1/A}{10 + h + V_1 + A}$；

h——水面气筒内水面的高度（m）；

V_1——单个气筒在筒内水面以上的体积（m^3）。

7.2.9 基底设于岩面上的沉井下清基时往往在沿刃脚一定范围内不可能清除彻底，某特大桥曾采取在基底容许应力上乘以“破碎带和清基系数”（$k_0 \approx 0.7$）的方法，但是沉井底面不可能清除干净的宽度，主要是与周边长度而不是与面积大小成线性比例，因此根据具体订出一个清基不能彻底的宽度比较合理，根据参加过某些大桥深水沉井基础清基的工作人员（其中有多次在水下进行检查的潜水工）座谈的意见，一般认为 0.2～0.5 m 宽为不可能完全清干净的范围，这是根据岩面有风化层，刃脚能部分嵌入岩层的情况。如果岩面坚硬无风化层，高差起伏较大而河底为砂类土时，刃尖清理就更困难，不可能完全清干净的宽度，应结合覆盖层的地质条件、岩面高差、风化层状态及施工措施等因素来确定。

7.3.1 沉井平面形状、大小主要由地基容许承载力而定，同时在水流冲刷较大的地方，应考虑阻水较小的截面形式（如做成圆端或尖端）。对于圆形沉井，从外形来说是阻水较小的，但若用于双线桥墩，可能外形做成很大的尺寸，以致反而增大挡水面积，对冲刷不利，所以宜加比较。

受力有利系指沉井在水平压力作用下，井壁尽可能成为小偏心受压构件，以减小截面和节省钢筋，例如某大桥沉井井壁做成连续拱式的井壁。

棱角处做成圆角或钝角，可使沉井在平面框架受力状态下减少应力集中，同时可减少井壁摩擦面积和便于吸泥（不致形成死角）。做成圆形、圆端形后在下沉过程中，容易形成“土拱”作用，减少侧面土压力，亦即减小土对井壁摩擦力，方便下沉。

沉井井孔的最小宽度应视取土机具而定，一般不宜小于2.5～3 m。井孔布置应结合取土机具所能及的范围一起考虑，统筹安排布置。

沉井外壁从主体结构的受力来考虑，最好做成垂直的，以能增强土对沉井的侧向弹性抗力作用，但有时为了顺利下沉的需要，往往又将沉井外壁做成台阶形或斜坡形，不过有些土质中采用台阶形或斜坡形外壁对减少土对井壁的摩擦力未必有效。而且有些土中由于井壁的台阶或斜坡造成土与井壁间的空隙松散状态长期不能恢复，而致影响土对沉井的侧向约束作用，对主体结构受力不利。沉井采用何种形式的外壁，应根据设计要求、地质水文情况、施工技术条件、施工方法等全面考虑确定。

松软土中制造底节沉井，如高度过大容易发生倾斜而且难以纠偏，故一般认为不应大于沉井宽度的0.8倍。

7.3.2 过去为使沉井下沉遇到障碍时便于改成气压沉箱而设置井壁凹槽，现在使用沉箱的可能性较小，所以井孔内填实的沉井均不设凹槽，但是下沉后不填实的沉井封底混凝土需要传力到井壁上，所以以设置凹槽为好。采用其他联结措施（例如在沉井孔内有台阶可以支承等）保证传递基底反力也可以。

7.3.3 1975年《桥规》曾明确规定沉井沉入坚硬土层和到岩层者宜采用有钢刃尖的刃脚，沉入松软土层者宜采用带踏面的刃脚，但在修改过程中有的单位提出了不同的意见，认为在软弱土层中以尖刃脚为好，在坚硬土层中以带踏面的刃脚为好，也有的单位认为在坚硬土层中尖刃脚为好，这样，沉井下沉均匀，速度快，可以切断孤石等，意见不一致。但一般说来沉井通过坚硬土层或土层中有坚硬物体时，为了利于切入坚硬土层及切断坚硬物体，宜采用钢刃尖的刃脚，当然在松软土层中为了利于切入软土中以提高下沉速度等也可采用尖刃脚，但施工时应注意防止沉井下沉过快并做到沉井到达设计高程后不致无法控制其继续下沉。为了防止沉井下沉过快及到达设计高程后控制沉井不再继续下

沉，在松软土层中还以带踏面的刃脚为好。但这些都与具体的施工方法、水文地质情况等有关，所以本规范中不作具体规定，设计时可根据具体情况选用刃脚形式。

刃脚做得尖锐有利于切土和取土，故要求斜面与水平面交角应大于 45°。为了便于抽垫和除土，刃脚斜面的高度不宜小于 1.6 m（薄壁沉井可另行酌情考虑）。

在倾斜的岩面上采用高低刃脚的沉井时，必须有足够的钻探资料，确切掌握岩面高低变化，使刃脚做成与岩面倾斜相适应的台阶形或斜坡形，才能使刃脚嵌入岩层，便于取土清基面不会翻砂。桥梁基础采用高低刃脚沉井已有一些经验，某大桥有几个直径 20 m 的高低刃脚沉井，高差最大的有 3.7 m，该墩为增强沉井与岩层的锚固，在井孔中进行了钻岩。

7.3.4 大型的设有钢气筒的浮式沉井在我国已多次采用，本条仅列举了设计的主要原则。钢气筒当放气落河床之前以及沉到稳定深度过程中需要调整偏斜时所需的气筒气量往往是最大的，为此需要有足够的容积。换句话说，在直径决定后即要有足够的高度。气筒底部需与探测管各自连通，才有可能控制各个气筒的气量。否则在气筒打满气后将会在隔墙底部刃脚以上形成气空，余气流入井较高的一侧而增加沉井倾斜。

8.1.1～8.1.5 引自《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB 100038—2001）中有关黄土部分的规定，并按照国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025—2004）进行了修改。

8.1.6

（1）建筑物类别

湿陷性黄土地区桥涵建筑物根据其重要性、结构特点和受水浸湿后的危害程度分为甲、乙、丙、丁四类：

①施工实践证明，湿陷性黄土地基虽进行了处理，但仍不能完全清除湿陷性，施工完后仍可能产生部分沉降或不均匀下沉。考虑到桥梁墩台如基底产生沉降，将造成墩台上部较大偏移而影

响使用，所以列为甲类。

②拱涵较一般涵管对沉降更为敏感，所以列为乙类。

③圆涵、矩形涵、盖板涵和倒虹吸的允许沉降可以较大一些，因此列为丙类。但对出入口端墙、翼墙部分的基础处理，应与主体工程相同。

④桥涵附属工程，不直接受活荷载影响，如产生较大沉降或变形也不至影响运营，并且维修加固比较容易，因此列为丁类。

(2) 水流特性

湿陷性黄土地区的桥涵建筑物，受水浸湿时会产生较大的沉降，从而带来危害。水流可分两种情况：

①季节性水流

一般排洪桥涵或立交桥多属此类，如果基底处理不好，往往因渗水、漏水而产生较大的沉降变形，如陇海铁路上行线位于三门峡市的三座立交桥及兰新线 K0 + 930 处 2—6 m 拱涵（在兰州枢纽范围内，为市内立交桥）等。至于涵管产生塌腰和裂缝的现象，更是不胜枚举。

②经常性水流（包括灌溉渠）

经常性水流对基础沉陷的影响比季节性水流更为严重，如陇海铁路零口至渭南间某涵洞经多年使用情况良好，但当农民修建灌溉渠，利用该涵过水后，便产生沉降和裂缝。兰州枢纽站内狼沟桥原用于排洪，后来兼排上游新建工厂废水，成为经常性水流，致使沉降加剧。

在经常性水流的河渠上，有的渠道弯曲，桥涵不能全部设计在原有沟床处；两岸桥台和有的桥墩基础，未经过水流浸湿，则应考虑建筑物建成后的水文条件变化予以处理。

(3) 处理措施

湿陷性黄土地基处理的目的在于清除基础以下土层的部分或全部湿陷性和改善土的性质，因而减少土的渗水性和压缩性、有的还提高了承载力。处理措施可根据湿陷等级、建筑物类别、水

流特征等，结合施工条件和材料来源选取。说明表 8.1.6—1 可供参考。

说明表 8.1.6—1

建筑物类别	设计措施	水流特征 / 湿陷等级	经常性流水（灌溉渠包括在内）			季节性流水		
			Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ
甲	措　施		(1)			(1)		
乙	措　施		(2)、(3)	(2)	(1)	(3)		(2)、(3)
	深度（m）		2～3	5	置于非湿陷性土层中	0.8～1	1～2	2～4
丙	措　施		(3)			(3)		
	深度（m）		0.8～1	1～1.5	1.5～3	0.5	0.8	1.2～2
丁	措　施		(4)			(4)		

注：表中带（　）的数字为采取的措施编号，其意义如下：

(1) 墩台基础采用明挖、沉井或桩基（包括旋转喷射桩），置于非湿陷性土层中；

(2) 采用强夯法或桩孔挤密（如爆扩桩成孔或打入桩成孔），并采取防水和结构措施；

(3) 采用重锤夯实或换填灰土夯实，并采取防水和结构措施；

(4) 地基表层夯实。

①墩台基础采用明挖、沉井或桩基（包括旋转喷射桩），置于非湿陷性土层中。这种措施主要适用于变形或变位敏感性强的甲类建筑物及湿陷性严重的乙类建筑物。一般浅层处理为将基础直接置于非湿陷性土层中，深层采用沉井或桩基。桩基不一定能消除黄土的全部湿陷性，所以打入非湿陷性土层的深度：对黏性土不应小于 1 m；对砂土及碎石土不应小于 0.5 m。桩基的侧面摩擦力，仅考虑打入非湿陷性土层的深度。

旋转喷射桩在致密土层中不能成桩，选择前需先作试验。

②采用强夯法或桩孔挤密（如爆扩桩成孔或打入桩成孔），

并采取防水和结构措施。

A　强夯法：为强力夯实的简称，1970 年法国首创，已在许多国家中广泛应用，博得了好评。

强夯法是将很重的夯锤（一般 80～400 kN）从高处（一般 5～30 m）自由落下，利用其冲击能对土进行强力夯实，以提高地基承载力与降低土的压缩性。每一击的夯击能一般取 500～8000 kN·m，特殊情况下用 10000～20000 kN·m。当前世界上最大的夯锤重为 2000 kN，落距为 25 m，加固土层厚达 40 m。

我国 1978 年底至 1980 年对强夯法已进行研究与应用，采用的锤重 80～150 kN，落距 8～17 m，加固了软土地基、砂土地基、杂填土地基、湿陷性黄土地基等。我国采用强夯法处理地基的经验不多，所以施工前需先进行试夯。根据原铁道部第一设计院桥隧处采用强夯法处理桥涵湿陷性黄土地基的试验与应用的经验，由于土质、含水率、密度等的不同，强夯效果有一定差异，湿陷性黄土强夯后全部消除湿陷性的深度（有效夯实深度）与影响深度的求算初步归纳为下列公式：

$$H_1 = K_1 \sqrt{M \cdot h}$$

式中　H_1——夯后全部消除湿陷性的深度、称为有效夯实深度（m）；

M——夯锤重（tf）；

h——落距（m）；

K_1——与夯击能、土的天然含水率、湿陷系数有关的系数。

$$H_2 = K_2 \sqrt{M \cdot h}$$

式中　H_2——夯后某一深度内土的物理力学性质起变化的深度，称为影响深度（m）；M 与 h 的意义同前；

K_2——与夯击能、土的天然含水率、湿陷性系数有关的系数。

现将系数 K_1 与 K_2 的值列入说明表 8.1.6—2，以供参考。

说明表 8.1.6—2

夯前地基土的性质		总夯击能	系　数	
天然含水率（%）	湿陷系数（浸水荷重 3 kgf/cm²）	锤重（tf）×落距（m）×夯击数次	K_1	K_2
9～13	0.07～0.12	10×10×15	0.25～0.3	0.45～0.55
9～13	0.07～0.12	10×15×20	0.4～0.55	0.55
13～14	0.05～0.09	10×10×15	0.4～0.5	0.6
15～19	0.04～0.07	10×15×20	0.5～0.6	0.7

注：采用夯锤底面积系 2 m×2 m 方形。

强夯法设备和工艺简单，进度快，节省三材，费用低，是加固桥涵基础值得推广的方法。

B　打入桩孔挤密：适用于清除 5～15 m 厚度内地基土的湿陷性。用打入桩成孔，然后用灰土或最佳含水率的素土分层夯填桩孔。其挤密范围土的干容重与爆扩桩孔相同。

打入桩孔挤密度可按下式计算：

$$\Omega = \frac{e_m}{1+e}$$

式中　Ω——每平方米挤密地基所需土桩面积（m^2）；

e_m——土最大的大孔隙系数，可由同一高度的两个原状土样（一个浸水，另一个不浸水）的室内压缩曲线 e—p，按压力为 300 kPa 时，这两条曲线上的纵坐标差直接求得，然后取全部被挤密土层的加权平均值；

e——土的天然孔隙比。

③采用重锤夯实或换填灰土夯实，并采取防水和结构措施。

A　采取重锤表层夯实处理建筑物基础的方法延用已久，一般适用于清除 1～1.5 m 厚土层的湿陷性，锤重一般为 10 kN 左

右，锤底面积约 1 m^2。强夯法即为重锤表层夯实基础上发展起来的。

当表层土的饱和度大于 0.6 时，不宜选用重锤夯实。地基容许承载力可较处理前适当提高，但不应超过 30%，并应对夯实层下的土层进行检算；夯实土的干容重以不小于 15 kN/m^3 为准。

B　换填分层夯实为先挖除基底以下一定厚度的湿陷性土层，再以灰土分层回填夯实，不允许换填渗水土。处理厚度一般不大于 3 m。

灰土具有地下水不大或土的含量大时能保持稳定的特点，一般采用换填 3:7 灰土（白灰与黄土体积比）。对灰土的质量要求，可根据试验决定，一般不能小于最佳密度的 90%，也可根据载荷试验或当地建筑经验确定。

C　湿陷性黄土地区已经使用过的换填材料很多，根据印度使用水泥掺入土（Soil－Cement）代替 1:5:10 贫混凝土作为建筑物基础的经验，铁研院西北研究所曾在兰州枢纽范围作爆扩挤密试验时，在爆扩桩孔夯填水泥掺入土，并用不同比例的水泥掺黄土作试件，测得其抗压强度如说明表 8.1.6—3 所示。

说明表 8.1.6—3

顺序	成分比例（重量比）		试件个数	说　明	抗压强度（kgf/cm^2）	
	水　泥	黄　土			最　大	最　小
1	8	92	6	埋于土中自然养生 11 d 的试件	23.8	19.1
2	6	94	6		18.5	15.8
3	4	96	6		19.8	14.4
4	8	92	6	埋于土中自然养生 10 d 后浸水 46 h 的试件	15.3	10.4
5	6	94	6		15.2	11.2
6	4	96	6		12.9	11.1

注：1　黄土含水率采用 12.1%；
　　2　水泥采用 500 号（新标准为 52.5）。

根据基础强度要求，掺入黄土的水泥可用低标号的。水泥掺黄土或水泥掺入土用的水泥很少，造价较 3:7 灰土低，可推荐用于桥涵基础换填与爆扩挤密桩孔的充填。

④地基表层夯实一般采用铁夯或石夯，夯重应大于0.5 kN，至少夯打 3 遍。根据具体条件，也可用压路机或其他夯压机械。

⑤防水措施和结构措施：可参考铁路工程设计技术手册《桥梁地基和基础》。

8.1.8 水是引起黄土湿陷的根本原因，桥涵基底受水浸湿的原因有二：一是地表水下渗，二是地下水上升。

防止地表水下渗除整平河床、地面顺坡、保证水流畅通外，一般采取在桥涵附近加强铺砌，扩大铺砌范围，避免地表水从远处渗入，影响基础稳定。

黄土地区的涵洞，常因沉降缝防水不好而渗水、漏水；中部因荷载较大常塌腰积水，使涵洞开裂。这样恶性循环，致使涵洞严重破坏，因此沉降缝防渗漏是很重要的。

由于季节性水文及水文地质影响地下水可能上升至基础持力层以内，设计时一般皆予以考虑。有的由于新建水库、灌渠或厂矿排水增加使地下水位上升，在勘测阶段要调查清楚，设计时考虑处理。但在湿陷性黄土地区的已成铁路，由于以上情况地下水位上升，桥涵建筑物基础未作深层处理有变形可能性，可采用砂化或电砂化加固，以增加基础强度与整体性。黄土地区地下水上升一般比较缓慢、均匀，所以处理是可能的。

8.1.9 陷穴、溶洞、古墓、古井、掏砂坑等在黄土地区比较普遍，多数埋于地下呈暗洞形式。这引起病害造成沉陷、坍塌后使地面开裂，破坏附近建筑物。它们在桥涵上游比下游危害大。由于地下水活动可能在桥涵下或桥涵附近穿洞，造成桥涵、路堤塌陷。

病害处理范围，由于洞穴大小、地形、埋藏深度等差异较大，处理宽度一般上游 25 ~ 50 m，下游 10 ~ 20 m，地形高差大

时，上游适当加宽。

桥涵上游不允许积水，如上游地势较陡时，加固处理范围要加宽。根据距离、高差、渗透系数求出渗透沉降曲线，选择处理方案。

8.1.10 位于湿陷性黄土上的桥涵地基，虽采取了处理措施，仍会产生沉降，有的沉降延续时间较长，因此应尽量采用能适应较大沉降的结构形式。在调整线路高程方面，有碴桥面梁较无碴桥面梁要方便。为避免桥墩台下沉时发生裂纹损坏，简支梁较连续梁、悬臂梁、拱桥等为好。

涵洞用分离式基础不仅会渗水、漏水，而且地基容许承载力常常达不到设计应力要求，在湿陷性黄土地区不应使用。有压涵洞也不宜采用。如必须使用时，则须采取有效措施，防止渗水、漏水。

泄水洞是解决深沟排水的好方式，由于泄水洞穿越山体，压力较路堤小，基底压力相应减少，且基底土经过长期压密，不致产生下沉。在施工过程中又可避免与路基填方干扰，很受施工和养护单位的欢迎。根据陇海铁路、南同蒲至陇海铁路联络线、焦枝铁路北段、西韩线等线的调查情况，泄水洞很少发生沉降变形，并且最小跨度可用至 0.6 m（咸铜铁路 K115 + 058 为 1 ~ 0.6 m泄水洞，高 1 m），所以在地形许可时宜于采用。

8.1.11 施工时应全面合理地安排施工程序和做好施工的准备工作。基础施工宜在旱季进行。如必须在雨季施工时应作好防洪、排水的安排，以免基坑泡水，同时在基坑中设置集水井，即使有少量水浸入亦可及时抽排，不致使基坑长期泡水而产生大量湿陷。

混凝土养生要控制水量，增加浇水次数，勿使养生水浸泡基坑。

8.1.12 基坑完工后需及时回填，并使回填面稍高于附近地面，这是一种保证基坑不受水浸泡的措施。对回填土和桩孔填土规定

采用不透水土（如黄土、黏性土），分层夯填，要保证质量，以免水从回填土的缝隙渗入。

8.2.2 根据国内经验，软土上的桥台在路基填土后，常引起桥台后仰与前移，因台后路基与锥体对基底应力的影响较大，故本条规定 $H \geqslant 5$ m 时要考虑由于路基和锥体重量引起的桥台基底附加压力对地基强度、沉降、滑动稳定的影响。

计算基底压应力时，应将上述附加应力与其他荷载引起的应力相加起来。

8.2.3 软土地基的特点是容许承载力小、沉降量大、沉降延续时间长，而且对不均匀荷载的反应相当灵敏。过去在软土地区修建桥涵，虽积累了一些经验，但存在的问题仍不少，特别是不均匀沉降的持续发展往往导致建筑物不能正常使用，因而，在综合考虑条文所列诸因素确定地基加固措施或基础设计方案时，应将建筑物与软土地基视为一个整体，着重研究能否减免因地基变形给上部结构物造成的危害。

8.2.4 当软土层不太厚且位于表层时，采用换填法最为简单、有效。但在软土地区，一般挖深超过 3 m 就相当困难，常常发生坑壁坍塌、坑底隆起等现象，故换填法仅适用于软土层厚度不大的情况。

8.2.5 砂垫层的作用主要有以下三点：

其一，以变形模量较大的砂置换一定厚度的软土层，从而减少了地基的沉降量；其二，将基底应力较均匀地扩散到下卧软土层，从而降低软土层中的附加压应力；其三，设置一个排水面，从而使地基在荷重作用下加速渗透固结，以便提高强度、加快沉降。

根据以往的经验，砂垫层地基的承载力可达 100 ~ 200 kPa，为天然地基的 1.5 ~ 2.0 倍。适宜用砂垫层处理的软土层厚度，一般不应大于 7 m。

为了扩散基底应力和减少侧向变形，砂垫层底面必须按规范

要求保证足够的宽度，砂垫层顶面可酌予放宽，将垫层断面设计成矩形或倒梯形，垫层之上应回填透水性土，以利排水畅通。

砂垫层地基的固结度按单向固结理论计算，竖向固结度 U_z 为竖向时间因素 T_v 的函数，而 T_v 又为时间 t（s）的函数，按下式计算：

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

式中 C_v——竖向固结系数（由室内固结试验求得，cm^2/s）；

H——土层的排水距离（cm），双向排水时 H 为土层厚度的一半，单向排水时则为土层的厚度。

求出 T_v 后，从说明表 8.2.5 查得相应的固结度 U_z。若压缩层的土不是均匀的，则时间因数 T_v 用下式计算：

$$T_v = \frac{t}{\sum m_{vi}h_i \cdot \sum \frac{h_i}{m_{vi}C_{vi}}}$$

式中 m_{vi}——各层土的体积压缩系数，按下式计算：

$$m_{vi} = \frac{a}{1 + e_1}$$

a——压缩系数（cm^2/kgf）；

e_1——自重压力下土的孔隙比；

h_i——土的分层厚度（m）；

C_{vi}——各层土的竖向固结系数。

8.2.6 砂井的作用主要有以下三点：其一，缩短排水途程、加速地基沉降，从而使桥涵基础的大部分沉降量在通车之前完成；其二，消散孔隙压力，增强土体强度，从而使软土地基的承载力获得提高；其三，由于砂井的设置，使深层土体的强度也得到较快的增长，从而增加了桥台及台后路堤的纵向整体稳定性。

根据国内外其他工程的经验，砂井地基的承载力可达 200～300 kPa，为天然地基的 2～3 倍。但用于桥涵等结构物的地基加

固，通常是变形控制设计。

说明表 8.2.5　各种边界条件下竖向固结度与时间因素的关系

T_v / U_v / Q	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0.029	0.100	0.154	0.217	0.29	0.38	0.50	0.66	0.95
0.2	0.027	0.073	0.126	0.186	0.26	0.35	0.46	0.63	0.92
0.4	0.016	0.056	0.106	0.164	0.21	0.33	0.44	0.60	0.90
0.6	0.012	0.042	0.092	0.148	0.22	0.31	0.42	0.58	0.88
0.8	0.010	0.036	0.079	0.134	0.20	0.29	0.41	0.57	0.86
1.0	0.008	0.031	0.071	0.126	0.20	0.29	0.40	0.56	0.85
1.5	0.006	0.024	0.058	0.107	0.17	0.26	0.38	0.54	0.83
2	0.005	0.019	0.050	0.095	0.16	0.24	0.36	0.52	0.81
3	0.004	0.016	0.041	0.062	0.14	0.22	0.34	0.50	0.79
4	0.004	0.014	0.040	0.080	0.13	0.21	0.33	0.49	0.78
5	0.003	0.013	0.034	0.069	0.12	0.20	0.32	0.48	0.77
7	0.003	0.012	0.030	0.065	0.12	0.19	0.31	0.47	0.76
10	0.003	0.011	0.028	0.060	0.11	0.18	0.30	0.46	0.75
20	0.003	0.010	0.026	0.060	0.11	0.17	0.29	0.45	0.74
∞	0.002	0.009	0.024	0.048	0.09	0.16	0.23	0.44	0.73

注：表中 Q 为排水面压力与不排水面压力之比。

近年来，铁路上用砂井处理桥涵的软土地基，有时不先行预压，因而难以达到预期效果，故规定一般进行预压。

鉴于目前软土桥基的计算理论还不够完善，设计基本参数的取得也有一定误差，故建成后即行通车或上架桥机时，应慎重对待，本规范规定，必须进行检算和试压，以策安全。

砂井的直径、间距和深度应根据地层情况及施工条件综合考虑确定，砂井直径以 0.2～0.3 m 为最常用，再小就要考虑用袋装砂井，以防砂井被堵塞或挤断。砂井间距视施工期限及要求达到的固结度经计算确定。砂井深度的选取原则如下：软土层较薄时（不超过 15 m）宜贯穿软土层，软土层较厚时视下卧透水层的

埋藏深度、主压缩层厚度及结构物的容许余留沉降量决定，并应满足第 3.1.1 条稳定性的要求。

砂井地基的固结度按三向固结理论计算，瞬间加荷情况下地基中某一时刻的平均固结度 U 按下式计算：

$$(1-U)=(1-U_z)(1-U_h)$$

式中 U_z——竖向固结度，按砂垫层地基的计算方法进行；

U_h——辐射向固结度，按时间因素 T_h 及井径比 n，由说明表 8.2.6 查得。

说明表 8.2.6 辐射向固结度 U_h 和时间因素 T_h、井径比 n 的关系

T_r \ U_r / Q	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
4	0.009	0.0208	0.0331	0.0475	0.0642	0.0652	0.1118	0.1500	0.2140
5	0.0122	0.0260	0.0413	0.0590	0.0800	0.1065	0.1390	0.1870	0.2680
6	0.0144	0.0306	0.0490	0.0700	0.0946	0.1256	0.1648	0.2210	0.3160
7	0.0163	0.0356	0.0552	0.0790	0.1070	0.1417	0.1860	0.2490	0.3560
8	0.0180	0.0383	0.0610	0.0875	0.1182	0.1570	0.2060	0.2740	0.3950
9	0.0196	0.0476	0.0664	0.0950	0.1287	0.1705	0.2230	0.3000	0.4380
10	0.0206	0.0440	0.0700	0.1000	0.1310	0.1800	0.2360	0.3160	0.4530
11	0.0220	0.0467	0.0746	0.1070	0.1446	0.1920	0.2520	0.3380	0.4820
12	0.0230	0.0490	0.0780	0.1120	0.1510	0.2008	0.2630	0.3530	0.5050
13	0.0239	0.0507	0.0810	0.1160	0.1570	0.2680	0.2730	0.3660	0.5240
14	0.0250	0.0531	0.0848	0.1215	0.1643	0.2180	0.2860	0.3830	0.5480

注：$n=\dfrac{d_e}{d_w}$

式中 d_w——砂井间距；

d_e——砂井的有效间距，砂井按正三角形排列时 $d_e=1.05\,b$，按正方形排列时 $d_e=1.128\,b$，其中 b 为砂井间距；

T_h 为时间 t（s）的线性函数，按下式计算：

$$T_h=\left(\frac{C_h}{d_e^2}\right)\cdot t$$

式中 C_h——辐射向固结系数（cm^2/s），由室内固结试验求得。

如果荷载不是瞬间一次施加的，可参照设计手册或有关书籍进行计算修正。

8.2.7 软土地基桥涵的设计除应着重于地基加固外，尚需从建筑物本身的结构上采取如下的措施，以适应总沉降量较大和不均匀沉降的情况。

（1）采用轻型结构，以减轻其对地基的附加荷载。

（2）增大基础刚度，保证其强度，以承受不均匀沉降所产生的应力，并迫使地基中应力再分布，从而获得比较均匀的沉降。

（3）采用简支的上部结构。

（4）预先安置可以调整支座高度的设备，以便随时调整支座的高程。

8.3.1 多年冻土分类表是在综合分析冻土内在规律的基础上，并考虑与建筑基础的相互联系，按其工程性质分成若干个等级。它对于工程地质勘察和设计工作都有一定的指导意义。

（1）分类原则

①较充分地反映多年冻土对工程建筑物破坏的主要因素。由于多年冻土地区大量的工程破坏主要表现在融沉方面，因此分类时以考虑冻土的融沉性为主，并考虑其冻胀性和强度问题。

②既适用于多年冻土又适用于多年冻土之上的季节活动层。

③以定量数据为依据，同时考虑现场应用的可能性和现实性。表中各个界限均以现场和室内观测数据。野外只需作一些简单的物理性质试验，如筛分、含水率测定等。

（2）多年冻土分类界限的划分

①根据上述原则，按冻土的工程性质将其划分为：

Ⅰ——不融沉土（少冰冻土）；

Ⅱ——弱融沉土（多冰冻土）；

Ⅲ——融沉土（富冰冻土）；

Ⅳ——强融沉土（饱冰冻土）；

Ⅴ——融陷土（含土冰层）。

Ⅰ类土：除基岩之外的最好地基土。一般建筑物可不考虑冻融问题。

Ⅱ类土：为多年冻土较好的地基土。融化下沉量不大。

Ⅲ类土：作为建筑物地基时，应采取专门措施，如深基、保温、防止基底融化等。

Ⅳ类土：往往会造成建筑物的破坏，宜采用保持冻土的原则设计或采用桩基等。

Ⅴ类土：因含有大量的冰，所以不但不允许基底融化，还应考虑它的长期流变作用，需进行专门处理，如砂垫层等。

②在野外工程地质勘察时，可根据体积含冰量（单位体积内冰的质量与冻土中水的质量之比），参照说明表 8.3.1—1 初步判定多年冻土含冰的类型。

说明表 8.3.1—1　多年冻土含冰类型初判标准

多年冻土含冰的类型	体积含冰量 i_v（%）
少　冰　冻　土	$i_v < 25$
多　冰　冻　土	$25 \leqslant i_v < 40$
富　冰　冻　土	$40 \leqslant i_v < 60$
饱　冰　冻　土	$60 \leqslant i_v < 80$
含　土　冰　层	$80 \leqslant i_v < 100$

多年冻土地基的工程分类主要以融化下沉为指标，并在一定程度上反映了冻土的构造和力学特征（见说明表 8.3.1—2）。本规范采用了现行《冻土地区建筑地基基础设计规范》(JGJ 118) 所用冻土的融沉性分级，在弱融沉档次上将原先的融化下沉系数 1%～5% 修改为 1%～3%。

一般对Ⅰ、Ⅱ级融沉（$1 \leqslant \delta_0 < 3$），建筑物结构设计时，无须考虑多年冻土地基融沉的影响。因为一般建筑物的主要承重结构在设计和使用过程中都容许有一定变形量，以适应地基的融沉性。但是，当Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ级融沉土的融沉量超过建筑物的容许变

形值时，对建筑物而言必须采取相应的设计原则、适当的基础形式以及适应不均匀沉降的柔性结构等特殊措施。

说明表 8.3.1—2　冻土的融沉性与冻土强度及构造的对应关系

级　　别		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
融沉评价	名　　称	不融沉	弱融沉	融　沉	强融沉	融　陷
	融化下沉系数 δ_0	$\delta_0 \leqslant 1$	$1 < \delta_0 \leqslant 3$	$3 < \delta_0 \leqslant 10$	$10 < \delta_0 \leqslant 25$	$\delta_0 > 25$
强度评价	名　　称	少冰冻土	多冰冻土	富冰冻土	饱冰冻土	含土冰层
	相对强度值	< 1	1		0.8～0.4	< 0.4
冷　生　构　造		整体构造	微层微网状构造	层状构造	斑状构造	基底状构造
黏性土总含水率 w_A（%）		$w_A < w_p$	$w_p \leqslant w_A < w_p + 4$	$w_p + 4 \leqslant w_A < w_p + 35$	$w_p + 15 \leqslant w_A < w_p + 35$	$w_A \geqslant w_p + 35$

$$\delta_0 = \frac{h_1 - h_2}{h_1} \times 100\%$$

式中　h_1——冻土试样融化前的高度（mm）；

h_2——冻土试样融化后的高度（mm）。

8.3.2　本条着重指出多年冻土地区桥涵地基评价及选择地基设计原则时，需考虑的主要因素。多年冻土的稳定状态，系指多年冻土是处于相对稳定或不够稳定的状态。相对稳定的多年冻土，在平面上呈大片连续分布，年平均地温低于 -1.0 ℃。多年冻土层与季节融化层为衔接的，地表堆积土之后，冻土上限有上升现象。青藏高原、祁连山木里地区及东北大兴安岭满归地区多属此类地带。在边缘地带多年冻土常处于不够稳定的状态，平面分布一般为岛状冻土，季节冻土层与多年冻土层不衔接，地表堆积土之后，冻土上限不上升或上升不明显，东北大兴安岭加格达奇和牙克石地区多属此类地带。桥涵修建后改变了热交换的介质条件，破坏了地基土的热平衡状态，在施工中各种热源参加热交换，以及洪水的潜流作用，桥涵地基土温及冻土上限均发生变

化。桥墩台地基一般上限下移，冻土温度上升。涵洞地基在青藏高原上限常有上升现象，大兴安岭地区则常下移。冻土的物理力学性质因土温升降而改变，地下水的活动、桥涵基础施工方法等均常导致土温的变化，因此其相线关系是错综复杂的。不良地质现象，如厚层地下冰，对桥涵工程也有较大的影响。所以上述各种因素是选择地基设计原则及结构形式的主要依据，在勘测设计中应深入调查，分析研究，全面进行工程地质评价，选择经济合理的设计原则。

8.3.3 保持地基冻结原则：适用于多年冻土相对稳定的地带，因其厚度较大（一般大于压缩层厚度），年平均地温较低（一般低于 -1.0℃）。当修建桥涵之后，人为上限变化不大，地温能较快地恢复，所以保持基础底部处于冻结状态，在技术上是可能的，经济上也是合理的。尤其是当地基土为融沉土或强融沉土时，一旦融化后，其融沉及压缩量都很大，为保持建筑物的稳定，在冻土地基符合上述条件时，应考虑采用本设计原则。基础设计时，可按冻土的力学指标进行检算。

自然融化原则：当多年冻土为不够稳定的，且其厚度不大，年平均地温较高，桥涵基础修建后地温不能恢复，冻土上限下移很多，甚至完全融化。在这种条件下，要求保持基底处于冻结状态，在技术上很难作到，而且在经济上也不合理。因此以采用自然融化设计原则为宜，适用于不融沉土或弱融沉土地基，因其融化下沉及压缩下沉量不大，不致造成桥涵的破坏，可以不要求基础底部保持冻结状态。

人工融化原则：当多年冻土为不够稳定的，而且属于融沉土或强融沉土地基，虽然厚度不大，但融化下沉及压缩下沉量较大，采用自然融化原则设计时，将超过容许下沉值，此时可考虑采用本设计原则。即采取挖除冻土层，用人工换填的办法进行处理，以减少下沉量，确保桥涵建筑物的安全，通过实践证明效果良好。如有条件，采用预先融化的措施予以夯实，也是可行的。

8.3.4 桥涵基础类型的选择，应根据多年冻土的工程地质条件、地质及水文地质情况和地基设计原则而定。从国内外的工程实践证明，如采用保持冻结原则设计时，应首先考虑桩基础，因在施工中不暴露地基冻土，且横截面小，对热流入渗、上限下移、保持地基土的冻结状态都很有利，且克服冻胀的性能好，能增强基础的稳定性。钻孔插入桩是将预制桩插入孔径大于桩径（孔径大于桩径 50～10 mm）的钻孔内，并在桩与钻孔的空隙间填入黏土砂浆或饱和砂浆而成。此法宜用于沿桩长月最高平均地温低于 -0.5 ℃的各类多年冻土地基。钻孔打入桩，是将预制桩打入孔径小于桩径（孔桩小于桩径 30～50 mm）的钻孔内而成，宜用于黏性土和砂土的多年冻土地基。钻孔灌注桩是采用低温早强或负温混凝土灌注而成，宜用于沿桩长月最高平均地温低于 -1.0 ℃的各类多年冻土地基，以便能达到回冻的目的。但在施工时，上述三种桩均应严防孔壁坍塌，尤其是对冻结层上水发育，并由松软土和粉细砂组成的季节融化层，必须采取措施，防止流砂和坍孔。明挖基础施工时，基坑暴露于大气中，且圬工与地基接触面大，热流入渗较多，对保持地基土的冻结状态是不利的，但具有施工方法简便的优点，当桥涵基础埋置深度不大时，仍可采用，但应在冬季施工，以减少地基的融化。若基础埋置深度较大时，以采用挖孔桩基础为宜。采用容许融化原则设计时，由于下沉量较大，桥涵结构形式应能适应地基的较大不均匀变形。各种外静不定结构，当地基产生不均匀下沉时，可能引起构件内应力的改变而造成破坏，故一般不宜采用。为避免因不均匀变形而引起圬工开裂，小桥涵基础应采用整体性较好的形式，如小桥可采用联合基础；矩形涵及圆涵的基础可采用钢筋混凝土地基梁等。

8.3.5 多年冻土中的桩，在垂直荷载作用下地基土将产生三项反力：即季节融化层同桩周的摩阻力、多年冻土同桩的冻结力、桩尖地基土支承力。这三项反力的大小及发展过程是相互影响的，同时冻土的强度（冻结强度、抗压强度），受冻土类型、温

度、荷载作用时间及桩的类型等因素的影响。因此在确定桩基承载力时，应考虑其受力特点及主要影响因素。

季节融化层作用于桩侧的摩阻力随季节的变化很大，当地基土冻胀时产生向上的冻胀力，黏性土在融化时产生向下的负摩擦力。为了减少切向冻胀力，一般应在季节活动层范围内采取换填或在桩表面涂刷隔离层等防冻胀措施。在工程设计中，由于季节融化层的摩阻力很小，可以忽略不计，因此提出的承载力公式只考虑了冻结力和桩尖支承力。

根据青藏高原多年冻土中单桩静载试验结果，并参考前苏联的《建筑法规》第二部分第 18 章——多年冻土地区的地基和基础（СНиПⅡ—18—76）所提出的承载力计算公式，当应用一般地基力学指标，计算冻结力及桩尖支承力时，需考虑桩的类型及施工条件乘以不同的修正系数。但由于冻土中桩基受力状态很复杂，且试桩资料很少，同时存在一定误差，要提出系统可靠的修正系数，感到很困难，因此一般应通过试桩确定，当无条件时，可选用下列数值：

（1）不同沉桩方式冻结力的修正系数 m''，当采用附录 G 表 G.0.1—1 的冻结强度指标时，根据铁道部科学研究院西北研究所的试桩实测承载力资料和参考前苏联冻土地基规范（СНиПⅡ—18—76）的工作条件系数提出以下修正值，以供设计时参考：

钻孔插入桩，$m''=0.7\sim0.8$；

钻孔打入桩，$m''=1.1\sim1.3$；

钻孔灌注桩，$m''=1.3\sim1.5$。

（2）试桩结果表明，桩尖支承力与钻孔方法、沉桩方式、清孔情况及地质条件有关；同时，钻孔打入桩一般孔深比桩入土深度要深 0.5 m，才能达到设计高程，因此需用一折减系数进行修正。根据试桩实测结果，并参考一般地区的钻孔灌注桩的孔底条件系数，修正系数 m_0'可按下列条件确定：

①不发生坍孔，且清底情况良好的钻孔灌注桩、钻孔插入桩用0.7～0.9；

②有坍孔现象，且清底较差的钻孔灌注桩、钻孔插入桩用0.5～0.7；

③预留孔深的钻孔打入桩用0.5～0.6。

8.3.6 多年冻土地区建筑物基础与融土地区不同，它的上部是季节融化层，且随地区与季节不同，厚度与性质变化很大，其性质与下面的多年冻土相比，有较大的差别。多年冻土的力学特性随冻土温度、岩性及荷载作用时间等因素而变化。所以多年冻土地区桩基侧向受荷计算是更复杂的问题。

对于承受巨大荷重的桩基础，前苏联道库洽耶夫建议考虑剪力区的形成，以检算桩在多年冻土中的固定，认为多年冻土上限附近，桩的水平位移所引起的剪应力将等于冻土的长期强度。建议采用极限平衡的方法，计算其嵌固深度 z_0，在超过 z_0 的土层中，地基为直线变形体，而采用弹性地基梁的理论，用热莫奇金的图表进行计算，但这种观点未纳入前苏联国家规范。

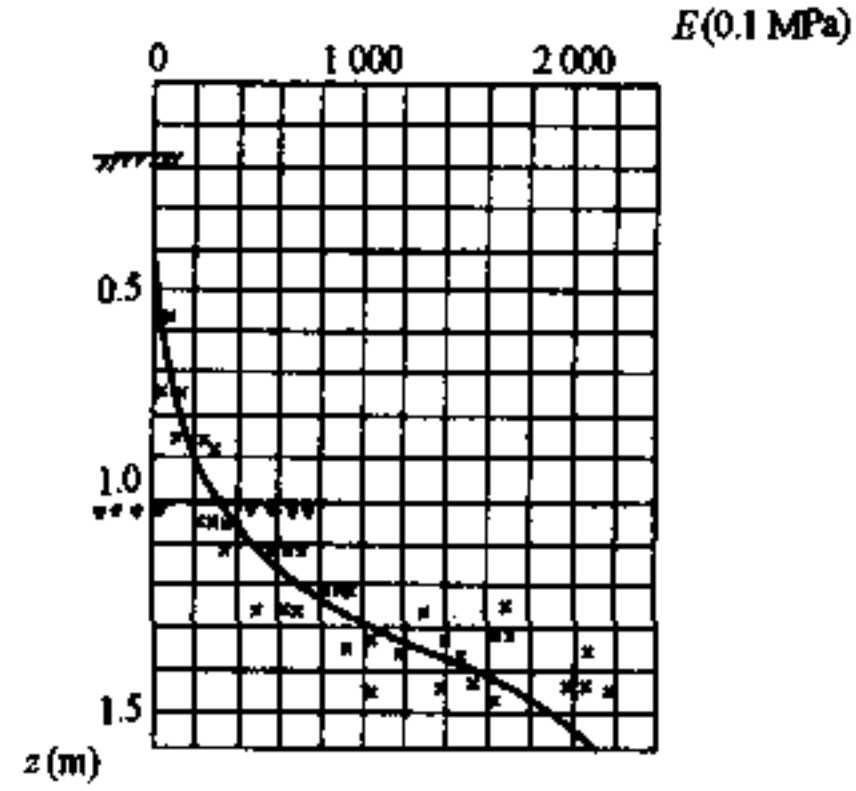
前苏联1976年《建筑法规》第Ⅱ部分第十八章（СНиПⅡ—18—76）多年冻土地区的地基和基础中指出：桩基在水平荷载作用下的计算，应以桩和地基共同作用的条件为依据。同时不但对于融土，而且对于冰土都可以看作是线性变形体，可以认为土的变形系数（地基系数）随深度增加，并且允许桩嵌固在下卧的硬冻土层中。但嵌固点处应使横向位移为零，而转角并不为零。

在《多年冻土中的桩基》一书中，作者通过试验数据的分析，得到地基的综合变形特性 E，它是单桩长度上的土压力 q_z 与桩的实测位移值 y 之比：

$$E = \frac{q_z}{y}$$

根据10个试验资料的结果，得出 E—z 图如说明图8.3.6—1。

从说明图 8.3.6—1 看出，参数 E 随深度 z 呈凹形曲线变化。为克服计算中的困难，通过计算比较，作者提出，将由多年冻土和季节融化层组成的地基，按两层介质来计算，在每层介质范围内的变形特性是不随深度而变化的。



说明图 8.3.6—1　黏土地基的变形综合模量分布图（$t=3.9$ ℃）

根据铁道部科学研究院西北研究所、铁道部第一勘测设计院、黑龙江省低温建筑研究所等单位在青藏高原五道梁及清水河两处的桩基试验资料，经过详细分析计算，认为只要地基系数的分布图式选择合理，参数取得恰当，采用文克勒假定来计算侧向受荷桩，其结果是完全能够满足工程设计的精度要求的。其分析情况如下：

（1）比较目前融土地区常用的几种方法，主要是根据桩的实测位移，优选相应的地基系数，用加权平均后的参数计算出理论弯矩与实测弯矩进行对比，详见说明表 8.3.6—1。

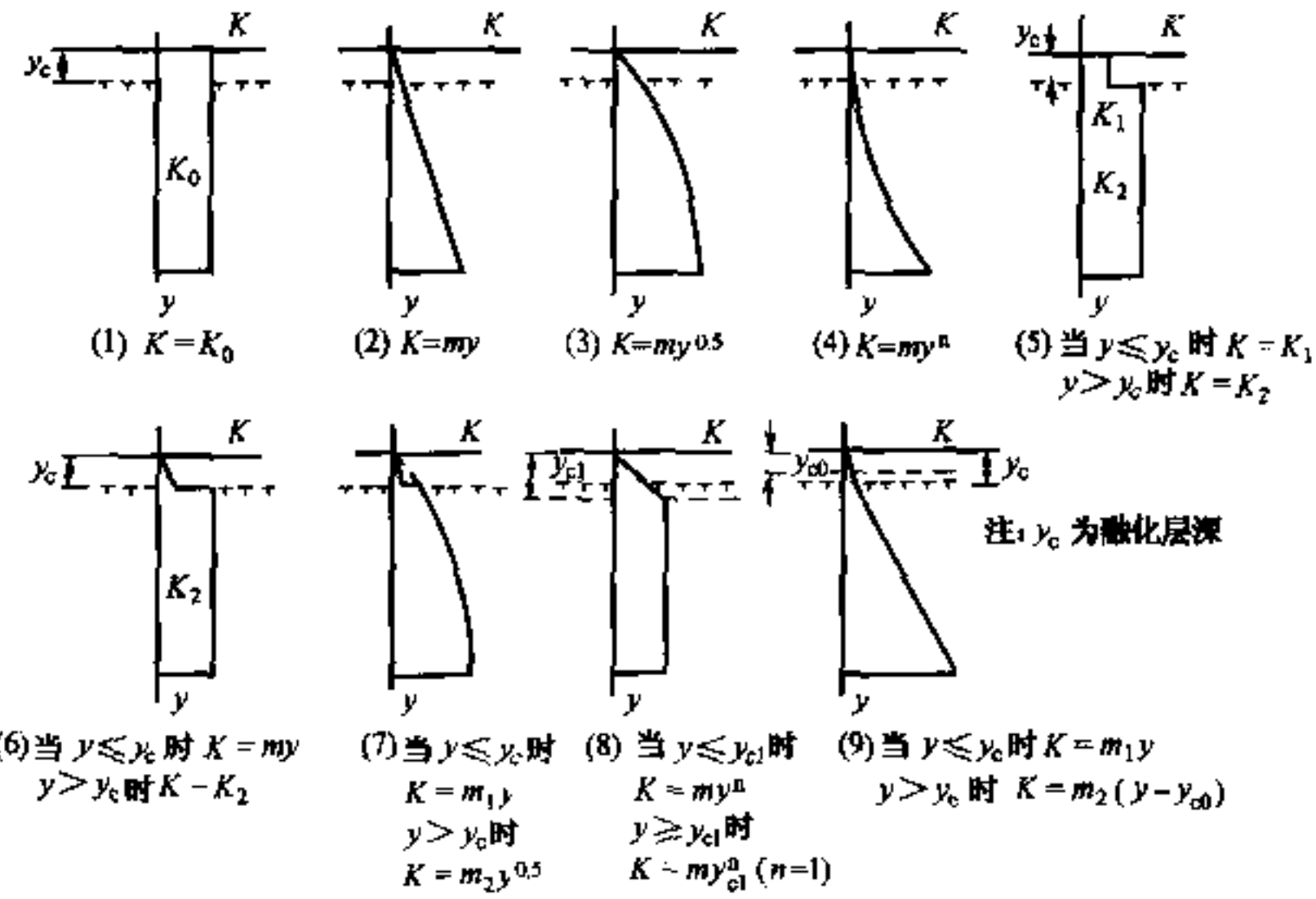
从说明表 8.3.6—1 可以看出 K 值法最接近，m 法次之，C 法较差，K 法（地基系数沿深度为一常数）最差。

（2）假定多种不同的地基系数分布图式，如说明图 8.3.6—2 所示。

说明表 8.3.6—1　典型桩实测最大弯矩与理论弯矩的比较

荷载(kN) \ 弯矩(kN·m)	实测弯矩	理论弯矩		差值(%)	理论弯矩		差值(%)
60	105	*m* 法	100	-4.8	*C* 法	93	-11.5
80	147		138	-6.4		128	-13.2
100	186		179	-3.3		166	-10.6
60	105	*K* 法	84	-19.8	*K* 值法	103	-2.4
80	147		115	-21.6		141	-4.6
100	186		150	-19.1		184	-1.2

注：差值 $\approx \dfrac{\text{理论弯矩} - \text{实际弯矩}}{\text{实测弯矩}} \times 100\%$



说明图 8.3.6—2　各种不同的地基系数分布图

可采用有限差分法或有限元法进行计算。采用有限差分优选法时，其优选标准可按下式计算：

$$B = 10^8 \sum (x_j - x_i)^2 + \sum (M_j - M_i)^2$$

式中　x_i, M_i ——实测位移与弯矩；

x_j, M_j ——计算位移与弯矩。

从说明表 8.3.6—2 的结果可以看出：除图式（1）（K 法）、图式（3）（C 法）的地基系数分布图式有较大的误差外，其余考虑融土层与冻土层为不同的地基系数分布图式的各方案以及指数分布方案均与实测值比较接近，而以图式（9）（双 m 法）、图式（4）（$n>1$ 的指数法）的分布方案为最好。但由于我国多年冻土地区侧向受荷桩的实测数据尚不足，考虑到工程设计的方便及与融土地区的一致性，故仍推荐使用“m”法〔图式（2）〕。

说明表 8.3.6—2　典型桩不同地基系数分布图式时的 B 值

荷重 (kN)	方法									最好	较好	备注
	1	2	3	4	5	6	7	8	9			K 值法
60	14.619	3.743	6.260	2.056	2.066	2.416	2.170	3.750	1.641	9	4	2.893
80	30.488	4.984	12.472	2.641	3.177	3.502	2.919	7.245	2.464	9	4	3.981
100	60.052	18.797	31.283	15.485	18.716	18.933	16.855	24.433	15.430	9	4	15.211

关于地基系数的比例系数 m 和 m_0 值，由于实测数据很少，而且土的类别不全，因此建议尽量通过实测确定。当无条件时，可按说明表 8.3.6—3 选用。

说明表 8.3.6—3　多年冻土地区中，细砂、泥灰土地基系数的比例系数 m 和 m_0

冻土月最高平均温度（℃） / m 和 m_0 (kPa/m²) / 桩的类型	−0.5	−1.0
钻孔插入桩	20000	30000
钻孔打入桩	23000	35000
钻孔灌注桩	25000	

作为比较也可以采用“K 值法”。“指数法”及“双 m 法”

的使用尚需进一步研究。

8.3.7 地基土在冻结过程中，由于土中水相继冻结成冰，使土体不断膨胀（冻胀），并产生冻胀内应力。当建筑物基础置于由融到冻的土层中，就要受到内应力的作用，当冻胀内应力作用方向平行于基础侧面者，称为对基础侧面的切向冻胀力 τ_a；若作用方向与基础侧面垂直，称为基础侧面的法向冻胀力 σ_z；作用方向垂直于基底者，称为基底法向冻胀力 σ_z。

法向冻胀力 σ_z 是随着基础的自由位移或变形而消失，如在冻结过程中限制基础的位移或变形，其法向冻胀力是很大的。根据现场测定，当限制基础垂直位移在 2% ~ 4%（指基础冻起高度和冻深之比）以内的黏性土，σ_z 为 1.0 ~ 2.1 MPa，在室内模拟试验中限制垂直位移在 1% ~ 2%时，测得最大 σ_z 为 5.8 MPa。日本在季节冻土（土层为黏土，含水率在塑限和液限之间）上进行了 σ_z 的现场观测，其结果如说明表 8.3.7。

说明表 8.3.7　法向冻胀力与冻深、冻胀量关系

时　　间	平均法向冻胀力（MPa）	冻结深度（mm）	冻胀量（mm）
第一年度	2.9	540	
第二年度	2.3	520	60
第三年度	4.7	680	106
第四年度	3.2	420	41
第五年度	1.2	640	70

从说明表 8.3.7 可以看出：法向冻胀力是很大的，仅靠桥涵自重往往不能克服，因此位于冻胀性土中的桥涵基础底面必须置于人为上限以下，避免基底产生法向冻胀力。

冻结力亦称基础与冻土之间的抗剪强度，实质上就是基础与冻土间的胶结力。确定冻结力的主要因素为土的颗粒成分、含水率、冻土温度等。条文中附录 G 的表 G.0.1—1 是根据 600 多个室内模拟试验数据和实测成果并参照国外资料制定的。表中数值

仅取其含水率属弱融沉土者，对于不融沉土，则按该表的附注1确定。表中冻结力实为长期冻结力，因冻土具有流变的特性，在外部荷载长期作用下，冰将会缓慢地发生融解，冻结力的大小与试验时加载的速度关系十分密切，加载速度愈快测得的冻结力越大，加载速度减慢其强度降低。在1～2s内测得的冻结力称为瞬时值；在3～8s内测得的冻结力称为短时值；在长期荷载作用下测得的数值称为长期冻结力。对于工程实践来说，最有意义的是长期冻结力，所以必须以长期冻结力作为设计依据；但该值测定很困难，一般都利用瞬时值或短时值换算求得。冻结力在季节融化层回冻期间起抗冻胀的锚固作用，在季节融化层处于融化状态时起抗下沉的作用。

根据室内模拟试验和现场实测证明，切向冻胀力不但与颗粒成分有关，而且受含水率控制。各类土的切向冻胀力均有随含水率的增加而增大的规律性；当土层含水率达到某一临界值时，切向冻胀力达到极值。黏性土在饱和状态下，最大切向冻胀力可达400kPa。地温在0～－10℃时，切向冻胀力有随地温降低而增加的规律性，一般在－8～－10℃时达到极大值。

在含水率相似的情况下，黏性土的切向冻胀力最大，砂类土次之，碎石类最小。

规范中附录G的G.0.1—2，是根据国内外实测资料和室内模拟试验的大量数据综合分析编制而成的。表中黏性土 $I_L \leqslant 3.0$ 是根据极值含水率 $w = 50\%$ 时求得的。

当黏性土用碎石土、卵石土换填后，考虑到地基土长期受反复冻融和地下水的作用，换填土体不可避免的会有粉土和黏土颗粒浸入，此时应按砂类土考虑其切向冻胀力，即取表列数值中之较大者。

从桥涵设计来看，基础底面一般均埋置于人为上限或季节冻深以下，基底可不考虑法向冻胀力的作用。但季节融化层或季节冻结层作用于基础及墩身的切向冻胀力，常常会引起建筑物的隆

起，使基础或墩台身被拉断，在东北、西北及华北严寒地区均发生这种现象。因此当桥梁基础位于冻胀、强冻胀和特强冻胀土中时，应按条文中附录 C 进行冻胀稳定性检算。如不能满足设计要求时，可在主冻胀带范围内采取防冻胀措施，以减少切向冻胀力。实践表明：采用增加自重的办法来克服切向冻胀力，是很困难的，特别是小桥涵困难更大，而且也不经济，所以本条根据以往的实践经验提出了防冻胀措施，并作如下说明：

（1）切向冻胀力是与季节冻深范围内墩台和基础的侧面积成正比，同时与表面光滑度有关。所以墩台设计时，在满足强度和稳定性要求的前提下，应尽量减少其侧面积，并使其表面光滑。对于浆砌片石圬工，必须灌注密实和侧面砌筑平整，并用水泥砂浆抹平，以减小切向冻胀力。

（2）实践表明，当粗砂或卵砾石中含泥量大时，仍有冻胀性，因此本条要求必须采用纯净的粗砂或卵砾石作为换填材料，将粉黏粒含量控制在 10% 以内。若有条件时，也可采用物理、化学方法进行防冻胀处理，如用阳离子表面活性剂改良土体或在圬工表面涂渣油等，都可以减少切向冻胀力。

（3）当采用保持冻结原则设计时，加深基础埋入多年冻土中的厚度，以增大锚固力，可以达到防止冻胀的目的。但必须对脆弱截面进行抗拉强度检算，并配设钢筋，以承受拉力。从以往的实践经验来看，基顶截面一般比较薄弱，因此应埋设短钢筋，以增加抗拉强度。

8.3.8 多年冻土地区桥涵基础埋置深度，主要根据地基设计原则及人为上限深度而定。采用保持冻结原则设计时，要求桥梁的明挖基础底面埋于人为上限以下不小于 1 m，涵洞基础及桩基的承台板底面埋入人为上限以下不小于 0.25 m，桩基埋入人为上限以下不小于 4 m。主要是考虑人为上限附近的冻土温度较高，且不稳定，冻土承载能力较低，压缩性较大，不宜作为地基，并且还应保证基底不受法向冻胀力的作用。桩基础要同时承受垂直力

和水平力，所以要有一定的安全量和嵌固深度。

采用容许融化原则设计时，基底埋置深度可根据地基土的冻胀类别按本规范第1.0.9条与第1.0.10条规定办理，同时还应考虑地基容许承载能力与容许沉降量不得超过规定值。若地基为不冻胀土时，基底埋置深度可不受季节冻深的限制。

各种地基设计原则，均应确定多年冻土的人为上限，即建筑物在长期使用过程中冻土地基稳定的上部界限，其值本可根据建筑物及基础形式通过热力计算确定，但目前一般热传导计算方法均不适用于桥涵地基多维传热的情况，同时有关参数的影响因素很多，误差较大，很难用一个公式准确地表达出来。在勘测设计时，可根据本地区冻土的稳定状况，深入调查已成桥涵建筑物冻土人为上限变化规律与天然上限的关系，作为确定该地区桥涵地基人为上限的依据。如无条件时，可参考各地区的经验公式确定。

季节融化深度（上限）和季节冻结深度的确定，可直接采用勘探方法。多年冻土上限的最大融化深度季节是9月下旬至10月上旬。多年冻土地区的最大季节冻深期间为4～5月，东北、内蒙和西北等非多年冻土地区的最大季节冻深期间为3月份。关于多年冻土上限深度和季节冻土的最大冻深，各地区还有不少经验公式或实测数据，但均有一定的局限性，故规范中未列入，设计时可结合本地区的具体情况选用。

8.3.9 冻土地基融化时的总沉降量由三部分组成，即

（1）融化下沉量，系指冻土解冻后土中冰变成水，体积缩小和在融化过程中由于土自重作用，土中部分水被挤出，而土颗粒重新排列所产生的下沉量，即公式中的1项。

（2）压缩下沉量，系指融化下沉完成后，由于受外部荷载和土自重作用而产生的压缩下沉量，即公式中的2、3项。

（3）融化层下冻土的压缩量，对温度较低的冻土（与融化下沉量相比），其值较小，且测定极不方便，在一般工程设计中可

忽略不计，但对高温冻土和重要工程应在安全系数中予以考虑。

冻土的融化下沉主要受热过程控制，建筑物竣工初期沉降量不大（预先融化的除外），大部分沉降量是随基底冻土融化深度加大而逐渐完成的，当冻土融化深度达到极大值时，地基沉降量才趋稳定。一般在施工二、三年后沉降量最大，五至七年后趋于稳定。在一年夏、秋季为沉降阶段，冬、春季为相对稳定阶段。当采用预先融化时，建筑物施工后的地基沉降量，必须控制在容许范围内，以免引起桥涵的破坏，其解决的办法是，预融一定深度，加深基础或挖除换填等，使其下部残留厚度的沉降量不超过容许值，但这些深度可根据人为上限深度和容许沉降值由计算确定。

关于沉降计算中的融沉系数（A_i）、压缩系数（α_i），由于影响因素较多，各地区均存在一定的差异性，一般应由试验确定。当无试验资料或因条件限制不能进行时，可按下列公式计算或查表确定：

（1）融沉系数

黏性土：$A_i = 26.82\ln w_A - 77.63(\%)$　$18\% \leqslant w_A \leqslant 150\%$

（说明 8.3.9—1）

（宜用于东北地区）

砾石、碎石土、砂土、黏性土、重黏土：

（Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类冻土）　$A_i = K_1(w_A - w_0)$

（说明 8.3.9—2）

（Ⅴ类冻土）　$A_i = 3\sqrt{w_c - w_0} + A_0$　（说明 8.3.9—3）

式中　w_A——冻土总含水率（%）；

w_0——起始融沉含水率，可按说明表 8.3.9—1 确定；

K_1——经验系数，可按说明表 8.3.9—1 确定；

$w_c = w_p + 35$ 时的含水率，对粗颗粒土可用 w_0 代替 w_p；当无实测资料时，可按说明表 8.3.9—2 确定；

A_0——相当于 $w_A = w_c$ 之 A_i 值，可按说明表 8.3.9—2 确定。

说明表 8.3.9—1　K_1、w_0 值

参数 \ 土质	砾石、碎石土	砂　土	黏性土	重黏土
K_1	0.5	0.60	0.70	0.60
w_0（%）	11.0	14.0	18.0	23.0

注：碎石、砾石土当粉黏粒含量＜12%者，K_1 取 0.4。

说明表 8.3.9—2　w_c、A_0 值

参数 \ 土质	砾石、碎石土	砂　土	黏性土	重黏土
w_c(%)	46	49	52	58
A_0(%)	18	20	25	20

注：砾石、碎石土当粉黏粒含量＜12%者，w_c 取 44，A_0 取 14。

(2) 压缩系数 α_i

黏性土：$\alpha_i = 0.01485\ln w_A - 0.0178 \quad 18\% \leqslant w_A \leqslant 110\%$

（宜用于东北地区）

砾石、碎石土、砂土、黏性土按说明表 8.3.9—3 采用。

说明表 8.3.9—3　各种冻土融化后之 α_i 值

α_i (MPa^{-1}) \ 土质及基底应力 σ_c (MPa)；冻土干容重 γ_d (kN/m^3)	砾石、碎石土 σ_c = 0.01～0.108	砂土 σ_c = 0.01～0.206	黏性土 σ_c = 0.01～0.206
20.6	0.00		
19.6	0.102		
18.6	0.204	0.00	0.00
17.7	0.306	0.122	0.153
16.7	0.408	0.245	0.306

续说明表 8.3.9—3

土质及基底应力 σ_c（MPa） α_i（MPa^{-1}） 冻土干容重 γ_d（kN/m^3）	碎石、碎石土 σ_c= 0.01～0.108	砂土 σ_c= 0.01～0.206	黏性土 σ_c= 0.01～0.206
15.7	0.408	0.367	0.459
14.7	0.408	0.489	0.612
13.7	0.408	0.489	0.765
12.8	0.306	0.489	0.765
11.8	0.306	0.489	0.714
10.8	0.255	0.408	0.714
9.8	0.255	0.357	0.612
8.8	0.204	0.306	0.510
7.8		0.255	0.408
6.9			

注：1. 当外部压力超过表列压力时，采用表列数值偏于安全。
2. 表列数值可内插。
3. 表中 σ_c——基底压应力（MPa）；γ_d——冻土干容重（kN/m^3）。
4. 重黏土之 α_i 值可将黏性土值适当放大使用。

8.3.10 土在冻结过程中，由于水分迁移和相变的结果，其原状土结构遭受破坏，在外荷载及土自重作用下，融化下沉范围内的土体均要产生下沉。所以本条规定，当融化层厚度大于压缩层厚度时，对土自重压力下沉和融化下沉应算至融化层的下限；而附加压力时，则等于压缩层的厚度。这个厚度可根据附加压力与土自重压力的比值按下式确定：

对于中等压缩性土（$0.001 \leqslant \alpha_i \leqslant 0.0049$）

$$P_{z'} = 0.2P_{\sigma_{z'}} \qquad \text{（说明 8.3.10—1）}$$

对于高压缩性土（$\alpha \geqslant 0.0049$）

$$P_{z'} = 0.1P_{\sigma_{z'}} \qquad \text{（说明 8.3.10—2）}$$

式中 $P_{z'}$——基础底面以下深度 z' 处的附加压力；

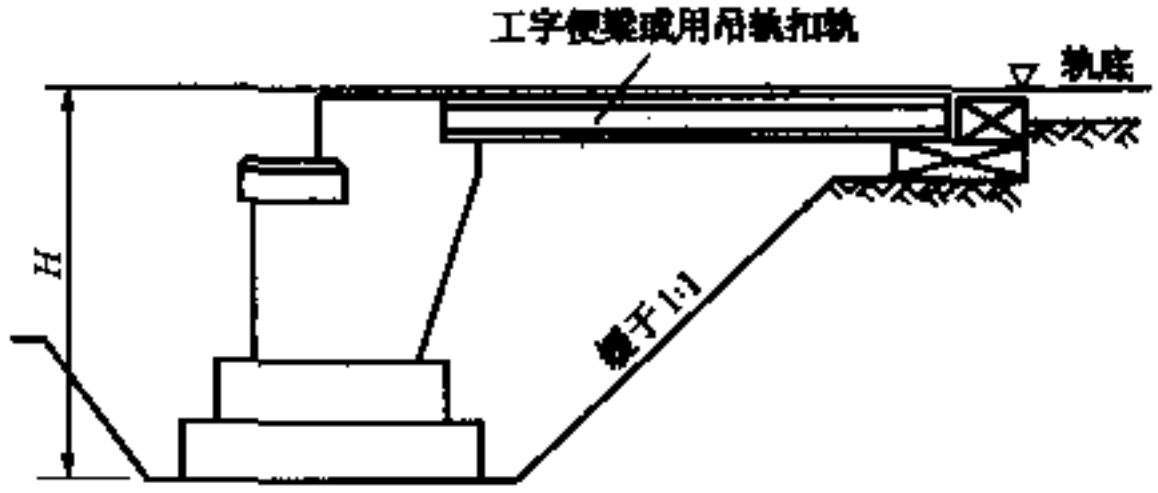
$P_{\sigma_z'}$——基础底面以下深度 z' 处的土自重压力。

8.3.11 根据嫩林线、牙林线的调查资料，涵洞的坍腰现象较多，且涵洞中心的下沉值都大大超过设计的建筑拱度。其产生原因是1959年《桥规》关于建筑拱度的规定值用于多年冻土地区是偏小的。因此本条规定，当采用容许融化原则设计的，应根据沉降量检算结果确定建筑拱度。采用保持冻结原则设计时，因基底处于冻结状态，仅在基础施工期间，由于混凝土的水化热影响，可能会引起少量的冻土融化，但其沉降量是很少的，所以涵洞的上拱度，可按现行《铁路桥涵设计基本规范》的原则确定。

9.0.1 桥梁墩台基础埋置深度是保证桥梁结构稳定、维护行车安全的主要因素之一。

桥梁墩台因洪水冲刷，将使墩台四周和基底的土流失，如果险情发生迅速，不及时抢救，可能出现墩台身倾倒。因此对既有桥墩台应进行冲刷检算，并结合历史洪水实际冲刷深度验证。在设计洪水冲刷线的条件下对基础承载力、稳定、沉降和位移等按本规范有关规定检算，如不能满足要求时，应视为基础埋深不足，按本条采取防护措施。

9.0.2 增建第二线桥时，必须采取措施防护既有线桥的行车安全，一般采用的防护措施分为两类：

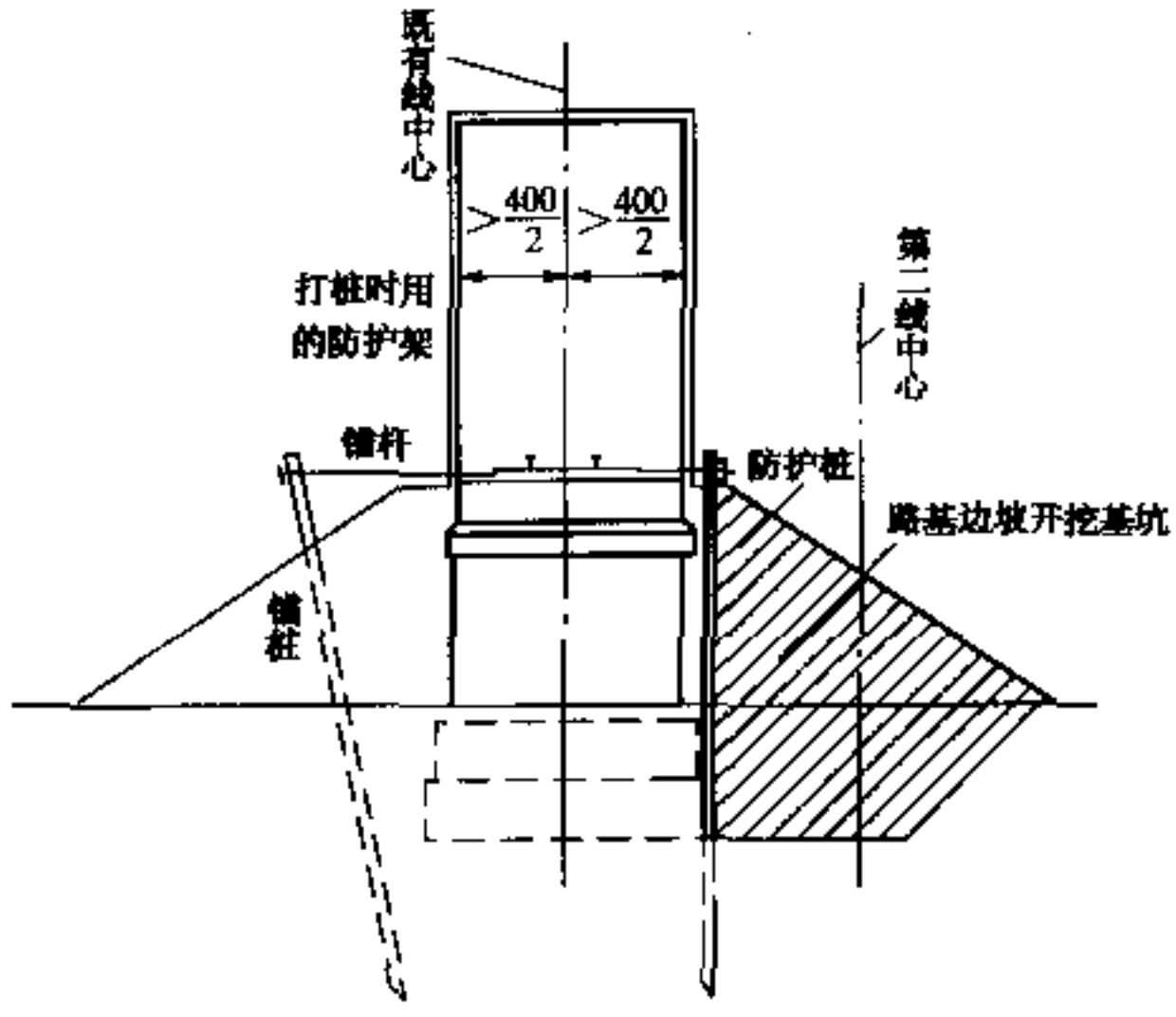


说明图 9.0.2—1 工字便梁防护示意图

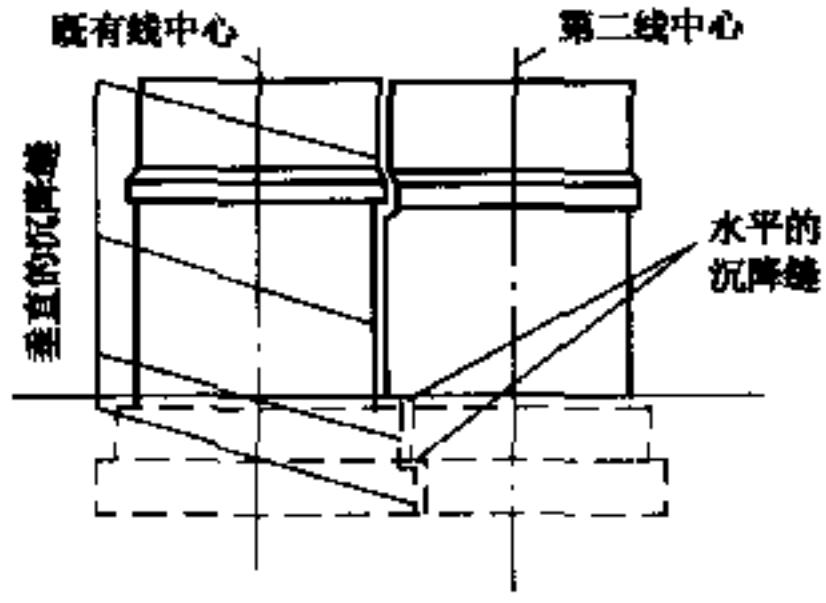
（1）在桥台后用吊轨、扣轨或工字梁等架便梁办法，使台后便梁跨间一段路基不承受由线路传来的列车荷载，并使第二线桥

挖基时，这一段路基土不致坍落，或即使坍落亦不影响行车。

（2）在桥台后沿线路方向打人防护板桩或排桩，此法两线间距应在 4.5 m 以上。当路基较高，打板桩时应加防护以保证行车安全。板（排）桩应适当向线路外侧远离，以减少土压，因此第二线与既有线的距离需要增加。

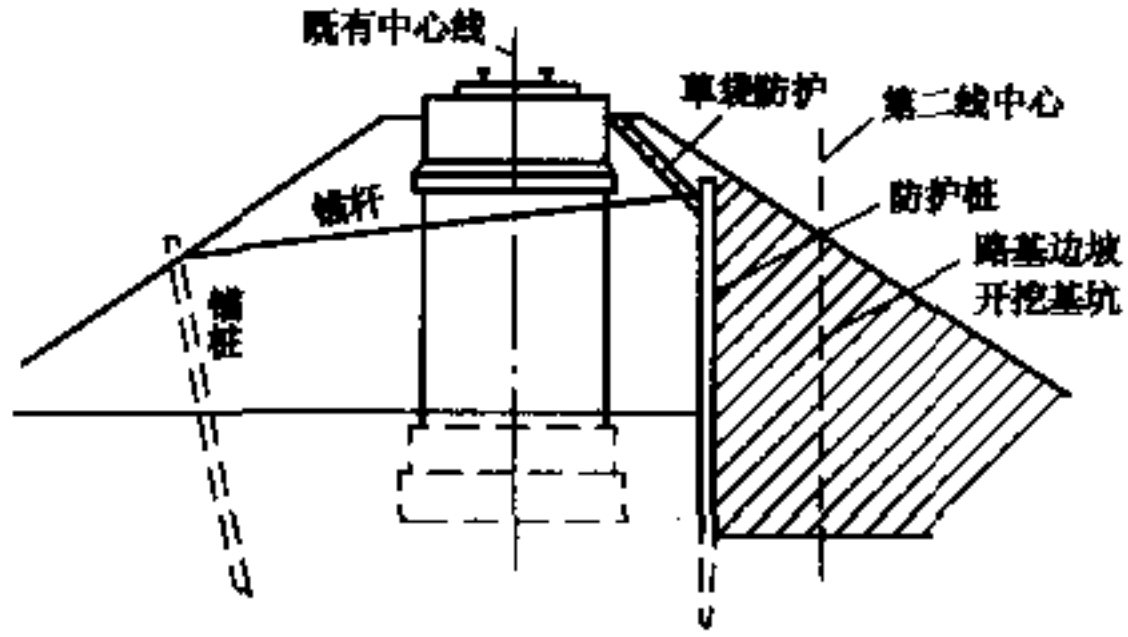


说明图 9.0.2—2　板（排）桩防护示意图（路基不甚高）



说明图 9.0.2—3　新旧桥基础分离式有部分重叠

有条件时新旧基础宜做成分离式，分离式基础两线相互影响较少，且计算时概念明确。新旧基础有部分重叠者多因既有桥基础较宽，在要求的两线间距内占用了第二线桥基的部分位置，为了保持分离状态，须设垂直的和水平的沉降缝。因第二线桥基础与线路中心线有偏心，故在计算时应考虑偏心影响。



说明图 9.0.2—4　排桩防护示意图（路基较高）

整体式基础的新旧砌体联结处容易断裂，计算不易切合实际，联结的牵钉凿孔施工也比较繁琐，故一般不宜采用。但在个别情况下，如车站内增加股道，线间距已固定，不得已时可考虑做成整体式。

附录 A

根据《铁路工程岩土分类标准》(TB 10077—2001）对原条文中的土、石分类表进行全面修改。原条文中的土、石的工程分级，用《铁路工程地质勘察规范》(TB 10012—2001）中的岩土施工工程分级代替。原条文中的季节性冻土分类表以《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB 10028—2001）中的季节融化土层的冻胀性分级代替。

D.0.1

（1）基本假定

①将土视作弹性变形介质，具有随深度成正比增长的地基系

数。

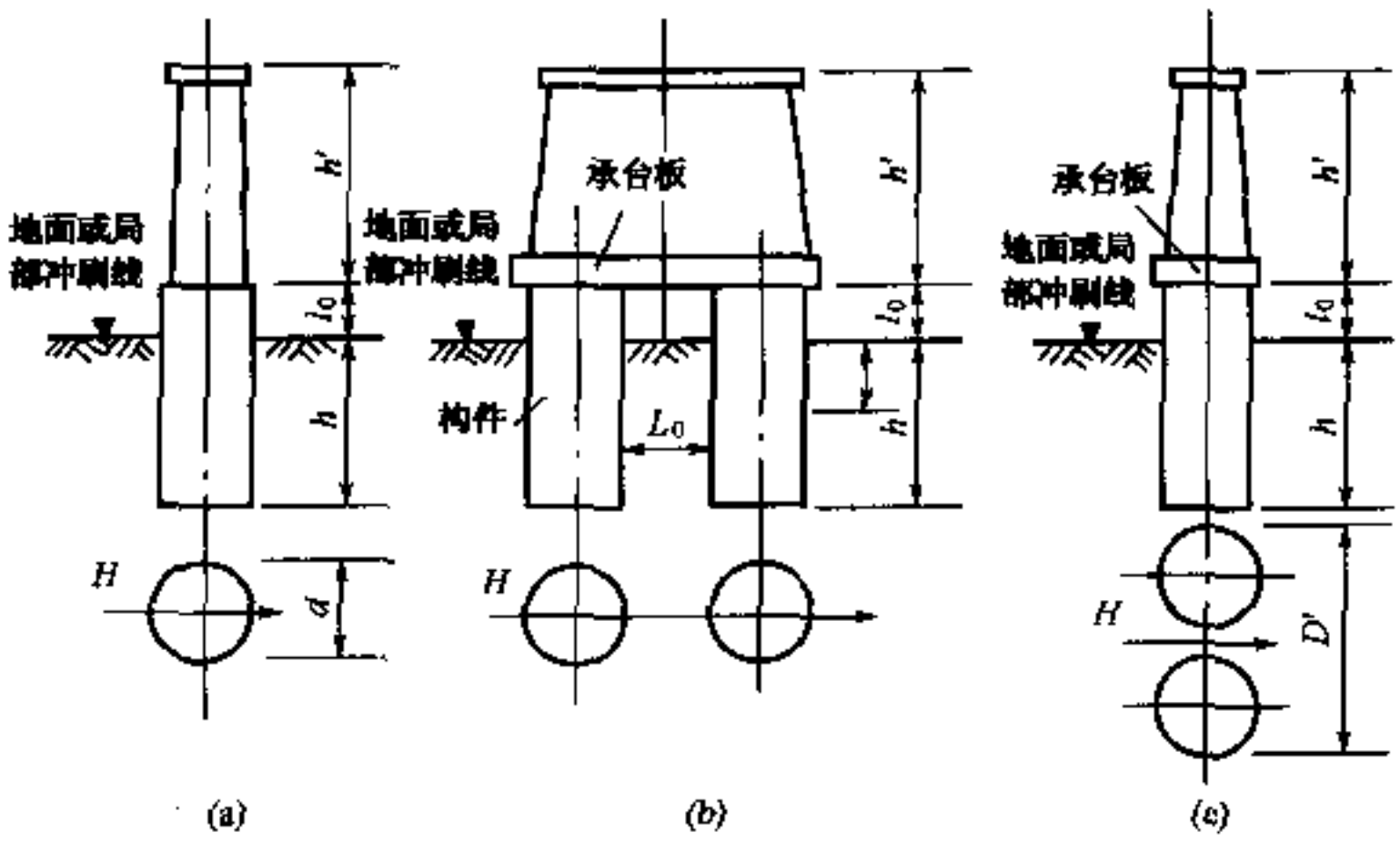
②计算中不考虑基础与土之间的黏着力和摩阻力。

③在水平压力和竖向压力作用下，任何深度处，土中的应力均用地基系数表示。

(2) 计算公式的推导

计算基础底面应力或土的竖向抗力时，按基础底面的实际面积考虑。但是，计算基础侧面土的水平抗力时，由于受力情况复杂，为计算简化，对各种截面形状的基础，根据其实际宽度或直径采取换算计算宽度 b_0 来计算，b_0 称为基础侧面土抗力的计算宽度。

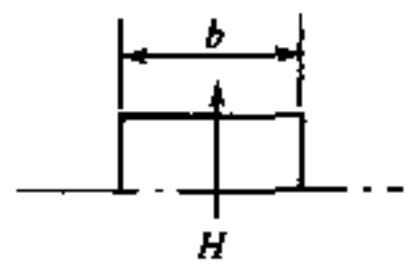
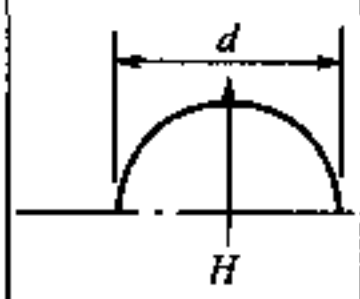
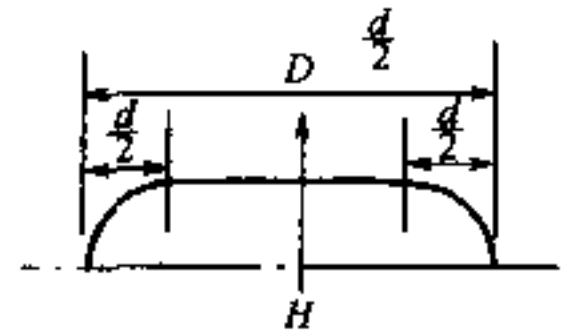
当基础为单个〔说明图 D.0.1 (a)〕或由位于与作用力平面相垂直的同一面内数个构件组成〔说明图 D.0.1(c)〕时，根据试验资料证明，基础的截面形状对基础的水平荷载承载力及基础作用于侧面土的水平压力图形有影响。曾经将不同尺寸的圆形和矩形基础，在各种土中施加水平力，进行比较的结果指出：直径为 d 的圆形基础与边宽等于 $0.9d$ 的矩形基础在承受水平力作用



说明图 9.0.2—4　排桩防护示意图（路基较高）

时，其侧面土被挤出情况下的临界水平荷载值相等。另外，还曾将不同尺寸圆形基础和矩形基础，使它们发生同样大小的倾斜角，比较它们需要施加的水平力。试验也证明：当矩形基础宽度为 $0.9d$ 时，这两种形式基础需要施加的水平力相等。因此，在计算基础侧面土抗力时，若将圆形基础当作矩形基础来计算，就必须将圆形基础的直径换算成受力相当的矩形基础宽度，亦即应将直径 d 乘以形状换算系数 k_f，显然，对于矩形基础来说，$k_f=1.0$；对圆形基础 $k_f=0.9$；对圆端形基础 $k_f=1-0.1\frac{d}{D}$（见说明表 D.0.1 所示）。

说明表 D.0.1　k_f 值

基础截面形状			
k_f 值	1.0	0.9	$1-0.1\frac{d}{D}$

基础承受水平荷载时，基础侧面土产生的抗力实际上应按空间情况考虑，但为了简化计算，将这种空间作用换算成平面情况，基础当作平面受力的矩形基础来考虑，因此，应对上述宽度乘以受力换算系数 k_0。试验认为：对于矩形基础，$k_0=1+\frac{1}{b}$；对于圆形基础，$k_0=1+\frac{1}{d}$；对于圆端形基础，$k_0=1+\frac{1}{D}$。

因此，计算基础侧面土的水平抗力时，其土抗力计算宽度 b_0 为

矩形基础　　$b_0=k_fk_0b=\left(1+\frac{1}{b}\right)b=b+1$

圆形基础　　$b_0=k_fk_0d=0.9\left(1+\frac{1}{d}\right)d=0.9(d+1)$

圆端形基础　$b_0 = k_f k_0 D = \left(1 - 0.1\frac{d}{D}\right)\left(1 + \frac{1}{D}\right)D$

$$= \left(1 - 0.1\frac{d}{D}\right)(D + 1)$$

试验证明，这些计算宽度的公式适用于单根直径或宽度等于和大于 1 m 的构件。当构件直径或宽度等于和小于 1 m 时，则应采用下列公式：

对于矩形基础的单个构件　$b_0 = 1.5b + 0.5$

对于圆形基础的单个构件　$b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$

对于圆端形基础的单个构件

$$b_0 = \left(1 - 0.1\frac{d}{D}\right)(1.5D + 0.5)$$

对位于与作用力平面相垂直的同一平面内 n 个构件组成的基础，其侧面土水平抗力的计算宽度等于 n 乘以上述计算宽度，但不得大于（$D' + 1$）m，这里 D'的意义如说明图 D.0.1（c）所示。

D.0.2

基础侧面深度 y 处土的水平地基系数 $C_y = my$，其中 m 为土的水平地基系数随深度变化的比例系数。深度 h 处基础底面土的竖向地基系数 $C_0 = m_0 h$，其中 m_0 为土的竖向地基系数随深度变化的比例系数。上述 m 和 m_0 应根据试验确定。当无试验资料时，可根据土的种类按说明表 D.0.2—1 查用。该表的 m 值是这样确定的：根据桩在地面处承受水平荷载作用的试验结果绘制荷载—位移关系曲线，从此曲线上找出相应于地面处水平位移为 6 mm的荷载值，然后反复假定 m 值，按后面所述基础的计算公式计算地面处的水平位移，直至地面处水平位移等于 6 mm，则 m 值即为该种土采用的数值。这里考虑到过去大量墩台桩基设计经验证明地面处水平位移均不超过 6 mm，否则墩台顶面位移太大，不能满足规范的要求。中国西北地区铁路桥梁桩基设计对于黄土一般采用 $m = 20\,000\ \mathrm{kPa/m^2}$。另外铁道科学院西北科学研究所在西北冻土中进行了桩的水平荷载试验，认为本规范所采用

的计算桩基办法基本上也可用于冻土区桩基设计。

说明表 D.0.2—1　非岩石地基 m 和 m_0 值

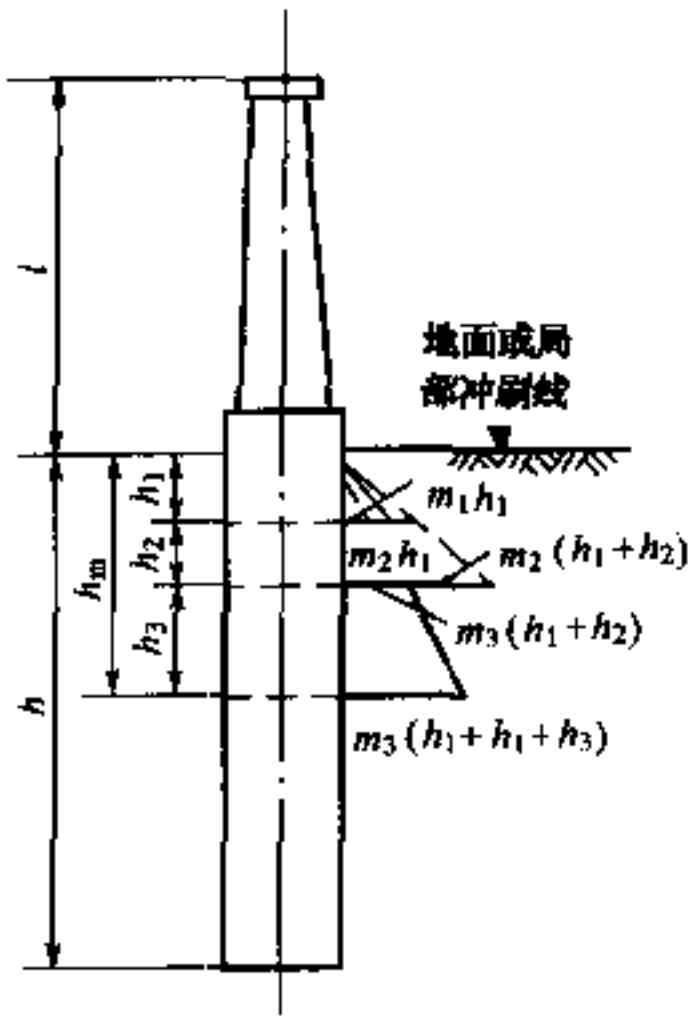
顺　号	土　的　名　称	m 和 m_0（kPa/m^2）
1	流塑黏性土 $I_L \geqslant 1$、淤泥	3000～5000
2	软塑黏性土 $1 > I_L \geqslant 0.5$、粉砂、粉土	5000～10000
3	硬塑黏性土 $0.5 > I_L > 0$、细砂、中砂	10000～20000
4	坚硬的黏性土、粗砂	20000～30000
5	角砾土、圆砾土、碎石土、卵石土	30000～80000
6	块石土、漂石土	80000～120000

注：本表可用于桩在地面处位移最大值不超过 6 mm 的情况，当位移大于 6 mm 时应适当降低。

本方法系假定基底以上存在同一种土层进行考虑的，因此当基础侧面为数种不同土层时，须将各土层的 m_i 换算成整个深度 h 内为一种土的 m 值。试验证明，靠近地面愈近的土，对于抵抗构件承受水平荷载的影响就愈大，到了一定深度 h_m 以下，土性质的变化对构件的水平位移的影响不大。这里可以采取自地面下 h_m 深度内的平均 m 值作为整个深度内的 m 值。当基础入土深度 $h > \frac{2.5}{\alpha}$ 时，采取 $h_m = 2(d+1)$ m，这里 d 为构件的平均直径（m），对于钢筋混凝土钻孔桩，d 为成孔桩径。当 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 时，构件可视为刚性者，采取 $h_m = h$，这里，α 为基础的变形系数，$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$，$b_0$ 为基础侧面土抗力的计算宽度，E 为基础材料的弹性模量，I 为基础的平均截面惯性矩，对于钢筋混凝土构件，通常采用 $EI = 0.8E_hI$，这里 E_h 为混凝土的受压弹性模量，I 为全截面惯性矩，m 为水平地基系数随深度变化的比例系数。按说明图 D.0.2 所示，当三层不同土层时，令换算前的地基系数图形面积与换算后的面积相等，即令

$$\frac{1}{2}mh_1^2+\frac{m_2h_1+m_2(h_1+h_2)}{2}h_2+\frac{m_3(h_1+h_2)+m_3(h_1+h_2+h_3)}{2}h_3=\frac{mh_m^2}{2}$$

$$m=\frac{m_1h_1^2+m_2(2h_1+h_2)h_2+m_3(2h_1+2h_2+h_3)h_3}{h_m^2}$$



说明图 D.0.2

当两层不同土层时，得

$$m=\frac{mh_1^2+m_2(2h_1+h_2)h_2}{h_m^2}$$

当基础支立于岩石上时，基础底面岩石的竖向地基系数 C_0 不随岩石的埋藏深度而变。C_0 可按说明表 D.0.2—2 查用，介于表内中间情况时，C_0 值用直线插入来确定。

说明表 D.0.2—2 岩石的竖向地基系数 C_0 值

R（kPa）	C_0（kPa/m）
1000	300000
25000	15000000

注：表中 R 为岩石单轴抗压强度。

假如基础侧面有斜坡或台阶（如沉井、沉箱），则 m 值按表中的数值减小使用。对于斜桩和斜管柱之类的结构，当其斜度不太大时（如 1/6～1/10），构件侧面的 m 值仍可近似采用上面说明表 D.0.2—1 中的数值，当斜坡较大时（如 1/4～1/5），m 值如何考虑是比较复杂的问题，一般认为应适当降低，但目前缺乏充分的资料，对其降低值难作出统一的规定。

当基础顶部与承台板联接，基础由位于外力作用面内的数个构件组成时〔图 D.0.1(b)〕，按刚架求出每一构件顶面所承受的外力 N_i、Q_i 和 M_i。对于这种结构，还必须考虑各构件相互作用对于 m 值的影响（参见 C.S.Desai，J.T.Christian 著《Numerical methods in geotechnical engineering》一书第 9—1 节），所以将 m 值乘以相互影响系数 k，当 $L_0 \geqslant 0.6h_0$ 时，$k=1.0$；当 $L_0 < 0.6h_0$ 时，k 值小于 1，并按下式确定：

$$k = C + \frac{1-C}{0.6} \cdot \frac{L_0}{h_0}$$

式中 h_0——构件埋入局部冲刷线以下的计算深度（m），$h_0 = 3(d+1)$，不得大于入土全长 h；

C——随构件数 n 而异的系数，

当 $n=1$ 时，$C=1.0$；

当 $n=2$ 时，$C=0.6$；

当 $n=3$ 时，$C=0.5$；

当 $n \geqslant 4$ 时，$C=0.45$；

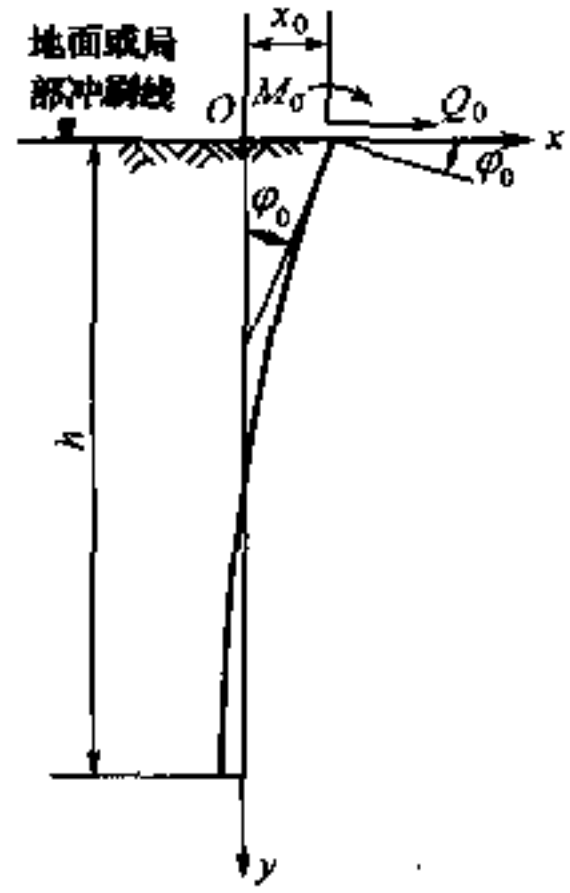
L_0——两桩之间的净距离（对于钻孔桩则为两桩成孔桩径之间的净距离）。

D.0.3

（1）一般情况下基础计算公式

①一般情况下，进行基础计算时均应考虑基础的实际刚度。对于说明图 D.0.1（a）和说明图 D.0.1（c）所示基础，均可视为固定于土中的弹性单个柱形基础来考虑。对于说明图 C.0.1

(b) 和图 D.0.3—7 所示基础，则可按下部弹性固定于土中，上端藉刚性承台板刚性联结的框架来考虑。这两种情况的基本公式的推导如下。



说明图 D.0.3—1

假设说明图 D.0.3—1 所示基础为埋置于土内的弹性柱或称弹性构件，其侧面土抗力的计算宽度为 b_0，该柱或构件的顶端与地面相平，地面处作用有力矩 M_0、横向力 Q_0，产生横向位移 x_0、转角 φ_0（我们规定该图中顺 Ox 轴正方向的横向位移 x_0 为正值，逆时针方向的转角 φ_0 为正值，构件左侧纤维受拉时弯矩 M_0 为正值，顺 Ox 轴正方向的横向力 Q_0 为正值，因此说明图 D.0.3—1 中所示的 M_0、Q_0 和 x_0 均为正值，φ_0 为负值）。

对于这种弹性柱进行内力分析和确定其弹性曲线，早在三四十年前甚至更早一些时候就成为人们所研究的课题。直到目前为止，提出解决这个问题的办法大多还是应用弹性地基梁的计算理论，采用文克勒（E.Winkler）于 1867 年发表的假设：即假定作用于柱上的侧向土抗力等于土的侧向地基系数与挠度（或谓位移）的乘积。但是，由于对地基系数在土中变化规律不同，产生了不同的计算方法。有采用地基系数为一常数，而不随深度变化者，由于地面处位移最大，因而就得出地面处土的反力为最大的结论，许多试验证明这种结论是有问题的；还有认为黏性土的地基系数在地面处不为零，而砂土的地基系数在地面处为零，并随深度增大。至于地基系数随深度增大的规律，有的认为是曲线形，也有的认为是一直线。但是，地基系数随深度成直线增长，且地面处地基系数等于零的假定，便于计算，虽然表面上看来地基系数随深度无限增大似乎不合理，但由于构件身的横向变位随

深度很快地减小，深度愈深，变位愈小，因此二者相乘的结果还是很小的。我国铁路部门和公路部门许多单位曾做过不少研究，认为：采用地基系数随深度成直线增长的变化规律，一般来说，计算结果与实际情况比较相符，因此，本规范采取了这种变化规律。

假定沿地面或局部冲刷线为 x 轴，沿柱（或称构件）身轴线为 y 轴，并假定柱作用于土上的横向压应力等于柱上各点横向位移 x 与该点土的侧向地基系数 C_y 的乘积，由于 C_y 随深度 y 变化，即 $C_y = my$，所以任一深度 y 处土作用于柱上的水平抗力为 $myxb_0$，这里 m 代表水平地基系数随深度变化的比例系数，其值可根据土的类别按说明表 D.0.2—1 查用。当柱挠曲时柱侧土会产生平行于柱轴的土阻力，由于该阻力相当小，在分析中可以略去不计。根据材料力学，这种弹性柱的弹性曲线微分方程为（见说明图 D.0.3—1）：

$$EI\frac{d^4x}{dy^4} + P_y\frac{d^2x}{dy^2} + myxb_0 = 0$$

式中 P_y 为柱的轴向荷载。通常由于 P_y 的作用影响很小，可将 $P_y\frac{d^2x}{dy^2}$项略去不考虑（如考虑 P_y 的作用影响，上列微分的求解将较复杂），因此该式成为

$$EI = \frac{d^4x}{dy^4} = -myxb_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—1）}$$

并且

$$x_{(y-0)} = x_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—2）}$$

$$\frac{dx}{dy_{(y=0)}} = \varphi_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—3）}$$

$$EI\frac{d^2x}{dy^2_{(y=0)}} = M_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—4）}$$

$$EI\frac{d^3x}{dy^3_{(y-0)}} = Q_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—5）}$$

按微分方程解析理论可假设方程（说明 D.0.3—1）之解为一幂级数：

$$x = \sum_{i=0}^{\infty} a_i y^i \qquad \text{（说明 D.0.3—6）}$$

其中 a_i 为常数。

对式（说明 D.0.3—6）求 1～4 阶导数：

$$\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}y} = \sum_{i=1}^{\infty} i a_i y^{i-1} \qquad \text{（说明 D.0.3—7）}$$

$$\frac{\mathrm{d}^2x}{\mathrm{d}y^2} = \sum_{i=2}^{\infty} i(i-1) a_i y^{i-2} \qquad \text{（说明 D.0.3—8）}$$

$$\frac{\mathrm{d}^3x}{\mathrm{d}y^3} = \sum_{i=3}^{\infty} i(i-1)(i-2) a_i y^{i-3}$$

（说明 D.0.3—9）

$$\frac{\mathrm{d}^4x}{\mathrm{d}y^4} = \sum_{i=4}^{\infty} i(i-1)(i-2)(i-4) a_i y^{i-4}$$

（说明 D.0.3—10）

将式（说明 D.0.3—6）和式（说明 D.0.3—10）代入式（说明 D.0.3—1），得

$$\sum_{i=4}^{\infty} (i-3)(i-2)(i-1) i a_i y^{i-4} = -\frac{mb_0}{EI} \sum_{i=4}^{\infty} a_i y^{i+1}$$

因为假定式（说明 D.0.3—6）是微分方程式（说明 D.0.3—1）之解，那么上式应为一恒等式，即

$$\sum_{i=4}^{\infty} (i-3)(i-2)(i-1) i a_i y^{i-4} = -\frac{mb_0}{EI} \sum_{i=4}^{\infty} a_i y^{i+1}$$

（说明 D.0.3—11）

式（说明 D.0.3—11）两边 y 之幂次相同项的系数应该相等，故可展开式（说明 D.0.3—11），并改写为

$$1\cdot2\cdot3\cdot4a_4 + 2\cdot3\cdot4\cdot5a_5 y + 3\cdot4\cdot5\cdot6a_6 y^2$$

$$+ 4\cdot5\cdot6\cdot7a_7 y^3 + 5\cdot6\cdot7\cdot8a_8 y^4 + \cdots +$$

$$(n+1)(n+2)(n+3)(n+4)a_{n+4}y^n+\cdots$$

$$=-\frac{mb_0}{EI}(a_0y+a_1y^2+a_2y^3+a_3y^4+\cdots+a_ny^{n+1}+\cdots)$$

比较此等式的两边，得出系数：

$$a_4=0 \qquad \text{（说明 D.0.3—12）}$$

$$a_5=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{1}{5!}a_0$$

$$a_6=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{1}{3\cdot4\cdot5\cdot6}a_1=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{2!}{6!}a_1$$

$$a_7=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{1}{4\cdot5\cdot6\cdot7}a_2=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{3!}{7!}a_2$$

$$a_8=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{1}{5\cdot6\cdot7\cdot8}a_3=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{4!}{8!}a_3$$

$$a_9=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{5!}{9!}a_4$$

$$\vdots$$

由此可见，除 $a_4=0$ 外，其余各系数的通式为

$$a_{n+4}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{a_{n-1}}{(n+4)(n+3)(n+2)(n+1)}$$

（说明 D.0.3—13）

式中　$n=1$，2，3，4…

根据式（说明 D.0.3—12）、式（说明 D.0.3—13），上面各系数又可逐次改写成：

$a_{5k-1}=0$（当 $k=1$ 时，$a_{5k-1}=a_4$，因为 $a_4=0$，故 $a_{5k-1}=0$；当 $k=2$ 时，$a_{5k-1}=a_9=0$；当 $k=3$ 时，$a_{5k-1}=a_{14}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{10!}{14!}a_9=0$，故 $a_{5k-1}=0$）；

a_{5k}是 a_0 的倍数（例如：当 $k=1$ 时，$a_{5k}=a_5$）因为 $a_5=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{a_0}{5!}$，故 $a_{5k}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{a_0}{5!}$，当 $k=2$ 时，

按式（说明 D.0.3—13）$a_{10}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{a_5}{10\cdot9\cdot8\cdot7}$将 a_5 代入此式，则$a_{10}=(-1)^2\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^2\frac{6}{10}a_0$ 又如当 $k=3$ 时，

按式（说明 D.0.3—13）

$$a_{15}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{a_{10}}{15\cdot14\cdot13\cdot12}=-\frac{mb_0}{EI}\cdot\frac{11}{15\cdot14\cdot13\cdot12\cdot11}a_{10}$$

$$=(-1)^3\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^3\frac{6\cdot11}{15!}a_0;$$

a_{5k+1}是 a_1 的倍数（理由同上）；

a_{5k+2}是 a_2 的倍数（理由同上）；

a_{5k+3}是 a_3 的倍数（理由同上）；

上面各式中 $k=1$，2，3，4…

倘用通式表示，则上面诸系数可写成：

$$a_{5k-1}=0$$

$$\left.\begin{aligned}
a_{5k}&=(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-4)!!}{(5k)!}a_0\\
a_{5k+1}&=(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!}a_1\\
a_{5k+2}&=(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{2(5k-2)!!}{(5k+2)!}a_2\\
a_{5k+3}&=(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{6(5k-1)!!}{(5k+3)!}a_3
\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—14）

上面各式中 $k=1$，2，3，4…

式（说明 D.0.3—14）中的 $(5k-4)!!$、$(5k-3)!!$、$(5k-2)!!$ 及 $(5k-1)!!$ 均仅作为一种符号，它所表示的意义如下：

$$(5k-4)!!=(5k-4)[5(k-1)-4][5(k-2)-4]\cdots$$
$$(5\cdot3-4)(5\cdot2-4)(5\cdot1-4)$$

假如 $k=4$，则$(5k-4)!!=(5\cdot4-4)(5\cdot3-4)$

$$(5\cdot 2-4)(5\cdot 1-4)$$

$$=(20-4)(15-4)$$

$$(10-4)(5-4)$$

$$=16\cdot 11\cdot 6\cdot 1$$

从式（说明 D.0.3—6）、式（说明 D.0.3—14）得

$$x=\sum_{i=0}^{\infty}a_i y^i$$

$$=a_0+a_1y+a_2y^2+a_3y^3+a_4y^4+a_5y^5+\cdots$$

$$=a_0+a_1y+a_2y^2+a_3y^3+\sum_{k=1}^{\infty}a_{5k-1}y^{5k-1}$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}a_{5k}y^{5k}+\sum_{k=1}^{\infty}a_{5k+1}y^{5k+1}$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}a_{5k+2}y^{5k+2}+\sum_{k=1}^{\infty}a_{5k+3}y^{5k+3}$$

$$=a_0+a_1y+a_2y^2+a_3y^3+0$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-4)!!}{(5k)!}a_0y^{5k}$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!}a_1y^{5k+1}$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{2(5k-2)!!}{(5k+2)!}a_2y^{5k+2}$$

$$+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{6(5k-1)!!}{(5k+3)!}a_3y^{5k+3}$$

$$=a_0\left(1+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-4)!!}{5k!}y^{5k}\right)$$

$$+a_1\left(y+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!}y^{5k+1}\right)$$

$$a_2\left(y^2+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{2(5k-2)!!}{(5k+2)!}y^{5k+2}\right)$$

$$a_3\left(y^3+\sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k\frac{6(5k-1)!!}{(5k+3)!}y^{5k+3}\right)$$

$$= a_0 x_0(y) + a_1 x_1(y) + a_2 x_2(y) + a_3 x_3(y)$$

（说明 D.0.3—15）

式中

$$\left.\begin{aligned} x_0(y) &= 1 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k \frac{(5k-4)!!}{(5k)!}y^{5k} \\ x_1(y) &= y + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k \frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!}y^{5k+1} \\ x_2(y) &= y^2 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k \frac{2(5k-2)!!}{(5k+2)!}y^{5k+2} \\ x_3(y) &= y^3 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k\left(\frac{mb_0}{EI}\right)^k \frac{6(5k-1)!!}{(5k+3)!}y^{5k+3} \end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—16）

令 $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$，因此 $\frac{mb_0}{EI} = \alpha^5$，将此式代入上式，则

$$\left.\begin{aligned} x_0(y) &= 1 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-4)!!}{(5k)!}(\alpha y)^{5k} \\ x_1(y) &= y + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!}\cdot\frac{1}{\alpha}(\alpha y)^{5k+1} \\ x_2(y) &= y^2 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-2)!!}{(5k+2)!}\cdot\frac{2}{\alpha^2}(\alpha y)^{5k+2} \\ x_3(y) &= y^3 + \sum_{k=1}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-1)!!}{(5k+3)!}\frac{6}{\alpha^3}(\alpha y)^{5k+3} \end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—17）

将初始条件代入式（说明 D.0.3—15），便可得出系数 a_0、a_1、a_2 和 a_3。

从式（说明 D.0.3—16）得知，当 $y=0$ 时，$x_0(0)=1$，$x_1(0)=0$，$x_2(0)\approx 0$，$x_3(0)=0$，故 $a_0 = x_0$。

对式（说明 D.0.3—17）中每一式求一阶导数，并将 $y=0$ 代入，显然，除 $x_1(y)$ 导数中的第一项不为零外，其余均等于

零，故从式（D.0.3—15）得

$$\frac{dx}{dy_{(y=0)}} \approx a_1$$

由于式（说明 D.0.3—3）$\frac{dx}{dy_{(y=0)}} = \varphi_0$，所以 $a_1 = \varphi_0$。同理得出

$$\frac{d^2x}{dy^2_{(y=0)}} = \frac{M_0}{EI} \approx 2a_2$$

$$\frac{d^3x}{dy^3_{(y=0)}} = \frac{Q_0}{EI} \approx 6a_3$$

所以

$$a_2 \approx \frac{1}{2} M_0 \frac{1}{EI}$$

$$a_3 \approx \frac{1}{6} M_0 \frac{1}{EI}$$

故式（说明 D.0.3—15）可写成

$$x = x_0 \cdot x_0(y) + \varphi_0 \cdot x_1(y) + \frac{M_0}{2EI} x_2(y) + \frac{Q_0}{6EI} x_3(y)$$

（说明 D.0.3—18）

亦可改写成

$$x = x_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_1$$

（说明 D.0.3—19）

式中

$$A_1 \approx x_0(y) = 1 + \sum_{k=0}^{\infty} (-1)^k \frac{(5k-4)}{(5k)} (\alpha y)^{5k}$$

$$\approx 1 - \frac{(\alpha y)^5}{5!} + \frac{1 \cdot 6}{10!} (\alpha y)^{10} - \frac{1 \cdot 6 \cdot 11}{15!} (\alpha y)^{15}$$

$$+ \frac{1 \cdot 6 \cdot 11 \cdot 16}{20!} (\alpha y)^{20}$$

$$- \frac{1 \cdot 6 \cdot 11 \cdot 16 \cdot 21}{25!} (\alpha y)^{25} + \cdots$$

因为根据说明图 D.0.3—1，式（说明 D.0.3—18）和式（说明 D.0.3—19）中的 φ_0 实际为负值，故

$$\frac{\varphi_0}{\alpha}B_1 = \varphi_0 x_1(y)$$

则得

$$B_1 = \alpha x_1(y)$$

$$= \alpha\left[y + \sum_{k=0}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-3)!!}{(5k+1)!} \cdot \frac{1}{\alpha}(\alpha y)^{5k+1}\right]$$

$$= \alpha y - \frac{2}{6!}(\alpha y)^6 + \frac{2 \cdot 7}{11!}(\alpha y)^{11} \cdots$$

$$C_1 = \frac{\alpha^2}{2}x_2(y)$$

$$= \frac{\alpha^2}{2}\left[y^2 + \sum_{k=0}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-2)!!}{(5k+2)!} \cdot \frac{2}{\alpha^2}(\alpha y)^{5k+2}\right]$$

$$= \frac{1}{2!}(\alpha y)^2 - \frac{3}{7!}(\alpha y)^7 + \frac{3 \cdot 8}{12!}(\alpha y)^{12} - \cdots$$

$$D_1 = \frac{\alpha^3}{6}x_3(y)$$

$$= \frac{\alpha^3}{6}\left[y^3 + \sum_{k=0}^{\infty}(-1)^k \frac{(5k-1)!!}{(5k+3)!} \cdot \frac{6}{\alpha^3}(\alpha y)^{5k+3}\right]$$

$$= \frac{1}{3!}(\alpha y)^3 - \frac{4}{8!}(\alpha y)^8 + \frac{4 \cdot 9}{13!}(\alpha y)^{13} - \frac{4 \cdot 9 \cdot 14}{18!}(\alpha y)^{18} + \cdots$$

对式（说明 D.0.3—19）求导数，得

$$\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}y} = \varphi = x_0 \alpha A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha}\alpha B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}\alpha C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI}\alpha D_2$$

（说明 D.0.3—20）

或

$$\frac{\varphi}{\alpha} = x_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI}D_2$$

（说明 D.0.3—21）

式中 A_2、B_2、C_2、D_2 是分别对 A_1、B_1、C_1、D_1 求导数并除以 α 而得

$$\left.\begin{aligned}
A_2 &= -\frac{(\alpha y)^4}{4!}+6\frac{(\alpha y)^9}{9!}-6\cdot 11\frac{(\alpha y)^{14}}{14!}+6\cdot 11\cdot 16\frac{(\alpha y)^{19}}{19!}-\cdots\\
B_2 &= 1-2\frac{(\alpha y)^5}{5!}+2\cdot 7\frac{(\alpha y)^{10}}{10!}-2\cdot 7\cdot 12\frac{(\alpha y)^{15}}{15!}+\cdots\\
C_2 &= \alpha y-3\frac{(\alpha y)^6}{6!}+3\cdot 8\frac{(\alpha y)^{11}}{11!}-3\cdot 8\cdot 13\frac{(\alpha y)^{16}}{16!}+\cdots\\
D_2 &= \frac{(\alpha y)^2}{2!}-4\frac{(\alpha y)^7}{7!}+4\cdot 9\frac{(\alpha y)^{12}}{12!}-4\cdot 9\cdot 14\frac{(\alpha y)^{17}}{17!}+\cdots
\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—22）

将式（说明 D.0.3—21）求导数，得

$$\frac{\mathrm{d}^2x}{\mathrm{d}^2y}=x_0\alpha^2A_3+\frac{\varphi_0}{a}\alpha^2B_3+\frac{M_0}{\alpha^2EI}\alpha^2C_3+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}\alpha^2D_3$$

（说明 D.0.3—23）

因为根据材料力学

$$\frac{\mathrm{d}^2x}{\mathrm{d}y^2}=\frac{M}{EI}$$

故式（说明 D.0.3—23）变为

$$\frac{M}{\alpha^2EI}=x_0A_3+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_3+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_3+\frac{Q_0}{\alpha^3EI}D_3$$

（说明 D.0.3—24）

其中 A_3、B_3、C_3、D_3 是分别对 A_2、B_2、C_2、D_2 求导数并除以 α 而得

$$\left.\begin{aligned}
A_3 &= -\frac{(\alpha y)^3}{3!}+6\frac{(\alpha y)^8}{8!}-6\cdot 11\frac{(\alpha y)^{13}}{13!}+6\cdot 11\cdot 16\frac{(\alpha y)^{18}}{18!}-\cdots\\
B_3 &= -2\frac{(\alpha y)^4}{4!}+2\cdot 7\frac{(\alpha y)^9}{9!}-2\cdot 7\cdot 12\frac{(\alpha y)^{14}}{14!}+\cdots\\
C_3 &= 1-3\frac{(\alpha y)^5}{5!}+3\cdot 8\frac{(\alpha y)^{10}}{10!}-3\cdot 8\cdot 13\frac{(\alpha y)^{15}}{15!}+\cdots\\
D_3 &= \alpha y-4\frac{(\alpha y)^6}{6!}+4\cdot 9\frac{(\alpha y)^{11}}{11!}-4\cdot 9\cdot 14\frac{(\alpha y)^{16}}{16!}+\cdots
\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—25）

对式（说明 D.0.3—23）求导数，得

$$\frac{d^3x}{dy^3} = x_0\alpha^3 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha}\alpha^3 B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}\alpha^3 C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI}\alpha^3 D_4$$

（说明 D.0.3—26）

因为根据材料力学

$$\frac{d^3x}{dy^3} = \frac{Q}{EI}$$

$$\frac{Q}{\alpha^3 EI} = x_0 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 EI} D_4$$

（说明 D.0.3—27）

其中，A_4、B_4、C_4、D_4 是分别对 A_3、B_3、C_3、D_3 求导数并除以 α 而得

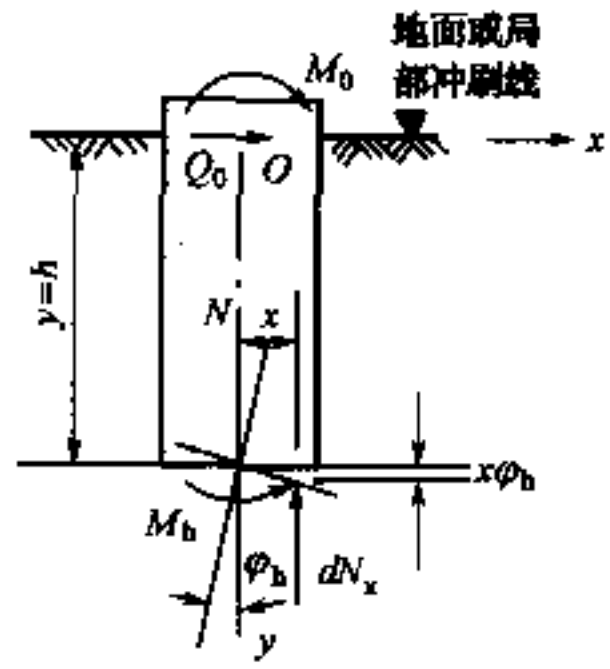
$$\left.\begin{aligned}
A_4 &= -\frac{(\alpha y)^2}{2!} + 6\frac{(\alpha y)^7}{7!} - 6\cdot 11\frac{(\alpha y)^{12}}{12!} + 6\cdot 11\cdot 16\frac{(\alpha y)^{17}}{17!} - \cdots \\
B_4 &= -2\frac{(\alpha y)^3}{3!} + 2\cdot 7\frac{(\alpha y)^8}{8!} - 2\cdot 7\cdot 12\frac{(\alpha y)^{13}}{13!} + \cdots \\
C_4 &= -3\frac{(\alpha y)^4}{4!} + 3\cdot 8\frac{(\alpha y)^9}{9!} - 3\cdot 8\cdot 13\frac{(\alpha y)^{14}}{14!} + \cdots \\
D_4 &= 1 - 4\frac{(\alpha y)^5}{5!} + 4\cdot 9\frac{(\alpha y)^{10}}{10!} - 4\cdot 9\cdot 14\frac{(\alpha y)^{15}}{15!} + \cdots
\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—28）

上面 A_1、B_1、C_1、D_1，A_2、B_2、…，C_4 及 D_4 系数可根据不同的换算深度 $\overline{h} = \alpha y$ 编成表，见本规范附录 D 表 D.0.3—1，表中的这些系数值都是没有量纲的。从式（说明 D.0.3—19）、式（说明 D.0.3—21）、式（说明 D.0.3—24）、式（说明 D.0.3—27）看出杆件中位于地面以下 y 处的 x、φ、M 和 Q 均藉初参数 x_0、φ_0、M_0 和 Q_0 来表达。

深置基础可分为埋置于非岩石地基中（包括支立于岩石风化层内、支立于岩石面上等情况）和支立并嵌固于岩石内两种情况。这里先讨论埋置于非岩石地基中（包括支立于岩石风化层内、支立于岩石面上等情况）的情况。在计算深置弹性基础时，

必须确定当地面（或局部冲刷线处）作用单位力时该点的位移。在确定此位移计算公式之前，讨论一下基础底面（即 $y = h$ 处的截面）旋转 φ_h 角时基底土的抵抗力矩 M_h（见说明图 D.0.3—2）。



说明图 D.0.3—2

当基底发生转角 φ_h 时，作用于基底坐标 x 处面积 dA_0 上土的反力 dN_x 为

$$dN_x = -x\varphi h C_0 dA_0$$

（说明 D.0.3—29）

式中 C_0——基底土的竖向地基系数。

在非岩石地基上，基底土的反力对基底截面重心的力矩为

$$M_h = \int_{A_0} x dN_x = -\varphi_h C_0 \int_{A_0} x^2 dA_0 = -\varphi_h C_0 I_0$$

（说明 D.0.3—30）

式中 A_0——基底全面积，对于说明图 D.0.1（b）所示情况，A_0 为每一构件的底面积，对于说明图 D.0.1（c）所示情况，A_0 为各构件底面积之和；

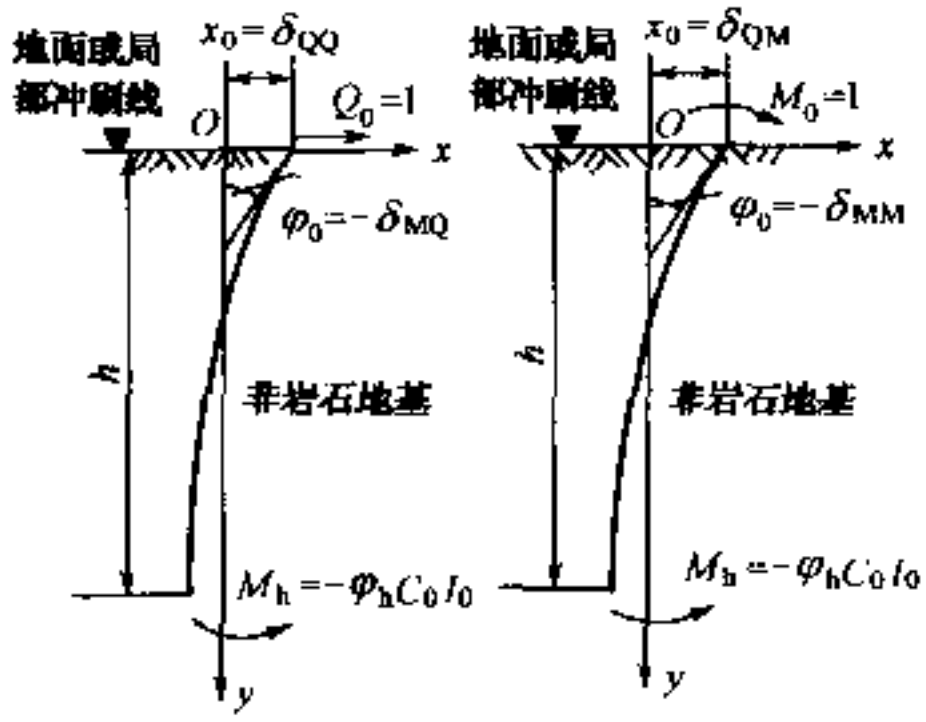
I_0——基底全面积对其截面重心的惯性矩，对于说明图 D.0.1（b），I_0 为每一构件之底截面惯性矩；对于说明图 D.0.1（c），则为各构件底截面惯性矩之和。

式（说明 D.0.3—30）右边引入一个负号是因为说明图 D.0.3—2 中当 φ_h 为负值（顺时针方向）时，基底产生正的 M_h（即左边纤维受拉）。

当地面处（或局部冲刷线处）构件上仅作用有单位横向力（垂直构件轴线方向）$Q_0 = 1$ 时，地面处构件的位移公式推导如下〔说明图 D.0.3—3（a）〕。

根据前面所述，说明图 D.0.3—3 所示的 φ_0 为顺时针方向，

故 φ_0 为负值，写成 $\varphi_0 = -\delta_{MQ}$。



(a) (b)

说明图 D.0.3—3

已知初参数 $M_0 = 0$ 和 $Q_0 = 1$，未知初参数 $x_0 = \delta_{QQ}$ 和 $\varphi_0 = -\delta_{MQ}$。

从基础底面考虑，由于

$$M_h = -C_0 \varphi_h I_0$$

$Q_h = 0$（柱的底面摩擦力不计）

可写出等式

$$\frac{M_b}{\alpha^2 EI} = -\frac{C_0}{\alpha E} \cdot \frac{I_0}{I} \cdot \frac{\varphi_b}{\alpha} \qquad \text{（说明 D.0.3—31）}$$

式中 I——基础的平均截面惯性矩。

令式（说明 D.0.3—21）中 φ 为 φ_h（其中 A_2、B_2 和 D_2 按 $y = h$ 查条文中附录 D 表 D.0.3—1），并令式（说明 D.0.3—24）中 M 为 M_h（其中 A_3、B_3 和 D_3 亦按 $y = h$ 查附录 D 表 D.0.3—1）。将改变后的式（说明 D.0.3—21）和式（说明 D.0.3—24）代入式（说明 D.0.3—31），得

$$x_0 A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_3 + \frac{1}{\alpha^3 EI} D_3 = -\frac{1}{\alpha E} C_0 \frac{I_0}{I} \left(x_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{1}{\alpha^3 EI} D_2 \right)$$

（说明 D.0.3—32）

令 $$\frac{C_0}{\alpha E}\cdot\frac{I_0}{I}=K_h$$

简化式（说明 D.0.3—22），得

$$x_0(A_3+K_hA_2)+\frac{\varphi_0}{\alpha}(B_3+K_hB_2)+\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot(D_3+K_hD_2)=0$$

（说明 D.0.3—33）

令式（说明 D.0.3—27）中 $Q=Q_h=0$（其中 A_4、B_4 和 D_4 按 $y=h$ 查附录 D 表 D.0.3—1），则

$$x_0A_4+\frac{\varphi_0}{\alpha}B_4+\frac{1}{\alpha^3EI}D_4=0 \quad \text{（说明 D.0.3—34）}$$

联解式（说明 D.0.3—33）、式（说明 D.0.3—34），并取 $x_0=\delta_{QQ}$及 $\varphi_0=-\delta_{QM}$，求得

$$\delta_{QQ}=\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot\frac{(B_3D_4-B_4D_3)+K_h(B_2D_4-B_4D_2)}{(A_3D_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}$$

（说明 D.0.3—35）

$$\delta_{MQ}=\frac{1}{\alpha^3EI}\cdot\frac{(A_3D_4-A_4D_3)+K_h(A_2D_4-A_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}$$

（说明 D.0.3—36）

用类似方法可求出构件在地面处仅承受单位力矩 $M_0=1$（$Q_0=0$）时构件地面处的横向位移 δ_{QM}和转角 δ_{MM}〔说明图 D.0.3—3（b）〕：

$$\delta_{MQ}=\frac{1}{\alpha^2EI}\cdot\frac{(B_3C_4-B_4C_3)+K_h(B_2C_4-B_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}$$

（说明 D.0.3—37）

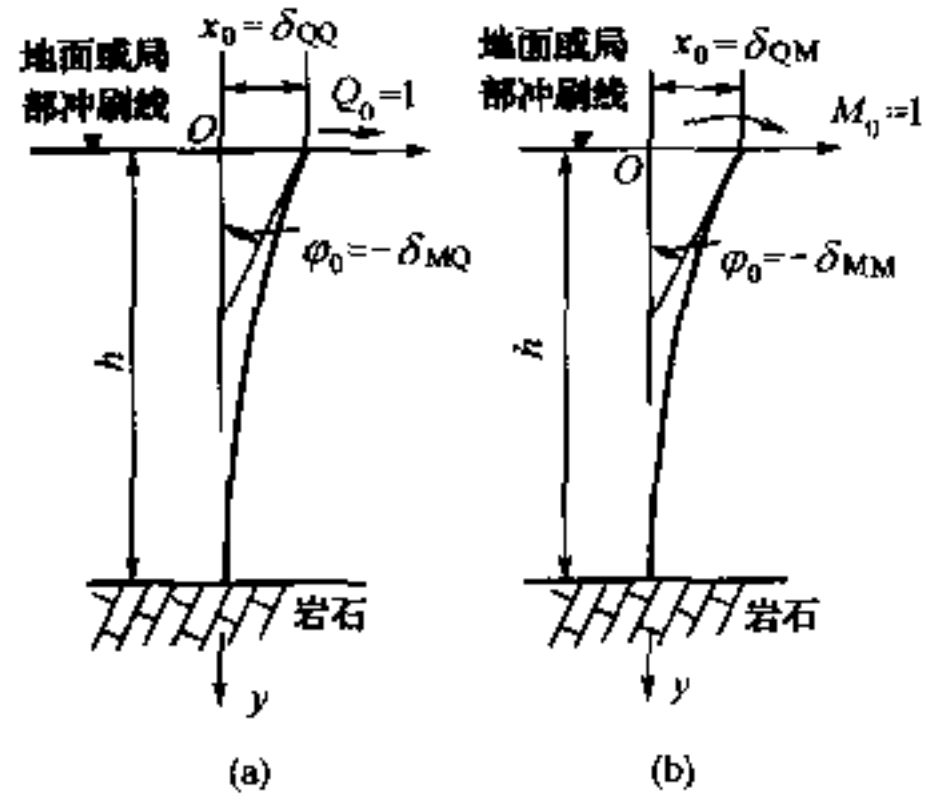
$$\delta_{MM}=\frac{1}{\alpha EI}\cdot\frac{(A_3C_4-A_4C_3)+K_h(A_2C_4-A_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}$$

（说明 D.0.3—38）

按结构力学中的位移互等原理，$\delta_{MQ}=\delta_{QM}$，所以 δ_{MQ}或 δ_{QM}可以任意从式（说明 D.0.3—36）或式（说明 D.0.3—37）求得。

根据分析，在非岩石地基上，$h \geqslant \frac{2.5}{\alpha}$时，$K_h$ 值对 δ_{QQ}、δ_{MQ}、δ_{QM}、δ_{MM}的影响非常小，可以采取 K_h 为零。倘基础支立于岩石面上，但不嵌入岩石内时，当 $h \geqslant \frac{3.5}{\alpha}$，$K_h$ 可采取为零。

下面再讨论嵌固于岩石内的基础（说明图 D.0.3—4）。先讨论在地面处仅作用单位横向力（垂直构件轴线方向）$Q_0 = 1$ 时，基础地面处位移及转角公式的推导〔见说明图 D.0.3—4（a)〕，图中 φ_0 的方向为负值，故 $\varphi_0 = -\delta_{MQ}$。



说明图　D.0.3—4

已知参数 $M_0 = 0$，$Q_0 = 1$，未知初参数 $x_0 = \delta_{QQ}$，$\varphi_0 = -\delta_{MQ}$。因为嵌固于岩石内的基础，其基底嵌入岩层内一定的深度，故基底横向位移 $x_h = 0$，基底转角 $\varphi_0 = 0$。

将式（说明 D.0.3—19）中 x 改为 x_h，式（说明 D.0.3—21）中的 φ 改为 φ_h。利用上述 $x_h = 0$ 和 $\varphi_h = 0$ 作为边界条件，可以求得

$$x_0 A_t + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_t + \frac{1}{\alpha^3 EI} D_t = 0 \quad \text{（说明 D.0.3—39）}$$

$$x_0 A_2 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_2 + \frac{1}{\alpha^3 EI} D_2 = 0 \quad \text{（说明 D.0.3—40）}$$

将 $x_0 = \delta_{QQ}$，$\varphi_0 = -\delta_{MQ}$代入式（说明 D.0.3—39）、式（说明 D.0.3—40），然后联解得

$$\delta_{QQ} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{B_2 D_1 - B_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad \text{（说明 D.0.3—41）}$$

$$\delta_{MQ} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_2 D_1 - A_1 D_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad \text{（说明 D.0.3—42）}$$

用类似方法可求出当地面处作用单位力矩 $M_0 = 1$ 时基础在地面处横向位移 δ_{MQ}和转角 δ_{MM}的式子〔说明图 D.0.3—4（b）〕：

$$\delta_{QM} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{B_2 C_1 - B_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad \text{（说明 D.0.3—43）}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{A_2 C_1 - A_1 C_2}{A_2 B_1 - A_1 B_2} \quad \text{（说明 D.0.3—44）}$$

根据互等原理，$\delta_{MQ} = \delta_{QM}$，所以此二值可任意从式（说明 D.0.3—42）或式（说明 D.0.3—43）求得。

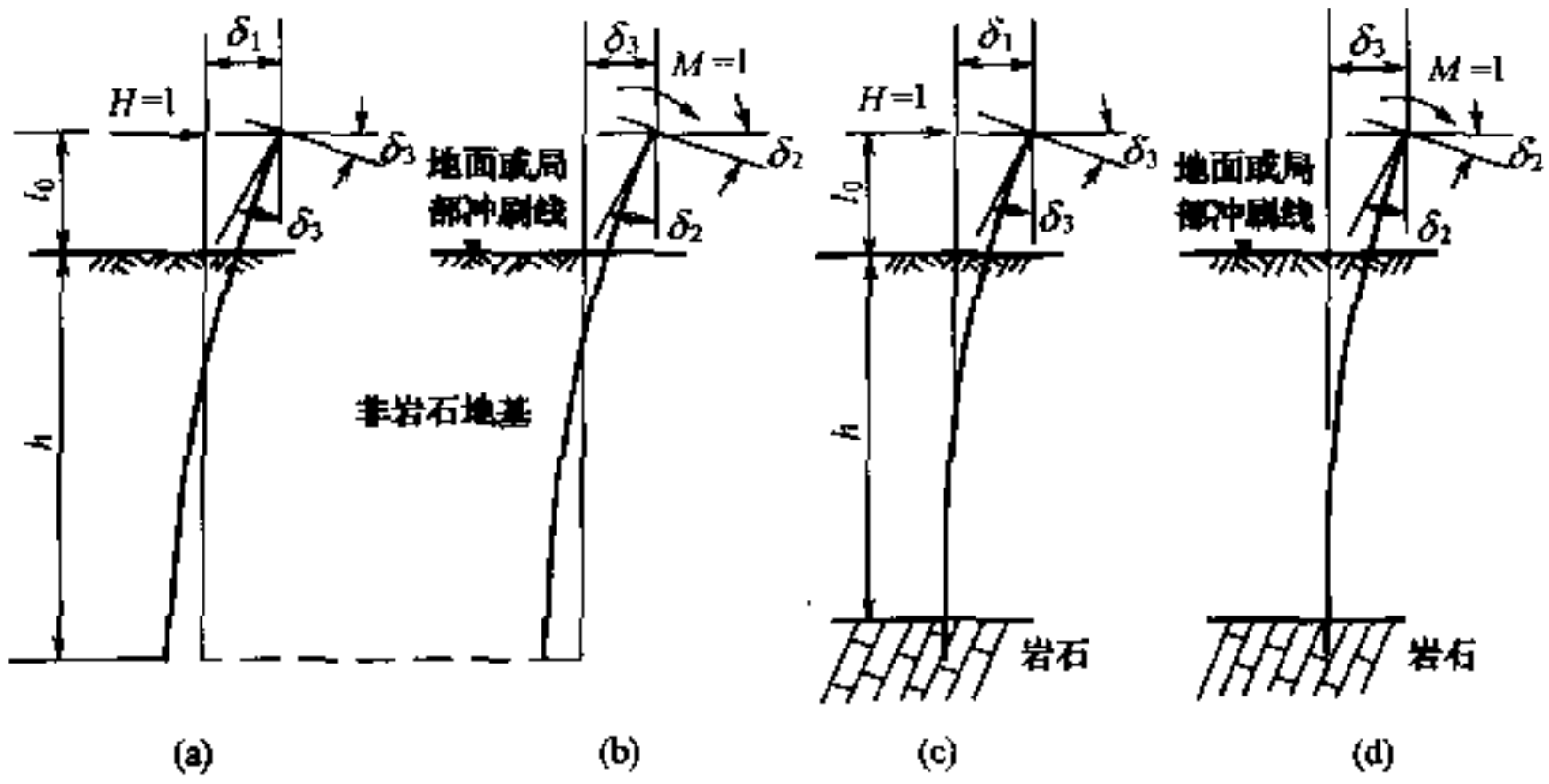
按式（说明 D.0.3—35）、式（说明 D.0.3—36）、式（说明 D.0.3—37）、式（说明 D.0.3—38），或按式（说明 D.0.3—41）、式（说明 D.0.3—42）、式（说明 D.0.3—43）、式（说明 D.0.3—44）求出 δ_{QQ}、$\delta_{MQ} = \delta_{QM}\delta_{MM}$之后，便很容易求出地面以上 l_0 高度构件顶面处的横向位移和转角公式（见说明图 D.0.3—5）。根据计算表明，当构件入土换算深度 $\overline{h} > 4.0$ 时，构件地面处的位移与构件下端的条件（支立于非岩石内或嵌固于岩石中）无关，所以当 $\overline{h} > 4.0$ 时，可按支立于非岩石内的公式计算，其结果接近。计算 δ_{QQ}、δ_{MQ}、δ_{QM}及 δ_{MM}时，可以利用本规范中附录 D 表 D.0.3—2。

采用符号：

δ_1 和 δ_3——当构件顶面作用单位横向力 $H = 1$ 时，构件顶面处的横向位移和转角〔见说明图 D.0.3—5

（a）或说明图 D.0.3—5（c）〕

δ_3 和 δ_2——当构件顶面作用单位力矩 $M=1$ 时，构件顶面处的横向位移和转角〔见说明图 D.0.3—5（b）或说明图 D.0.3—5（d）〕



说明图 D.0.3—5

假设构件位于地面以上部分为等截面，则根据材料力学，当构件顶面作用 $H=1$ 时，地面处 $Q_0=H=1$，$M_0=Hl_0=l_0$〔说明图 D.0.3—6（a）〕

$$\delta_1=\frac{l_0^3}{3EI}+Q_0x_0+Q_0\varphi_0l_0+M_0x_0+M_0\varphi_0l_0$$

（说明 D.0.3—45）

故式（说明 D.0.3—45）为

$$\delta_1=\frac{l_0^3}{3EI}+\delta_{QQ}+\delta_{MQ}l_0+l_0\delta_{QM}+l_0\delta_{MM}+l_0\delta_{MM}l_0$$

$$=\frac{l_0^3}{3EI}+\delta_{QQ}+2\delta_{MQ}+l_0+\delta_{MM}l_0^2 \qquad \text{（说明 D.0.3—46）}$$

显然，由说明图 D.0.3—6（b）有

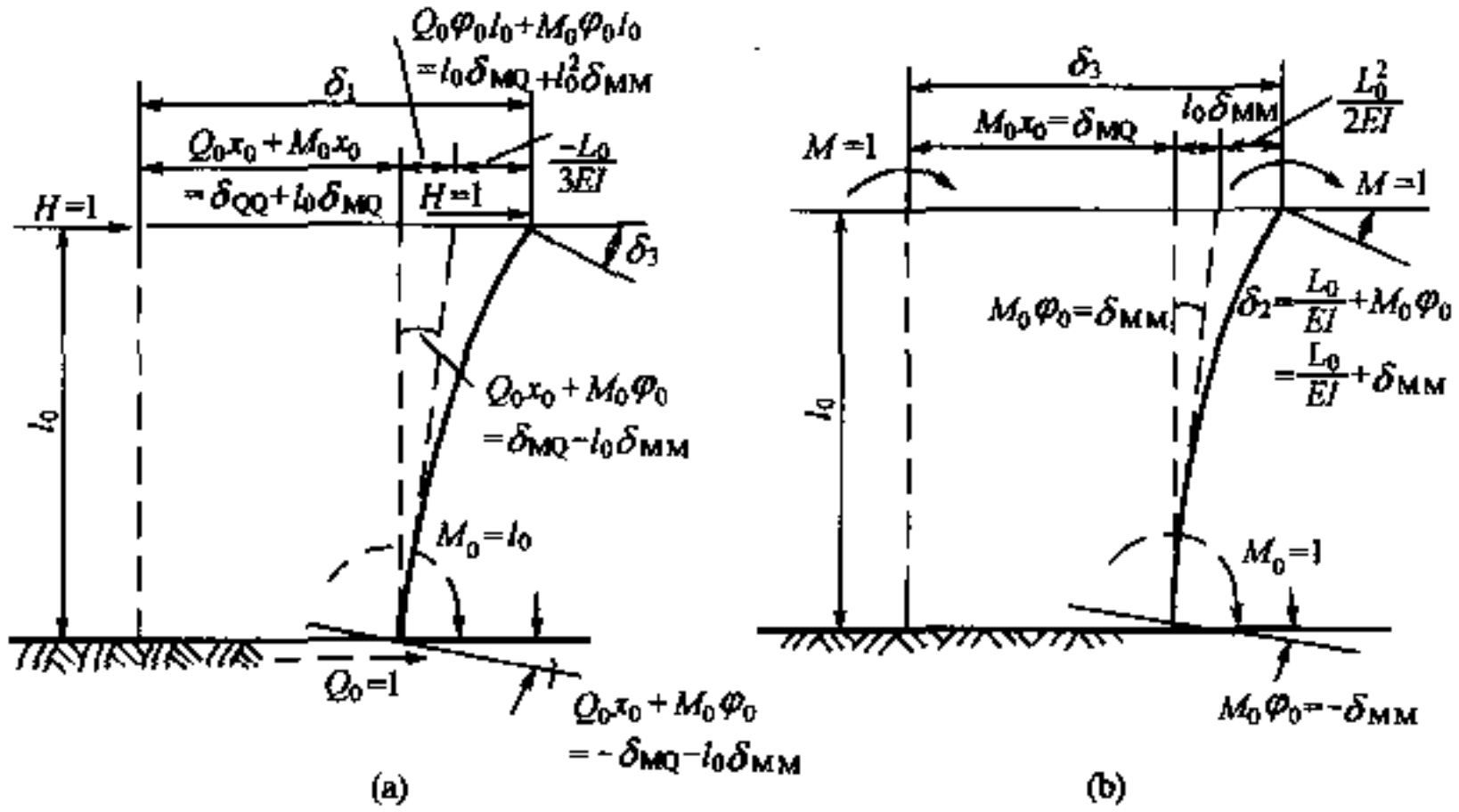
$$\delta_2=\frac{l_0}{EI}+M_0\varphi_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—47）}$$

因为地面处 $M_0 = 1$，故式（说明 D.0.3—47）为

$$\delta_2 = \frac{l_0}{EI} + \delta_{MM} \qquad \text{（说明 D.0.3—48）}$$

另外

$$\delta_3 = \frac{l_0^2}{2EI} + M_0 x_0 + M_0 \varphi_0 l_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—49）}$$



说明图 D.0.3—6

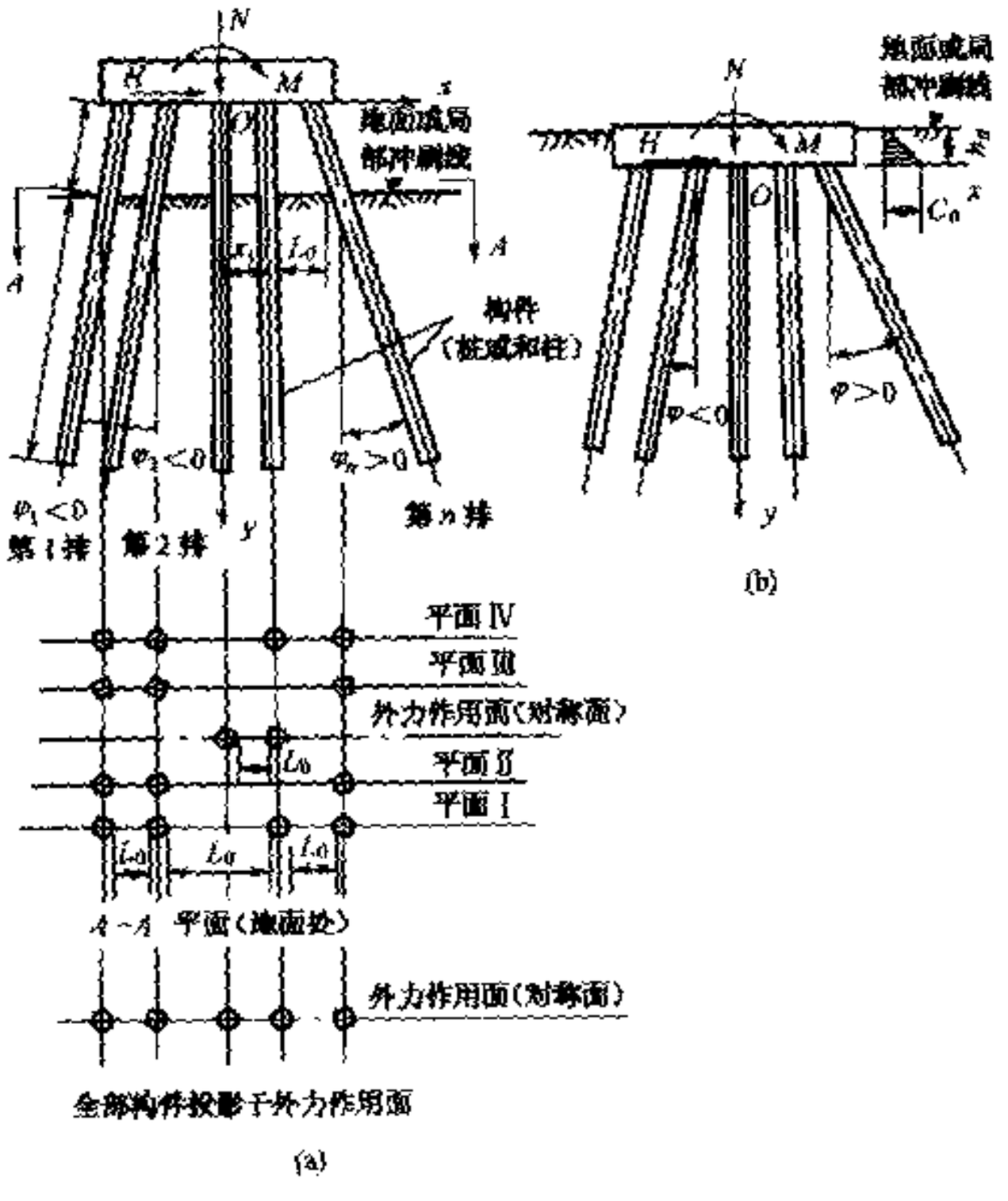
因为地面处 $M_0 = 1$，故式（说明 D.0.3—49）为

$$\delta_3 = \frac{l_0^2}{2EI} + \delta_{QM} + \delta_{MM} l_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—50）}$$

以上系单个构件或整个位于与外力作用面相垂直的同一平面内的构件组成基础的情况〔说明图 D.0.1（a）或说明图 D.0.1（c）〕。当基础由位于外力作用面内数个构件（数个沉井、数根管柱或钻孔桩）组成，且其顶面借无限大刚度的承台板联结时〔说明图 D.0.1（b）或说明图 D.0.3—7〕，则每一构件顶面（即沉井顶面、管柱或钻孔桩的顶面）的上述位移，可利用上列诸公式进行计算，然后按结构力学求出承台板底面坐标原点的竖向位移 b，水平位移 a 和转角 β，最后可求得承台板作用于每构件顶上的轴向力 N_i、横向力 Q_i 和弯矩 M_i。

在桥梁墩台设计中，经常碰到具有一个对称平面，且外力作用于此对称平面内的承台结构〔说明图 D.0.1（a）〕。

必须指出，在求各构件的土抗力计算宽度 b_0 时，如果每排的构件数目不同、且相邻（任何方向，包括斜角方向）构件之中心距等于或大于（$d+1$）m，则其相互影响系数 k 按平行外力作用面的诸平面分别计算，取其中最小值，并对整个基础全部构件采用同一个计算值。例如说明图 D.0.3—7（a）的平面所示，则分别按平面Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ计算 k 值，然后取其最小值作为全部构件的土抗力计算宽度。当存在斜构件，则计算 k 值时，L_0

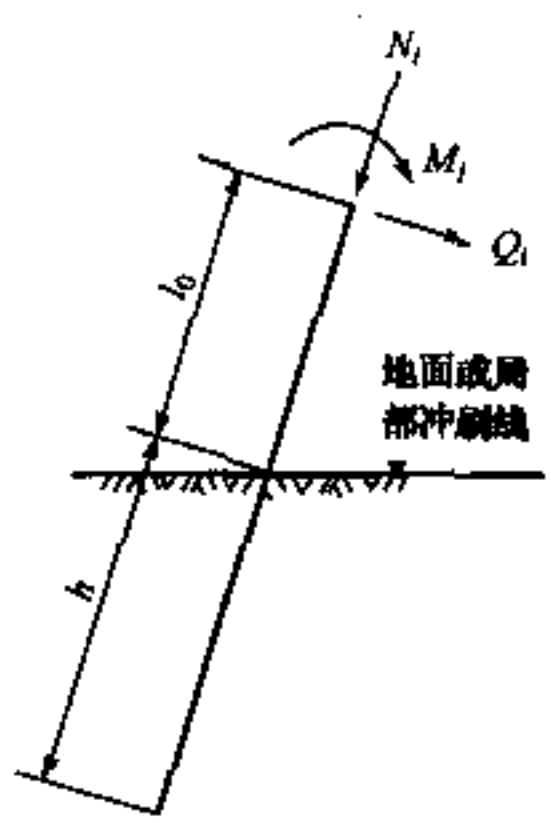


说明图　D.0.3—7

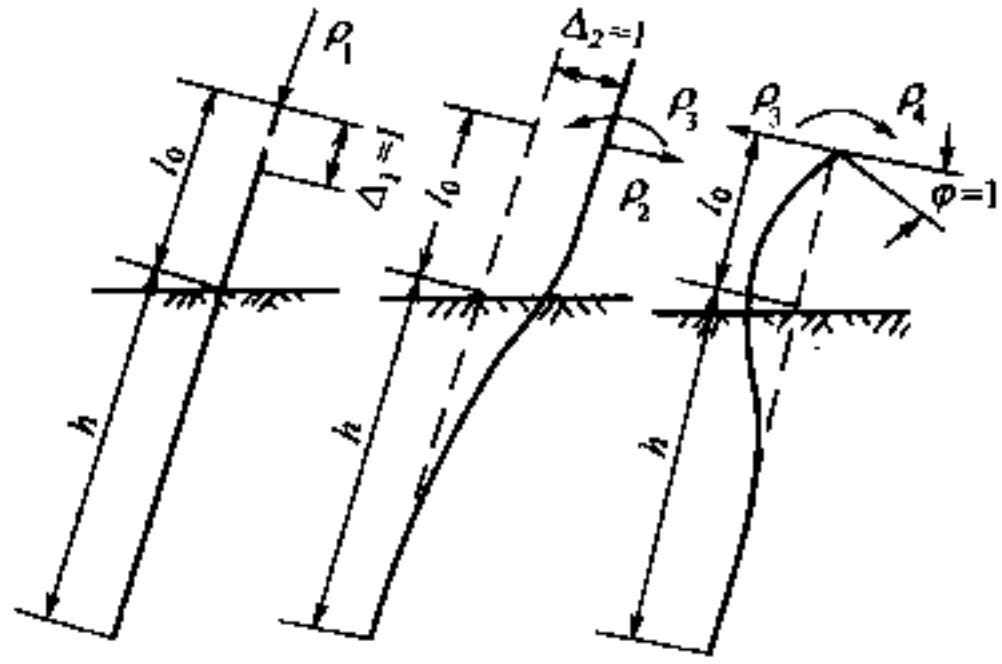
为地面处同一平面内各构件之间的净距。如果相邻构件之中心距小于（$d+1$）m时，则将诸构件投影于外力作用平面内来计算 k 值〔如说明图 D.0.3—7（a）所示〕。

假设说明图 D.0.3—7 为具有一个对称平面的桩基，且外力作用于此对称平面内，全部构件投影于对称平面上。为了与前面的坐标系方向一致，假定沿承台板底平面为 x 轴，竖直方向为 y 轴，以承台板底面任意点 O 作为坐标系的原点。图中的构件均编以号码，每一号码代表的可能是一根构件，也可能是投影重合在一起由 K_i 根构件组成的构件群。第 i 排构件群中每一构件的位置，用构件顶面的坐标 x_i 和构件轴线与铅垂线之间的倾斜角 φ_i 来表示（φ_i 角的正负号见说明图 D.0.3—7）。假设说明图 D.0.3—7（a）中所表示作用于 O 点的外力 N、H 和 M 均为正值。利用结构力学的位移法计算承台板底面坐标原点 O 的水平位称 a、竖直位移 b 及承台板底面绕 O 点的转角 β，其中 a、b 的方向与 x、y 轴的正方向一致时为正值，β 顺时针方向时为正值。

假设说明图 D.0.3—7 中的第 i 根构件顶面作用 N_i、Q_i 和 M_i（见说明图 D.0.3—8）。采用符号（说明图 D.0.3—9）：



说明图　D.0.3—8



说明图　D.0.3—9

ρ_1——当承台板沿构件轴线方向产生单位位移时所引起一根构件顶面处的轴向力；

ρ_2——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移（而无转角）时所引起一根构件顶面处的剪力；

ρ_3——当承台板沿垂直构件轴线方向产生单位横向位移（而无转角）时所引起一根构件顶面处的弯矩，或当承台板顺构件顶面弯矩方向产生单位转角（而无横向位移）时所引起一根构件顶面处的剪力；

ρ_4——当承台板顺构件顶弯矩方向产生单位转角（而无横向位移）时所引起一根构件顶面的弯矩。

关于 ρ_1 的确定是一个比较复杂的问题。在 ρ_1 的计算中牵涉到构件顶在轴向荷载作用下构件顶面的弹性变形如何确定的问题。本规范采用了下面方法确定构件顶在轴向荷载下产生的顶面变位，以此定出计算 ρ_1 的公式。

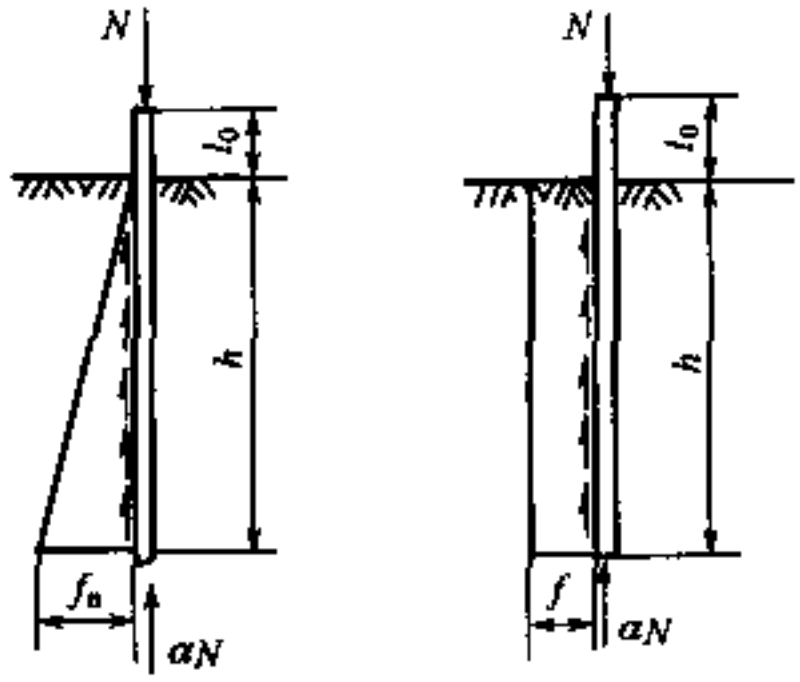
构件在轴向荷载作用下，构件顶面产生的顶面弹性变位 Δ 是由构件身的材料弹性变形 Δ_c 和构件底面处地基的弹性变形 Δ_k 所引起，亦即

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_k$$

对于打入摩擦桩和震动下沉摩擦桩（或管柱），考虑到由于

打入和震动桩侧土愈往下愈挤密，所以可近似地假设构件（桩或管桩）侧面土的摩擦力随深度成三角形分布。对于钻（挖）孔桩，则假设土的摩擦力在整个深度内沿构件身成均匀分布。对于柱桩（或支立于岩层上的管桩）不考虑柱侧土的摩擦力的作用。

当构件侧面土的摩擦力按三角形分布考虑时（说明图 D.0.3—10），假设构件底平面处摩擦力为 f_b，构件身的周长为 u，构件底面承受的荷载与总的荷载 N 之比值为 α'，则



说明图　D.0.3—10

$$f_b = \frac{2N(1-\alpha')}{uh}$$

作用于地面以下深度 y 处构件身截面上的轴向力 N_y 为

$$N_y = N - \frac{y^2}{h^2}N(1-\alpha')$$

于是，构件身的弹性变形 Δ_c 为

$$\Delta_c = \frac{Nl_0}{EA} + \frac{1}{EA}\int_0^h N_y dy = \frac{Nl_0}{EA} + \frac{N}{EA}\cdot h\,\frac{2}{3}\left(1+\frac{\alpha'}{2}\right)$$

令

$$\frac{2}{3}\left(1+\frac{\alpha'}{2}\right) = \xi$$

则

$$\Delta_c = \frac{Nl_0}{EA} + \frac{\xi h}{EA}N = \frac{l_0+\xi h}{EA}N$$

以上诸式中 A 为构件的横截面积，E 为构件身的弹性模量。

对于构件底平面处地基弹性变形的计算，假设外力借构件侧面土的摩擦力和构件身作用于自地面以 $\varphi/4$ 角扩散至构件底平面处的面积 A_0 上，对于圆形构件，如果此面积大于以相邻构件底面中心距为直径所得的圆形面积，则 A_0 采用以相邻构件底面中心距为直径所得的圆形面积，对于方形构件，如果此面积大于以相邻构件底面中心距为边长所得的方形面积，则 A_0 采用以相邻构件底面中心距为边长所得的方形面积。因此

$$\Delta_k = \frac{N}{C_0 A}$$

式中 C_0 为构件底平面处的地基竖向弹性抗力系数，亦即地基系数。对于柱桩（或支承于岩石上的管柱）或摩擦桩（或摩擦管柱），Δ_k 均是计算中需要考虑到的一项，只不过对柱桩（或支承于岩石上的管柱），A_0 为桩底面积，而对摩擦桩（或摩擦管柱），A_0 为按 $\varphi/4$ 角扩散所得的面积。

因此，构件顶的总弹性变形 Δ 为

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_k = \frac{N(l_0 + \xi h)}{EA} + \frac{N}{C_0 A_0}$$

$$N = \frac{\Delta}{\dfrac{l_0 + \xi h}{EA} + \dfrac{1}{C_0 A_0}} \qquad \text{（说明 D.0.3—51）}$$

根据前面所述 ρ_1 的定义，当 $\Delta = 1$ 时，$N = \rho_1$，从上式求得

$$\rho_1 = \frac{1}{\dfrac{l_0 + \xi h}{EA} + \dfrac{1}{C_0 A_0}} \qquad \text{（说明 D.0.3—52）}$$

对于钻（挖）孔桩，假设桩侧土的摩擦力按均匀分布，采取与前述相同的推导，得 $\xi = \frac{1}{2}(1 + \alpha')$。

对于柱桩（或支承于岩层上的管柱），采用 $\xi = 1$。

但是，这里有一个问题，就是 α' 如何确定。有一种意见认

为可按下式计算：

$$\alpha' = \frac{\text{构件底面承载力}}{\text{构件的总承载力}}$$

这种考虑方法不太合理，因为对于像桩一类结构的构件底面地基的承压力（单位面积上的强度）尚难准确计算。当桩侧摩擦力到达极限值时，桩底压应力并不一定也到达极限值。另外构件承受的荷载往往并不恰好等于其极限承载力，况且在计算桩一类结构的承载力公式中考虑了一个安全系数，通常铁路桥梁的摩擦桩基的桩长是比较长的，外力主要是由桩侧摩擦力所抵抗，尽管按承载力公式可以算出较大的桩底承载力，但实际上桩底却受力很小。对于钻孔桩牵涉到桩底清孔问题，就更不易确定 α' 值。对于铁路桥梁摩擦桩通常都比较长这一具体情况，桩底受力不太大（一般认为占总荷载的 10% ~ 15%，当桩底为较好土时为 15% ~ 25%），可暂不考虑 α' 影响，所以规范最后规定采用 $\xi = 2/3$（打入和震动下沉摩擦桩），$\xi = 1/2$〔钻（挖）孔摩擦桩〕；如果桩底受力较大，则应根据具体情况考虑 α' 的影响。

当构件顶面同时作用横向力 Q_i 和力矩 M_i 时（说明图 D.0.3—8），显然，构件顶面的横向位移 Δ_i 和转角 φ_i 为

$$\left.\begin{aligned}\Delta_i &= Q_i\delta_1 + M_i\delta_3\\ \varphi_i &= Q_i\delta_3 + M_i\delta_2\end{aligned}\right\} \qquad \text{（说明 D.0.3—53）}$$

式中 δ_1、δ_2 和 δ_3 所代表的意义见说明图 D.0.3—5 所示。

$$Q_i = \frac{\Delta_i\delta_2 - \varphi_i\delta_3}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2} \qquad \text{（说明 D.0.3—54）}$$

从式（说明 D.0.3—53）可求得

$$M_i = \frac{\varphi_i\delta_1 - \Delta_i\delta_3}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2}$$

根据 ρ_2 和 ρ_3 的意义，当 $\Delta_i = 1$ 及 $\varphi_i = 0$ 时，则 $Q_i = \rho_2$ 及 $M_i = -\rho_3$。因此，按式（说明 D.0.3—54）得

$$\rho_2 = \frac{\delta_2}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2} \qquad \text{（说明 D.0.3—55）}$$

$$\rho_3 = \frac{\delta_3}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2} \qquad \text{（说明 D.0.3—56）}$$

当 $\Delta_i = 0$ 及 $\varphi_i = 1$ 时，$M_i = \rho_4$，故按式（说明 D.0.3—54）又得

$$\rho_4 = \frac{\delta_1}{\delta_1\delta_2 - \delta_3^2} \qquad \text{（说明 D.0.3—57）}$$

按上述式（说明 D.0.3—52）、式（说明 D.0.3—55）、式（说明 D.0.3—56）及式（说明 D.0.3—57）求得每一构件的 ρ_1、ρ_2、ρ_3 及 ρ_4 之后，说明图 D.0.3—7 所示的结构便可根据结构力学求出承台板竖直位移 b、水平位移 a、承台板绕坐标原点 O 的转角 β，以及作用于每一构件顶面的轴向力 N_i、水平力 H_i 和弯矩 M_i。

沿承台板底面截取承台板为自由体，考虑全部作用力的平衡（见说明图 D.0.3—11）。

令

$$\sum N = 0$$

$$\sum H = 0$$

$$\sum M = 0$$

利用式（说明 D.0.3—52）、式（说明 5.2.2—55）、式（说明 D.0.3—56）和式（说明 D.0.3—57），得

$$\left.\begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - N = 0 \\ a\gamma_{aa} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - H = 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - M = 0 \end{aligned}\right\} \qquad \text{（说明 D.0.3—58）}$$

式中 N，M，H——已知外力；

γ_{ba}，γ_{aa}，$\gamma_{\beta a}$——由于承台板产生单位水平位移时（即 $a = 1$

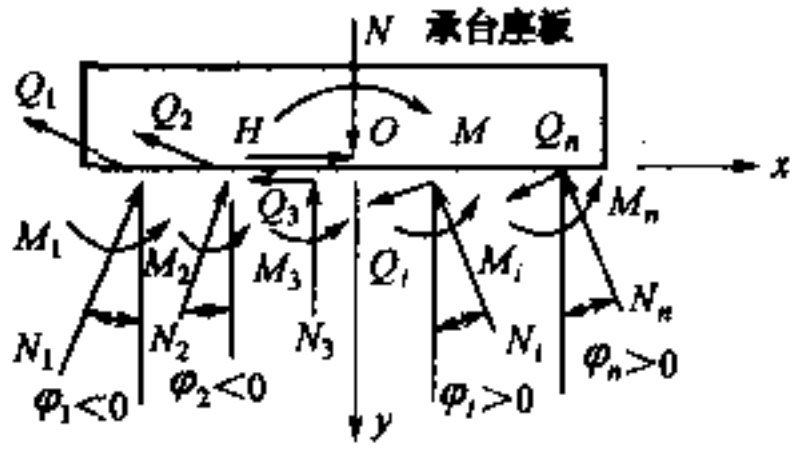
时），所有构件顶对承台板作用的竖向反力之和、水平反力之和以及反弯矩之和；

$\gamma_{bb}, \gamma_{ab}, \gamma_{\beta b}$——由于承台板产生单位竖向位移时（即 $b = 1$ 时），所有构件顶对承台板作用的竖向反力之和、水平反力之和以及反弯矩之和；

$\gamma_{b\beta}, \gamma_{a\beta}, \gamma_{\beta\beta}$——由于承台板绕坐标原点 O 产生单位转角时，所有构件顶对承台板作用的竖向反力之和、水平反力之和以及反弯矩之和。

$$
\left.
\begin{aligned}
\gamma_{ba} &= \sum(\rho_1 - \rho_2)\sin\varphi\cos\varphi \\
\gamma_{aa} &= \sum(\rho_1\sin^2\varphi + \rho_2\cos^2\varphi) \\
\gamma_{\beta a} &= \sum[(\rho_1 - \rho_2)x\sin\varphi\cos\varphi - \rho_3\cos\varphi] \\
\gamma_{bb} &= \sum(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi) \\
\gamma_{ab} &= \gamma_{ba} \\
\gamma_{\beta b} &= \sum[(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi)x + \rho_3\sin\varphi] \\
\gamma_{b\beta} &= \gamma_{\beta b} \\
\gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} \\
\gamma_{\beta\beta} &= \sum[(\rho_1\cos^2\varphi + \rho_2\sin^2\varphi)x^2 + 2x\rho_3\sin\varphi + \rho_4]
\end{aligned}
\right\}
$$

（说明 D.0.3—59）



说明图　D.0.3—11

将式(说明 D.0.3—59)代入式(说明 D.0.3—58)进行联解,可求得 a、b、β。

第 i 排构件群中的每一构件沿其轴线方向的位移为

$$\Delta_1 = a\sin\varphi + (b + x\beta)\cos\varphi$$

垂直构件轴线方向的横向位移 $\Delta_2 = a\cos\varphi - (b + x\beta)\sin\varphi$，故承台板作用于第 i 排构件群中每一构件顶的轴向力 N_i，垂直构件轴线方向的剪力 Q_i 和弯矩 M_i 为

$$\left.\begin{aligned} N_i &= \rho_1\Delta_1 = \rho_1[a\sin\varphi + (b + x\beta)\cos\varphi] \\ Q_i &= \rho_2\Delta_2 - \rho_3\beta \\ &= \rho_2[a\cos\varphi - (b + x\beta)\sin\varphi] - \rho_3\beta \\ M_i &= \beta\rho_4 - \rho_3\Delta_2 \\ &= \rho_4\beta - \rho_3[a\cos\varphi - (b + x\beta)\sin\varphi] \end{aligned}\right\}$$

(说明 D.0.3—60)

对于承台板底面位于局部冲刷线以下，带有斜构件且不对称时〔说明图 D.0.3—7(b)〕，过去对这种结构惯称为低桩承台，可考虑承台板侧面土的水平抗力，但是不考虑承台板底面土的竖向抗力，因为在旧桥开挖中，往往发现桩基承台板底面与土之间有脱离的现象，这是由于桩间的土体受到桩壁摩擦力传来的压缩应力，对于黏性土来说就会发生长期的固结变形。至于砂类土和柱桩（或岩石支承管柱）是否有相脱离的现象，尚难肯定。可能其脱离的程度要比黏性土稍好一些。由于这个原因，再考虑桥梁基础是承受反复方向荷载作用，所以作用于桩上的土的横向抗力的地基系数自承台板底面算起成为三角形形状，而不从局部冲刷线算起，亦即不按梯形考虑，这在目前来说是合理的。如果今后对各种型式的基础和各类土进行调查，证明对某一些类型的基础或对某几种土，承台板底面确定不存在与土“脱离”的可能性时，作用于桩上（或管柱上）的土的横向抗力系数可考虑在承台板底面处等于某一数值，也就可以考虑承台板底面土的竖向抗

力。

对于承台板底面位于局部冲刷线以下的基础，将承台板侧面土的水平抗力 b_0E_x 和该抗力的力矩 b_0M_{Ex} 计入承台板自由体内，考虑全部作用力的平衡。这里的 b_0 代表垂直于 xy 平面的承受板侧面土抗力计算宽度，按前面所述计算；E_x 为承台板 b_0 侧面土作用于单位宽度上的水平抗力；M_{E_x} 为 E_x 对通过 O 点并垂直于 xy 平面的轴的力矩。

因为承台板 b_0 侧边上任一点的位移为 $\alpha+\beta y$，所以

$$E_x=\int_0^{h_n}(\alpha+\beta y)\,C\mathrm{d}y$$

这里 C 为地基系数；y 为任一点距离承台板底面之高度，取绝对值；h_n 为承台板 b_0 侧面埋入局部冲刷线以下的深度。由于 $C=\dfrac{C_n}{h_n}(h_n-y)$，所以 $E_x=\int_0^{h_n}(\alpha+\beta y)\,C\mathrm{d}y=\alpha\dfrac{C_nh_n}{2}+\beta\dfrac{C_nh_n^2}{6}$ $=\alpha F_{b0}^c+\beta S^c$，其中 C_n 为承台板底面处地基系数；$F_{b0}^c=\dfrac{C_nh_n}{2}$和 $S^c=\dfrac{C_nh_n^2}{6}$分别为承台 b_0 侧边地基系数 C 图形的面积和该面积对其底面的面积矩。另外 $M_{E_x}=\int_0^{h_n}(\alpha+\beta y)\,y\mathrm{d}y=\alpha\dfrac{C_nh_n^2}{6}+\beta\dfrac{C_nh_n^3}{12}$ $=\alpha S^c+\beta I^c$，其中 $I^c=\dfrac{C_nh_n^3}{12}$为承台板 b_0 侧边单位宽度受压面积的惯性矩。

联解 $\sum N=0$，$\sum H=0$ 和 $\sum M=0$，得

$$\alpha\gamma_{aa}+b\gamma_{ab}+\beta\gamma_{a\beta}=H-E_xb_0$$

$$\alpha\gamma_{ba}+b\gamma_{bb}+\beta\gamma_{b\beta}=N$$

$$\alpha\gamma_{\beta a}+b\gamma_{\beta b}+\beta\gamma_{\beta\beta}=M-M_{E_x}b_0$$

于是式（说明 D.0.3—58）不改变，其中 γ_{aa}、γ_{bb}和 $\gamma_{\beta b}$也没有改变，仍按式（说明 D.0.3—59）计算，但是 γ_{ba}、$\gamma_{\beta a}$和 $\gamma_{\beta\beta}$应改为

$$\gamma_{aa} = \sum(\rho_1 \sin^2\varphi + \rho_2 \cos^2\varphi) + b_0 F_{b0}$$

$$\gamma_{\beta a} = \gamma_{a\beta} = \sum\{(\rho_1 - \rho_2) x \sin\varphi \cos\varphi - \rho_3 \cos\varphi\} + \rho_0 S^c$$

$$\gamma_{\beta\beta} = \sum\{(\rho_1 \cos^2\varphi + \rho_2 \sin^2\varphi) x^2 + 2x\rho_3 \sin\varphi + \rho_4\} + b_0 I_c$$

ρ_1、ρ_2、ρ_3 和 ρ_4 时，令前面有关公式中的 $I_0 = 0$ 就可以了。

查本规范中表 D.0.3—1 求系数 A_1，B_1，…，C_4，D_4 时，换算深度 $\overline{h} = ay$ 中的 y 自承台板底面算起（这就是考虑承台板底面与土存在“脱离”现象的缘故）。

N_i、Q_i 和 M_i 仍按式（说明 D.0.3—60）计算。

说明图 D.0.3—8 所表示的 N_i、Q_i 和 M_i 均为正值。

当承台板底面位于地面或局部冲刷线以上，全部为竖直构件（如竖直管桩、竖直桩），各构件的 ρ_i 相等且对称（诸桩平面布置对称，诸桩长度又相等且诸桩直径相等，材料相同）时，坐标原点 O 可设于承台板底面竖向对称轴上〔见说明图 D.0.3—12(a)〕，此时 $\gamma_{ab} = \gamma_{ba} = \gamma_{b\beta} = \gamma_{\beta b} = 0$。如果全部为竖直构件，但不对称（如诸桩平面布置不对称，或诸桩长度不相等、或诸桩直径不等、或诸桩材料不同）时，坐标原点 O 设于诸 ρ_i 的合力处〔见说明图 D.0.3—12 (c)〕。这样仍然 $\gamma_{ab} = \gamma_{ba} = \gamma_{b\beta} = \gamma_{\beta b} = 0$。

联解式（说明 D.0.3—58），得

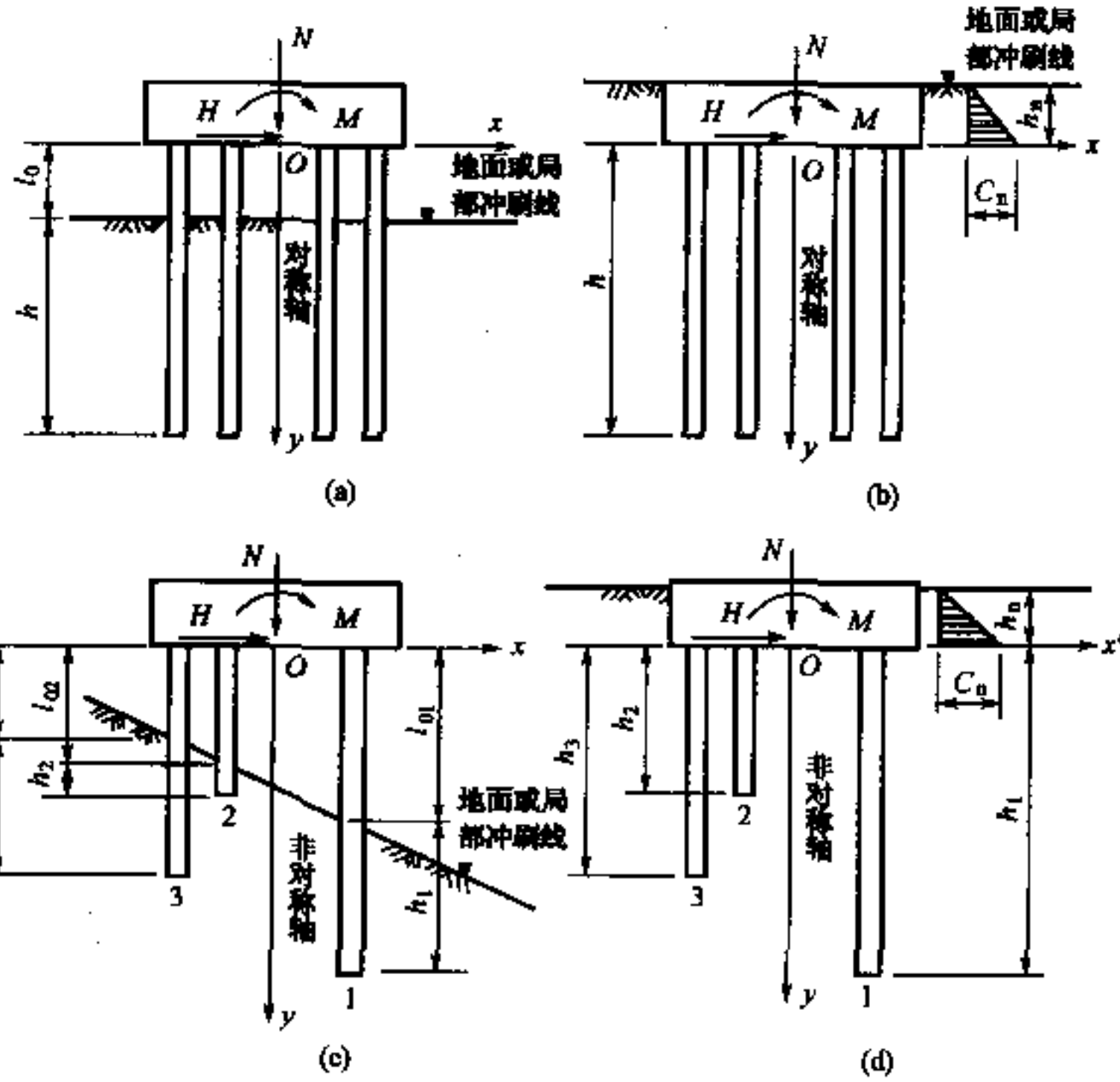
$$\left.\begin{aligned} b &= \frac{N}{\gamma_{bb}} \\ a &= \frac{\gamma_{\beta\beta} H - \gamma_{a\beta} M}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta} - \gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}} \\ \beta &= \frac{\gamma_{aa} M - \gamma_{a\beta} H}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta} - \gamma_{a\beta}\gamma_{\beta a}} \end{aligned}\right\} \quad \text{（说明 D.0.3—61）}$$

式中

$$\left.\begin{aligned} \gamma_{bb} &= \sum \rho_1 \\ \gamma_{aa} &= \sum \rho_2 \\ \gamma_{\beta\beta} &= \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 \\ \gamma_{a\beta} &= \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3 \end{aligned}\right\} \quad \text{（说明 D.0.3—62）}$$

则求得作用于每一构件顶面

$$\left.\begin{aligned} N_i &= (b + \beta x)\rho_1 \\ Q &= a\rho_2 - \beta\rho_3 \\ M_i &= \beta\rho_4 - a\rho_3 \end{aligned}\right\} \qquad \text{（说明 D.0.3—63）}$$



说明图　D.0.3—12

如果承台板底面位于局部冲刷线以下，全部为竖直构件，且各构件的 ρ_1 相等（如对称），则坐标原点 O 可设在承台板底面竖向对称轴上〔说明图 D.0.3—12（b）〕，此时式（说明 D.0.3—58）中 $\gamma_{ab} = \gamma_{ba} = \gamma_{b\beta} = \gamma_{\beta b} = 0$。如果全部为竖直构件，但各构件的 ρ_1 不相等，则坐标原点设于诸 ρ_1 的合力处〔说明图 D.0.3—12（d）〕，仍然 $\gamma_{ab} = \gamma_{ba} = \gamma_{b\beta} = \gamma_{\beta b} = 0$，而

$$\gamma_{bb} = \sum \rho_1$$

$$\gamma_{aa} = \sum \rho_2 + b_0 A_c$$

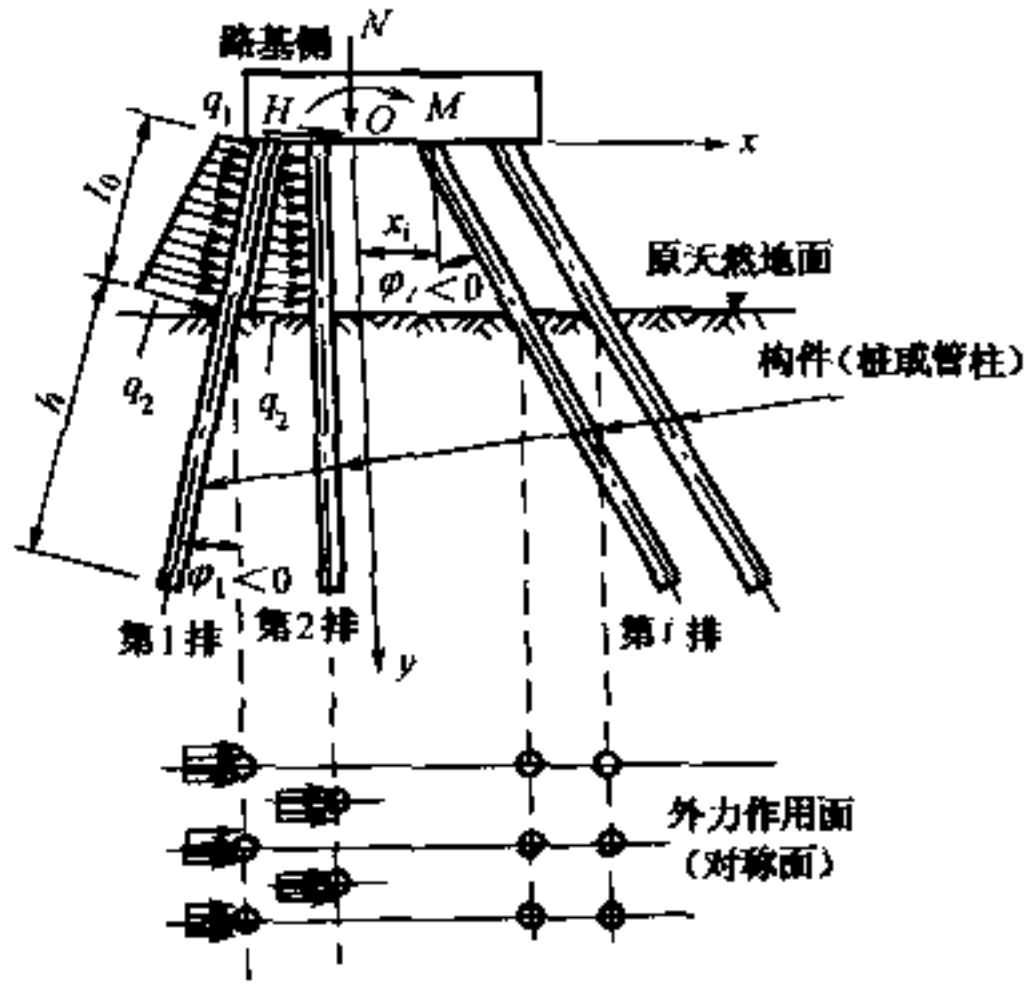
$$\gamma_{\beta\beta} = \sum \rho_4 + \sum x^2 \rho_1 + b_0 I_c$$

$$\gamma_{a\beta} = \gamma_{\beta a} = -\sum \rho_3 + b_0 S_c$$

位移 b、a、β 和每一根构件承受的力 N_i、Q_i、M_i 仍按式（说明 D.0.6—61）和式（说明 D.0.6—63）计算。

②桥台计算公式推导

对于桥台的桩（或管柱）基础，当承台板底面高出天然地面 l_0 时（见说明图 D.0.3—13），则需要考虑路基填土直接作用于构件（桩或管柱）身上的土压力影响（构件直接承受侧面土压力的桥墩基础与这种桥台基础的计算方法相同）。通常，桥台桩基础具有一个对称面，且外力作用于该对称面内，则可将全部构件投影于此对称面上。对于这种桥台基础，其计算与桥墩基础所不同处，仅仅在于方程式（说明 D.0.3—58）中的自由项（即外力这一项）不同而已。对于这种桥台桩基础，方程式（说明



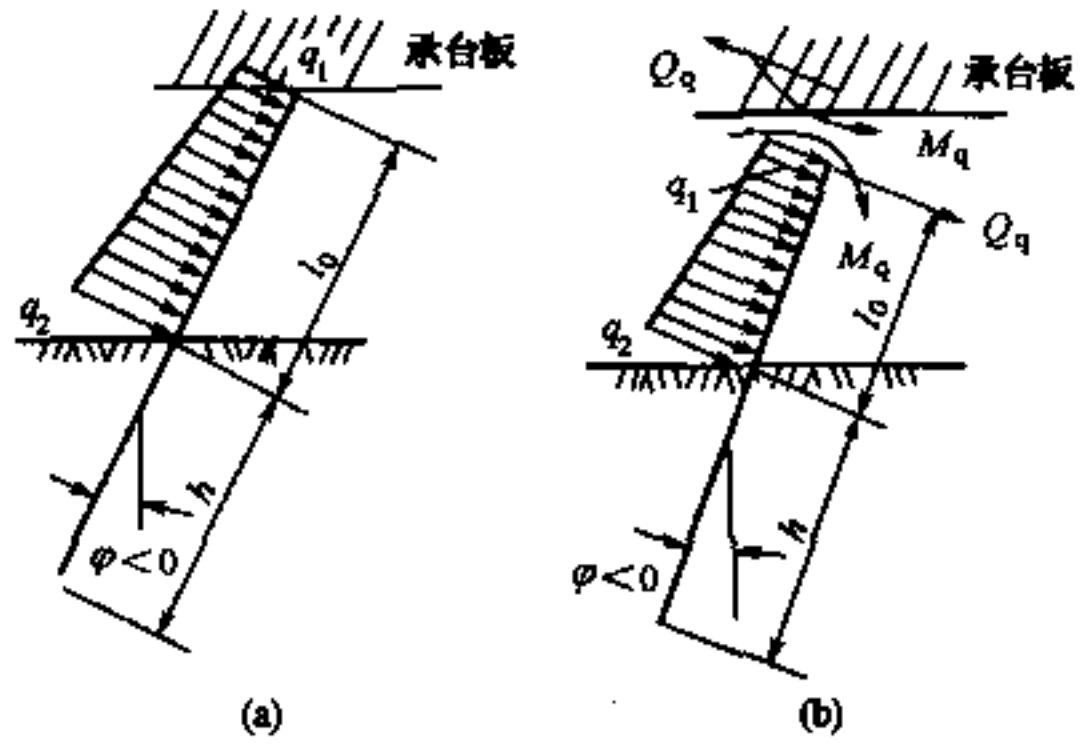
说明图　D.0.3—13

D.0.3—58）应改写为

$$\left.\begin{aligned} a\gamma_{ba} + b\gamma_{bb} + \beta\gamma_{b\beta} - (N + \sum Q_q \sin\varphi) = 0 \\ a\gamma_{aa} + b\gamma_{ab} + \beta\gamma_{a\beta} - (H + \sum Q_q \cos\varphi) = 0 \\ a\gamma_{\beta a} + b\gamma_{\beta b} + \beta\gamma_{\beta\beta} - (M - \sum M_q + \sum xQ_q \sin\varphi) = 0 \end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—64）

在式（说明 D.0.3—64）中，M_q、Q_q 为由于土压力作用，直接承受土压力的构件群中一根构件顶面作用于承台板上的力矩和剪力，见说明图 D.0.3—14（b）所示，该图表示的 M_q 和 Q_q 均为正值。式（说明 D.0.3—64）中的总和号∑包括所有直接承受侧面土压力的构件数，式（说明 D.0.3—64）中其他符号的意义与前述相同。



说明图 D.0.3—14

当计算 M_q 和 Q_q 时，将构件上端视为刚性嵌固于承台板内，下端视为弹性嵌固于地面处〔说明图 D.0.3—15（a）〕。

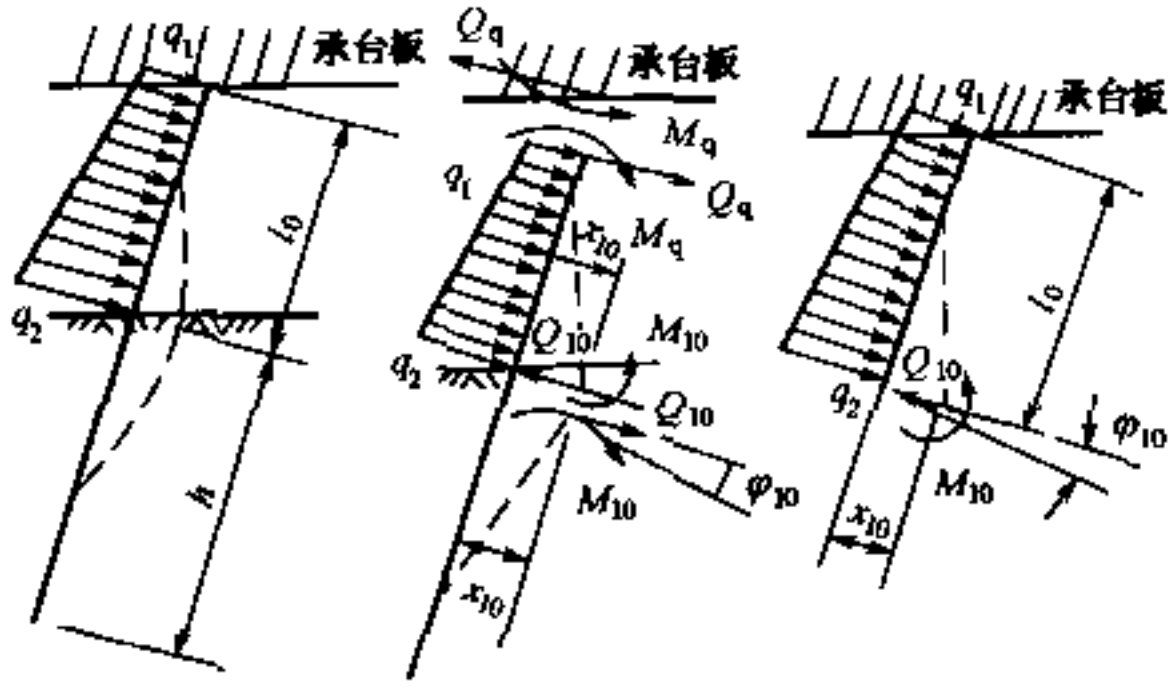
$$M_{l_0} = M_q + Q_q l_0 + \left(\frac{q}{2!} + \frac{q_2 - q_1}{3!}\right) l_0^2$$

$$Q_{l_0} = Q_q + \left(q_1 + \frac{q_2 - q_1}{2!}\right) l_0 \quad \text{（说明 D.0.3—65）}$$

按说明图 D.0.3—15（c），利用式（说明 D.0.3—65）得

$$x_{l_0}=\frac{M_{l_0}l_0^2}{2EI}-\frac{Q_{10}l_0^3}{3EI}+\frac{q_1l_0^4}{8EI}+\frac{11(q_2-q_1)l_0^4}{120EI}$$

$$=\left(\frac{M_q l_0^2}{2!}+\frac{Q_q l_0^3}{3!}+\frac{q_1 l_0^4}{4!}+\frac{(q_2-q_1)l_0^4}{5!}\right)\frac{1}{EI}$$



说明图　D.0.3—15

$$\varphi_{l_0}=\frac{M_{l_0}l_0}{EI}-\frac{Q_{10}l_0^2}{2EI}+\frac{q_1l_0^3}{6EI}+\frac{(q_2-q_1)l_0^3}{8EI}$$

$$=\left(M_q l_0+\frac{Q_q l_0^2}{2!}+\frac{q_1 l_0^3}{3!}+\frac{(q_2-q_1)l_0^3}{4!}\right)\frac{1}{EI}$$

（说明 D.0.3—66）

假定埋入地面以下的部分，由于地面处单位横向力 $Q_0\approx 1$ 的作用产生垂直构件轴的横向位移 δ_{QQ}、转角 δ_{MQ}〔说明图 D.0.3—3（a）或说明图 D.0.3—4（a）〕；由于单位力矩 $M_0\approx 1$ 作用下产生的横向位移 δ_{MQ}、转角 δ_{MM}〔说明图 D.0.3—3（b）或说明图 D.0.3—4（b）〕。δ_{QQ}、δ_{MQ}、δ_{QM} 和 δ_{MM} 按式（说明 D.0.3—35）～式（说明 D.0.3—38）或式（说明 D.0.3—41）～式（说明 D.0.3—44）来计算。

当构件于地面处承受弯矩 M_{l_0}、横向力 Q_{l_0} 作用时

$$\left.\begin{aligned}x_{l_0}&=M_{l_0}\delta_{QM}+Q_{l_0}\delta_{QQ}\\ \varphi_{l_0}&=-(M_{l_0}\delta_{MM}+Q_{l_0}\delta_{MQ})\end{aligned}\right\}$$（说明 D.0.3—67）

将式（说明 D.0.3—66）代入式（说明 D.0.3—67），得

$$\left.\begin{aligned}&\left(\frac{M_q l_0^2}{2!}+\frac{Q_q l_0^3}{3!}+\frac{q_1 l_0^4}{4!}+\frac{(q_2-q_1) l_0^4}{5!}\right)\frac{1}{EI}\\&=M_{l_0}\delta_{QM}+Q_{l_0}\delta_{QQ}\\&\left(M_q l_0+\frac{Q_q l_0^2}{2!}+\frac{q_1 l_0^3}{3!}+\frac{(q_2-q_1) l_0^3}{4!}\right)\frac{1}{EI}\\&=-(M_{l_0}\delta_{MM}+Q_{l_0}\delta_{MQ})\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—68）

式（说明 D.0.3—65）和式（说明 D.0.3—68）中的 M_{l_0}、Q_{l_0}、M_q 和 Q_q 均为未知数，联解式（说明 D.0.3—65）和式（说明 D.0.3—68），可求得 M_{l_0}、Q_{l_0}、M_q 和 Q_q。将这些数值代入式（说明 D.0.3—64），利用式（说明 D.0.3—59），可得承台板位移 a、b、β，然后按式（说明 D.0.3—60）求得作用于每一构件顶面（与承台板联接处）的轴向力 N_i、横向力 Q_i 和弯矩 M_i，对于直接承受土压力的构件，将式（说明 D.0.3—60）求得 Q_i、M_i 与 Q_q、M_q 相加起来，得到构件顶面的 Q 和 M，即

$$\left.\begin{aligned}Q&=Q_i+Q_q\\M&=M_i+M_q\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—69）

当求得构件顶面的 Q 和 M 后，地面处的剪力 Q_0 和弯矩 M_0 为

$$\left.\begin{aligned}Q_0&=Q+\left(q_1+\frac{q_2-q_1}{2!}\right)l_0=Q+\left(\frac{q_2+q_1}{2!}\right)l_0\\M_0&=M+Ql_0+\left(\frac{q_1}{2!}+\frac{q_2-q_1}{3!}\right)l_0^2\\&=M+Ql_0+\left(\frac{q_2+2q_1}{3!}\right)l_0^2\end{aligned}\right\}$$

（说明 D.0.3—70）

然后按前面所述，求出地面（或局部冲刷线）以下任一深度

处构件截面中的剪力、弯矩和构件侧面土的横向压应力。不论是否考虑承台板前侧和原天然地面以上桩侧的土抗力，上述方法均适用。

③双向受力的基础。

上述各种情况均为单向受力的基础。当基础为双向受力时，如弯道上的墩台基础，可先按上述第一种情况或第二种情况分别求出构件顶面处两个方向的弯矩 M、剪力 Q 后，分别沿两个方向求出构件身任一截面中的弯矩 M_y、剪力 Q_y 和侧面土的横向压应力 σ_x，最后将该截面沿两个方向的弯矩、剪力和横向压应力合成起来。或者按上述第一种情况或第二种情况分别求出每一构件顶面处沿两个方向的弯矩、剪力，然后将它们合起来，再求构件身任一截面中的剪力、弯矩和侧面土的横向压应力。这两种方法中，根据经验说明第一种方法所得结果与空间计算法所得结果比较接近，但计算工作量较大。而第二种方法所得结果，有时偏大较多，但计算工作量较小。

④为了保证基础侧面土的稳定，应对基础侧面土产生的压应力 σ_x 值加以限制，使它小于某一容许值。根据我国 1959 年《桥规》附录Ⅺ和国内外的设计经验，本规范采取了下列近似限制办法，认为当外力作用，基础发生旋转时，基础的一侧土产生主动土压力，另一侧产生被动土压力，土与基础壁之间的摩擦力作用略去不计。基础对侧面土产生的水平压应力 σ_x 不应大于土对基础的被动土压力与主动土压力之差。假如以 φ 代表土的内摩擦角，γ 代表土的容重（当有水时，要考虑水的浮力），C 代表土的黏聚力。有 φ 和 C 的实测资料时，采用实测数值，无实测资料时，可参照有关表查用。

被动土压力：

$$p_p = \gamma y \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2C\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

主动土压力：

$$p_a = \gamma y \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) + 2C\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

为保证基础侧面土的稳定，基础对土产生的水平压应力 σ_x 应符合下列条件：

$$\sigma_x \leqslant k(p_p - p_a)$$

式中 k 为外力作用面内数个构件相互作用对构件侧面土的容许应力的影响系数，由于目前缺乏这方面的试验资料，暂借用前面所述计算土抗力时的构件相互影响系数。倘考虑基础平面形状对被动土压力的影响，则

$$\sigma_x \leqslant \frac{k}{b}(b_0 p_p - b p_a)$$

式中 b_0 为基础的土抗力计算宽度，b 为基础的实际宽度，于是

$$\begin{aligned}\sigma_x &\leqslant \frac{k}{b}(b_0 p_p - b p_a)\\ &= \frac{k}{b}\left\{b_0 \gamma y \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) + 2b_0 C\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\right\}\\ &\quad - \frac{k}{b}\left\{b\gamma y \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2bC\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)\right\}\\ &= k[\gamma y(\eta K_p - K_a) + 2C(\eta\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a})]\end{aligned}$$

（说明 D.0.3—71）

$$\eta = \frac{b_0}{b},\ K_p = \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right),\ K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

式（说明 D.0.3—71）与 1975《桥规》附录十五中式（附 D.11）和式（附 D.12）没有根本的区别。根据日本〔见日本国有铁路《抗震设计指针》(1979 年 7 月)〕和前苏联的经验，式（说明 D.0.3—71）不仅适用于 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 的基础，也适用于 $h > \frac{2.5}{\alpha}$ 的基础（大多数桩基属于这种情况）。

由于考虑对于不同结构体系，要求的安全系数不一样，上面公式的右边应乘以系数 η_1，但考虑到上述计算只是要桩侧一点处土的应力满足要求，而且土又具有调整桩侧土应力的特性，所

以该系数不应采用过大，以免过分保守。本规范规定：对于超静定推力拱桥的墩台采用 $\eta_1=0.7$；其他结构体系的墩台采用 $\eta_1=1.0$。又由于考虑在恒载作用下对基础的要求比较高，所以上面公式的右边应再乘以系数 η_2，η_2 按恒载产生的力矩与总力矩之比值的关系来确定。当 $h\leqslant\frac{2.5}{\alpha}$，倘仅为恒载弯矩作用时，$\eta_2$ 可采用 0.2；仅为活载弯矩时，η_2 采用 1.0；用公式表示，则 $\eta_2=0.2+0.8\left(\frac{M_m-M_n}{M_m}\right)$。因此，当 $h\leqslant\frac{2.5}{\alpha}$时，$\eta_2=1-0.8\frac{M_n}{M_m}$。当 $h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$，倘仅为恒载弯矩作用，$\eta_2$ 可采用 0.5，仅为活载弯矩作用时，η_2 采用 1.0；用公式表示，则 $\eta_2=0.5+0.5\left(\frac{M_m-M_n}{M_m}\right)$。因此，当 $h\geqslant\frac{4.0}{\alpha}$时，$\eta_2=1-0.5\frac{M_n}{M_m}$。这里 M_n 为恒载对桩基承台板底面坐标原点或沉井底面中心的力矩，M_m 为恒载和活载对桩基承台板底面坐标原点或沉井底面中心的总力矩。显然，M_n 愈大，则 η_2 值愈小，反之，M_n 愈小，则 η_2 值愈大。对于 $h\leqslant\frac{2.5}{\alpha}$时，一般检算 h 和 $\frac{h}{3}$ 深度处的 σ_x，因此，上面式（说明 D.0.3—71）可写成：

在深度 h 处

$$\sigma_x\leqslant\eta_1\eta_2 k[\gamma h(\eta K_p-K_a)+2C(\eta\sqrt{K_p}+\sqrt{K_a})]$$

在 $y=\frac{h}{3}$处

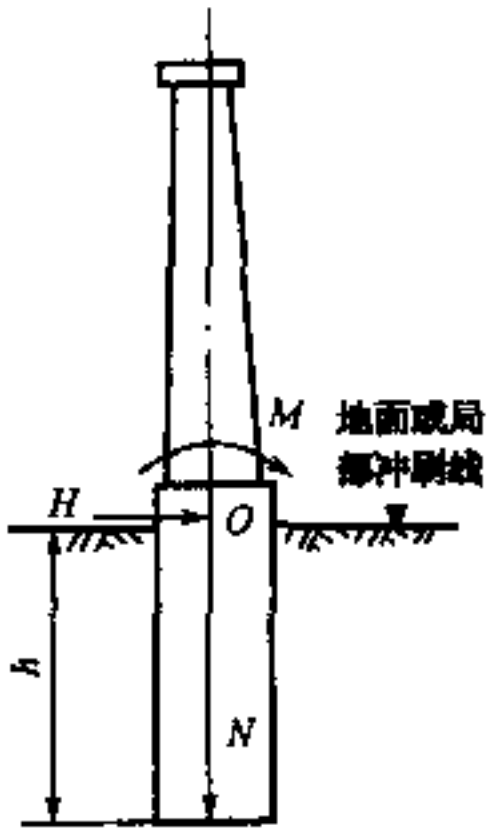
$$\sigma_x\leqslant\eta_1\eta_2 k\left[\gamma\frac{h}{3}(\eta K_p-K_a)+2C(\eta\sqrt{K_p}+\sqrt{K_a})\right]$$

（2）特殊情况下基础计算公式

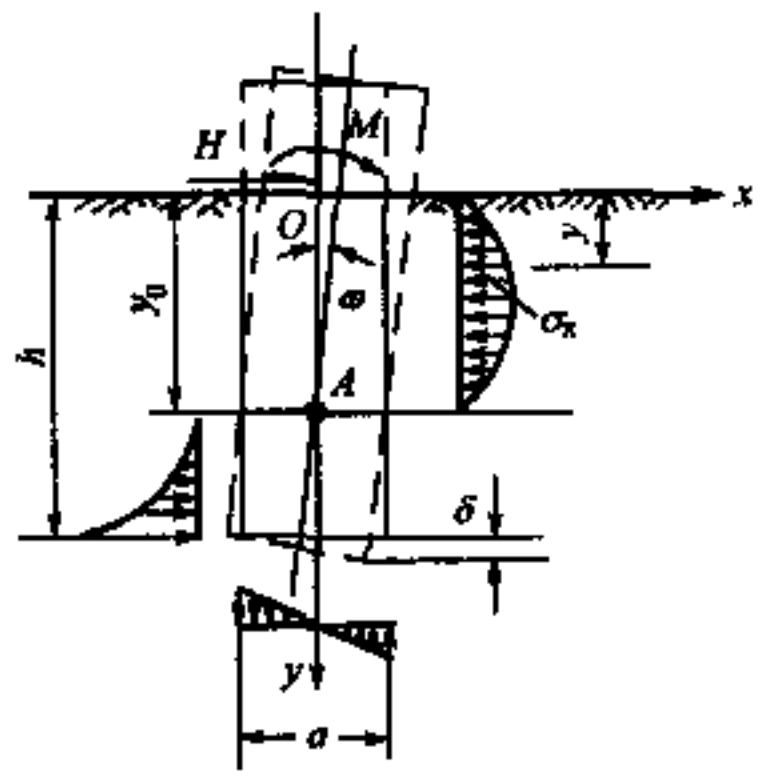
当基础埋于地面或局部冲刷线以下的深度 $h\leqslant\frac{2.5}{\alpha}$时，仍可按前面“一般情况下基础计算公式”进行计算，但为了简化起见，也可将基础视为具有无穷大刚度，按下述方法进行计算。

①置于非岩石地基上的基础（包括基础支立于岩石风化层内和支立于岩层面上的情况）

作用于基础上的外力可以化为作用于地面或局部冲刷线处的水平力 H 和弯矩 M，以及作用于基础底面重心上的竖向压力 N（见说明图 D.0.3—16）。为了便于讨论，先仅讨论地面或局部冲刷线处仅作用有水平力 H 和 M 的情况（见说明图 D.0.3—17）。



说明图 D.0.3—16



说明图 D.0.3—17

当基础仅承受 H 和 M 作用时，基础围绕位于地面或局部冲刷线以下 y_0 处垂直于外力作用面的 A 轴旋转 ω 角。这样，地面以下深度 y 处基础的水平位移 Δx 和土的水平压应力 σ_x 为

$$\left.\begin{aligned}\Delta x &= (y_0 - y)\tan\omega \\ \sigma_x &= \Delta x \cdot C_y = (y_0 - y)y \cdot \frac{C'}{h} \cdot \tan\omega\end{aligned}\right\} \quad \text{(说明 D.0.3—72)}$$

式中，C_y 和 C' 为相应于深度 y 和 h 处土的水平地基系数。$C_y = my$，$C' = mh$，其中 m 为土的水平地基系数随深度变化的比例系数。

基底最大竖向压应力为

$$\sigma_{max} = C_0\delta \approx C_0 \frac{a}{2}\tan\omega \quad \text{（说明 D.0.3—73）}$$

式中，C_0 为深度 h 处基底土的竖向地基系数。$C_0 = m_0 h$，其中 m_0 为土的竖向地基系数随深度变化的比例系数。

为了确定 y_0 和 $\tan\omega$，令所有力在 x 轴上的投影之和等于零，所有力对坐标原点 O 的力矩之和为零，并认为 $\tan\omega \approx \omega$，得

$$\sum X = H - \int_0^h \sigma_x b_0 \mathrm{d}y = H - b_0\omega\int_0^h \frac{C'}{h}y(y_0 - y)\mathrm{d}y$$

$$= H - b_0\omega\left(y_0\frac{C'h}{2} - \frac{C'h^2}{3}\right) = 0 \quad \text{（说明 D.0.3—74）}$$

$$\sum M_0 = M + \int_0^h \sigma_x b_0 y\mathrm{d}y - W\sigma_{max}$$

$$= M + b_0\omega\int_0^h \frac{C'}{h}y^2(y_0 - y)\mathrm{d}y - W\sigma_{max}$$

$$= M + b_0\omega\left(y_0\frac{C'h^2}{3} - \frac{C'h^3}{4}\right) - WC_0\frac{a}{2}\omega = 0$$

（说明 D.0.3—75）

将（说明 D.0.3—74）和（说明 D.0.3—75）两式进行联解，得基础的转角 $\omega = \dfrac{12(3M + 2Hh)}{b_0 mh^4 + 18C_0 aW}$（说明 D.0.3—76）基础旋转中心 A 的位置：

$$y_0 = \frac{b_0 mh^3(4M + 3hH) + 6HC_0 aW}{2b_0 mh^2(3M + 2Hh)}$$

（说明 D.0.3—77）

深度 y 处基础截面上的弯矩：

$$M_y = M + y\left(H - b_0\omega\frac{my^2}{12}(2y_0 - y)\right)$$

（说明 D.0.3—78）

考虑作用于基底重心处的竖向力 N 时（支于非岩石地基上，施工时基础侧面摩擦力易遭破坏的沉井及支立于岩石层面上的桩、管柱和沉井，N 的计算可不考虑基础侧面摩擦力的影响），

基底前后边缘处竖向应力为

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2}\omega \qquad \text{(说明 D.0.3—79)}$$

上面诸式中　W——基底截面的抵抗矩；

A_0——基底面积；

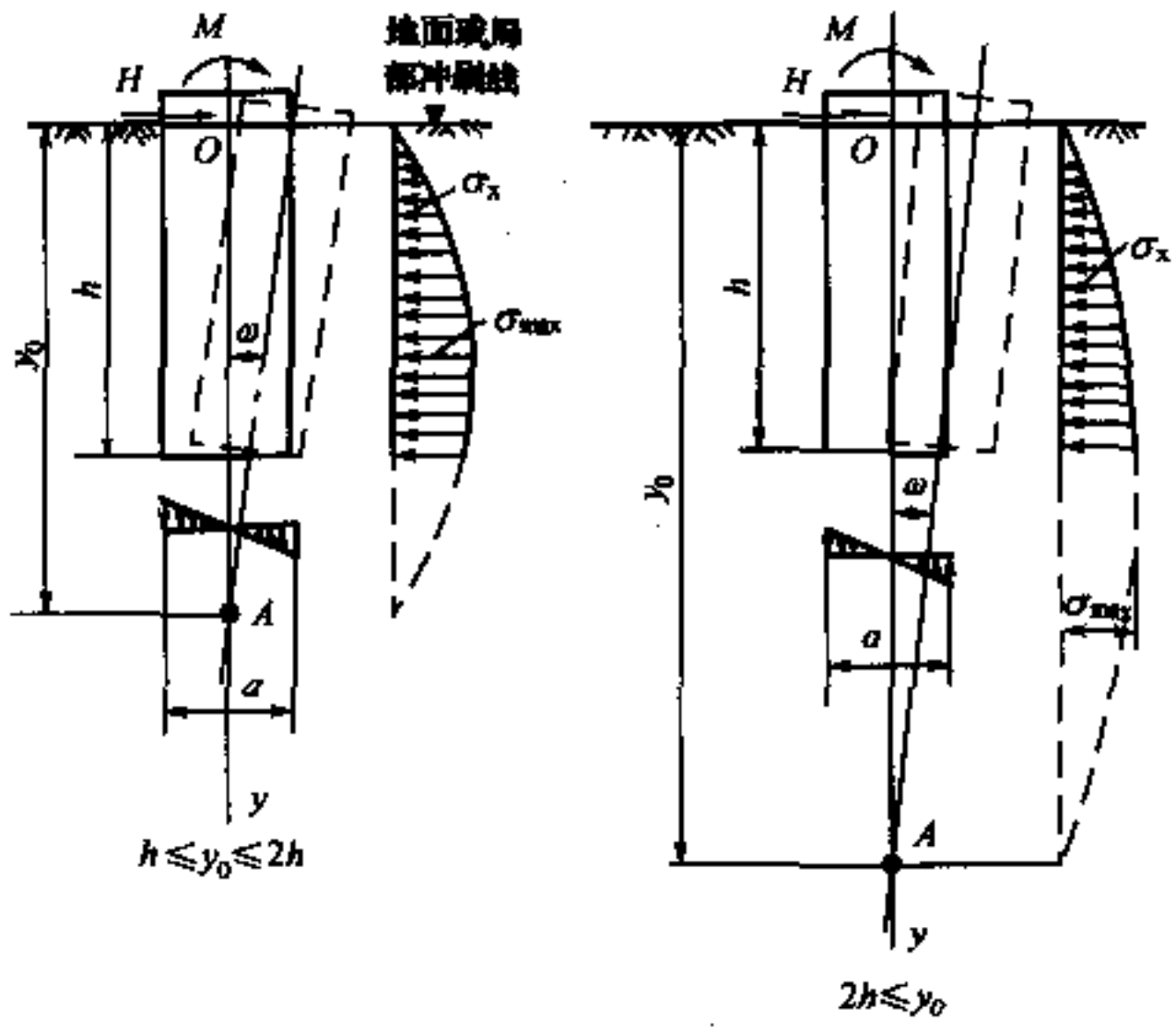
A——基底顺外力作用方向的长度。

其余符号的意义与前面相同。

基础作用于侧面土上的水平压应力 σ_x 为

$$\sigma_x = my(y_0 - y)\omega \qquad \text{(说明 D.0.3—80)}$$

基础侧面水平压应力 σ_x 的分布图形随 y_0 的位置而定。y_0 的位置有时可能位于基础底面以下，其 σ_x 的分布图形如说明图 D.0.3—18 所示。



说明图　D.0.3—18

②基底嵌入岩层内不深的基础

当基底嵌入岩层内不太深（通常沉井之类的基础嵌入岩层不

会太深），外力作用下基底不产生水平位移，基础的旋转中心 A 与基础底面重心相吻合（说明图 D.0.3—19），基底嵌入处产生水平阻力 P，这里假定基础嵌入不深，因此 P 距 A 点很近，可略去 P 对 A 点产生的力矩。

参照前面的推导，可求得

基础的转角：
$$\omega = \frac{12(M + Hh)}{b_0 mh^4 + 6C_0 aW} \qquad \text{（说明 D.0.3—81）}$$

基础底面竖向压应力：
$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_0} \pm C_0 \frac{a}{2}\omega \qquad \text{（说明 D.0.3—82）}$$

计算 N 时不应考虑基础侧面摩擦力。

基础侧面横向压应力：
$$\sigma_x = my(h - y)\omega \qquad \text{（说明 D.0.3—83）}$$

基底嵌入处水平力：
$$P = b_0\omega \frac{mh^3}{6} - H \qquad \text{（说明 D.0.3—84）}$$

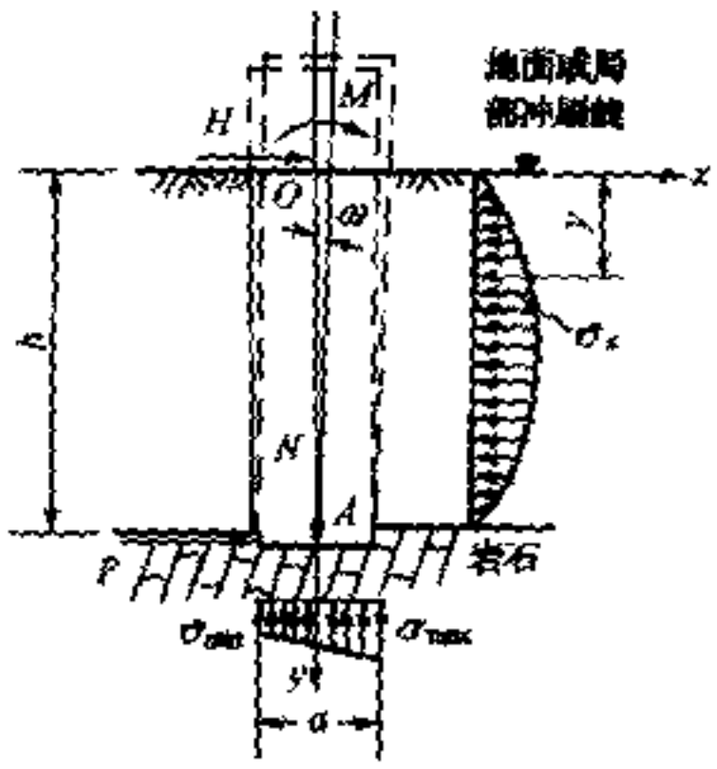
基础身任一深度 y 截面内的弯矩：
$$M_y = M + y\left\{H - b_0\omega \frac{my^2}{12}(2h - y)\right\} \qquad \text{（说明 D.0.3—85）}$$

式中诸符号的意义与前面相同。

倘按上面公式求得的 P 为负值，则说明 P 的方向与说明图 D.0.3—19 中所示相反，并作用于基础的另一侧。

③墩台顶面水平位移的计算

基础实际上并非无穷大的刚性体，其实际刚度对墩台位移是有影响的。经研究、以 k_1



说明图 D.0.3—19

代表考虑基础实际刚度对地面处基础水平位移的修正系数，以 k_2 代表基础实际刚度对地面处基础截面转角的修正系数，此二系数均大于 1.0，计算时可采用说明表 D.0.3。该表中的修正系数根据 $h \leqslant \frac{2.5}{\alpha}$ 的基础分别按前面所介绍的一般情况计算办法（按弹性基础计算）与按刚性基础计算办法计算地面处水平位移和转角进行比较所得。当换算深度 $\overline{h} = \alpha h < 1.6$ 时采用 $k_1 = k_2 = 1.0$。

说明表 D.0.3　系数 k_1、k_2

换算深度 $\overline{h} = \alpha h$	系　数	λ / h				
		1	2	3	5	∞
1.6	k_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	k_2	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1
1.8	k_1	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1
	k_2	1.0	1.2	1.2	1.2	1.3
2.0	k_1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.2
	k_2	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
2.2	k_1	1.1	1.2	1.2	1.2	1.2
	k_2	1.2	1.5	1.5	1.6	1.7
2.4	k_1	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3
	k_2	1.3	1.8	1.9	1.9	2.0
2.5	k_1	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
	k_2	1.4	1.9	2.1	2.2	2.3

注：$\lambda = \frac{M_z}{H}$，这里 M_z 为全部外力对基础底面中心的总力矩，H 为总水平力。
当 $\alpha h < 1.6$ 时，$k_1 = k_2 = 1.0$。

由于支立于非岩石地基上的基础（包括支立于风化层上及支立于岩层面上的基础）承受水平力和力矩作用下，基础绕地面以下 y_0 处的 A 轴旋转，所以地面处的水平位移为 $k_1 \omega y_0$；地面至

墩台顶面的高度 l 范围内墩台身和地面以上基础部分的水平位移为 $k_2\omega l$；另外地面至墩台顶高度 l 范围内材料变形产生的墩台顶面位移 δ_0；因此，墩台顶面总水平位移为

$$\delta = k_1\omega y_0 + k_2\omega l + \delta_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—86）}$$

对于嵌石内的基础，得

$$\delta = k_1\omega h + k_2\omega l + \delta_0 \qquad \text{（说明 D.0.3—87）}$$

附录 F

台后路基与锥体对桥台基底应力与变形有影响，可按下式计算其附加竖向压力：

$$\sigma = \alpha\gamma H$$

式中 σ——基底前后边缘中点的附加竖向压力（kPa）；

γ——填土的单位容重（kN/m^3）；

H——台后填土高（m）；

α——基底前后缘附加竖向压力系数，按下列情况考虑：

（1）α 值由台后路基及锥体分别计算然后叠加，台后路基按无限长的条形荷载计算。锥体按集中荷载计算，埋式桥台前侧锥体按矩形面积上的三角形分布荷载计算。

（2）桥台锥体的尺寸按台后填土高 H 及《铁路桥涵设计基本规范》第 3.4.2 条所规定的锥体边坡换算。

（3）基础长度与台后路基填土高 H 相配合，计算了几种长度，应用时可以内插。

（4）非岩石地基单线桥基础的宽度一般在 6.7 m 以内，为简化计算，取与路肩宽度一致，即均为 6.7 m，因此系数 α 适用于单线桥。

（5）锥体表面为折线形。为简化计算按直线坡面考虑，锥体及台后路堤的坡脚均假定在同一平面上。

（6）台后各种填料对计算影响不大，均可采用。

中华人民共和国行业标准

铁路桥涵地基和基础设计规范

TB 10002.5—2005

J 464—2005

*

中国铁道出版社出版、发行

（100054，北京市宣武区右安门西街 8 号）

北京市兴顺印刷厂印

开本：850 mm × 1 168 mm　1/32　印张：8.375　字数：217 千字

2000 年 1 月第 1 版　2005 年 7 月第 2 版　2005 年 8 月第 2 次印刷

印数：10 001 ~ 18 000 册

统一书号：15113·2168　定价：35.00 元

版权所有　侵权必究

凡购买铁道版的图书，如有缺页、倒页、脱页者，请与本社发行部调换。

联系电话：路(021)73169，市(010)63545969