中华人民共和国交通部部标准

公路桥涵地基与基础设计规范

Specifications for Design of Ground Base and Foundation of Highway Bridges and Culverts

JTJ 024—85

主编部门：交通部公路规划设计院
批准部门：中华人民共和国交通部
施行日期：1985 年 8 月 1 日

人民交通出版社

1985 北京

关于颁发《公路桥涵地基与基础设计规范》的通知

（不另行文）　　（85）交公路字1131号

兹批准《公路桥涵地基与基础设计规范》，编号为JTJ 024—85，作为交通部部标准，自一九八五年八月一日起实行。交通部一九七四年颁发的《公路桥涵设计规范》（试行）中有关章节同时废止。

该规范的解释工作，由我部公路规划设计院负责。希各有关单位在实践中注意积累资料，不断总结经验，将发现的问题和修改意见，随时函告我部公路规划设计院，以便修订时参考。

交　通　部

一九八五年五月二十一日

修　订　说　明

本规范系对交通部1974年颁发的《公路桥涵设计规范》（试行）第七章——地基与基础进行修订而成。

在修订过程中，交通部公路规划设计院会同哈尔滨建筑工程学院、吉林省交通科学研究所、黑龙江省交通科学研究所、山西省公路勘察设计院、西安公路学院和南京大学等单位开展了以规范内容为对象的专题研究，进行了较广泛的调查和资料征集工作，总结和吸收了国内外的先进经验，拟定了条文初稿，在征求了全国有关单位的意见后，修改定稿并经交通部审查批准。

修订的主要内容为：增加了新近沉积粘性土的容许承载力、软土地基容许承载力的计算公式，大、中桥基底最小埋深安全值、桥涵基础在季节性冻土中的埋置深度和切力值及桩基础的冻拔验算公式；取消了原规范用 K 法计算桩基的方法；不再将桩基设计分为高桩承台和低桩承台，即取消高、低桩承台的判别条件及低桩承台的设计方法；删去木桩的有关规定；调整了黄土地基土的容许承载力；补充了薄壁浮运沉井横向稳定的计算；采用了中华人民共和国法定计量单位以代替原规范的公制单位等。

本规范由雍致盛同志和黄裕梅同志执笔编写。

符 号 表

$[\sigma_0]$——地基土的容许承载力

$[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力

E_0——土的压缩模量

R_c^j——岩块单轴极限抗压强度

h——基础埋置深度

B——基础宽度

L——垂直于B边的基础长度

H——水平力

A——基底截面积

W_0——基础底面的抵抗矩

N——作用于基底的竖向力

M——作用于基底的力矩

G——桩身重力

$[P]$——单桩轴向受压容许承载力

τ_i——桩壁土的极限摩阻力

σ_R——桩尖处土的极限承载力

d——桩的直径或边长

m——土的比例系数

EI——基础的计算刚度

α——土中基础变形系数

Δ——墩台顶面的水平位移

S——地基总沉降量

Z_0——标准冻深

m_1——标准冻深修正系数

h_d——基底下容许残留冻土层厚度

k_1——地基土容许承载力随基础宽度的修正系数

k_2——地基土容许承载力随基础深度的修正系数

C_u——抗剪强度

γ——土的容重

γ_w——水的容重

γ_b——土的浮容重

γ_0——土的密度

e——土的天然孔隙比

a_{1-2}——压缩系数

S_γ——饱和度

w_p——塑限

I_P——塑性指数

w_L——液限

I_L——液性指数

w——天然含水量

D_γ——砂土的相对密度

μ——基础底面与地基土之间的摩擦系数

C——粘聚力

ϕ——内摩擦角

k_c——抗滑动稳定系数

k_f——岩石风化系数

k_R——岩石软化系数

第一章 总 则

第1.0.1条 本规范适用于公路桥涵的一般地基基础设计；厂矿、林业专用公路和城市道路桥涵地基基础工程设计可参照使用。

第1.0.2条 采用本规范设计时，荷载应按《公路桥涵设计通用规范》规定采用；基础结构设计应按《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的有关规定进行。

第1.0.3条 桥涵地基基础的设计应保证具有足够的强度、稳定及耐久性。

第1.0.4条 桥涵基础的类型，应根据水文、地质、地形、上部构造、荷载、材料供应和施工条件等合理选用。

第1.0.5条 桥址处工程地质勘测资料应满足查明地质构造、不良地质现象、地基土的物理力学性质及地下水的状态等要求，以保证桥涵上部构造的安全和正常使用。

第二章 地基承载力

第一节 地基的容许承载力

第2.1.1条 桥涵地基的容许承载力，可根据地质勘测、原位测试、野外荷载试验、邻近旧桥涵调查对比，以及既有的建筑经验和理论公式的计算综合分析确定。如缺乏上述数据时，可参照第2.1.2条至第2.1.4条计算确定。对地质和结构复杂的桥涵地基的容许承载力，应经现场荷载试验确定。

第2.1.2条 地基的容许承载力，当基础宽度 $b \leqslant 2$ m，埋置深度 $h \leqslant 3$ m 时，可按表2.1.2-1至表2.1.2-11选用。其中细颗粒土的液限 w_L、液性指数 I_L 等系指采用76g平衡锥测定的数值。

一、粘性土（细粒土）——塑性指数见附录一附表1.1。

1.老粘性土的容许承载力〔σ_0〕，可按土的压缩模量 E_s（MPa）确定，见表2.1.2-1。

老粘性土的容许承载力〔σ_0〕 表2.1.2-1

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

注：① 老粘性土是指第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的粘性土。一般具有较高的强度和较低的压缩性。

② $E_s = \dfrac{1+e_1}{a_{1-2}}$

式中：e_1——压力为0.1MPa时，土样的孔隙比；

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

E_s——压缩模量，当老粘性土 E_s<10MPa 时，容许承载力〔σ_0〕按一般粘性土（表2.1.2-2）确定。

2.一般粘性土的容许承载力〔σ_0〕，可按液性指数 I_L 和天然

孔隙比 e 确定，见表2.1.2-2。

一般粘性土的容许承载力[σ_0]　　表2.1.2-2

e \ I_L / [σ_0](kPa)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130
0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注：① 一般粘性土是指第四纪全新世（Q_4）（文化期以前）沉积的粘性土，一般为正常沉积的粘性土。

② 土中含有粒径大于2mm的颗粒重量超过全部重量30%以上的，[σ_0]可酌量提高。

③ 当 $e<0.5$时，取 $e=0.5$；$I_L<0$时，取 $I_L=0$。此外，超过表列范围的一般粘性土，[σ_0]可按下式计算：

$$[\sigma_0]=57.22E_s^{0.57}$$

式中 E_s——土的压缩模量（MPa）；

[σ_0]——一般粘性土的容许承载力（kPa）。

④ 粘性土的状态按液性指数（即稠度系数）I_L划分，见附表1.2。

3.新近沉积粘性土的容许承载力[σ_0]，可按液性指数 I_L 和天然孔隙比 e 确定，见表2.1.2-3。

4.残积粘性土的容许承载力[σ_0]，可按土的压缩模量 E_s（MPa）确定，见表2.1.2-4。

二、砂土地基的容许承载力[σ_0]，可按表2.1.2-5选用。

三、碎石土的容许承载力[σ_0]，可按表2.1.2-6选用。

四、岩石的容许承载力[σ_0]，可按表 2.1.2-7 选用。对于复杂的岩层（如溶洞、断层、软弱夹层、易溶岩石等）应个别研究确定。

新近沉积粘性土的容许承载力[σ_0]　　表2.1.2-3

e \ I_L / [σ_0](kPa)	≤0.25	0.75	1.25
≤0.8	140	120	100
0.9	130	110	90
1.0	120	100	80
1.1	110	90	—

注：① 新近沉积的粘性土是指文化期以来沉积的粘性土，一般为欠固结，且强度较低。

② 新近沉积粘性土的野外鉴别方法按附表1.3进行。

残积粘性土的容许承载力[σ_0]　　表2.1.2-4

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。

砂土的容许承载力[σ_0]　　表2.1.2-5

土　名	[σ_0](kPa)　密实度 / 湿度	密　实	中　密	松　散
砾砂、粗砂	与湿度无关	550	400	200
中　砂	与湿度无关	450	350	150
细　砂	水　上	350	250	100
	水　下	300	200	—
粉　砂	水　上	300	200	—
	水　下	200	100	—

注：① 砂土的分类见附表1.4。

② 砂土的密实度按相对密度 D_r 确定，见附表1.5。

③ 砂土的潮湿度按附表1.6划分。

碎石土的容许承载力$[\sigma_0]$　　表2.1.2-6

土名 \ 密实程度 / $[\sigma_0]$(kPa)	密　实	中　密	松　散
卵　石	1200～1000	1000～600	500～300
碎　石	1000～800	800～500	400～200
圆　砾	800～600	600～400	300～200
角　砾	700～500	500～300	300～200

注：① 由硬质岩组成，填充砂土者取高值；由软质岩组成，填充粘性土者取低值。

② 半胶结的碎石土，可按密实的同类土的$[\sigma_0]$值提高10～30%。

③ 松散的碎石土在天然河床中很少遇见，需特别注意鉴定。

④ 漂石、块石的$[\sigma_0]$值，可参照卵石、碎石适当提高。

⑤ 碎石土的分类、密实度及潮湿度的划分，见附表1.7、附表1.8及附表1.6。

岩石的容许承载力$[\sigma_0]$　　表2.1.2-7

岩石名称 \ 岩石的破碎程度 / $[\sigma_0]$(kPa)	碎 石 状	碎 块 状	大 块 状
硬质岩（R_a^j>30 MPa）	1500～2000	2000～3000	>4000
软质岩（R_a^j=5～30MPa）	800～1200	1000～1500	1500～3000
极软岩（R_a^j<5 MPa）	400～800	600～1000	800～1200

注：① 表中R_a^j为岩块单轴抗压强度。表中数值视岩块强度、厚度、裂隙发育程度等因素适当选用。易软化的岩石及极软岩受水浸泡时，宜用较低值。

② 软质岩强度R_a^j高于30MPa者仍按软质岩计。

③ 岩石已风化成砾、砂、土状的（即风化残积物），可比照相应的土类确定其容许承载力。如颗粒间有一定的胶结力，可比照相应的土类适当提高。

④ 岩石的分类、风化程度、软化系数、破碎程度的划分见附表1.9、附表1.10、附表1.11、附表1.12。

五、黄土的容许承载力，按下列各表采用，黄土的分类见附表1.13。

1.新近堆积黄土的容许承载力$[\sigma_0]$，可按土的含水比（天然含水量w与液限w_L的比值）确定，见表2.1.2-8。

新近堆积黄土的容许承载力$[\sigma_0]$　　表2.1.2-8

w/w_L	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.2
$[\sigma_0]$ (kPa)	130	120	110	100	90	80	70

注：表列新近堆积黄土为湿陷性黄土地基时，经人工处理后，其承载力按下列系数提高：

① 人工夯实（用0.5kN的普通石夯，落距50cm，分别夯三遍），提高1.2；

② 换土夯实（表层换填卵石16cm，三七石灰土（体积比三分石灰、七分土）4cm，电动蛙式机夯打3～4遍），提高1.3；

③ 重锤夯实（包括表层1～1.5m厚度的夯实和回填夯实），提高2.0；

④ 打石灰砂桩（基础底面地基加固），提高4.0。

2.一般新黄土的容许承载力$[\sigma_0]$，可按天然含水量w、液限比（液限w_L与天然孔隙比e的比值）确定，见表2.1.2-9。

一般新黄土的容许承载力$[\sigma_0]$　　表2.1.2-9

w_L/e \ w / $[\sigma_0]$(kPa)	≤10	13	16	19	22	25	28	31	34
22	190	180	170	150	130	110	90	70	50
25	200	190	180	160	140	120	100	80	60
28	210	200	190	170	150	130	110	90	70
31	230	210	200	180	160	140	120	100	80
34	250	230	210	190	170	150	130	110	100
37	—	250	230	210	190	170	150	130	110
40	—	—	250	230	210	190	170	150	130
43	—	—	—	250	230	210	190	170	150

3.老黄土的容许承载力〔σ_0〕，可按天然孔隙比 e 和含水比 w/w_L 确定，见表2.1.2-10。

老黄土的容许承载力〔σ_0〕 表2.1.2-10

〔σ_0〕(kPa) e / w/w_L	<0.7	0.7～0.8	0.8～0.9	>0.9
<0.6	700	600	500	400
0.6～0.8	500	400	300	250
>0.8	400	300	250	200

注：山东老黄土性质较差，容许承载力〔σ_0〕应降低100～200kPa。

六、多年冻土的容许承载力〔σ_0〕，可按表2.1.2-11选用，冻土的分类见附录一附表1.14、附表1.15。

多年冻土的容许承载力〔σ_0〕 表2.1.2-11

序号	〔σ_0〕(kPa) 基础底面的月平均最高土温(℃) / 土的名称	-0.5	-1.0	-1.5	-2.0	-3.5
1	块石、卵石、碎石	800	950	1100	1250	1650
2	圆砾、角砾、砾砂、粗砂、中砂	600	750	900	1050	1450
3	细砂、粉砂	450	550	650	750	1000
4	亚砂土	400	450	550	650	850
5	亚粘土、粘土	350	400	450	500	700
6	饱和冰冻土	250	300	350	400	550

注：① 序号1～5为融沉土时，表列数值降低20%。
② 含土冰层的容许承载力〔σ_0〕，应实测确定。
③ 基础置于强融沉的土层上时，基底应敷设厚度不小于20～30cm的砂垫层。
④ 表列数值不适于含盐量大于0.5%的冻土。

第2.1.3条 软土地基的容许承载力，必须同时满足稳定和变形的要求，可按下列公式之一确定。但沉降量应符合第三章第三节的有关计算规定。

$$〔\sigma〕=\frac{5.14}{m}k_p\cdot C_u+\gamma_2 h \qquad (2.1.3\text{-}1)$$

式中 〔σ〕——基底土的容许承载力（kPa）；

m ——安全系数，可视软土灵敏度及基础长宽比等因素选用1.5～2.5；

C_u ——不排水抗剪强度（kPa），可用三轴仪、十字板剪力仪或无侧限抗压试验测得；

$$k_p=(1+0.2\frac{B}{L})\ (1-\frac{0.4}{BL}\ \frac{Q}{C_u})$$

γ_2 ——基底以上土的容重（kN/m³），地下水位以下为浮重；

h ——基础埋置深度（m）。当受水流冲刷时，由一般冲刷线算起；

B ——基础宽度（m）；

L ——垂直于 B 边的基础长度（m）。

当有偏心荷载时，B 与 L 分别由 B' 与 L' 代替：

$B'=B-2e_B$；$L'=L-2e_L$。

e_B、e_L 分别为荷载在基础宽度方向、长度方向的偏心距；

Q ——荷载的水平分力（kN）。

对小桥、涵洞基础，也可由下式计算容许承载力：

$$〔\sigma〕=〔\sigma_0〕+\gamma_2(h-3) \qquad (2.1.3\text{-}2)$$

式中 〔σ_0〕——按表2.1.3选用。

其余符号与前相同。

软土的容许承载力〔σ_0〕 表2.1.3

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

注：表内 w 为原状土的天然含水量。

采用式（2.1.3-1）或（2.1.3-2）计算的基底容许承载力不再按基础深、宽进行修正。

第2.1.4条 当基础宽度 b 超过 2 m，基础埋置深度 h 超过 3 m，且 $h/b \leqslant 4$ 时，地基的容许承载力，按下式计算：

$$[\sigma]=[\sigma_0]+k_1\gamma_1(b-2)+k_2\gamma_2(h-3) \qquad (2.1.4)$$

式中 $[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力（kPa）；

$[\sigma_0]$——按表 2.1.2-1～2.1.2-10 查得的地基土的容许承载力（kPa）；

b——基础底面的最小边宽（或直径），当 $b<2$ m 时，取 $b=2$ m 计；当 $b>10$m 时，按10m计算；

h——基础底面的埋置深度（m），对于受水流冲刷的基础，由一般冲刷线算起；不受水流冲刷者，由天然地面算起；位于挖方内的基础，由开挖后地面算起；当 $h<3$ m 时，取 $h=3$ m 计；

γ_1——基底下持力层土的天然容重（kN/m³）。如持力层在水面以下且为透水者，应采用浮重 γ_b，见注①；

γ_2——基底以上土的容重（kN/m³）或不同土层的换算容重（见注②）。如持力层在水面以下，且为不透水者，不论基底以上土的透水性质如何，应一律采用饱和容重；如持力层为透水者，应一律采用浮重；

k_1 k_2——地基土容许承载力随基础宽度、深度的修正系数，按持力层土决定，见表2.1.4。

注：① 土体在水中的浮重，按 $\gamma_b=\frac{1}{1+e}(\gamma_s-\gamma_w)$ 计算。γ_s 为土的容重，一律采用 27～28kN/m³；γ_w 为水的容重，采用10kN/m³；e 为土的天然孔隙比，如无实测数值，可按附录二附表 2 采用。

② 不同土层换算的平均容重，按 $\gamma_2=\frac{\Sigma\gamma_i h_i}{\Sigma h_i}$ 计算。γ_i 为各土层的容重（kN/m³），h_i 为各土层的厚度(m)。

土的类别				k_1	k_2
黏性土		老黏性土		0	2.5
		一般黏性土	$I_L\geqslant 0.5$ 或 $e\geqslant 0.9$	0	1.5
			$I_L<0.5$ 且 $e<0.9$	0	2.5
		新近沉积黏性土		0	1.0
		红黏土		0	1.5
粉土		新近沉积粉土		0	1.0
砂土		老粉土		0	1.5
	粉砂	密实		1.0	2.0
		中密		0.5	1.5
	细砂	密实		1.5	3.0
		中密		1.0	2.0
	中砂	密实		2.0	4.0
		中密		1.5	3.0
	粗砂砾砂	密实		3.0	5.5
		中密		2.0	5.0
碎石土	卵石	密实		3.0	6.0
		中密		2.0	5.0
	碎石圆砾	密实		3.0	6.0
		中密		2.0	5.0
岩石	软岩			0	1.5
	较软岩			0	2.0
	较硬岩			0	2.5
	坚硬岩			0	3.0

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

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

③ 冻土的 $k_1=0$，$k_2=0$。

第二节　地基土容许承载力的提高

第2.2.1条　当墩台建在水中而其基底土又为不透水层时，自平均常水位至一般冲刷线处，水深每米基底容许承载力〔σ〕可增加10kPa。

第2.2.2条　地基土容许承载力〔σ〕可按表2.2.2的系数予以提高。当受地震力作用时，应按《公路工程抗震设计规范》规定采用。

地基土容许承载力〔σ〕的提高系数　　表2.2.2

序　号	荷载与使用情况	提高系数（k）
一	荷载组合Ⅰ	$k=1.00$
二	荷载组合Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ、Ⅴ	$k=1.25$
三	经多年压实未受破坏的旧桥基	$k=1.50$

注：① 荷载组合Ⅴ中，当承受拱施工期间的单向恒载推力时，$k=1.50$。
② 各项提高系数不得互相迭加。
③ 岩石旧桥基的容许承载力不得提高。
④ 容许承载力小于150kPa的地基，对于表列第二项情况，$k=1.0$，对于第三项及注①情况，$k=1.25$。
⑤ 表中荷载组合Ⅰ如包括由混凝土收缩及徐变或水浮力引起的荷载效应，则与荷载组合Ⅱ相同对待。

第三章　基础的埋置深度与计算

第一节　基础的埋置深度

第3.1.1条　桥涵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：

一、当墩台基底设置在不冻胀土层中，基底埋深可不受冻深的限制；

二、当上部为超静定结构的桥涵基础，其地基为冻胀性土时，均应将基底埋入冻结线以下不小于0.25m；

三、当墩台基础设置在季节性冻胀土层中时，基底的最小埋置深度可按下式确定：

$$h=Z_0 m_t-h_d \qquad (3.1.1\text{-}1)$$

式中　h——基础最小埋置深度（m）。对于弱冻胀土和冻胀土的基底埋深，也可根据标准冻深值Z_0，从图3.1.1-1查得；

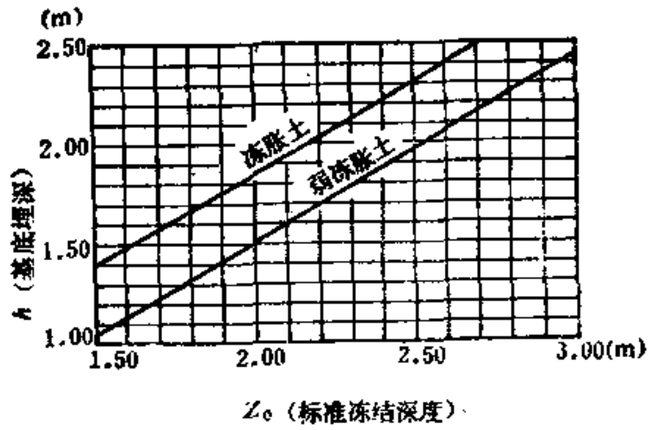


图3.1.1-1　基底埋置深度

Z_0 ——标准冻深（m）。可采用地表无积雪和草皮等覆盖条件下多年实测最大冻深的平均值。当无实测资料时，可参照标准冻深线图3.1.1-2，结合实地调查确定。也可根据当地气象观测资料按下式估算：

$$Z_0 = 0.28\sqrt{\Sigma T + 7} - 0.5(\text{m}) \qquad (3.1.1\text{-}2)$$

ΣT ——低于0℃的月平均气温的累积值（取连续十年以上的年平均值），以正号代入；

m_t ——标准冻深修正系数，可取1.15；

h_d ——基底下容许残留冻土层厚度（m）。当为弱冻胀土时，$h_d = 0.24Z_0 + 0.31$（m）；当为冻胀土时，$h_d = 0.22Z_0$（m）；当为强冻胀土和特强冻胀土时，$h_d = 0$。

四、涵洞基础设置在季节冻土地基上时，出入口和自两端洞口向内各2 m范围内涵身基底的埋置深度可按本条式(3.1.1-1)计算确定。涵洞中间部分的基础埋深，可根据地区施工经验确定。严寒地区，当涵洞中间部分基础的埋深与洞口埋深相差较大时，其连接处应设置过渡段。冻结较深地区，也可采用将基底至冻结线处的地基土换填为粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂，但其中粉粘粒含量≤15%，或粒径小于0.1mm的颗粒≤25%）的措施；

五、小桥涵基础，在无冲刷处，除岩石地基外，应在地面或河床底以下至少埋深1 m；如有冲刷，基底埋深应在局部冲刷线以下不少于1 m；

六、小桥、涵洞的基础底面，如河床上有铺砌层时，宜设置在铺砌层顶面以下1 m；

七、在有冲刷处，大、中桥基底埋置在局部冲刷线以下的安全值，应按表3.1.1规定选用。

第3.1.2条 设置在岩石上的一般桥梁墩台，如风化层较厚，河流冲刷又不太大，全部清除风化层有困难时，在保证安全条件

大、中桥基底最小埋深安全值　　表3.1.1

冲刷总深度（m）		0	<3	>3	>8	>15	>20
安全值（m）	一般桥梁	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
	技术复杂修复困难的大桥和重要大桥	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

注：① 冲刷总深度，即一般冲刷（不计水深）加局部冲刷深度，由河床面算起。

② 表列数值为最小值，如水文资料不足，且河床为变迁性、游荡性等不稳定河段时，安全值应适当加大。

③ 建于抗冲刷能力强的岩石上的基础，不受上表数值限制。

下，基础可考虑设在风化层内，其埋置深度可根据风化程度、冲刷情况及其相应的承载力确定。

对于大桥的墩台基础，如建筑在岩石上且河流冲刷又较严重时，除应清除风化层外，尚应根据基岩强度嵌入岩层一定深度，或采用其它锚固措施，使基础与岩石连成整体。

第3.1.3条 墩台基础顶面不宜高于最低水位；如地面高于最低水位且不受冲刷时，则不宜高于地面。

第二节　地基与基础的计算

第3.2.1条 设计桥梁墩台基础时，应考虑在修建和使用期间实际可能发生的各项作用力进行验算。

当桥台台背填土的高度在5 m以上时，应考虑台背填土对桥台基底或桩尖平面处的附加竖向压应力（参见附录三）。对软土地基，如相邻墩台的距离小于5 m时，应考虑邻近墩台对软土地基所引起的附加竖向压应力。

对于桥台基础，当台背填土较高且地基土质不良时，并应验算桥台与路堤可能一起沿圆弧面滑动的稳定性。

第3.2.2条 基础底面土的承载力，当不考虑嵌固作用时，可按下式验算：

一、当基础只承受中心荷载时：

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \leqslant [\sigma] \qquad (3.2.2\text{-}1)$$

二、当基础受竖向力N和弯矩M共同作用时：

$$\sigma_{\substack{max\\min}}=\frac{N}{A}\pm\frac{\Sigma M}{W}\leqslant[\sigma] \qquad (3.2.2\text{-}2)$$

式中 N ——作用在基底的合力的竖向分力；

ΣM ——作用于墩台的水平力和竖向力对基底重心轴的弯矩；

A ——基础底面积；

W ——基础底面的截面抵抗矩；

$[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力，见第2.1.4条或第2.2.1条。

注：地基土的承载力可按顺桥向与横桥向分别计算，不予叠加。

第3.2.3条 当设置在基岩上的墩台基底的合力偏心距e_0超出核心半径ρ时，仅按受压区计算基底最大压应力（不考虑基底承受拉力，见图3.2.3）。墩台基底为矩形截面的最大压应力σ_{max}按下式计算：

$$\sigma_{max}=\frac{2N}{3da}=\frac{2N}{3\left(\frac{b}{2}-e_0\right)a}\leqslant[\sigma] \qquad (3.2.3)$$

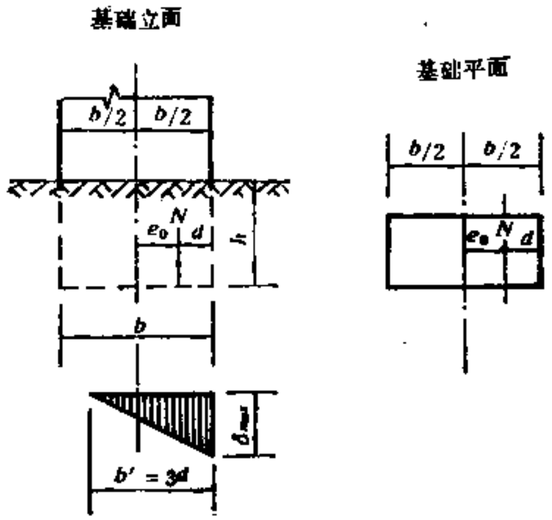


图3.2.3 基底应力重分布图

式中和图中符号

N ——作用于基础底面合力的竖向分力；

b ——沿偏心方向基础底面的边长；

a ——垂直于b边基础底面的边长；

d ——N力作用点至基底受压边缘的距离；

$[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力，见第2.1.4条或第2.2.1条。

第3.2.4条 桥涵墩台基础的合力偏心距e_0应符合表3.2.4的规定。

墩台基础合力偏心距的限制 表3.2.4

荷载情况	地基条件	合力偏心距	备注
墩台仅受恒载作用时	非岩石地基	桥墩 $e_0\leqslant 0.1\rho$	对于拱桥墩台，其合力作用点应尽量保持在基底中线附近
		桥台 $e_0\leqslant 0.75\rho$	
墩台受荷载组合II、III、IV	非岩石地基	$e_0\leqslant\rho$	
	石质较差的岩石地基	$e_0\leqslant 1.2\rho$	
	坚密岩石地基	$e_0\leqslant 1.5\rho$	

注：① 表中ρ为墩台基底截面核心半径：

$$\rho=\frac{W}{A} \qquad (3.2.4\text{-}1)$$

式中 W——相应于应力较小基底边缘的截面抵抗矩；

A——基底截面积。

② 表中e_0为基底以上外力合力作用点对基底重心轴的偏心矩：

$$e_0=\frac{\Sigma M}{N} \qquad (3.2.4\text{-}2)$$

式中 ΣM——作用于墩台的水平力和竖向力对基底重心轴的弯矩；

N——作用在基底的合力的竖向分力。

③ 建筑在岩石地基上的单向推力墩，当满足强度和稳定性要求时，合力偏心距不受限制。

第3.2.5条 在基础底面下或基桩桩尖下有软土层时，应按下式验算软土层的承载力：

$$\sigma_{h+z}=\gamma_1(h+Z)+\alpha(p-\gamma_2 h)\leqslant[\sigma]_{h+z} \qquad (3.2.5)$$

式中 h ——基底或桩尖处的埋置深度（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 ——从基础底或基桩桩尖处到软土层顶面的距离（m）；

γ_1 ——深度（$h+Z$）之间各土层的换算容重（kN/m³）；

γ_2 ——深度 h 范围内各土层的换算容重（kN/m³）；

α ——土中附加压应力系数，参见附录四附表4；

p ——由使用荷载产生的基底压应力（kPa），当$Z/b>1$或$Z/d>1$时，p采用基底平均压力；当$Z/b\leqslant 1$或$Z/d\leqslant 1$时，p按基底应力图形采用距最大压力点$b/3\sim b/4$处的压力（b为矩形基底的短边长度，d为圆形基底的直径）；

$[\sigma]_{h+z}$——软土层顶面土的容许承载力（kPa）。

若下卧层为压缩性较大的厚层软粘土时，并须验算沉降量。

第3.2.6条 当墩台、桩基础位于冻胀土中时，应进行抗冻拔稳定计算（计算方法可参照附录五）。同时应验算基础最薄弱截面的抗拉强度。

第三节 基础沉降计算

第3.3.1条 对于外静定体系的桥梁，当其墩台建筑在地质情况复杂、土质不均匀及承载力较差的地基上，以及相邻跨径差别悬殊而必须计算沉降差或跨线桥净高需预先考虑沉降量时，均应计算其沉降及位移。但在一般地质情况的地基上，对于跨径不大的桥梁可不进行地基沉降计算。

第3.3.2条 对于外超静定体系的桥梁应考虑引起附加内力的基础不均匀沉降或位移。

第3.3.3条 墩台的沉降（cm），不得超过下列规定：

一、墩台均匀总沉降值（不包括施工中的沉降）

$2.0\sqrt{L}$；

二、相邻墩台均匀总沉降差值（不包括施工中的沉降）

$1.0\sqrt{L}$。

注：L为相邻墩台间最小跨径长度，以m计。跨径小于25m时仍以25m计算。

第3.3.4条 墩台基础的总沉降量，可按结构重力及土重采用（单向）分层总和法计算：

$$S=m_s\sum_{i=1}^{n}\frac{\sigma_{zi}}{E_{si}}h_i \qquad (3.3.4\text{-}1)$$

或

$$S=m_s\sum_{i=1}^{n}\frac{e_{1i}-e_{2i}}{1+e_{1i}}h_i \qquad (3.3.4\text{-}2)$$

式中 S ——地基总沉降量（cm）；

σ_{zi} ——第i层土顶面与底面附加应力的平均值(MPa)；

h_i ——第i层土的厚度（cm），土的分层厚度宜不大于基础宽度（短边或直径）的0.4倍；

E_{si} ——第i层土的压缩模量（MPa），$E_{si}=\dfrac{1+e_{1i}}{a_i}$；

其中a_i为第i层土受到平均自重应力（q_{zi}）和平均最终应力（$q_{zi}+\sigma_{zi}$）时的压缩系数，

$$a_i=\frac{e_{1i}-e_{2i}}{\sigma_{zi}};$$

e_{1i}、e_{2i} ——分别为第i层土受到平均自重应力（q_{zi}）和平均最终应力（$q_{zi}+\sigma_{zi}$）压缩稳定时土的孔隙比；

n ——地基压缩范围内所划分的土层数；

m_s ——沉降计算经验系数，按地区建筑经验确定，如缺乏资料时，可参照表3.3.4选用。

第3.3.5条 地基压缩层的计算深度Z_n应符合下式的要求：

$$\Delta S'_n\leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta S'_i \qquad (3.3.5)$$

沉降计算经验系数m_s　　表3.3.4

压缩模量E_s(MPa)	1.0～4.0	4.0～7.0	7.0～15.0	15.0～20.0	大于20.0
m_s	1.8～1.1	1.1～0.8	0.8～0.4	0.4～0.2	0.2

注：① E_s为地基压缩层范围内土的压缩模量。当压缩层由多层土组成时，E_s可按厚度的加权平均值采用。

② 表中E_s与m_s给出的区间值，采用时应对应取值。

式中　$\Delta S'_n$——在深度Z_n处，向上取计算层为1 m的压缩量(cm)；

$\Delta S'_i$——在深度Z_n范围内，第i层土的计算压缩量(cm)。

如已确定的计算深度下面有较软土层时，尚应继续计算。

第四节　基础稳定性计算

第3.4.1条　桥涵墩台和挡土墙的抗倾覆稳定系数k_0，分别按以下公式计算。

一、桥涵墩台的抗倾覆计算（见图3.4.1-1）：

$$k_0=\frac{y}{e_0} \tag{3.4.1-1}$$

式中　y——基底截面重心轴至截面最大受压边缘的距离；

e_0——所有外力的合力R的竖向分力对基底重心轴的偏心距。

图中　O——截面重心；

C——合力作用点；

R——所有外力的合力；

ΣP_i——各竖向力的总和；

ΣT_i——各水平力的总和；

P_1、P_2、P_3——各竖向力；

T_1、T_2——各水平力；

$A—A$——验算截面的最大受压边缘。

二、挡土墙的抗倾覆计算（见图3.4.1-2）：

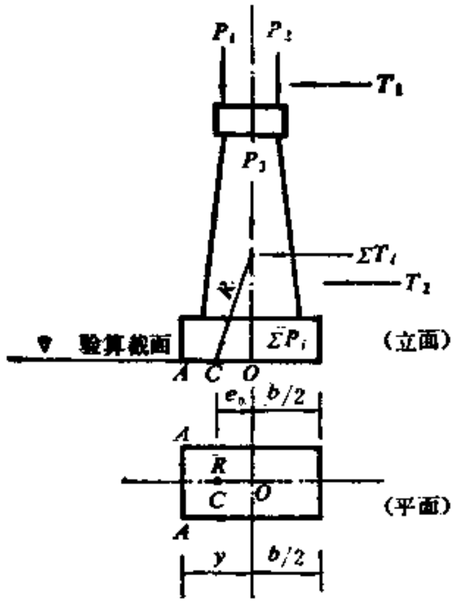


图3.4.1-1　基础的稳定验算示意图

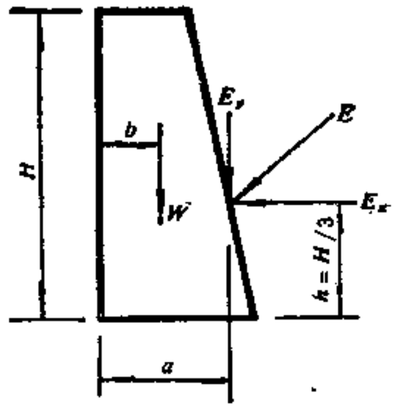


图3.4.1-2　挡土墙稳定计算示意图

$$k_0=\frac{Wb+E_y a}{E_x h} \tag{3.4.1-2}$$

式中　W——挡土墙的重力(kN/m)；

E_x——土压力的水平分力(kN/m)；

E_y——土压力的竖向分力(kN/m)；

h、a、b——分别为E_x、E_y、W对墙趾的力臂(m)，见图3.4.1-2。

第3.4.2条　桥涵墩台或挡土墙的抗滑动稳定系数k_c按下式计算：

$$k_c=\frac{\mu\cdot\Sigma P_i}{\Sigma T_i} \tag{3.4.2}$$

式中　ΣP_i——竖向力总和；

ΣT_i——水平力总和；

μ——基础底面与地基土之间的摩擦系数。当缺少实际资料时，可参照表3.4.2采用。

基底摩擦系数　　表3.4.2

地基土分类	μ
软塑粘土	0.25
硬塑粘土	0.30
亚砂土、亚粘土、半干硬的粘土	0.30～0.40
砂类土	0.40
碎石类土	0.50
软质岩石	0.40～0.60
硬质岩石	0.60～0.70

当基础采取了抗滑动的措施后（基础底面做成阶梯、齿坎或设置防滑锚栓等措施），对滑动的验算，除考虑基底的摩阻力外，并应考虑由上述措施所产生的阻力。

第3.4.3条　验算墩台或挡土墙抗倾覆和滑动的稳定时，稳定系数不宜小于表3.4.3的规定。

抗倾覆和抗滑动的稳定系数　　表3.4.3

荷载情况	验算项目	稳定系数
荷载组合Ⅰ	抗倾覆 抗滑动	1.5 1.3
荷载组合Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ	抗倾覆 抗滑动	1.3
荷载组合Ⅴ	抗倾覆 抗滑动	1.2

注：表中荷载组合Ⅰ如包括由混凝土收缩、徐变和水的浮力引起的效应，则应采用荷载组合Ⅱ时的稳定系数。

第四章　桩基础

第一节　一般规定

第4.1.1条　各类桩基须根据地质、水文等条件比较采用。

一、钻（挖）孔桩适用于各类土层（包括碎石类土层和岩石层），但应注意：

1.钻孔桩用于淤泥及可能发生流砂的土层时，宜先做试桩；

2.挖孔桩宜用于无地下水或地下水量不多的地层。

二、沉桩可用于砂土、粘性土、有承压水的粉砂、细砂以及碎石类土等。

三、管柱适用于深水、有潮汐影响以及岩面起伏不平的河床。

第4.1.2条　各类桩基础的墩台、承台底面标高应符合下列要求：

一、冻胀土地区，承台底面在土中时，其埋置深度按第3.1.1条的有关规定确定；

二、承台底面在水中时，其标高应在最低冰层底面以下不小于25cm；

三、当有强大的流冰、流筏或其它漂流物时，承台底面标高应保证基桩不受直接撞击损伤。

第4.1.3条　位于冻胀土地区的桩，桩间若需设横系梁，其位置应避开冻胀层，免受冻胀力的作用。

第4.1.4条　在同一桩基中，除特殊设计外，不宜同时采用摩擦桩和柱桩，不宜采用直径不同、材料不同和桩尖深度相差过大的桩。

第4.1.5条　对于特殊大桥，必要时施工前应先做试桩并进

行荷载试验。

第二节 桩的构造

第4.2.1条 钻孔桩设计直径（即钻头直径）不宜小于80cm；挖孔桩直径或最小边宽度不宜小于120cm；钢筋混凝土管桩直径可采用40～50cm，管壁最小厚度不宜小于8cm；管柱直径不宜小于150cm，管壁厚度宜为8～14cm。

第4.2.2条 混凝土桩的构造

一、桩身混凝土标号，对于钻（挖）孔桩不低于15号，水下混凝土不应低于20号；对于沉桩或管柱不低于25号，管桩、柱填心混凝土不低于15号。

二、钢筋混凝土沉桩的桩身配筋应按运输、沉入和使用各阶段内力要求通长配筋。桩的两端或接桩区箍筋或螺旋筋的间距须加密，可采用5cm。

三、钻（挖）孔桩应按桩身内力大小分段配筋；当内力计算表明不需要配筋时，应在桩顶3～5m内设构造钢筋。桩内钢筋的主筋直径不宜小于14mm，每桩的主筋不宜少于8根，其净距不得小于8cm，保护层净距不宜小于5cm。箍筋直径不小于8mm，箍筋中距为20～40cm。对于直径较大的桩，为了增加钢筋骨架的刚度，可在钢筋骨架上每隔200～250cm设置直径14～18mm的加劲箍一道。为了确保主筋有足够的保护层厚度，钢筋笼四周可设置凸出的定位钢筋、定位弧形混凝土块或采用其他定位措施。钢筋笼底部的主筋宜稍向内弯曲，作为导向。

四、管柱的管壁主筋宜采用螺纹钢筋，其直径不宜大于20mm，主筋截面积不宜小于管壁混凝土截面积的1.8%，主筋布置按周长均匀排列。当管壁较厚时，采用双层主筋。箍筋直径不应小于8mm，其配置密度以保证管壁不出现纵向裂缝为准。

当管柱入土深度大于25m时，应采用预应力混凝土管柱。

五、预制钢筋混凝土桩、管柱的分节长度应根据施工条件决定，并应尽量减少接头数量。接头强度不应低于桩身、管节强

度，并应具有一定的刚度，以减少振动能量的损失。在沉桩和使用过程中接头不得松动和开裂，接头法蓝盘不得突出管壁之外。

六、管柱底节的钢刃脚，其高度应与嵌入风化岩石的深度相适应。需要钻岩嵌固的管柱，在钻头运动高度范围内的管柱内壁应用周圈钢板保护。

七、河床岩层有冲刷时，管柱必须采用钻孔桩支承，钻孔桩有效深度应考虑岩层最低冲刷标高。其钻孔内应设置钢筋笼，并伸入管柱底部。钢筋笼直径至少比钻头直径小10cm，并从其底部约50cm高度处开始，将钢筋笼末端主筋稍向内弯作为导向。

第4.2.3条 桩的布置和间距

一、桩群的布置可采用对称形、梅花形或环形。

二、桩的中距：

1.摩擦桩

锤击沉桩，在桩尖处的中距不得小于桩径（或边长）的3倍，对于软土地基宜适当增大；震动沉入砂土内的桩，在桩尖处的中距不得小于桩径（或边长）的4倍。桩在承台底面处的中距均不得小于桩径（或边长）的1.5倍。

钻孔桩中距不得小于成孔直径的2.5倍（成孔直径按第4.3.2条规定采用）。

管柱中距可用管柱外径的2.5～3.0倍。

2.柱桩

支承在基岩上的沉桩中距，不宜小于桩径（或边长）的2.5倍；支承或嵌固在基岩中的钻孔桩中距，不得小于实际桩径的2.0倍。

嵌入基岩中的管柱中距，不得小于管柱外径的2.0倍，但计算管柱内力不考虑覆盖层的抗力作用时，其中距可酌情减小。

挖孔桩的摩擦桩和柱桩中距，可参照钻孔桩采用。

三、边桩外侧与承台边缘的距离，对于直径（或边长）≤1m的桩，不得小于0.5倍桩径（或边长）并不小于25cm；对于直径＞1m的桩，不得小于0.3倍桩径并不小于50cm。但桩柱外侧与

盖梁边缘的距离可不受此限。

第4.2.4条 摩擦桩入土深度不得小于4 m；如有冲刷时，桩入土深度应自设计冲刷线起算。

第4.2.5条 承台和横系梁的构造

一、承台的厚度不宜小于1.5m，混凝土标号不低于15号。

二、承台在桩身混凝土顶端平面内须设一层钢筋网，在每1 m宽度内（按每一方向）钢筋量12～15cm^2，钢筋直径采用14～18mm。当基桩桩顶主筋伸入承台连接时，此项钢筋须通过桩顶不得截断。当桩顶直接埋入承台连接时，桩顶作用于承台的压应力超过承台混凝土容许压应力时，应在桩顶面上增设1～2层钢筋网。

三、对于实体墩台的承台，当边桩桩顶位于墩台身底面以外时，应验算承台襟边的强度。

四、对于空心墩台、柱式墩台的承台，应验算承台强度并设置必要的钢筋。

五、当用横系梁加强桩（柱）之间的整体性时，横系梁的高度可取为0.8～1.0倍桩（柱）的直径，宽度可取为0.6～1.0倍桩（柱）的直径。混凝土标号不低于15号。

第4.2.6条 桩与承台、盖梁或横系梁的连接。

一、当用桩顶主筋伸入承台或盖梁连接时，桩身嵌入承台内的深度可采用15～20cm；对于盖梁，桩身可不嵌入。伸入承台或盖梁内的桩顶主筋做成喇叭形（大约与竖直线倾斜15°；盖梁若受构造限制，部分主筋可不作成喇叭形）。伸入承台或盖梁内的主筋长度，光圆钢筋不小于30d（设弯钩），螺纹钢筋不小于40d（不设弯钩），d为主筋直径；伸入承台的光圆钢筋与螺纹钢筋均不宜小于60cm。承台或盖梁内主筋应设箍筋或螺旋筋，其直径与桩身箍筋直径相同，间距为10～20cm

二、桩顶直接埋入承台连接时，当桩径（或边长）小于0.6m时，埋入长度不小于2倍桩径（或边长）；当桩径（或边长）为0.6～1.2m时，埋入长度不应小于1.2m；当桩径（或边长）

大于1.2m时，埋入长度不应小于桩径（或边长）。

三、对于管柱应将管壁中的螺纹主钢筋伸入承台长度不小于50d（不设弯钩）；承受拉力的管柱，其与承台的连接和主筋的伸入长度应符合受力要求。

四、横系梁的主钢筋应伸入桩内与桩内主筋连接，钢筋数量可按横系梁截面面积的0.10%设置。

第三节 桩的计算

第4.3.1条 基桩的计算，可按下列规定进行：

一、承台底面以上的竖直荷载假定全部由基桩承受；

二、桥台土压力可按填土前的原地面起算。当基桩上部位于内摩擦角小于20°的软土中时，应验算桩因该层土施加于基桩的水平力所产生的挠曲；

三、在一般情况下，桩基不需进行抗倾覆和抗滑动的验算；但在特殊情况下，应验算桩基向前移动或被剪断的可能性。

四、在软土层较厚，持力层较好的地基中，桩基计算应考虑路基填土荷载或地下水位下降所引起的负摩阻力的影响。

第4.3.2条 摩擦桩单桩轴向受压容许承载力〔P〕，可按下列方法计算：

一、钻（挖）孔灌注桩的容许承载力

$$〔P〕=\frac{1}{2}(Ul\tau_p+A\sigma_R) \qquad (4.3.2\text{-}1)$$

式中 〔P〕——单桩轴向受压容许承载力(kN)，当按表4.3.2-1中τ_i值计算时，在局部冲刷线以下，桩身重力的$\frac{1}{2}$作为外力考虑；当荷载组合II或组合III或组合IV或组合V作用时，容许承载力可提高25%（荷载组合I中如含有收缩、徐变或水浮力的荷载效应，也应同样提高）；

U——桩的周长(m)，按成孔直径计算，当无试验资料时，成孔直径可按下列规定采用：

1.旋转钻按钻头直径增大3～5cm；

2.冲击钻按钻头直径增大5～10cm；

3.冲抓钻按钻头直径增大10～20cm；

l——桩在局部冲刷线以下的有效长度(m)；

A——桩底横截面面积(m^2)，用设计直径（钻头直径)计算；但当采用换浆法施工（即成孔后，钻头在孔底继续旋转换浆）时，则按成孔直径计算；

τ_p——桩壁土的平均极限摩阻力(kPa)，可按下式计算：

$$\tau_p = \frac{1}{l}\sum_{i=1}^{n}\tau_i l_i \qquad (4.3.2\text{-}2)$$

n——土层的层数；

l_i——承台底面或局部冲刷线以下各土层的厚度(m)；

τ_i——与l_i对应的各土层与桩壁的极限摩阻力(kPa)，按表4.3.2-1采用；

钻孔桩桩周土的极限摩阻力τ_i值　　表4.3.2-1

土　　类	极限摩阻力τ_i（kPa）
回填的中密炉渣、粉煤灰	40～60
流塑粘土、亚粘土、亚砂土	20～30
软塑粘土	30～50
硬塑粘土	50～80
硬粘土	80～120
软塑亚粘土、亚砂土	35～55
硬塑亚粘土、亚砂土	55～85
粉砂、细砂	35～55
中　砂	40～60
粗砂、砾砂	60～140
砾石（圆砾、角砾）	120～180
碎石、卵石	160～400

注：① 漂石、块石（含量占40～50%，粒径一般为300～400mm）可按600kPa采用。

② 砂土可根据密实度选用其大值或小值。

③ 圆砾、角砾、碎石和卵石可根据密实度和填充料选用其大值或小值。

④ 挖孔桩的极限摩阻力可参照本表采用。

σ_R——桩尖处土的极限承载力(kPa)，可按下列公式计算：

$$\sigma_R = 2m_0\lambda\{[\sigma_0] + k_2\gamma_2(h-3)\} \qquad (4.3.2\text{-}3)$$

$[\sigma_0]$——桩尖处土的容许承载力(kPa)，按第2.1.2条所列各表的数值采用；

h——桩尖的埋置深度(m)，对于有冲刷的基础，埋深由一般冲刷线起算；对无冲刷的基桩，埋深由天然地面线或实际开挖后的地面线起算；h的计算值不大于40m，当大于40m时，按40m计算，或按试验确定其承载力；

k_2——地面土容许承载力随深度的修正系数，桩尖处持力层土类按表2.1.4选用；

γ_2——桩尖以上土的容重(kN/m^3)，见附表2；

λ——修正系数，见表4.3.2-2；

λ　值　　表4.3.2-2

桩底土情况 \ l/d	4～20	20～25	>25
透水性土	0.70	0.70～0.85	0.85
不透水性土	0.65	0.65～0.72	0.72

m_0——清底系数，按表4.3.2-3采用。

清底系数m_0值　　表4.3.2-3

t/d	0.6～0.3	0.3～0.1
m_0	0.25～0.70	0.70～1.0

注：① 设计时，宜限制$\frac{t}{d}\leqslant 0.4$，不得已才可采用$0.4<\frac{t}{d}\leqslant 0.5$；

② t、d为桩底沉淀土厚度和桩的直径。

二、沉桩的容许承载力

$$[P]=\frac{1}{2}(U\sum\alpha_i l_i\tau_i+\alpha A\sigma_R) \qquad (4.3.2\text{-}4)$$

式中 $[P]$——单桩轴向受压容许承载力(kN)，当荷载组合II或组合III或组合IV或组合V作用时，可提高25%（荷载组合 I 中如含有收缩，徐变或水浮力的荷载效应，也应同样提高）；

U——桩的周长(m)；

l_i——承台底面或局部冲刷线以下各土层厚度(m)；

τ_i——与 l_i 对应的各土层与桩壁的极限摩阻力(kPa)，按表 4.3.2-4 采用；

沉桩桩周土的极限摩阻力τ_i值 表4.3.2-4

土 类	状 态	极限摩阻力 τ_i (kPa)
粘性土	$1.5\geq I_L\geq 1$	15～30
	$1>I_L\geq 0.75$	30～45
	$0.75>I_L\geq 0.5$	45～60
	$0.5>I_L\geq 0.25$	60～75
	$0.25>I_L\geq 0$	75～85
	$0>I_L$	85～95
粉细砂	稍 松	20～35
	中 密	35～65
	密 实	65～80
中 砂	中 密	55～75
	密 实	75～90
粗 砂	中 密	70～90
	密 实	90～105

注：表中 I_L 为土的液性指数，系按76g 平衡锥测定的数值。

σ_R——桩尖处土的极限承载力(kPa)，按表 4.3.2-5 采用；

α_1、α——分别为震动沉桩对各土层桩周摩擦力和桩底承压

沉桩桩尖处土的极限承载力 σ_R 值 表4.3.2-5

土 类	状 态	桩尖极限承载力 σ_R (kPa)		
粘性土	$I_L\geq 1$	1000		
	$1>I_L\geq 0.65$	1600		
	$0.65>I_L\geq 0.35$	2200		
	$0.35>I_L$	3000		
		桩尖进入持力层的相对深度		
		$1>\frac{h'}{d}$	$4>\frac{h'}{d}\geq 1$	$\frac{h'}{d}\geq 4$
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
圆砾石	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。

系数α_1、α值 表4.3.2-6

系数α_1、α 与土类 / 桩径或边宽d(m)	粘 土	亚粘土	亚砂土	砂 土
$0.8\geq d$	0.6	0.7	0.9	1.1
$2.0\geq d>0.8$	0.6	0.7	0.9	1.0
$d>2.0$	0.5	0.6	0.7	0.9

力的影响系数，按表 4.3.2-6 采用。对于锤击沉桩其值均取为1.0。

其他符号同钻孔桩。

沉桩当采用静力触探试验测定时，容许承载力计算中的 τ_i 和 σ_R 取为

$$\tau_i = \beta_i \overline{\tau_i}$$
$$\sigma_R = \beta \overline{\sigma_R} \qquad (4.3.2\text{-}5)$$

式中 $\overline{\tau_i}$——桩侧第 i 层土的静力触探测得的平均局部侧摩阻力(kPa)，当 $\overline{\tau_i}$ 小于 5kPa 时，采用 5kPa；

$\overline{\sigma_R}$——桩尖（不包括桩靴）标高以上和以下各 $4d$（d 为桩的直径或边长）范围内静力触探端阻(kPa)的平均值。若桩尖标高以上 $4d$ 范围内的端阻平均值大于桩底以下 $4d$ 的端阻平均值时，则 $\overline{\sigma_R}$ 取桩底以下 $4d$ 的端阻平均值；

β_i、β——分别为侧摩阻和端阻的综合修正系数，其值按下面判别标准选用相应的计算公式。

当土层的 $\overline{\sigma_R}$ 大于 2000kPa，且 $\overline{\tau_i}/\overline{\sigma_R}$ 等于或小于 0.014 时：

$\beta_i = 5.067(\overline{\tau_i})^{-0.45}$，　　$\overline{\tau_i}$ 以 kPa 计；

$\beta = 3.975(\overline{\sigma_R})^{-0.25}$，　　$\overline{\sigma_R}$ 以 kPa 计。

如不满足上述 $\overline{\sigma_R}$ 和 $\overline{\tau_i}/\overline{\sigma_R}$ 条件时，则

$\beta_i = 10.045(\overline{\tau_i})^{-0.55}$

$\beta = 12.064(\overline{\sigma_R})^{-0.35}$

上列综合修正系数计算公式不适用城市杂填土条件下的短桩；综合修正系数用于黄土地区时，应做试桩校核。

按公式(4.3.2-1)、(4.3.2-5)计算的单桩容许承载力，对于重要工程以试桩验证之。

摩擦支承管柱基础应由试验确定其容许承载力。

第4.3.3条 当荷载组合 II 或组合 III或组合IV作用时，摩擦桩单桩轴向受拉容许承载力可按下式计算：

$$[P_l] = 0.3Ul\tau_p + G \qquad (4.3.3)$$

式中 $[P_l]$——荷载组合II或组合III或组合IV作用时的单桩轴向受拉容许承载力(kN)，当荷载组合工作用时，桩不宜出现上拔力；

G——桩身重力(kN)。

其他符号与第 4.3.2 条同。

第4.3.4条 支承在基岩上或嵌入基岩内的钻（挖）孔桩、沉桩和管柱的单桩轴向受压容许承载力$[P]$，可按下式计算：

$$[P] = (c_1 A + c_2 Uh)R_a \qquad (4.3.4)$$

式中 $[P]$——单桩轴向受压容许承载力(kN)，当荷载组合II或组合III或组合IV或组合V作用时，可提高25%；

R_a——天然湿度的岩石单轴极限抗压强度(kPa)，试件直径为7～10cm，试件高度与试件直径相等；

h——桩嵌入基岩深度(m)，不包括风化层；

U——桩嵌入基岩部分的横截面周长(m)，对于钻孔桩和管柱按设计直径采用；

A——桩底横截面面积(m^2)，对于钻孔桩和管柱按设计直径采用；

c_1、c_2——根据清孔情况、岩石破碎程度等因素而定的系数，按表 4.3.4 采用。

系数 c_1、c_2 值　　表4.3.4

条　　件	c_1	c_2
良　好　的	0.6	0.05
一　般　的	0.5	0.04
较　差　的	0.4	0.03

注：① 当 $h \leqslant 0.5$m 时，c_1 采用表列数值的0.75倍，$c_2 = 0$；

② 对于钻孔桩，系数 c_1、c_2 值可降低20%采用。

第4.3.5条 当河床岩层有冲刷时，桩基须嵌入基岩，按桩底嵌固设计。其应嵌入基岩中的深度，可参照下式计算：

一、圆形桩

$$h=\sqrt{\frac{M_H}{0.066\beta R_a D}} \qquad (4.3.5\text{-}1)$$

二、矩形桩

$$h=\sqrt{\frac{M_H}{0.0833\beta R_a b}} \qquad (4.3.5\text{-}2)$$

式中 h——桩嵌入基岩中（不计风化层）的有效深度(m)，但不得小于0.5m；

M_H——在基岩顶面处的弯矩(kN·m)；

R_a——天然湿度的岩石单轴极限抗压强度(kPa)，试件尺寸同第4.3.4条的规定；

β——系数，$\beta=0.5\sim1.0$，根据岩层侧面构造而定，节理发达的取小值；节理不发达的取大值；

D——钻（挖）孔桩或管柱的设计直径(m)；

b——垂直于弯矩作用平面桩的边长(m)。

第4.3.6条 基桩应验算桩身强度、稳定性及裂缝宽度。验算方法可按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》有关章节进行。

第4.3.7条 计算基桩内力时，可采用 m 法(见附录六)，或其他有可靠根据的方法计算，如 C 法等。

第4.3.8条 管柱强度除应满足基础结构的要求外，并应验算施工时的受力状态，其中包括管壁的内外压力，定位管柱的受力情况，管柱的起吊和支承应力以及各项局部荷载引起的内力等。管柱下沉时，并应考虑振动时作用于管柱的振动荷载。振动荷载 N 可按下式计算：

$$N=\eta P_{max} \qquad (4.3.8)$$

式中 P_{max}——所选用的振动打桩机的额定最大振动力(kN)；

η——振动冲击系数，主要是按振动下沉的入土深度、土质条件和施工辅助设施而定，一般采用1.5～2.0。

第4.3.9条 摩擦桩群桩在桩尖平面内桩距小于6倍桩径时，桩群应作为整体基础验算桩尖平面处土的承载力，验算方法按附录七进行。当桩基底面以下有软弱土层时，还应验算该土层的承载力。

第4.3.10条 当桩基为柱桩或在桩尖平面内桩的中距大于桩径（或边长）的6倍时，桩基的总沉降量可采用单桩静载试验的沉降量。

在其他情况下，对于外超静定桥梁的墩台，或建于不良地质处的外静定桥梁的墩台，将桩群视为实体基础，按第3.3.3条的规定计算桩群的沉降量。

第五章　人 工 地 基

第5.0.1条　在软土地基（如淤泥土、软粘土或其他承载力低的地基等）上修建桥涵基础时，应按因地制宜，就地取材，技术上可能，经济上合理的原则，采用砂砾垫层、砂（石）桩、石灰桩、振冲碎石桩、锤击夯实、动力固结（即强夯）和各种浆液灌注法等加固地基；对于饱和软粘土也可采用预压砂井固结法，但必须结合具体情况进行比较。

第5.0.2条　砂砾垫层材料可采用中砂、粗砂、砾砂和碎（卵）石，其中粘土含量不应大于3～5%，粉土含量不应大于25%，砾料粒径以小于5 cm为宜。

第5.0.3条　砂砾垫层比软土有较大的变形模量和强度，基础底面的压力通过砂砾垫层的扩散作用分布到较大的面积上，其扩散角ϕ可假定为35°～45°。矩形基础的砂砾垫层底面尺寸可按下列公式确定：

$$\left.\begin{aligned} A &= a + 2h_s\mathrm{tg}\phi \\ B &= b + 2h_s\mathrm{tg}\phi \end{aligned}\right\} \qquad (5.0.3)$$

式中　a、b——基础的长边和宽度(m)；

A、B——砂砾垫层的长度和宽度(m)；

h_s——砂砾垫层的厚度，一般为1～3 m。

砂砾垫层底面的地基承压力呈梯形分布如图5.0.3所示。

图中　σ'_H——外荷载在基础底产生的压应力通过砂砾垫层向下扩散至软地基上的最大承压应力(kPa)；

h——基础底面的埋置深度(m)；

H——原地面至砂砾垫层底面的距离（m）。

第5.0.4条　砂砾垫层的厚度h_s可由下式所示条件决定。

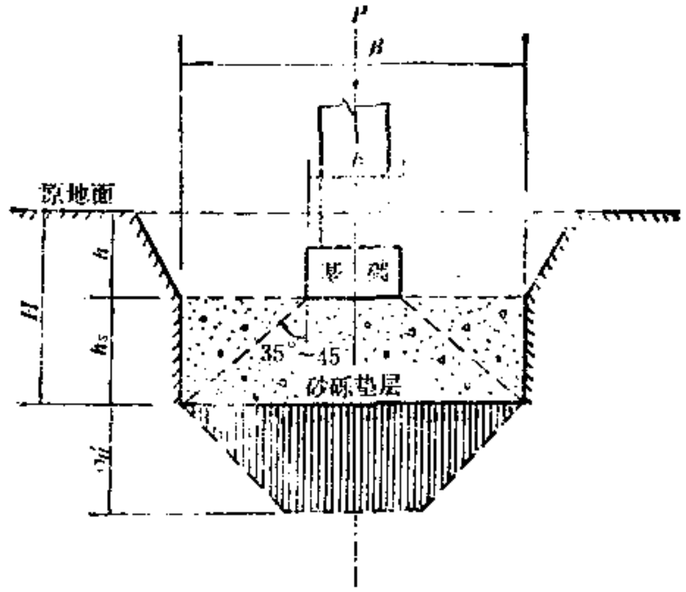


图5.0.3　砂砾垫层应力分布图

如需要的厚度超过3 m时，可根据具体情况与其他加固法（如砂桩等）结合使用。

$$\sigma_H \leqslant [\sigma] \qquad (5.0.4\text{-}1)$$

式中　$[\sigma]$——砂砾垫层底面处软土地基的容许承载力(kPa)；

σ'_H——砂砾垫层底面的计算压应力(kPa)，对矩形基础，可按下式计算：

$$\sigma'_H = \frac{a \cdot b \cdot \sigma}{a \cdot b + \left(a + b + \frac{4}{3}h_s\mathrm{tg}\phi\right)h_s\mathrm{tg}\phi} + \gamma h + \gamma_s h_s \qquad (5.0.4\text{-}2)$$

σ——由荷载引起的基础底面的平均压应力(kPa)；

γ——原地面至砂砾垫层顶面之间的土层(回填土)容重(kN/m³)；

γ_s——砂砾垫层容重，在地下水位以下应扣除水的浮力(kN/m³)；

其他符号意义同第5.0.3条。

第5.0.5条 砂砾垫层地基的沉降量S(cm)，可按下式计算：

$$S = S_s + S_c \tag{5.0.5}$$

式中 S_s——砂砾垫层本身的压缩量(cm)，可按下式计算：

$$S_s = \frac{\sigma + \sigma'_H}{2} \cdot \frac{h_s}{E_s}$$

S_c——下卧层地基土的沉降量(cm)，可按第3.3.4条计算；

$\frac{\sigma + \sigma'_H}{2}$——砂砾垫层内的平均压应力(MPa)；

E_s——砂砾垫层的压缩模量，如无实测资料时，可采用12～24MPa。

其他符号意义同第5.0.3条及第5.0.4条。

第5.0.6条 砂桩应用中砂或粗砂灌注，其桩径可采用30～40cm。砂桩间的中心距规定为桩径的3～5倍。

砂桩应穿透软土层，否则其长度按桩底承载力和沉降量的要求确定。

加固区所需要砂桩面积A_1按下式计算：

$$A_1 = \frac{e - e_1}{1 + e} A \tag{5.0.6}$$

式中 A——砂桩加固的范围，以超出基础每边各50cm计算；

e——原地基土的孔隙比；

e_1——砂桩挤密后要求达到的孔隙比。

砂桩可按等距离的梅花形布置，纵横两方向均不宜少于3排，桩顶间须铺砂砾连成一片。

第5.0.7条 用砂井预压排水来固结软土时，砂井的直径可用20～30cm，中心距采用井径的6～8倍。预压前砂井上应铺设30～40cm的砂层。

第5.0.8条 在湿陷性黄土地基中不得采用砂垫层或砂桩等渗水性材料进行加固。可采用压实法或夯实法（包括强夯）、石灰桩等方法，以减少地基土孔隙比，提高地基承载力。

第六章 沉井基础

第一节 一般规定

第6.1.1条 当桥梁基础需要埋置较深，且河床地质和施工条件又适合，可考虑采用沉井基础。但河床中有流砂、蛮石、树干或老桥基等难于清除的障碍物时，或表面倾斜较大的岩层上，不宜采用沉井基础。

第6.1.2条 为使沉井顺利下沉，沉井重力（不排水下沉时，扣除浮重）必须大于井壁与土体间的摩阻力。土与井壁间的摩阻力应根据实践经验或实测资料确定；缺乏上述资料时，可根据土的性质、施工措施，按表6.1.2选用。

井壁与土体间的摩阻力　　表6.1.2

土的名称	摩阻力(kPa)	土的名称	摩阻力(kPa)
粘性土	25～50	砂砾石	15～20
砂性土	12～25	软土	10～12
砂卵石	18～30	泥浆套	3～5

第二节 沉井构造

第6.2.1条 沉井平面形状及尺寸应根据墩台身底面尺寸、地基土的承载力及施工要求确定，力求结构简单对称，受力合理、施工方便。沉井棱角处宜做成圆角或钝角，顶面襟边宽度应根据沉井施工容许偏差而定，不应小于沉井全高的1/50，且不小于20cm。浮式沉井另加20cm。沉井顶部需设置围堰时，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操作的需要，宜结合井顶围堰统一考虑。

第6.2.2条 沉井每节高度可视沉井的全部高度、地基土情况和施工条件而定，不宜高于5 m。

沉井外壁可做成垂直面、斜面（斜面坡度为1/20～1/50）或与斜面坡度相当的台阶形。

第6.2.3条 沉井井壁的厚度应根据结构强度、施工下沉需要的重力、便于取土和清基等因素而定，可采用80～150cm；但钢筋混凝土薄壁沉井及钢模薄壁浮运沉井的壁厚不受此限。

第6.2.4条 沉井刃脚根据地质情况，可采用尖刃脚或带踏面的刃脚。如土质坚硬，刃脚面应以型钢（角钢或槽钢）加强。刃脚底面宽度可为10～20cm，如为软土地基可适当放宽。刃脚斜面与水平面交角应不小于45°。井内隔墙底面比刃脚底面至少应高出50cm。当沉井需要下沉至稍有倾斜的岩面上，在掌握岩层高低差变化的情况下，可将刃脚做成与岩面倾斜度相适应的高低刃脚。

第6.2.5条 沉井底节材料可用混凝土、少筋混凝土、钢筋混凝土和钢材等。混凝土底节沉井适用于下沉深度不大的松软土层；钢筋混凝土底节沉井的最小含筋率为0.1%；少筋混凝土沉井的最小含筋率为0.05%。沉井底节的水平钢筋不宜在井壁转角处有接头。

当河水较深，流速较小时，亦可考虑采用钢筋混凝土薄壁浮运沉井或钢模薄壁浮运沉井。

第6.2.6条 沉井填料可采用贫级配混凝土、片石混凝土或填砌片石；在无冰冻地区亦可采用粗砂和砂砾填料。当作用在墩台上的外力不大时，亦可采用空心沉井。但在砂砾填心沉井和空心沉井的顶面均须设置钢筋混凝土盖板，盖板厚度按计算确定。

第6.2.7条 沉井各部混凝土标号：刃脚不低于20号；封底

如为岩石地基时用15号，一般土地基用20号；井身不低于15号。当为薄壁浮运沉井时，内外薄壁和隔板不宜低于20号，腹腔内填料可用15号，其余与一般沉井相同。

注：混凝土标号单位为 MPa。

第6.2.8条 沉井封底混凝土厚度由计算确定，但其顶面应高出刃脚根部（即刃脚斜面的顶点处）不小于50cm。

第三节 沉井计算

第6.3.1条 沉井的计算包括：

一、沉井作为实体基础的计算；

二、沉井在施工过程中的计算。

沉井作为整体基础的计算，可按本规范第三章有关规定执行。若沉井下沉较深时，可考虑土的弹性抗力作用，参照附录六计算。当采用泥浆润滑套施工时，仅在有恢复侧面土的约束能力的措施后，方可考虑土的弹性抗力作用。

对高低刃脚的沉井基础，验算倾复和滑动稳定性时，应考虑岩面倾斜的不利因素，并采取必要的措施。

沉井在施工过程中一般应进行下列计算：

1.使沉井顺利下沉所必须的重力；

2.在各种受力情况下井壁及刃脚的应力，据此确定其尺寸、形式和使用材料；

3.混凝土封底层的厚度。

第6.3.2条 混凝土沉井井壁厚度较大，除刃脚外，可不进行验算。混凝土薄壁沉井的井壁应根据实际可能发生的情况进行验算。

一、对沉井第一节（底节），应按下列情况验算其由于竖向挠曲而产生的应力：

1.当排水挖土下沉时，沉井底节假定支承在4个垫木“1”上（图6.3.2-1）的梁，验算其竖向挠曲。

2.当不排水下沉时，由于挖土不均匀，沉井底节假定仅支承

在长边的中心点上或支承在短边两端的四角上，如图 6.3.2-2 所示，应验算其竖向挠曲。

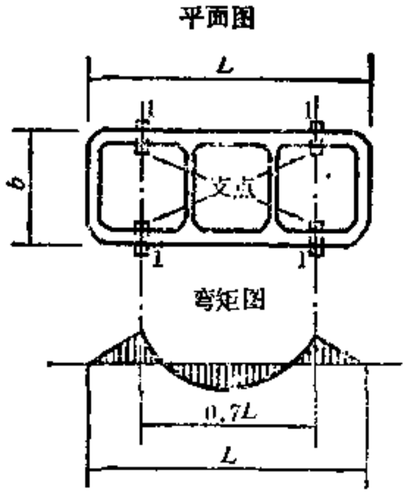


图6.3.2-1　支承在4点上的沉井

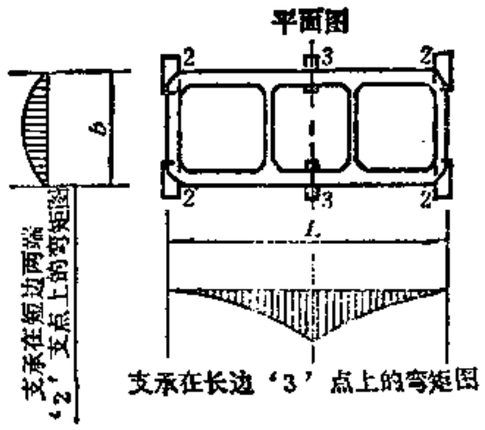


图6.3.2-2　支承在'2'点或'3'点上的沉井

二、井壁的计算分为竖直方向和水平方向两部分：

1.竖直方向

在下沉过程中，当沉井被四周土体摩阻力箍固着而刃脚下的土已被挖空时，应验算井壁接缝处的竖向拉应力。假定接缝处混凝土不承受拉应力而由接缝处的钢筋承受，此时钢筋的抗拉安全系数可采用1.25；同时并须验算钢筋的锚固长度。

井壁摩阻力可假定沿沉井全高按倒三角形分布，即在刃脚底面处为零，在地面处为最大；此时最危险的截面在沉井入土深度的 1/2 处，最大竖向拉力 P_{1max} 为此时沉井全部重力 G 的 1/4，即

$$P_{1max} = G/4 \qquad (6.3.2)$$

2.水平方向

根据排水或不排水的情况，沉井井壁在水压力和土压力等水平荷载作用下，应作为水平框架验算其水平方向的挠曲。

在验算刃脚根部以上，高度等于该处壁厚的一段井壁时，除计入该段井壁范围内的水平荷载外，并应考虑由刃脚悬臂传来的水平剪力。

采用泥浆润滑套下沉的沉井，泥浆压力应大于上述水平荷载，井壁压力应按泥浆压力（即泥浆容重乘以泥浆高度）计算。

采用空气幕下沉的沉井，井壁压力与普通沉井的计算相同。

第6.3.3条　沉井刃脚部分可分别作为悬臂或水平框架验算其竖向及水平向的弯曲强度。

一、将刃脚作为悬臂梁计算时，刃脚根部可以认为与井壁嵌固，刃脚高度作为悬臂长度，并可根据以下两种不利情况分别计算：

1.当沉井下沉途中，刃脚内侧已切入土中深约 1m，且沉井顶部露出水面较高（多节沉井约为一节沉井的高度）时，验算刃脚因受井孔内土体的侧向土压力而向外弯曲时的强度。在上述情况下，作用于井壁外侧的计算土压力和水压力的总和不大于静水压力的70%，井壁外侧的计算摩阻力取 $0.5E$（E 为井壁所受的主动土压力）或按表 6.1.2 数值计算的较小者。

2.当沉井已沉到设计标高，刃脚下的土已被挖空时，验算刃脚因受井壁外侧全部水压力和土压力而向内弯曲时的强度。水压力可按下列情况计算：

（1）不排水下沉时，井壁外侧水压力值按 100%计算，内侧水压力值按50%计算，但也可按施工中可能出现的水头差计算；

（2）排水下沉时，在不透水的土中，可按静水压力的70%计算，在透水土中，可按静水压力的 100%计算。

二、沉井已沉到设计标高，刃脚下的土已被挖空的情况，将刃脚作为闭合的水平框架，计算其水平方向的弯曲强度。

第6.3.4条　沉井刃脚可用下列近似方法计算：

一、刃脚沿竖直方向视为悬臂梁，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50cm，或大于 50cm 而有垂直埂肋时，作用于悬臂部分的水平荷载应乘以折减系数 α：

$$\alpha=\frac{0.1l_1^4}{h^4+0.05l_1^4} \qquad (6.3.4\text{-}1)$$

式中 l_1——支承在隔墙间的井壁最大计算跨径(m)；

h——刃脚斜面部分的高度(m)。

悬臂部分的竖直钢筋应伸入悬臂根部以上$0.5l_1$的高度，并在悬臂全高按剪力和构造设置箍筋。

二、刃脚水平方向可视为闭合框架，当刃脚悬臂的水平力乘以折减系数α时，作用于框架的水平力应乘以折减系数β：

$$\beta=\frac{h^4}{h^4+0.05l_2^4} \qquad (6.3.4\text{-}2)$$

式中 l_2——支承于隔墙间的井壁最小计算跨径(m)；

h——刃脚斜面部分的高度(m)。

第6.3.5条 混凝土封底的厚度应根据基底的水压力和地基土的向上反力计算确定。如在施工抽水时封底混凝土的龄期不足，其强度应适当降低。井孔不填充混凝土的沉井，封底混凝土须承受沉井基础全部荷载所产生的基底反力，井内如填砂或水时应扣除其重力。井孔内如填充混凝土（或片石混凝土），封底混凝土须承受填充混凝土前的沉井底部的静水压力。

第6.3.6条 薄壁浮运沉井在浮运过程中（沉入河床前），应验算横向稳定性。

沉井浮体稳定倾斜角ϕ按下式计算：

$$\phi=\operatorname{tg}^{-1}\frac{M}{\gamma_w V(\rho-a)} \qquad (6.3.6)$$

式中 ϕ——沉井在浮运阶段的倾斜角，不得大于6°，并应满足$(\rho-a)>0$；

M——外力矩(kN.m)；

V——排水体积(m^3)；

a——沉井重心至浮心的距离(m)，重心在浮心之上为正，反之为负；

ρ——定倾半径，即定倾中心至浮心的距离(m)。$\rho=\frac{I}{V}$，此处I为薄壁沉井浮体排水截面的惯性矩(m^4)；

γ_w——水的容重(kN/m^3)。

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、井内填充混凝土侧压力等，分别验算井壁和内隔墙。

附录一　桥涵地基土的工程性质

(一)粘性土（细粒土）的塑性指数

粘性土(细粒土)的塑性指数表　　附表1.1

本规范		公路土工试验规程		
土名	塑性指数 I_P	土名	塑性指数 I_P	分类符号
亚砂土	$1<I_P\leqslant 7$	低塑性粘土	$I_P>2$	CL
		粉质低塑性粘土	$I_P>2$	CLM
		粉土	$I>2$	ML MI
亚粘土	$7<I_P\leqslant 17$	中塑性粘土	$I_P>10$	CI
		粉质中塑性粘土	$I_P>10$	CIM
粘土	$I_P>17$	高塑性粘土	$I_P>26$	CH
		极高塑性粘土	$I_P>40$	CE

注：① 表中列出本规范与《公路土工试验规程》两种土名和塑性指数，以资对照比较。

② 由于缺乏按《公路土工试验规程》分类的地基土的容许承载力，故本规范所提供的与容许承载力相应的土分类仍以原规范为基础。

③ 表中 I_P 按下式计算：

$$I_P = w_L - w_P$$

式中　w_L——液限（以含水重量的百分数表示）；

w_P——塑限（以含水重量的百分数表示）。

(二)粘性土的状态

粘性土的状态按液性指数划分表　　附表1.2

分级		液性指数 (I_L)
坚硬、半坚硬状态		$I_L<0$
可塑状态	硬塑	$0\leqslant I_L<0.5$
	软塑	$0.5\leqslant I_L<1.0$
流塑状态		$I_L\geqslant 1.0$

注：

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} \qquad (附1.1)$$

式中　w——天然含水量；

w_P——塑限；

I_P——塑性指数。

(三)新近沉积粘性土的野外鉴别方法

新近沉积粘性土的野外鉴别方法　　附表1.3

沉积环境	颜色	结构性	含有物质
河漫滩和山前洪、冲积扇（锥）的表层；古河道；已填塞的湖塘、沟、谷；河道泛滥区	颜色较深而暗，呈褐、暗黄或灰色，含有机质较多时带灰黑色	结构性差，用手扰动原状土时极易变软，塑性较低的土还有振动水析现象	在完整的剖面中无原生的粒状结核体，但可能含有圆形及亚圆形的钙质结核体（如姜结石）或贝壳等，在城镇附近可能含有少量碎砖、瓦片、陶瓷、铜币或朽木等人类活动的遗物

(四)砂土的分类

砂土的分类表　　附表1.4

土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于2mm的颗粒占全重25～50%
粗砂	粒径大于0.5mm的颗粒超过全重的50%
中砂	粒径大于0.25mm的颗粒超过全重50%
细砂	粒径大于0.1mm的颗粒超过全重75%
粉砂	粒径大于0.1mm的颗粒不超过全重75%

注：定名时应根据粒径分组由大到小以最先符合者确定。

(五)砂土密实度

砂土密实度表 附表1.5

分级		相对密度（D_r）	实测平均锤击数 $N_{63.5}$
密实		$D_r \geqslant 0.67$	30～50
中密		$0.67 > D_r \geqslant 0.33$	10～29
松散	稍松	$0.33 > D_r \geqslant 0.20$	5～9
	极松	$D_r < 0.20$	<5

注：相对密实度 D_r 用下述两种方法确定：

① 由室内试验按下式计算：

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (附1.2)$$

式中 e_{max}——最大孔隙比；

e_{min}——最小孔隙比；

e——土的天然孔隙比。

② $N_{63.5}$采用标准贯入试验〔锤重63kg，落距76cm，贯入度30cm〕的实测锤击数N的平均值。

(六)碎石和砂土潮湿度

碎石和砂土潮湿度表 附表1.6

分级	饱和度（S_r）
稍湿	$S_r \leqslant 0.5$
潮湿（很湿）	$0.5 < S_r \leqslant 0.8$
饱和	$S_r > 0.8$

注：土中孔隙被水填充的那部分体积称为土的饱和度S_r，采用$S_r = \frac{w}{e}\gamma_s$计算确定。$\gamma_s$为土的比重；$w$为土的天然含水量。

(七)碎石土的分类

碎石土的分类表 附表1.7

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于200mm的颗粒超过全重50%
块石	棱角形为主	
卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于20mm的颗粒超过全重50%
碎石	棱角形为主	
圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于2mm的颗粒超过全重50%
角砾	棱角形为主	

注：定名时应根据粒径分组由大到小以最先符合者确定。

(八)碎石土密实程度，应根据土的天然骨架、开挖、钻探等难易程度划分如附表1.8。

碎石土密实程度划分表 附表1.8

密实程度	骨架和充填物	天然坡和开挖情况	钻探情况
松散	多数骨架颗粒不接触而被充填物包裹，充填物松散	不能形成陡坎，天然坡接近于粗颗粒的安息角。锹可以挖掘，坑壁易坍塌，从坑壁取出大颗粒后，砂土即塌落	钻进较容易，冲击钻探时，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
中密	骨架颗粒疏密不均，部分不连续。孔隙填满，充填物中密	天然陡坡不太稳定，或陡坡下堆积物较多，但大于粗颗粒的安息角。锹可以挖掘，坑壁有掉块现象，从坑壁取出大颗粒处砂土不易保持凹面形状	钻进较难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
密实	骨架颗粒交错紧贴，孔隙填满，充填物密实	天然陡坡较稳定，坎下堆积物较少。镐挖掘困难，用撬棍方能松动；坑壁稳定，从坑壁取出大颗粒后，能保持凹面形状	钻进困难，冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定

(九)岩石的分类

岩石按强度分类　　附表1.9

岩石类别	饱和单轴极限抗压强度(MPa)	代表性岩石
硬质岩石	>30	花岗岩、花岗片麻岩、闪长岩、玄武岩、石灰岩、石英砂岩、石英岩、大理岩、硅质砾岩等
软质岩石	5~30	泥质砂岩、钙质页岩、千枚岩、片岩等
极软岩石	<5	粘土岩、泥质页岩、泥灰岩等

注：① 本表适用于确定天然地基容许承载力的分类。
② 当地基为软质岩石时，在确保不浸水的条件下，可用天然湿度的单轴极限抗压强度。当受水浸时，软质岩的强度按浸水后的强度考虑。
③ 岩石试件直径为7~10cm，试件高度与其直径相同。

(十)岩石风化程度

岩石风化程度表　　附表1.10

风化程度	风化系数(k_f)	野外特征
微风化	$k_f>0.8$	岩质新鲜，表面稍有风化迹象
弱风化	$0.4<k_f\leqslant0.8$	1.结构未破坏，构造层理清晰。 2.岩体被节理裂隙分割成块碎状（20~40cm），裂隙中填充少量风化物。 3.矿物成分基本未变化，仅沿节理面出现次生矿物。 4.锤击声脆，石块不易击碎，不能用镐挖掘，岩心钻方可钻进
强风化	$0.2\leqslant k_f\leqslant0.4$	1.结构已部分破坏，构造层理不甚清晰。 2.岩体节理裂隙分割成块碎状（2~20cm）。 3.矿物成分已显著变化。 4.锤击声哑，碎石可用手折断，用镐可以挖掘，手摇钻不易钻进
全风化	$k_f<0.2$	1.结构已全部破坏，仅外观保持原岩状态。 2.岩体被风化裂隙分割成散体状。 3.除石英外其他矿物均变质成次生矿物。 4.碎石可用手捏碎，手摇钻可钻进

注：风化系数（k_f）等于风化岩石与新鲜岩石的饱和单轴抗压强度之比。

(十一)岩石在水中的软化系数

岩石在水中的软化系数　　附表1.11

岩石名称	软化系数（k_R）
不软化的岩石	$k_R>0.75$
软化的岩石	$k_R<0.75$

注：软化系数（k_R）等于饱和状态与风干状态的岩石单轴极限抗压强度之比。

(十二)岩石破碎程度

岩石破碎程度表　　附表1.12

岩块名称	野外观察特征
大块状	岩体多数分割成40cm以上的岩块
碎块状	岩体多数分割成20~40cm的岩块
碎石状	岩体多数分割成2~20cm的岩块

(十三)黄土的分类

黄土的分类表　　附表1.13

时代		地层名称			特征
全新世Q_4	近期	—	新黄土	新近堆积黄土	人类文化期内沉积物，多为坡、洪积层，不均匀，常含有砂砾，石块和杂物，一般有湿陷性，常具有高压缩性。
	早期	—		一般新黄土	大孔隙发育，壁立性好，部分含有砂姜石，有湿陷性。
晚更新世 Q_3		马兰黄土			
中更新世 Q_2		离石黄土	老黄土	—	经成岩作用，较密实，壁立性强，具有一定大孔隙，常夹有砂姜石层和古土层，一般无湿陷性。
早更新世 Q_1		午城黄土		—	

（十四）冻土的分类

冻土分为季节冻土和多年冻土。

季节性冻土按其冻胀性可分为不冻胀土、弱冻胀土、冻胀土、强冻胀土和特强冻胀土五类（附表1.14）。

多年冻土按其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（附表1.15）。

（1）季节性冻土分类

（2）多年冻土分类

季节性冻土分类表 附表1.14

土的名称	冻前土的天然含水量 w（%）	冻结期间地下水位低于冻结线的最小距离 h_w(m)	冻胀类别
岩石、碎石土、砾砂、粗砂、中砂（粉粘粒含量≤15%）	不考虑	不考虑	不冻胀
碎石土、砂砾、粗砂、中砂（粉粘粒含量>15%）	$w\leqslant 12$（$S_r\leqslant 0.5$）	>1.5	不冻胀
		≤1.5	弱冻胀
	$12<W\leqslant 18$（$0.5<S_r\leqslant 0.8$）	>1.5	
		≤1.5	冻胀
	$w>18$（$S_r>0.8$）	>1.5	
		≤1.5	强冻胀
细砂、粉砂	$w\leqslant 14$	>1.5	不冻胀
		≤1.5	弱冻胀
	$14<w\leqslant 19$	>1.5	
		≤1.5	冻胀
	$w>19$	>1.5	
		≤1.5	强冻胀

续上表

土的名称	冻前土的天然含水量 w（%）	冻结期间地下水位低于冻结线的最小距离 h_w(%)	冻胀类别
粘性土	$w\leqslant w_p+2$	>2.0	不冻胀
		≤2.0	弱冻胀
	$w_p+2<w\leqslant w_p+5$	>2.0	
		≤2.0	冻胀
	$w_p+5<w\leqslant w_p+9$	>2.0	
		$0.5<h_w\leqslant 2.0$	强冻胀
		≤0.5	特强冻胀
	$w>w_p+9$	>1.0	强冻胀
		≤1.0	特强冻胀

注：① w_p——塑限含水量；

w——天然含水量（标准冻深范围内冻前含水量的平均值）；

S_r——土的饱和度。

② 表内冻胀类别，是根据冻胀率 k_d 分为五级（冻胀率 k_d 系天然地表最大冻胀量与标准冻深之比值%计）：

当 $k_d\leqslant 1$时为不冻胀土；

$1<k_d\leqslant 3.5$时为弱冻胀土；

$3.5<k_d\leqslant 6$时为冻胀土；

$6<k_d\leqslant 13$时为强冻胀土；

$k_d>13$时为特强冻胀土。

③ 当含盐量超过0.5%时，应根据实际情况降级考虑。

多年冻土分类表 附表1.15

多年冻土名称	土的类别	总含水量（w%）	融化后的潮湿程度	融沉分级
少冰冻土	粉粘粒含量≤15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量≤25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）	$w\leqslant 10$	潮湿	(I) 不融沉
	粉粘粒含量>15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量>25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）细砂、粉砂	$w\leqslant 12$	稍湿	
	粘性土	$w\leqslant w_p$	半干硬	

续上表

多年冻土名称	土的类别	总含水量（w%）	融化后的潮湿程度	融沉分级
多冰冻土	粉粘粒含量≤15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量≤25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）	$10<w\leqslant16$	饱和	(II)弱融沉
	粉粘粒含量>15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量>25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）细砂、粉砂	$12<w\leqslant18$	潮湿	
	粘性土	$w_p<w\leqslant w_p+7$	硬塑	
富冰冻土	粉粘粒含量≤15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量≤25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）	$16<w\leqslant25$	饱和出水（出水量小于10%）	(III)融沉
	粉粘粒含量>15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量>25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）细砂、粉砂	$18<w\leqslant25$	饱和	
	粘性土	$w_p+7<w\leqslant w_p+15$	软塑	
饱冰冻土	粉粘粒含量≤15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量≤25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）	$25<w\leqslant44$	饱和大量出水（出水量约10～20%）	(IV)强融沉
	粉粘粒含量>15%（或粒径小于0.1mm的颗粒含量>25%）的粗颗粒土（包括碎石土、砾砂、粗砂、中砂）细砂、粉砂		饱和出水（出水量小于10%）	
	粘性土	$w_p+15<w\leqslant w_p+35$	流塑	
含土冰层	碎石土、砂土	$w>44$	饱和大量出水（出水量大于10～20%）	(V)融陷
	粘性土	$w>w_p+35$	流动	

注：① w_p——塑限含水量；

w——天然含水量。

② 碎石土和砂土的总含水量界限为该两类土的中间值。含粉粘粒砂的粗颗粒土比表列值小；细砂、粉砂比表列值大。

③ 粘性土总含水量界限中的+7、+15、+35为不同类别粘性土的中间值。亚砂土比该值小；粘土比该值大。

附录二 土的物理力学特征表

土的物理力学特征表 附表2

土类			孔隙比 e	天然含水量 w(%)	塑限含水量 w_p(%)	容重 γ(kN/m³)	计算的粘聚力 C(kPa)	计算的内摩擦角 (φ)
砂类土	粗砂		0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	42
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	40
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	38
	中砂		0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	40
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	38
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	36
	细砂		0.4～0.5	15～18	—	20.5	0	38
			0.5～0.6	19～22	—	19.5	0	36
			0.6～0.7	23～25	—	19.0	0	32
	粉砂		0.5～0.6	15～18	—	20.5	5	36
			0.6～0.7	19～22	—	19.5	3	34
			0.7～0.8	23～25	—	19.0	2	28
粘性土	亚粘土	亚砂土	0.4～0.5	15～18	<9.4	21.0	6	30
			0.5～0.6	19～22		20.0	5	28
			0.6～0.7	23～25		19.5	2	27
			0.4～0.5	15～18	9.5～12.4	21.0	7	25
			0.5～0.6	19～22		20.0	5	24
			0.6～0.7	23～25		19.5	3	23
		粘土	0.4～0.5	15～18	12.5～15.4	21.0	25	24
			0.5～0.6	19～22		20.0	15	23
			0.6～0.7	23～25		19.5	10	22
			0.7～0.8	26～29		19.0	5	21
			0.5～0.6	19～22	15.5～18.4	20.0	35	22
			0.6～0.7	23～25		19.5	15	21
			0.7～0.8	26～29		19.0	10	20
			0.8～0.9	30～34		18.5	8	19
			0.9～1.0	35～40		18.0	5	18

续上表

土类			孔隙比 e	天然含水量 w(%)	塑限含水量 w_p(%)	容重 γ(kN/m³)	计算的粘聚力 C(kPa)	计算的内摩擦角 (ϕ)
粘性土	亚粘土	粘土	0.6～0.7	23～25	18.5～22.4	19.5	40	20
			0.7～0.8	26～29		19.0	25	19
			0.8～0.9	30～34		18.5	20	18
			0.9～1.0	35～40		18.0	10	17
			0.7～0.8	26～29	22.5～26.4	19.0	60	18
			0.8～0.9	30～34		18.5	30	17
			0.9～1.0	35～40		17.5	25	16
		土	0.8～0.9	30～34	26.5～30.4	18.5	65	16
			0.9～1.1	35～40		17.5	35	15

注：① 土粒相对密度采用：
砂土——2.66 t/m³；
亚砂土——2.70 t/m³；
亚粘土——2.71t /m³；
粘土——2.74 ′ ′
② 土的容重按水占土孔隙的90%计算。

附录三 台背路基填土对桥台基底或桩尖平面处的附加竖向压应力的计算

台背路基填土对桥台基底或桩尖平面处地基土上引起的附加压应力 σ'（见附图3）按下式计算：

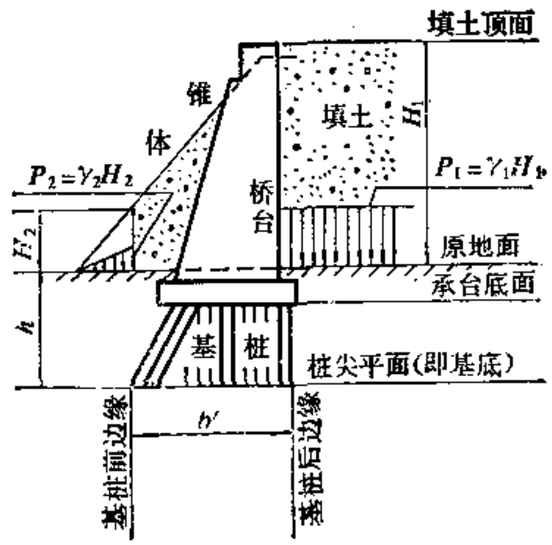
$$\sigma'_1 = \alpha_1 \cdot \gamma_1 \cdot H_1 \quad (\text{kPa}) \qquad (附3.1)$$

对于埋置式桥台，应按下式加算由于台前锥体对基底或桩尖平面处的前边缘引起的附加压应力 σ'_2：

$$\sigma'_2 = \alpha_2 \cdot \gamma_2 \cdot H_2 \quad (\text{kPa}) \qquad (附3.2)$$

将 σ'_1 和 σ'_2 与其它荷载引起的相应基底或桩尖平面处的边缘

应力相加即得基底总应力 σ_1 和 σ_2。



附图3 台背填土对桥台基底的附加压应力

式中和图中

P_1——台背路基填土产生的土压力(kPa)；

P_2——台前锥体产生的土压力(kPa)；

γ_1——路基填土的天然容重(kN/m³)；

γ_2——锥体填土的天然容重(kN/m³)；

H_1——台背路基填土的高度(m)；

H_2——基底或桩尖平面处的前边缘上的锥体高度(m)；

b'——基底或桩尖平面处的前、后边缘间的基础长度(m)；

h——原地面至基底或桩尖平面处的深度(m)；

α_1、α_2——附加竖向压应力系数，见附表3.1和附表3.2。

系 数 α_1 表　　附表3.1

基础埋置深度 h(m)	填土高度 H_1(m)	系数α_1（对于桥台边缘）			
		后边缘	前边缘，当基底平面的基础长度 b'		
			5(m)	10(m)	15(m)
5	5	0.44	0.07	0.01	0
	10	0.47	0.09	0.02	0
	20	0.48	0.11	0.04	0.01
10	5	0.33	0.13	0.05	0.02
	10	0.40	0.17	0.06	0.02
	20	0.45	0.19	0.08	0.03
15	5	0.26	0.15	0.08	0.04
	10	0.33	0.19	0.10	0.05
	20	0.41	0.24	0.14	0.07
20	5	0.20	0.13	0.08	0.04
	10	0.28	0.18	0.10	0.06
	20	0.37	0.24	0.16	0.09
25	5	0.17	0.12	0.08	0.05
	10	0.24	0.17	0.12	0.08
	20	0.33	0.24	0.17	0.10
30	5	0.15	0.11	0.08	0.06
	10	0.21	0.16	0.12	0.08
	20	0.31	0.24	0.18	0.12

注：路基断面按粘性土路堤考虑。

系 数 α_2 表　　附表3.2

基础埋置深度 h(m)	系数α_2，当台背路基埋土高度H_1	
	10(m)	20(m)
5	0.4	0.5
10	0.3	0.4
15	0.2	0.3
20	0.1	0.2
25	0	0.1
30	0	0

附录四　基础下卧土层附加压应力系数

桥涵基底中点下卧土层附加压应力系数 α 表　　附表4

$\frac{Z}{b}$ 或 $\frac{Z}{d}$	圆形	矩形基础长宽比 a/b												$a/b \geqslant 10$（条形基础）
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	
0.0	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	1.000
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	0.989
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	0.977
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	0.929
0.4	0.756	0.800	0.830	0.848	0.859	0.866	0.870	0.875	0.878	0.879	0.880	0.880	0.881	0.881
0.5	0.646	0.703	0.741	0.765	0.781	0.791	0.799	0.810	0.812	0.814	0.816	0.817	0.818	0.818
0.6	0.547	0.606	0.651	0.682	0.703	0.717	0.727	0.737	0.746	0.749	0.751	0.753	0.754	0.755
0.7	0.461	0.527	0.574	0.607	0.630	0.648	0.660	0.674	0.685	0.690	0.692	0.694	0.697	0.698
0.8	0.390	0.449	0.496	0.532	0.558	0.578	0.593	0.612	0.623	0.630	0.633	0.636	0.639	0.642
0.9	0.332	0.392	0.437	0.473	0.499	0.520	0.536	0.559	0.572	0.579	0.584	0.588	0.592	0.596
1.0	0.285	0.334	0.378	0.414	0.441	0.463	0.482	0.505	0.520	0.529	0.536	0.540	0.545	0.550
1.1	0.246	0.295	0.336	0.369	0.396	0.418	0.436	0.462	0.479	0.489	0.496	0.501	0.508	0.513
1.2	0.214	0.257	0.294	0.325	0.352	0.374	0.392	0.419	0.437	0.449	0.457	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	0.416	0.424	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	0.393	0.400	0.410	0.420
1.5	0.147	0.180	0.209	0.235	0.258	0.277	0.294	0.322	0.341	0.356	0.366	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	0.340	0.348	0.360	0.374
1.7	0.118	0.145	0.170	0.191	0.212	0.230	0.245	0.272	0.292	0.307	0.317	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	0.296	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	0.263	0.276	0.286	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	0.260	0.270	0.285	0.304

续上表

$\frac{Z}{b}$ 或 $\frac{Z}{d}$	圆形	矩形基础长宽比 a/b												$a/b \geqslant 10$（条形基础）
		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	
2.1	0.079	0.099	0.116	0.133	0.148	0.163	0.176	0.199	0.220	0.230	0.244	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	0.230	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	0.216	0.226	0.243	0.269
2.4	0.062	0.077	0.092	0.105	0.118	0.130	0.141	0.161	0.178	0.192	0.204	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	0.192	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	0.184	0.191	0.208	0.239
2.7	0.049	0.062	0.073	0.084	0.095	0.105	0.115	0.132	0.148	0.161	0.174	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	0.163	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	0.155	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	0.146	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	0.133	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	0.120	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	0.109	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	0.100	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	0.090	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	0.084	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	0.077	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	0.072	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	0.067	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	0.062	0.067	0.079	0.126

注：a、b——矩形基底边缘的长度和宽度（m）；Z——基底至下卧层土面的距离（m）；d——圆形基底的直径（m）。

附录五　冻土地基冻胀力的计算

一、季节性冻土地基墩台基础抗冻拔稳定性按下式计算：

$$N + W + Q_T \geqslant kT \qquad (附5.1)$$

式中　N——作用在基础上的结构重力(kN)；

W——基础自重力及襟边上的土重力(kN)；

Q_T——基础位于暖土层的摩阻力(kN)，按式(附5.4)计算；

k——安全系数，砌筑或架设上部构造之前，k取1.1；砌筑或架设上部构造之后，对外静定结构k取1.2；对外超静定结构k取1.3；

T——对基础的切向冻胀力(kN)，按下式计算：

$$T = n_T \cdot A_T \tau_T + A_l \tau_l \qquad (附5.2)$$

n_T——标准冻深修正系数，如无实测冻深值时，可按以下规定采用：当基础底不穿透季冻层时，取$n_T = 1.1$；当基础底穿透季冻层时，n_T值按附表5.1取用。如有实测冻深值时，其冻深一律不必修正，即$n_T = 1.0$。

标准冻深修正系数　　附表5.1

冻胀类别	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特别冻胀
n_T	1.0	0.95	0.9	0.85	0.75

注：所谓标准冻深，即地表无积雪和草皮等覆盖条件下多年实测最大冻深的平均值。可按第三章第一节图3.1.1-2查用。

A_T——在季冻层中基础和墩身的侧面积(m²)；

A_l——河底以上冰层中墩身侧面积(m²)；

τ_T——在季冻层中基础和墩身侧向单位面积切向冻胀力(kPa)，可按附表5.2选用；

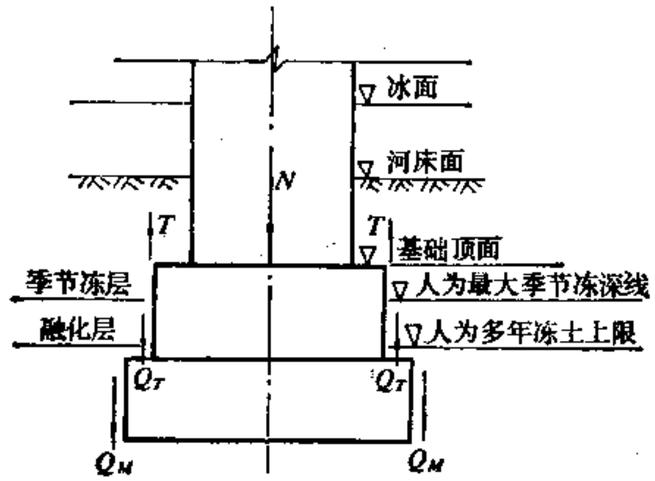
季节性冻土单位切向冻胀力值　　附表5.2

冻胀类别	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
冻胀力τ_T(kPa)	0～15	15～50	50～80	80～160	160～240

注：对表面光滑的预制桩，单位面积切向冻胀力应乘以0.8。

τ_l——水结冰后与墩身侧面的单位面积切向冻胀力，对混凝土可用190kPa。

二、多年冻土地基墩台基础抗冻拔稳定性按下式计算（参见附图5）：



附图5　多年冻土地基冻胀力图

$$N + W + Q_T + Q_M \geqslant kT \qquad (附5.3)$$

式中　Q_T——基础位于融化层的摩阻力(kN)，当季节冻土深度与多年冻土衔接时，$Q_T = 0$；当季节冻土深度与多年冻土未衔接时，按下式计算：

$$Q_T = S_T \cdot A_T \qquad (附5.4)$$

S_T——基础侧面与融化土的单位面积摩阻力(kPa)。无实测资料时，对粘性土可采用20kPa，对砂土及碎石土可采用30kPa；

A_f——在融化土层中基础侧面积(m²)；

Q_M——基础和多年冻土的冻结力(kN)，按下式计算：

$$Q_M = S_M \cdot A_M \qquad (附5.5)$$

A_M——在多年冻土内的基础侧面积(m^2)；

S_M——多年冻土与基础之间的单位面积冻结力(kPa)，可按附表5.3选用；

T——对基础的切向冻胀力(kN)，按下式计算：

$$T = A_T \cdot \tau_T + A_i \cdot \tau_i \qquad (附5.6)$$

其余符号意义同前。

多年冻土与基础表面的单位面积(m^2)冻结力值(kPa)　附表5.3

土的名称	土层的月最高平均温度						
	-0.5℃	-1.0℃	-1.5℃	-2.0℃	-2.5℃	-3.0℃	-4.0℃
粘性土	60	90	120	150	180	220	280
砂类土	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%；对与基础无明显胶结能力的干土，不考虑其冻结力（即按融化土层的摩阻力计算）。

② 表列数值不适用于含盐量大于0.5%的冻土。

③ 对混凝土、木材、钢材的冻结力，表列数值乘以1.0、0.9、0.7的系数。

④ 对基础侧面混凝土加人工粗糙度时，可将表列数值提高20%。

三、桩（柱）基础抗冻拔稳定性按下式验算：

$$N_0 + G_0 + F \geqslant kT \qquad (附5.7)$$

式中　N_0——作用在桩(柱)顶上的竖向结构重力(kN)；

G_0——桩（柱）重力(kN)，对钻（挖）孔桩，当桩壁与土之间的极限摩阻力采用第四章表4.3.2-1中的τ_i值时，冻结线以下位于地下水位以下取浮容重；

F——桩（柱）在冻结线以下各土层的摩阻力之和，按下式计算：

$$F = 0.4U\Sigma\tau_i \cdot l_i \qquad (附5.8)$$

U——桩的周长(m)，对钻孔桩按成孔直径计算；

τ_i——冻结线以下各层土对桩壁的极限摩阻力(kPa)；

l_i——冻结线以下各层土的厚度(m)；

T——每根桩（柱）的切向冻胀力(kN)，按式（附5.2）计算，此处A_T为桩（柱）在季冻层中的冻结面积(m^2)，对钻孔桩按成孔直径计；

其余符号意义同前。

四、当切向冻胀力较大时，应验算墩台基础或基桩薄弱截面处的抗拉能力：

$$P = kT - (N_0 + G_1 + F_1) \qquad (附5.9)$$

式中　P——验算截面的拉力(kN)；

G_1——验算截面以上基础或基桩重力(kN)；

F_1——验算截面以上基础或桩（柱）侧面在暖土层的摩阻力(kN)；

其余符号意义同前。

附录六　基础按 m 法的计算

本附录包括附表6.7、附表6.9、附表6.10三种计算用表。附表6.7是$\alpha h \leqslant 2.5$时（刚性基础）计算用表；附表6.9是$\alpha h > 2.5$时（弹性基础）单排桩式墩台计算用表；附表6.10是$\alpha h > 2.5$时（弹性基础）多排垂直桩柱墩台计算用表。

各计算用表适用于各种桩柱基础。其中附表6.7、附表6.9亦可适用于沉井、沉箱以及能确保回填土夯填紧密的天然基础。

一、基本假定：

1.将土看作为弹性变形介质，其地基系数在地面（或冲刷线）处为零，并随深度成正比例增长。

2.基础与土之间的粘着力和摩阻力均不予考虑。

3.在水平力和竖直力作用下，任何深度处土的压缩性均用地基系数表示。

4.当$\alpha h \leqslant 2.5$时，假设基础的刚度为无限大，按刚性基础计算；当$\alpha h > 2.5$时，按弹性基础计算。

h——地面（无冲刷时）或局部冲刷线以下基础入土深度；

α——土中基础变形系数，

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m b_1}{EI}}$$

b_1——基础的计算宽度；

m——地基土的比例系数；

EI——基础的计算刚度，对于以受弯为主的钢筋混凝土桩柱，应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》第四章第二节有关规定采用。

二、基础计算

1.基础的计算宽度（单位以 m 计）：

$$b_1 = k_\varphi k_0 b \qquad \text{(附6.1)}$$

k_0——考虑基础实际的空间工作条件不同于假设的平面工作条件的系数，其值等于$\left(1 + \frac{1}{b}\right)$；

b——基础的实际宽度如附表6.1所示，圆形基础 $b = d$；

k_φ——基础形状的换算系数。

当基础由几个桩柱组成时，式中 b_1、b、k_φ 相应于每一桩柱的计算宽度、边长（或直径）和形状的换算系数，可按附表6.1、附表6.2、附表6.3计算。

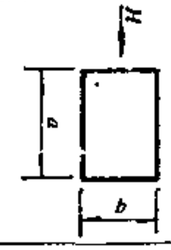
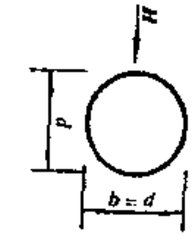
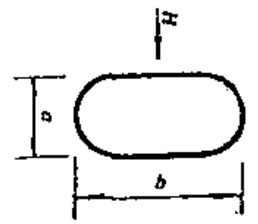
（1）当基础为整体时，k_φ、b_1 见附表6.1；

（2）当基础在垂直于外力作用方向由几个桩柱组成时，k_φ、b_1 见附表6.2；

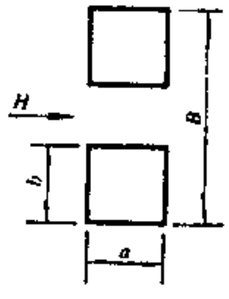
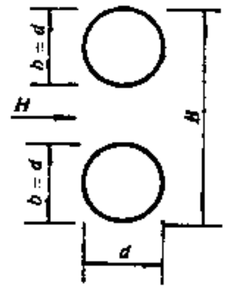
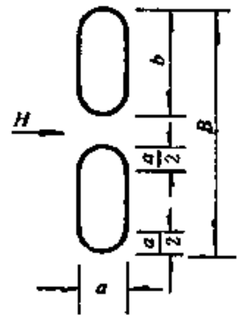
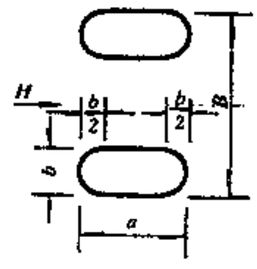
（3）当基础在平行于外力作用方向由几个桩柱组成时，k_φ、k、b_1 见附表6.3；

（4）当基础在垂直于及平行于外力作用方向均由几个桩柱组成时，可取平行于外力作用方向的一行桩柱来计算桩的计算宽度，见附表6.3；

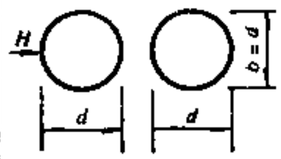
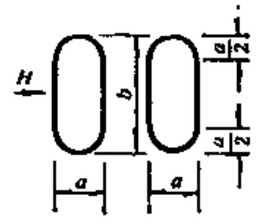
基础形状换算系数 k_φ 和计算宽度 b　　附表6.1

基础形状	符号	基础形状换算系数	桩的计算宽度
矩形	b_1	k_φ	符号
		1.0	$b+1$
		0.9	$0.9(d+1)$
		$\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)$	$\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)\times(b+1)$
		0.9	$0.9(b+1)$

桩柱形状换算系数 k_ϕ 和计算宽度 b_1　　附表6.2

名称	符号	基础形状			
					
桩柱形状换算系数	k_ϕ	1.0	0.9	$\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)$	0.9
n 根桩柱计算宽度	nb_1	$n(b+1)$	$0.9n(d+1)$	$n\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)\times(b+1)$	$0.9n(b+1)$
说明		1.n 为垂直于外力作用方向的桩柱根数。 2.求得的 nb_1 值不得大于$(B+1)$，大于$(B+1)$时采用$(B+1)$计算。			

桩柱形状换算系数 k_ϕ、相互影响系数 k 和计算宽度 b_1　　附表6.3

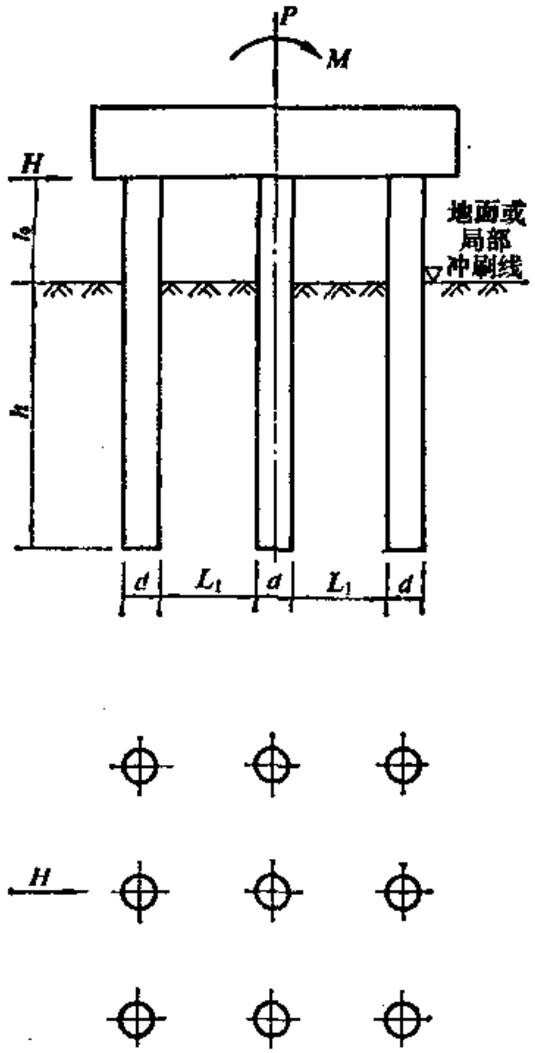
名称	符号	基础形状			
					
桩柱形状换算系数 k_ϕ 与系数 k 乘积	$k_\phi k$	k	$0.9k$	$\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)k$	$0.9k$
桩柱计算宽度	b_1	$k(b+1)$	$0.9k(d+1)$	$\left(1-0.1\frac{a}{b}\right)k\times(b+1)$	$0.9k(b+1)$
说明		k 为各桩柱间相互影响系数，按(5)项规定采用。			

（5）各桩柱间相互影响系数 k：

当 $L_1 \geqslant 0.6h_1$ 时　$k = 1.0$

当 $L_1 < 0.6h_1$ 时　$k = b' + \frac{1-b'}{0.6} \cdot \frac{L_1}{h_1}$　　（附6.2）

式中　L_1——与外力作用方向平行的一排桩柱的桩间净距（见附图6.1）；



附图6.1　计算 k 值时桩基示意图

h_1——地面或局部冲刷线以下桩柱的计算埋入深度，可按下式计算，但 h_1 值不得大于桩入土深度（h），

$$h_1 = 3(d+1) \quad (\mathrm{m})$$

d——桩柱直径　(m)；

b'——根据与外力作用方向平行的所验算的一排桩柱的桩数 n_1 而定的系数，按附表6.4采用。

系数 b' 值　　附表6.4

n_1	b'	n_1	b'
1	1.0	3	0.5
2	0.6	≥4	0.45

当桩柱平面布置中，与外力作用方向平行的各排桩柱数量不等，且相邻（任何方向）桩柱间的中心距等于或大于$(d+1)$m或$(b+1)$m时，则对所验算的各桩柱可采用同一系数 k。其值按桩柱数量最多的一排采用，其中 b 为矩形桩柱的边长，d 为圆形桩柱的直径。

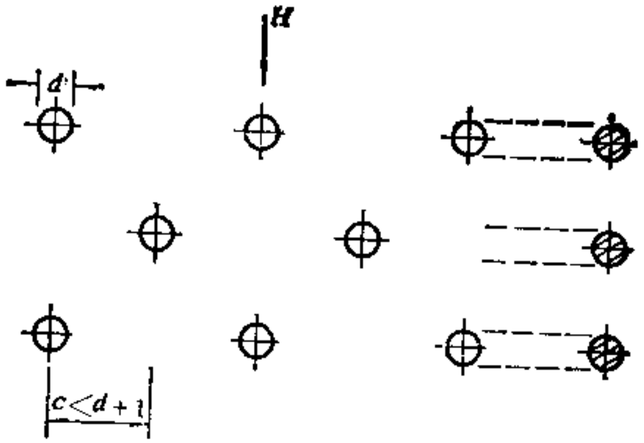
当桩柱平面布置成梅花形（见附图6.2），而相邻两排桩柱的中心距（图中的 c）又小于$(b+1)$m或$(d+1)$m时，k 值可按投影到平行于外力作用方向的各桩柱间的距离计算（见附图6.2所示实心桩）。

为了不致使计算宽度发生重叠现象，要求 $b_1 \leqslant 2b$。

注：桩柱直径或宽度小于1m时，单根桩柱的计算宽度 b_1：对于矩形截面为 $1.5b+0.5$；对于圆形截面为$0.9(1.5d+0.5)$。在垂直于外力作用方向的n根桩柱的计算总宽度，不得大于 $B+1$，大于$B+1$时按$B+1$计算（b、d和B的符号意义见附表6.1和6.2）。相互影响系数可不考虑，采用 $k=1$。

2.地基土的比例系数 m 和 m_0：

将土视为具有地基系数随深度成正比增长的弹性变形介质，相应于深度 y 处的基础侧面土的地基系数 $c_y = my$；相应于深度 h 处基础底面土的地基系数 $c_0 = m_0 h$。但 c_0 不得小于 $10m_0$，m



附图6.2 计算 k 值时梅花形桩示意图

非岩石类土的比例系数 m 和 m_0 值 附表6.5

序　号	土　的　名　称	m 和 m_0(kN/m⁴)
1	流塑粘性土$I_L \geqslant 1$，　淤泥	3000～5000
2	软塑粘性土$1 > I_L \geqslant 0.5$，　粉砂	5000～10000
3	硬塑粘性土$0.5 > I_L \geqslant 0$，　细砂，中砂	10000～20000
4	坚硬，半坚硬粘性土$I_L < 0$，　粗砂	20000～30000
5	砾砂，角砾，圆砾，碎石，卵石	30000～80000
6	密实卵石夹粗砂，密实漂卵石	80000～120000

注：① 本表用于结构在地面处位移最大值不超过6mm，位移较大时，适当降低。

② 当基础侧面为数种不同土层时（见附图6.3），应将地面或局部冲刷线以下 $h_m = 2(d+1)$m 深度内的各层土按下列公式换算成一个 m 值，作为整个深度的 m 值。式中 d 为桩柱直径。对于刚性基础，h_m采用整个深度 h。

当 h_m 深度内存在两层不同土时：

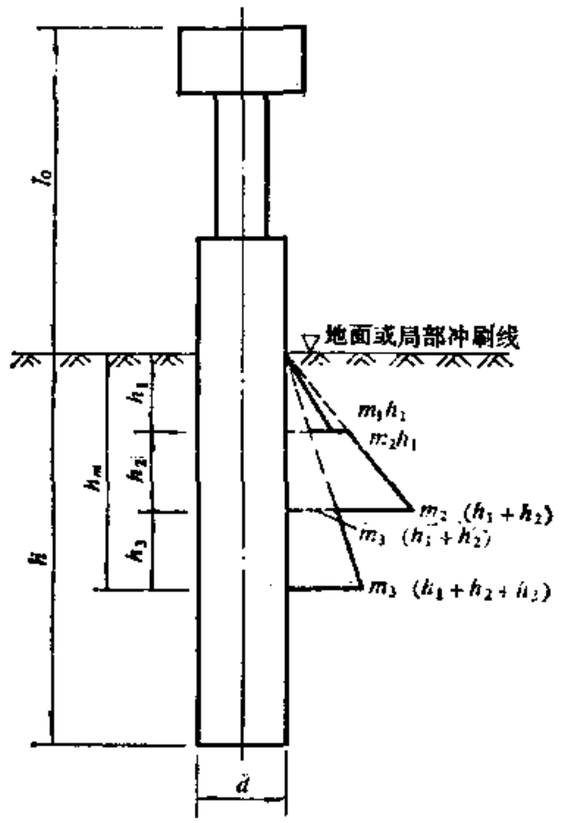
$$m = \frac{m_1 h_1^2 + m_2(2h_1 + h_2)h_2}{h_m^2}$$

当 h_m 深度内存在三种不同土时：

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

③ 当基础侧面设有斜坡或台阶，且其坡度或台阶总宽与深度之比超过1：20时，表中 m 值应减小50%。

和m_0值可参照附表6.5采用。当有可靠试验资料时，可采用试验值。



附图6.3 计算不同土层 m 值时的示意图

岩石地基的地基系数 c_0 不随岩层面的埋置深度而变，其值按附表6.6采用。

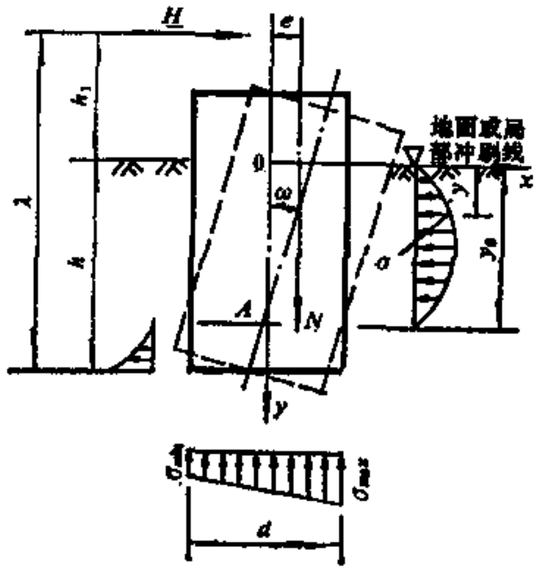
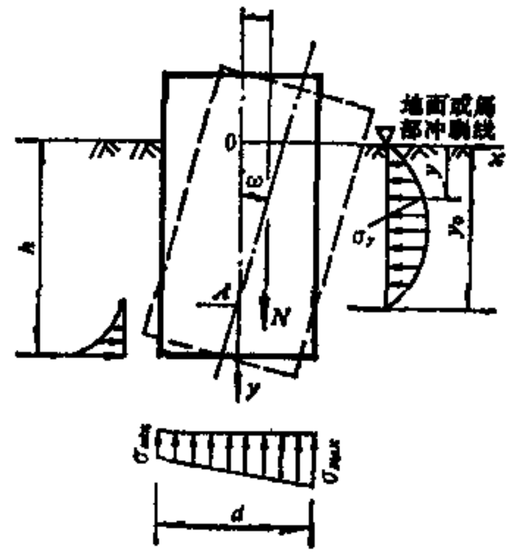
岩石地基系数 c_0 值 附表6.6

编　号	R_a^j (kPa)	c_0(kN/m³)
1	1000	300000
2	≥25000	15000000

注：R_a^j为岩石的单轴极限抗压强度。当 R_a^j为中间值时，c_0值采用内插法求得。

3.基础计算用表：

当$\alpha h \leqslant 2.5$时，按刚性基础计算用表　　附表6.7(1)

计算图式	(1)支承在非岩石上基础，当水平力H与偏心竖直力N共同作用时：	(2)支承在非岩石上基础，当仅有偏心竖直力N作用时：
		

续上表

地面或局部冲刷线以下基础转角	$\omega = \dfrac{6H}{Amh}$	$\omega = \dfrac{2\beta(Ne)}{mhB} = \dfrac{2\beta M}{mhB}$
地面或局部冲刷线至基础轴线旋转中心距离	$y_0 = \dfrac{\beta b_1 h^2(4\lambda - h) + 6dW_0}{2\beta b_1 h(3\lambda - h)}$	$y_0 = \dfrac{2h}{3}$
地面或局部冲刷线以下深度y处基础截面上的弯矩	$M_y = H(\lambda - h + y) - \dfrac{Hb_1 y^3}{2hA}(2y_0 - y)$	$M_y = M' - \dfrac{\beta M b_1 y^3}{6Bh}(2y_0 - y)$
地面或局部冲刷线以下深度y处基础侧面水平压应力	$\sigma_y = \dfrac{6H}{Ah} y(y_0 - y)$	$\sigma_y = \dfrac{2\beta M}{Bh} y(y_0 - y)$
基础底的竖直压应力	$\sigma_{max}^{min} = \dfrac{N}{A_0} \pm \dfrac{3dH}{A\beta}$	$\sigma_{max}^{min} = \dfrac{N}{A_0} \pm \dfrac{dM}{B}$
墩台顶面水平位移	$\Delta = k_1 \omega y_0 + k_2 \omega l_0 + \delta_0$	

注：表内系数

$$A = \frac{\beta b_1 h^3 + 18dW_0}{2\beta(3\lambda - h)}, \qquad B = \frac{1}{18}\beta b_1 h^3 + dW_0$$

式中　β——深度h处基础侧面土的地基系数与基础底面土的地基系数之比，$\beta = \dfrac{mh}{c_0} = \dfrac{mh}{m_0 h} = \dfrac{m}{m_0}$。当基础底面置于非岩石类土上时，$m$、$m_0$按本附录二之2项规定及附表6.5采用；当置于岩石上时，c_0按附表6.6采用；

$\lambda = \dfrac{\Sigma M}{H}$——其中$\Sigma M$为地面或局部冲刷线以上所有水平外力和偏心竖直力$N$对基础底面重心总弯矩；$H$为水平合力；当仅有偏心竖直力$N$作用时$\lambda = \infty$；

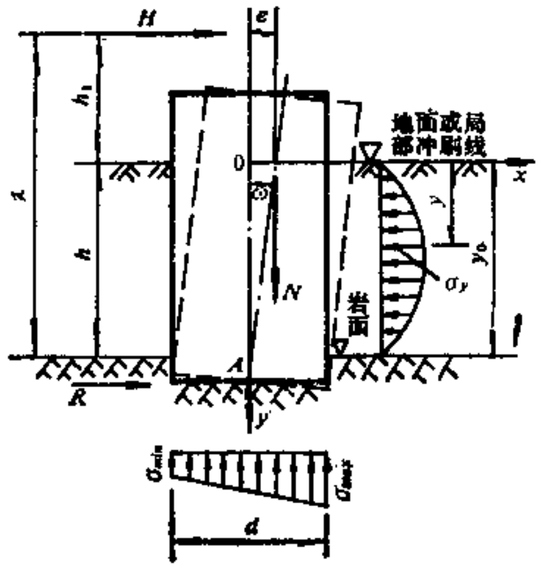
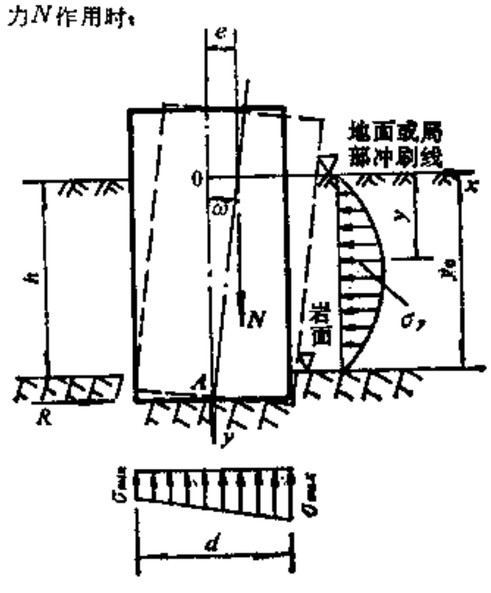
d——在作用力平面方向基础的直径或边长；

b_1——基础的计算宽度，按本附录二之1项计算；

W_0——基础底面的抵抗矩；

h——地面或局部冲刷线以下基础入土深度。

当$\alpha h \leqslant 2.5$时，按刚性基础计算用表　　附表6.7(2)

计算图式	(3)支承在岩石上基础，当水平合力H与偏心竖直力N共同作用时：  	(4)支承在岩石上基础，当仅有偏心竖直力N作用时： 
地面或局部冲刷线以下基础转角	$\omega = \dfrac{H}{mhD_0}$	$\omega = \dfrac{Ne}{D_1 mh} = \dfrac{M}{D_1 mh}$
地面或局部冲刷线至基础轴线旋转中心距离	$y_0 = h$	$y_0 = h$

续上表

地面或局部冲刷线以下深度y处基础截面上的弯矩	$M_y = H(\lambda - h + y) - \dfrac{y^3 b_1 H}{12 D_0 H}(2h - y)$	$M_y = M' - \dfrac{b_1 M y^3}{12 D_1 h}(2h - y)$
地面或局部冲刷线以下深度y处基础侧面水平压应力	$\sigma_y = (h - y) y \dfrac{H}{D_0 h}$	$\sigma_y = (h - y) y \dfrac{M}{D_1 h}$
基础底的竖直压应力	$\dfrac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \dfrac{N}{A_0} \pm \dfrac{dH}{2\beta D_0}$	$\dfrac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \dfrac{N}{A_0} \pm \dfrac{dM}{2\beta D_1}$
基础嵌固处后侧水平阻力	$R = H\left(\dfrac{b_1 h^2}{6 D_0} - 1\right)$	$R = b_1 \dfrac{h^2 M}{6 D_1}$
墩台顶面水平位移	$\Delta = k_2 \omega h + k_1 \omega l_0 + \delta_0$	

注：表内系数

$$D_0 = \frac{b_1 \beta h^3 + 6 d W_0}{12 \lambda \beta^2} \qquad D_1 = \frac{b_1 \beta h^3 + 6 d W_0}{12 \beta}$$

式中 β、λ、d、W_0、h、b_1符号意义同前。

附表6.7的说明

一、表中符号意义除表内注明者外，其余意义如下：

$M = N \cdot e$——基础底面偏心竖直力 N 产生的弯矩，其中 e 为偏心距；

M'——深度 y 处基础截面上的偏心竖直力 N' 在该截面上产生的弯矩；当基础形状对称时，则 $M' = M$；

A_0——基础底面积；

l_0——地面或局部冲刷线至墩台顶面的高度；

δ_0——在 l_0 范围内墩台身与基础的材料变形产生的墩台顶面水平位移；

k_1、k_2——考虑基础刚性影响的系数，按附表6.8采用。

二、为了保证基础在土中有可靠的嵌固，水平压应力 σ_y 应满足下列条件：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{\frac{h}{3}} &\leqslant \frac{4}{\cos\phi}\left(\frac{\gamma}{3}h\operatorname{tg}\phi + c\right)\eta_1\eta_2 \\ \sigma_h &\leqslant \frac{4}{\cos\phi}(\gamma h\operatorname{tg}\phi + c)\eta_1\eta_2\end{aligned}\right\} \qquad (附6.3)$$

式中 $\sigma_{\frac{h}{3}}$、σ_h——相应于 $y = \frac{h}{3}$ 和 $y = h$ 深度处的水平压应力；

ϕ——土的内摩擦角；

γ——土的容重；对于透水性土，应考虑水的浮力作用；

C——土的粘聚力；

如缺乏实际资料时 ϕ、γ、C 值可按附表2采用。在验算 σ_y 值的深度范围内有数层土时，ϕ、γ、C 取各层土的加权平均值；

η_1——系数，对于外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——考虑结构重力在总荷载中所占百分比的系数，

$$\eta_2 = 1 - 0.8\frac{M_g}{M}$$

M_g——结构重力对基础底面重心产生的弯矩；

M——全部荷载对基础底面重心产生的总弯矩。

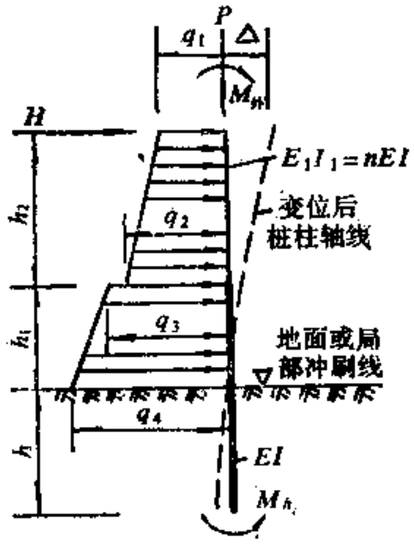
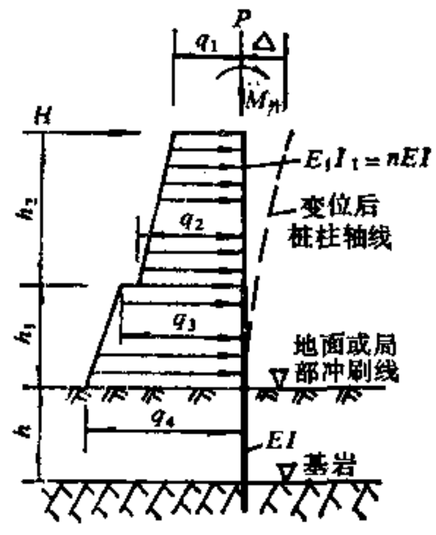
k_1、k_2 系数　　附表6.8

换算深度 $\bar{h} = \alpha h$	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	1.1	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	1.2	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：① $\alpha h < 1.6$ 时，$k_1 = k_2 = 1.0$；

② 当仅有偏心竖直力作用，$\frac{\lambda}{h} = \infty$。

$\alpha h \geq 2.5$时，单排桩式墩台按弹性基础计算用表　　附表6.9(1)

计算图式	（1）桩柱身受梯形荷载，桩柱顶为自由，桩柱底支承在非岩石类土或基岩面上的单排桩式桥台	（2）桩柱身受梯形荷载，桩柱顶为自由，桩柱底嵌固在基岩中的单排桩式桥台
		

续上表

地面处桩柱内力		弯矩 $(F\times L)$	$M_0=M_{外}+H(h_2+h_1)+\frac{1}{6}h_2[(2q_1+q_2)h_2+3(q_1+q_2)h_1]+\frac{1}{6}(2q_3+q_4)h_1^2$	
		剪力 (F)	$H_0=H+\frac{1}{2}(q_1+q_2)h_2+\frac{1}{2}(q_3+q_4)h_1$	
桩柱顶弯矩 $(F\times L)$			$M_n=M_{外}$	
单位“力”作用在地面或局部冲刷线处	$H_0=1$	水平位移 $(L\times F^{-1})$	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{(B_3D_4-B_4D_3)+k_h(B_2D_4-B_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
		转角 (F^{-1})	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(A_3D_4-A_4D_3)+k_h(A_2D_4-A_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
桩柱在该处产生的变位	$M_0=1$	水平位移 (F^{-1})	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(B_3C_4-B_4C_3)+k_h(B_2C_4-B_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
		转角 $(F^{-1}\times L^{-1})$	$\delta_{MM}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{(A_3C_4-A_4C_3)+k_h(A_2C_4-A_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{MM}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$

续上表

地面或局部冲刷线处桩柱变位	水平位移 (L)	$x_0 = H_0\delta_{HH}^{(0)} + M_0\delta_{HM}^{(0)}$
	转　角 (rad)	$\varphi_0 = -(H_0\delta_{MH}^{(0)} + M_0\delta_{MM}^{(0)})$
地面或局部冲刷线以下深度 y 处桩柱各截面的内力	弯　矩 $(F\times L)$	$M_y = \alpha^2 EI(x_0A_3 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}C_3 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI}D_3)$
	剪　力 (F)	$Q_y = \alpha^3 EI(x_0A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha}B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EI}C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EI}D_4)$
桩柱底最大最小压应力 $(F\times L^{-2})$		$\sigma_{max}^{min} = \frac{N_h}{A_0} \pm \frac{M_h}{W}$
桩柱顶水平位移 (L)		$\Delta = x_0 - \varphi_0(h_2+h_1) + \Delta_0$ 式中：$\Delta_0 = \frac{M_{外}}{2E_1I_1}(nh_1^3 + 2nh_1h_2 + h_2^3) + \frac{H}{3E_1I_1}(nh_1^3 + 3nh_1^2h_2 + 3nh_1h_2^2 + h_2^3)$ $+\frac{1}{120E_1I_1}[(11h_2^4 + 40nh_2^3h_1 + 20nh_2^2h_1^2 + 50nh_2^2h_1^2)q_1 + 4(h_2^4 + 10nh_2^3h_1$ $+5nh_2^2h_1 + 5nh_2h_1^3)\times q_2 + (11nh_1^4 + 15nh_2h_1^3)q_3 + (4nh_1^4 + 5nh_2h_1^3)q_4]$

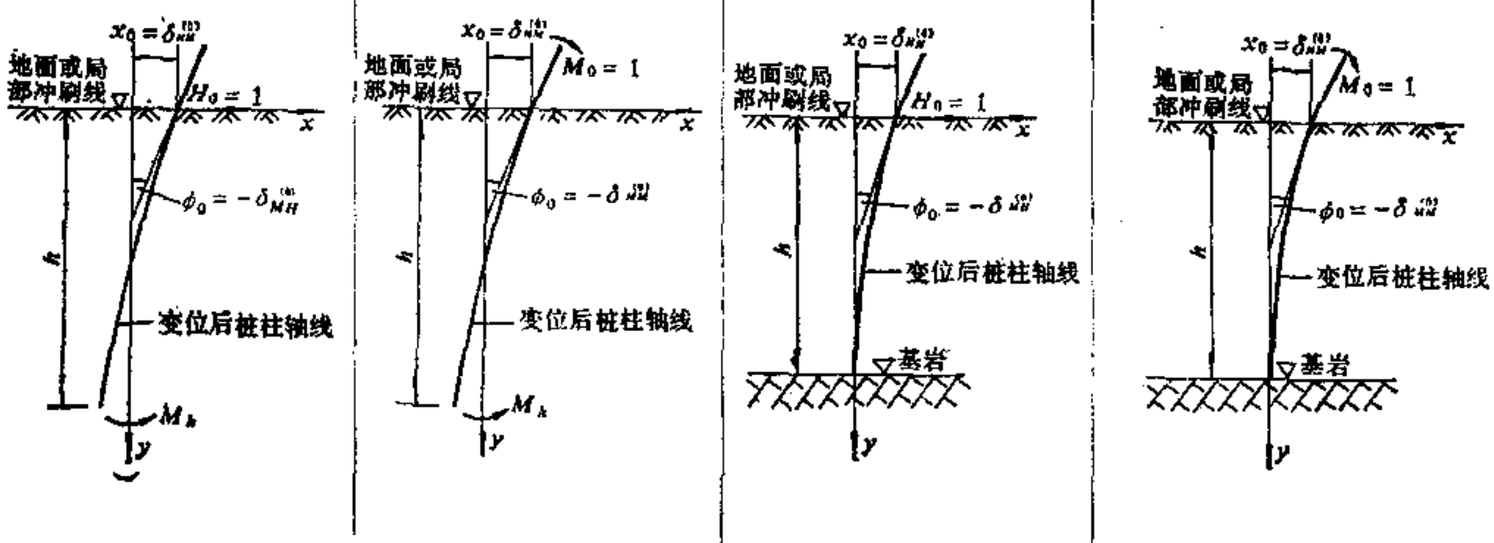
注：表中 $\delta_{HH}^{(0)}$、$\delta_{MH}^{(0)}$、$\delta_{HM}^{(0)}$ 和 $\delta_{MM}^{(0)}$ 的物理意义见附图6.4。

(a)当 $H_0=1$ 作用在地面或局部冲刷线处，桩柱在该处产生的水平位移 $x_0=\delta_{HH}^{(0)}$ 和转角 $\phi_0=-\delta_{MH}^{(0)}$

(b)当 $M_0=1$ 作用在地面或局部冲刷线处，桩柱在该处产生的水平位移 $x_0=\delta_{HM}^{(0)}$ 和转角 $\phi_0=-\delta_{MM}^{(0)}$

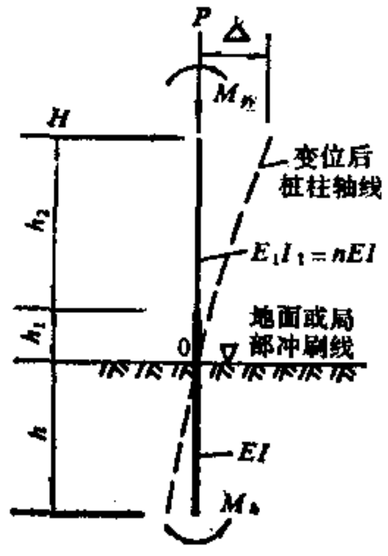
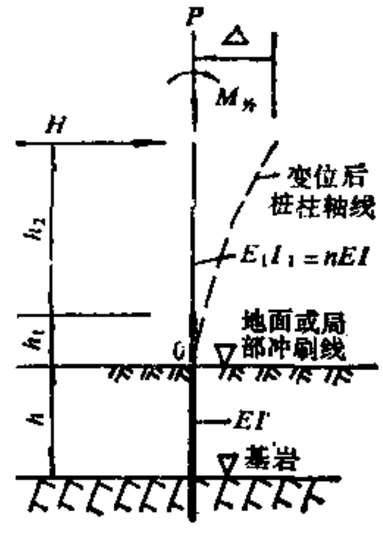
(c)当 $H_0=1$ 作用在地面或局部冲刷线处，桩柱在该处产生的水平位移 $x_0=\delta_{HH}^{(0)}$ 和转角 $\phi_0=-\delta_{MH}^{(0)}$

(d)当 $M_0=1$ 作用在地面或局部冲刷线处，桩柱在该处产生的水平位移 $x_0=\delta_{HM}^{(0)}$ 和转角 $\phi_0=-\delta_{MM}^{(0)}$



桩柱底支承在非岩石类土或基岩面上　　桩柱底嵌固在基岩中

附图6.4　在外荷作用下桩的变形图

计算图式	(3)桩柱顶为自由，桩柱底支承在非岩石类土或基岩面上的单排桩式桥墩	(4)桩柱顶为自由，桩柱底嵌固在基岩中的单排桩式桥墩
		

续上表

地面或局部冲刷线处桩柱内力		弯矩 $(F\times L)$	$M_0=M_{外}+H(h_1+h_2)$	
		剪力 (F)	$H_0=H$	
桩柱顶弯矩 $(F\times L)$			$M_0=M_{外}$	
单位"力"作用在地面或局部冲刷线处桩柱在该处产生的变位	$H_0=1$ 作用时	水平位移 $(L\times F^{-1})$	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{(B_3D_4-B_4D_3)+k_h(B_2D_4-B_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{B_3D_1-B_1D_3}{A_3B_1-A_1B_3}$
		转角 (F^{-1})	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(A_3D_4-A_4D_3)+k_h(A_2D_4-A_4D_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{A_3D_1-A_1D_3}{A_3B_1-A_1B_3}$
	$M_0=1$ 作用时	水平位移 (F^{-1})	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(B_3C_4-B_4C_3)+k_h(B_2C_4-B_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+k_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{B_3C_1-B_1C_3}{A_3B_1-A_1B_3}$
		转角 $(F^{-1}\times L^{-1})$	$\delta_{MM}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{(A_3C_4-A_4C_3)+K_h(A_2C_4-A_4C_2)}{(A_3B_4-A_4B_3)+K_h(A_2B_4-A_4B_2)}$	$\delta_{MM}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{A_3C_1-A_1C_3}{A_3B_1-A_1B_3}$

地面或局部冲刷线处桩柱变位	水平位移 (L)	$x_0 = H_0\delta_{HH}^{(0)} + M_0\delta_{HM}^{(0)}$	$\Delta = x_0 - \phi_0(h_1+h_2) + \Delta_0$ 式中 $\Delta_0 = \frac{H}{E_1I_1}\xi\frac{1}{8}(mh_1^4+h_3^4) + mh_2h_1(h_1+h_3)^2 + \frac{M_{外}}{2E_1I_1}(h_3^2+mh_1(2h_3+h_1))$
	转角（弧度）	$\phi_0 = -(H_0\delta_{MH}^{(0)} + M_0\delta_{MM}^{(0)})$	
地面或局部冲刷线以下深度 y 处桩柱各截面的内力	弯矩 ($F\times L$)	$M_y = \alpha^2EI(x_0A_3 + \frac{\phi_0}{\alpha}B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_3 + \frac{H_0}{\alpha^2EI}D_3)$	
	剪力 (F)	$Q_y = \alpha^3EI(x_0A_4 + \frac{\phi_0}{\alpha}B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2EI}C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3EI}D_4)$	
桩柱底最大最小压应力 ($F\times L^{-2}$)		$\sigma_{max}^{min} = \frac{N_h}{A_0} \pm \frac{M_h}{W_0}$	

注：表中 $\delta_{HH}^{(0)}$、$\delta_{HM}^{(0)}$、$\delta_{MH}^{(0)}$和$\delta_{MM}^{(0)}$的物理意义和附图6.4相同。

附表6.9的说明

一、计算 $\delta_{HH}^{(0)}$、$\delta_{HM}^{(0)}$、$\delta_{MH}^{(0)}$和$\delta_{MM}^{(0)}$时，系数A_i、B_i、C_i、$D_i(i=1、2、3、4)$数值根据 $\bar{h}=\alpha h$ 由附表6.11查用；计算 M_y和 Q_y时，系数 A_i、B_i、C_i、D_i数值根据 $\bar{h}=\alpha y$由附表6.12查用。其中 α为桩柱变形系数。

二、$k_h=\frac{c_0}{\alpha E}\times\frac{I_0}{I}$——表示桩柱底面土因转动而发生的土抗力对$\delta_{HH}^{(0)}$、$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}$、$\delta_{MM}^{(0)}$的影响系数。当桩柱底置于非岩石类土上，且 $\alpha h\geqslant 2.5$时；或置于基岩上，且 $\alpha h\geqslant 3.5$时，均可令 $k_h=0$。

式中 $c_0=m_0h$——桩柱底面土的地基系数；其中 m_0为桩柱底面土的比例系数，按附表6.5采用；对于岩石地基，c_0值按附表6.6采用；

I、I_0——分别为地面或局部冲刷线以下桩柱截面惯性矩和底面惯性矩。

三、桩柱在地面或局部冲刷线以下入土深度 $h\geqslant\frac{4}{\alpha}$时，则 $h\geqslant\frac{4}{\alpha}$以下桩身部分的内力 M_y、Q_y均可认为等于零。

四、桩柱底最大最小压应力

$$\begin{matrix}\sigma_{max}\\ \sigma_{min}\end{matrix}=\frac{N_h}{A_0}\pm\frac{M_h}{W_0}\leqslant\frac{\sigma_R}{2}\qquad(附6.4)$$

式中 N_h——桩柱底面的轴向力，对于非岩石类地基：

$$N_h=P+G-T$$

对于岩石类地基：

$$N_h=P+G$$

P——桩柱顶面处轴向力；

G——全部桩柱自重力；当计算非岩石类地基的 N_h时

对于钻(挖)孔桩，局部冲刷线以下部分的桩身自重力，按$\frac{1}{2}$考虑；

T——局部冲刷线以下桩柱侧面土的容许摩阻力总和；

M_h——桩柱底弯矩，由表内的M_y公式中令$y=h$求得；当$\alpha h \geqslant 4$时，采用$M_h=0$；

A_c——桩柱底面积；

W_c——桩柱底截面抵抗矩；

σ_R——桩尖处土的极限承载力(kPa)，按第4.3.2条规定计算。$\frac{\sigma_R}{2}$为荷载组合Ⅰ作用时桩尖土的容许承载力。当荷载组合Ⅱ或组合Ⅲ或组合Ⅳ或组合Ⅴ作用时，其提高系数与第4.3.2条内〔P〕同。

对置于非岩石类土或置于岩石面上的桩柱，当$\alpha h>3.5$时，以及对嵌入岩石中的桩柱，当$\alpha h>4$时，均可不验算桩柱底压应力。但须满足第4.3.2和4.3.4条规定的单桩受压容许承载力〔P〕的要求。

对于支承在基岩面上的桩柱，当$e>\rho$时（e为外力偏心矩，ρ为桩柱底面核心半径），则应考虑桩柱底的应力重分布；对于嵌入基岩中的桩柱应验算嵌固处截面强度。

五、附表6.9(1)计算图式所示的q_1、q_2、q_3和q_4为作用于桩柱上的土压力强度(kN/m)，计算时应按照《公路桥涵设计通用规范》第2.2.3条的规定，考虑桩柱的分布宽度。当地面或局部冲刷线以上桩柱采用等截面时，可假定其全高为h_2，并令$h_1=0$，代入附表6.9(1)各公式计算。

六、表中E_1I_1和EI是桩柱上段和下段的弹性模量和惯性矩的乘积（即桩柱的刚度）；$n=\frac{E_1I_1}{EI}$为桩柱上段与下段的刚度比；m为土的比例系数，按本附录二之2项规定和附表6.5采用，其余符号意义见表中所示。

七、表中量纲符号：F=力；L=长度。

$\alpha h>2.5$时，多排桩直桩柱承台埋置基础（地面或局部冲刷线在承台底以下）

多排对称布置的竖直桩柱承台埋置基础（地面或局部冲刷线在承台底以下）

(1)桩柱底置于非岩石类土或岩石面上　　(2)桩柱底嵌固在软岩中

计算图式

单位“力”作用在任一桩柱顶时，桩柱顶产生的变位	$Q_i=1$ 作用时	水平位移 $(F\times L^{-1})$	$\delta_{HH}=\frac{l_0^3}{3EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0^2+2\delta_{MH}^{(0)}l_0+\delta_{HH}^{(0)}$
		转　角 (F^{-1})	$\delta_{MH}=\frac{l_0^2}{2EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0+\delta_{HM}^{(0)}$
	$M_i=1$ 作用时	水平位移 (F^{-1})	$\delta_{HM}=\delta_{MH}=\frac{l_0^2}{2EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0+\delta_{HM}^{(0)}$
		转　角 $(F^{-1}\times L^{-1})$	$\delta_{MM}=\frac{l_0}{EI}+\delta_{MM}^{(0)}$
任一桩柱顶发生单位变位时，桩柱顶产生的内力	沿桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的轴向力 $(F\times L^{-1})$		$\rho_{PP}=\frac{1}{\frac{l_0+\xi h}{EA}+\frac{1}{C_0A_0}}$
	垂直桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的水平力 $(F\times L^{-1})$		$\rho_{HP}=\frac{\delta_{MH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$

续上表

	垂直桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的弯矩 (F)	$\rho_{MH}=\frac{\delta_{MH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$
	桩顶发生单位转角时，桩顶产生的水平力 (F)	$\rho_{HM}=\rho_{MH}$
	桩顶发生单位转角时，桩顶产生的弯矩 $(F\times L)$	$\rho_{MM}=\frac{\delta_{HH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$
承台发生单位变位时，所有桩柱顶对承台作用“反力”之和	承台沿竖直方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的竖向反力 $(F\times L^{-1})$	$r_{vv}=n\rho_{PP}$
	承台沿水平方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的水平反力 $(F\times L^{-1})$	$r_{xx}=n\rho_{HH}$
	承台绕原点O发生单位转角时，所有桩柱顶产生的水平反力或沿水平方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的反弯矩 (F)	$r_{\alpha\beta}=r_{\beta\alpha}=-n\rho_{HM}=-n\rho_{MH}$

式中

n——桩柱总根数；

x_i——由坐标原点o至各桩柱轴线的距离；

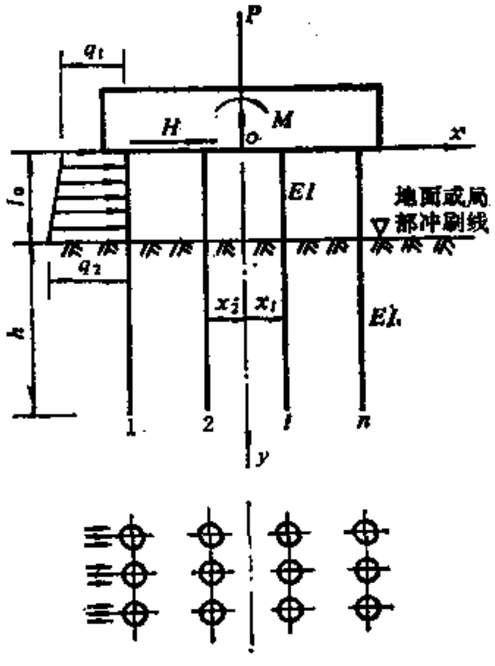
	承台发生单位转角时，所有桩柱顶产生的反弯矩 $(F\times L)$	$r_{\beta\beta}=n\rho_{MM}+\rho_{PP}\Sigma K_i x_i^2$	K_i——第i排桩柱根数。
承台变位	竖直位移 (L)	$c=\dfrac{P}{r_{cc}}$	式中 P、H、M 为外荷载作用于承台底面原点o处的竖直力、水平力和弯矩。
	水平位移 (L)	$a=\dfrac{r_{\beta\beta}H-r_{\alpha\beta}M}{r_{\alpha\alpha}r_{\beta\beta}-(r_{\alpha\beta})^2}$	
	转　角 (rad)	$\beta=\dfrac{r_{\alpha\alpha}M-r_{\alpha\beta}H}{r_{\alpha\alpha}r_{\beta\beta}-(r_{\alpha\beta})^2}$	
桩柱顶内力	任一桩柱顶轴向力 (F)	$N_i=(C+\beta x_i)\rho_{PP}$	式中 x_i 值在坐标原点o以右为正，以左为负。
	任一桩柱顶剪力 (F)	$Q_i=\alpha\rho_{HH}-\beta\rho_{HM}=\dfrac{H}{n}$	
	任一桩柱顶弯矩 $(F\times L)$	$M_i=\beta\rho_{MM}-\alpha\rho_{MH}$	
地面或局部冲刷线处桩柱顶截面上的作用"力"	水平力 (F)	$H_0=Q_i$	
	弯　矩 $(F\times L)$	$M_0=M_i+Q_i l_2$	

$\alpha h>2.5$时，多排竖直桩柱墩台按弹性基础计算用表　　附表6.10(2)

多排对称布置的竖直桩柱桥台基础（地面在承台底以下桩柱直接承受梯形荷载）

计算图式

(3)桩柱底置于非岩石类土或基岩面上　　(4)桩柱底嵌固在基岩中

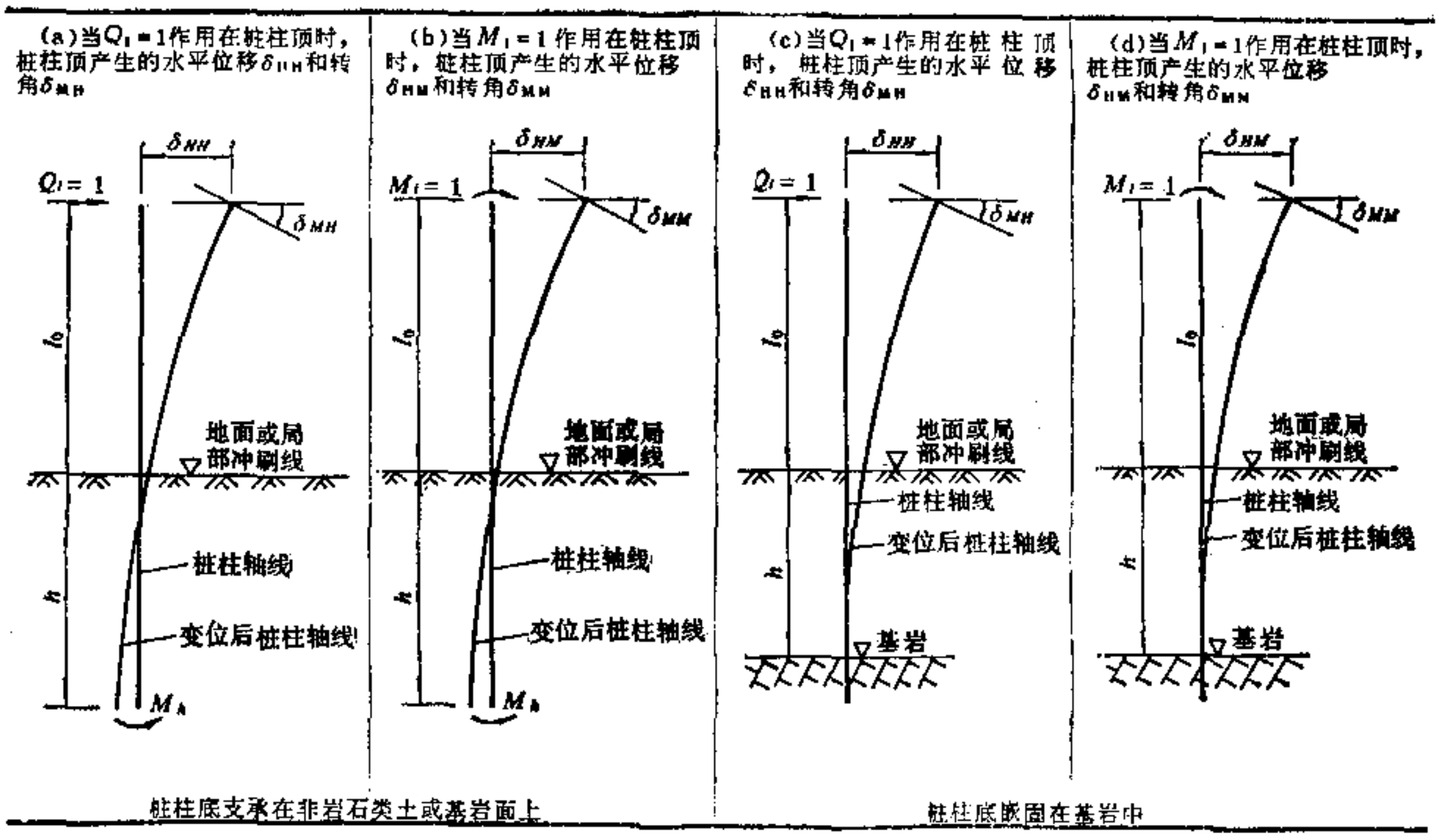


单位“力”作用在任一桩柱顶时，桩柱顶产生的变位	$Q_1=1$ 作用时	水平位移 $(F\times L^{-1})$	$\delta_{HH}=\frac{l_0^3}{3EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0^2+2\delta_{MH}^{(0)}l_0+\delta_{HH}^{(0)}$
		转角 (F^{-1})	$\delta_{MH}=\frac{l_0^2}{2EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0+\delta_{MH}^{(0)}$
	$M_1=1$ 作用时	水平位移 (F^{-1})	$\delta_{HM}=\delta_{MH}=\frac{l_0^2}{2EI}+\delta_{MM}^{(0)}l_0+\delta_{MH}^{(0)}$
		转角 $(F^{-1}\times L^{-1})$	$\delta_{MV}=\frac{l_0}{EI}+\delta_{MM}^{(0)}$
任一桩柱顶发生单位变位时，桩柱顶产生的内力	沿桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的轴向力 $(F\times L^{-1})$		$\rho_{PP}=\frac{1}{\frac{l_0+\xi h}{EA}+\frac{1}{c_0A_0}}$
	垂直桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的水平力 $(F\times L^{-1})$		$\rho_{HH}=\frac{\delta_{MM}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$
	垂直桩轴线方向发生单位位移时，桩顶产生的弯矩 (F)		$\rho_{MH}=\frac{\delta_{MH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$
	桩顶发生单位转角时，桩顶产生的水平力 (F)		$\rho_{HM}=\rho_{MH}$

	桩顶发生单位转角时，桩顶产生的弯矩 $(F\times L)$		$\rho_{MM}=\frac{\delta_{HH}}{\delta_{HH}\delta_{MM}-(\delta_{MH})^2}$
承台发生单位变位时，所有桩柱对承台作用“反力”之和	承台沿竖直方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的竖向反力 $(F\times L^{-1})$	$r_{cc}=n\rho_{PP}$	式中 n——桩柱总根数； x_i——由坐标原点o至各桩柱轴线的距离； K_i——第i排桩柱根数。
	承台沿水平方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的水平反力 $(F\times L^{-1})$	$r_{aa}=n\rho_{HH}$	
	承台绕原点o发生单位转角时，所有桩柱顶产生的水平反力或沿水平方向发生单位位移时，所有桩柱顶产生的反弯矩（下）	$r_{\alpha\beta}=r_{\beta\alpha}=-n\rho_{HM}=-n\rho_{MH}$	
	承台发生单位转角时，所有桩顶产生的反弯矩 $(F\times L)$	$r_{\beta\beta}=n\rho_{MM}+\rho_{PP}\sum k_i x_i^2$	

承台变位	竖向位移 （L）	$c=-\dfrac{P}{\gamma_{cc}}$	式中 P、H、M为外荷载作用于承台底面原点o处的垂直力、水平力和弯矩。 ΣM_0、ΣQ_0为直接承受土压力的桩柱顶面作用于承台上的反弯矩和剪力的总和，详见注。
	水平位移 （L）	$a=\dfrac{\gamma_{\beta\beta}(H-\Sigma Q_0)-\gamma_{a\beta}(M-\Sigma M_0)}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta}-(\gamma_{a\beta})^2}$	
	转　角 （rad）	$\beta=\dfrac{\gamma_{aa}(M-\Sigma M_0)-\gamma_{a\beta}(H-\Sigma Q_0)}{\gamma_{aa}\gamma_{\beta\beta}-(\gamma_{a\beta})^2}$	
桩柱顶内力	任一桩柱顶轴向力 （F）	$N_i=(c+\beta x_i)\rho_{PP}$	式中 x_i值在坐标原点o以右为正，以左为负。
	任一桩柱顶剪力 （F）	$Q_i=a\rho_{HH}-\beta\rho_{HM}$ 直接承受土压力桩柱：$Q_i'=Q_i+Q_0$	
	任一桩柱顶弯矩 （$F\times L$）	$M_i=\beta\rho_{MM}-a\rho_{MH}$ 直接承受土压力桩柱：$M_i'=M_i+M_0$	
地面或局部冲刷线处，桩柱截面上的作用“力”	水　平　力 （F）	$H_0=Q_i$ 直接承受土压力桩柱： $H_0'=Q_i+Q_0+\left(\dfrac{q_1+q_2}{2}\right)l_0$	式中 q_1、q_2为作用于桩柱上的土压强度（单位为kN/m），并按《公路桥涵设计通用规范》第2.2.3条规定，考虑桩柱的分布宽度。
	弯　　矩 （$F\times L$）	$M_0=M_i+Q_il_0$ 直接承受土压力桩柱： $M_0=M_i+M_0+(Q_i+Q_0)l_0+\left(\dfrac{2q_1+q_2}{6}\right)l_0^2$	

注：附表6.10(1)、6.10(2)中的δ_{HH}、δ_{HM}、δ_{MH}和δ_{MM}的物理意义见附图6.5。



附图6.5　在外荷作用下桩的变形图

附表6.10(1)、6.10(2)中的承台变位
——当竖直桩柱布置不对称时的计算公式

一、地面或局部冲刷线在承台底以下或以上时，承台的竖向位移 c，水平位移 a，转角 β 由下列方程式联解求得：

$$\left.\begin{aligned} &c\gamma_{cc}+\beta\gamma_{c\beta}-P=0\\ &a\gamma_{aa}+\beta\gamma_{a\beta}-H=0\\ &a\gamma_{\beta a}+c\gamma_{\beta c}+\beta\gamma_{\beta\beta}-M=0 \end{aligned}\right\} \qquad (附6.5)$$

当地面或局部冲刷线在承台底以上时，上述方程式中的 γ_{cc}、γ_{aa}、$\gamma_{a\beta}$、$\gamma_{c\beta}$ 和 $\gamma_{\beta\beta}$ 按下列公式计算：

$$\left.\begin{aligned} &\gamma_{cc}=n\rho_{PP}\\ &\gamma_{aa}=n\rho_{HH}+b_1F^c\\ &\gamma_{a\beta}=\gamma_{\beta a}=-n\rho_{HM}+b_1S^c=-n\rho_{MH}+b_1S^c\\ &\gamma_{c\beta}=\gamma_{\beta c}=\rho_{pp}\Sigma k_ix_i\\ &\gamma_{\beta\beta}=n\rho_{MM}+\rho_{PP}\Sigma k_ix_i^2+b_1I^c \end{aligned}\right\} \qquad (附6.6)$$

式中 b_1——与水平力相垂直的承台底边的计算宽度；

F^c、S^c、I^c——承台底面以上侧向地基系数 c 的图形面积，对底面的面积矩和惯性矩，

$$F^c=\frac{c_0h_c}{2}$$

$$S^c=\frac{c_0h_c^2}{6}$$

$$I^c=\frac{c_0h_c^3}{12}$$

c_0——承台底面处侧向土的地基系数，$c_0=mh_c$；

h_c——承台底面埋入地面或局部冲刷线下的深度。

在计算 ρ_{PP}、ρ_{HH}、ρ_{MH}和 ρ_{MM} 时，令有关公式中的 $l_0=0$，查表求系数 A_1、$B_1\cdots C_4$、D_4时，换算深度 $\bar{h}=\alpha y$ 中的 y 自承台底面算起。

当基础为对称布置时，承台变位可按附表6.10(1)中的公式计算，其中 γ_{cc}、γ_{aa}、$\gamma_{a\beta}$和 $\gamma_{\beta\beta}$按公式附 6.6 进行计算，$\gamma_{c\beta}=\gamma_{\beta c}=0$。

二、地面在承台底以上，桩柱直接承受梯形荷载时，承台的竖向位移 c，水平位移 a，转角 β，由下列方程式联立解得：

$$\left.\begin{aligned} &c\gamma_{cc}+\beta\gamma_{c\beta}-P=0\\ &a\gamma_{aa}+\beta\gamma_{a\beta}-(H-\Sigma Q_q)=0\\ &a\gamma_{\beta a}+c\gamma_{\beta c}+\beta\gamma_{\beta\beta}-(M-\Sigma M_q)=0 \end{aligned}\right\} \qquad (附6.7)$$

式中 $\gamma_{c\beta}=\gamma_{\beta c}=\rho_{pp}\Sigma k_ix_i$——分别为承台绕坐标原点 o 产生单位转角时，所有桩柱顶对承台作用的竖向反力之和，或承台产生单位竖向位移时所有桩柱顶对承台作用的反弯矩之和。

x_i——坐标原点 o 至各桩轴线的距离，原点 o 以右为正，以左为负。其余符号意义与附表6.10相同，其中 γ_{cc}、γ_{aa}、$\gamma_{a\beta}=\gamma_{\beta a}$和 $\gamma_{\beta\beta}$ 按该表相应公式计算。

附表6.10(2)的注中 M_q和Q_q的计算

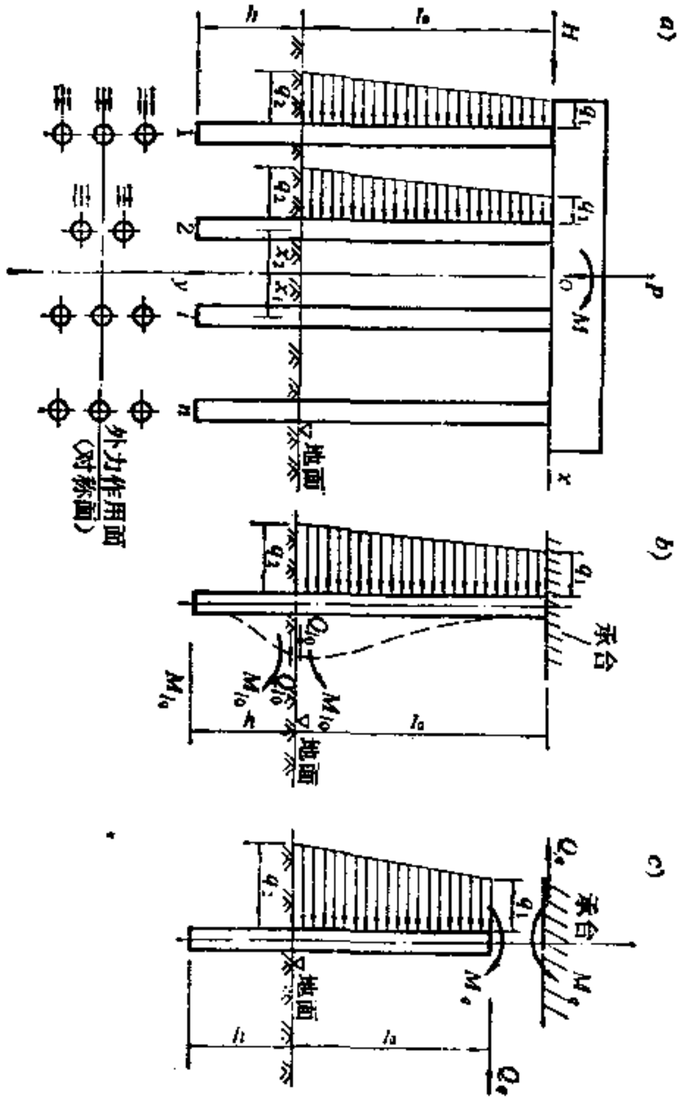
M_q和 Q_q 由下列方程式联立求得：

$$M_{l_0}=M_q+Q_ql_0+\left(\frac{q_1}{2!}+\frac{q_2-q_1}{3!}\right)l_0^2$$

$$Q_{l_0}=Q_q+\left(q_1+\frac{q_2-q_1}{2!}\right)l_0$$

$$\frac{1}{EI}\left[\frac{M_ql_0^2}{2!}+\frac{Q_ql_0^3}{3!}+\frac{q_1l_0^4}{4!}+\frac{(q_2-q_1)l_0^5}{5!}\right]=M_{l_0}\delta_{HM}^{(0)}+Q_{l_0}\delta_{HH}^{(0)}$$

$$\frac{1}{EI}\left[M_ql_0+\frac{Q_ql_0^2}{2!}+\frac{q_1l_0^3}{3!}+\frac{(q_2-q_1)l_0^4}{4!}\right]$$



a)

b)

c)

附图6.9 计算 M_y、Q_y 和 σ_{max} 的示意图

$$= -\left[M_{l_0}\delta_{MM}^{(0)} + Q_{l_0}\delta_{MH}^{(0)}\right]$$

式中 q_1、q_2——直接作用于桩顶与地面处的土压力强度，如附图6.6(a)所示；

M_{l_0}、Q_{l_0}——直接承受土压力的桩柱，上端视为刚性嵌固于承台内，下端视为弹性嵌固在地面处时，桩柱在地面处的弯矩和剪力，如附图6.6(b)所示；

M_0、Q_0——直接承受土压力的桩柱上端（与承台连接处）作用于承台上的弯矩和剪力，如附图 6.6(c)所所，图示 M_0和 Q_0的方向均为正值；

其余符号意义示于附表6.10中。

ΣM_i和 ΣQ_i为直接承受土压力的各桩柱 M_0和 Q_0的总和。

附表6.10的说明

一、墩台顶的水平位移 Δ按下式计算：

$$\Delta = \alpha + \beta l + \Delta_0 \qquad (附6.8)$$

式中 α——承台底的水平位移；

β——承台底的转角；

l——墩台顶至承台底的距离；

Δ_0——由承台底至墩台顶面间的弹性挠曲所引起的墩台顶的水平位移。

二、按本计算用表求得地面（无冲刷）或局部冲刷线处的桩柱弯矩 M_0（对直接承受梯形荷载的桩柱为 M_0'）和水平力 H_0（对直接承受梯形荷载的桩柱为 H_0'）后，即可按附表 6.9 计算地面或局部冲刷线处桩柱水平位移 x_0和转角 ϕ_0以及地面或局部冲刷线以下深度 y 处桩柱各截面弯矩 M_y，剪力 Q_y 以及桩柱底最大最小压应力 σ_{max} 和 σ_{min}。

三、承台底面坐标原点 o位置的选择：

当桩柱布置不对称时，原点 o 可任意选择；当桩柱布置对称时，选择于对称轴上，如表中所示。

四、表中 $\delta_{HH}^{(0)}$、$\delta_{HM}^{(0)} = \delta_{MH}^{(0)}$和 $\delta_{MM}^{(0)}$的意义与附表6.9相同。

根据桩柱底埋置情况，采用附表6.9中桩柱底置于非岩石类土上、基岩面上或嵌固在基岩中的有关公式计算。

五、表内

$$\rho_{PP}=\frac{1}{\frac{l_0+\xi h}{EA}+\frac{1}{c_0A_0}}$$

式中 E——桩柱材料弹性模量；

ξ——系数，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（挖）孔桩，$\xi=\frac{1}{2}$；

对于柱桩（或钻岩支承管柱），$\xi=1$；

A——入土部分桩柱的平均截面积；

A_0——对于摩擦桩（或摩擦支承管柱）为每一桩四周自地面或局部冲刷线按$\frac{\bar{\phi}}{4}$向下扩散至桩底面处的面积（$\bar{\phi}$为桩所穿过土层的平均内摩擦角），当此面积大于按桩底面中心距计算的面积时，则采用按桩底面中心距计算的面积；对于柱桩（或钻岩支承管柱），则为桩底的面积；

c_0——桩底土的竖向地基系数，$c_0=m_0h$，岩石地基c_0值见附表6.6；

m_0——桩底土的比例系数，见附表6.5；

l_0、h——如附表6.10所示。

六、其他符号的意义，除注明者外，均与附表6.9相同。

附表6.11 计算δ_{HH}，δ_{MM}，δ_{HM}的用表

$\bar{h}=\alpha y$	$B_3D_1-B_4D_3$	$A_3B_1-A_4B_3$	$B_3D_1-B_4D_3$	$A_3B_1-A_4B_3$	$A_3D_1-A_4D_3=B_3C_1-B_4C_3$	$A_3D_1-A_4D_3=B_3C_1-B_4C_3$	$A_3C_1-A_4C_3$	$A_3C_1-A_4C_3$
0	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	0.00002	0.00000	1.00000	0.00500	0.00033	0.00003	0.00500	0.00050
0.2	0.00040	0.00000	1.00004	0.02000	0.00267	0.00033	0.02000	0.00400
0.3	0.00203	0.00001	1.00029	0.04500	0.00900	0.00169	0.04500	0.01350
0.4	0.00640	0.00006	1.00120	0.07999	0.02133	0.00538	0.08001	0.03200
0.5	0.01563	0.00022	1.00365	0.12504	0.04167	0.01303	0.12505	0.08251
0.6	0.03240	0.00065	1.00917	0.18013	0.07203	0.02701	0.18020	0.10804
0.7	0.06006	0.00163	1.01962	0.24535	0.11443	0.05004	0.24659	0.17161
0.8	0.10248	0.00365	1.03824	0.32091	0.17094	0.08539	0.32150	0.25632
0.9	0.16426	0.00738	1.06893	0.40709	0.24374	0.13685	0.40842	0.36533
1.0	0.25062	0.01390	1.11679	0.50436	0.33507	0.20873	0.50714	0.50194
1.1	0.36747	0.02464	1.18823	0.61351	0.44739	0.30600	0.61893	0.66965

1.2	0.52158	0.04156	1.29111	0.73565	0.58346	0.43412	0.74562	0.87232
1.3	0.72057	0.06724	1.43498	0.87244	0.74650	0.59940	0.88991	1.11429
1.4	0.97317	0.10504	1.63125	1.02612	0.94032	0.80887	1.05550	1.40059
1.5	1.28938	0.15916	1.89349	1.19981	1.16960	1.07061	1.24752	1.73720
1.6	1.68091	0.23497	2.23776	1.39771	1.44015	1.39379	1.47277	2.13135
1.7	2.16145	0.33904	2.68296	1.62522	1.75934	1.78918	1.74019	2.59200
1.8	2.74734	0.47951	3.25143	1.88946	2.13653	2.26933	2.06147	3.13039
1.9	3.45833	0.66632	3.96945	2.19944	2.58362	2.84909	2.45147	3.76049
2.0	4.31831	0.91158	4.86824	2.56664	3.11583	3.54638	2.92905	4.49999
2.2	6.61044	1.63962	7.36356	3.53366	4.51846	5.38469	4.24806	6.40196
2.4	9.95510	2.82366	11.13130	4.95288	6.57004	8.02219	6.28800	9.09220
2.6	14.86800	4.70118	16.74660	7.07178	9.62890	11.82060	9.46294	12.97190
2.8	22.15710	7.62658	25.06510	10.26420	14.25710	17.33620	14.40320	18.66860
3.0	33.08790	12.13530	37.38070	15.09220	21.32850	25.42750	22.06800	27.12570
3.5	92.20900	36.85800	101.36900	41.01820	60.47600	67.49820	64.76960	72.04850
4.0	266.06100	109.01200	279.98600	114.72200	176.70900	185.99600	190.83400	200.04700

续上表

$\overline{h}=\alpha y$	$\frac{B_3D_4-B_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3D_4-A_4D_3}{A_3B_4-A_4B_3}=\frac{B_3C_4-B_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{A_3C_4-A_4C_3}{A_3B_4-A_4B_3}$	$\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$	$\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_1B_1-A_1B_2}=\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_1B_1-A_1B_2}$	$\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_1B_1-A_1B_2}$
0	∞	∞	∞	0.00000	0.00000	0.00000
0.1	3770.490	54098.4	819672.0	0.00033	0.00500	0.10000
0.2	424.771	2807.280	21028.6	0.00269	0.02000	0.20000
0.3	196.135	869.565	4347.97	0.00900	0.04500	0.30000
0.4	111.936	372.930	1399.07	0.02133	0.07999	0.39998
0.5	72.102	192.214	576.825	0.04165	0.12495	0.49988
0.6	50.012	111.179	278.134	0.07192	0.17983	0.59962
0.7	36.740	70.001	150.236	0.11406	0.24448	0.69902
0.8	28.108	46.884	88.179	0.16985	0.31867	0.79783
0.9	22.245	33.009	55.312	0.24092	0.40199	0.89562
1.0	18.028	24.102	36.480	0.32855	0.49374	0.99179
1.1	14.915	18.160	25.122	0.43351	0.59294	1.08560

1.2	12.550	14.039	17.941	0.55589	0.69811	1.17605
1.3	10.716	11.102	13.235	0.69488	0.80737	1.26199
1.4	9.265	8.952	10.049	0.84855	0.91831	1.34213
1.5	8.101	7.349	7.838	1.01382	1.02816	1.41516
1.6	7.154	6.129	6.268	1.18632	1.13380	1.47990
1.7	6.375	5.189	5.133	1.36088	1.23219	1.53540
1.8	5.730	4.456	4.300	1.53179	1.32058	1.58115
1.9	5.190	3.878	3.680	1.69343	1.39888	1.61718
2.0	4.737	3.418	3.213	1.84091	1.45979	1.64405
2.2	4.032	2.756	2.591	2.08041	1.54549	1.67490
2.4	3.526	2.327	2.227	2.23974	1.58566	1.68520
2.6	3.161	2.048	2.013	2.32965	1.59617	1.68665
2.8	2.905	1.869	1.889	2.37119	1.59262	1.68717
3.0	2.727	1.785	1.818	2.38548	1.58606	1.69051
3.5	2.502	1.641	1.757	2.38891	1.58435	1.71100
4.0	2.441	1.625	1.751	2.40074	1.59979	1.73218

计算M_1、Q_1的用表　　附表6.12

$\overline{h}=\alpha y$	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	−0.01707	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	−0.08832	0.95855	1.18756	0.71716
1.3	0.96908	1.28660	0.84127	0.36536	−0.11883	0.93817	1.27990	0.84002
1.4	0.95523	1.37910	0.97373	0.45588	−0.15973	0.91047	1.36865	0.97163
1.5	0.93681	1.46839	1.11484	0.55997	−0.21030	0.87365	1.45259	1.11145
1.6	0.91260	1.55346	1.26403	0.67842	−0.27194	0.82565	1.53020	1.25872
1.7	0.88201	1.63307	1.42061	0.81193	−0.34604	0.76413	1.59963	1.41247
1.8	0.84313	1.70575	1.58362	0.96109	−0.43412	0.68645	1.65867	1.57150
1.9	0.79467	1.76972	1.75190	1.12637	−0.53768	0.58967	1.70468	1.73422
2.0	0.73502	1.82294	1.92402	1.30801	−0.65822	0.47061	1.73457	1.89872
2.2	0.57491	1.88709	2.27217	1.72042	−0.95616	0.15127	1.73110	2.22299
2.4	0.34691	1.87450	2.60882	2.19535	−1.33889	−0.30273	1.61286	2.51874
2.6	0.033146	1.75473	2.90670	2.72365	−1.81479	−0.92602	1.38485	2.74972
2.8	−0.38548	1.49037	3.12843	3.28769	−2.38756	−1.75483	0.84177	2.86653
3.0	−0.92809	1.03679	3.22471	3.85838	−3.05319	−2.82410	0.06837	2.80406
3.5	−2.92799	−1.27172	2.46304	4.97982	−4.98062	−6.70806	−3.58647	1.27018
4.0	−5.85333	−5.94097	−0.92677	4.54780	−6.53316	−12.15810	−10.60840	−3.76647

续上表

$\bar{h}=\alpha y$	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	0.99998
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	0.99895
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	0.94634

1.2	-0.28737	-0.17260	0.93783	1.18342	-0.71573
1.3	-0.36496	-0.23760	0.90727	1.27320	-0.83753
1.4	-0.45515	-0.31933	0.86573	1.35821	-0.96740
1.5	-0.55870	-0.42039	0.81054	1.43680	-1.10468
1.6	-0.67629	-0.54348	0.73859	1.50695	-1.24808
1.7	-0.80848	-0.69144	0.64837	1.56621	-1.39823
1.8	-0.95584	-0.86715	0.52997	1.61162	-1.54728
1.9	-1.11796	-1.07357	0.38503	1.63969	-1.69889
2.0	-1.29535	-1.31361	0.20676	1.64628	-1.84818
2.2	-1.69334	-1.90567	-0.27087	1.57538	-2.12481
2.4	-2.14117	-2.66329	-0.94885	1.35201	-2.33901
2.6	-2.62126	-3.59987	-1.87734	0.91679	-2.48695
2.8	-3.10341	-4.71748	-3.10791	0.19729	-2.34558
3.0	-3.54058	-5.99979	-4.68788	-0.89126	-1.96928
3.5	-3.91921	-9.54367	-10.94040	-5.85402	+1.07408
4.0	-1.61428	-11.73066	-17.91860	-15.07559	9.24368

附录七　桩群作为整体基础的验算

桩群作为整体基础时，桩基可视为如附图 6.7 中的 $acde$ 范围内的实体基础，按下式验算：

$$\sigma_{max}=\bar{\gamma}l+\gamma h-\frac{BL\gamma h}{A}+\frac{N}{A}\left(1+\frac{eA}{W}\right)\leqslant[\sigma]$$

式中及图中符号

σ_{max}——桩尖平面处的最大压应力(kpa)；

$\bar{\gamma}$——承台底面至桩尖平面土的平均容重，包括桩的重力在内（kN/m^3）；

γ——承台底面以上土的容重（kN/m^3）；

N——作用于承台底面合力的垂直分力(kN)；

e——作用于承台底面合力的垂直分力对桩尖平面处计算面积重心轴的偏心距(m)；

A——假想的实体基础在桩尖平面处的计算面积（即 $a\times b$）(m^2)；

W——假想的实体基础在桩尖平面处的抵抗矩(m^3)；

L_0——承台底面处桩基平面轮廓的长度(m)；

L——承台长度(m)；

B_0——承台底面处桩基平面轮廓的宽度(m)；

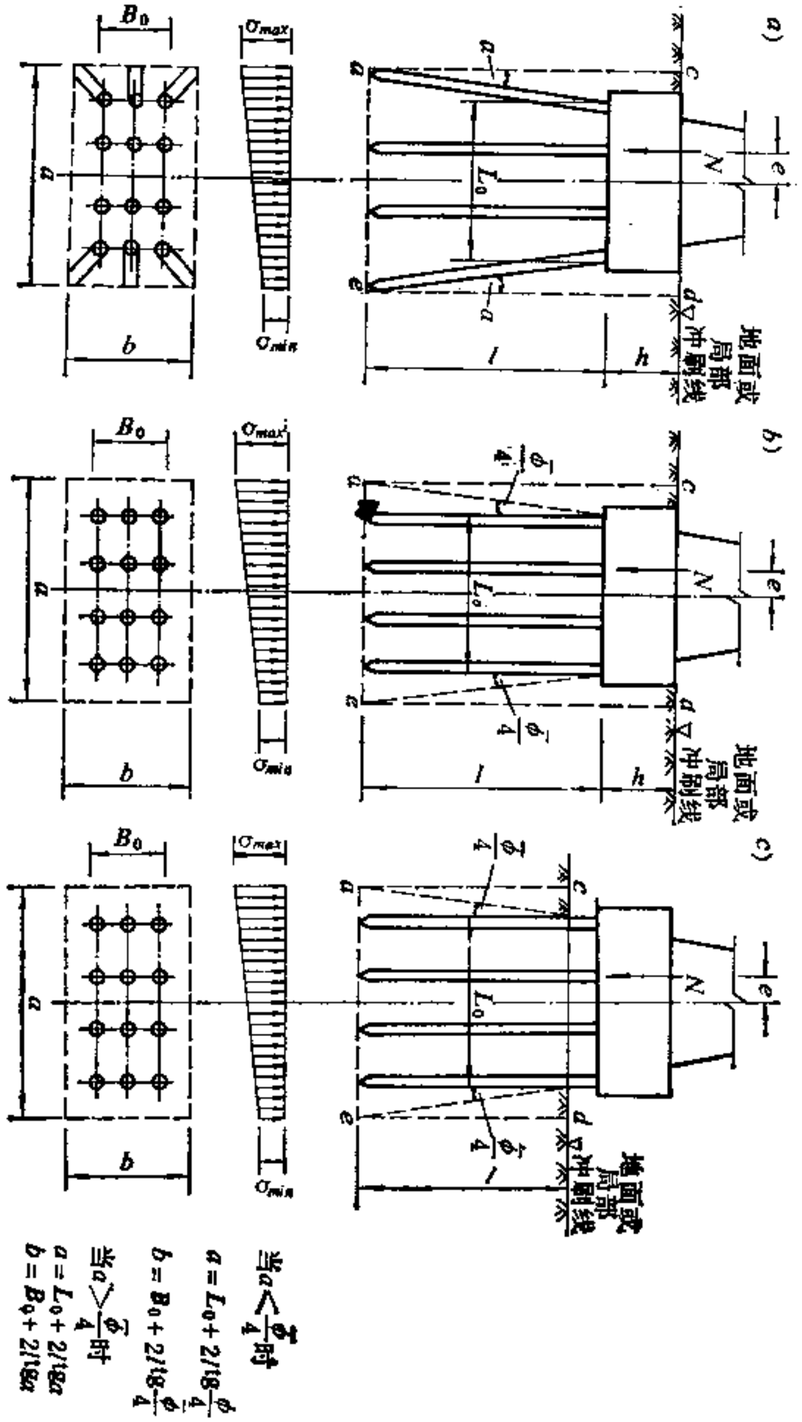
B——承台宽度(m)；

$\bar{\phi}$——基桩所穿过土层的平均内摩擦角，按下式计算：

$$\bar{\phi}=\frac{\phi_1 l_1+\phi_2 l_2+\cdots+\phi_n l_n}{l}$$

$\phi_1 l_1、\phi_2 l_2、\cdots、\phi_n l_n$——各层土的内摩擦角与相应土层厚度的乘积；

[σ]——修正后桩尖平面处土的容许承载力(kPa)，并应按表2.2.2的规定予以提高。



附图6.7 柱群桩承台基础计算示意图

附录八　本规范使用的法定计量单位及其与公制单位的换算关系

法定计量单位及其与公制单位的换算表

量的名称	单位名称	单位符号	与公制单位近似换算关系	附　注
力	牛〔顿〕	N	1N = 0.1kg	
重　力	千牛〔顿〕	kN	1kN = 0.1t = 100kg	k = 10^3
应　力	帕〔斯卡〕	Pa	1Pa = 0.1kg/m²	
压　力	千帕〔斯卡〕	kPa	1kPa = 0.1t/m²	
强　度	兆帕〔斯卡〕	MPa	1MPa = 1N/mm² = 10kg/cm²	M = 10^6
力　矩	牛〔顿〕米	N·m	1N·m = 10kg·cm	
力偶矩	千牛〔顿〕米	kN·m	1kN·m = 0.1t·m	
弹性模量 剪切模量	兆帕〔斯卡〕	MPa	1MPa = 10kg/cm²	
速　度	米每秒	m/s	与公制单位相同	
加速度	米每二次方秒	m/s²	与公制单位相同	
长　度	米	m	与公制单位相同	
	厘　米	cm	与公制单位相同	
	毫　米	mm	与公制单位相同	
面　积	平方米	m²	与公制单位相同	
	平方厘米	cm²	与公制单位相同	
	平方毫米	mm²	与公制单位相同	
时　间	秒	s	与公制单位相同	
	分	min	1min = 60s	
	时	h	1h = 60min = 3600s	

续上表

量的名称	单位名称	单位符号	与公制单位近似换算关系	附注
角度	弧度	rad	与公制单位相同	
体积	立方米	m^3	与公制单位相同	
温度	摄氏度	℃	与公制单位相同	

注：① 本规范法定计量单位与公制单位采用近似整数换算，如：1kgf＝9.80665N采用1kgf＝10N；

② 法定计量单位Pa以SI单位表示为N/m^2；

③ 本规范中的容重以千牛(顿)每立方米表示，单位符号为kN/m^3，车速以千米每小时表示，单位符号为km/h。

附录九　本规范用词说明

一、对执行条文严格程度的用词采用以下写法：

1.表示很严格，非这样作不可的用词：

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作的用词：

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作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

二、条文中应按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。

如非必须按指定的其他有关标准、规范的规定执行，其写法为“可参照……”。

附件

公路桥涵地基与基础设计规范

JTJ 024—85

条 文 说 明

前　言

本规范系根据1975年出版的《公路桥涵设计规范》第七章——地基与基础进行修订后编写而成。

在修订过程中，我院会同哈尔滨建筑工程学院、吉林省交通科学研究所、黑龙江省交通科学研究所、山西省公路勘察设计院、西安公路学院和南京大学等单位开展了以规范内容为对象的专题研究，进行了较广泛的调查和资料征集工作，总结和吸收了国内外的先进经验，在此基础上拟定了条文初稿，并发送全国有关单位征求意见。编写组认真考虑了这些意见，又对条文初稿作了相应的修改，最后报交通部审查定稿。

修订的主要内容有：增加了新近沉积粘性土的容许承载力，软土地基容许承载力的计算公式，大、中桥基底最小埋深安全值，桥涵基础在季节性冻土中的埋置深度和切力值以及桩基础的冻拔验算公式，基础沉降计算公式及沉降计算经验系数；取消了原规范用K法计算桩基的方法；不再将桩基设计分为高桩承台和低桩承台，即取消高低桩承台的判别条件及低桩承台的设计方法；删去木桩的有关规定；调整了黄土地基土的容许承载力；补充了薄壁浮运沉井横向稳定的计算；采用了法定计量单位以代替原规范的公制单位等。

在这次修改中，我们虽做了一定的工作，但由于科学技术的不断发展，规范的内容也必将不断的改进、补充和提高。因此，该条文说明仅供本规范使用时参考。

本规范条文说明由雍致盛同志和黄裕梅同志执笔编写。

目　录

第一章　总则……121
第二章　地基承载力……122
　第一节　地基的容许承载力……122
　第二节　地基土容许承载力的提高……143
第三章　基础的埋置深度与计算……145
　第一节　基础的埋置深度……145
　第二节　地基与基础的计算……150
　第三节　基础沉降计算……159
　第四节　基础稳定性计算……165
第四章　桩基础……167
　第一节　一般规定……167
　第二节　桩的构造……169
　第三节　桩的计算……172
第五章　人工地基……199
第六章　沉井基础……214
　第一节　一般规定……214
　第二节　沉井构造……216
　第三节　沉井计算……219

第一章 总 则

第1.0.1条 公路桥涵地基与基础设计规范，主要包括地基土的工程性质、承载力，地基与基础的设计与计算。由于我国土地辽阔，幅员广大，土质各异，使得地基与基础工程设计更加复杂。考虑到这些特点，编写规范时我们力求尽量依据以往的设计和实践经验，同时参考了国内外一些先进资料，给出了在一般土质条件下地基土的承载力以及有关荷载作用下的计算公式。因此，本规范除适用于公路桥涵地基基础设计外，也可供厂矿、林业及城市道路桥涵地基工程设计参考使用。

第1.0.2条 当桥位选定后，桥址处的地质构造应按《公路桥位勘测设计规程》（JTJ062-82）规定进行描述和评价；荷载应按《公路桥涵设计通用规范》确定和计算；基础及桩身强度应按《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定验算。

第1.0.3条 桥涵地基与基础应保证具有足够的强度、稳定性及耐久性。

为了保证地基具有足够的强度，应验算基底压应力（基底压应力不应超过地基土的容许承载力。建于岩石上的基础，当基底合力偏心距超出截面核心半径时，仅按受压计算基底最大压应力，即不考虑基底承受拉应力，但考虑压应力的重分布）；当基底以下有软弱土层时，还应验算该软弱土层面的压应力。

为了保证基础具有足够的稳定性，应验算基底的倾覆稳定和滑动稳定。

同时，对基础本身的结构材料强度及稳定性也应进行验算；基础的耐久性主要是通过选择合适的建筑材料和埋置深度来保证。

第1.0.4条 选择桥涵基础的类型，应考虑水文、地质、地形、上部构造、荷载、材料供应和施工条件等合理确定。如情况比较复杂，应拟定几种方案，进行技术和经济等比较后确定。

第1.0.5条 桥址处的工程地质好坏是直接影响基础设置的主要因素，即地质构造对基础类型的选择有着决定性的意义，因此，设计时必须尽可能准确地查明桥址处的地质情况，如各层地基土的物理力学性质及其承载能力，土的透水性，河床冲刷和河床变迁，基岩层面的倾斜情况等。只有综合考虑了上述这些因素及其相互影响之后，才能选出切合实际并满足上部构造要求的安全和经济合理的基础方案。

第二章 地基承载力

第一节 地基的容许承载力

第2.1.1条 本条关于地基土的容许承载力表，是根据荷载试验与土的物理力学性质指标的资料对比及国内外有关规范和实践经验综合考虑编制成的，具有一定的普遍性，因此[σ_0]的确定需满足强度和变形两个方面的基本条件。但由于我国幅员辽阔，自然条件复杂，不是在任何条件下本规范所给出的容许承载力都能适用的。对于地质或桥涵结构型式复杂的地基，应根据实际情况进行现场荷载试验以确定地基土的容许承载力。关于条文中“地质复杂”是指地基土不均匀或土层倾斜较大，易引起建筑物不均匀沉降等。

第2.1.2条 本条各表所列各类土的容许承载力[σ_0]，除粘性土、黄土的[σ_0]值在编排上有所变动外，其余各表仍与1975年桥规相同。兹将各类土的承载力表说明如下：

一、粘性土容许承载力的分类

粘性土的容许承载力与其生成年代和成因关系密切，故按堆

积年代划分为老粘性土、一般粘性土和新近沉积粘性土并编制[σ_0]表。对于基岩风化的残积粘性土的[σ_0]，仍按75年桥规单独列表。

1.老粘性土的容许承载力[σ_0]（表2.1.2-1）。老粘性土在试验的可能加压范围内沉降量很小，如用物理指标确定[σ_0]则很不合理，因物性指标很难反映老粘性土的结构强度。在力学指标中，ϕ、C资料很不齐全，又多未注明剪切试验方法，无法利用。按室内压缩模量E_s，采用53份资料统计得到下列方程并用以计算出表2.1.2-1的值。

$$[\sigma_0]=308.9+79E_s\ (\sigma_0=30.89+0.079E_s)$$

（相关系数 $\gamma=0.52$）

式中 [σ_0]——容许承载力（kPa）；

E_s——压缩模量（MPa）。

对于$E_s<10$MPa的老粘性土，因缺少资料，上式不适用，可按一般粘性土考虑。

2.一般粘性土的容许承载力[σ_0]（表2.1.2-2）。

一般粘性土的容许承载力是按土的物性指标编制的，适用于全国广大地区，但这不是很合理的。因为物性指标不能完全反映土的沉积条件和结构强度。不同地区相同物性指标的土，力学性质可能相差甚大。但由于以下三点理由，仍依据物性指标制表。

①物性指标试验简单，便于应用；

②物性指标尚能近似表达土的容许承载力；

③荷载试验资料中，物性指标齐全，且较可靠。

统计时考虑了塑性指数I_P、液限w_l、天然含水量w和天然孔隙比e等，经过多种分组比较，最后选用液性指数和孔隙比二指标作为制表依据。条文中表2.1.2-2是在选用回归方程计算值的基础上，加了深度修正值$k_2\gamma_2 h$（其中k_2按本规范条文中表2.1.4选取，$\gamma_2=15\text{kN/m}^3$，$h=1.5\text{m}$），并根据过去的经验调整了个别数值后编制成的。对$I_L\geqslant 1$的各列及$e=1.1$的一行，没有增加深度修正值，以减少统计中可能造成的不安全因素。

鉴于条文中表2.1.2-2适用范围有限，即物性指标超出该范围时无法使用，故又采用压缩模量E_s建立下式，并列于条文中表2.1.2-2的附注③作为补充。

$$[\sigma_0]=57.22E_s^{0.57}\ ([\sigma_0]=1.54E_s^{0.57})$$

（相关系数$\gamma=0.66$）

式中 [σ_0]——容许承载力（kPa）；

E_s——压缩模量（MPa）。

该式所依据的资料与建立一般粘性土物性指标容许承载力表2.1.2-2所依据的资料大致相同。

3.新近沉积粘性土的容许承载力[σ_0]表2.1.2-3，由于缺少资料，直接采用《工业与民用建筑地基基础设计规范》(TJ7—74)附录三附表5中数值。

4.残积粘性土地基的容许承载力[σ_0]表2.1.2-4。

山区残积粘性土的分布很广，目前收集到的荷载试验资料包括西南地区的“红土”（这部分资料所占比例较大，该土系碳酸盐类岩石风化而成）、东北地区的花岗岩残积土、江西的贡岩、砂页岩残积土等，其[σ_0]都是比较高的，统计时共用58份资料，得回归方程如下：

$$[\sigma_0]=85.73E_s^{0.44}\ \left([\sigma_0]=3.413E_s^{0.44}\right)$$

（相关系数$\gamma=0.76$）

式中 [σ_0]——容许承载力（kPa）；

E_s——压缩模量（MPa）。

二、砂土地基的容许承载力[σ_0]表2.1.2-5

砂土地基的容许承载力表所依据的73份荷载试验资料代表性差，且绝大部分试验没有做到极限荷载，加之部分资料不全，确定分类是有困难的。但还是进行了统计计算，加上宽、深修正后的[σ_0]值如下页表中。

从表中可以看出砂土[σ_0]随颗粒粗细的变化不十分明显，但其一般规律还是可以识辨出来。此外，粉砂、细砂层当水位高于基底以上时，其[σ_0]应有所降低，但上述资料未能反映。

砂土名称 \ 密实度 〔σ_0〕	稍　松	中　密	密　实
砾砂、粗砂	33	51	57
中砂	26	43	49
细砂	20	37	42
粉砂	17	31	37

条文中〔σ_0〕表是根据各地砂土容许承载力经验数值，参考国内外有关规范与理论公式，并适当考虑上表数值分析比较后提出的。其数值比1961年桥规中的〔σ_0〕值有所提高。

表 2.1.2-5 中“松散”一项数值，是考虑一些桥基下有可能遇到松散砂层，而予以列出。

砂土密实度（D_r）的划分，与1975年桥规相同。采用标准贯入试验以判定密实度是一种简捷有效的方法。通过标贯判定密实度，再查表确定地基容许承载力。为了提高标贯的可靠性，标贯的次数不宜过少，从理论上讲，$N_{63.5}$的测定次数大于 20 次为宜。考虑实际可能，暂定同一土层标贯次数一般不宜少于 5 次。

本规范修订时，对于1975年桥规中砂土按密度确定的容许承载力变化范围（$N=5$，最小〔σ_0〕$=100$kPa；$N=50$时，最大〔σ_0〕$=550$kPa），用标贯与静力触探以及标贯与荷载试验的对比资料作了验证，证明是安全的。

砂土的分类与1975年桥规相同，只是将原名砂类土改称砂土，以与《工民建地基基础设计规范》一致，见附表1.4。

三、碎石土地基的容许承载力〔σ_0〕表2.1.2-6。

碎石土容许承载力的确定，以荷载试验为主要依据。由于大部分碎石土压缩性较低，基础沉降量小，完成沉降过程较快，因此变形不是主要控制因素。容许承载力〔σ_0〕以比例界限或破坏荷载的1/3确定。

影响碎石土容许承载力的因素很多，主要有颗粒大小、碎石含量、密实度、岩石成因、岩性和充填物性质等。如颗粒的粒径

大、含量高，承载力就大。在影响碎石土承载力的诸因素中，密实程度是个具有共性的指标。因此，根据土的名称，按密实度指标制定碎石土容许承载力〔σ_0〕较为合理。在某些情况下，如在表 2.1.2-6 附注中加以说明的，应适当降低承载力。同时，为了区别老地层与较新地层的承载力，将半胶结的碎石土的承载力酌情提高10～30%。

对漂石、块石的〔σ_0〕值，由于缺乏试验资料未予列入，可参照卵石、碎石的承载力适当提高。

〔σ_0〕表 2.1.2-6 中，“松散”一栏的数值是根据个别地区（四川德阳、甘肃白银等地）的荷载试验资料提出的。虽资料不多，但能满足一般小桥涵设计的要求，故作为一栏列出数值。

〔σ_0〕值的范围是根据196份荷载试验资料中内容较全的151份经归纳、分析、对比后定出来的。在现有试验资料中，碎石与砾石的承载力很接近，而与卵石有较大差异。考虑到按粒径大小及含量，圆砾和角砾承载力较一致，故碎石与卵石之间承载力的变化应该是协调的。参照回归分析结果，对数值进行了个别调整，并补充了缺乏试验资料的密实圆砾的承载力。表列〔σ_0〕值是根据地面荷载试验资料编制而成，未加宽度、深度修正，比1961年桥规提出的σ_0值略有提高。

碎石土密实程度的划分，由于缺少试验资料，目前仍以野外勘察人员的实践经验确定，见附表1.8。

碎石土的分类，75年桥规称为“碎卵石类土”，现改为碎石土，取与工民建地基基础规范一致，见附表1.7。

四、岩石地基的容许承载力〔σ_0〕表2.1.2-7。

岩石地基的承载力与岩石的成因、构造、矿物成分、形成年代、裂隙发育程度和水浸湿影响等因素有关。各种因素影响程度视具体情况而异，通常主要取决于岩块强度和岩体破碎程度这两个方面。新鲜完整的岩体主要取决于岩块强度；受构造作用和风化作用的岩体，岩块强度低，破碎性增加，则其承载力不仅与强度有关，而且与破碎程度有关。因此，将岩石地基按岩石强度分类，

再以岩体破碎程度分级，既明确又能反映客观实际。

1.根据岩石强度和岩体的破碎程度确定岩石地基的承载力时，〔σ_0〕值是根据72份荷载试验(按比例界限作为编制表2.1.2-7的依据），并参考国内外有关规范和建筑经验定出。

水对岩石承载力的影响由于没有足够的试验资料，不能给出准确数值，现场遇到此种情况时，应具体研究确定。如遇易风化的岩石作为地基时，应特别注意施工后水文地质条件可能发生的变化，慎重选择〔σ_0〕值。必要时，应通过荷载试验确定。

岩体已风化成土、砂或砾石时，可按残积土或砂土类比照确定〔σ_0〕。但对近期风化残积的砂、砾，因尚与母岩体保持一定的联系，颗粒间具有凝结力（或胶结力），其承载力可比照相应的土类适当提高些。

2.岩石按饱和单轴极限抗压强度 R_b^j 分为硬质岩、软质岩和极软岩三类，各类岩石的极限抗压强度及代表性岩石见附表1.9。

1)岩石按饱和单轴极限抗压强度分类，是因为单轴抗压强度基本上能反映岩石的质量，而且在一定程度上反映了岩石的成因和成岩作用程度。单轴抗压强度试验在国内已普遍采用，因此，采用单轴抗压强度进行分类比较实用。沿用我国的习惯做法，本分类仍采用30MPa作为软硬岩石的界限。极软岩石是吸收了国外分类经验和我国具体情况而新增设的。

2)岩石的风化程度是影响岩石工程性质的主要因素之一，能较好的反映岩石的岩性和矿物成分的变化。不同风化程度的岩石强度差别是很明显的。附表1.10列出了岩石的风化程度及对应的风化系数和野外特征，给出了岩石的定量分级和定性描述相结合的办法。目前国内外普遍采用定量分级的方法，但因我国定量分级还在试用阶段，定性分类虽然比较粗又不好掌握，也还将继续使用。今后应积累资料，逐步向定量分级过渡。附表1.10中所列风化系数 k_f 的界限值，是根据水电系统100多个岩石取样试验资料计算得到的。

3)岩石在水中软化程度的划分，见附表1.11。这是考虑到软

质岩石，特别是极软岩石受水的影响较大，如不浸水的粘上岩荷载试验比例界限达0.5～0.8MPa，而浸水后比例界限仅为0.15MPa，提出按软化系数k_R进行岩石分类，目的是引起对软化岩石的重视。

4)岩石的破碎程度，按野外观察特征分为大块状、碎块状和碎石状，见附表1.12。

五、黄土地基的容许承载力〔σ_0〕，是取自《铁路桥涵设计规范》（送审稿）。国内多年工程实践证明，不同年代黄土的地质特征有明显的差别。按本规范附表1.13黄土分类为：新近堆积黄土，一般新黄土和老黄土三类。根据荷载（P）-沉降（S）曲线定〔σ_0〕时，一般采用比例界限。各表的编制说明如下：

1.新近堆积黄土

新近堆积黄土的容许承载力〔σ_0〕（表2.1.2-8），是根据97份荷载试验资料，以含水比$\frac{w}{w_L}$与承载力〔σ_0〕进行回归分析得：

$$[\sigma_0]=162.35-78.7\frac{w}{w_L}\left([\sigma_0]=1.6235-0.787\frac{w}{w_L}\right)$$

（相关系数$\gamma=0.474$）

式中 〔σ_0〕——容许承载力（kPa）；

w——天然含水量；

w_L——液限。

按上式编表，与工民建规范新近堆积黄土容许承载力值基本一致，仅将含水比扩大到1.2。为安全计，该表也未增加深度修正值。

2.一般新黄土

一般新黄土地基的容许承载力〔σ_0〕（表2.1.2-9），是依据311份压板荷载试验资料(压板面积为1000～5000cm²)分析得出。

对一般新黄土，含水量w，液限比$\frac{w_L}{e}$与承载力〔σ_0〕的变化关系较为规律，不同地区回归结果列表如下：

从上表中可以看出，用方程检验和复相关数，除山东的公式（3）外，全部通过。公式（7）基本上为各地公式的中值，以该式为基础，结合实践经验，适当考虑深度修正，并参考工民建地基基础规范等，编制了一般新黄土的容许承载力〔σ_0〕表。

3.老黄土

老黄土的容许承载力〔σ_0〕（表2.1.2-10），是依据36份老黄土荷载试验与土样试验对比资料，以孔隙比 e 和含水比 $\frac{w}{w_L}$ 两项指标建立下述公式：

$$[\sigma_0]=1280-216e-87\frac{w}{w_L}\quad\left([\sigma_0]=12.8-2.16e-0.87\frac{w}{w_L}\right)$$

（相关系数Y＝0.69）

式中 〔σ_0〕——容许承载力（kPa）；

w——天然含水量；

w_L——液限含水量；

$\frac{w}{w_L}$ \ e		<0.7	0.7～0.8	0.8～0.9	>0.9
<0.6	推荐值	70	60	50	40
	回归值	97	77	64	44
	实测范围	80～120/98.3	35～100/73	50～100/67.3	40～60/48.7
	平均值				
0.6～0.8	推荐值	50	40	30	25
	回归值	91	71	58	38
	实测范围	30～100/53	70～100/82	—	40～45/42.5
	平均值				
>0.8	推荐值	40	30	25	20
	回归值	85	65	58	32
	实测范围	—	80/80	30/30	40/40
	平均值				

序号	组数	基区	回归方程	均方差 s(kPa)	变异系数 C_v	全相关系数 R	$R_{0.05}$	方程检验 F	$F_{0.05}$	回归系数检验 t_1	t_2	$t_{0.05}$
1	195	深	$\sigma_0=1.6028-0.0498w+0.0325\frac{w_L}{e}$	0.653	0.408	0.369	0.182	16.09	3.02	5.08	3.43	1.96
2	26	晋、豫	$\sigma_0=0.0401-0.01186w+0.0625\frac{w_L}{e}$	0.502	0.269	0.623	0.388	7.29	2.54	0.46	3.05	2.06
3	13	陕	$\sigma_0=1.078-0.0493w+0.0434\frac{w_L}{e}$	0.503	0.240	0.518	0.553	1.84	2.86	0.78	1.91	2.16
4	46	甘	$\sigma_0=1.840-0.05w+0.02\frac{w_L}{e}$	0.633	0.352	0.320	0.288	2.45	2.42	2.20	0.74	2.01
5	25	冀	$\sigma_0=-1.3211-0.0033w+0.125\frac{w_L}{e}$	0.534	0.295	0.615	0.388	6.98	2.54	0.08	2.74	1.96
6	39	鲁、豫、晋	$\sigma_0=0.341-0.0017w+0.046\frac{w_L}{e}$	0.493	0.255	0.581	0.320	9.17	2.47	0.87	3.80	2.02
7	311	各地综合	$\sigma_0=1.324-0.0408w+0.0364\frac{w_L}{e}$	0.634	0.374	0.384	0.181	23.57	3.04	6.12	5.49	1.96

e——孔隙比。

以此作为编表的基本公式。上表中列出推荐值、回归计算值、实测值的范围及平均值。

从上表可以看出，推荐的容许承载力$[\sigma_0]$，既考虑了实测值，也考虑到回归方程的误差（均方差近200kPa）。鉴于统计时一般取比例界限作为容许承载力，相应的相对下沉量平均为0.006，个别的为0.016，因而从强度和变形两方面分析，都有较大的安全度。由于山东老黄土资料少，且性质较差，查表时可适当降低100～200kPa。

六、确定多年冻土地基的容许承载力$[\sigma_0]$(表2.1.2-11)的主要因素是土的颗粒成分、含水量和地温等。在相同的地温和含水量情况下，一般是碎石土的承载力最大，砂土次之，粘土最小。冻土的强度一般是随着含水量的增大而提高，至饱和状态时达到最大值。此后冻土因含水量的继续增大而迅速增大其冻土的流变性，使其强度减弱。当冻土中有冰夹层时，其强度往往表现出冰的性质（即冰的强度）。

多年冻土地基容许承载力表，是参考了1960年及1967年苏联规范的冻土容许承载力并结合我国实际情况，采用理论计算和室内试验资料进行综合分析而制定的。表中$[\sigma_0]$值约为冻土瞬时的单轴极限抗压强度的$\frac{1}{6}\sim\frac{1}{8}$，有一部分$[\sigma_0]$值是根据球模试验仪测定的长期粘着系数$C$确定的。编表时，承载力$[\sigma_0]$值是根据各类土的名称及随地温降低而增大确定的。

多年冻土地基承载力$[\sigma_0]$，只适用于不融沉性土和弱融沉性土。对于干燥的碎石土和砂土或含水量小于10%的粘性土，不论负地温高低，其承载力可按非冻土确定。

冻土地区桥涵基础一般分季节冻土和多年冻土两大类。

(一)季节性冻土的分类（附表1.14）说明如下：

75年桥规把季节性冻土分为冻胀和不冻胀二类，不冻胀土，桥基可任意埋深；冻胀土桥基埋深必须大于最大冻结深度。实践

中普遍感到上述规定不甚合理，如有些建于冻土地基上的桥涵基础，埋深浅于冻结线而没有产生冻胀破坏，这说明，同为冻土，但土的冻胀性不同，桥基有的是可以合理浅埋的。故这次修订桥规时，将冻土分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀五类，并给出了划分指标，见下表。

各类冻胀土与冻胀系数的划分指标

冻胀分类	I 不冻胀	II 弱冻胀	III 冻 胀	IV 强冻胀	V 特强冻胀
冻胀系数 k(%)	$k_d\leqslant 1$	$1<k_d\leqslant 3.5$	$3.5<k_d<6$	$6<k_d<13$	$k_d>13$

注 表中$k_d=\frac{\Delta h}{h}$，Δh为某一土层地表最大冻胀量，h为某一土层的最大冻结深度。

I 类土基本上不产生冻胀，在其上修建筑物时，可不考虑冻胀的影响，各种基础不受季节冻深的限制。

II类土有轻微的冻胀，但不会引起建筑物的破坏。

III类土有可能产生冻胀上拔的危害，因此，基础埋置深度可按本规范第三章第一节有关规定计算确定。

IV类土有较大的冻胀量，冻胀系数在6～13范围内；V类土有最大的冻胀量，冻胀系数在13～28范围内，是影响桥基冻胀上拔破坏的主要原因。因此，桥涵基础的埋置深度，除按规定计算外，还应按附录五有关规定验算切向冻胀力。如建筑物的自重力不能克服切向冻胀力时，可采取其它抗冻措施，并对基础本身薄弱断面处进行强度验算。

我国《工业与民用建筑地基基础设计规范》(TJ7—74)中地基土冻胀性分类，没有考虑粉粘粒颗粒的限量问题，但从桥涵地基土的实际出发，尤其小桥涵冲刷筛选差，通常粗颗粒土中都含有一定数量的粉粘颗粒(即粒径<0.05mm)，有考虑粉粘颗粒限量的必要。大量室内及野外观测得知，在砂砾石中随着粉粘粒含量的增加，其冻胀性逐渐加大，当<0.05mm颗粒含量超过12～15%以上时，其冻胀系数显著增加。由于细砂的不冻胀性有较多

的限制条件，且野外不宜确定准确，因而将细砂与粉砂同归一类考虑较为合适。

当地下水位距冻结线的最小距离 h(m) 在土的毛细吸附作用有效范围之内时，由于地下水在毛吸上升和薄膜吸附作用下造成冻深范围地基土含水量大幅度增加，冻胀变形亦随之剧增，形成所谓开敞系统。

土的颗粒组成及孔隙大小，控制着土中水的毛细吸附高度。根据国外有关资料和我国室内试验资料，粗颗粒土毛吸高度一般为1.0～1.5m；细颗粒土为1.5～2.0m。为安全计，规定当地下水位距冻结线最小距离小于上述高限时为开敞系统，反之为封闭系统。

土的冻胀与含水量的关系：

1.粘性土的冻胀系数，是根据我国大量试验得到的经验公式，即

$$h_d = \frac{1.09\gamma_d}{2\gamma_w}(w - w_p) \approx 0.8(w - w_p)$$

式中 γ_d——土的干容重；

γ_w——水的容重。

粘性土冻胀系数与含水量的分类指标

冻胀分类	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
冻胀系数 h_d(%)	$h_d \leqslant 1$	$h_d \leqslant 3.5$	$h_d \leqslant 6$	$h_d < 13$	$h_d > 13$
$w = w_p + x$	$\leqslant w_p + 2$	$\leqslant w_p + 5$	$\leqslant w_p + 9$	$< w_p + 9$	$> w_p + 9$

2.粗颗粒土（包括碎石土、砂砾土）的冻胀性，主要取决于粉粘粒含量。试验表明，较纯净的粗颗粒土（指其中没有粉粘粒含量），即使在充分饱水条件下，其冻胀量也是极其微小的，一般不大于1%。随着粉粘粒含量的增加，其冻胀性质就逐渐发生变化，见下表：

饱水条件下粗颗粒土粉粘粒(<0.05mm)含量与冻胀系数关系表

粒径<0.05mm含量(%)	0	5	12	15	20	29	48	>50
冻胀系数 h_d(%)	<1	1.6	2.0	3.5	4.0	4.5	>4.0	≤9

当粉粘粒（粒径<0.05mm）含量占总重的12%左右时，在冻胀系数与粉粘粒含量关系曲线上有一突变，所以室内试验粗颗粒土中粉粘粒含量以12%作为分界线为宜。但考虑到在工程实践中要做到这一点很困难，故扩大至15%为界，即当土中粉粘粒（<0.05mm）含量<15%时，为良好工程地质条件；当>15%时为较差的工程地质条件。根据试验资料求得冻胀系数与含水量的关系如下表：

粒径<0.05mm 含量>15%粗颗粒土冻胀系数与含水量关系

冻胀分类	不冻胀	弱冻胀	冻胀
冻胀系数 h_d(%)	≤1	≤3.5	≤6
采用含水量 w(%)	≤12	≤18	>18

根据中国科学院冰川冻土研究所室内试验结果，粗颗粒土冻胀性除与含水量有关外，其冻胀系数与饱和度的关系也较紧密。当 $S_r < 6$ 时，冻胀系数超不过1%；当 $S_r > 0.9$ 后，其冻胀系数成倍迅速增加，所以有人提出以饱和度代替含水量作为粗颗粒土的冻胀分类指标。但是饱和度实际上是一个相对的概念，受土的孔隙比控制。饱和度相同时，其孔隙比越大，含水量越高，冻结时转移水量也越多，冻胀性就大。反之亦然。试验还表明：对砂砾石，即是充分饱和，在有限的水量情况下，其冻胀性很小。由此可见，饱和度虽然相同，但由于土的密实程度不同，含水量也不同，冻胀性差异很大。另外，在现场条件下，利用饱和度作为判断类别的指标会有一定的困难。所以，为了使用方便，仍采用天

然含水量为直接指标。但在附表1.14括弧内给出饱和度的指标供参考。若测试条件可能，采用天然含水量与饱和度两指标划分冻胀类别，则精确度更可靠。

(二)多年冻土的分类（附表1.15）是在总结我国冻土工程地质工作成果的基础上综合而成的。

多年冻土分类表，是根据多年冻土对建筑物的破坏主要表现为融沉作用，所以按土的颗粒成分、含水（冰）量，对多年冻土地基进行了融沉分级。其分类原则、等级界限、指标界限的确定等分述如下：

1.多年冻土分类原则

1)要反映多年冻土对工程建筑物破坏的主要因素。这些因素是：在热影响下使冻土产生融化下沉作用，冬季融化层回冻时产生的冻胀作用以及冻土地基保持冻结状态时的强度问题。根据我国多年冻土地区的工程实践表明，其破坏的主要原因为融沉作用，因此对多年冻土进行工程分类时，采用融化下沉系数作为控制指标，并适当考虑冻胀和强度问题。这个分类，原则上可以与冻土强度分类、冻胀分类统一起来，其基本指标界限是一致的。

2)分类应以现场和室内观测试验数值为依据。现场应用时，只需做一些简单的物理试验工作，如颗粒筛分、含水量测定等。

2.多年冻土地基融沉等级的划分

根据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（含土冰层）。

各类土基本指标的确定，主要是按基底以下融化深度为3m考虑的。因我国多年冻土地区一般建筑物（如桥涵）基底融化深度以3m左右最为常见，采暖房屋（当基础埋深在2m以下）基底的融深一般也在此范围内，所以具有一定的代表性。各类土的控

制指标见下表：

多年冻土地基土按融化下沉划分

融沉分类等级	I	II	III	IV	V
融化下沉系数 A(%)	<1	1～5	5～10	10～20	>25
按8m计算的融化下沉总量(mm)	<30	30～150	150～300	300～750	>750

I类土是仅次于岩石的地基土，在其上修建建筑物时，可不考虑冻融问题。

II类土是多年冻土中较好的地基土，融化下沉量不大，一般可直接作为建筑物地基。当控制基底下最大融化深度在3m以内时，一般建筑物均未遭受明显的破坏。

III类土是一种过渡型土，作为地基时，在一般情况下基底下融深不得大于1m。因这类土不但有较大的融化下沉量和压缩量，而且冬天回冻时有较大的冻胀性，所以利用此类土作为地基时，应采取专门措施，如深基、保温、防止基底融化等。

IV类土的融化下沉量很大，往往会造成建筑物的破坏，因此，原则上不允许地基土发生融化，设计时宜保持冻土不融或采用桩基等。

V类土（含土冰层）属融陷土，融后呈流动、饱和状态，因此不但不允许地基土发生融化，而且在计算承载力时，应考虑其长期流变作用，并需进行专门处理，如砂垫层等。

3.多年冻土地基各类融沉土指标界限的确定

1)粘性土（包括亚砂土、亚粘土、粘土）具有相似的物理力学特性，在冻结过程中均有聚冰作用，即在有充分的水分补给条件下，冻结过程中都有冰透镜体和冰层的生存。各类粘性土的融化下沉量大小，与土的塑性含水量以及超过塑限含水量的绝对含水量有直接关系。其表达式为：$A=k(w-w_p)$。其中$(w-w_p)$称为“有效融化下沉含水量”，k为融化下沉常数，其值等于

0.5～0.72，采用0.72。冻结粘性土在融化过程中并不是大于w_p的水分均能排除，仅仅是其中的一部分，且随含水量的增加，不能排除的水分愈多。因此，在外荷载作用下，其压缩系数（α）随着A的增大而加大，这对各种粘性土都是一致的。

当$A=1$时，粘性土临界融化下沉含水量$w_c=w_p+1\sim w_p+3$，为了便于应用，以w_p代替w_c作为不融沉土与弱融沉土的分界含水量是偏于安全的。将$A=5$、10、25分别代入公式$A=0.72(w-w_p)$中，求得其含水量分界值为：w_p+7、w_p+15、w_p+35。

2)粗颗粒土：

粗颗粒土（包括碎石类土、砾砂、粗砂和中砂）的融化下沉值，主要取决于粉粘粒含量的多少。试验表明：纯净的粗颗粒土（指其中没有粉粘粒含量），在充分饱水条件下，其最大融化下沉系数不大于2%。根据现场观测，此类土中见不到冰包裹体，仅在空隙中有冰充填，属良好的地基土。但随着粉粘粒含量的增加，其性质则逐渐发生变化。室内用同一种粗颗粒土进行试验时，在充分饱水条件下，当粉粘粒（粒径<0.05mm）含量占总土重的12%左右时，则有明显的变化点，在粉粘粒含量与融化下沉关系曲线上为一拐点。从定量上看，粉粘粒含量小于12%时，最大融化下沉系数小于4%；当粉粘粒(粒径<0.05mm)含量大于12%时，最大融化下沉系数大于4%。从青海木里地区一、二级阶地广泛分布的卵、砾石层中的大量挖探资料可见，当卵砾石中粉粘粒含量大于15%时，发现其中有较多的粘性土和冰的透镜体，并具有较大的融化下沉性(大于10～23%)；粉粘粒含量较少的卵石砾石层，几乎见不到上述现象，其最大融化下沉系数均小于5%。因此将粗颗粒土划分为两组：

（1）粉粘粒含量小于15%的，工程性质良好，在饱水条件下，一般融化下沉系数不大于5%。

（2）粉粘粒含量大于15%的，其工程性质随含水量的增加而变差，在充分饱水条件下，其工程性质往往与粘土一样。

从融沉系数(A)与含水量（w）相关图中求得粗颗粒土A、w的表达式为$A=(w-w_c)k$。

式中 w_c——起始融化下沉含水量(%)：

当粉粘粒含量>15%时，$w_c\approx10$；

当粉粘粒含量≤15%时，$w_c\approx8$；

k——常数：

当粉粘粒含量>15%时，$k=0.65$；

当粉粘粒含量≤15%时，$k=0.60$。

由上式求得A与w相关值如表1和表2。

粉粘粒含量>15%的粗颗粒土融化下沉系数与含水量关系　表1

融沉分类	不融沉	弱融沉	融沉	强融沉	融陷
融沉系数A(%)	≤1	1～5	5～10	10～25	>26
计算含水量w(%)	11.5	11.5～17.8	17.8～25.4	25.4～48.4	>48.4
采用值(%)	≤12	12～18	18～25	25～44	>44

注：表中强融沉土含水量采用值“44%”是结合现场实践经验确定。

粉粘粒含量≤15%的粗颗粒土融化下沉系数与含水量关系　表2

融沉分类	不融沉	弱融沉	融沉	强融沉	融陷
融沉系数A(%)	≤1	1～5	5～10	10～25	>25
计算含水量w(%)	<9.7	9.7～16.3	16.3～24.7	24.7～50	>50
采用值(%)	≤10	10～16	16～25	25～44	>44

注　表中含水量采用值“44%”是结合现场实践经验确定的。

3)细砂、粉砂的工程性质接近于粘土，但其塑限含水量很难确定，故暂划归粗颗粒土组。

4)含土冰层是多年冻土地区特有的一种地基，它对各种建筑物均有极大危害，直接作为地基时，融化后将会产生严重融陷。

当处于冻结状态时，在长期荷载作用下，也将会产生流变现象。因此，凡基底遇有含水冰层时，均需作特殊处理。划分含土冰层应满足以下两个条件：

（1）物理力学性质要接近于冰的性质。

（2）冰与土的体积之比要大于1，即冰的体积要大于土骨架的体积。

根据试验结果，粘性土当$w > w_p + 35 \sim w_p + 40$，粗颗粒土$w \geqslant w_c + 35 \sim w_c + 40$（$w_c$是起始冻胀含水量），则接近于冰的性质。当处于冻结状态时（一般认为在较高负温时，未冻水含量相当于w_p），其冰与土的体积比一般大于1，故大于上述含水界限的土层，称为含土冰层。

第2.1.3条 为了保证桥涵建筑物的安全和正常使用，软土地基的容许承载力必须同时满足稳定与变形两个方面的要求。

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。而对于软粘土又多习用内摩擦角$\phi = 0$分析法。规范引用的公式是著名的条形基础极限荷载公式（普朗特尔、太砂基、汉森等）。对正方形、圆形或矩形基础，其承载量因$N_c = 5.14$可以提高，而对于灵敏度较高的软土C_u值又应适当降低。结合国内大量工程实践的经验，安全系数采用1.5～2.5是适宜的。

饱和软粘土的天然含水量与强度存在唯一的关系。土颗粒密度在2.7左右，因此含水量为36%时孔隙比接近1.0；而当含水量为75%时，孔隙比约为2.0。本规范软土的容许承载力$[\sigma_0]$表2.1.3是引用《工业与民用建筑地基基础设计规范》(TJ7—74)表9，对于小桥涵地基承载力的确定是简捷适用的。

实际上，软土地基上的桥涵建筑往往受地基变形控制，因此，本条强调在强度计算的同时，还应满足下沉量的要求。

第2.1.4条 关于地基土的容许承载力按基础的宽度和埋置深度进行修正的问题。

1971年桥规（讨论稿）从苏取《CH200—62》规范中引来的

宽度和深度修正公式为：

$$[\sigma] = [\sigma_0][1 + k_1(b-2)] + k_2\gamma(h-2)$$

这个公式的主要缺点是量纲紊乱，例如h和b的单位是m，γ的单位是（kN/m^3），但$[\sigma]$和$[\sigma_0]$的单位则是（MPa），这样容易搞错。此外，$[\sigma_0]$和宽度修正系数混在一起而与深度修正系数相分离，这也没有什么道理。考虑上述缺点，1975年桥规(试行)将公式改为：

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

该式是从浅基础的地基强度理论概念建立起来的，把$[\sigma_0]$与宽度、深度修正分开，在力学概念上也比较清楚。$[\sigma]$、$[\sigma_0]$均以kPa计，量纲也是统一的；k_1和k_2是无量纲系数，在使用时不会搞错。

各类土宽、深修正系数的确定：

1.粘性土和黄土的宽、深修正

1)宽度修正系数k_1

本规范对各种粘性土（包括黄土）的容许承载力$[\sigma_0]$均不考虑基础宽度修正，即$k_1 = 0$，这是因为地基受压后，粘土和黄土地基的后期沉降量较大，基础愈宽，沉降也愈大，这对桥涵的正常运营使用是不利的。从荷载沉降曲线上确定$[\sigma_0]$时，大多数是根据荷载板相对下沉2%确定。黄土采用比例界限，其相对下沉一般也小于2%，$[\sigma_0]$可以满足变形的要求。宽度增加时，粘土和黄土的$k_1 = 0$，可以保证基础不致产生过大的沉降。

2)深度修正系数k_2

1971年桥规（讨论稿）中曾规定深度修正的有效深度为$(h-2)$，1975年桥规(试行)考虑到一般桥梁基础埋置得较深，而且其承载力值已考虑了1.5m的深度修正，故公式中的有效深度改为“$h-3$”。同时，此公式是按浅基础概念导出的，只适用于相对埋深$h/b \leqslant 4$的情况，若大于4时，须另作考虑。但根据现有国内外资料，当h/b继续增大时，深度的影响还是存在的：当h/b超过10～20时，深度对$[\sigma]$就没有影响。为安全计，相对埋深仍

限制$h/b \leqslant 4$较适宜。

粘性土的深度修正系数k_2，参照旧桥规数值和国内外资料，取用低值，当$I_1<0.5$时，$k_2=2.5$；当$I_1 \geqslant 0.5$时，$k_2=1.5$。

新近沉积粘性土一般为次固结，且强度较低，按现行《工业与民用建筑地基基础设计规范》采用$k_2=1$。

黄土地基的k_2同样因缺乏试验资料，暂利用太砂基局部剪切公式进行计算。安全系数采用3时得下列数值：

新黄土：$\phi=18.3°\sim26°$，平均$k_2=1.5\sim1.7$；

老黄土：$\phi=20.7°\sim26.1°$，平均$k_2=1.7$。

由上面可以看出：各类黄土k_2值相差不大，可一律采用1.5。对新近沉积黄土，考虑其性质较差，参照“湿陷性黄土地区建筑规范”（TJ25—78）取$k_2=1$。

2.砂土、碎石土地基的宽度、深度修正系数的确定：

砂土、碎石土地基在施工期间沉降已基本完成，后期沉降量很小，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，亦应该进行宽度修正。75年桥规（试行）采用江苏省水利厅水利勘测队所提供的各类砂土资料（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°。

由于缺少碎石土的ϕ值，假定其平均值为40.0°。

上述ϕ值是按日本国铁《土构造物设计施工规范》和联邦德国《Din4017》算出砂土和碎石土的k_1和k_2值，经与1961年桥规讨论稿比较后，根据经验选定。

75年桥规（试行）中对中密与密实的砂土和碎石土k_1和k_2采用相同值。这次修改桥规时，根据工程地质手册，砂土采用上述ϕ值，相当于中密状态，对密实砂就显得偏于保守；碎石土假定ϕ值为40°，属密实状态，对中密碎石有时显得偏高。七十年代铁路地基承载力研究协作组进行了比较系统的试验研究，以统计方法分别建立了k_1和k_2计算公式，并建议采用ϕ角的平均值为：砾石和粗砂为40°；中砂为38°；细砂为35°；粉砂为32°。据

此得出k_1和k_2的统计值和建议值（详见“地基承载力试验研究文集”，人民铁道出版社1978年）。其特点是将中密和密实的修正系数分开了，且仅提高了密实砂土和碎石土的k_1和k_2值。由下表可以看出，这些系数在理论和试验上都是偏于安全的。

土名	系数	日本国铁《土木构造物设计施工规范》	联邦德国《Din 4017》	75年桥规（试行）本（中密、密实）	试验统计值（安全系数取3）			本次修订采用值		
卵石	k_1	15	7.8	4	松散	中密	密实	松散	中密	密实
					4.5	7.5	10.6	1.5	3	4
	k_2	114.0	119.5	10	松散	中密	密实	松散	中密	密实
					5.5	7.7	10.1	3	6	10
砾砂	k_1	6.4	6.3	3	—	—	6.81	稍松	中密	密实
								1.5	3	4
粗砂	k_2	17.0	15.2	5	—	—	24.3	2.5	5	6
中砂	k_1	2.6	4.3	2	—	—	4.78	1	2	3
	k_2	9.0	11.4	4	—	—	18.4	2	4	5.5
细砂	k_1	1.0	2.5	1.5	—	—	2.84	0.75	1.5	2
	k_2	3.3	7.5	3	—	—	12.5	1.5	3	4
粉砂	k_1	0.6	1.5	1.0	—	—	1.77	0.5	1	1.2
	k_2	2.2	5.5	2	—	—	8.77	1	2	2.5

注 碎石、圆砾、角砾因资料少未列入表中。

3.岩石地基的承载力，原则上是可以进行宽深修正的。但如何修正，是个较复杂的问题，目前尚缺少试验资料。建议对节理不发育和节理较发育的岩石，不做宽、深修正；对节理发育或很破碎的岩石，k_1、k_2可参照碎石土的系数确定；对于岩体已风化成土、砂粒状者，可参照砂土和粘性土的系数选用。

4.冻土地基的承载力宽、深修正问题，有待研究解决，暂取$k_1=0$，$k_2=0$。

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 为浮容重；反之，当持力层为不透水时，γ_1 应为饱和容重。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：不仅有土颗粒重力，而且有孔隙中水的重力，即基底以上土不论其透水程度，γ_2 均为饱和容重。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 分别按下式计算：

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

$$\gamma_h = \gamma_s - \gamma_w \text{或} \gamma_b = \frac{\gamma_0 - \gamma_w}{1+e}(kN/m^3)$$

式中 γ_0——颗粒容重（kN/m^3）；

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

e——土的天然孔隙比。

第二节 地基土容许承载力的提高

第2.2.1条 本条实际上是对于水中基础的地基承载力在常水位以下部分的水深修正。1961年桥规稿规定为常水位至河底水深，而地基承载力深度修正的有效高度则由一般冲刷线至基础底面。这样，由河底至一般冲刷线一段，既不计入水深修正又不计入土重力的深度修正，这是不合理的。75年规范改为水深修正由一般常水位至一般冲刷线处，这样在发生冲刷时，也未考虑高水位至一般常水位的净水压力，是偏于安全。不发生冲刷时，地面至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，也偏安全，故本规范仍用75年的规定。

当基础底面持力层为不透水性土时，基底不受水的浮力作用，基础四周襟边上的水重力和饱和土重力，应作为基底的超载看待。如基底持力层为透水性土，一般都受水的浮力作用，故不应考虑水重力或仅考虑土的浮重力。但对于深水基础或土层复杂者，基底持力层的透水性能难于确定，则应按荷载最不利组合决定是否考虑基底的浮力作用。

第2.2.2条 地基土容许承载力〔σ〕可按表 2.2.2的系数予以提高。

地基土容许承载力〔σ〕的提高系数 表2.2.2

序 号	荷载与使用情况	提高系数（k）
一	荷载组合I	$k=1.00$
二	荷载组合II、III、IV、V	$k=1.25$
三	经多年压实未受破坏的旧桥基	$k=1.50$

注 ①各项提高系数不得互相叠加。

②荷载组合V中，当拱承受施工单向恒载推力时，$k=1.50$。

③岩石旧桥基的容许承载力不得提高。

④容许承载力小于150kPa的地基，对于表列第二项情况，$k=1.00$；对于表列第三项及注②情况，$k=1.25$。

⑤表中荷载组合I如包括由混凝土收缩及徐变或水浮力引起的荷载效应，则与荷载组合II相同对待。

地基土容许承载力的提高，是基于主要荷载加长期荷载（恒载、土压力）出现的机会较多，而主要荷载加附加荷载同时作用的可能性较小，虽然基底会出现最大压应力，但它的位置是可逆的（即受压边缘也是互换的），且对整个基底来说是局部的、暂时的，不致于影响安全使用，所以根据61年桥规稿的有关规定，对经多年压实未受破坏的旧桥基底的〔σ〕均予以提高。

地震力作用下的地基容许承载力〔σ〕的提高系数，可按1978年人民交通出版社出版的《公路工程抗震设计规范》（试行）第61条表7规定选用。

第三章　基础的埋置深度与计算

第一节　基础的埋置深度

第3.1.1条　直接设置在天然地基上的桥涵墩台基底的埋置深度，应根据地基土的性质、冻胀、流水的冲刷、桥涵的特点及其结构的重要性等综合考虑。

一、桥涵基础设置在季节冻土中，且冻胀系数 h_d<3.5者，其埋深不受冻深的限制，但应满足基底土承压应力的要求。

二、上部为超静定结构的桥涵基础，对地基土的冻胀（或沉陷）变形反应极为敏感，墩台任何微小的竖向位移都将使上部结构内力产生很大的变化，且桥跨越小影响越大。所以虽属弱冻胀土，冻结时水分转移很少，地表无明显冻胀隆起变形，但桥涵基础仍要求埋深在冻结线以下不小于0.25m（冻结线即指当地最大冻结深度线）。

三、当墩台基础设置在季节性冻胀土中，且冻胀系数 h_d>3.5以上者，基础存在冻胀上拔的危害，应根据桥涵上部构造的重力（不计活载），对基础的埋深按式3.1.1-1计算确定：

$$h = Z_0 m_t - h_d \qquad (3.1.1\text{-}1)$$

式中　h——基础最小埋置深度(m)，对于弱冻胀土和冻胀土的基底埋深，也可根据标准冻深值 Z_0，从图3.1.1-1查得；

Z_0——标准冻深(m)，可采用地表无积雪和植被、泥炭等覆盖条件下，多年实测最大冻深的平均值；当无实测资料时，可参照标准冻深线图3.1.1-2，结合实地调查确定；也可根据当地气象观测资料按下式估算：

$$Z_0 = 0.28\sqrt{\Sigma T + 7} - 0.5(\text{m}) \qquad (3.1.1\text{-}2)$$

m_t——标准冻深修正系数，可取1.15，原是建筑采暖对冻深的影响系数，规定变化范围为0.7～1.10。桥涵结构为冷结构，修筑了桥涵基础后，由于墩台与基础圬工的导热性较河床天然覆盖土导热性能强，使之墩台基础与地基土之间的热交换加强，基础下面的冻结线下降，所以对桥涵结构来说，m_t 实际是考虑基础热工性能对标准冻深度 Z_0 影响的修正系数，显然 m_t 大于1，见图3.1.1。

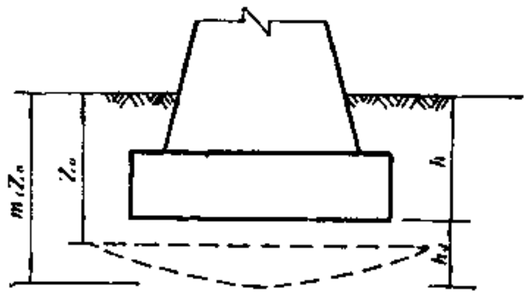


图3.1.1　基础埋深示意图

m_t 的影响因素较多，确定比较复杂。根据热平衡原理，基础下面实际冻深的计算结果，一般比标准冻深增加10～15%。《苏联冻土规程》（1976年）规定如下表：

扩大基础与桩基础承台埋入土中的实体桥墩	m_t=1.2
扩大基础与桩基础承台埋入土中的柱式或框架式桥墩	m_t=1.1
各种类型埋式桥台	m_t=1.0

根据实际钻探资料，m_t 的变化范围为1.1～1.15，因而，偏安全取 m_t=1.15是合适的；

h_d——基底下容许残留冻土层厚度(m)，当为弱冻胀土时，$h_d=0.24Z_0+0.31$(m)；当为冻胀土时，$h_d=0.22Z_0$(m)；当为强冻胀土和特强冻胀土时$h_d=0$；

残留冻土层厚度h_d是参照现行《工业与民用建筑地基基础设计规范》确定的，该规范是以房屋要求的允许冻胀变形不超过10mm建立计算式为：

弱冻胀土　　$h_d=0.17Z_0m_t+0.26$

冻胀土　　$h_d=0.15Z_0m_t$

桥涵结构与房屋结构是不同的，经调查分析，桥涵结构物（指上部为静定结构）以允许冻胀变形20mm来确定h_d较为合适，具体方法是根据系数k_z进行修正：

$k_z=\frac{h_{dz0}}{h_{d10}}$，其中$h_{dz0}$为实测各类土冻胀变形为20mm下的残留冻土层厚度，h_{d10}为实测各类土冻胀变形为10mm的残留冻土层厚度。按现有弱冻胀土、冻胀土各观测点冻胀量分布曲线截得各h_{dz0}、h_{d10}值计算得k_z值如下表：

弱冻胀土	1.24	1.28	1.31	1.29	1.36		取1.20
冻胀土	1.38	1.35	1.33	1.45	1.44	1.63	取1.30

据此得到：①弱冻胀土$h_d=k_z(0.17Z_0m_t+0.26)$

$=1.2(0.17Z_0\times1.15+0.26)$

$=0.24Z_0+0.31$(m)；

②冻胀土　$h_d=k_z(0.15Z_0m_t)$

$=1.3\times0.15Z_0\times1.15$

$=0.22Z_0$(m)；

③对强冻胀土和特强冻胀土$h_d=0$，

即$h=Z_0m_t=1.15Z_0$(m)

前面式3.1.1-2中的ΣT为低于0℃的月平均气温的累积值（取连续10年以上的年平均值），以正号代入。

四、涵洞基础的埋置深度，如在季节性冻土地区，根据吉林省公路勘测设计院提供的经验，在涵洞进出水口两端各2m范围内，翼墙和涵身基础应做成整体；洞内中间部分的基础埋深可根据地区施工经验确定，一般较出入口为小。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，根据实践经验，在不同埋深的连接处应做成过渡段。当冻结深度较大时，洞口洞身基础最好做成整体刚性基础。

五、在无冲刷的非岩石地基中，小桥涵基底一般应设在天然地面（或河底）以下至少1m。因距地面较近范围内的土，随着气温和温度的变化，其体积产生较显著的膨胀和收缩，有些地下动物多在此范围内活动，土的结构易受外界扰动。另外，为防止基础承受水平力以及抵抗基底土向外挤出的要求，也要求基础具有一定的深度。而对有冲刷的小桥涵基底的埋置深度，除满足基底压应力要求外，还应具有一定的埋深安全值，要求在冲刷线以下不少于1m。

六、小桥、涵洞的基础底有铺砌时，基底埋深应以铺砌层顶面算起向下取1m的安全值。

七、对有冲刷的大、中桥基底最小埋深安全值表3.1.1的说明如下：

桥梁在长期的运营中，要经得起洪水冲刷的考验，墩台基础的埋深是关键。要求基底在最大冲刷线以下留有一定的富余量（安全值）以保证墩台的安全。

设置在有冲刷河床上的桥梁墩台基础，在最大冲刷线以下的最小埋深值，1971年桥规（讨论稿）定为2m，1975年桥规（试行）仍规定为2m。本规范修订前对此问题进行了调查，根据山

西省公路规划勘测设计院提供的资料及我国东北、华北、西南、中南地区公路设计和施工单位的意见，认为基础底最小埋深值不应为一个定值，而应根据河流类型、河床地质的抗冲刷能力、设计频率流量的可靠性、选用计算冲刷深度的方法、桥梁本身的重要性以及修复难易等因素来确定。按上述意见，提出用净冲刷深度作为选定最小埋深值的主要依据。用64-Ⅰ和65-Ⅰ及65-Ⅱ式计算净冲刷深度，并根据以往实践经验，采用1982年人民交通出版社出版的《公路桥位勘测设计规程》（试行）中表8.4.7的规定，即本规范表3.1.1中的数值。

影响桥基埋深的主要因素有以下几点：

1.河床地质的抗冲刷能力强或河床稳定，净冲刷深度就小，河床的变化范围也小；河床地质抗冲刷能力弱和河床演变剧烈，净冲刷深度就大，河床的变化范围也大。

2.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，都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，由于设计频率流量偏小，造成墩台冲毁的事故常有发生。如资料非常缺乏，计算流量确无把握，可将表3.1.1中规定的最小埋深安全值酌情增加。

3.技术复杂、修复困难的大桥和重要大桥，一旦遭到破坏，损失较大，影响面也广，在设计频率流量与一般桥梁相同时，基础的最小埋深值宜较一般桥梁增加50cm。

4.影响基础埋深的因素很多，有些也很难包括进来，如因桥下游取砂便河床下降及上游水库溃坝等，都会影响基础埋深并造成危害。因此在设计时，应加强综合调查，经分析研究后确定。

第3.1.2条 修建在岩石上的墩台基础，一般岩石地基均仅凿去风化层，不再嵌入基岩，除有严重冲刷或覆盖层浅的河床，基础需嵌入岩层一定深度或采用其它锚固措施外，其余则不作规定。同样，对于弱风化的岩层，河流冲刷又不太大，如清凿困难，风化层又较厚，则也可将基础设于风化岩上，但其容许承载力应根据风化程度确定。

第3.1.3条 桥梁除考虑安全经济外，还须考虑整体美观，应与当地的地形、环境相配合，使其各部的线型互相协调，尽可能做到美观的要求。所以，这里要求基础顶面不宜高于最低水位，也不宜高于原地面标高等。

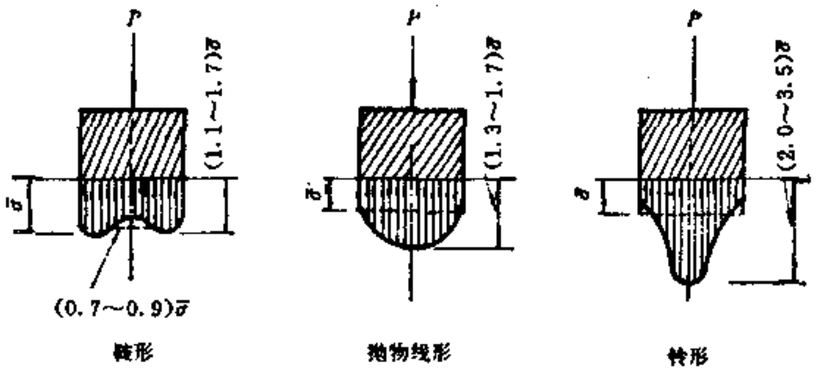
第二节 地基与基础的计算

第3.2.1条 墩台基础是桥梁的重要组成部分，基础与基底持力层必须有足够的强度和稳定性，以确保桥梁的安全。因此，在墩台设计中，应按墩台在建造时与营运期间所能同时发生的各种最不利的外力组合，对基础的稳定和基底土的承载力加以验算，必要时还要验算基础的沉降量。

当台背填土较高而基底土又较软弱时，基底土因受高填土的附加压应力作用，往往会超过其容许承载力，使桥台丧失稳定，故须验算由于台背高填土对桥台基底应力的影响。

第3.2.2条 基础在外力作用下不发生变形称为“刚性基础”。桥涵墩台基础一般多属于这一类。故计算墩台基底土的承载力时，一般按刚性基础考虑。

地基土一般可用仪器直接测出应力。荷载板在中心荷载作用下，其承压应力的分布形状图可能出现鞍形（愈靠近边缘，压应力愈大）、抛物线形和铃形（中部压应力较大）三种图形，这与受到的平均压力、基底尺寸、土的压缩性和基底的埋深等因素有关。在小压力下的压力图是鞍形，中等压力下是抛物线形，大压力下是铃形；大型基础下的压力图是鞍形，中型基础下是抛物线形，小型基础是铃形。地基土压缩性的不同也会影响压力图的形状，坚硬的土是鞍形，中等压缩性的土是抛物线形，松软的土是铃形。埋深的变化也影响压应力图形，埋得深的基础的压力图形是鞍形，埋得浅的压力图是铃形，详见图3.2.2。



钟形　　抛物线形　　马鞍形

图3.2.2　实测结果的三种接触压力图

图中　P——作用在基础上的中心总荷载；

$\bar{\sigma}$——基底所受平均压应力。

从上述情况可见，影响基础底土压力图的因素很多，又很复杂，因此，基础设计时允许有一部分基底土进入塑性状态，故要从理论上求得符合实际的基础底土应力图是困难的。为简化计，一般均采用温克尔假定求算接触压力，即界面的沉降 Z 和接触压力 P 成正比。在中心荷载作用下，基底各点的沉降值都相等，按温克尔假定，基底土的压力图为均布矩形，即

$$\sigma_{max}=\frac{N}{A}\leqslant[\sigma] \qquad (3.2.2\text{-}1)$$

当偏心荷载时，其荷载合力作用在基底核心半径以内时，基底各点的沉降位于同一平面内但不相等，其基底土的压应力图则为平面分布的梯形或三角形，即

$$\sigma=\frac{N}{A}\pm\frac{\Sigma M}{W}\leqslant[\sigma] \qquad (3.2.2\text{-}2)$$

式中　N——作用在基底的合力的竖向分力；

ΣM——作用于墩台的水平力和竖向力对基底重心的弯矩；

A——基础底面积；

W——基础底面的截面抵抗矩；

$[\sigma]$——地基土修正后的容许承载力，见第 2.1.4 条。

第3.2.3条　置于基岩上的墩台基础，其基底合力偏心距允许超出核心半径（即 $e_0>\rho$），此时在基底的一边将出现拉力，由于基底不考虑受拉，故按受压区的应力平衡条件计算基底土的最大承压应力。

第3.2.4条　建筑在非岩石地基上的墩台，如基底所受恒载压力不均匀，则产生相应的不均匀沉降。对于矩形基础，当偏心距 $e_0\leqslant 0.1\rho$ 时，其最大压应力与最小压应力之比为 $\leqslant 1.22$；当 $e_0\leqslant 0.75\rho$ 时，其比值为 $\leqslant 7$。由于不均匀沉降对上部构造影响较大，故要求合力偏心距 e_0 限制在规范表3.2.4的规定以内。

桥台承受台后的侧土压力，其基底压应力比桥墩更不均匀，但由于基底面积大，最大压应力一般较桥墩为小。考虑这一客观情况，故规定其偏心距限制较桥墩为大。

桥梁墩台承受附加组合荷载一般是暂时的，其作用方向一般也是可逆的，最大应力有时发生在一边，有时发生在另一边，只要求在基底不出现拉应力就可以了，故规定非岩石地基的墩台基底承受附加组合荷载时，其偏心距 $e_0\leqslant\rho$，即容许一边的最小压应力可等于或接近于零。

建筑在岩石地基上的墩台，允许在基底出现拉应力，但须控制偏心距以使受压区不致于过短，保证抗倾覆稳定的安全度。对于坚硬岩石，基底偏心距 $e_0\leqslant 1.5\rho$，对于石质较差的岩石地基，基底偏心距 $e_0\leqslant 1.2\rho$。相当于上述偏心距的抗倾覆稳定系数，当为矩形截面时，分别为2和2.5。这里要说明一下，上述抗倾覆稳定安全系数与规范表 3.4.3 有所不同，这是由于岩石地基（有裂隙者除外）进行地基应力验算时，不计水浮力。但又因偏心距容许大于截面核心距，应力较小边缘出现拉应力，此时难免有水渗入基底而产生水浮力，故与 e_0 容许值相应的抗倾覆稳定系数较高。同样，对于非岩石地基，当墩台受附加组合荷载时，$e_0\leqslant\rho$，矩形截面的抗倾覆稳定系数为 3，与规范表 3.4.3 比较也偏

大，这除了由于应力分布的要求与抗倾覆稳定的要求有所不同外，还因计入了水浮力。当土的渗水性质不易确定时，水浮力考虑与否依荷载的最不利组合而定，即计算土的承压应力时不考虑浮力，而计算倾覆稳定时考虑浮力。所以，规范表3.2.4内对于抗倾覆稳定要求不一样，主要是由于考虑的因素不一样。

第3.2.5条 当基底或桩尖以下有软弱土层时，为保证桥涵的安全和正常营运，应验算软弱土层的承载力。由于作用在下卧层的附加压力值是随其深度的增加而降低，故一般不必对所有墩台的下卧层都验算，仅大桥墩台基底下有湿陷性土或液性指数大于0.6的粘性土下卧层时才进行验算。

第3.2.6条 设置在季节性冻土地区或寒冷地区的墩台基础（包括桩基），其埋置深度首先应满足抗冻拔稳定的要求。据黑龙江省调查，有不少小桥涵，尤其是下部采用桩基、桥面为板式的小桥，冻胀上拔破坏的较多，有的已不能通车。因为小桥上部恒载较轻，基础埋置也较浅，冻胀上拔力大于恒载竖直力。要克服这种不平衡条件的措施，一是加深基础的埋置深度，二是加大上部恒载。但对小桥涵结构来说，增大上部恒载是有困难的，通常是根据力的平衡条件，恰当确定基础的埋置深度，而后验算切向冻胀力和基础薄弱截面处的抗拉强度。

一、验算墩台基础或桩基础采用的单位切向冻胀力值：

季节性冻土单位切向冻胀力值按附录五附表5.2选用。该表是根据黑龙江省交通科学研究所和黑龙江省水利科学研究所近年来在野外试验场及室内试验取得的成果编制的，表中数值是按地基土冻胀率的大小确定的。单位切向冻胀力τ_T是以实际最大冻深中的基础侧面积去除总切向冻胀力，即$\tau_T = \frac{T}{U \cdot H}$（$U$为基础侧面积，$H$为实际冻结深度）。

1.平均切向冻胀力随冻深的变化。

通过现场实测，切向冻胀力随冻深的变化有三个基本类型：

其一是切向冻胀力在冻深范围内呈上小下大的规律分布，变

化曲线为单峰形，如图3.2.6a所示。这种分布多出现在冻前含水量不大，地下水位较低，但在冻结过程中下降速度较慢，距冻结峰面距离很小。

其二是切向冻胀力在冻深范围内呈上大下小的规律分布，变化曲线为单峰形，如图3.2.6b所示。这种分布情况多出现在冻前含水量较大，地下水位较高，但在冻结过程中下降速度较快，距冻结峰面距离较大的土层中。

其三是切向冻胀力随冻深的变化曲线呈双峰形，如图3.2.6c所示。该状态在基土冻前的含水量较大，地下水位较高且下降速度慢，与冻结峰面的距离始终很小，甚至重合的情况下产生，在公路季节冻土中常见。它对公路桥涵危害较大，这种分布较前两种分布（在相同冻胀性时）切向冻胀力大。

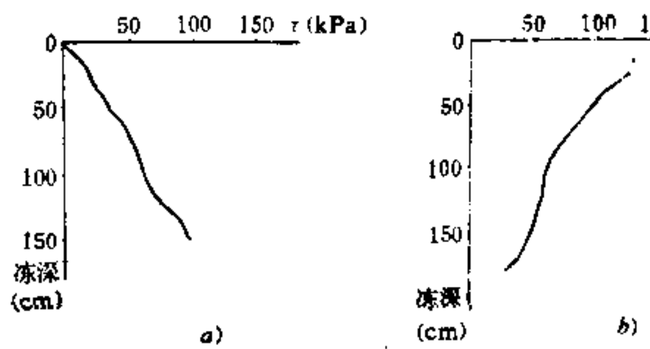


图3.2.6 切向冻胀力随冻深变化曲线

2.地下水对切向冻胀力的影响。

根据野外试验得知，地下水位是影响公路桥涵基础在季节性工程冻土的冻胀性及桩基切向冻胀力的主要因素。

如黑龙江省某试验场的三个试区，土质和温度条件大体一致，冻前含水量差别也不大，只是地下水位不同，而基土的冻胀性和切向冻胀力却大不相同，试验结果见表3.2.6-1。

地下水位对切向冻胀力的影响　　表3.2.6-1

场区	土质	冻前含水量(%)			冻前地下水位(cm)			冻胀率(%)			冻切力(kPa)		
		82年	83年	84年	82年	83年	84年	82年	83年	84年	82年	83年	84年
I	粘土	30.5	32.3	31.2	18	19	16	25.9	25.0	26.3	215	225	226
II	粘土	25.7	27.5	27.2	40	55	60	16.4	16.4	15.9	166	173	174
III	粘土		26.7	26.5	100	132	127		3.4	4.8		77	111

从上表看出，冻前地下水位越高（距冻结峰面距离越小），基土冻胀性越强，切向冻胀力越大。

3.桩径与切向冻胀力的关系。

为探讨桩径与切向冻胀力之间的关系，在某试验场进行了在相同冻结条件下的不同桩径切向冻胀力的试验，试桩桩径分别为50、75、100和125cm。试验结果表明，单位切向冻胀力随桩径增大而变化很小；总的切向冻胀力随着桩径增大而增加，见表3.2.6-2。

桩径与切向冻胀力的关系　　表3.2.6-2

试桩桩径(cm)	50	75	100	125
单位切向冻胀力(kPa)	60	58	56	58
总切向冻胀力(kN)	149	194	264	357

4.公路桥涵季节性冻土单位切向冻胀力的取值。

公路桥涵季节性工程冻土的特点是地表水充足，地下水位高，甚至地表水与地下水连通；地下水距冻结峰面距离小，有时重合。因此，基土的冻胀性强，已测到的基土冻胀率竟高达28%。如果仍按《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程》所建议的那样，将冻胀率大于6%的都定为强冻胀土并给出切向冻胀力值，对桥涵地基季节性冻土显然是不适用的。故将季节性工程冻土分为五级，即：不冻胀土、弱冻胀土、冻胀土、强冻胀土和特强冻胀土，并根据冻胀率η_d大小，相应的给出各种冻胀土的冻胀切力值，见表3.2.6-3。

公路桥涵地基季节性冻土单位切向冻胀力值　表3.2.6-3

冻胀类别	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
冻胀率η_d(%)	0～1	1～3.5	3.5～6	6～13	>13
单位切向冻胀力(kPa)	0～15	15～50	50～80	80～160	160～240

注　①对表面光滑的预制桩乘以0.8系数。

②表中数值为实际冻深计算值，如采用标准冻深Z_0时，须乘以n_T修正系数。

二、基础或桩基础切向冻胀力T，按附录五附5.2式计算，即

$$T = n_T \cdot A_T \tau_T + A_l \tau_l$$

式中　n_T——标准冻深修正系数，如有实测冻深值时，其冻深不必修正，即$n_T = 1.0$；为什么要修正标准冻深，是因为附表5.2中给出的单位切向冻胀力值是在相应冻土类别中实际冻深条件下测得的(实际受力状态)，当设计人员得不到实际冻深资料，而利用附表5.2中的数值和采用地区标准冻深Z_0计算总切向冻胀力时，就要修正标准冻深，且应按下列要求计算：

当基础底不穿透季冻层时，取$n_T = 1.1$；当基础底穿透季冻层时，n_T值按附录五附表5.1采用；

A_T——在季冻层中基础和墩身的侧面积(m²)；

A_i——河底以上冰层中墩身侧面积(m²)；

τ_T——在季冻层中基础和墩身侧向单位面积切向冻胀力(kPa)，可按附表5.2选用；

τ_i——水结冰后与墩身侧面单位面积切向冻胀力(kPa)，混凝土可取180～200kPa。

三、冻土中的桩（柱）基础抗冻拔稳定性按下式验算：

$$N_0+G_0+F\geqslant kT$$

式中 N_0——作用在桩（柱）顶上的竖向力，指结构自重力(kN)；

G_0——桩（柱）自重力(kN)，对钻（挖）孔桩，当桩周与土之间的极限摩阻力采用第四章表4.3.2-1中的τ_i值时，位于地下水位以下部分取浮容重；

F——桩（柱）在冻结线以下各土层的摩擦阻力之和，按下式计算：

$$F=0.4U\sum\tau_i l_i$$

其中 U——桩（柱）周长(m)，对钻孔桩按成孔直径计算；

τ_i——冻结线以下各土层对桩壁的极限摩阻力(kPa)；

l_i——冻结线以下各土层的厚度(m)；

k——安全系数，砌筑或架设上部构造之前，k取1.1；砌筑或架设上部构造之后，对外静定结构k取1.2；对外超静定结构k取1.3；

T——每根桩（柱）的切向冻胀力（kN），按规范附5.2式计算，此处A_T为桩（柱）在季冻层中的冻结面积(m²)，对钻孔桩按成孔直径计。

关于附5.7式中桩（柱）自重力G_0和桩（柱）在冻结线以下暖土层中摩阻力F的说明：

1.对于桩（柱）自重力G_0的说明：

由于τ_i值是根据第四章表4.3.2-1取用，表列τ_i是根据大量试桩（压桩）实测资料得出的，已包含了部分桩重力在内，所

以在单桩轴向承载力验算时，本可不必计入最大冲刷线以下的桩重力，但考虑到桩重力和摩阻力在单桩轴向受压承载力验算中是互相抵消的因素，为安全计，规范采用最大冲刷线以下桩重力的一半作为超重处理。而在基桩冻拔验算时，因其自重力和摩阻力的作用效果是一致的，且取用的τ_i值已包含了桩重力因素在内，若此时再计入冻结线以下产生摩阻力部分的桩重力，势必增大了抵消冻拔力的作用，这是不安全的，所以规定当钻孔桩采用表4.3.2-1中的τ_i值计算摩阻力时，冻结线以下桩重力不计，或在地下水位以下采用浮重计算。

2.对桩在暖土层内的抗拔锚固力F的说明：

当桩受冻拔时，暖土部分的桩壁与桩周土的工作状态与普通轴向受拉时桩壁与桩周土的工作状态是不同的。轴向受拉桩在拉力作用下产生上拔位移时，要带动一定深度范围的桩周土向地表面隆起，使该范围内的土产生松动作用，从而大大降低了桩周土对桩上拔位移的阻止作用，根据大量拔桩试验得知，一般减小30～40%。因此，验算轴向受拉桩时，当采用桩壁与土之间的单位平均受压极限摩阻力（即表4.3.2-1）时，折减系数采用0.3，见本规范第四章式4.3.3。

桩在冻拔时，因桩周的冻胀土从地表至冻深范围内已经形成了一个刚度极大的硬壳，限制了冻结线以下暖土的松动。桩冻拔时的切向冻胀力是季节冻土层产生的，冻拔过程中季冻层本身是不会破坏的，可把季冻层视为一个承压层。根据上述分析，桩冻拔时下部暖土部分桩土之间工作状态与桩轴向受压时桩土之间的工作状态是类似的，而与一般轴向受拉桩的松动作用不同。因此，基桩冻拔时在暖土层的摩阻力计算，既不同于受拉桩，也不同于受压桩。目前国内外试验观测资料较少，未能较好的解决这个问题。为了当前设计工作中的急需，根据国内外有限的冻土观测资料进行试算对比，初步提出一个折减系数0.4，作为计算依据。

四、当切向冻胀力较大时，需要验算基桩危险断面的抗拉强度。

拉力 $P = kT - (N_0 + G_1 + F_1)$

应力 $\sigma = \dfrac{kT - N_0 - G_1 - F_1}{A} \leqslant [\sigma]$

式中 P——验算截面的拉力(kN)；

G_1——验算截面以上基础或桩基自重力（kN）；

F_1——验算截面以上基桩侧面在暖土层中的摩阻力（kN）；

A——验算截面面积或纵向受拉钢筋面积(m^2)；

σ——验算截面应力(kPa)；

$[\sigma]$——材料容许应力(kPa)；

其余符号意义同前。

五、为了减小冻胀力，根据以往的实践经验，可采取下列措施：

1.基础必须浇筑密实，四周填土夯实，以减小土的孔隙；

2.将墩台身和基础侧面做成平整光滑，并减少接缝和加强联系；

3.采用较纯净的砂、砂砾石等粗颗粒土换填基础四周冻土；

4.在墩台基础与季冻土层接触面范围内施以表面涂剂（如沥青、工业凡士林、渣油等表面活性剂综合处理），以减小切向冻胀力。

采用工业凡士林、沥青涂壁，虽能收到良好效果，但耐久性差，多次冻融循环会使涂层渐薄而逐渐失去防冻胀作用。较理想的是用渣油等表面活性剂综合处理，该方法是铁道部西北研究所与天津师范学院等单位在青藏高原多年冻土地区采用的一种防止桩基冻拔的方法，活性剂采用铬盐和憎水性脂肪胺，稳定性好，材料来源充足，是一种比较成功且宜于推广的方法。

第三节 基础沉降计算

第3.3.1条 墩台基础的沉降，必然影响支座和上部结构端

部间的互相位移，从而妨碍桥梁的使用，影响正常行车。故在桥梁设计中，凡有下列情况之一者，应验算其墩台基底的下沉量和墩顶位移。

一、两相邻跨径差别悬殊者，应计算其墩台沉降差；

二、确定跨线桥或跨线渡槽下的净高时，需要预先计算其墩台沉降值；

三、当墩台建筑在地质情况复杂、地层不均匀及承载力较差的粘土（特别是湿陷性黄土）地基上时，不论其跨度大小和墩台高低，均应对其沉降加以验算。对于跨径在100m以上的桥梁和墩高大于20m的桥尤为重要，发生问题难以维修；一般粘性土的沉降量较大，下沉时间也较长，特别是湿陷性黄土，往往产生陷落和位移，除计算沉降外，还须采取减少沉降的措施。

第3.3.2条 基础的沉降，对于外静不定结构（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，规范规定对于外静不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。

第3.3.3条 本规范所列墩台沉降容许极限值是采用1975年桥规（试行）的规定，沉降容许值比1961年桥规(讨论稿)的规定要高一些（1961年的容许总沉降值为$4\sqrt{L}$，总沉降差为$\sqrt{L}$）。

第3.3.4及3.3.5条 沉降计算方法，在国内有十余种之多，本规范采用（单向）分层总和法。无论采用什么方法计算，必须事先搜集下列资料：

1.桥位处的工程地质及水文资料，主要包括各土层的厚度、位置、物理力学性质（土的容重、孔隙比、压缩曲线或变形模量等）及地下水位的变化；

2.桥梁的上下部结构型式，基础的型式、尺寸和埋置深度；

3.相邻建筑物的修建及影响地基土力学性质的其他资料。

根据上述地基土的物理力学性质，可以采取两种途径计算沉降：一是根据钻探取样试验，按压缩曲线及压缩模量计算沉降；二是在野外直接做荷载试验，取其无侧限受压而得的变形模量计

算沉降。后一种方法因在野外进行变形模量试验，难度大，费工多，除重大工程外，一般很少采用。

墩台基础的沉降，目前仅以恒载为依据，对作用时间短暂的活载引起的沉降是否要考虑，有待今后作进一步的探讨。

1)根据室内压缩曲线及压缩模量计算如下：

$$S = m_s \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi}}{E_{si}} h_i \qquad (3.3.4\text{-}1)$$

或

$$S = m_s \sum_{i=1}^{n} \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \qquad (3.3.4\text{-}2)$$

式中 S——地基总沉降量(cm)；

σ_{zi}——第 i 层土顶面与底面附加应力的平均值(MPa)；

h_i——第 i 层土的厚度(cm)，土的分层厚度宜不大于基础宽度（短边或直径）的0.4倍；

E_{si}——第 i 层土的压缩模量(MPa)，$E_{si} = \frac{1 + e_{1i}}{a_i}$，其中 a_i 为第 i 层土受到平均自重应力 q_{zi} 和平均最终应力（$q_{zi} + \sigma_{zi}$）时的压缩系数，

$$a_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{\sigma_{zi}}$$

e_{1i}、e_{2i}——分别为第 i 层土受到平均自重应力 q_{zi} 和平均最终应力（$q_{zi} + \sigma_{zi}$）压缩稳定时土的孔隙比；

n——地基压缩范围内所划分的土层数；

m_s——沉降计算经验系数，按地区建筑经验确定，如缺乏资料时，可参照表3.3.4选用。

沉降计算经验系数 m_s 表3.3.4

压缩模量E_s(MPa)	1.0～4.0	4.0～7.0	7.0～15.0	15.0～20.0	大于20.0
M_s	1.8～1.1	1.1～0.8	0.8～0.4	0.4～0.2	一般不沉降

注 E_s 为地基压缩层范围内土的压缩模量，当压缩层为多层土组成时，E_s 可以附加应力面积 F 按下式计算：

$E_s = \frac{\Sigma F_i}{\Sigma \frac{F_i}{E_{si}}}$，其中 F_i 为压缩层内某一层土的附加应力面积；E_{si} 为压缩层内某一层土的 E_s 值；E_s 为压缩层内加权平均值。

2)沉降计算步骤：

（1）绘出基础轮廓示意图及地基土的地质剖面图，如图3.3.4所示。

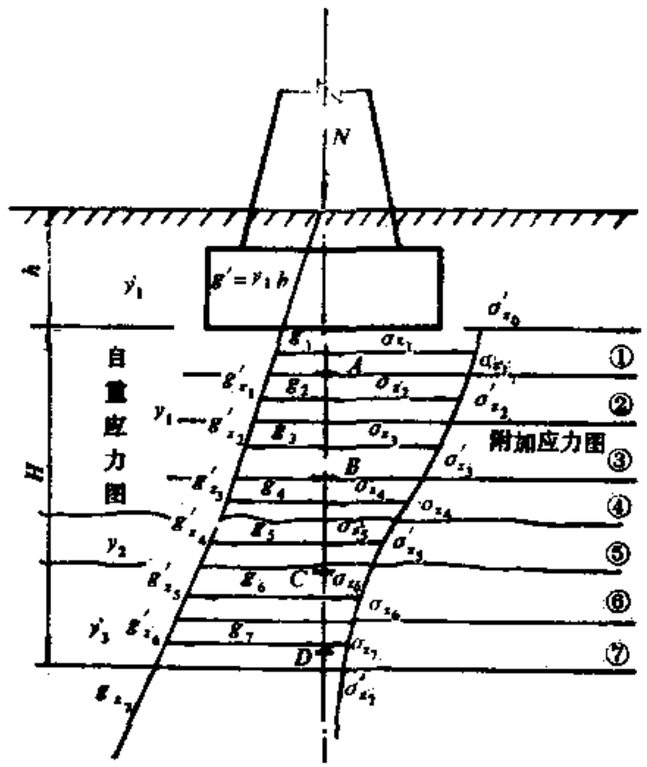


图 3.3.4

（2）将地基土分层，为使沉降计算较准确，可按下列原则分层：

①地基按不同土层划分为层次；

②同一土层内又将地下水位处分为层面，因该水位上下的土容重发生变化；

③要求每分层内附加应力 σ_{zi} 的分布线接近于直线，以便于求附加应力 σ_{zi} 的平均值。附加应力变化较大时，分层厚度应小些。我国《港口工程技术规范》建议分层厚度不大于基础的半宽，而国外有的规范规定分层厚度不得大于基础宽度的0.4倍。

（3）求各分层面上的自重应力 q'_{zi}：

$$q'_{zi}=\sum_{i=1}^{n}\gamma_i h_i$$

式中 γ_i——第 i 层土的天然容重；

h_i——各土层的厚度(cm)。

从天然地面算起，把求得的各土层自重应力连成曲线，见图3.3.4所示自重应力图。

（4）求各分层面上的附加应力 σ'_{zi}（应计入基础埋置深度的影响）：

$$\sigma'_{zi}=k(\sigma_d-\gamma h)$$

式中 k——基础重心线上的附加应力分布系数，见本规范附录四；

σ_d——基底重心处的应力，$\sigma_d=\frac{N}{A}$（N 为垂直恒载，A 为基底面积）；

h——从地面算起的基础埋置深度；

γ——h 深度范围内的平均天然容重。

将计算的各分层面附加应力 σ'_{zi} 相连绘制附加应力图。

（5）确定压缩层厚度：

地基土压缩层厚度的确定，一般取至地基附加应力与地基自

重应力之比等于20%处（即$\frac{\sigma'_{zi}}{q'_{zi}}=20\%$），当地基为淤泥或淤泥质土时，则取至10%处。这个深度可用试算法确定，也可用图解法定出。

另外，可用本规范第3.3.5条给出的计算压缩层深度公式计算：

$$\Delta s'_n\leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_i \qquad (3.3.5)$$

式中 $\Delta s'_n$——在深度 Z_n 处向上1m范围的压缩量(cm)；

$\Delta s'_i$——在深度 Z_n 范围内，第 i 层土的计算压缩量(cm)。

如确定的计算深度下有较软土层时，尚应继续计算。

根据式3.3.5计算确定的压缩层厚度比较合理，但工作量较大，因此，在一般情况下，是先按地基附加应力与地基自重应力之比等于20%或10%来确定，尔后用式3.3.5检算是否合理。

（6）求各土层的平均自重应力 q_{zi} 和平均附加应力 σ_{zi}。其值近似的分别等于作用在各该土层上下分界面上的自重应力的平均值和附加应力的平均值。

（7）根据各土层的压缩曲线，可求得对应于各土层的平均自重应力 q_{zi} 的孔隙比 e_{1i}，进而求各土层的平均自重应力及平均附加应力之和（$q_{zi}+\sigma_{zi}$）时的孔隙比 e_{zi}。

（8）求各土层的压缩量

$$\Delta S_i=\frac{e_{1i}-e_{zi}}{1+e_{1i}}h_i$$

式中 h_i 为各土层的厚度(m)。

其余符号同式3.3.4-2。

（9）最后根据式3.3.4-2求得最终沉降量 S 值。

实践证明，影响建筑物的沉降虽然因素很多，但主要还是地基土的承载力。同一类型的建筑物，不同地基土时的沉降量相差是很悬殊的。如在硬塑粘土上的建筑物，全部沉降量只有几个毫米，而在软土地区的建筑物的沉降量，则达几十厘米，相差可达

百倍以上；但其压缩模量的差别，则只有十倍左右。这说明不同承载力的土，它的压缩模量和沉降之间并不是直线关系，因此，在没有得出符合实际的计算方法之前，计算的沉降量必须乘以沉降经验系统m_s，以修正最终沉降值。

第四节　基础稳定性计算

第3.4.1条　验算基底抗倾覆稳定性，旨在保证桥梁墩台不致向一侧倾倒（绕基底的某一轴转动）。建筑在岩层上的墩台是绕基底受压的最外边缘（以最外边缘为轴）而倾覆；建筑在弹性的软土上面的墩台基础，由于最大受压边缘陷入土内，此时基础的转动轴将在受压最外边缘的内侧某一线上。基底土愈弱，基础转动轴将愈接近基底中心，基础抗倾覆的稳定性就愈低。但在设计基础时，因要求基底最大压应力限制在基底土的容许承载力以内，故基础的转动轴仍假定在最大受压的外边缘，如图3.4.1所示。

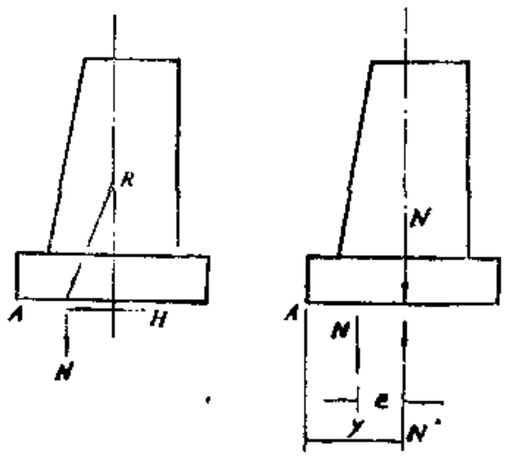


图3.4.1　倾覆稳定示意图

现将合力作用点移至基底，设基底底面作用有竖向力N和水平力H，见图3.4.1①，此时H仅有滑动作用，N才有倾覆作用。如在基底重心上加一个N，同时又加一对大小相等、方向

相反的力偶Ne，见图3.4.1②，即在基底重心作用有一个竖向力N和弯矩Ne，其各竖向力的作用与图3.4.1①是一致的。我们可以看到，力偶Ne绕基底最外边A旋转，为倾覆力矩，而竖向力N对A点的力矩则为稳定力矩。即：

$$k_0 = \frac{Ny}{Ne} = \frac{y}{e} \qquad (3.4.1)$$

关于抗倾覆稳定计算及抗倾覆稳定安全系数与偏心距大小、应力比的关系，可参阅1965年“公路设计资料”第5期。

挡土墙的倾覆稳定计算示意图及公式3.4.1-2，仅适用于建筑在岩石上的挡土墙绕其基底受压的最外边缘（以最外边缘为轴）倾覆的情况。对于建筑在弹性软土上的挡土墙基础，计算示意图及公式是不适用的。前面已提到，由于最大受压边缘陷入土内，在倾覆转动时，基底的转动轴将在受压边的内侧某一线上，所以仍采用公式（3.4.1-1）来计算挡土墙的倾覆稳定是合理的，即$k_0 = \frac{y}{e_0}$。式中y为挡土墙基底截面重心轴至截面最大受压边缘的距离；e_0为挡土墙所有外力的竖向分力对基底重心轴的偏心距。

第3.4.2条　基础滑动有二种可能，一种为水平推力克服了基底面与基底土之间的摩阻力而沿基底面滑动；一种为水平推力克服了土体内部的摩阻力使基础与持力层的一部分一起滑动。后者对桥涵墩台来说是很少出现的，因为桥涵墩台基础一般埋置较深，而且基底的容许压应力已有一定的安全系数，这就保证了基底土不致产生局部极限平衡而达于塑性流动。故规范规定，只验算前一种的抗滑动稳定性，即基底摩阻力与基底外力的水平推力之比$k_c = \frac{\mu \cdot \Sigma P_i}{\Sigma T_i}$，式中$k_c$为抗滑稳定系数。

摩擦系数值引自苏联《CH200—62》规范，此值系1950年试验数值，据水电部门和1974年铁路部门的挡土墙专题会上反映，袭用过去的摩擦系数偏低，本规范中将半坚硬粘性土和亚砂土、

亚粘土及岩石类分别给了一个幅度，以便于因地制宜地采用。特别是在软质岩层、风化严重岩石或夹有泥层等情况下，应根据具体情况考虑。

第3.4.3条 抗倾覆和抗滑动的稳定系数表3.4.3内的数值，是根据以往经验数据确定的，即根据各种荷载组合出现的机遇性是经常的还是暂时的，确定不同的稳定系数。这里需要说明的是，由于荷载组合的不同，抗倾覆与抗滑动稳定系数是不一致的，分别取1.5、1.3和1.2。这是由于基础四周边土的固着作用对抗滑有一定稳定作用，而在计算中一般是不考虑的；它对抗倾覆稳定也有一定作用，但因力臂小也未被考虑。但基础四周边土对抗滑稳定的作用更大些，故抗滑安全系数取得小，抗倾覆安全系数取得大。目前较常用的库伦原理导得的被动土压力计算值偏大，所以在稳定计算中，被动土压力一般都不考虑。

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，可能产生较大的水平力和弯矩，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向拱推力进行验算。由于这种情况为施工过程中的短暂时刻，因此，验算时稳定系数可降低为1.2。

第四章 桩基础

第一节 一般规定

第4.1.1条 钻（挖）孔桩在多种土类中都可采用。但挖孔桩不宜用于水量较多的地区，因而在使用上受到一定的条件限制。

在流动状态的土层及可能发生流砂的土层内，钻（挖）孔桩的施工较为困难，因此对淤泥及流砂地基应先作施工工艺试验，取得经验后方可决定取舍。

沉入桩包括打入、震动和射水下沉的桩。沉入桩可以采用斜桩来抵抗较大的水平力，在某些情况下要比采用竖直的钻孔桩有利。例如，基桩数量较多，而现场又有打桩设备和搬移桩架等有利条件，可以考虑采用沉入桩。在有严重流砂的河床内，若采用钻孔桩施工比较困难，也可以采用沉入桩。碎、卵石类土地基可采用射水沉桩方法施工。

管柱基础适用于深基、大跨径的桥梁。起伏不平的岩石地基上，不便采用沉井基础时，也可采用管柱基础。管柱基础分为多根桩柱式和单根实体式。多根桩柱式基础，是将管柱下端锚固在基岩内并用水下混凝土封底，然后用承台将管柱群联成刚性整体。单根实体基础，是用大直径管柱（类似强迫下沉的薄壁沉井）下沉后填实作为实体基础。本节所述的管柱基础是指多根桩柱式基础，但实体基础亦可参考有关条文计算。

第4.1.2条 桩基承台底面标高，一般应根据受力大小、地质好坏等条件确定。

一、承台底面置于冻胀土中时，为防止因土的冻胀而使基桩拉断，其埋置深度应符合第3.1.1条的规定。

二、承台底面在水中时，为使承台底面处的基土不因冰冻而引起破坏，其标高应在冰层底面以下不小于25cm。

三、有流冰、流筏或其他漂流物的河流中，承台底面标高的确定，应以避免基桩直接受流冰和漂流物的撞击为准。

第4.1.3条 在冻胀土地区，为避免桩柱式桥墩台的横系梁因土的冻胀而被压断，横系梁应设置在冻结线以下或地面以上。

第4.1.4条 摩擦桩的沉降一般大于柱桩的沉降，为防止桩基产生不均匀沉降，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桩，不仅设计复杂，施工中也易产生差错。故在同一桩基中，也不宜采用不同直径、不同材料和长度相差过大的桩。

第4.1.5条 对于特殊大桥，施工前应进行现场桩基荷载试验。特殊大桥是指：

一、工程量大，基桩数量多；

二、基桩的入土长度远超过一般常用桩；

三、地质情况复杂，难以确定桩的承载力；

四、有其他特殊要求的桥梁基桩等。

第二节 桩的构造

第4.2.1条 桩的直径应根据受力大小、桩基形式和施工条件等综合因素确定。一般情况下，钻孔桩的设计直径采用80～150cm；挖孔桩直径和边长不宜小于120cm。

钢筋混凝土管桩直径一般采用40～55cm，是为适应现有的沉入桩施工的机具设备；管壁最小厚度8cm，是指用离心旋转机制造时的壁厚。

管柱一般用于深水大跨径桥梁基础，所以直径不宜小于150cm。管壁最小厚度8cm，是从施工条件考虑的，厚度过小不易保证质量；最大厚度不宜大于14cm，主要是为适应目前常用的震动打桩机的能力，桩重过大下沉效果差。

第4.2.2条 混凝土桩的构造

打入或震动下沉的钢筋混凝土方桩和管桩都是预制的，其桩身配筋除应符合基础结构的强度要求外，并应满足运输、起吊和沉桩时的受力要求，所以需要通长配筋。打桩或震动下沉的过程中，桩的两端受力较大，尤其在坚硬的土层中受力更大，故桩两端的箍筋或螺旋筋要适当加密其间距，一般可以采用5cm。

钻（挖）孔桩是先钻（挖）孔，随后就地浇注混凝土制成的，没有吊运、下沉等工序，因此，钻（挖）孔桩仅按结构受力要求分段配筋。当按内力计算不需要配筋时，应在桩顶3～5m内设构造钢筋。为防止钢筋骨架在成形或吊装过程中产生太大的变形，一般规定主筋的最小直径不宜小于14mm，且每桩主筋不宜少于8根。为使灌注的混凝土能顺畅地从钢筋骨架内溢出，主筋的净距宜大于12cm，常用中距为12～25cm。如配筋较多时，可

将钢筋成束布置，每束不宜多于2根。为防止因骨架移动发生露筋现象，钢筋保护层厚度不宜小于5cm。箍筋直径一般不小于8mm。当骨架较重时，为增加吊装时的骨架刚度，一般沿钢筋骨架每隔200～250cm设置直径14～18mm的加劲箍一道。

管柱在震动下沉时，管壁因承受强大的震动力而需有足够的抗裂强度，故规定其主筋采用螺纹钢筋，且直径不宜过大，一般不大于20mm，以求增大钢筋与混凝土的粘结力并提高其抗裂性。

钢筋混凝土桩、管柱均采用法蓝盘接头。为节省用钢量和加快施工进度，应尽量减少接头数量，为此可根据施工条件，决定分节长度。

第4.2.3条 桩的布置和间距

一、基桩的排列应根据受力大小和施工条件确定，一般群桩的布置宜采用对称排列；若承台面积不大，桩数较多，则可采用梅花或环形排列。

二、摩擦桩的群桩中距，从受力考虑最好是使各桩尖平面处压力分布范围不相重叠，以充分发挥其承载能力。根据这一要求，经试验测定，中距定为6d。但桩距如采用6d就需要很大面积的承台，故一般采用的群桩中距均小于6d。为了使桩尖平面处相邻桩作用于土的压应力重迭不至太多，不致因土体挤密而使桩打不下去，根据经验规定打入桩在桩尖平面处的中距不小于3d；震动下沉桩，因土的挤压更为显著，所以规定在桩尖平面处中距不小于4d（d为直径或边长）。对于上述两种桩在承台底面处的中距均不得小于桩径（或边长）的1.5倍。

钻孔桩没有沉入桩在打入过程中的相互影响或打不下去的现象，为减小承台面积，其中距可以适当减小。但中距过小会使桩间土体与桩壁间的摩擦支承作用降低，故规定不小于2.5d。管柱是采用吸泥震动下沉的，应适当增大中距，规定不小于2.5d～3d。

柱桩因桩尖处不发生压应力重叠现象，只要施工许可，其中距可比摩擦桩适当减小．规定不小于2.5d，其中钻孔柱桩和管柱

不小于2d。如计算管柱内力时不考虑覆盖层的土抗力作用，而岩层的垂直承载力和岩石嵌固面处的岩石侧面又有足够的强度，其中距还可以减小。

边桩外侧至承台边缘的距离，应保证桩顶主筋弯成喇叭形后还有足够的保护层，同时在桩顶弯矩及横向力的作用下承台边缘圬工不致破裂。

第4.2.4条 由于摩擦桩上部土体内的摩阻力不是等强分布，地面以下2m范围内，摩阻力在地面处为零，随深度逐渐增加，至2m以下才为等强，如果桩太短则不易获得足够的计算平均摩阻力。另外，为使基桩能够较好地嵌固在土中，以增加桩基的稳定性，桩的长度亦不宜过短。摩擦桩的入土深度不宜小于4m，设计自局部冲刷线起算。

第4.2.5条 承台厚度、配筋和混凝土标号，一般应按受力确定。但承台受力情况比较复杂，目前还没有较成熟的计算方法，按现有的设计经验，承台厚度不宜小于1.5m，混凝土标号不低于15号，并在承台底部布置一层钢筋网。当桩顶主筋伸入承台连接时，此项钢筋网须全长通过桩顶，并与桩的主筋绑扎在一起，见本说明第4.2.6条图4.2.6，以承受承台底面在桩顶压力作用下的张拉力，使承台受力较为均匀。当桩顶不破头直接埋入承台内时，在计算桩顶传给承台的压力中不考虑桩与承台间的粘结力。当桩顶面对承台的压应力超过承台混凝土容许压应力的30%时，则应在桩顶面上增设一至二层局部钢筋网，钢筋直径不小于12mm，钢筋网每边长度不小于桩径的2.5倍，网孔为10×10至15×15cm。

当边桩的桩顶中心位于墩台身底面以外时，由于基桩承受的轴向力有时很大，可能引起承台的破坏，故应对承台襟边的竖向截面进行验算。验算时，将承台的襟边部分视作悬壁梁，位于墩台底的竖向截面以外的基桩视为作用于承台底面的向上的集中力，按材料力学方法计算襟边(悬臂部分)的受力强度。当桩径较大时，可视为分布在桩顶截面积范围内的均布荷载来计算。对于

空心的墩台身，则把承台视为周边支承板来计算。

第4.2.6条 为加强桩和承台或盖梁连接处抵抗水平力的能力，根据经验，混凝土桩顶应埋入承台或盖梁内15～20cm。

桩顶喇叭形钢筋伸入承台内的长度，视钢筋与混凝土的粘结力大小，一般规定：螺纹钢筋不小于40d(不设弯钩)，光圆钢筋不小于30d(设弯钩)。此处d为主筋的直径。但按此规定，小直径钢筋的伸入长度就很小，如ϕ14的螺纹钢筋仅为56cm，构造上不甚适宜。因此，规定桩顶喇叭形钢筋伸入承台内的长度不宜小于100cm。

桩顶与承台的连接如下图4.2.6

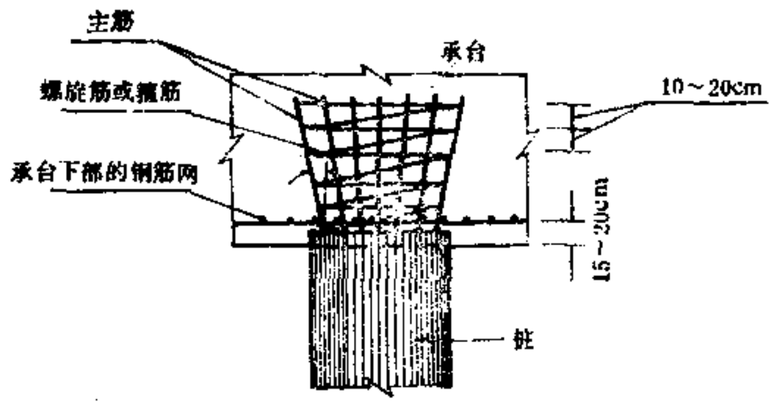


图4.2.6 桩顶与承台的连接

横系梁一般不直接承受外力，可不作内力计算，按其横截面面积的0.1%设置构造钢筋即可。

第三节 桩的计算

第4.3.1条 基桩的计算

一、假定承台底面以上全部竖向荷载由基桩承受。从一些旧桥的开挖检验中，发现承台底面与地基土有脱离现象，故不考虑承台底面的地基土分担承台底面以上的竖直荷载。

二、桥台土压力一般按填土前的原地面起算，当有开挖时，则由基坑底面起算。对老填土或冲积填土，所谓“原地面”仍指填新土前的地面。

当基桩上部位于内摩擦角小于20°的土层内时，因土层稳定性差，应验算该土层和土层上面超载（例如填土、活载等）所产生的土侧压力对桩的挠曲作用。

三、当台背填土很高或基桩处于软弱土层中时，由于外荷载的作用，土层中可能产生滑裂面。滑裂面如在基桩底部以下，则桩可能向河中滑动；滑裂面如在桩身部位时，桩的下部被土锚着，则桩可能被剪断。若有上述情况发生的可能时，应进行相应验算。

四、当桩穿过软弱土层并达到坚实土层及当桩侧软弱土层上有竖向荷载作用（如路基填土）时，土层的压缩下沉量将大于桩的竖向位移值（包括桩身压缩和桩尖下沉）时，或当土层中地下水位下降引起地面大面积下沉，而使土层的压缩下沉速度大于桩身的下沉速度时，均需考虑压缩土层对桩产生向下的负摩擦力的作用。负摩擦力值的计算可根据有关资料进行估算。在桩基设计中，亦可采用某些措施（如预制桩表面涂沥青层）来降低或消除负摩擦力。

第4.3.2条　75年桥规第7.37条中摩擦桩单桩轴向受压容许承载力〔P〕的计算公式，对于钻（挖）孔桩、沉入桩和管柱均采用同一种表达形式，本规范为表达清楚，分别列出它们的计算公式。

一、钻（挖）孔桩单桩轴向受压容许承载力计算公式〔P〕$=\frac{1}{2}(Ul\tau_p+A\sigma_R)$中，括号内第一项是桩身总摩阻力，第二项是桩尖的总支承力，这两项均为极限值。荷载组合I作用时，取安全系数为2。U为桩的周长，l为地面（无冲刷时）或局部冲刷线以下桩入土深度，A为桩底面积，τ_p为土对桩壁的平均极限摩阻力。

1.关于桩壁摩阻力τ_p

$$\tau_p=\frac{1}{l}\sum_{i=1}^{n}\tau_i l_i$$

式中τ_i值是由交通部科学研究院公路所收集全国铁路、公路等有关单位105根钻孔桩的试桩资料并通过电子计算机分析后提出的，见表4.3.2-1。

1)土类的划分

参照几年来的使用经验和收集到的试桩实测资料，将土划分为13类，制定13类土的τ值时，均以土的液性指数或密实度的中等状态为依据。粘土、亚粘土、亚砂土等按照液性指数决定其状态，并按照土的天然孔隙比的情况，选用τ值的高限或低限$\left(\text{液性指数}\ I_p=\frac{\text{天然含水量}-\text{塑限}}{\text{液限}-\text{塑限}}\right)$。

砂性土主要根据其密实度，选用τ值的高限或低限。

2)桩壁摩阻力τ值

桩壁总摩阻力F是钻孔桩承载力中的主要组成部分，当桩达到极限荷载P_{cr}时，一般来说，桩壁摩阻力也达到它的极限值F_{cr}，其相应的单位值为τ_m。当桩长范围内为匀质土时，τ_m值即为该匀质土层的平均摩阻力极限值；当桩长范围内为多层土时，则τ_m是这些土层摩阻力的加权平均极限值。

105根试桩得到的F_{cr}和τ_m值，其中28根桩有量测元件，其余没有量测元件的试桩是用对数图解法划分F_{cr}和R_{cr}值。由有量测元件试桩的分析得知，划分得到的τ_m值与实测τ值的平均误差为－2.79%，95%置信区间为+0.05%～－5.63%。这个误差率表明，划分的τ_m值相当接近于实测值，可以作为制定各类土τ值的依据。

桩壁摩阻力τ_1、τ_2、…、τ_j值，由下列方程组确定：

$$F_{cr}=\tau_m UL\approx U\tau_1L_1+U\tau_2L_2+\cdots+U\tau_jL_j=\sum_{i=1}^{j}U\tau_iL_i$$

其中U为桩的周长，L_1、L_2、…、L_i为相应的土层厚度。根据105根试桩可得到105个方程（卵石、砾石的试桩不多，单独解算），方程中的桩壁摩阻力未知数为10个，即τ_1，τ_2，…，τ_{10}。用电子计算机解算105个方程时，是求得一组τ_1^*，τ_2^*，…，τ_{10}^*值，代入105个方程得到相应的F_{ci}^*值，原则上要使$\sum_{i=1}^{105}(F_{cr}-F_{cri})^2$为最小。经过23次的解算，有14个方程误差较大舍去不用，实际取91个方程作为确定各类土τ值的依据。其相对平均误差：

$$E=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{|F_{ci}^*-F_{cri}|}{F_{cri}}=\pm 21.4\%$$

3)推荐的τ值表

上述由电算得到的τ_1^*、…、τ_{10}^*及由个别试桩单独算得的$\tau_{1_1}^*$、$\tau_{1_2}^*$值，是所确定的桩壁摩阻力的中值。各土类τ值的上下限值，参考土类划分情况和电算的总平均误差来确定，原则上土类划分较细者，上下限的差距较小。 如，粘土已根据液性指数分为极软、软塑、硬塑、坚硬等四类，故每类上下限可较小。粗砂和砾砂划归为一类，则上下限的差距宜较大。电算的总平均误差$E=\pm 21.4\%$，故上下限同中值的差距可在$\pm 20\sim 25\%$的范围内决定。τ值如表4.3.2-1。

2.关于桩尖处土的极限承载力σ_R

$$\sigma_R=2m_0\lambda\{[\sigma_0]+k_2\gamma_2(h-3)\}$$

1)清底系数m_0值：

在桩底没有沉淀土的情况下，桩底与原土层直接接触时，原土层的强度决定了桩底反力的大小，此时桩底的工作条件系数应等于1.0，即清底系数$m_0=1$。如果桩底与原土层间隔着淤泥厚度大到一定程度时，则桩底反力就会全部由沉淀土承受，原土层只参加很小甚至不可能参加作用，此时桩底工作条件系数接近于

零。当沉淀土层的厚度介于上述两种情况之间时，则桩底工作条件系数在0～1之间变化，即$m_0=1\sim 0.1$。

在105根试桩中，有孔底沉淀层记录或有孔底清底方法记载的桩有44根，44根试桩的桩底反力R与相应的极限荷载R_{cr}的比值为3.7～31.8%。这个比值同沉淀土厚度有直接关系，也就是说，可以参考沉淀土的厚度大小判断这个比值的高低。修改公式采用沉淀土的相对厚度$\left(\frac{t}{d}\right)$来表示（t——沉淀土厚度，d——桩径），其理由是桩径愈大，桩底反力愈能传向深处，则相同厚度的沉淀在不同桩径时所起的影响也有所不同。同时，桩径愈大，灌注混凝土时孔底的沉淀层就易被冲动而翻浮起来，不致大量沉积在孔底。

上述的44根试桩，根据$\frac{R_{cr}}{P_{cr}}$同$\frac{t}{d}$的关系绘成关系图，大致得出的结果是$\frac{t}{d}$同$\frac{R_{cr}}{P_{cr}}$成反比的趋势。考虑到目前的施工水平，把$\frac{t}{d}=0.1$作为桩底的最好工作状态，定$m_0=1$，相应的$\frac{R_{cr}}{P_{cr}}$约为30%，按$\frac{R_{cr}}{P_{cr}}$由0～30%之间的各座标长度把m_0区分为0～1之间的相应值，把$\frac{t}{d}\sim\frac{R_{cr}}{P_{cr}}$的关系转换为“$\frac{t}{d}\sim m_0$”的关系图定出$m_0$值。通过反复试算，最后定出$m_0$值如表4.3.2-3。但必须指出，沉淀土的厚度应符合“公路桥涵施工技术规范”的规定。

2)修正系数λ：

影响钻孔桩轴向受压承载力是多因素的，除考虑清底系数m_0外，还应考虑一个综合修正系数λ，λ的取值见表4.3.2-2。

3.关于地面或局部冲刷线以下桩身自重问题

本规范推荐公式中τ值和σ_R值都是以τ或σ_R值只由静载试

验的千斤顶荷载（或其他加载方式的荷载）为依据而确定的。静载试验前桩身自重力业已在土中取得平衡，设计中不必计入桩重力。但考虑到目前出现一米以上直径和三、四十米以上长度的桩，试验分析的 τ 和 σ_R 值内所包含的桩重力不足与大直径或长桩的自重力相抵消，因此还应增加其不足部分的桩重力。为简化计算和保证安全，采用桩的一半自重力作为超载处理。

上述钻孔桩的详细分析资料，可参看交通部科学研究院公路所、河南省交通局勘察设计院、吉林省交邮局科研室、交通部科学研究院重庆分院编的《钻孔灌注桩垂直承载力计算方法的改进》——钻孔桩计算方法讨论之一和二。

二、75年“桥规”对于沉入桩单桩轴向受压容许承载力计算公式中的 τ 值和 σ_R 值是采用了苏联 TYNM—56 规范中的关系曲线。实践证明，用附录7-8中的附图7-8、7-9的曲线所给的数值偏低。对照铁道部收集沿海各省87根打入混凝土桩试桩资料的分析结果，原公式计算值普遍偏低，过于保守，应予以修订。

关于土的侧摩阻和端阻与桩的入土深度的关系问题，各部门有不同的见解，“工业与民用建筑地基基础设计规范”认为，土的侧摩阻和端阻与桩的入土深度无关，而“港口工程技术规范”认为二者有关，因而有必要进一步分析比较。

六十年代以来，法国在 $\phi 6.4\times 10.4$m的砂坑中用 $\phi 4.5\sim 32.0$ 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。平均侧摩阻变化也具有与端阻相同的规律。这一现象被美国和加拿大的实验所证实。实验还进一步指出，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层压力时相同。

上述研究说明土层对桩端部产生的阻力有一个极限值，它只决定于土的初始状态，与覆盖压力的大小无关。其次，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，端阻随进入土层的深度而增加。

近几年来，铁道部做的大量静力触探试验也证实了上述的结论。因此，在这次修订桩承载力的有关土阻力参数时，不考虑桩入土深度的影响。

此外，“临界深度”的存在表明，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。因此，在修订规范时，对砂持力层中的端阻，考虑了桩进入持力层的相对深度。国外在均匀砂的某些实验结果还表明，“临界深度”与砂的密度有关。一般情况下，“临界深度”为桩径的10～20倍，当上有覆盖压力大于 0.10Pa时，“临界深度”将显著减小到三倍桩径。日本开口钢管桩的试桩资料指出，当进入持力层的深度超过五倍桩径时，桩的端阻不再明显增加。因而本规范采用了相对埋深等于和大于4m 时，端阻不再增加。

划分持力层和覆盖层主要根据岩性和密实程度。若持力层为密砂，其上覆盖粘性土，持力层面很易划分；若其上直接覆盖松砂，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，则持力层为二者的界面。

用上述建议的方法，对 87 根桩进行了计算比较，见规范表 4.3.2。表中估算的极限承载力与试桩的极限承载力的比值，有90％是在0.7～1.3之间，即90％的试桩误差在30％之内，与75年桥规比较，要合理得多。

本次修订规范中，增加了用静力触探估算沉入桩极限承载力的方法。铁研院等提出的综合系数修正法是根据60根试桩资料统计分析提出的，后又经过20余根桩的校核。在统计分析时，考虑了不同端阻取值范围和土类不同的影响，并利用电子计算机进行了大量计算比较后确定的。

静力触探估算桩承载力的公式，所依据的60根试桩都是在沿海饱和粘土和砂土中的桩，未包括厚层的房渣土，也未包括西北的黄土。由于公式是通过统计相关得到，如用于房渣土为主的短桩，以及用于黄土地区时，应做试桩进行比较。

上述详细分析见“铁路工程技术规范”条文说明。

桩尖持力层为砂或砾石土的比较计算　　表4.3.2-1

地区	编号	桩长(m)	h′/d	试桩$Q_{极}$(kN)	估算值 侧阻(kN)	估算值 端阻(kN)	估算值 $Q_{估}$(kN)	$Q_{估}/Q_{极}$
上海	9	19.4	3.8	1670	1202	608	1810	1.08
	10	13.45	1.1	1100	691	608	1299	1.18
	11	13.25	<1	1020	573	506	1179	1.16
	13	28.9	2	1840	1406	608	2014	1.09
	66	8.21	<1	540	309	225	534	0.99
	67	8.81	2.4	590	339	270	609	1.03
	68	9.45	>4	770	383	315	698	0.91
南京	40	29.5	<1	2460	1557	1185	2742	1.11
	41	20.5	>4	2280	1449	711	2160	0.95
	42	28.0	>4	2320	1217	948	2165	0.93
	45	31.25	<1	2350	2310	593	2903	1.23
	46	27.0	>4	2600	1903	948	2851	1.09
	47	32.0	>4	2800	2227	829	3056	1.09
	48	21.25	<1	2080	1396	711	2107	1.01
	49	23.0	<1	2280	1527	711	2244	0.98
	50	21.0	<1	2370	1354	711	2065	0.87
	51	18.5	<1	2160	1137	711	1854	0.86
湛江	35	22.3	<1	4600	2001	1500	3500	0.76
	36	16.8	<1	2200	1381	857	2255	1.02
	39	16.8	2.4	3700	1485	1000	2485	0.67
新港	79	22.4	<1	5200	1634	1800	3434	0.66
	80	21.8	<1	3700	1314	1250	2564	0.69
宁波	91	17.4	<1	1510	749	1011	1760	1.16
	93	17.5	<1	1150	590	612	1202	1.04
沈阳	30	6.0	3.3	950	482	585	1077	1.13
	31	6.2	<1	1350	479	540	1019	0.75
唐山	65	4.0	4	1150	218	630	848	0.74
齐齐哈尔	26	4.6	<1	800	131	437	568	0.71
	27	4.1	<1	780	252	437	689	0.88
	28	3.6	<1	750	225	437	662	0.88
	29	5.5	<1	1100	381	857	1238	1.12

续上表

地区	编号	桩长(m)	h′/d	试桩$Q_{极}$(kN)	估算值 侧阻(kN)	估算值 端阻(kN)	估算值 $Q_{估}$(kN)	$Q_{估}/Q_{极}$
山东	62	20.6	<1	3200	1752	1013	2765	0.86
北京	69	10.8	<1	1120	641	630	1271	1.13
	71	8.5	<1	1320	630	630	1260	0.95
	76	6.65	<1	1200	464	406	870	0.72
石家庄	15	6.8	<1	760	373	375	748	0.98
	16	6.5	<1	830	480	187	667	0.80
	17	6.8	2	790	554	219	773	0.98
	18	6.0	3.3	860	350	344	694	0.80

桩尖持力层为粘性土的比较计算　　表4.3.2-2

地区	编号	桩长(m)	试桩$Q_{极}$(kN)	估算值 侧阻(kN)	估算值 端阻(kN)	估算值 $Q_{估}$(kN)	$Q_{估}/Q_{极}$
上海	1	24.9	1590	1400	324	1724	1.08
	2	23.8	1350	857	480	1377	0.99
	3	23.7	1450	949	480	1429	0.98
	5	25.3	1900	1079	445	1524	0.80
	6	24	2500	1598	750	2348	0.94
	7	20.6	1650	872	202	1074	0.65
	8	27.4	2000	1215	324	1539	0.77
	12	21.3	1070	885	202	1087	1.01
	14	24.6	1500	936	480	1416	0.94
	83	30.2	1500	1087	201	1288	0.86
	84	32.5	2100	1641	379	2020	0.96
	85	58.7	3700	3716	711	4427	1.20
	86	60	4800	4500	750	5250	1.09
	87	55	4600	3900	550	445	0.97
天津	52	17	880	719	196	915	1.04
	53	14	780	535	196	731	0.94
	54	17	1070	1086	256	1342	1.25
	55	8	640	360	256	616	0.96

续上表

地区	编号	桩长 (m)	试桩$Q_{极}$ (kN)	估算值 侧阻 (kN)	估算值 端阻 (kN)	估算值 $Q_{估}$ (kN)	$Q_{估}/Q_{极}$
南京	43	11	1730	813	378	1191	0.69
	44	7.5	840	549	270	819	0.97
湛江	34	21.5	2600	1758	400	2158	0.83
	37	13.9	2000	1207	400	1607	0.80
	38	6.2	750	360	400	760	1.01
蚌埠	19	6.0	360	338	270	608	1.89
	20	7.3	500	463	270	733	1.46
	21	9.0	820	626	270	896	1.09
	22	10.0	920	722	270	992	1.08
	23	11.0	1000	818	270	1088	1.09
	24	12.7	1080	971	1980	1169	1.08
	25	14.0	1120	1076	1980	1274	1.14
大港	56	26.5	2800	1739	379	2118	0.76
	57	21.5	1750	1184	352	1536	0.88
	58	27.5	2400	1836	379	2215	0.92
	60	13.0	610	468	160	628	1.03
	61	19.0	1650	926	480	1406	0.85
山东	72	3.6	400	171	137	308	0.77
北京	73	9.55	520	366	90	456	0.88
	74	6.5	520	259	187	446	0.86
	75	6.2	270	217	100	317	1.17
	77	7.77	500	356	137	493	0.99
饶海	88	25.2	2430	1021	202	1223	0.50
	89	24.5	2040	882	160	1042	0.51
宁波	90	39.4	3200	2184	445	2629	0.82
杭州	95	5.5	330	133	100	233	0.70
	96	5.1	470	200	256	456	0.97
	97	31	1424	1212	256	1468	1.03
	98	33.8	2630	1783	256	2039	0.97
	99	33.8	3070	2006	324	2330	0.76

第4.3.3条 当计入荷载组合II、III、IV时，摩擦桩单桩轴向受拉容许承载力的计算公式如下：

$$[P]=0.3Ul\tau_p+G$$

系数0.3是根据以下情况确定的：

由试验得知，当桩上拔时，桩四周的土能较自由的向上凸起；而桩受压时桩四周的土互相挤压，桩下沉就比较困难。因此，两者摩阻力不同，拔桩时土对桩壁的摩阻力比桩下沉时的摩阻力要小得多。根据国外研究，拔桩时土的摩阻力等于桩受轴向压力时摩阻力的0.5～0.6倍。根据河南竹杆河大桥等三根钻孔桩的拔桩试验资料分析，拔桩时的摩阻力为桩受压时的摩阻力的34.6%～52.6%。现近似按0.5倍考虑。因此，假定单桩轴向受拉容许承载力$[P]=0.5mUl\tau_p$，m为安全系数。当荷载组合I作用时，一般采用$m=0.5$；当组合II、III、IV作用时，$m=0.5\times1.25=0.625$。所以，$[P]=0.5\times0.625Ul\tau_p=0.313Ul\tau_p=0.3Ul\tau_p$。

拔桩时，桩身自重力G是起抵抗上拔力的作用，故上式变为$[P]=0.3Ul\tau_p+G$。

第4.3.4条 本次修订规范，将支承在基岩面上或嵌入基岩内的单桩轴向受压容许承载力公式用同一种表达形式：

$$[P]=(c_1A+c_2Uh)R_a$$

当桩嵌入基岩内深度$h<0.5$m时，将表4.3.4中的c_1值乘以0.75的系数，$c_2=0$。对于沉入桩，只有支承在基岩面上一种情况。

表中c_1、c_2值是根据铁路大桥工程局的资料采用的，在设计时，系数c_1、c_2的选择主要由孔中泥浆的清除情况及钻孔有无破碎等因素决定。同时，摩阻力系数c_2要适当考虑孔壁粗糙度的影响。根据冲击钻钻岩的经验，坚硬的岩石和很软的岩石，孔壁的粗糙度比中等强度的岩石要平滑些。表4.3.4中将c_1和c_2的数值划分为三类，根据具体情况选用。对于钻孔桩，因桩底清除泥浆沉渣比较困难，且不易检查，故规定将c_1、c_2值降低20%。式中的R_a是天然湿度下岩石单轴极限抗压强度，而不采

用饱和含水量时的极限抗压强度，因为在填充混凝土以后，岩石不再与水接触了。根据铁路桥规介绍的资料，南京长江大桥采用天然状态下的岩石试件作为单轴极限抗压强度试验的标准。

本规范规定岩石立方体强度 R_a 的试件尺寸，直径为7～10cm，高度与试件直径同。当采用不同的试件尺寸时，其强度 R_a 应乘以一个折算系数，其折算关系可暂用混凝土的折算关系。如果设计时采用$20\times20\times20cm^3$试件时，其强度 R_a 应乘以1.125的折算系数；如采用$\phi10\times10cm^3$体试件时，其强度R_a应乘以1.06的折算系数。

嵌入基岩中的单桩轴向受压容许承载力的计算公式，主要有以下几种：

一、山洞公式：

$$[P]=\frac{1}{6}R_a\left(\frac{\sigma_h}{R_a}+1.2\frac{h}{d}\right)A$$

式中 σ_h——深度h处的压力；

R_a——天然状态下岩石立方强度；

$$\frac{\sigma_h}{R_a}=5^{\left(R_a^{-0.108\times d^{-0.287}}\right)}\times3.8^{\left(R_a^{-0.424\times\frac{h}{d}}\right)}$$

$[P]$——容许承载力。

从山洞公式可以看出，桩尖的承载力与桩径和埋入深度有关，但根据其他试验，认为这种关系不明显。

二、苏联《CH200—62》规范公式：

$$[P]=mkR_{c\cdot x}(0.1Uh+1.5A)$$

式中 $[P]$——容许承载力；

k——匀质系数，采用0.17；

m——工作条件系数，采用8；

$R_{c\cdot x}$——试件单轴受压强度。

三、西林公式：

$$[P]=kR_{c\cdot x}A\left(4.5+3\frac{h}{d}\right)k_0$$

式中 k_0——与荷载偏心有关的系数，当不考虑偏心作用时，$k_0=1$；

其余符号意义同二。

上述各公式中的承载力均由孔壁摩阻力和桩尖承载力组成。各公式的符号和表达形式虽有不同，但均可化为同一种表达形式：

$$[P]=(c_1A+c_2Uh)R_a$$

上述各公式化为本规范所列公式形式后，求得的系数 c_1 和 c_2 如表4.3.4。

在上述三公式中的R_a均为$20\times20\times20$的立方强度，化为本规范公式时，其强度应乘以试件强度的换算系数0.889。苏联规范公式、西林公式计算荷载时都乘超载系数，所得容许荷载偏大，在安全度相同的条件下，应将算得的容许荷载乘以0.9的系数。

各公式的 c_1 和 c_2 系数比较表　　表4.3.4

使用公式及假定情况		c_1	c_2	说明
本规范公式	良好的	0.600	0.050	
	一般的	0.500	0.040	
	较差的	0.400	0.030	
山洞公式	$h/d=1$	0.477	0.0444	假定 $R=10$Mpa $d=1.5$m
	$h/d=3$	0.629	0.0444	
苏联规范(CH200—62)公式		0.551	0.0357	
西林公式		0.551	0.092	

第4.3.5条 桩柱嵌入基岩中深度的计算公式，按下列假定求得：

一、圆形桩

1.桩在嵌固深度h范围内的应力图形，假定按两个相等三角形变化（如图4.3.5b）；

2.桩侧压应力的分布，假定最大压应力 σ_{max} 等于平均压应力 σ_p 的 1.27倍（如图4.3.5c）；

3.水平力H和桩底摩阻力对桩的影响略而不计。

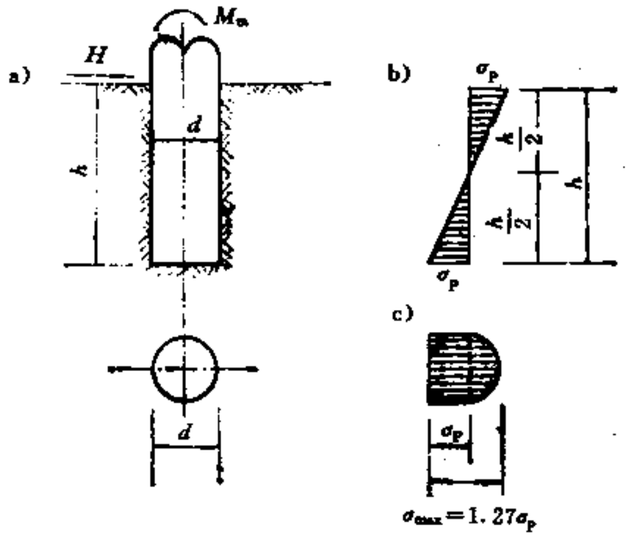


图4.3.5 应力分布图

$$\sigma_{max} = c\beta R_a$$

式中 c——安全系数，采用0.5；

β——岩石的垂直抗压强度换算为水平抗压强度的折减系数；

R_a——天然状态下岩石单轴极限抗压强度。

$$M_H = \left(\frac{1}{2}\ \sigma_p \times \frac{h}{2}\right) \times \left(\frac{h}{2} \times \frac{2}{3}\ \times 2d\right)$$

$$= \frac{1}{6}\ \sigma_p h^2 d = \frac{1}{6} \times \frac{\sigma_{max}}{1.27} \times h^2 d$$

$$= \frac{1}{7.62} C\beta R_a h^2 d = 0.131 \times 0.5\beta R_a h^2 d$$

$$= 0.066\beta R_a d h^2$$

$$\therefore \quad h = \sqrt{\frac{M_H}{0.066\beta R_a d}}$$

二、矩形桩

除$\sigma_{max} = \sigma_p$以外，其他假定均与圆形桩同。

$$M_H = \frac{1}{2}\sigma_p \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{2} \times \frac{2}{3} \times 2b$$

$$= \frac{1}{6}\ \sigma_p h^2 b = \frac{1}{6} \times 0.5\beta R_a h^2 b$$

$$= 0.0833\beta R_a h^2 b$$

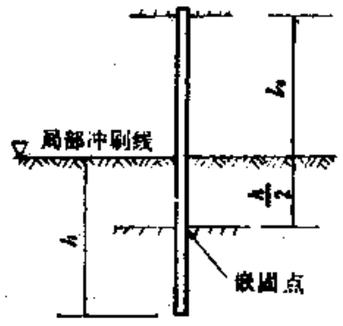
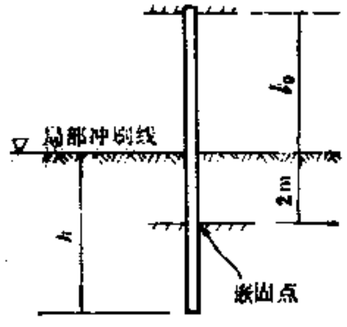
$$\therefore \quad h = \sqrt{\frac{M_H}{0.0833\beta R_a b}}$$

上述公式未考虑钻孔底面承受挠曲力矩的影响，根据已有的试验资料验证，计算的深度偏于安全。但由于试验资料不多，不能作定量的分析，故暂按上述公式列入规范。

第4.3.6条 桩须验算桩身强度、稳定性及裂缝宽度。验算方法可参考“公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范”中有关章节。

桩的屈曲与一般压杆屈曲是不相同的，桩埋入土中的部分受到四周土的约束作用，可以减小屈曲时的计算长度，对强度、稳定是有利的。但确定屈曲时的计算长度比较复杂，它与桩两端实际连接情况、土的密实程度等因素有关。目前缺乏较准确的试验资料，屈曲计算长度 l_p 值暂按表4.3.6-1、4.3.6-2计算。

l_0 值　　表4.3.6-1

$[\sigma_0]=100\sim250$kPa	$[\sigma_0]>250$kPa
	
$l_p=k(l_0\pm\frac{1}{2}h)$	$l_p=k(l_0+2)$

k 值　　表4.3.6-2

桩端连接情况	一端嵌固 一端自由	一端嵌固 一端铰接	两端铰接	两端嵌固
k	2.0	0.8	1.0	0.65

当地基土为软土时，即$[\sigma_0]<100$kPa时，则$l_p=k(l_0+h)$。

钻孔桩的成孔桩径沿纵向大小不匀，且桩周与土接触处混凝土的质量较差，为安全计，验算时采用设计直径。

第4.3.7条　受水平力和弯矩作用的桩的内力，目前均采用弹性地基梁理论计算，但由于地基系数的图式假定不一，所以有不同的计算方法。根据目前国际国内不同计算方法的使用情况，本规范仅列入m法，在有可靠根据的方法中列举了C法。m法在附录六中介绍，C法可根据有关资料进行计算。

附录六中所列的m法包括刚性基础和弹性基础二部分，当$\alpha h\leqslant2.5$时，按刚性基础计算；当$\alpha h>2.5$时，按弹性基础计算。

当桩的换算埋置深度$\alpha h\leqslant2.5$时，将桩看成刚性的和考虑实际刚度，两者在水平力作用下的承载力及桩对土的水平压应力图形和数值均非常接近。因此为简化计算，当符合条件$\alpha h\leqslant2.5$时，不考虑桩的实际刚度而视为刚性的。

简支梁式或板式桥梁，受水平力的钻（挖）孔单排桩式墩台，其顺桥方向一般可按下列假定进行计算：

1.当上部构造采用非摆动或非滚动支座时，单排桩式桥墩的桩顶可视为仅有水平位移而无转动的弹性嵌固；当采用摆动或滚动支座时，其桩顶可视为自由；

2.单排桩式桥台的桩顶，不论采用那一种支座，一律视为自由；

3.单排桩式墩台的水平力按平均分配于各桩计算。

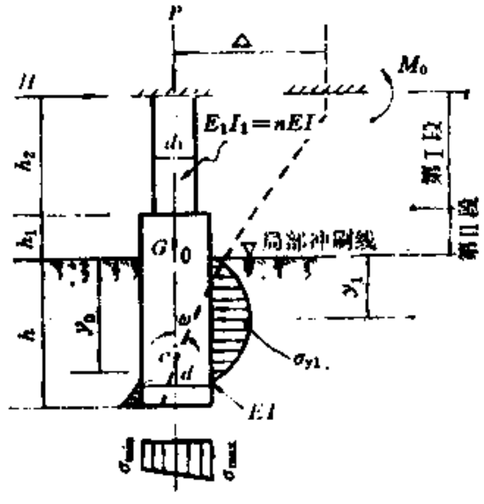
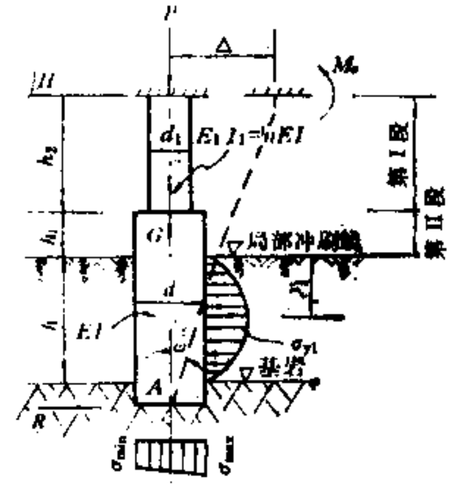
当桩顶按弹性嵌固考虑时，可按本条说明表4.3.7-1、4.3.7-2进行计算。

对于简支梁式桥梁，在墩顶上有设支座和不设支座两种情况。不设支座的梁式上部构造，由于支承面积大，在墩顶形成近似的固结约束作用。有支座的同类结构，一般在墩顶上均安排一固定支座和一活动支座，在支座的摩擦力和水平力作用下，相邻墩之间有水平力的传递分配，墩顶不是处于自由状态。某些桥上做过一些简单的试验，得到的结果也是这样。根据实践经验，按上述假定计算的桥梁结构在使用中未发现问题。采用摆动和滚动支座的桥梁，因墩顶的约束作用比较小，且采用摆动支座的桥梁跨径也比较大，为安全计，桩顶不考虑弹性固结，而按自由计算。

对于简支梁式桥的桥台，因一般都采用有背墙的台帽，除桩身有梯形土压力荷载外，还有背墙后的土压力及台后活荷载产生的水平力的作用。由于桥台仅在一侧有上部构造的支承，台帽在水平力作用下不仅有水平位移，而且有比桥墩盖梁明显得多的转角，因此假定桥台桩顶按自由计算。

对于简支板式桥的桥台，其情况与简支梁式桥台相同，故亦采用相同的假定计算。

$\alpha h \leqslant 2.5$ 时单排桩式桥墩按刚性基础计算用表　　表4.3.7-1

计算图式	（1）桩柱顶为弹性嵌固，桩柱底支承在非岩石类土上。	（2）桩柱顶为弹性嵌固，桩柱底支承在基岩中，其旋转中心A与桩柱底重心相吻合。
		
局部冲刷线以下桩柱轴线转角	$\omega=\dfrac{12(3M_0+2hH)}{b_1mh^4+18dc_0W_0}$	$\omega=\dfrac{12(M_0+hH)}{b_1mh^4+6dc_0W_0}$
局部冲刷线至桩柱轴线旋转中心距离	$y_0=\dfrac{4b_1mh^4M_0+3b_1mh^4H+6dc_0W_0H}{6b_1mh^3M_0+4b_1mh^4H}$	$y_0=h$

续上表

桩柱各截面弯矩	桩柱顶	$M_n=M_0-H(h_2+h_1)$	$M_n=M_0-H(h_2+h_1)$
	第一段桩柱	$M_1=Hy+M_0-H(h_2+h_1)$	$M_1=Hy+M_0-H(h_2+h_1)$
	第二段桩柱	$M_2=Hy+M_0-H(h_2+h_1)$	$M_2=Hy+M_0-H(h_2+h_1)$
	局部冲刷线处	$M_0=[(b_1mh^4+18dc_0W_0)(nh_1^2+2h_1h_2+h_2^2)-48k_2(H)E_1I_1h]H/2[36k_2(M)E_1I_1+(nh_1+h_2)(b_1mh^4+18dc_0W_0)]$	$M_0=[(nh_1^2+2h_1h_2+h_2^2)(b_1mh^4+6dc_0W_0)-24k_2(H)E_1I_1h]H/[24k_2(M)E_1I_1+2(h_2+nh_1)(b_1mh^4+6dc_0W_0)]$
	局部冲刷线以下	$M_{y1}=Hy_1+M_0-b_1mtg\omega\left(\frac{1}{6}y_0y_1^3-\frac{1}{12}y_1^4\right)$	$M_{y1}=Hy_1+M_0-b_1mtg\omega\left(\frac{1}{6}hy_1^3-\frac{1}{12}y_1^4\right)$
各截面应力	桩侧水平压力	$\sigma_{y1}=my_1(y_0-y_1)tg\omega$	$\sigma_{y1}=my_1(h-y_1)tg\omega$
	桩柱底最大最小压应力	$\begin{matrix}\sigma_{max}\\ \sigma_{min}\end{matrix}=\dfrac{N_h}{A_0}\pm\dfrac{1}{2}dc_0tg\omega$	$\begin{matrix}\sigma_{max}\\ \sigma_{min}\end{matrix}=\dfrac{N_h}{A_0}\pm\dfrac{1}{2}dc_0tg\omega$
桩柱后侧阻力			$R=\dfrac{b_1mh^3tg\omega-6H}{6}$
桩柱顶水平位移		$\Delta=\omega[y_0k_1+(h_1+h_2)k_2]-\dfrac{H}{6E_1I_1}(nh^3+h_2^3)-\dfrac{H}{2E_1I_1}(nh_1+h_2)h_1h_2+\dfrac{M_h}{2E_1I_1}(nh_1^2+2nh_1h_2+h_2^2)$	$\Delta=\omega(hk_1+(h_1+h_2)k_2]-\dfrac{1}{6E_1I_1}(nh_1^3+h_2^3)+\dfrac{H}{2E_1I_1}(nh_1+h_2)h_1h_2+\dfrac{M_h}{2E_1I_1}(nh_1^2-2nh_1h_2+h_2^2)$

但必须指出，桩顶弹性嵌固的程度与支座的形式是有关系的。油毡垫层、平板支座应比切线支座的约束程度好。另外，桩的入土深度与桩顶承受的弯矩有关，入土深度较大，桩顶承受弯矩较小；入土深度较小，桩顶承受的弯矩较大。在推导桩顶按弹性嵌固的计算公式时，假定盖梁仅有水平位移而无转动（即桩顶转角为零）。若盖梁稍有转动，则桩顶弯矩要减小，而局部冲刷线处或以下各截面的弯矩要相应增大。因此，为安全起见，如按本条说明表4.3.7-1、4.3.7-2求得的桩顶弯矩过大时，应根据具体情况，考虑桩顶弹性嵌固不完全的因素，将桩顶的弯矩酌予减小，相应地将局部冲刷线处或以下各截面的弯矩增大。总之，单排桩式墩台桩顶弹性嵌固的因素是存在的，若不考虑将导致桩材料的浪费。今后应通过试验，进一步完善计算方法。

表4.3.7-1的说明

一、为保证桩柱在土中有可靠的嵌固，水平压应力 σ_{y_1} 应满足下列条件：

$$\sigma_h/3 \leqslant \frac{4}{\cos\phi}\left(\frac{\gamma}{8}h\operatorname{tg}\phi + C\right)\eta_1\eta_2$$

$$\sigma_h \leqslant \frac{4}{\cos\phi}(\gamma h\operatorname{tg}\phi + C)\eta_1\eta_2$$

式中 $\sigma_h/3$、σ_h——在 $y_1 = \frac{h}{3}$ 和 $y = h$ 深度处的水平压应力；

ϕ——土的内摩擦角；

γ——土的容重，考虑浮力作用；

C——土的粘聚力；

η_1——取决于支承在桩柱上的上部构造系数，一般情况下 $\eta_1 = 1.0$，拱桥 $\eta_1 = 0.7$；

η_2——考虑结构重力在总荷载中所占的百分比系数；

$$\eta_2 = 1 - 0.8\frac{M_g}{M}$$

M_g——结构重力对桩柱底截面产生的弯矩；

M——全部荷载对桩柱底截面产生的弯矩。

二、k_1、k_2 为考虑基础刚度的影响系数，根据 $\frac{\lambda}{h}$ 值由附录六附表6.8采用。

其中 $$\lambda = \frac{H(h_1 + h_2 + h) - M_g}{H}$$

$k_2(H)$——相当于 $\frac{\lambda}{h} = 1$ 时的 k_2 值；

$k_2(M)$——相当于 $\frac{\lambda}{h} = \infty$ 时的 k_2 值；

三、c_0——桩柱底面土的地基系数 $= m_0 h$，其中 m_0 为桩柱底面处土的比例系数，按附录六附表6.5采用；当为岩石地基时，c_0 值按附录六附表6.6采用。

W_0——桩柱底面的抵抗矩；

A_0——桩柱底面的面积；

d——在作用力平面内桩柱的直径或边长；

b_1——桩柱的计算宽度，按附录六计算；

y——自桩柱顶至局部冲刷线间各计算截面的距离；

y_1——局部冲刷线以下各计算截面的距离；

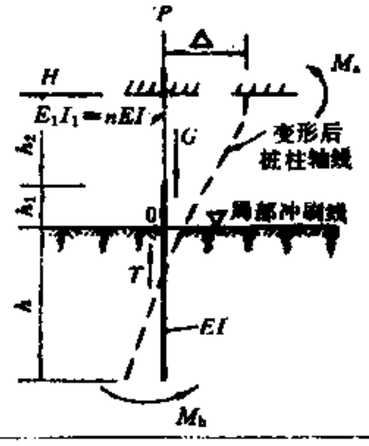
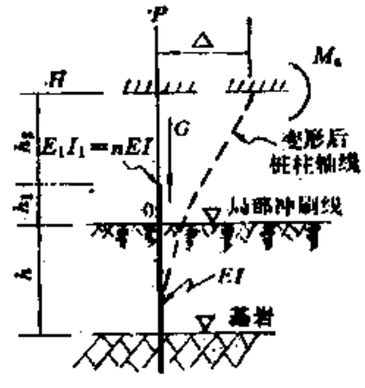
E_1、E——第一段桩柱、第二段桩柱的材料弹性模量；

I_1、I——第一段桩柱、第二段桩柱的截面惯性矩；

其余符号的意义见表中所示。

$\alpha h_h > 2.5$ 时单排桩式桥墩按弹性基础计算用表

表4.3.7-2

			（1）桩柱顶为弹性嵌固，桩柱底支承在非岩石类土或基岩面上。	（2）桩柱顶为弹性嵌固，桩柱底嵌固在基岩中。
计算图式				
单位“力”作用在局部冲刷线处，桩柱在该处产生的变位	$H_0=1$ 作用时	水平位移	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{(B_2D_4-B_4D_2)+k_h(B_2D_3-B_3D_2)}{(A_2B_4-A_4B_2)+k_h(A_2B_3-A_3B_2)}$	$\delta_{HH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^3EI}\times\frac{B_2D_1-B_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
		转角	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(A_2D_4-A_4D_2)+k_h(A_2D_3-A_3D_2)}{(A_2B_4-A_4B_2)+k_h(A_2B_3-A_3B_2)}$	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{A_2D_1-A_1D_2}{A_2B_1-A_1B_2}$

续上表

单位“力”作用在局部冲刷线处，桩柱在该处产生的变位	$M_0=1$ 作用时	水平位移	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{(B_2C_4-B_4C_2)+k_h(B_2C_3-B_3C_2)}{(A_2B_4-A_4B_2)+k_h(A_2B_3-A_3B_2)}$	$\delta_{HM}^{(0)}=\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha^2EI}\times\frac{B_2C_1-B_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
		转角	$\delta_{MH}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{(A_2C_4-A_4C_2)+k_h(A_2C_3-A_3C_2)}{(A_2B_4-A_4B_2)+k_h(A_2B_3-A_3B_2)}$	$\delta_{MM}^{(0)}=\frac{1}{\alpha EI}\times\frac{A_2C_1-A_1C_2}{A_2B_1-A_1B_2}$
局部冲刷线处桩柱内力		弯矩	$M_0=\frac{H(h_1^2+2h_1h_2+nh_1^2)-2E_1I_1\delta_{MH}^{(0)}}{2(h_2+nh_1+E_1I_1\delta_{MM}^{(0)})}$	
		剪力	$H_0=H$	
桩柱顶弯矩			$M_h=M_0-H(h_1+h_2)$	
局部冲刷线处桩柱变位		水平位移	$x_0=H_0\delta_{HH}^{(0)}+M_0\delta_{HM}^{(0)}$	
		转角	$\phi_0=-(H_0\delta_{MH}^{(0)}+M_0\delta_{MM}^{(0)})$	
局部冲刷线以下深度y处桩柱各截面的内力		弯矩	$M_y=\alpha^2EI(X_0A_3+\frac{\phi_0}{\alpha}B_3+\frac{M}{\alpha^2EI}C_3+\frac{H_0}{\alpha^3EI}D_3)$	
		剪力	$Q_y=\alpha^3EI(x_0A_4+\frac{\phi_0}{\alpha}B_4+\frac{M_0}{\alpha^2EI}C_4+\frac{H_0}{\alpha^3EI}D_4)$	
桩柱底最大最小压应力			$\sigma_{max}^{min}=\frac{N_h}{A_0}\pm\frac{M_h}{W_0}$	
桩柱顶水平位移			$\Delta=x_0-\phi(h_1+h_2)+\Delta_0$ 式中$\Delta_0=-\frac{H}{6E_1I_1}(nh_1^3+h_2^3)-\frac{H}{2E_1I_1}h_2h_1(h_2+nh_1)+\frac{M_0}{2E_1I_1}(nh_1^2+2nh_2h_1+h_2^2)$	

表4.3.7-2的说明

一、计算 $\delta_{HH}^{(\theta)}$、$\delta_{HM}^{(\theta)}$、$\delta_{MH}^{(\theta)}$ 和 $\delta_{MM}^{(\theta)}$ 时，系数 A_i、B_i、C_i、D_i（$i=1$、2、3、4）根据 $\bar{h}=\alpha h$ 由附录六附表6.11查得。

计算 M_y、Q_y 时，系数 A_i、B_i、C_i 和 D_i 根据 $h=\alpha y$ 由附录六附表6.12查得。其中 α 为桩柱的变形系数；y 为局部冲刷线以下各计算截面的距离。

二、

$$k_h=\frac{c_0}{\alpha E}\times\frac{I_0}{I}$$

式中 k_h——表示桩柱底面土因转动而发生的土抗力对 $\delta_{HH}^{(\theta)}$、$\delta_{HM}^{(\theta)}$、$\delta_{MH}^{(\theta)}$ 和 $\delta_{MM}^{(\theta)}$ 的影响系数，当桩柱底面置于非岩石类土上且 $\alpha h\geqslant 2.5$ 时，或置于基岩上且 $\alpha h\geqslant 3.5$ 时，可令 $k_h=0$；

c_0——桩柱底面土的地基系数，等于 $m_0 h$；对岩石地面 c_0 值按附录六附表6.6采用。

m_0——桩柱底面土的比例系数，按附录六附表6.5采用；

I、I_0——分别为地面（或局部冲刷线）以下桩柱的平均截面惯性矩和桩柱底面的惯性矩。

三、桩柱在局部冲刷线以下的入土深度 $h\geqslant\frac{4}{\alpha}$ 时，则 $h\geqslant\frac{4}{\alpha}$ 处桩身部分的内力 M_y、Q_y 均可认为等于零。

四、桩柱底面的最大、最小压应力

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}=\frac{N_h}{A_0}\pm\frac{M_h}{W_0}\leqslant\frac{\sigma_R}{2}$$

式中：N_h——桩柱底面上的轴向力，对于非岩石地基 $N_h=P+G-T$；对于岩石类地基 $N_h=P+G$；

P——桩柱顶面处的轴向力；

G——全部桩柱的重力，当计算非岩石类地基的 N_h 时，对于钻（挖）孔桩，在局部冲刷线以下部分的桩身重力按 $\frac{1}{2}$ 考虑；

T——局部冲刷线以下桩柱侧面土的容许摩阻力总和；

M_h——桩柱底面的弯矩，由表内 M_y 公式中令 $y=h$ 求得；当 $\alpha h\geqslant 4$ 时，采用 $M_h=0$；

W_0、A_0——桩柱底面的抵抗矩和面积；

σ_R——桩柱底面土的极限承载力(kPa)，按第4.3.2条规定计算；$\frac{\sigma_R}{2}$ 为荷载组合Ⅰ作用时桩柱底面上的容许承载力，当荷载组合II、III、IV或其他荷载作用时其提高系数与第4.3.2条的〔P〕相同。

对置于非岩石类土或置于岩石面上的桩柱，当 $\alpha h>3.5$ 时；对嵌入基岩中，当 $\alpha h>4.0$ 时，可不验算桩柱底面的压应力，但须满足第4.3.2、4.3.4条规定的单桩轴向受压容许承载力〔P〕的要求。

对于支承在基岩面上的桩柱，当 $e>\rho$ 时（e 为外力偏心距，ρ 为桩柱底面的核心半径），则应考虑桩柱底面的应力重分布；对于嵌入基岩中的桩柱，应验算嵌固处的侧面强度。

五、E_1I_1 和 EI 是桩柱上段和下段的弹性模量和惯性矩的乘积（即桩柱的刚度）；$n=\frac{E_1I_1}{EI}$ 为桩柱上段和下段的刚度比；m 为土的比例系数，按附录六附表6.5采用；其余符号意义见表中所示。

第4.3.8条 管柱基础在施工时的受力状况比较复杂，应进行周密的验算。管柱外的压力，一般当有可能产生局部压力时才进行验算；管柱内的张力来自震动下沉时混凝土的横向变形、翻砂水头、填充混凝土的侧压力。定位管柱应计算挂围囹时的垂直力、围囹传来的水平力（包括风力、水流冲击力和施工船只撞击力等）以及由水平力产生的弯矩。定位管柱的某几节往往需要特

殊加强，同时还须考虑在施工过程中定位管柱因其他管柱的影响而倾斜下沉引起的受力不均匀等情况。计算卧式起吊的管柱弯矩时，要考虑抗裂。管柱连接用的法兰盘应验算垂直起吊时和管柱支承在围堰支架上接高时的局部应力。

震动荷载，尤其是拉力，往往是管柱的控制荷载，若考虑不周，常在震动下沉时发生裂纹，因此在设计中必须考虑震动荷载的作用。

管柱震动下沉引起的应力影响因素很多，如震动打桩机的额定震动力、频率、振幅、地质条件、入土深度和破坏土阻力的辅助措施等。

规范规定的震动荷载公式中，震动冲击系数 $\eta=1.5\sim2.0$是铁路大桥工程局建议的数据。选择 η 值时，对于砂类土与软塑粘土可采用低些，对于硬粘土或碎、卵石类土可采用高些；在有外射水时可采用低些，无外射水时可采用高些。在施工中应根据实测资料对η 值进行校核。

在验算的震动荷载作用下，还需要计算管柱的应变，这是为使震动能量不致象作用于弹簧上一样消耗在弹性变形中，否则管柱就不易下沉。

计算管柱在震动荷载作用下的拉伸和压缩，可按下式进行：

管柱的最大拉伸量

$$\Delta_p=\frac{P_0L}{E_{hs}A_h}+\frac{(N_L-P_0)L}{E_{hL}A_h+E_gA_g}$$

管柱的最大压缩量

$$\Delta_c=\frac{N_sL}{E_{hs}A_h+E_gA_g}$$

式中 P_0——扣除预应力损失后的有效张拉力，如为非预应力管柱，则$P_0=0$；

N_h、N_s——震动打桩机的最大拉伸和压缩震动荷载；

E_{hs}——混凝土受压弹性模量；

E_{hL}——混凝土受拉弹性模量；

E_g——钢筋弹性模量；

A_g——钢筋的截面积；

A_h——混凝土的净截面积；

L——管柱的长度。

应满足 $\Delta_p+\Delta_c$ 不大于振动打桩机的振幅。

第4.3.9条 在桩基设计时，除验算每一根桩的承载力外，对于桩中距小于6倍桩径或边长的摩擦桩群桩，还应作为整体基础验算桩尖水平面处土的承载力。当摩擦桩中距小于6倍桩径或边长时，桩尖平面处的压力彼此重叠，使群桩的桩尖水平面处的单位压力大于摩擦桩单桩的单位压力，故需要验算该水平面处的承载力，以免造成整体下沉或倾斜。当桩基底面以下有湿陷性土或液性指数大于0.6的粘性土的软弱土层时，还应验算该土层的承载力。

第4.3.10条 柱桩的外荷载通过桩传到地基上，作用在桩尖水平面处地基上的压力仅仅分布在与桩底截面大小相近的面积上，因此对柱桩的群桩来讲，桩尖平面处的压力没有互相重叠的现象，可用单桩的静载试验所得沉降量来代替群桩的沉降量，不须另外计算。对于摩擦桩，桩上的外荷载主要是借助桩侧土的摩阻力传到地基上，桩尖水平面处地基的压力分布面积要比单桩桩底截面积大得多，当桩距小于6d时，在桩尖平面处压力互相重叠，群桩应作为实体基础计算沉降量；当桩距大于$6d$时，在桩尖平面处压力重叠影响不大，群桩的沉降量可采用单桩静载试验的沉降量。但必须指出：桩距大于$6d$时的摩擦桩群桩的沉降量采用单桩静载试验的沉降量，对于压缩性较大的软弱粘土来讲，还存在一些问题，因为单桩静载试验的沉降量是根据静载试验的“荷载—沉降”曲线找出设计荷载作用下的相应沉降量，而试桩时的短期荷载所产生的沉降量比使用期间荷载长期作用下的沉降量小。这是因为粘性土的固结沉降在长期加载以后才能完成。砂类土试验的“荷载—沉降”曲线与使用期间的沉降曲线相差不大，

试桩时所产生的沉降量已达到使用期间同样荷载作用时的沉降量的大部分，所以上述规定用于砂性土比较适合，而用于软弱粘性土则有较大的出入。

第五章 人工地基

第5.0.1条 浅基础软土地基承载力不足或沉降量大于容许沉降量时，应采取人工加固措施，这种加固后的地基称为人工地基。

软土一般是指抗剪强度较低、压缩性较高、渗透性较小的淤泥、淤泥质土、某些冲填土、杂填土以及其它高压缩性土层。主要受力层由软弱土层组成的地基称为软土地基。

淤泥和淤泥质土是第四纪后期形成的滨海相、泻湖相、三角州相、溺谷相和湖沼相等沉积粘性土。这种土的天然含水量大于液限，孔隙比大于1。当天然孔隙比大于1.5时称为淤泥，天然孔隙比大于1而小于1.5时的粘土和亚粘土分别称为淤泥质粘土和淤泥质亚粘土。工程上常把这种土称为软土。

冲填土是在整治和疏通江河航道时，用挖泥船或泥浆泵把江河和港口底部的泥砂用水冲填（吹填）形成的沉积土。是以粘土为主的强度较低和压缩性较高的欠固结土层。

杂垫土是覆盖在地表面的一层人工杂物，包括建筑垃圾、工业废料和生活垃圾等。

在软土地基上修建建筑物，必须重视地基的变形和稳定问题。普通浅基础下的软土地基，容许承载力约为60～80kPa，如果不作任何处理，一般不能满足荷载对地基的要求。地基处理的方法大致有以下几种：

1.换土垫层：挖去浅层软土，换上砂、砾石等强度较高的材料，以提高持力层的承载力，减少部分沉降量。

2.振动及挤密：通过挤密或振动使土层密实，并在挤压过程

中回填砂、砾石、生石灰等，形成的砂桩、碎石桩或石灰桩与土层一起组成地基，以提高地基承载力，减少沉降。

3.碾压夯实：通过机械碾压及夯击压实土的表层。强夯法是利用强大的夯击功迫使深层土液化和动力加固而密实地基土，以提高其地基承载力。

4.排水固结：采用砂井预压法和井点降水预压法等来改善地基土的排水条件，加速地基的固结和增加地基承载力，使基础沉降提前完成。

5.化学加固：采用电硅化法、旋喷法、水泥石灰搅拌法等将土粒胶结起来，以改善土的性质，提高地基承载力。

以上加固方法，在实际应用中必须注意被处理土层的特性，恰当选用。

第5.0.2条 砂砾垫层材料应就地取材，同时又要符合强度要求。垫层以中粗砂为主，其颗粒的不均匀系数不能小于5。可掺入一定数量的碎石（碎石直径不应超过10cm），既能提高强度，又易于夯实。粘土含量不应大于3～5%，粉土含量不应大于25%，因为这些含量过多不利排水，也不利于夯实。

第5.0.3条 砂砾垫层底面尺寸应根据垫层侧面土的容许承载力来决定，因为基础荷载在垫层中引起的应力使垫层有侧向挤出的趋压，如果垫层宽度不足，四周土又比较软弱时，垫层就有可能被挤压入四周软土中去，使基础沉降增大。

当垫层侧面土质较好时，砂垫层的顶部与底部可以等宽，其宽度等于基础宽度或沿基础两边各放出30～50cm；但当侧面土质较差时，要适当增加垫层底部的宽度，具体计算可参考下列规定：

当 $[\sigma] \geqslant 200\text{kPa}$ 时，

$$B = b + (0 \sim 0.36) h_s \operatorname{tg}\phi;$$

$200\text{kPa} > [\sigma] \geqslant 120\text{kPa}$ 时，

$$B = b + (0.6 \sim 1.0) h_s \operatorname{tg}\phi;$$

$[\sigma] < 120\text{kPa}$ 时；

$$B = b + (1.6 \sim 2.0) h_s \mathrm{tg}\phi$$

一般换填层侧土容许压力较小，砂垫层底面尺寸按下式计算：

$$\left.\begin{aligned} A &= a + 2h_s \mathrm{tg}\phi \\ B &= b + 2h_s \mathrm{tg}\phi \end{aligned}\right\} \qquad (5.0.3)$$

式中 〔σ〕——垫层侧面土的容许承载力（kPa）；

B——砂垫层底部宽度(m)；

b——基础的宽度(m)；

A——砂垫层底部长度(m)；

a——基础的长度(m)；

h_s——砂垫层厚度(m)。

第5.0.4条 软土地基上的砂垫层厚度，一般是根据垫层底部软土层的容许承载力决定。应使垫层传给软土层的压力不超过软土层顶部的容许承载力，一般不大于3m，由下式求出：

$$\sigma_H = \sigma'_H + \gamma h + \gamma_s h_s \leqslant [\sigma] \qquad (5.0.4\text{-}1)$$

此式可参照图5.0.4说明如下：

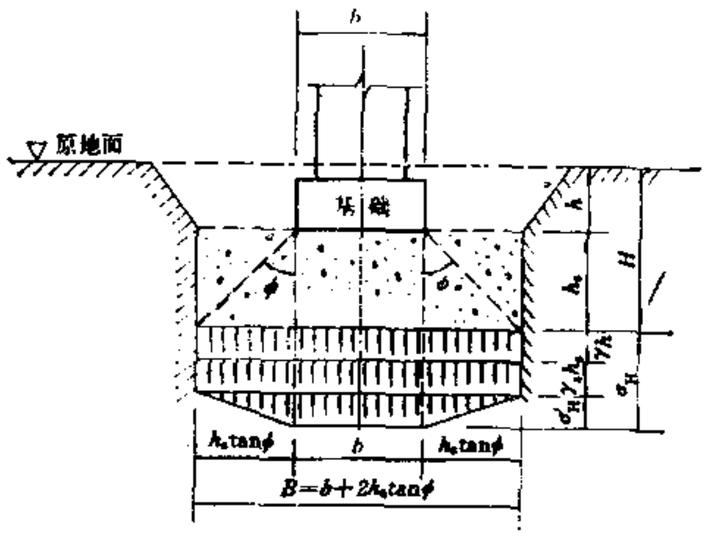


图5.0.4 砂垫垫层应力计算示图

①公式中第一项为基础底面外荷载压应力σ扣去γh后传至软土地基上的承压应力，其图形为钟形，可简化为梯形。

②公式中第二项为回填土重力；第三项为砂垫层重力。

③由于上述第一项承压应力图形假定为梯形，因此其扩散角φ较一般假定为矩形时大。

第一项推导如下：

设基底平均压应力为（$\sigma - \gamma h$），通过砂垫层按φ角扩散到软地基上的承压应力呈梯形，根据压力平衡条件，基底总压力等于软地基承压应力总和。

取基础长边单位长度，则有

$$(\sigma - \gamma h) b = \sigma'_H b + 2 \times \frac{1}{2} \sigma'_H x$$

由于 $x = h_s \tan\phi$，代入

$$(\sigma - \gamma h) b = \sigma'_H (b + h_s \mathrm{tg}\phi)$$

得 $$\sigma'_H = \frac{(\sigma - \gamma h) b}{b + h_s \mathrm{tg}\phi}$$

由上看出，σ'_H为基底平均压应力（$\sigma - \gamma h$）除以砂垫层高度内的梯形平均面积，即公式第一项分子部分为基础底面外荷载总压力（压应力扣去γh）；分母部分为砂垫层梯形部分平均面积，即梯形部分总体积除以$h_s \tan\phi$，其计算公式为：

$$\frac{\frac{1}{6}(A_1 + 4A_m + A_2) h_s}{h_s} = \frac{1}{6}(A_1 + 4A_m + A_2)$$

$$= \frac{1}{6}\left[(b + 2h_s)(a + 2h_s) + 4(a + h_s)(b + h_s) + ab\right]$$

$$= \frac{1}{6}\left[6ab + 6ah_s + 6bh_s + 8h_s^2\right]$$

$$= ab + h_s\left(a + b + \frac{4}{3}h_s\right)$$

式中　A_1——基底面积（梯形砂垫层顶面面积）；

A_m——梯形砂垫层中部面积；

A_2——梯形砂垫层底部面积。

根据上述证明，矩形基础砂砾垫层底面下的计算压力，为全基础底面的压力除以全砂垫层平均面积，再加上原地面至基底填土压力及砂砾垫层自重压力，即

$$\sigma_H = \frac{a \cdot b \cdot \sigma}{a \cdot b + \left(a + b + \frac{4}{3} h_s \mathrm{tg}\phi\right) h_s \mathrm{tg}\phi} + \gamma h + \gamma_s h_s \tag{5.0.4-2}$$

式中　σ_H——砂砾垫层底面下的计算压应力(kPa)；

σ——基础底面的平均压应力(kPa)；

a——基础底面的长度(m)；

b——基础底面的宽度(m)；

γ——原地面至砂垫层顶面之间的土层容重（kN/m^3）；

γ_s——砂砾垫层容重，在地下水位以下应扣除水的浮力（kN/m^3）；

h_s——砂垫层厚度（m）。

第5.0.5条　软土地基换填砂垫层后的总沉降量主要由二部分组成，一是由基础底面下软卧层地基土因固结压密而产生的沉降量；二是由砂垫层本身的压缩而产生的沉降量，按下式计算：

$$S = S_c + S_s \tag{5.0.5}$$

式中　S——总沉降量（cm）；

S_c——下卧层地基土的沉降量（cm），可按第3.3.4条规定计算：

$$S_c = \sum \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_i$$

其中　e_1为自重压力下土的孔隙比，e_2为自重压力和附加压力下土的孔隙比，h_i为土的各分层厚度（cm）；

S_s——砂垫层本身压缩而产生的沉降量（cm），可按下式计算：

$$S_s = \frac{\sigma + \sigma_H}{2} \cdot \frac{h_s}{E_s}$$

其中　σ为基础底面的平均压应力（MPa），σ_H为砂砾垫层底面的计算压应力(MPa)，$\frac{\sigma + \sigma_H}{2}$为砂砾垫层内的平均压应力（MPa），$h_s$为砂垫层厚度（cm），$E_s$为砂砾垫层的压缩模量，如无实测资料时，可采用12～24MPa。

砂垫层基础地基土的沉降计算是比较复杂的，影响沉降的因素也较多，如加荷后地基的侧向变形，特别当荷载接近和超过地基极限荷载之后，受压面积以外的地基向外移动及上升隆起现象更甚。这些现象说明，地基因侧向变形而引起的沉降是存在的，但要得到精确的沉降值，仍需要进行大量的观测和试验。为满足构造物的沉降要求，不但要考虑基底竖向压缩变形，而且还要计入基础侧向压缩变形。

第5.0.6条　砂桩原则上可用以挤密软弱土地基，对粉砂、细砂及亚粘土等的效果较好，但对塑性较高的粘土效果较差。

砂桩的设计，首先是确定加固范围及所需的砂桩面积，然后根据施工条件决定砂桩的直径（一般约为30～40cm）、桩的根数，最后确定桩的布置及间距。

1.确定加固范围A

砂桩加固的范围A（m^2）必须稍大于基础的面积，每边至少超出基础0.5m或0.1b（b为基础短边的宽度，以m计）。

2.所需砂桩的面积A_1

需要的砂桩面积A_1（m）按下式计算：

$$A_1 = \frac{e - e_1}{1 + e} A \tag{5.0.6}$$

式中　e——原地基土的孔隙比；

e_1——砂桩挤密后要求达到的孔隙比，其值根据加固后的地基承载力确定；

A——基础加固范围面积（m），

砂土：

$$e_1 = e_{max} - D_r(e_{max} - e_{min})$$

e_{max} 及 e_{min} 由相对密度试验确定，D_r 值根据地质情况、荷载大小及施工条件选择，可采用0.7～0.8；

饱和粘性土：

$$e_1 = \Delta_s[w_P - I_1(w_1 - w_P)]$$

式中 Δ_s——土的比重；

w_P——土的塑限；

I_1——液性指数，粘土可取0.75，亚粘土取0.5，亚砂土取0.25。

对粉砂根据试验资料 $e_1 = 0.6 \sim 0.8$，砂性高的取较低值，粘性高的取较高值。

3.砂桩根数

确定 A_1后，可根据施工机具确定砂桩的直径 d(m)，并由此求出砂桩根数n，

$$n = \frac{4A_1}{\pi d^2}$$

4.砂桩的布置及间距

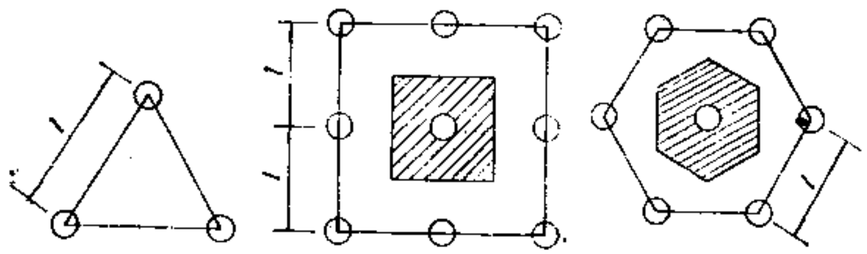
为了使挤密作用比较均匀，桩孔可按等边三角形、正方形、梅花形布置（图5.0.6）。假设加固以前的孔隙比为 e，加固后的孔隙比为 e_1，求砂桩的间距 L。

若砂桩以三角形布置：

$$L = 0.952d\sqrt{\frac{1+e}{e-e_1}}$$

式中 d——砂桩直径。

若砂桩以正方形布置：



a）三角形　　b）正方形　　c）梅花形

图5.0.6　砂桩的布置及间距

$$L = \sqrt{\frac{q(1+e)}{(e-e_1)}}$$

式中 q——每根砂桩每米长的灌砂量。

若砂桩以梅花形布置：

$$L = 1.24\sqrt{\frac{q(1+e)}{(e-e_1)}}$$

只要确定加固后的孔隙比 e_1 和桩的直径或每延米桩的灌砂量，就可以计算出桩间距 L(m)。在工程实践中，除了理论计算外，常常通过现场试验确定砂桩的间距及加固的效果。

5.砂桩的长度

一般认为，砂桩长度要穿透软土层或等于地基的压缩层厚度。

6.砂桩的灌砂量

为了保证加固后地基达到设计要求的密实度，施工时必须控制每根砂桩灌入足够的砂量 Q(kN)。

$$Q = A_1 l\gamma = \frac{A_1 l \Delta_s}{1+e}(1 + 0.01w)$$

式中 A_1——砂桩面积(m²)；

l——砂桩长度(m)；

γ——加固后土的孔隙比 e_1 的砂土容重（kN/m^3）；

w——灌入砂的含水量（以百分数计）；

Δ_a意义同前。

砂桩施工要点：在施工过程中，表层土往往会上升或松动，所以在开挖基坑时，不要一次挖到桩顶设计标高，留2d或1m厚的土，待打好砂桩后再将其挖去。打桩顺序应先外围后中间。灌入砂桩孔内的材料，一般不得含有大于5～6cm的卵石，粉粒不多于5%。

对砂桩加固质量的检查，可通过钻孔取土样进行分析，最好通过荷载试验判定，试验位置可选在砂桩之间的地基上。

第5.0.7条 在软土地基中，可利用各种打桩机具打钢管成孔，或用高压射水或爆破法成孔，随即在孔眼中灌以含泥量不超过3%的中砂或粗砂。由许多按一定规格排列的圆形砂柱加固的地基叫做砂井地基。

软土地基在施打砂井后改变了地基土的排水条件，缩短了排水途径，因而在上部荷载作用下加速了地基的排水固结，地基土的强度得到迅速提高，从而增大了地基的承载能力，提高了建筑物的稳定性和安全度。

砂井地基的设计，应注意砂井的布置对于在附加荷重作用下地基土固结度的影响，即估算地基土强度的增长率、地基的稳定性、沉降量及沉降随时间的发展过程等。砂井和其上的砂垫层的布置和地基固结度的估算说明如下：

1.砂垫层的厚度

砂井顶面必须设置厚度大于0.4m的砂垫层（其宽度可采用砂井直径的2倍），构成地基的排水系统，以保证在附加荷重作用下能加速地基土的固结。

2.砂井的直径

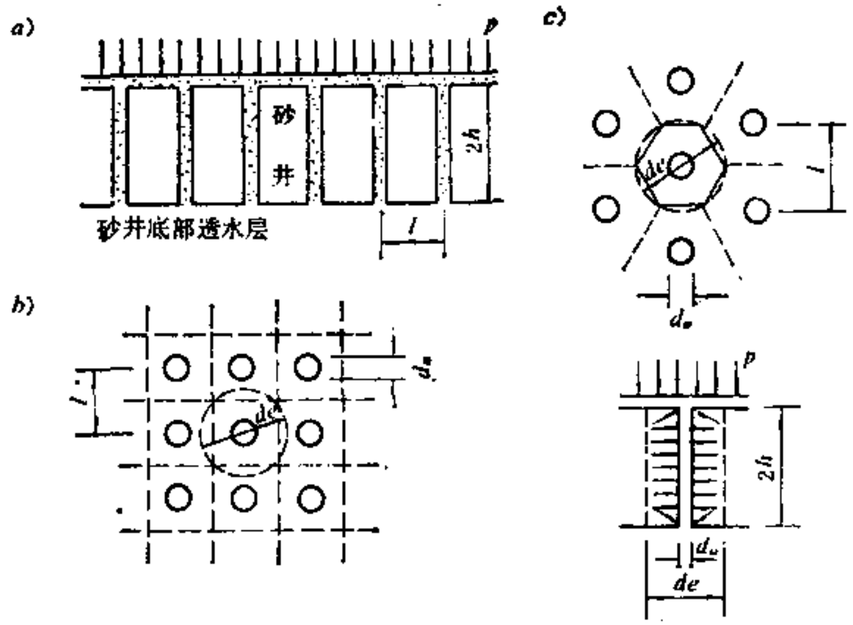
根据施工机具的具体情况，砂井直径可采用20～30cm；水上施工时，砂井直径不宜小于30cm。

3.砂井的间距

砂井间距系指两相邻砂井中心的距离。理论与实践证明，井距愈小，固结愈快，井距愈大，固结愈慢。因此，当荷重较大、土的固结系数较小和施工期较短时，宜采用较小的井距；相反，当荷重较小、土的固结系数较大和施工期较长时，宜采用较大的井距。桥涵地基一般采用较密的砂井，其井距与井径比为6～8。

4.砂井平面布置

砂井平面上的布置，有按等边三角形（梅花形）和正方形二种排列形式，如图5.0.7所示。其中以等边三角形排列较为紧凑和有效。在基础边缘外需增加一、二排砂井。



a)剖面图　b)正方形　c)梅花形　d)砂井排水途径

图5.0.7　砂井布置

5.砂井的深度

砂井的深度，一般应贯穿整个软土层，如软土层很厚时，可根据地质情况、基底应力和沉降量决定，但最小需穿过压缩层深

度的下限。同时需控制砂井地基的总沉降量不可太大，以免影响桥涵的正常使用。

6.砂井地基的固结度

砂井地基的固结属于三向固结问题，求解时分为垂直向固结与辐射向固结二种情况来研究，分别确定在指定时间内的固结度，然后加以综合得出地基的总固结度。

地基固结度的计算方法及公式，可参照铁路工程设计技术手册中《桥梁地基和基础》第373页至381页。

第5.0.8条 对湿陷性黄土地基处理的目的，在于消除基础以下土层的部分或全部湿陷性及改善土层性质，因而减小黄土的渗水性和压缩性或提高容许承载力。采取这些措施后，应计算基础的沉降量（包括处理深度以下的湿陷量），且须满足规范第3.3.3条对基础沉降的要求。

建筑在湿陷性黄土地区的桥涵，除应对地基土进行处理外，对桥涵结构型式也应有所要求：1)桥梁尽量采用简支梁，避免用连续梁和悬臂梁，不得采用拱桥；2)涵洞应尽量采用钢筋混凝土涵洞或盖板涵，避免采用双孔拱涵和孔径较大的单孔拱涵；3)涵洞基础应采用整体式，不得采用无基圆涵；4)桥涵基底不得采用砂石换填。

对湿陷性黄土地基的处理方法：

1.重锤夯实

重锤夯实是将重锤提到一定高度后自由下落，如此重复夯打，使土的密度增大，改善土的物理力学性质，以减小或消除地基土的湿陷。

重锤夯实适用于处理地下水位以上、饱和度不大于0.6的湿陷性黄土，并可用于稍湿的各种土。当采用20kN以上的重锤时，一般能夯实1.0～1.75m厚的土层。若基础底面以下湿陷性黄土厚度在2m左右，采用重锤夯实可基本消除其湿陷性；当湿陷性土层大于2m时，经重锤夯实，可以减小地基土的湿陷性。重锤夯实能提高夯实层土的承载力和变形模量（其值由现场测试

确定），降低该土层的压缩性和透水性。

1)试夯

在夯打地基以前，一般应先进行试夯，目的在于查明表层夯实效果，选定落锤高度，求出每夯打一遍后基坑底面的下沉量，到达极限下沉量时所需要的夯打遍数和总下沉量，以便确定预留夯实土层的厚度。

试夯坑的位置和数量，应按需要处理的地基土质决定。试夯时，应根据设计要求的夯实深度，选择锤重和锤的底面直径。当要求夯实深度为1.5m时，锤重以21～27kN、底面直径1.2～1.5m为宜，锤提升高度以3.5～5.0m为宜。条形基础的试坑，其宽度不大于1.5倍锤径，长度为锤径的4倍；方形试坑最好与需要处理的墩台基础尺寸相同。

试坑夯打前，在坑底旁侧挖一深井，其深度不小于2.5m，然后沿垂直方向，每隔0.5m取土样，测定含水量。当测定土的天然含水量低于最佳含水量2%以上时，应加水使均匀地渗入试坑内，待24小时后再进行夯打。

为测量试坑底面夯打后的下沉量，夯打前沿试坑中心线打入直径为φ18～20mm、长30～40cm的短钢筋，钢筋顶与坑底面平，并记录夯打前后钢筋标高，以确定每次夯打的下沉量（累计下沉量）与夯打遍数关系曲线，如图5.0.8-1。同时绘出1～2遍下沉量增值曲线，如图5.0.8-2。

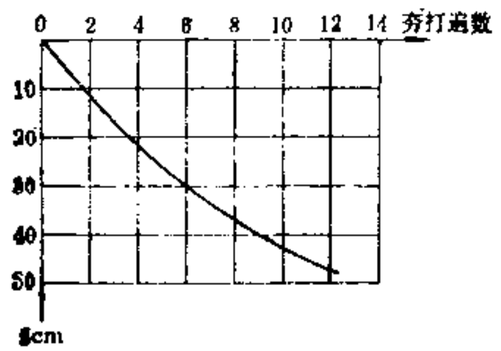


图 5.0.8-1

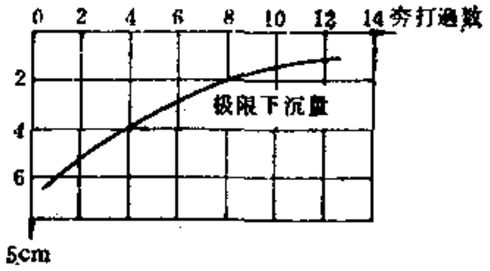


图 5.0.8-2

可以看出，随着夯打遍数的增多，下沉增量减小，当夯至某一遍数后，曲线的坡度显著地平缓，曲线的平缓点对应的下沉量即为夯打一遍或二遍时的极限下沉量。其标准为：在同一位置夯打一遍或二遍时，平均下沉量不超过1～2cm。已经达到极限下沉量时，就不应再夯打。

2)基坑地基表层重锤夯实

(1)预留土层厚度

开挖基坑时要事先确定预留土层的厚度，预留厚度的大小，与土的性质及夯实功能有关。对作过试夯的地基，一般可按试夯的下沉量加5～10cm，作为开挖基坑的预留厚度。未作试夯时，可参考式（5.0.8-1）计算预留土层厚度 S（cm）：

$$S=\frac{e-e'}{1+e}hk \qquad (5.0.8\text{-}1)$$

式中 e——有效夯实深度内，地基土的平均天然孔隙比；

e'——有效夯实深度内，夯实后土的平均孔隙比，一般约为0.65e；

h——有效夯实深度与锤重、锤径有关，一般为100～175cm；

k——经验系数，一般取1.6～2.0。

(2)基坑的宽度

确定基坑宽度时，除按基底应力扩散要求加宽外，还须考虑

施工要求。基坑最小宽度 B(cm)可按式（5.0.8-2）计算：

$$B=b+2h\tan\phi+2c \qquad (5.0.8\text{-}2)$$

式中 c——考虑施工特点的附加宽度，可取5～10cm；

h——有效夯实深度，一般取100～175cm；

ϕ——应力扩散角，取22°～25°；

b——基础宽度(cm)。

(3)地基土含水量

地基土应控制含水量，最佳含水量 w_1 可取接近于 $0.6w_L$，如表5.0.8。

表5.0.8

土的液限w_L(%)	20	25	30	35	40
土的最佳含水量w_1(%)	12	15	17	18	19

当表层地基土的含水量低于最佳含水量2%以上时，夯实前应向基坑注水，每 m²基坑的计算加水量 Q（N）可按下式计算：

$$Q=k(w_1-w)\frac{10\gamma}{1+w}h \qquad (5.0.8\text{-}3)$$

式中 k——经验系数，取1.5～2.5；

w——夯实前土的平均天然含水量；

γ——夯实前地基土的平均天然容重（kN/m³）；

h——有效夯实深度，取100～175cm；

w_1——土的最佳含水量(%)。

注水一昼夜后，测定土的含水量不超过最佳含水量时，方可进行夯实。

(4)质量控制指标

重锤夯实要同时满足极限下沉量和90%的总下沉量两项指标。由于地基土含水量偏高或偏低，即使锤重、落距、遍数等均相同，夯实程度会有很大的差别，例如当含水量低于最佳含水量

的2％以上时，就会较早的达到极限下沉量，造成一种虚假现象，因此应满足试夯时的总下沉量指标。考虑施工时的实际情况，此项指标取总下沉量的90％。

据已有的试验资料，当重锤夯实层中土的干容重大于15kN/m³时，在0.3MPa压力下，相对湿陷系数均小于0.02，故取有效深度以基础底面算起至土的干容重不小于15kN/m³处为止。

（5）夯锤

夯锤重一般为15～28kN。为获得较大的有效深度，锤重Q（kN）、锤直径D（m）及其底面积A(m²)应满足下列关系式：

$$\frac{Q}{A}\geqslant 1.6 \qquad (5.0.8\text{-}4)$$

$$\frac{Q}{D}\geqslant 1.8 \qquad (5.0.8\text{-}5)$$

此时，有效深度一般可以达到锤直径的1～1.2倍。

2.挤密桩

1)挤密桩的特征

将打入土中的钢管拔出后，于留下的孔穴内分层夯填即成挤密桩。填料有素土、灰土及混凝土，一般采用前两种，而以灰土挤密桩效果最为显著。通过机械挤密，在有效夯密范围内土的干容重加大，压缩性降低。根据试验资料，桩距为2～2.5d（d为桩的直径）时，在桩的深度范围内基本上消除了黄土的湿陷性，地基强度增高。挤密桩地基承载力取决于土被挤密的程度。基础的荷载由桩、土共同承担，因此它和一般桩基概念不同。土的挤密效果与桩径大小和间距有关，桩径大的效果较桩径小的为好，桩距应根据土的性质通过试验决定。

2)挤密桩的施工

挤密桩施工，一般是按平整场地、放线定位、打桩、拔桩、夯填桩身等程序进行，当有多排桩组时，应由外向里进行施工。当发现土层含水量较大，拔桩时应随拔随填，避免在回填时因孔壁变形产生缩颈现象，影响回填及挤密效果。

3)灰土桩挤密计算方法，可参照铁路工程设计技术手册中《桥梁地基和基础》第364页。

对湿陷性黄土地基的处理方法，可根据不同条件确定。国内外已用的有：强夯法、换填分层夯实法、爆扩桩法、硅化加固法等。

第六章 沉井基础

第一节 一般规定

第6.1.1条 沉井在深基础施工中具有很多优点，不需要板桩围护，技术上比较稳妥可靠，施工操作简便等。同时，由于沉井基础埋置较深，稳定性好，能支承较大的荷载。但当沉井遇有流砂、蛮石、树干或老桥基等难以清除的障碍物时，下沉是非常困难的，故上述情况下应尽量避免采用沉井基础。如河床覆盖层下遇有倾斜度较大的岩层，也增加了沉井施工的困难，且沉井基础的稳定性不好，亦不宜采用沉井基础。

第6.1.2条 沉井下沉是靠在井孔内不断取土，使沉井重力克服四周井壁与土的摩阻力和刃脚下土的正面阻力而实现的，所以在设计时应首先确定沉井在自身重力作用下是否有足够的重力使沉井顺利下沉。一般在设计时应先估算井壁外部与土的摩擦力，然后按下沉系数确定井壁厚度(下沉系数可取1.15～1.25)。

实践资料证明，土体对井壁侧面的单位摩阻力，系依据井壁材料及其表面粗糙程度以及土的种类及其物理力学性能而定。

土体的单位摩阻力随深度变化，一般假定从地表到5m深度范围内单位摩阻力按直线规律由零增加至最大值，在深度5m以后取常数值。因此，单位摩阻力随沉井下沉深度而呈梯形。

井壁与土体之间的摩阻力，可根据沉井所在地点土层已有测

试资料来估算，也可以参考以往类似的沉井设计中的侧面摩阻力采用之。如无资料，对下沉深度在20m以内，最大不超过30m的沉井，可参照表6.1.2的数值选用。

表6.1.2

土的种类	井壁与土体之间的摩阻力(kPa)
粘性土	25～50
砂性土	12～25
砂卵石	18～30
砂砾石	15～20
软土	10～12
泥浆套	3～5

注 在砾石或卵石层中不宜用泥浆润滑套。

采用空气幕下沉沉井效果也很好，但资料很少，下面介绍铁路部门的做法供参考。

一、空气幕沉井能减少土对井壁的摩阻力，是因为喷射空气的动力作用使井壁处的砂类土产生局部液化，粘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类土和粘性土中，也能产生上述效果，但效果较差，此时宜适当加大沉井重力。在卵石层、特别坚硬的粘土层及风化岩层内，均不能产生上述效果，故不能采用空气幕沉井。

二、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力，而沉井重率等于不扣除浮力的沉井下沉重力/沉井入土表面积。九江长江大桥试验沉井测到一些开气时土对井壁的摩阻力值，但资料太少，代表性差，又无资料对比验证。因此，目前拿不出在开气时土与井壁的摩阻力的可靠数据。从大量的国外资料及国内试验成果中则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力。

国内试验及已施工的空气幕沉井下沉深度25～50m，沉井重率用了21.6～22.2kN/m²。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50m以内的沉井，重率采用15～20kN/m²。其中有些沉井，由于后期部分气龛堵塞致使下沉效果较差，而采用了压重的辅助手段，但计入压重在内的重率也不超过20kN/m²。国外竖井施工沉井下沉深度在80～200m时，重率才加大到20～26kN/m²。考虑到桥梁沉井基础大多数下沉深度在50m以内，可将重率定为20kN/m²左右。设计时可按沉井深度及工艺熟练成度等因素，具体选用合适的重率值。

三、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20kN/m²左右时，其压气系统的设计需满足以下条件：

1.当喷气孔直径为ϕ(mm)时，每个气龛的平均作用面积应小于1.0～1.5m²/个。

2.送气压力宜大于气龛入土深度理论水压力的1.4～2.0倍。

3.供气量宜按每个气龛耗气0.015～0.02m³/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的积累资料，总结提高。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＝沉井入土的总面积/气龛总数。

第二节 沉井构造

第6.2.1条 沉井平面形状有圆形、圆端形、正方形和长方形等。桥梁基础当采用圆端形或长方形沉井时，为保持其下沉的稳定性，长边与短边之比越小越好。

沉井平面尺寸的大小，主要由地基土的容许承载力决定。同时，在水流冲刷大的河床上，应考虑阻水较小的截面形式。

受力有利系指沉井在下沉过程中井壁尽可能成为小偏心受压构件，以减小截面或节省钢材等。

沉井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，减少井壁摩阻面积和便于吸泥（不致形成死角）。

沉井井孔的最小尺寸，应视取土机具而定，一般不宜小于2.5m。

第6.2.2条 沉井一般是随下沉分节浇筑的，如土质松软，沉井底节的高度以不超过0.8b（b为沉井宽度）为宜。如沉井高在8m以下，地基土质情况和施工条件都容许时，沉井也可以一次浇成。

沉井外壁，从受力考虑最好做成垂直的，以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，以减小土体对井壁的摩阻力。

第6.2.3条 沉井井壁的厚度，与下沉深度、土的摩阻力及施工方法有密切关系。下沉较深且靠自身重力下沉的，井壁厚些（一般采用80～150cm）；覆盖层浅的地基，可采用钢筋混凝土薄壁沉井；在深水河流中，流速在2m/s以内，采用钢模薄壁浮运沉井较为经济合理。

第6.2.4条 沉井沉入坚硬土层或抵岩层者，宜采用尖刃脚或用型钢（角钢或槽钢）加强刃脚；沉入松软土层者，宜采用带有踏面的刃脚。沉井刃脚斜面在保证受弯和受剪的强度要求下，应尽量做得陡些，所以规定斜面与水平面（又叫踏面）的夹角应大于45°。

沉井内隔墙底面比刃脚底面至少应高出50cm，主要是为减少下沉时的阻力。

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度相适应的台阶形或斜坡形，以使刃脚嵌入岩层，便于取土清基而不会翻砂。

第6.2.5条 沉井底节（带刃脚）材料，可根据土质软硬采用混凝土、少筋混凝土、钢筋混凝土和钢材等。混凝土结构只适用于下沉深度不大的松软土层。钢筋混凝土底节沉井的最小含筋率为0.1%，按断面强度计算所需的配筋率很多在0.1%以下，据铁路部门的经验，小于0.1%的配筋率是可以的。少筋混凝土沉井的最小配筋率控制在0.05%为宜，但刃脚一段要用钢筋加强，并设置必要的构造钢筋。

沉井底节设置的水平构造钢筋不宜在井壁转角处接头。因沉井下沉过程中井孔内的土体未被挖出，增加了沉井下沉阻力，使井壁产生拉力，为防止转角处拉力过大，钢筋布置较为严格。

第6.2.6条 沉井井孔内是否需要填实，填什么材料，应根据沉井受力和稳定的要求来确定。一般封底沉井的井孔填料，可采用贫级混凝土、片石混凝土或片石（实心沉井）。当在非冰冻地区和作用在墩台上的外力不大时，也可采用砂砾填心或仅封底而不填心（空心沉井）。空心沉井顶面需设钢筋混凝土盖板，盖板应按均布荷载的双向板设计。

第6.2.7条 沉井各部混凝土标号：沉井刃脚通过坚硬土层，须有足够的强度，所以规定其混凝土标号不低于20号，必要时还要用型钢加强；沉井封底混凝土一般是在水下浇注，无法直观检查，其质量不容易保证，钻孔检查也难全面了解，为保证封底质量，并具有一定的安全度，故规定水下封底混凝土标号不宜低于20号，岩石地基时的封底混凝土标号可降为15号；如为重力式沉井，因截面较厚，井身混凝土不低于15号即可；当为薄壁浮运沉井时，内外井壁和隔板都很薄，混凝土标号不低于20号为宜。腹腔内填料可用15号混凝土。

第6.2.8条 沉井下沉到设计标高后进行混凝土封底，封底厚度由计算确定，但其封底顶面应高出刃脚根部（即刃脚斜面的顶点处）不小于50cm。因此钢筋混凝土底板浇筑以后，水下封底混凝土不考虑其共同作用，仅作为一种临时性的施工措施。所以对钢筋混凝土底板，仍应按底板标高以下的最大水压力考虑，

按单向板或双向板计算底板的配筋。

第三节　沉井计算

沉井设计，首先必须验算沉井自身重力是否满足下沉的要求，可用下沉系数 k 表示：

$$k=\frac{G}{\tau_R}\geqslant 1.15\sim 1.25$$

式中　G——沉井重力（kN）；

τ_R——沉井侧面与土体间的总摩阻力（kN）。

沉井结构是个空间体系，实际上常简化为平面体系计算其内力和配筋，而以构造措施来保证其空间作用。

第6.3.1条　沉井实际上是桥梁墩台基础的外壳，就是说，墩台基础的尺寸等于沉井外形的尺寸，所以首先要作为实体基础来计算。

1.先根据外荷载（包括车辆和人群荷载，上部构造、墩台身和基础等的自重力）、水文地质条件及各土层的承载力等定出沉井的轮廓尺寸。

2.沉井平面尺寸一般是按墩台身底面尺寸加最小襟边宽度来确定。襟边的预留宽度一般为沉井下沉总深度的2％，且不得小于20cm。沉井顶面的尺寸为：

$$A=A_0+2(0.02\sim 0.04)h_0 \text{ 或 } A_0+20\text{cm}$$

$$B=B_0+2(0.02\sim 0.04)h_0 \text{ 或 } B_0+20\text{cm}$$

式中　A_0、B_0——上部构造的底面尺寸；

h_0——沉井下沉深度。

另外，考虑到施工中的偏差，A、B 尺寸还应适当加大。

3.根据以上定出的沉井最小尺寸，验算沉井基底承载力、偏心、滑动及倾覆稳定等是否满足设计要求。

4.沉井基础的支承力，包括沉井底面的承载力及井壁摩阻力（井壁周围土如果不受冲刷者）。

第6.3.2条　验算沉井底节在不同支承情况下竖向挠曲而产生的拉应力。

一、当排水挖土下沉时，沉井的支承位置可以控制在最有利的范围。对于圆端形或长方形沉井，当其长边大于1.5倍短边时，支承点可设于长边，两支点的间距等于0.7倍长边（见图6.3.2-1），以使支承处产生的弯矩与长边中点处产生的弯矩大致相等，并按此条件验算沉井自重所引起的井壁顶部混凝土的拉应力。若验算混凝土的拉应力超过容许值，可加大底节沉井的高度或按需要增设钢筋。

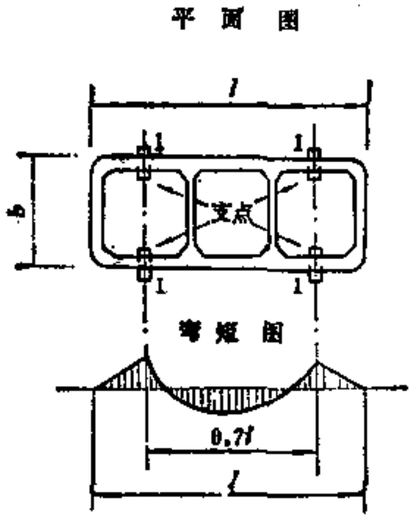


图6.3.2-1　支承在四点上的沉井

二、当不排水挖土下沉时，因无法控制支点位置，可将底节沉井作为梁并按下列假定的不利支承情况进行验算。

1.假定底节沉井仅支承于长边的中点（见图6.3.2-2）的'3'点），两端悬空，验算由于沉井重力在长边中点附近最小竖截面上所产生的井壁顶部混凝土拉应力。

2.假定底节沉井支承于短边的两端点（图6.3.2-2）的'2'点），验算由于沉井自重在短边中点处引起的刃脚底面混凝土的拉应力。

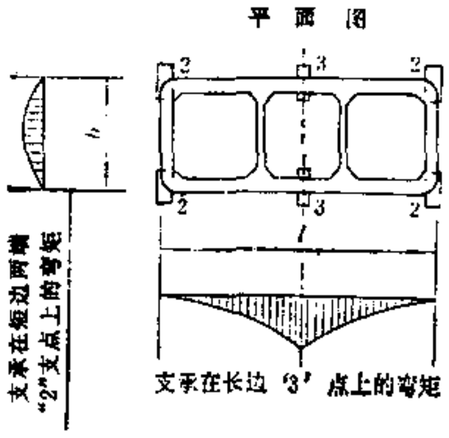


图6.3.2-2 支承在'2'点或'3'点上的沉井

沉井井壁的验算：

一、当沉井沉到设计标高而刃脚下的土已被掏空时，井壁上部可能被土层夹住，井壁下部处于悬挂状态，井壁中段就会产生最大的竖向拉应力。推导如下：

从井壁受竖向拉应力的最不利条件考虑，假设摩阻力的分布如图6.3.2-3所示。

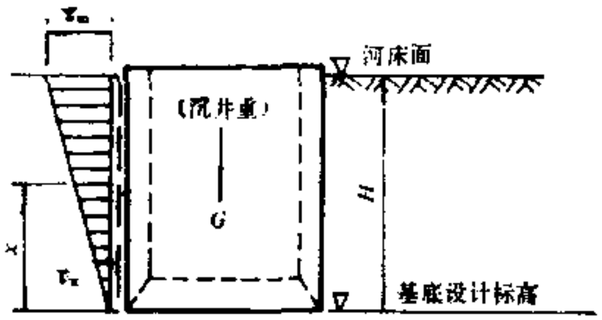


图6.3.2-3 沉井外侧直立时的井壁受拉计算图

因 $$G = \frac{1}{2} \cdot \tau_m \cdot H \cdot U$$

所以 $$\tau_m = \frac{2G}{HU}$$

又 $$\frac{\tau_x}{x} = \frac{\tau_m}{H}$$

所以 $$\tau_x = \frac{\tau_m G}{H} = \frac{2Gx}{H^2U}$$

式中 G——沉井重力(kN)；

U——井壁周长(m)；

H——沉井入土深度(m)；

τ_m——作用于河床表面处的井壁上的单位摩阻力(kPa)；

τ_x——作用在距刃脚底面 x 高度处井壁上的单位摩阻力(kPa)。

根据以上假定，沉井重力等于其沉到设计标高时井壁上的摩阻力，求得作用在距刃脚底面 x 处的井壁上单位摩阻力，继而可以求出距刃脚底面 x 高度处断面拉力 P_x。

$$P_x = \frac{Gx}{H} - \frac{\tau_x x U}{2} = \frac{Gx}{H} - \frac{2Gx}{H^2U} \cdot \frac{xU}{2} = \frac{Gx}{H} - \frac{Gx^2}{H^2}$$

为了求得 P_{max}，令 $\frac{dP_x}{dx} = 0$

则 $$\frac{dP_x}{dx} = \frac{G}{H} - \frac{2Gx}{H^2} = 0$$

所以 $$x = \frac{H}{2}$$

即沉井入土深度的中点处断面拉力为最大。故

$$P_{max} = \frac{G}{H} \cdot \frac{H}{2} - \frac{G}{H^2}\left(\frac{H}{2}\right)^2 = \frac{G}{2} - \frac{G}{4} = \frac{1}{4} G \tag{6.3.2-1}$$

二、关于沉井井壁在水压力和土压力作用下的水平挠曲问题，须按沉井下沉至设计标高，刃脚下的土已被掏空，井壁受最大水平外力的最不利情况，把井壁作为水平框架来验算。这种水平挠曲验算分为两部分：

1.验算位于刃脚根部以上其高度等于井壁厚度 t 的一段井壁，依此设置该段的水平钢筋。因这段井壁 t 是刃脚悬壁梁的固定端，施工阶段作用于该段的水平荷载，除本身所受的水平荷载外，还承受由刃脚传来的水平剪力 Q（见图 6.3.2-4）。作用在该段井壁上的平均荷载 q，即

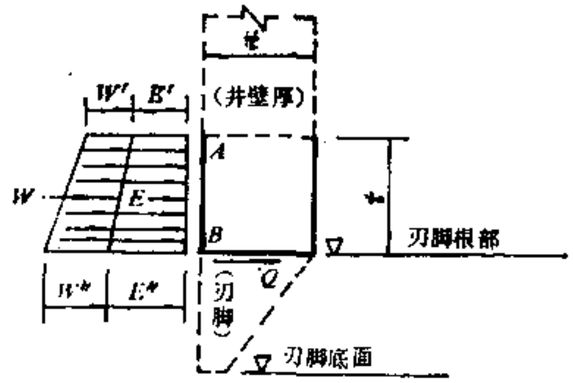


图6.3.2-4 刃脚根部以上井壁厚的一段荷载分布图示

$$q = W + E + Q \qquad (6.3.2\text{-}2)$$

式中 q——作用在井壁 t 段（框架）上的均布荷载(kN/m)；

W——作用在井壁 t 段上的水压力(kN/m)，

$$W = \frac{W' + W''}{2} \cdot t;$$

其中 W''——作用在刃脚根部 B 截面的单位水压力(kPa)，$W'' = \lambda h'' \gamma_w$；

W'——作用在刃脚根部以上，高度 t 范围内截面 A 上的单位水压力(kPa)，$W' = \lambda h' \gamma_w$；

t——为井壁厚度(m)；

h'、h''——验算截面 A 和 B 距水面的高度(m)；

γ_w——水的容重（10kN/m³）；

λ——折减系数，排水挖土，井内无水压，井外水压视土质而定，砂类土 $\lambda = 1.0$；粘性土 $\lambda = 0.7$；

不排水挖土，井外水压以100%计，$\lambda = 1.0$，井内水压以50%计，$\lambda = 0.5$；

E——作用在 t 段井壁上的土压力(kPa)，

$$E = \frac{E' + E''}{2} \cdot t;$$

E'——作用在刃脚根部以上，高度 t 处 A 截面的单位土压力(kPa)，可按《公路桥涵设计通用规范》有关土压力公式计算；

E''——作用在刃脚根部处 B 截面的单位土压力(kPa)；

Q——由刃脚传来的剪力，其值等于求算刃脚竖直外力时分配于悬臂梁上的水平力（kN/m）；

W 的作用点距刃脚根部为 $\frac{W' + 2W''}{W' + W''} \cdot \frac{t}{3}$，$E$ 的作用点距刃脚根部为 $\frac{E' + 2E''}{E' + E''} \cdot \frac{t}{3}$。

根据以上计算出来的 q 值，即可按框架分析求刃脚根部以上“t 高内的最大弯矩 M、轴向压力 N 和剪力 Q”，并设计该段井壁中的水平钢筋。

2.其余各段井壁的计算，可按井壁断面的变化，将井壁分成数段，取每一段中控制设计的井壁（位于每一段最下端的单位高度）进行计算。作用在框架上的均布荷载 $q = W + E$。然后用同样的计算方法，求得水平框架的最大弯矩 M、轴向力 N 和剪力 Q 及水平钢筋。并将水平筋布置于全段上。

采用泥浆套下沉的沉井，应将沉井外侧泥浆压力 γH 按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，根据铁路部门试验沉井量测结果，压气时气压对井壁的作用不明显，可以略去不计，故仍按普通沉井计算。

空气幕沉井井壁所受之摩阻力，开气时减小，不开气时仍与普通沉井相同。计算按不利情况采用(即按普通沉井规定计算)。

第6.3.3条 刃脚竖直方向和水平方向的挠曲计算，是为布设刃脚内竖直和水平钢筋并确定其混凝土的应力所需。内力分析时，须按悬臂和框架分别进行计算。

一、刃脚作为悬臂梁计算其竖直方向的挠曲强度。

1.当沉井下沉到设计标高的一半，刃脚内侧切入土中约1m，而在水面上还露出很高（一般为一节沉井的高度）一段时，刃脚因受井孔内土体的横向压力而在刃脚根部水平断面上产生最大的向外弯矩，这是设计刃脚内侧竖向钢筋的主要依据。计算方法如下（见图6.3.3-1）：

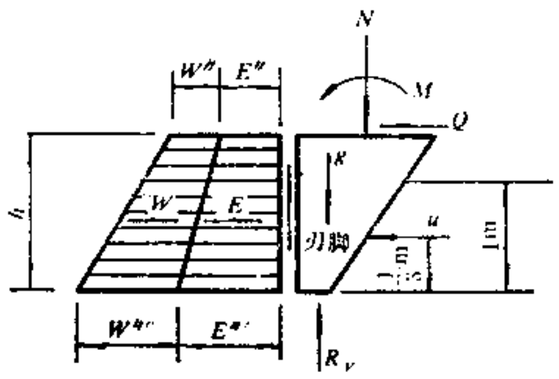


图6.3.3-1 在刃脚上的外力

1)沿井壁的水平方向取一个单位宽度，并按第6.3.2条说明的方法计算作用在刃脚上的土压力 E 和水压力 W。

2)作用在井壁单位宽度上的摩阻力 T 按以下两式计算，但取其最小值(kN/m)：

$$T=\mu\cdot E\approx E\operatorname{tg}\phi=0.5E \qquad (6.3.3\text{-}1)$$

$$T=\tau\cdot A \qquad (6.3.3\text{-}2)$$

式中 μ——摩擦系数，等于 $\operatorname{tg}\phi$；

ϕ——内摩擦角，一般土在水中的内摩擦角可采用26°30′

$\operatorname{tg}26°30'=0.4986\approx0.5$；

τ——土与井壁间的单位摩阻力，按本章第6.1.2条表6.1.2选用；

A——沉井侧面与土接触的单位宽度上的总面积(m^2)，$A=1\times h=h$（h 为刃脚高度）；

E——作用在井壁上每m宽度的总土压力(kN/m)。

3)刃脚下单位宽度上土的垂直反力 R_v 可按下式计算（见图6.3.3-2）：

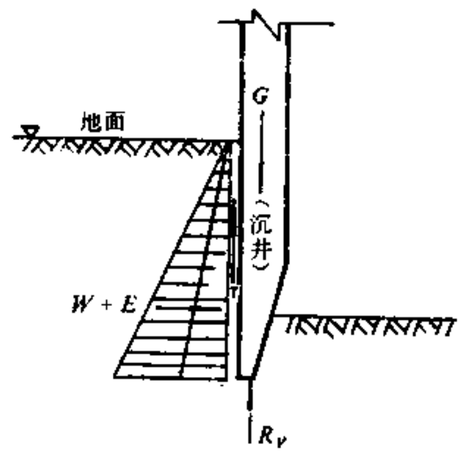


图6.3.3-2 井壁摩阻力 T 及刃脚下土的反力

$$R_v=G-T \qquad (6.3.3\text{-}3)$$

式中 G——沿沉井外壁单位周长上的沉井重力，其值等于该高度沉井的总重除以沉井的周长；在不排水挖土下沉时，应在沉井总重中扣去淹没水中部分的浮力；

T——沿井壁周长单位宽度上沉井侧面总摩阻力。

R_v 的作用点可按下法计算（如图6.3.3-3），假定作用在刃脚斜面上的土反力的方向与斜面上法线成β角，β为土与刃脚斜面间的外摩擦角（一般取β=30°）。作用在刃脚斜面上的土反力分解成水平力 u 与垂直力 v_2，刃脚底面上的垂直反力为 v_1，则

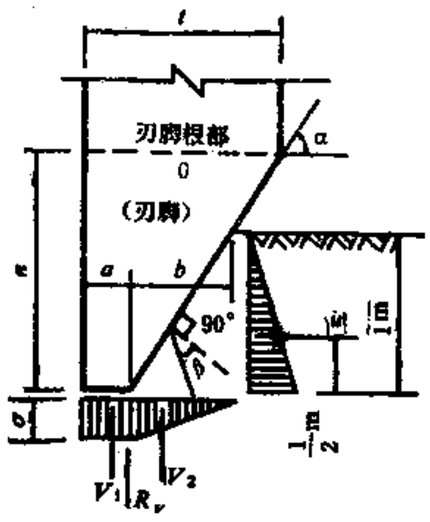


图6.3.3-3　刃脚下 R_v 的作用点计算

$$R_v = v_1 + v_2 \qquad (6.3.3\text{-}4)$$

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\sigma \cdot a}{\frac{1}{2}\sigma \cdot b} = \frac{2a}{b} \qquad (6.3.3\text{-}5)$$

式中　$b = \dfrac{t-a}{h}$

解以上两联立方程式即可求得 v_1 和 v_2。假定 v_2 为三角形分布，则 v_1 和 v_2 的作用点距刃脚外壁之距离分别为 $\dfrac{a}{2}$ 和 $a+\dfrac{b}{3}$ $\left(\text{即 } a+\dfrac{t-a}{3h}\right)$。这样即可求得 v_1 和 v_2 的合力 R_v 的作用点。

4)作用在刃脚斜面上的水平反力 u 可按下式计算：

$$u = v_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta) \qquad (6.3.3\text{-}6)$$

式中　α——刃脚斜面与水平面所成的夹角；

β——土与刃脚斜面间的外摩擦角，一般为30°。

假定 u 为三角形分布，则 u 的作用点在距刃脚底面1/3高

处。

5)刃脚重力 g 按下式计算：

$$g = \gamma_h \cdot h \frac{t+a}{2} \qquad (6.3.3\text{-}7)$$

式中　γ_h——混凝土容重（kN/m³），若不排水下沉，则应扣除水的浮力；

h——刃脚斜面的高度(m)。

6)求得作用在刃脚上的所有外力的大小、方向和作用点之后，即可求算刃脚根部处截面上每单位周长内（井壁）的轴向压力 N、水平剪力 Q 及对截面重心轴的弯矩 M。并据此计算在刃脚内侧的钢筋(竖直)数量。此项钢筋应伸至刃脚根部以上 $0.5L_1$（L_1 为沉井外壁的最大计算跨径）。

2.当沉井沉到设计标高，刃脚下的土已挖空，这时刃脚处于向内挠曲的不利情况，如图（6.3.3-4）所示。按此情况确定刃脚外侧竖向钢筋。

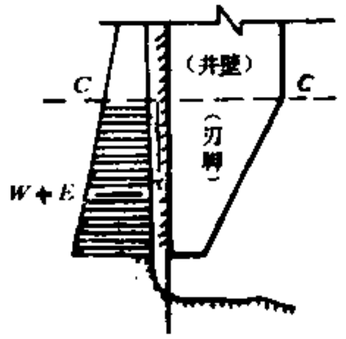


图6.3.3-4　刃脚向内挠曲

作用在刃脚上的外力，沿沉井周边取一单位宽度来计算，计算步骤和上述1的情况相似，现简述如下：

1)计算刃脚外侧的土压力和水压力。土压力与上述1的情况相同。当不排水下沉时，井壁外侧水压力按100%($\lambda=1$)计算，井内水压力一般按50%($\lambda=0.5$)计算，但也可按施工中可能出现

的水头差计算；当排水下沉时，在不透水土中，可按静水压力的70%计算。这里土压力和水压力的总和不受上述规定“不超过70%的静水压力”的限制。

2)由于刃脚下的土已掏空，故刃脚下的垂直反力 R_v 和刃脚斜面水平反力 u 等于零。

3)作用在井壁外侧的摩阻力 T 与前面计算方法相同，但取较小值。

4)刃脚计算时重力 g 与前面相同。

5)根据以上计算的所有外力，可以算出刃脚根部处截面上每单位周长（外壁）内的轴向力 N、水平剪力 Q 及对截面重心轴的弯矩 M。并据以计算刃脚外侧的竖直钢筋数量。此项钢筋也应延伸至刃脚根部以上 $0.5L_1$。

二、为设计布于刃脚内的水平钢筋，将刃脚作为封闭的水平框架来计算其水平方向的挠曲强度。

当沉井下沉到设计标高，刃脚下的土已被掏空时，刃脚将受到最大的水平剪力。图6.3.3-5表示刃脚上沿井壁水平方向割取

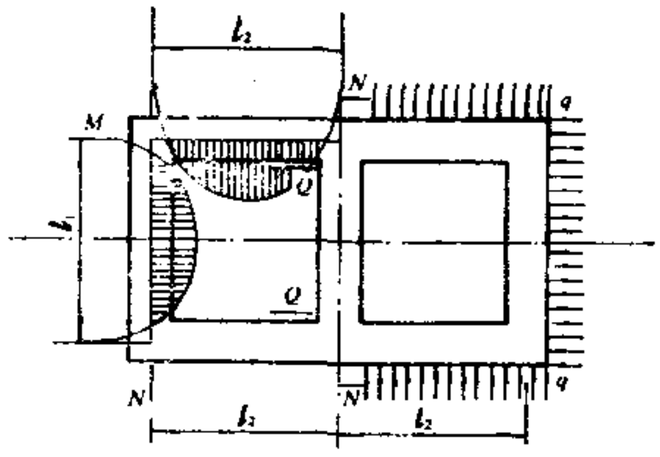


图6.3.3-5 矩形沉井刃脚上的水平框架

的单位高度（水平框架），作用在这个水平框架上的外力计算与上述求算刃脚外侧钢筋的方法相同。但水平钢筋只分担作用在水平框架上的荷载，故作用在水平框架全周上的均布荷载为刃脚上的最大水平剪力乘以分配系数 β（见第6.3.4条的分配系数）。

作用在矩形沉井上的最大弯矩 M、轴向力 N 及剪力 Q 可按下列近似公式求算：

$$M = \frac{q \cdot L_1^2}{16} \qquad (6.3.3\text{-}8)$$

$$N = \frac{q \cdot L_2}{2} \qquad (6.3.3\text{-}9)$$

$$Q = \frac{q \cdot L_1}{2} \qquad (6.3.3\text{-}10)$$

式中 q——作用在刃脚框架上的水平均布荷载；

L_1、L_2——沉井外壁的最大和最小计算跨径。

根据以上计算的 M、N 和 Q，设计刃脚内的水平钢筋。为便于施工，不必按正负弯矩将钢筋弯起，可按正负弯矩的需要布置成内、外两圈。

第6.3.4条 沉井刃脚一方面可看作固着在刃脚根部处的悬臂梁，梁长等于外壁刃脚斜面部分的高度；另一方面，刃脚又可看作为一个封闭的水平框架。因此，作用在刃脚侧面上的水平外力将由悬臂梁和框架来共同承担。也就是说，其中一部分水平外力是垂直向传至刃脚根部（悬臂作用），余下部分由框架自身承担（框架作用）。按其变形关系导出的分配系数公式如下：

悬臂作用 $\alpha = \dfrac{0.1L_1^4}{h^4 + 0.05L_1^4}$（但 α 不得大于1）

框架作用 $\beta = \dfrac{h^4}{h^4 + 0.05L_2^4}$

式中 L_1——沉井外壁支承于内隔墙间的最大计算跨径；

L_2——沉井外壁支承于内隔墙间的最小计算跨径；

h——刃脚斜面部分的高度。

上述公式适用于当内隔墙刃脚踏面底高出外壁刃脚底不小于0.5m，或者大于0.5m而有垂直梗肋时。作用于悬臂部分所有的水平荷载应乘以所求得的系数α。

第6.3.5条 沉井封底混凝土应按以下规定计算：

1.在施工抽水时，封底混凝土应承受基底水和土的向上反力，此时因混凝土的龄期不足，应降低容许应力。

2.沉井井孔用混凝土或圬工填实时，封底混凝土应承受基础设计的最大基底反力，并计入井孔内填充物的重力。

3.封底层混凝土厚度，一般不宜小于1.5D（D为井孔直径或短边边长）。按国内以往施工经验，有些桥的沉井水下封底混凝土的厚度是满足了这个要求，但也有些沉井不能满足这个厚度。本条只规定封底混凝土厚度要满足传力要求，对1.5D的厚度要求根据不足，所以条文中没有作为必须遵循的要求纳入规范。

第6.3.6条 浮式沉井的施工计算是很重要的，必须准确计算各施工阶段的沉井重力、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，准确计算各种可能水位和河床标高时沉井落架就位的相应内力，以及落地后所控制的沉井净重和刃脚可能达到的标高。通过每一施工阶段的计算，才能得到各部位井壁可能承受的最大压力并作为设计的依据。同时，合理安排施工工序，可避免因等待混凝土强度而耽误沉井施工进度。

保证浮式沉井的稳定性，是沉井安全施工的必要条件。沉井倾斜角不得大于6°（即$\phi<6°$），其计算条件如下：

1)稳定性的必要条件是

$$\rho - a > 0$$

式中 ρ——浮式沉井定倾中心至浮心的距离(m) $\rho = \frac{I}{V}$；

I——沉井计算浸水线截面积对倾斜轴线的惯性矩(m⁴)；

V——沉井的排水体积(m³)；

a——沉井重心至浮心的距离(m)，重心在浮心之上时为正，反之为负。

2)沉井受外力矩作用时，其倾斜角ϕ不应大于6°。

$$\phi = \mathrm{tg}^{-1}\frac{M}{\gamma_w V(\rho - a)}$$

式中 M——外力矩(kN·m)；

γ_w——水的容重，10kN/m³。