

UDC

中华人民共和国行业标准

TB

P

TB10052—97

铁路柔性墩桥技术规范

**Technical specification for
flexible pier railway bridge**

1997-03-03 发布

1997-07-01 实施

中华人民共和国铁道部 发布

中华人民共和国行业标准

铁路柔性墩桥技术规范

**Technical specification for
flexible pier railway bridge**

TB10052—97

主编单位：铁道部第二勘测设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：1997 年 7 月 1 日

中 国 铁 道 出 版 社

1 9 9 7 年 • 北 京

关于发布《新建铁路摄影测量规范》等 6个铁路工程建设标准的通知

铁建函〔1997〕58号

《新建铁路摄影测量规范》(TB10050—97)、《铁路工程地基土十字板剪切试验规程》(TB10051—97)、《铁路柔性墩桥技术规范》(TB10052—97)、《铁路房屋增层和纠倾技术规范》(TB10114—97)、《全球定位系统(GPS)铁路测量规程》(TB10054—97)和《铁路混凝土与砌体工程施工及验收规范》(TB10210—97)经审查批准,现予发布,自1997年7月1日起施行。现行《铁路混凝土及砌石工程施工规范》(TBJ210—86)、《铁路测量技术规则》(TBJ101—85)中的第二篇“航空摄影测量”和《铁路柔性墩桥设计暂行规定》(铁建〔1991〕108号)同时废止。

以上规范由部建设司负责解释,由建设司标准科情所和铁道出版社共同组织出版发行。

中华人民共和国铁道部

一九九七年三月三日

目 次

1	总 则	1
2	设 计	2
2.1	一般规定	2
2.2	荷 载	2
2.3	计 算	3
2.4	构 造	12
3	施 工	15
3.1	基础与墩台	15
3.2	架 梁	16
3.3	桥上线路	16
4	验收及运营期间的要求	17
4.1	验 收	17
4.2	运营期间的要求	17
附录 A	钢筋混凝土矩形截面偏心受压柱短期荷载 下刚度计算	19
附录 B	本规范用词说明	21
附加说明	23
条文说明	25

1 总 则

1.0.1 为推广和发展铁路柔性墩桥，统一设计、施工、验收和运营期间的技术要求，使其达到安全适用和经济合理的目的，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于预应力混凝土、钢筋混凝土简支梁用固定支座与桥墩、桥台分组连成整体的铁路柔性墩桥的设计、施工及验收，适用于时速不大于 **120km** 的标准轨距铁路，但不包括无缝线路地段。

柔性墩桥应因地制宜地采用，对山坡有落石的傍山谷架桥以及在通航的河流上或在有泥石流、流冰、漂流物及对混凝土有侵蚀性的河流上，不宜采用柔性墩桥。

1.0.3 柔性墩桥的设计、施工、验收及运营期间的要求除应符合本规范外，尚应符合国家和铁道部现行有关标准的规定。

2 设 计

2.1 一般规定

2.1.1 柔性墩桥应具有足够的强度、刚度和稳定性,并符合规定的振动要求。刚性墩台宜布置在地形、地质等条件较为有利的位置。

2.1.2 柔性墩桥基底范围内的地基应均匀。当采用明挖基础时,地基容许承载力不宜小于 0.25MPa 。

2.1.3 多线桥的柔性墩,其墩身和顶帽应各线分离。

2.1.4 柔性墩桥的温度联长不宜大于 132m 。全柔的柔性墩高度或上柔下刚柔性墩的柔性部分高度不宜大于 24m ;上柔下刚柔性墩总高度不宜大于 40m 。

2.1.5 柔性墩的墩身材料宜采用钢筋混凝土,当采用混凝土时应有护面钢筋。

2.1.6 当柔性墩桥用于曲线上时,Ⅰ、Ⅱ级铁路的曲线半径不得小于 500m 。

2.1.7 柔性墩桥的活动支座宜布置在温度联长的中部。

2.2 荷 载

2.2.1 铁路列车竖向活载、制动力(或牵引力)、离心力和风荷载应符合现行行业标准《铁路桥涵设计规范》(以下简称《桥规》)的规定。

2.2.2 梁体温度变化幅度,应视梁的构造式样、尺寸和当地外界气温等条件,按《桥规》附录五及附录六确定。

2.2.3 墩身墩壁内的日照温差曲线应按下式计算;

$$T_x = T_0 e^{-\alpha x} \quad (2.2.3)$$

式中 T_x ——计算点 x 处的温差 ($^{\circ}\text{C}$);

T_0 ——顺桥向柔性墩向阳面与背阳面的温差($^{\circ}\text{C}$),对于标准设计可用 16°C ,对于个别设计可按《桥规》附录十二中附图 12.1 计算;

α ——系数,可采用 7 (1/m) ;

x ——计算点至向阳侧墩表面的距离 (m);

e ——自然对数的底,其值为 2.718 。

2.2.4 钢筋混凝土梁的收缩宜按《桥规》第 3.4.5 条规定的降低温度 $5^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 计算;预应力混凝土梁的收缩徐变仅计架设后的发展值,可按《桥规》第 6.3.39 条、第 6.3.40 条有关公式计算。除应考虑梁轴缩短外,尚应计入徐变拱的影响。

2.2.5 制动或牵引时固定支座缝隙变化的平均值,对于盆式橡胶支座宜采用每个支座 0.3mm ;对于铸钢支座宜采用每个支座 0.8mm 。

2.2.6 设计时应计入墩身施工允许偏差(按墩中心线计顺桥向偏离 1cm)和架梁允许偏差(按支座顺桥向计偏离设计中心线 2cm)产生的内力。

2.2.7 架梁荷载应按所采用的架桥机类型及架梁的具体步骤确定。

2.3 计 算

2.3.1 柔性墩桥结构计算可按梁与各墩、台用固定支座较连,以结构联分组作整体计算,其计算图式见图 2.3.1。

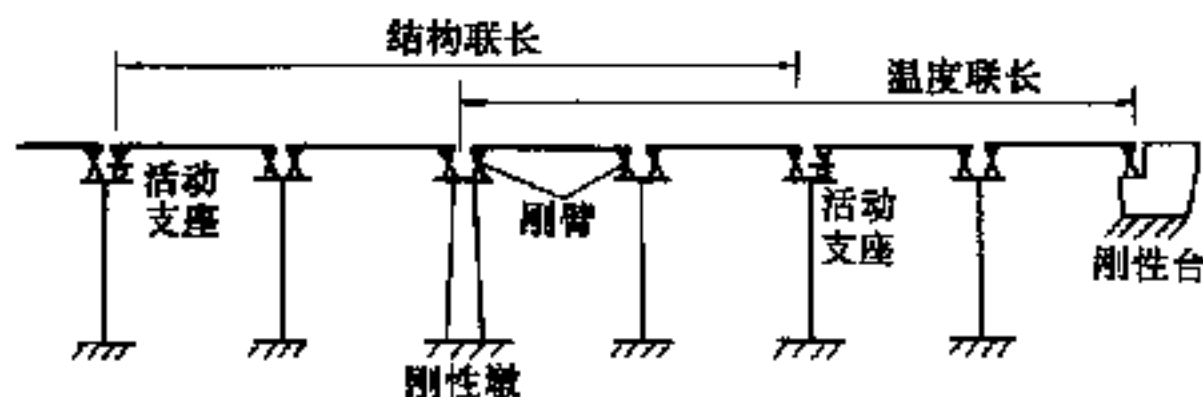


图 2.3.1 柔性墩桥结构计算图式

注:图中未标明者为柔性墩及固定支座。

T_0 ——顺桥向柔性墩向阳面与背阳面的温差($^{\circ}\text{C}$),对于标准设计可用 16°C ,对于个别设计可按《桥规》附录十二中附图 12.1 计算;

α ——系数,可采用 7 (1/m) ;

x ——计算点至向阳侧墩表面的距离 (m);

e ——自然对数的底,其值为 2.718 。

2.2.4 钢筋混凝土梁的收缩宜按《桥规》第 3.4.5 条规定的降低温度 $5^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ 计算;预应力混凝土梁的收缩徐变仅计架设后的发展值,可按《桥规》第 6.3.39 条、第 6.3.40 条有关公式计算。除应考虑梁轴缩短外,尚应计入徐变拱的影响。

2.2.5 制动或牵引时固定支座缝隙变化的平均值,对于盆式橡胶支座宜采用每个支座 0.3mm ;对于铸钢支座宜采用每个支座 0.8mm 。

2.2.6 设计时应计入墩身施工允许偏差(按墩中心线计顺桥向偏离 1cm)和架梁允许偏差(按支座顺桥向计偏离设计中心线 2cm)产生的内力。

2.2.7 架梁荷载应按所采用的架桥机类型及架梁的具体步骤确定。

2.3 计 算

2.3.1 柔性墩桥结构计算可按梁与各墩、台用固定支座铰连,以结构联分组作整体计算,其计算图式见图 2.3.1。

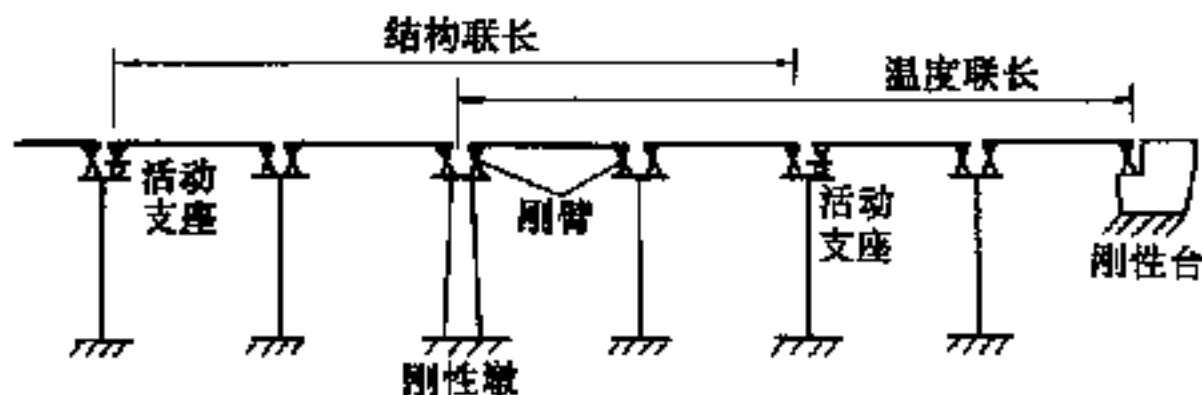


图 2.3.1 柔性墩桥结构计算图式

注:图中未标明者为柔性墩及固定支座。

2.3.2 柔性墩桥顺桥向内力计算应计及下列因素;

- (1) 列车制动力或牵引力;
- (2) 梁受竖向荷载时下缘伸长;
- (3) 温度变化时梁的伸缩;
- (4) 水平力作用时固定支座缝隙变化;
- (5) 梁体混凝土收缩徐变;
- (6) 架梁时残留的墩顶位移;
- (7) 支座竖向反力及其偏心力矩;
- (8) 墩身风力;
- (9) 墩身日照;
- (10) 墩身施工偏差及架梁偏差。

2.3.3 检算柔性墩时不利活载的布置,可按图 2.3.3 所示五种图式并结合具体情况拟定。

- (1) 温度联内梁上无活载
- (2) 单侧 80kN/m 轻载
- (3) 单侧重载
- (4) 双侧重载
- (5) 双侧 80kN/m 轻载

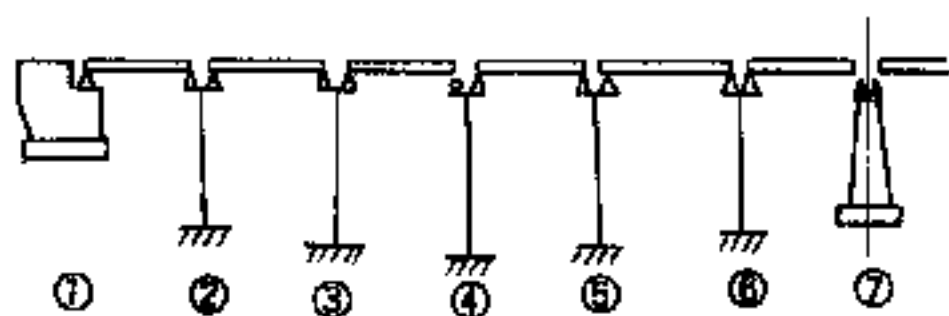


图 2.3.3 检算柔性墩活载布置图式

注:图中的最不利活载位置均对④号墩而言,其余墩可类推。

2.3.4 当柔性墩桥分组作整体计算,且当同一组内刚性墩顺桥向的抗推刚度为柔性墩的 50 倍及以上时,可将柔性墩作为顶端铰支并具有一定位移 Δ ;而下端作为刚性固定的偏心受压杆件,按单墩作简化计算。位移 Δ 可由多种因素分项计算合成。

2.3.4.1 制动力或牵引力产生的墩顶位移应按下式计算;

$$\Delta_1 = \frac{F_b}{K_r} \quad (2.3.4-1)$$

式中 Δ_1 ——制动力或牵引力作用下结构联内各墩、台顶的位移 (cm);

F_b ——结构联内全部制动力或牵引力 (kN);

K_r ——刚性墩 (台) 顶的抗推刚度 (kN/cm)。

2.3.4.2 竖向荷载作用下梁下缘伸长产生的墩顶位移应按下列式计算;

$$\left. \begin{aligned} \Delta_2 &= \lambda \sum \delta_1 \\ \Delta_{2s} &= \lambda \sum \delta_s \end{aligned} \right\} \quad (2.3.4-2)$$

式中 Δ_2 ——活载作用下梁下缘伸长而产生的墩顶位移 (cm);

Δ_{2s} ——架梁后二期恒载使梁下缘伸长而产生的墩顶位移 (cm);

$\sum \delta_1$ ——自计算墩至相关联的刚性墩间各孔简支梁在活载作用下梁下缘伸长之和 (cm);

$\sum \delta_s$ ——自计算墩至相关联的刚性墩间各孔简支梁在架梁后二期恒载作用下梁下缘伸长之和 (cm);

λ ——折减系数, 对 24m 和 32m 跨度梁为 0.8, 对 16m 跨度梁为 0.7。

2.3.4.3 梁体温度变化产生的墩顶位移应按下列式计算;

$$\Delta_3 = n m \alpha l T \quad (2.3.4-3)$$

式中 Δ_3 ——梁体温度变化产生的墩顶位移 (cm);

α ——梁体混凝土的线膨胀系数 (温度以 $^{\circ}\text{C}$ 计);

l ——梁的跨度 (cm);

T ——梁体温度变化幅度 ($^{\circ}\text{C}$);

m ——对墩内应力的效应系数, 可采用 0.6;

n ——所计算柔性墩与相关联的刚性墩间梁的孔数。

2.3.4.4 固定支座缝隙产生的墩顶位移应按下列式计算;

$$\Delta_4 = 2 n e_f \quad (2.3.4-4)$$

式中 Δ_4 ——固定支座缝隙产生的墩顶位移 (cm);

e_f ——每个支座的缝隙, 可按本规范 2.2.5 条取值;

n ——意义同前。

梁可用 3.4cm, 32m 跨度梁可用 6cm,

y_c ——梁端换算截面重心轴至梁底距离 (cm);

其余符号意义同前。

相应于梁收缩、徐变时柔性墩徐变的应力效应系数 表 2.3.4

架设时墩 的混凝土 龄期(d)	架设时梁的混凝土龄期(d)											
	60				90				180			
	$\beta=1$	$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$	$\beta=1$	$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$	$\beta=1$	$\beta=2$	$\beta=3$	$\beta=4$
60	0.39	0.51	0.61	0.69	0.44	0.57	0.67	0.74	0.51	0.65	0.75	0.81
90	0.42	0.55	0.67	0.75	0.46	0.61	0.72	0.79	0.53	0.69	0.79	0.85
120	0.45	0.60	0.72	0.81	0.49	0.65	0.76	0.84	0.56	0.72	0.83	0.89
180	0.51	0.68	0.81	0.89	0.55	0.72	0.84	0.91	0.61	0.78	0.88	0.94
270	0.59	0.79	0.90	0.96	0.63	0.81	0.91	0.96	0.69	0.86	0.94	0.97
360	0.67	0.86	0.95	0.98	0.70	0.88	0.96	0.99	0.76	0.91	0.97	0.99
540	0.82	0.95	0.98	1.00	0.84	0.96	0.99	1.00	0.88	0.97	0.99	1.00
720	0.92	0.98	1.00	1.00	0.94	0.99	1.00	1.00	0.96	0.99	1.00	1.00

注: 1. 预应力混凝土梁的龄期应按梁建立预应力时起算;

2. 徐变增长速度系数 β , 在湿、冷地区取较小值, 旱、热地区可取较大值。

2.3.4.6 架梁时残留的墩顶位移 Δ_6 , 宜按每个柔性墩单独考虑, 可采用 0.3cm。

2.3.4.7 柔性墩强度为主力加附加力情况控制设计, 各项墩顶位移应按温度联内有车或无车的最不利情况进行组合。

有车时梁伸长:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_{2s} + \Delta_{2l} + \Delta_{3s} + \Delta_4 + \Delta_6 \quad (2.3.4-9)$$

无车时梁伸长:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_{2s} + \Delta_{3s} + \Delta_4 + \Delta_6 \quad (2.3.4-10)$$

有车时梁缩短:

$$\Delta = \Delta_1 - \Delta_{2s} - \Delta_{2l} + \Delta_{3s} + \Delta_4 + \Delta_5 + \Delta_6 \quad (2.3.4-11)$$

无车时梁缩短:

$$\Delta = \Delta_1 - \Delta_{2s} + \Delta_{3s} + \Delta_4 + \Delta_5 + \Delta_6 \quad (2.3.4-12)$$

式中 Δ_{2s} , Δ_{3s} ——相对于架设气温的梁体温度升、降产生的墩顶位移 (cm)。

设计时宜使梁伸长或梁缩短的两种情况接近相等，必要时也可假定架设气温。当实际架设与假定气温不符时，可用墩顶预加位移进行调整。

2.3.5 柔性墩顺桥向风力、墩顶活载和偏心力矩以及墩身日照影响等均应按墩顶铰支、墩底固定的结构计算图式计算。

2.3.6 当柔性墩顶无约束时，顺桥向墩身日照的墩顶位移可按下式计算：

当墩身宽度 d 为常数时

$$\Delta_s = \frac{3\alpha T_0 h^2 (\alpha d - 2)}{\alpha^2 d^3} \quad (2.3.6-1)$$

当 d 随墩身高度变化时

$$\Delta_s = \sum_{i=1}^n \frac{6\alpha T_0 (\alpha d_i - 2) y_i \Delta y_i}{\alpha^2 d_i^3} \quad (2.3.6-2)$$

式中 Δ_s ——日照时假定的墩顶自由位移 (m)；

α ——混凝土线膨胀系数 ($1/^\circ\text{C}$)；

T_0 ——顺桥向柔性墩向阳面与背阳面之温差 ($^\circ\text{C}$)；

h ——自支承垫石顶算起的柔性墩高度 (m)；

d ——柔性墩的宽度 (m)；

α ——系数，可采用 7 ($1/\text{m}$)；

n ——计算分节数；

Δy_i ——计算分节的节长 (m)；

y_i ——第 i 节节中心至支承垫石顶距离 (m)；

d_i ——第 i 节墩身顺桥向宽度 (m)。

2.3.7 顺桥向墩身日照的影响可仅计墩顶铰支的外约束作用，而温度变形与平截面变形不协调产生的内约束应力一般可不予计算。

2.3.8 柔性墩顺桥向最不利外力组合可按图 2.3.8 计算。

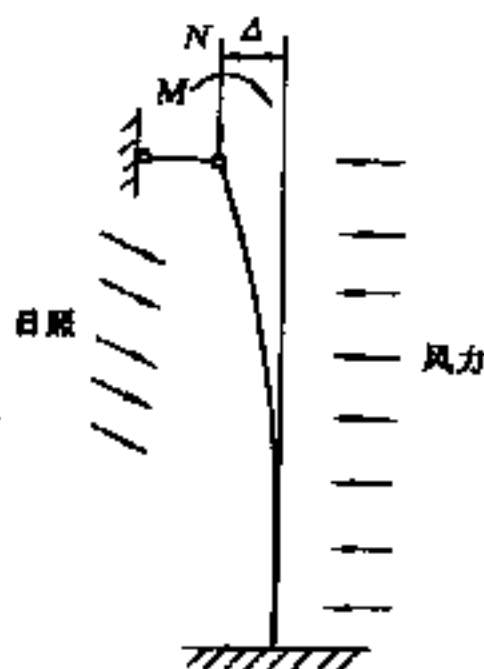


图 2.3.8 最不利外力组合

2.3.9 柔性墩顺桥向计算可不计挠度对偏心距的增大系数。

2.3.10 柔性墩横桥向计算和普通桥墩相同，其结构计算图式为悬臂杆；但当位于曲线上时，应计及梁长变化（包括支座缝隙）和制动力（或牵引力）传递时的径向分力，并按下式计算（见图 2.3.10）；

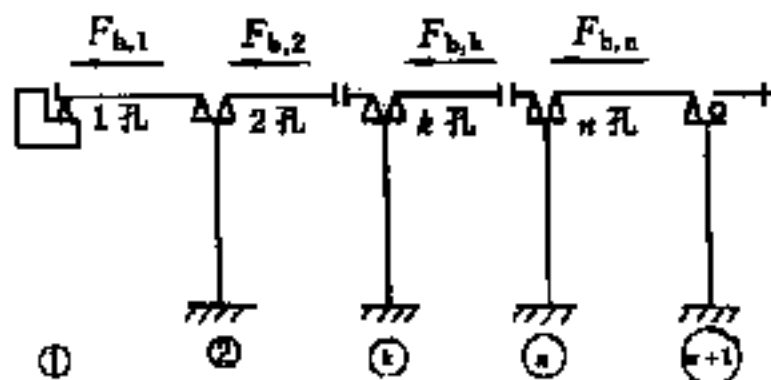


图 2.3.10 曲线上柔性墩横向力计算示意图

$$F_{i,tm} = \frac{l}{r} \sum_{k=i}^n F_{b,k} + \frac{l}{2r} \left(\sum_{k=i+1}^n F_k + \sum_{k=i}^n F_k \right) \quad (2.3.10-1)$$

式中 $F_{i,tm}$ ——第 i 墩上的横向力，指向曲线外侧为正(kN)；

l ——梁的跨度(m)；

r ——线路曲线半径(m)；

$\sum_{k=i}^n F_{b,k}$ ——自 i 孔至 n 孔制动力或牵引力的累计值，指向刚性墩为正(kN)；

$\sum_{k=i+1}^n F_k$ ——自 $i+1$ 墩至 m 墩墩顶水平力的累计值(kN)；

$\sum_{k=i}^n F_k$ ——自 i 墩至 m 墩墩顶水平力的累计值(kN)；

m ——墩号，见图 2.3.10，当 $n+1$ 墩的左支座为固定支座时， $m=n+1$ ，当为活动支座时， $m=n$ ；

F_k ——相应于第 k 墩墩顶位移的水平力(kN)；

$$F_k = B_k \Delta_k \quad (2.3.10-2)$$

其中 B_k ——第 k 墩顺桥向墩顶抗推刚度(kN/cm)；

Δ_k ——第 k 墩墩顶产生的位移(cm)，当背离刚性墩方向时为正，其墩身日照产生的墩顶位移可按墩

顶为自由计算,当阳光来自刚性墩方向时为负。

2.3.11 曲线上的柔性墩应检算单侧有活载时的离心力、车上风力以及桥墩设有横向预偏心时的制动力等水平力不通过桥墩中心产生的扭矩影响。

2.3.12 计算柔性墩内力时混凝土弹性模量应按设计标号提高一级采用。墩身截面刚度应按《桥规》第 5.3.1 条采用 $0.8E_cI$, I 包括全部混凝土截面,不计钢筋。对于高度较小的柔性墩,可考虑钢筋混凝土偏心受压杆件随应力增大而刚度减小的特性,按本规范附录 A 减小截面刚度。

2.3.13 上柔下刚式柔性墩的刚性部分承受柔性部分传来的内力,其计算原则及方法和普通桥墩相同,应按《桥规》有关规定办理。

2.3.14 明挖基础柔性墩基底的弹性转动可不考虑;桩基柔性墩的桩顶变形影响应予计入。

2.3.15 柔性墩顶顺桥向的位移可仅考虑活载下的动位移数值,即仅计算制动力或牵引力作用、竖向活载下梁下缘伸长以及支座缝隙等因素;计算横桥向墩顶位移时,墩身截面抗弯刚度应按《桥规》第 8.2.4 条办理。

2.3.16 柔性墩顶横桥向的位移应小于或等于 $4\sqrt{l}$ (mm) (l 为桥梁跨度, m);顺桥向位移应按《桥规》第 8.2.3 条规定办理。

2.3.17 柔性墩的整体稳定应分别顺桥向和横桥向按下式检算:

$$KN < N_{\alpha} \quad (2.3.17-1)$$

式中 N ——作用于构件顶面处的轴向压力,包括墩身柔性部分自重的 $1/3(MN)$;

K ——安全系数,主力时 $K=3.0$;主力加附加力时 $K=2.5$;

N_{α} ——构件屈曲临界荷载(MN),计算 N_{α} 时混凝土的弹性模量可取:

$$E = E_0 \left[1 - \frac{N_{\alpha}}{1.1R_a A_0} \right] \quad (2.3.17-2)$$

其中 E ——临界荷载时各截面的混凝土弹性模量(MPa),
 E_0 ——混凝土初始弹性模量(MPa),应按《桥规》表
 5.2.2-2 取用,
 R_a ——混凝土抗压棱柱体极限强度(MPa),
 A_0 ——墩身截面积(m²)。

临界荷载应分节试算逐次逼近求得;对于板式柔性墩也可采用《桥规》(5.3.6-2)式作简化计算,其中 A_b 、 b 取平均值,构件计算长度 l_0 取 0.85 倍墩高。

2.3.18 当基础为单根板式桩(摩擦桩或埋深较大的支承桩),且与墩身直接相连的柔性墩,其稳定计算可假定固定点移至《桥规》附录十四中的 $2/\alpha$ 处,不再计固定点以上桩侧壁土的弹性抗力。

2.3.19 当基础为多桩,且承台与墩身相连的柔性墩,其稳定计算可先按《桥规》附录十四求出承台顶的弹性约束刚度,然后将桩基换算为下端固定的等刚度直杆,顶端与墩身相接作近似的稳定计算。换算杆的长度和截面惯性矩应按下列公式计算:

$$l = \sqrt{\frac{3(\alpha + \beta_b d)}{\beta}} \quad (2.3.19-1)$$

$$I = \frac{l}{E\beta} \quad (2.3.19-2)$$

$$A = \frac{l}{bE} \quad (2.3.19-3)$$

式中 l ——换算杆的长度 (m);

I ——换算杆的截面惯性矩 (m⁴);

A ——换算杆的截面面积 (m²);

E ——换算杆的弹性模量 (MPa);

d ——承台厚度 (m);

α 、 β_b ——水平位移、转角,由《桥规》(附 14.10) 联立方程中令 $N=0$, $M=h$, $H=1MN$ 解得,其单位分别为 m/MN 和 rad/MN;

β ——转角,由《桥规》(附 14.10) 联立方程中令 $N=0$,

$H=0, M=1\text{MN} \cdot \text{m}$ 解得 $(\text{rad}/\text{MN} \cdot \text{m})$;

b ——竖向位移, 由《桥规》(附 14.10) 联立方程中令 $N=1\text{MN}, H=0, M=0$ 解得 (m/MN) 。

2.3.20 柔性墩桥顺桥向的自振频率应按全结构联整体计算, 其横桥向自振频率可按各墩单独计算。

2.3.21 柔性墩顺桥向、横桥向的自振频率应满足下式要求:

$$f > \frac{6}{\sqrt{h}} \quad (2.3.21)$$

式中 f ——桥上无活载时计算的墩身自振频率 (Hz);

h ——墩身高度 (m)。

2.3.22 刚性墩、台除制动力或牵引力有所增加外, 其计算与一般墩、台相同, 但需考虑长期荷载作用下土塑性变形产生的墩台顶位移对柔性墩的不利影响。当刚性墩、台采用桩基时, 必须严格控制桩侧壁横向压应力, 以满足《桥规》附录十四的要求。

2.3.23 柔性墩桥传递顺桥向水平力的结构系统, 包括梁体、支座、锚栓、柔性墩和刚性墩的顶帽等应分别进行强度检算。

2.3.24 柔性墩建成至架梁前的整段时间内, 应检算其受风状态下的强度、振动和稳定性, 必要时应采取临时安全措施。

2.3.25 柔性墩桥应按所采用的架梁方法对其全过程的安全作必要的检算。

2.4 构造

2.4.1 在柔性墩墩身刚柔交界处和墩底与基础顶面突变处, 除主筋应伸入下部不小于 1m 外, 尚应采取设置牛腿或布置竖向短钢筋等加强措施。

2.4.2 板式柔性墩的基础顶层和上柔下刚式刚性部分顶部 1m 厚度范围内, 均应采用与柔性部分同标号混凝土, 并应布置两层水平钢筋网。

2.4.3 固定支座应减小支座缝隙; 活动支座应有足够活动量。最大允许活动量及架设时支座预设偏移值可按下列公式计算:

$$S=2\delta_1+\delta_{21}+\delta_3+2\delta_4+\delta_5+X \quad (2.4.3-1)$$

$$\delta_3=\alpha_t(T_h-T_l) \quad (2.4.3-2)$$

$$e=\frac{(\delta_{21}+2\delta_{22}+\delta_3-\delta_5)}{2}-\alpha_t(T_c-T_l)-Z \quad (2.4.3-3)$$

- 式中 S ——活动支座最大活动量的全幅 (cm);
- e ——架设时支座预设的上座板偏向 (负值为背离) 其所连的刚性墩 (台) 值 (cm);
- δ_1 ——制动力或牵引力作用时, 温度联内两刚性墩 (台) 最大相对位移 (cm);
- δ_{21} ——活载作用下温度联内各孔梁下缘伸长之和的最大值 (cm);
- δ_{22} ——架梁后二期恒载产生的温度联内各孔梁下缘伸长之和 (cm);
- δ_3 ——温度联内温度升降联长变化全幅度 (cm);
- δ_4 ——温度联内所有固定支座缝隙之和, 可按本规范 2.2.5 条取值 (cm);
- δ_5 ——架梁后温度联内各孔梁的混凝土收缩徐变量之和 (cm);
- α ——混凝土线膨胀系数 ($1/^\circ\text{C}$);
- l_t ——温度联长 (cm);
- T_h ——设计采用的最高梁温 ($^\circ\text{C}$);
- T_l ——设计采用的最低梁温 ($^\circ\text{C}$);
- T_c ——架设时梁温 ($^\circ\text{C}$), 可参照《铁路架桥机架梁规则》(TBJ213—86) 附录十六计算;
- X, Z ——调查值, 按支座结构条件取用;
- 当用大的活动幅度无困难时

$$X=\frac{\delta_5}{2}, Z=\frac{\delta_5}{2}$$

当活动幅度受限制, 且为春、夏架梁时

$$X=0, Z=0$$

当活动幅度受限制，且为秋、冬架梁时

$$X=0, Z=\frac{Z_c}{2}$$

其中 Z_c ——架梁后半年内温度联长各孔梁收缩徐变值之和 (cm)。

2.4.4 柔性墩桥活动支座处的最小梁缝，应视联长大小比照《桥规》第 8.3.2 条规定适当增大。当联长为 132m 时，增大值可采用 6cm，小于 132m 时可按 1 孔梁长的增大值为零比例内插。

2.4.5 直接接筑柔性墩墩身的钻孔桩或挖孔桩，其桩径应较墩径大 10cm。

2.4.6 柔性墩修建时应在墩顶、墩底设立永久观测标志，并应在长期运营中检查墩的弯曲变形情况。

3 施 工

3.1 基础与墩台

3.1.1 明挖基础基底的地质及其承载力应符合设计要求。当开挖至设计高程后，应在一昼夜内开始浇筑基础混凝土。有水地基或无水地基在降雨时，应采取有效的排水措施。

3.1.2 对于在桩顶直接接筑柔性墩墩身的钻孔桩或挖孔桩，其桩身混凝土在清除浮浆和不合格部分后的顶面，应高出桩身接筑时的水位；桩顶中心的偏差不得大于 5cm。

3.1.3 直接接筑墩身的桩身顶部钢筋，承台或基础顶预埋的墩身接茬钢筋，以及上柔下刚墩的刚性段顶部预埋的柔性段接茬钢筋，在混凝土浇筑前，应采取有效措施予以定位。

3.1.4 柔性墩墩身施工的模板及其支撑结构应有足够的强度、刚度和稳定性，并满足不漏浆的要求。刚度应保证在混凝土最高浇筑速度时的挠度小于模板跨（支撑间距离）的 1/400。

3.1.5 柔性墩墩身的施工偏差，除设计有规定外，在墩身全高范围内的顺桥向边缘，距设计中心线的允许偏差应为 $\pm 10\text{mm}$ ，横桥向允许偏差与普通桥墩相同。

3.1.6 柔性墩桥的刚性墩台，其基底的地质和对基础施工的要求，应符合本规范有关各条的规定。

3.1.7 柔性墩桥的墩台顶帽与支承垫石应一次浇筑完成，不设工作缝，垫石表面应在混凝土初凝前抹平。墩身和顶帽托盘也宜连续浇筑，当有困难需分段时，施工接缝应设在距托盘底 0.8m 以下处，其他应符合现行行业标准《铁路桥涵施工规范》的规定。

3.1.8 柔性墩桥的墩台身及顶帽混凝土的保湿养护时间，应比现行行业标准《铁路混凝土与砌体工程施工及验收规范》规定的洒水养护时间延长 3d；仅当其强度达到设计强度后，方可暴露于 0℃以

下的温度环境中,或承受水流的冲刷。

3.1.9 柔性墩墩身混凝土试件在标准条件下养护 **28d** 龄期的抗压强度,与设计的混凝土强度之比,宜为 **1.0~1.2**。

3.2 架 梁

3.2.1 柔性墩桥架梁前,应调查当地气温变化情况、梁的生产日期及使用的架梁方法,作为架梁时墩顶位移调整值计算的依据。当架设条件超出设计范围时,应对桥墩的强度和稳定性进行检算。

3.2.2 柔性墩桥的架梁应符合现行行业标准《铁路架桥机架梁规则》第 **9.4.5** 条的规定。柔性墩顶位移调整量的计算与实施,应按该规则附录十六进行,并应考虑日照影响,调整墩顶位移。

3.2.3 架梁前应在墩顶及墩底设置顺桥向位移的观测点和标有位移量的标尺;架梁过程中,应在横桥向的桥墩两侧,对墩顶位移进行测量、监视和调整。

3.2.4 架梁过程中,活动支座应临时固定,并应按计算的错动量定位。错动量计算应符合本规范 **2.4.3** 条规定。

3.3 桥 上 线 路

3.3.1 柔性墩桥活动支座梁缝处的轨枕间距,应考虑混凝土梁收缩徐变后梁缝增大的影响,必要时可增加一根轨枕。

3.3.2 桥上轨道在梁端前后 **2m** 范围内不得有接头,并不得有连续两个瞎缝和大轨缝。

4 验收及运营期间的要求

4.1 验收

4.1.1 基础、墩台身、架梁及线路质量的竣工验收，除应符合本规范规定外，尚应符合现行行业标准《铁路桥涵工程质量评定验收标准》和《铁路特大桥工程质量评定验收标准》的规定。

4.1.2 竣工文件验收时，应检查混凝土施工浇筑记录、混凝土试件试验报告、明挖基础和钻孔桩隐蔽工程的检查记录及架梁时墩顶位移调整的有关记录。当有疑问时，应做实物抽查检测。

4.1.3 柔性墩桥架梁后，当墩顶位移调整值为 Δ_1 时，其墩顶两侧观测点的实测位移值应在 $\Delta_1 \pm 3\text{mm}$ 范围内。

4.1.4 柔性墩桥支座各部的接触面应密贴，其缝隙用塞尺检查不得大于 0.2mm ，上、下座板或上座板与摇轴间的卡板应能自由活动。活动支座上、下座板顺桥向错动量的允许偏差为 $\pm 3\text{mm}$ 。

4.2 运营期间的要求

4.2.1 在梁端、支座上下板及下板与支承垫石间，应设置明显的观测标志，观测相互间变位，记录并分析是否超限。

4.2.2 柔性墩桥应配置挠度观测仪，在运营中检查观测梁体挠度、拱度及梁缝变化，记录并分析梁体变化状态。

4.2.3 在桥头和每联活动端处的轨道，应设置固定爬行标志，观测、记录并分析轨道状态。

4.2.4 以上检查观测项目每年不应少于两次（最冷、最热月份各一次）。如无异常可转入正常检查观测。

4.2.5 柔性墩可按受弯构件养护维修，变截面处应经常检查，一旦发生裂损应及时处理。

4.2.6 运营期间应保持支座位置正确，各部连接牢固，工作状态

正常，活动支座涂油整修每年不应少于一次。

4.2.7 桥头两端线路除应按铁道部《铁路桥隧建筑物大修维修规则》要求加强防爬锁定外，并应根据需要设置足够数量的防爬器或分开式扣件。

附录 A 钢筋混凝土矩形截面 偏心受压柱短期荷载下刚度计算

A. 0.1 当 $e_0 \geq 0.55h_0$ 时, 钢筋混凝土矩形截面偏心受压柱短期荷载下截面刚度可按式计算;

$$B_d = \frac{E_s A_s h_0^2}{\varphi \left[1.15 - 0.4 \frac{h_0}{e_0} \right] + 0.2 + 6n\mu} \quad (\text{A. 0.1})$$

式中 B_d ——截面刚度 ($\text{MN} \cdot \text{m}^2$);

E_s ——钢筋的弹性模量 (MPa);

A_s ——拉力区钢筋截面积 (m^2);

n ——钢筋弹性模量与混凝土变形模量之比, 应按《桥规》表 5.3.3 采用;

e_0 ——轴力作用点至构件截面重心的距离 (m);

h_0 ——截面的有效高 (m),

$$h_0 = h - a$$

μ ——截面配筋率,

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}$$

φ ——钢筋应变的不均匀系数, 当 φ 值大于 1 或小于 0.4 时, 则应分别取值 1 或 0.4,

$$\varphi = 1.1 \left[1 - \frac{0.282bh^2R_l \left[1 - \frac{5A_s}{be_0} \right]}{M \left[1 - 0.2 \frac{h_0}{e_0} \right]} \right]$$

其中 h ——顺弯矩方向的截面尺寸 (m),

a ——受拉钢筋保护层厚度 (m),

b ——横弯矩方向的截面尺寸 (m),

R_t ——混凝土的极限抗拉强度 (MPa),

M ——截面弯矩 (MN·m)。

A. 0. 2 当 $e_0 \leq 0.15h_0$ 时, 截面刚度可按式计算:

$$B_d = 0.85EI \quad (\text{A. 0. 2})$$

式中 E ——混凝土弹性模量 (MPa);

I ——截面的换算惯性矩 (m^4)。

A. 0. 3 当 $0.15h_0 < e_0 < 0.55h_0$ 时, 可按公式 (A. 0. 1), (A. 0. 2) 先算出 $e_0 = 0.15h_0$ 和 $e_0 = 0.55h_0$ 时的 B_d 值, 再根据实际 e_0 值按直线内插计算截面刚度。

附录 B 本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

B. 0.1 表示很严格，非这样做不可的用词；

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

B. 0.2 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词；

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

B. 0.3 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词；

正面词用“宜”或“可”；

反面词用“不宜”。

附加说明

本规范主编单位、参加单位和主要起草人名单

主编单位：铁道部第二勘测设计院

参加单位：铁道部第三勘测设计院

铁道部第三工程局

铁道部北京铁路局

主要起草人：陈俊真 宋序唐 高铁宸 田茂宽

在执行本规范过程中，如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄交铁道部第二勘测设计院（成都市通锦路3号，邮政编码：610031）；并抄送铁道部建设司标准科情所（北京市朝阳区门外大街227号，邮政编码：100020），供今后修订时参考。

《铁路柔性墩桥技术规范》

条 文 说 明

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

1.0.1 本规范所指的柔性墩桥是在我国广泛采用的钢筋混凝土和预应力混凝土简支梁桥的基础上，将大部分活动支座改为固定支座，使梁、墩构成若干个结构联。在各个结构联间设一活动支座，以利梁的伸缩，在每个结构联内设一个刚性墩（台），其余均为柔性墩，以固定支座、梁和墩构成传力系统，使水平力按墩台剪力刚度分配，绝大部分传向刚性墩（台），柔性墩只承担很微小部分，从而改善控制桥墩设计的列车制动力的不利影响，达到桥墩轻型化的目的。

1.0.2 近年来对柔性墩桥的结构形式又提出了一些新的设想，如采用有限量活动支座、板式橡胶支座、梁与梁在中性轴处联成铰接梁等，这样也能取得改善梁长变化引起的不利影响，以及水平力在桥上直接传递等效果。这些设想虽然在理论上是可行的，有的也已在实践，但总的来说，还处在试验研究阶段，故本条规定适用于有 47 座桥实践经验的预应力混凝土、钢筋混凝土简支梁用固定支座与桥墩、桥台分组联成整体的铁路柔性墩桥。总结已建柔性墩桥的实践经验，表明它可因地制宜地用于各级铁路上。当然如和其它桥梁相比，尚缺乏在高速及无缝线路地段的运营经验，故暂不包括。但这并不排除在条件适宜情况下，经专门研究，采取可靠措施，进行试点。柔性墩截面较小，抵抗冲击的能力较差，如有损伤，其所占全截面的比重较大，故位于山坡有落石的傍山

谷架桥，通航河流上或在有泥石流、流冰、漂流物或水流对混凝土有侵蚀性的河流上，当无可靠防护时不宜采用。有时也可采用上柔下刚的形式，解决水流对柔性墩的不利影响。

1.0.3 柔性墩桥是一种新型桥式，本规范仅对其特殊性作了规定，故除应遵照本规范外，尚应满足有关规范规定，如《铁路桥涵设计规范》(TBJ2—85)（以下简称《桥规》）、《铁路桥涵施工规范》(TBJ203—86)、《铁路混凝土与砌体工程施工及验收规范》(TBJ10210—97)、《铁路架桥机架梁规则》(TBJ213—86)、《铁路桥涵工程质量评定验收标准》(TBJ415—87)、《铁路特大桥工程质量评定验收标准》(TBJ415—87)等。

2.1.1 柔性墩依靠刚性墩、台形成稳定结构。刚性墩、台在柔性墩桥中占有极其重要地位，其强度、刚度、稳定性和振动必须符合规定，应有足够的安全度。设计柔性墩桥时，宜将刚性墩、台置于地形、地质较为有利的位置，以减小刚性墩台的混凝土用量。邯长线午汲桥因缺乏经验，刚性台采用了较高承台的桩基，又无斜桩，锥体又高，在长期恒载土压力作用下，刚性台向桥孔方向位移，致使2号墩墩顶活动支座倾斜过量，梁缝顶死，造成病害。

2.1.2 柔性墩基底在恒载作用下，如发生不均匀沉陷，基础转动，墩身会产生附加内力。当采用明挖基础时，为减少沉陷量和要求基底土的均匀性，故容许承载力不宜太小。

2.1.3 多线桥柔性墩的墩身和顶帽应各线分离，以免行车时各线荷载不同，引起梁下缘伸长值不等，使柔性墩经常产生扭转的不利情况。

2.1.4 柔性墩桥联长过大，可能引起以下不利影响：

一、活动支座处梁缝变化值加大，需用温度调节器来维持钢轨的连续性。

二、轨、梁间相对位移增大，尤其是活载作用频繁发生，对线路养护不利。

三、墩顶位移值增大，柔性墩受力加大。

四、水平力增大，使传递水平力系统的各个环节以及刚性墩台受力值相应增大，需要加强。

五、活动支座需要有更大的活动量。

综上所述，长大联长的柔性墩桥还存在一些问题，有待进一步研究。在已建成通车的 47 座柔性墩桥中，联长为 99m 者 15 座，115m 者 2 座，124m 者 5 座，130m，148m，154m，197m 者各 1 座，均采用标准设计梁，除在支座、锚栓和桥墩顶帽等局部加强外，未进行桥上线路的特别处理。经多年运营，情况基本正常。但作为普遍应用，联长定为 132m 是稳妥的。现有的柔性墩柔性部分最高为 24m，已经具有足够的柔度，达到了改善墩顶位移或削减水平力对桥墩不利影响的目的。如柔部过高，柔度过大，施工、架梁都可能存在一些问题，故规定全柔或上柔下刚的柔性部分高度不宜超过 24m。至于更高的柔性墩可以采用上柔下刚式，其刚性部分承受柔性部分传来的内力，采用混凝土，一般为偏心控制设计，截面也较大，其结构与实体墩无区别。本着积极稳妥的方针，墩身总高度暂限于 40m。

2.1.5 有些靠近刚性墩的柔性墩，采用混凝土而不设钢筋，也能满足设计要求。如张家湾 2-16m 中桥，混凝土柔性墩在沟心的日照隐蔽处，安全运营已有十多年。但柔性墩墩身纤细，考虑日照以及其它偶发性的因素，为增加韧性，仍以布置护面钢筋为好。

2.1.6 全路已通车的 47 座柔性墩桥中，有 28 座位于曲线上，占总数的 60%；曲线半径 500m 以下者 12 座，占曲线桥的 43%。本条是根据已有桥的实践，本着积极稳妥方针而制定的。

2.1.7 活动支座布置在温度联长的中部，能减小轨、梁相对位移，均衡刚性墩台水平力作用。

2.2.2 一些实测资料表明，由于梁体尺寸较大，梁温的变化幅度小于气温，且有滞后现象，但这些资料尚不够全面完整，故本规范仍暂按《桥规》第 3.4.4 条办理。

2.2.3 墩壁内温度场分布是动态的，随时间而不停地变化着，设计应取其不利状态，即按顺桥向一维、静态考虑。有些实测资料

表明，不利的温度场曲线多为凹形，即温度最低点在墩壁内。本规范参照《桥规》第 6.5.16 条关于箱梁温差荷载的规定，将温度最低点移至背阳侧表面。温度场按指数曲线变化是偏于安全的，根据郭溪、罗依溪等桥实测，日照温差高者一般在 15°C 左右，普遍应用尚可能有更高情况，但考虑温差与最不利荷载不会同时出现的因素，故规定标准设计温差可采用 16°C 。

2.2.4 考虑梁用架桥机架设，钢筋混凝土梁的收缩可按《桥规》第 3.4.5 条规定的装配式结构相当于降低温度 $5^{\circ}\text{C}\sim 10^{\circ}\text{C}$ ；对预应力混凝土梁，徐变拱使梁的下缘缩短，而支座又在梁的底部，故除考虑梁轴缩短外，尚需计算徐变拱的影响。

2.2.5 从设计假设条件而言，希望固定支座固定良好，使制动力能通过固定支座直接传向刚性墩、台。但实际支座存在缝隙，制动或牵引时支座必须拉（或压）紧，即支座一侧缝隙为零后，才能实现水平力的传递。因此可把它看作是梁长发生变化，使柔性墩顶位移增大，列为不利因素。过去按 $0.2\sim 0.3\text{cm}$ 逐孔累计，计入墩顶位移中。

根据多座桥的动载试验和长期观测结果，由于活动支座并不理想活动，以及柔性墩还存在一定的刚度，因此无论是活载、温度变化或是梁下缘的部分徐变伸缩量均能为支座缝隙所吸收，并未全部转化为墩顶位移，因此可以认为只要支座缝隙不过大，它不一定是有害的，只是其变化因素复杂，规律性难以掌握。为安全计，仍列为不利因素，不过其取值宜适当减小。

固定支座缝隙大小与制造工艺有关。现有盆式支座上、下盆间缝隙较小，而铸钢支座上、下摆间缝隙却较大。对于盆式橡胶支座，根据箱板河大桥动载试验，固定支座上、下盆错动最大值为 0.72mm ，其中制动力产生的为 0.47mm ，静活载产生的为 0.25mm ，而静活载产生的错动尚有吸收梁长变化的作用，可不计此项有利因素。试验也表明各支座不会同时发生最大值，故在计算其累计值时，可按平均每个支座 0.3mm 计算。对于铸钢支座，根据动载试验，鸡鸣铺桥弧形支座最大错动值在刚性台上为

1.46mm,在柔性墩上为0.6mm;井店桥摇轴支座最大错动值在刚性台上为1.91mm,在柔性墩上为0.82mm。考虑上述支座缝隙有利的一面,以及各支座不会同时发生最大值等因素,每个支座平均取用0.8mm。

2.2.6 墩身施工偏差和架梁偏差在一般桥墩设计中并不计算,但由于柔性墩截面较小,偏差影响所占比重增大,为安全计,设计需加以考虑。

2.3.1 柔性墩桥为多铰排架,在活动支座处隔断了组间顺桥向水平力的联系,故可分组作整体计算。

2.3.2 柔性墩顺桥向内力计算具有特殊性,故将需要考虑的因素列出,便于设计应用。

2.3.3 柔性墩计算控制荷载可按以下情况拟定:墩顶顺桥向位移最大,墩顶垂直力最大或最小,墩顶活载偏心力矩最大且对墩底不利,曲线上离心力和列车风力最大等。按顺桥向、横桥向叠加进行归纳,图2.3.3所示几种情况基本上可以概括。

2.3.4 简化计算实际上是除制动力作用另计外,还把刚性墩的刚度假定为无限大作近似计算。故刚性墩和柔性墩的刚度之比愈大,近似度愈高。本条规定50倍既考虑有相当高的近似度,又不会限制大多数桥的应用。

2.3.4.1 由于刚性墩与柔性墩的刚度相差悬殊,绝大部分制动力将由刚性墩承受。如3个柔性墩与刚性墩相联,二者刚度比为1:50,则全结构联上制动力 F_b 作用在刚性墩上的水平力 F_c 为

$$F_c = F_b \cdot \frac{50}{50+3}$$

以 F_b 代替 F_c 很近似,且略偏安全,故可以用 F_b 来计算刚性墩的位移。另外,梁轴向近于绝对刚性,支座缝隙已在 Δ_4 中作了考虑,支座也可看作绝对固定,于是刚性墩顶的位移即等于柔性墩顶的位移。

2.3.4.2 由于实际梁有线路上部建筑的约束和活动支座非理想活动的摩擦阻力,使垂直荷载下实测梁下缘的伸长值小于理论

计算值,本条根据动载试验资料(见表1)规定了折减系数。

活载下梁下缘伸长实测值与计算值对比

表 1

桥 名	鸡 鸣 铺	井 底	箱 板 河
跨度 (m)	16	24	24
计算值 (mm)	2.69	2.82	2.84
实测值 (mm)	1.32	1.93	2.40

2.3.4.3 梁体温度变化的伸缩,使柔性墩产生的内力是缓慢变化的过程。由于混凝土塑性变形与加载速度有关,当采用同一荷载而加载速度减小时,塑性变形增大,总的变形也就随之增大。因此如变形相同,而加载速度慢者其内力亦相应较小。本条参照《桥规》第9.2.6条对拱圈温度内力计算的规定,对柔性墩内力采用效应系数 $m=0.6$ 折减。

2.3.4.4 固定支座缝隙的影响见本规范2.2.5条说明。

2.3.4.5 梁体由于混凝土收缩、徐变缩短而使柔性墩产生的内力,可考虑柔性墩也发生徐变的影响。为计算方便计,可用 γ 来折减 Δ_s , γ 的计算可考虑梁架设后剩余的收缩量以渐变过程(按《桥规》表6.3.40的变化规律)作用于墩上求得;徐变可按老化理论,基本公式如下:

$$e_t = e_n \varphi_t$$

$$\varphi_t = \varphi_\infty (1 - e^{-\beta t})$$

式中 e_t ——加载时间为 t 时的相对徐变变形;

e_n ——加载时的相对弹性变形;

φ_t ——徐变系数;

φ_∞ ——徐变系数终极值;

β ——徐变增长速度系数;

t ——加载后的时间,以年计;

e ——自然对数的底,其值为2.718。

γ 的计算推导如下:

1. 按《桥规》表 6.3.40 中梁的徐变收缩中间值与终极值的比值, 当时间 t 大于 60d 时可拟合出如下曲线方程式;

$$Z = 1 - \frac{9.33}{t^{0.7}} + 0.07 \left(\frac{t}{1080} \right)^9$$

$$dZ = \left(\frac{6.531}{t^{1.7}} + \frac{0.21t^2}{1080^9} \right) dt$$

式中 Z ——梁的徐变收缩中间值与终极值之比;

t ——梁建立预应力以后的天数;

dt ——微小时段间隔天数;

dZ ——在时段 dt 内徐变收缩比的增值。

2. 将架设后梁的剩余徐变量 x_E 按各段时间相等划分成若干微段 Δx , 如图 1 所示。

$$x = ZS = S \left[1 - \frac{9.33}{t^{0.7}} + 0.07 \left(\frac{t}{1080} \right)^9 \right]$$

$$dx = SdZ = S \left(\frac{6.531}{t^{1.7}} + \frac{0.21t^2}{1080^9} \right) dt$$

$$x_E = (1 - Z_E) S$$

$$\Delta x_i = S \Delta Z_i = S \left(\frac{6.531}{t^{1.7}} + \frac{0.21t^2}{1080^9} \right) \Delta t_i$$

$$F_i = K \Delta x_i = KS \left(\frac{6.531}{t^{1.7}} + \frac{0.21t^2}{1080^9} \right) \Delta t_i$$

式中 x ——时间为 t 时梁的徐变收缩量 (m);

dx ——在时段 dt 内梁长的增值 (m);

Z_E ——架设时梁的徐变收缩值与终极值之比;

x_E ——架设后梁的徐变收缩量 (m);

Δt_i ——第 i 时段的间隔天数;

ΔZ_i ——在时段 Δt_i 内徐变收缩比的增值;

Δx_i ——第 i 时段梁的徐变收缩量 (m);

F_i ——第 i 时段墩作为竖向悬臂杆按墩顶位移为 Δx_i 产生的相应水平力 (kN);

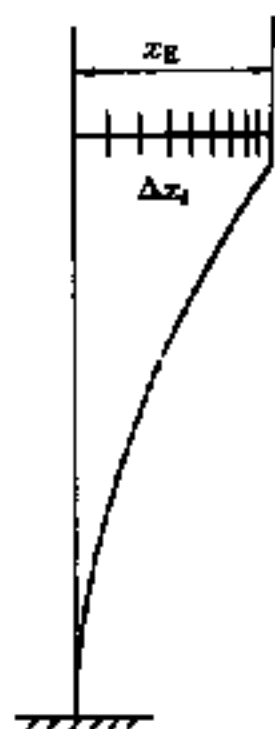


图 1 墩顶位移分段示意图

K ——墩顶抗推刚度 (kN/m)。

3. 结构的徐变赘余反力可按下式计算；

$$X_t = -X [1 - e^{-(\varphi_t - \varphi_\tau)}]$$

式中 X_t ——徐变赘余反力 (kN)；

X ——用体系转换前构件的内力，按体系转换后结构解出的赘余力 (kN)；

φ_t ——计算 X_t 时的徐变系数，按前述公式计算；

φ_τ ——体系转换时的徐变系数，以 $t = \tau$ 按前述公式计算。

4. 按上述方法计算 γ 值；

$$X_i = -F_i [1 - e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}]$$

$$\varphi_t = \varphi_\infty [1 - e^{-K(T_P + T - T_B)/360}]$$

$$\begin{aligned} F_{i,\text{end}} &= F_i - X_i = F_i - F_i [1 - e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}] \\ &= F_i e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{\sum_{i=1}^n F_{i,\text{end}}}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}}{\sum_{i=1}^n F_i} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n K \Delta x_i e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}}{K x_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta x_i e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}}{x_E} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n S \left(\frac{6.531}{t^{1.7}} + \frac{0.21t^2}{1080^3} \right) \Delta t_i e^{-(\varphi_\infty - \varphi_t)}}{x_E} \end{aligned}$$

式中 X_i ——第 i 微段墩顶徐变赘余反力 (kN)；

φ_∞ ——桥墩徐变系数的终极值；

φ_t ——桥墩计算第 i 微段时的徐变系数；

t_P ——架设时桥墩灌注混凝土已经历的天数；

t ——梁建立预加应力至计算该微段时的天数；

t_B ——梁建立预加应力至架设时的天数；

$F_{i,\text{end}}$ ——第 i 微段墩顶最后的徐变水平力 (kN)。

预应力混凝土梁由于收缩徐变产生的轴向变形终极值应

为

$$\Delta l_1 = \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \cdot l$$

由《桥规》式 (6.3.39-1) 有

$$\begin{aligned}\sigma_{s1} &= 0.8(e_{\infty}E_s + 0.8n\varphi_{\infty}\sigma_h) \\ &= 0.8\left[e_{\infty}E_s + 0.8\frac{E_s}{E_h}\varphi_{\infty}\sigma_h\right] \\ \Delta l_1 &= 0.8\left[e_{\infty} + \frac{0.8\sigma_h\varphi_{\infty}}{E_h}\right]l\end{aligned}$$

式中 σ_{s1} ——由收缩徐变引起的钢筋应力损失的终极值(MPa);

E_s ——钢筋的弹性模量(MPa);

l ——梁的跨度(cm);

e_{∞} ——混凝土收缩应变的终极值;

E_h ——混凝土的弹性模量(MPa);

φ_{∞} ——混凝土徐变系数的终极值;

σ_h ——梁内预加应力的混凝土平均应力值(MPa);

n ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比。

徐变拱引起的梁下缘缩短终极值,虽也可用理论公式进行计算,但不如实测值直接。一般测徐变拱多以跨中挠度来量度,故需用已知挠度来推算梁下缘缩短值,可近似地以匀布载重等截面简支梁作比拟如下:

$$f_c = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$\theta = \frac{ql^2}{24EI}$$

以上两式消去 q, E, I 可得

$$\theta = \frac{3.2f_c}{l}$$

$$\Delta l_2 = 2\theta y_c = \frac{6.4f_c y_c}{l}$$

式中 f_c ——简支梁的跨中挠度(cm);

θ ——简支梁的梁端转角;

E ——材料的弹性模量(kN/cm²);

I ——梁的换算截面惯性矩(cm^4);

q ——匀布荷载(kN/cm);

y_0 ——梁端换算截面重心轴至梁底距离(cm);

l ——梁的跨度(cm);

Δl_2 ——徐变拱影响梁下缘缩短终极值(cm)。

2.3.4.6 架梁时墩顶位移可以采用在梁、墩间拉或顶的方法调整,使墩顶处于正确位置。但如规定偏差过小,需反复多次调整,将影响铺架进度。根据以往经验,设计时可考虑 0.3cm 的残留墩顶位移。

2.3.4.7 Δ 的组合可以结合实际情况,作相应的改变,以减小其数值,取得较好的经济效益。例如秋季架梁后一段时间,梁的温升伸长不会发生,可不予组合,待来年夏季要计入这伸长时,梁已发生了一定的徐变缩短,它将以负值参加梁伸长情况的组合,使 Δ 的幅度减小。如果伸长和缩短情况不平衡,可以再采取预调措施,使设计更经济合理。

2.3.5 柔性墩受顺桥向风力、墩顶活载偏心力矩及墩身日照影响时,虽然墩顶可能产生水平位移,但由于刚性墩台刚度很大,梁的轴向近于绝对刚体,支座也有一定摩擦力且缝隙很小等原因,位移值很微小。为计算简化计,假定墩顶为水平不移动的铰。

2.3.6 按本规范 (2.2.3) 式,墩身墩壁内的日照温差应按下式计算:

$$T_x = T e^{-\alpha x}$$

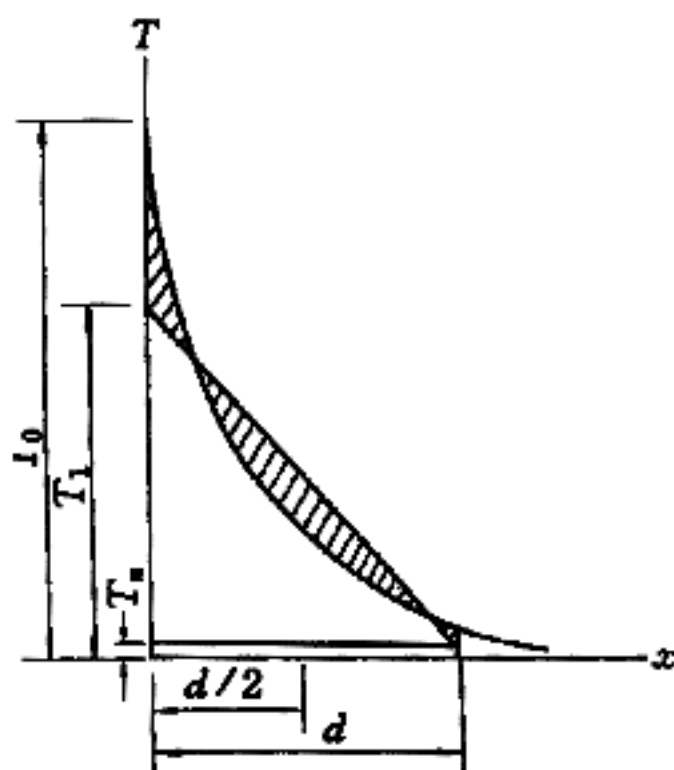


图 2 纤维自由变形和约束的平面变形相当温度示意图

在自由状态下，纤维按指数曲线胀缩，而截面必须保持为平面，由此引起的内约束应力和应变计算如下：

$$e = \alpha T_0 e^{-\alpha x}$$

$$T_x' = T_1 - (T_1 - T_a) \frac{x}{d}$$

$$e' = \alpha T_x'$$

$$\Delta e = e - e' = \alpha \left[T_0 e^{-\alpha x} - T_1 + (T_1 - T_a) \frac{x}{d} \right]$$

$$E \Delta e = E \alpha \left[T_0 e^{-\alpha x} - T_1 + (T_1 - T_a) \frac{x}{d} \right]$$

式中 α ——混凝土线膨胀系数；

d ——板柱的宽度 (m)；

e ——纤维由温差引起按指数曲线胀缩的应变；

e' ——截面由温差引起按平面变形的应变；

T_1 ——截面为平面变形时向阳侧表面的相当温度 (°C)；

T_a ——截面为平面变形时背阳侧表面的相当温度 (°C)；

T_0 ——顺桥向向阳面与背阳面之温差 (°C)；

T_x' ——截面为平面变形时在 x 位置的相当温度 (°C)；

Δe ——纤维自由伸缩和截面平面变形的应变差；

E ——混凝土的弹性模量 (MPa)。

由于杆件处于自由状态时截面上应力总和为零，即

$$\int_0^d E \Delta e dx = 0 \quad (1)$$

$$\text{可得 } T_0 \left[-\frac{1}{\alpha} e^{-\alpha x} + \frac{1}{\alpha} \right] - T_1 d + (T_1 - T_a) \frac{d}{2} = 0 \quad (2)$$

同理，截面上弯矩总和为零，即

$$\int_0^d E \Delta e \left[\frac{d}{2} - x \right] dx = 0 \quad (3)$$

$$\text{可得 } T_0 \left[\frac{1}{\alpha^2} e^{-\alpha x} + \frac{d e^{-\alpha x}}{2\alpha} + \frac{d}{2\alpha} - \frac{1}{\alpha^2} \right] - \frac{1}{12} (T_1 - T_a) d^2 = 0 \quad (4)$$

联解式 (2) 及式 (4) 得

$$T_1 = \frac{2}{\alpha d} \left[\frac{3}{\alpha d} (e^{-\alpha} - 1) + (e^{-\alpha} + 2) \right] T_0$$

$$T_a = \frac{-2}{ad} \left[\frac{3}{ad} (e^{-ad} - 1) + (2e^{-ad} + 1) \right] T_0$$

沿壁厚的温度梯度 η ($^{\circ}\text{C}/\text{m}$) 为

$$\eta = \frac{T_1 - T_a}{d} = \frac{6T_0}{ad^2} \left[\left(\frac{2}{ad} + 1 \right) (e^{-ad} - 1) + 2 \right]$$

对于墩身微段 dy 的转角应为 $\alpha\eta dy$, 故墩顶位移 Δ_s (m) 为

$$\Delta_s = \int_0^h \alpha\eta y dy$$

当 d 为常值时, η 为常数, 故

$$\Delta_s = \frac{\alpha\eta h^2}{2} = \frac{3\alpha T_0 h^2}{ad^2} \left[\left(\frac{2}{ad} + 1 \right) (e^{-ad} - 1) + 2 \right]$$

当 d 随墩身高度而变时, 可将墩身分节求和计算, 即

$$\Delta_s = \sum_{i=1}^n \frac{6\alpha T_0}{ad_i^2} \left[\left(\frac{2}{ad_i} + 1 \right) (e^{-ad_i} - 1) + 2 \right] y_i \Delta y_i$$

式中 h ——柔性墩的高度 (m);

n ——计算分节数;

Δy_i ——计算分节节长 (m);

y_i ——第 i 节墩身顺桥向宽度 (m);

d_i ——第 i 节墩身顺桥向宽度 (m)。

由于 e^{-ad} 或 e^{-ad_i} 项一般接近于零, 故可令其等于零进行简化, 即为本规范公式 (2.3.6-1)、(2.3.6-2)。

Δ_s 是假定墩顶自由时日照位移, 实际上仅有日照, 墩顶位移为零, 由 Δ_s 即可计算相应的墩身内力。

2.3.7 由于温度变形与平面变形不协调产生的墩身截面内约束应力, 当其在墩身上部偏心较小处虽能全部存在, 但截面拉应力尚未超出, 不控制设计; 在墩身下部大偏心受压控制截面处, 拉力区不参与工作, 压力区范围较小, 内约束应力大部分已释放, 故可不予计算。

2.3.9 按照柔性墩结构计算图式, 墩顶存在侧向约束且具有一定位移 Δ 。当垂直力作用时, 会产生相应的侧向水平力, 在墩身下部

控制截面处发生与 Δ 反方向的弯矩，使截面上总弯矩减小，亦即挠度对偏心矩的增大系数小于 1。故可不予计算，并偏于安全。

2.3.10 以顶帽为自由体，受力如图 3 所示，则第 i 墩右侧梁端部内的轴向力为 $\sum_{k=1}^i T_{b,k} + \sum_{k=i+1}^n F_k$ ，第 i 墩左侧梁端部内的轴向力为 $\sum_{k=1}^i T_{b,k} + \sum_{k=1}^i F_k + F_i$ 。将左右二侧轴向力相加，再乘以 $\theta_i = \frac{l}{2r}$ ，即可得本条规定的式 (2.3.10-1)。

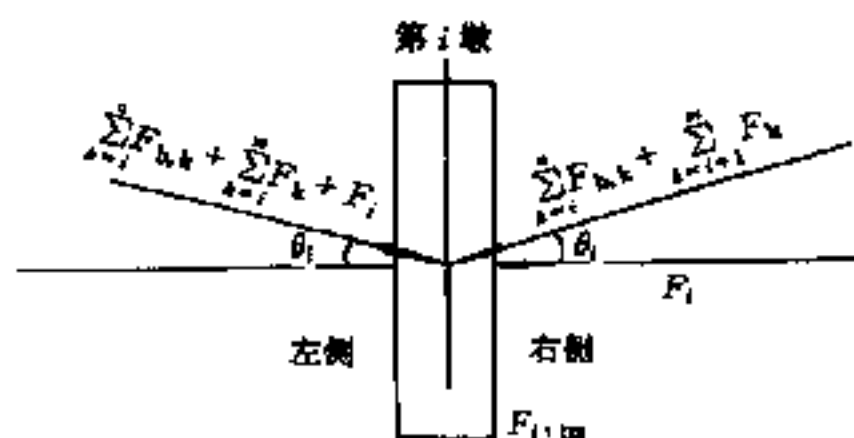


图 3 计算径向分力时墩顶力平衡图

2.3.11 柔性墩截面较小，平面上抗扭能力较差，故需检算水平面上扭矩的影响。

2.3.12 由于各种原因，竣工的柔性墩混凝土标号一般都比设计标号高，于是弹性模量也相应增大，将会引起超额应力。虽然混凝土容许应力随标号的提高亦相应增大，不至于影响安全，但钢筋应力的容许值不会因混凝土超强而增加。为安全计，在计算墩身内力时，混凝土弹性模量应按设计标号提高一级。在计算刚度时采用较小的弹性模量值，偏于安全，仍可用设计标号值。

高度较小的柔性墩，由于柔度不足，在墩顶既定的位移下，墩身产生很大内力。根据一些试验资料，在应力较大时，钢筋混凝土存在着规范所容许的微细裂缝和弹性模量非线性变化的影响，截面刚度有所削弱。为设计经济起见，可根据现有研究、试验资料酌量减小截面刚度。刚度依据内力确定，而内力又与刚度有关，因此需用电算逐次逼近计算。

2.3.14 明挖基础基底在活载下的弹性转动值较小，且墩底固定

程度的减小，也对墩身强度有利，故可不予计入，偏于安全；桩基柔性墩的桩顶变形有时影响墩身内力较大，故应予计入。

2.3.15 柔性墩顺桥向列车上桥后产生的墩顶动位移主要因素为制动力或牵引力，也包括支座缝隙的影响和垂直活载下梁下缘伸长等因素，由于墩顶活载偏心力矩、墩身风力等产生的墩顶位移均很微小，可略去不计。

2.3.16 柔性墩顺桥向尺寸的大幅度减小，在一定程度上也影响到横桥向刚度。为确保安全，横向墩顶位移的容许值应比《桥规》规定适当减小。

2.3.17 按《桥规》式 (5.3.6-2) 计算钢筋混凝土桥墩的稳定性时，需要构件的计算长度和截面宽度，才能按长细比查得纵向弯曲系数。对于变截面柔性墩且带台阶形的构件，这两项都很难确定，故《桥规》式 (5.3.6-2) 难以应用。构件的临界荷载是标志其稳定与否的基本界限，应用电算对各种不规则形状的构件并不难求得其临界荷载，故有条件用临界荷载来衡量构件的稳定性。

临界荷载求得后，需要取用合理的安全系数，使其与《桥规》的安全度大致相等。为此以两端铰支矩形等截面构件为例，求其临界荷载，然后再用《桥规》式 (5.3.6-2) 求容许荷载 N ，两相对比，即可得出安全系数 K 值。

$$N_{\alpha} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$$

从《桥规》第 7.3.2 条及第 7.3.3 条的条文说明有

$$E = E_0 \left[1 - \frac{\sigma_{\alpha}}{1.1R_s} \right] = E_0 \left[1 - \frac{N_{\alpha}}{1.1R_s (1 + \mu m) b d} \right]$$

$$I = \frac{b^3 d}{12} + \mu m b d \left(\frac{0.85b}{2} \right)^2$$

而

$$N_{\alpha} = \pi^2 E_0 \frac{\left[1 - \frac{N_{\alpha}}{1.1R_s (1 + \mu m) b d} \right] \left[\frac{b^3 d}{12} + 0.1806 \mu m b^3 d \right]}{l_0^2} \quad (5)$$

$$\text{令 } \beta = \frac{\pi^2 E_0 \left(\frac{1}{12} + 0.1806 \mu m \right)}{\left(\frac{l_0}{b} \right)^2}$$

$$\text{式 (5) 可化为 } \frac{N_{cr}}{bd} = \beta \left[1 - \frac{\frac{N_{cr}}{bd}}{1.1 R_a (1 + \mu m)} \right]$$

$$\text{解得 } N_{cr} = \frac{\beta b d}{1 + \frac{\beta}{1.1 R_a (1 + \mu m)}}$$

由《桥规》式 (5.3.6-2) 以 $A_h = bd$, $A_s' = \mu bd$ 代入得

$$N = \varphi (1 + \mu m) bd [\sigma_s]$$

$$\text{故 } K = \frac{N_{cr}}{N} = \frac{\beta}{\left[1 + \frac{\beta}{1.1 R_a (1 + \mu m)} \right] [\varphi (1 + \mu m) [\sigma_s]]}$$

式中 N_{cr} ——构件的临界荷载 (MN);

N ——按《桥规》式 (5.3.6-2) 计算的容许荷载 (MN);

E ——混凝土的弹性模量 (MPa);

E_0 ——混凝土初始弹性模量, 按《桥规》表 5.2.2-2 采用 (MPa);

R_a ——混凝土抗压棱柱体极限强度 (MPa);

b ——矩形截面短边尺寸 (m);

d ——矩形截面长边尺寸 (m);

l_0 ——构件的计算长度 (m);

μ ——截面配筋率;

m ——钢筋计算强度与混凝土棱柱体强度之比, 按《桥规》表 5.3.6-1 采用;

$[\sigma_s]$ ——混凝土中心受压容许应力 (MPa);

φ ——纵向弯曲系数, 按《桥规》表 5.3.6-2 采用。

按式 (6) 可计算不同混凝土标号的 K 值如表 2。

求临界荷载与 E_0 有关, 与 $[\sigma_s]$ 无关; 而按《桥规》求容许荷载则与 $[\sigma_s]$ 有关, 却与 E_0 无关。随着混凝土标号的增高, E_0 值增加较慢, 而 $[\sigma_s]$ 增加却很快, 因而临界荷载增大慢而容许荷

载增大快,故表 2 中高标号混凝土 K 值较小。通常柔性墩采用 250~300 号混凝土,一般的长细比在 18 左右,考虑支承条件适当留有余地,故安全系数可采用 3.0。

按不同混凝土标号计算的 K 值

表 2

混凝土标号		150	200	250	250	300	350
混凝土弹性模量 E_0 (GPa)		24	27	29	29	31	32
混凝土抗压极限强度 R_a (MPa)		10.5	14.0	17.5	17.5	21.0	24.5
混凝土中心受压容许应力 $[\sigma_c]$ (MPa)		4.0	5.5	7.0	7.0	8.5	9.8
钢筋与混凝土强度比 m		29.5	22.1	17.7	17.7	14.8	12.7
截面配筋率 μ (%)		3	3	3	9	3	3
安全系数 K	$l_0/b=6$	2.83	2.74	2.68	2.68	2.64	2.66
	$l_0/b=10$	2.80	2.68	2.61	2.62	2.55	2.56
	$l_0/b=14$	2.84	2.70	2.60	2.63	2.53	2.51
	$l_0/b=18$	3.04	2.86	2.72	2.77	2.62	2.58
	$l_0/b=22$	3.28	3.05	2.87	2.94	2.74	2.66
	$l_0/b=26$	3.54	3.25	3.02	3.12	2.86	2.75
	$l_0/b=30$	3.75	3.40	3.14	3.25	2.94	2.81

2.3.18 按《桥规》附录十四桩在土中深度 $4/\alpha$ 处可以认为是固定点,但在该点以上,土面以下,桩仍为土所包围。根据国内外资料,采用下端固接的等效杆件,按变形协调条件,在计算屈曲时,换算结果其固定点约在土面下 $1.80/\alpha \sim 2.0/\alpha$ 处,故本规定采用 $2/\alpha$ 。

2.3.19 当基础为多桩,且承台与墩身相连的柔性墩计算稳定时,用精确法计算比较繁琐。本条采用换算的等效杆件代替桩基,使承台顶的刚度与等效杆件顶的刚度相等,进行近似稳定计算。设等效杆件为等截面,下端固定,上端自由,其长度为 l ,截面惯性矩为 I ,截面积为 A ,则

$$\delta_h = \frac{l^3}{3EI}$$

$$\theta = \frac{l}{EI}$$

$$\delta_v = \frac{l}{AE}$$

式中 δ_h ——单位水平力作用于杆顶时杆顶的水平位移
(m/MN);

θ ——单位力矩作用于杆顶时杆顶的转角
(rad/MN · m);

δ_v ——单位垂直力作用于杆顶时杆顶的垂直位移
(m/MN)。

将 $\delta_h = a + \beta_h h$, $\theta = \beta$, $\delta_v = b$ 代入以上三式可解得式 (2.3.19-1), 式 (2.3.19-2) 和式 (2.3.19-3)。

具体推导时, 可略去承台变形不计, 按本条规定可从《桥规》(附 14.10) 方程中解出, 其意义为:

a ——单位水平力作用于承台顶时承台底的水平位移
(m/MN);

β_h ——单位水平力作用于承台顶时承台的转角 (rad/MN);

β ——单位力矩作用于承台顶时承台的转角
(rad/MN · m);

b ——单位垂直力作用于承台顶时承台的垂直位移
(m/MN)。

等效杆只是大致等效, 其顶端的弹性约束条件也并不完全和承台顶相同, 因为推导中没有单位水平力时的转角和单位力矩时的水平位移, 条件不完全相同, 故仅是近似计算。

2.3.20 对于整体结构, 一个振型只有一个相应的自振频率, 尽管组成整体结构的各个部件的刚度各不相同, 也不会产生不同的自振频率。动载试验证明, 各墩顺桥向作同频、同相位振动时, 平均频率如表 3。这也说明振动时不仅固定支座联接牢固, 而且活动支座也存在着摩擦力, 使全桥联成一体, 诸墩台具有相同的自振频率, 故顺桥向的自振频率按全结构联作整体计算是可行的。

曾以一个结构联作为整体，用有限元法作了顺桥向自振频率的计算。当柔性墩刚度在常规范范围内时，其结果大致与表 3 中所示相同，即第一振型（频率最小的振型）为墩顶位移最大，各墩同频振动，并且与质量集中于刚性墩顶按刚性墩单独计算的自振频率相近。但如把柔性墩刚度锐减，第一振型转变为柔性墩中部位移最大的形式，各墩振动相位不同，频率大幅度减小。

动载试验顺桥向墩台平均频率

表 3

太慈桥	墩台号，性质	16 刚墩	17 柔墩	18 刚墩	—	—
	自振频率 (Hz)	4.0	3.8	4.0	—	—
箱板河桥	墩台号，性质	6 刚墩	7 柔墩	8 柔墩	9 柔墩	10 刚台
	自振频率 (Hz)	2.6	2.6	2.6	2.6	—
井店桥	墩台号，性质	0 刚台	1 柔墩	2 柔墩	3 柔墩	4 刚台
	自振频率 (Hz)	3.51	3.59	3.62	3.47	3.42
鸡鸣铺桥	墩台号，性质	0 刚台	1 柔墩	2 柔墩	3 刚台	—
	自振频率 (Hz)	4.25	4.20	4.20	4.17	—

由于横桥向联系不甚紧密，故各墩横桥向自振频率可按单墩计算。

2.3.21 结构自振频率计算，《桥规》无要求，仅对刚度作了规定。对桥墩来说，仅要求刚度是不够的，因为墩顶位移的大小与它所受外力有关。例如直线上桥墩，一般横桥向仅有风力或机车摇摆力，其值甚小，即使墩身横向尺寸很小，墩顶位移仍能满足规范要求，故单凭刚度，会使桥墩纵横尺寸比例失调，往往需人为地加大横桥向尺寸，以消除此不合理现象，这也是现在桥墩设计中的通病。自振频率除结构刚度外还与其质量有关，可从另一方面来控制桥墩横向尺寸，故对尺寸较小的柔性墩，要求检算自振频率有它的必要性。

结构自振频率的容许值，国内外尚无明确的指标，本规定参照高墩会议提出的下列公式：

$$T < 0.25 \sqrt{h}$$

$$f = \frac{1}{T} > \frac{1}{0.25\sqrt{h}} = \frac{4}{\sqrt{h}}$$

本规范酌予提高，采用 $f > \frac{6}{\sqrt{h}}$ 。

式中 T ——桥墩的自振周期 (s)；

h ——桥墩高度 (m)；

f ——桥墩自振频率 (Hz)。

2.3.22 柔性墩依刚性墩、台而稳定，刚性墩、台在柔性墩桥中占有极重要地位。在长期荷载作用下，地基土会产生塑性变形，从而使墩、台产生相应的位移。在一般墩台设计中，有时忽略了这个问题。由于刚性墩变形对柔性墩有较大影响，故本条强调在设计中应予考虑。当受土壤侧压力较大的桥台，且又采用垂直桩基时，必须严格按照《桥规》附录十四中考虑总荷载中恒载所占比例的影响系数，对桩侧土的容许横向压应力折减，以确保桩基有足够抵抗侧向长期荷载的能力。

2.3.23 柔性墩桥传递顺桥向水平力系统的各个部件应牢固可靠，才能保证安全，故其强度应加以检算。对于标准设计梁由于未考虑多孔水平力在梁内传递，故应用于柔性墩桥时也应检算。当联长较小时，水平力传递对梁的影响并不太大。钢筋混凝土梁因计入水平力后属主力加附加力情况，钢筋容许应力可提高，一般不控制设计；预应力混凝土梁《桥规》中规定按全预应力考虑，在主力加附加力时容许的抗裂安全系数与主力时相同，且要求在运营情况下不出现拉应力，故检算时可能会出现问题，不过水平力传递在梁受力中所占比重毕竟很小，只要标准设计稍有富裕，检算即能通过。例如专桥 2059 的 32m 梁，在 4 孔相联的情况下，检算结果仍能满足《桥规》要求。当然，对全预应力梁按部分预应力梁（合乎条件）考虑，则更不会控制了，虽然影响不大，但为确保安全，仍不可忽略。

2.4.1 在截面突变处以往进行过偏光弹性试验，有应力集中现象，采用加牛腿的办法能取得改善应力集中的效果。由于牛腿施

工不便，实际采用局部加强构造钢筋的方法居多数。

2.4.3 本规范规定的柔性墩桥是以固定支座传递水平力，因此支座缝隙愈小传力就愈直接，愈符合设计假定。全温度联梁长的伸缩量都集中在活动支座处，活动量比单孔梁增大很多，故设计时应留有足够的活动量以免支座倾倒或活动失灵。

在一定的梁温时，活动支座上板可能移动的最大值如下：

$$\text{梁伸长时 } S_1 = \delta_1 + \delta_2 + \delta_{2s} + \delta_{3s} + \delta_4$$

$$\text{梁缩短时 } S_2 = \delta_1 - \delta_{2s} + \delta_{3s} + \delta_4 + \delta_5$$

$$\text{而 } \delta_{3s} = \alpha_t (T_h - T_c)$$

$$\delta_{2s} = \alpha_t (T_c - T_l)$$

$$\delta_3 = \delta_{2s} + \delta_{3s} = \alpha_t (T_h - T_l)$$

$$\text{故 } S = S_1 + S_2 = 2\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + 2\delta_4 + \delta_5$$

架设时支座预设的上板偏向：

$$\begin{aligned} e &= S_1 - \frac{S_1 + S_2}{2} = \frac{S_1 - S_2}{2} \\ &= (\delta_2 + 2\delta_{2s} + \delta_{3s} - \delta_{2s} - \delta_5) / 2 \\ &= [\delta_2 + 2\delta_{2s} + \alpha_t (T_h - T_c) - \alpha_t (T_c - T_l) - \delta_5] / 2 \\ &= [\delta_2 + 2\delta_{2s} + \alpha_t (T_h - T_l - 2T_c + 2T_l) - \delta_5] / 2 \\ &= (\delta_2 + 2\delta_{2s} + \delta_3 - \delta_5) / 2 - \alpha_t (T_c - T_l) \end{aligned}$$

符号意义见规范条文。

现有柔性墩桥经多年运营后，由于梁的收缩徐变，存在着活动支座上板偏向其所联系的刚性墩过甚的现象，在平均温度时不能居中，虽不至于影响运营安全，但终欠完善。为改善此种现象，如单独调整支座预设偏移量，则在收缩徐变未发生之前，遇梁伸长的控制情况，支座活动量将感不足，故在支座结构条件容许的情况下，需将活动幅度和预设偏移量同步调整 $\delta_5/2$ 。当支座条件受限制，且不希望增大活动幅度时，春、夏季架梁则不能调整预设偏移量，亦即难以改善远期支座上摆的偏移度；但如秋、冬季架梁，架设后梁伸长情况并不控制，待来年夏天，当梁伸长情况控制时，徐变已经发生，调整值已经消失，不影响活动幅度，故

调整值取用架梁后半年的全联梁收缩徐变值。

2.4.4 《桥规》第 8.3.2 条对简支梁梁端的空隙考虑了梁及墩台的施工偏差、温度变形等因素，分别规定最小梁缝为 60mm 和 100mm。柔性墩桥联接梁孔增多，梁的集中伸缩变形增大，为避免空隙挤死，在活动支座处的最小梁缝亦须相应增大。由于联内的梁系各孔单独制造，其施工偏差并无多孔相连的累计因素，可不予计算，仅需计一联内梁跨的温度变化伸长、竖向荷载下梁下缘伸长以及支座缝隙影响等增值。梁体混凝土的收缩和徐变是有利因素，可取用较小值；对钢筋混凝土梁按降温 5℃ 计；对预应力混凝土梁由于存在徐变拱使梁上缘增长，抵消了部分梁轴收缩徐变的缩短，可不予计算。兹以 16m 和 32m 跨度梁计算如表 4。

最小梁缝增值计算 (cm) 表 4

项目	4×32m		7×16m	
	每孔值	增 3 孔值	每孔值	增 6 孔值
温度升 40℃	1.31	3.93	0.67	4.02
活载和线路上部建筑 重的梁下缘伸长 (第 1 孔非增孔)	第 1 孔 0.60	1.59	第 1 孔 0.32	1.46
	第 2 孔 0.57		第 2 孔 0.26	
	3~4 孔 0.51		3~7 孔 0.24	
支座缝隙	0.16	0.48	0.16	0.96
梁的收缩 (按降温 5℃)	—	—	-0.08	-0.48
增孔后梁缝增值	—	6.00	—	5.96

2.4.5 这是为了保证桩顶中心位置发生偏差时仍能与墩身直接连接。

3.1.1 柔性墩基础如发生不均匀沉陷，将导致基础转动，引起墩身产生设计应力以外的附加应力。因此，在基础范围内的地质应均匀，并满足设计要求的承载能力；明挖基础当有水时，其浇筑

质量应得到保证,使柔性墩的工作状态与设计相符。

3.1.2 当圆柱形柔性墩墩身与钻孔桩或挖孔桩直接接筑时,为保证墩身的接筑质量,包括桩身的位置、接筑时钢筋的连接及墩身底部混凝土的灌注质量等,应在无水或经排水能保证接筑面处于无水状态的前提下接筑墩身。

3.1.4, 3.1.5 柔性墩墩身截面尺寸较小,其工作状态为一压弯构件,对其施工精度要求较高,以保护墩身截面尺寸、位置及钢筋保护层厚度满足设计要求。

3.1.6 柔性墩桥是依靠刚性墩台保证全桥整体共同工作,并承受结构联的全部水平力,因此对地基和基础的质量要求较高。

3.1.7 柔性墩桥的水平力完全依靠支承垫石和墩台顶帽进行传递和承受,因此要求其具有良好的整体性。

3.1.8 柔性墩墩身截面尺寸较小,刚性墩台受水平力又较大,且承受反复应力作用,因此对其混凝土的质量,尤其是耐久性,提出较高的要求。施工现场对养护条件中的相对湿度掌握较困难,例如相对湿度 $<60\%$ 与相对湿度为 $60\%\sim 90\%$ 时,其洒水养护时间可差 $7d$ 。为确保养护质量,故要求在TBJ210—86规定的同等条件下,将洒水养护时间延长 $3d$;相对湿度 90% 以上无雨时,也要洒水养护 $3d$ 。

3.1.9 柔性墩顺桥向顶端按铰支并具有既定位移,而下端为刚性固定的偏心受压构件计算内力,墩身弹性模量值直接与内力的大小有关。如混凝土超强过多,弹性模量大于设计采用值,将会使柔性墩产生超过设计应力的不利影响。

3.2.1 柔性墩桥架梁常需随当时不同情况进行墩顶位移调整,故需搜集有关资料,进行位移调整值的计算。当架设条件超出设计考虑的范围,调整位移不能满足要求时,则应对柔性墩强度稳定性进行检算。

3.2.2 柔性墩桥架梁时,应考虑各方面问题,及时进行调整。

(1) 柔性墩桥简支跨(有活动支座的梁跨)前方各墩与前方的刚性墩(台)相关联,其墩顶位移的温度调整值是以前方的刚性墩

(台)为基点,按合拢时梁温推算求得。用这些调整值定位的桥墩,只有在合拢温度时锚定架梁前方刚性墩(台)上的支座底板锚栓,才能使这些墩的墩顶与前方刚性墩(台)的位置及梁温相协调。由于架设过程中活动支座临时固定,简支跨前方墩的墩顶位移以后方刚性墩(台)为基点,随梁温变化而运动,其方向恰与计算调整值时以前方刚性墩(台)为基点相反,因此不在合拢温度时它与前方刚性墩(台)处于不正确的相对位置,故在与合拢温度差别大时不宜锚定。兹举例说明如下: $5\times 24\text{m}$ 预应力混凝土梁桥,架梁地区最高和最低温度的算术平均值 $T_{\text{平}}=15^{\circ}\text{C}$,图 4 示合拢梁温大于 $T_{\text{平}}$ 时墩顶位移合理调整情况。当活动支座临时固定解开后,梁温达到 $T_{\text{平}}$ 时各墩挺直。当温度升 5°C ,每孔梁伸长 $0.00001\times 24700\times 5=1.235\text{mm}$,则不同情况墩顶偏移值如表 5。

各墩不同情况墩顶偏移值 (mm)

表 5

时 态	1 号墩	2 号墩	3 号墩	4 号墩
合拢梁温为 20°C 合理的调整值	前偏 1.235	前偏 2.470	后偏 2.470	后偏 1.235
按合拢梁温为 20°C 设置调整值,梁温升到 25°C	前偏 2.470	前偏 4.940	前偏 1.235	前偏 3.705
合拢梁温为 25°C 合理的调整值	前偏 2.470	前偏 4.940	后偏 4.940	后偏 2.470

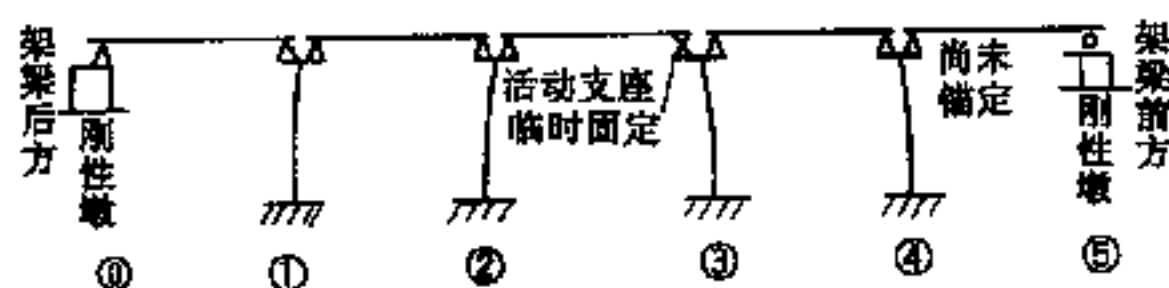


图 4 合拢时墩顶位移合理调整情况

可见不在合拢梁温时锚定简支跨前方墩 3 号、4 号会有偏差,在 $T_{\text{平}}$ 时桥墩不能保持挺直。

实际架设中,各墩定位时不一定恰好是合拢梁温,故尚有随架设温度而变的调整值,其计算方法见《铁路架桥机架梁规则》

(TBJ213—86) 附录十六之 (三)。

由于条文中的计算合拢温度需事先确定,故只能预估。预估合拢气温系指同一温度联最后一孔梁落梁定位,锚定桥台或刚性墩顶支座锚栓时的预计气温。

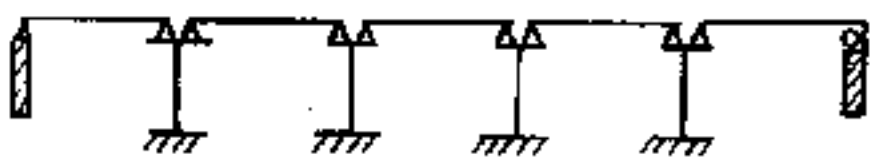
(2) $T_{\text{平}}$ 实际上是设计要求的架梁时梁温,一般采用该地区最高和最低温度的算术平均值。但有时为了使梁伸长和梁缩短两种控制情况接近相等,以取得较好的经济效果,将温度的升降幅度作相应调整,指定特定的架梁梁温,则 $T_{\text{平}}$ 应按设计文件要求办理。有的设计文件 $T_{\text{平}}$ 有一个幅度,例如按当地气温,梁温幅度为 $0^{\circ}\text{C}\sim 30^{\circ}\text{C}$,如设计时按升温、降温各 20°C 考虑,则在架梁梁温为 $10^{\circ}\text{C}\sim 20^{\circ}\text{C}$ 时,都能符合要求,亦即在设计强度上已留余地,因此架设时也可不作温度调整。

为了说明调整值的具体计算,作一算例于表 6,以便参考应用。

$5\times 24\text{m}$ 预应力混凝土梁, $T_{\text{平}}=15^{\circ}\text{C}$, $T_{\text{估}}=20^{\circ}\text{C}$, 梁温升、降 1°C 每孔梁伸长、缩短为 0.247mm , $T_{\text{估}}-T_{\text{平}}=5^{\circ}\text{C}$ 。

各墩定位时墩顶温度调整值计算

表 6

桥 式					
落梁时梁温 $T(^{\circ}\text{C})$	30	25	28	24	20
$T-T_{\text{平}}(^{\circ}\text{C})$	15	10	13	9	5
$T-T_{\text{估}}(^{\circ}\text{C})$	10	5	8	4	0
$\sum \Delta l_{\text{墩}}$	—	—	$0.247\times 5\times 2$ $=2.47$	$0.247\times 5\times 1$ $=1.24$	
$\sum \Delta T_{\text{变}}$	—	—	$0.247\times 13\times 3$ $=9.63$	$0.247\times 9\times 4$ $=8.89$	
$\sum \Delta T_{\text{估}}$	—	—	$0.247\times 5\times 3$ $=3.71$	$0.247\times 5\times 4$ $=4.94$	
$\sum \Delta l_{\text{墩}}$	0.247×15 $=3.71$	$0.247\times 10\times 2$ $=4.94$	$2.47-(9.63-$ $3.71)=-3.45$	$1.24-(8.89-$ $4.94)=-2.71$	

(3) 梁自重包括吊梁时已上的部分道碴。在落梁时可通过墩梁间拉或顶的方法调整墩顶正位,故可不设置调整值。落梁后铺轨上碴,柔性墩顶会向前方偏移,可以预设调整值,但考虑所增重量不多,估计调整值均在 1mm 以下,且不会逐孔累计,影响较小,也可略去不计。当架梁完成,活动支座的临时固定解开,上足道碴,此时墩顶位移值将逐孔累计,本规范规定在设计中考虑,故也可不予调整。

(4) 本规范设计中已考虑了梁部混凝土收缩徐变的影响,故一般情况下可以不作调整。当使用浇梁和架梁日期相距很近的预应力梁时与设计条件不符,设置徐变调整值也是解决办法之一。但应检查,在近期通车时梁伸长,仍应满足原设计要求。在检算中也可以计入一些有利条件,如运营初期活载尚未达到“中—活载”,活载下梁下缘值可折减,或者是秋、冬季架梁时,架梁后梁不会有升温伸长的最大值等。

在强烈的日照下,柔性墩墩顶偏移较大,架梁时应予调整。调整值的大小可测量日照下落梁前墩顶位置和无日照情况下对比求得,调整的方向是朝着太阳方向。

3.2.3 由于混凝土梁多为分片式梁体,架设时先后落梁。当第一片梁落在支座垫石上时,柔性墩虽已受到一定约束,但第二片梁落下时,墩顶位置仍有稍许变动,因此架梁时的墩顶定位是分左右两次完成。再加上有的架桥机零号柱偏心作用于墩顶,在调整墩顶位移值时,容易使墩顶产生扭转。因此,在监视墩顶位移和调整墩顶位移时,必须在桥墩的横桥方向两侧同时设置经纬仪进行观测。

3.3.1 当梁的混凝土收缩徐变完成后,柔性墩桥活动支座处梁缝将加大,故应在架梁铺轨时,按预计远期增大值考虑此处轨枕间距。

3.3.2 轨道接头会增大活载的冲击力。梁端是梁、轨相互作用的剧烈区域,为此,梁端前后 2m 范围内不准有接头,其目的在于有

效地减少活载冲击力和因接头而增加的附加力。为满足此要求而需铺设一节短轨时，应铺设在桥头引线上，不得铺在桥上。

桥上轨道承受着因梁的变形而产生的挠曲力和伸缩力。试验证明，柔性墩桥的轨道承受着大于简支梁桥轨道的水平力。为防止轨道受力过大，导致胀轨跑道或拉断轨道连接螺栓，故限制桥上不得有连续两个瞎缝和大轨缝。

注：①瞎缝即两轨紧紧顶死；

②大轨缝按《铁路桥隧建筑物大修维修规则》规定，轨长为 12.5m 者夏季为 8mm，冬季为 16mm；轨长为 25mm 者夏季为 12mm，冬季为 16mm。

4.1.2 由于柔性墩桥对于桥墩台的地基或桩基以及混凝土和钢筋混凝土的质量要求较高，而墩顶顺桥方向位移值又是柔性墩桥养护维修的重要指标，故在本规范中加以特别强调。

4.1.3 允许偏差是根据设计时计入了墩顶顺桥向架设残留变形 3mm 拟定的。按此规定墩顶两侧观测点允许最大差值可达 6mm；当墩顶宽为 5m，扭角仅 0.0012 时，对平面扭转刚度较小的柔性墩，产生的应力很小，影响不大，故只要偏移在 3mm 范围之内均符合要求。

4.1.4 根据《铁路特大桥工程质量评定验收标准》(TBJ416—87) 第 5.5.4 条，活动支座上、下座板顺桥向错动量允许偏差为 $\pm 3\text{mm}$ 。

4.2.1 固定支座是全桥构成整体稳定结构的关键部件，要承担全联的水平力。锚栓、销钉及与梁体的连接强度是柔性墩桥安全运用的关键。活动支座要承担全联梁的伸缩量，具有足够的活动量并活动自如，是柔性墩桥安全运用必要条件。为此，要结合实际做好检查观测工作。

4.2.2 柔性墩桥的梁体一般都不是特殊设计的，然而它要承受多孔梁传来的水平力，并且在超静定结构中，受力也比较复杂，为此，要对梁体进行经常检查和必要的观测。

4.2.3 轨道爬行受许多因素影响，在桥上主要是梁体变形在轨道中产生的挠曲力和伸缩力。试验证明，这一附加力在梁端处轨道

中最大,向跨中逐渐减小。柔性墩桥的梁端变位是逐孔累加的,远大于简支梁桥的梁端变位,故梁轨相互作用加剧,轨道内的挠曲力和伸缩力增大很多,使桥上轨道爬行加剧,故需进行轨道观测。

4.2.4 检查观测项目应在运营实践中确定。经过一段时间的观测,如无异常变化,即可转入正常养护维修,无需单独定期观测。邯长线的经验是对有严重病害的午汲桥经常检查,用仪器每年在一月和七月详细观测并记录归档。

4.2.5 柔性墩是承受反复弯曲作用的构件,运营后可能出现裂纹或损伤,按照受弯构件的要求,应及时封闭裂纹或处理。

4.2.6 柔性墩桥的支座承受水平力增大,做好养护维修,使固定支座固定可靠,活动支座活动灵敏,是柔性墩桥安全运用的保证。

4.2.7 由于柔性墩桥的特性,加剧了梁轨相互作用,增大了轨道的受力,使轨道爬行加大。为增加轨道阻力,应增加必要的防爬器或分开式扣件,以减少或防止桥上轨道的爬行。

A.0.1 钢筋混凝土矩形截面短期荷载下刚度 B_d 的计算公式,来源为由四川省建筑研究科研所、西南交通大学、西安冶金建筑学院、清华大学和南京工学院组成的变形裂缝研究组的论文《钢筋混凝土偏心受压构件的刚度》。该文刊于 1982 年第 3 期《建筑结构》期刊上,系根据各单位提供的 146 根偏心受压构件的试验数据归纳得出。当轴向力为零即纯弯时 $e_0 = \infty$,该式即与《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ10—74) 中的受弯构件刚度计算公式相同。 φ 计算公式中 R_l 原式为抗裂设计强度 R_t ,它比抗拉设计强度 R_l 约大 1.2 倍,公式中 0.282 原式为 0.235,经换算得来。