

中华人民共和国行业标准

铁路桥梁抗震鉴定与加固技术规范

**Technical specifications for aseismic appraisal
and reinforcement of railway bridge**

TB 10118—99

主编单位：铁道部第一勘测设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：1999 年 6 月 1 日

中 国 铁 道 出 版 社

1999 年 · 北 京

关于发布《铁路通信设计规范》等 12 个铁路工程建设标准的通知

铁建设函〔1999〕69 号

《铁路通信设计规范》(TB 10006—99)、《铁路信号设计规范》(TB 10007—99)、《铁路电力设计规范》(TB 10008—99)、《铁路数字微波通信工程设计规范》(TB 10060—99)、《新建铁路工程测量规范》(TB 10101—99)、《铁路桥梁抗震鉴定与加固技术规范》(TB 10116—99)、《铁路通信施工规范》(TB 10205—99)、《铁路信号施工规范》(TB 10206—99)、《铁路电力施工规范》(TB 10207—99)、《铁路架桥机架梁规程》(TB 10213—99)、《铁路工程基桩无损检测规程》(TB 10218—99) 和《铁路光缆通信同步数字系列(SDH)工程施工规范》(TB 10219—99) 等 12 个标准,经审查,现批准发布,自 1999 年 6 月 1 日起施行。修订后的施工规范含工程验收内容。届时,《铁路通信设计规范》(TBJ 6—85)、《铁路信号设计规范》(TBJ 7—85)、《铁路电力设计规范》(TBJ 8—85)、《铁路测量技术规则》(TBJ 101—85)、《铁路通信施工规范》(TBJ 205—86)、《铁路信号施工规范》(TBJ 206—86)、《铁路电力施工规范》(TBJ 207—86) 和《铁路架桥机架梁规则》(TBJ 213—86) 计 8 个标准废止。

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

中华人民共和国铁道部

一九九九年三月二日

前 言

本规范系根据铁道部铁基〔1988〕217号文件的要求，按照我国铁路既有桥梁的具体情况，总结以往国内外铁路桥梁震害特点和桥梁抗震设计的经验，吸取成熟的科研成果编制而成。本规范可指导工程、工务部门对既有铁路桥梁的抗震性能进行评价，并可根据本规范采取经济、合理、有效的抗震和隔震措施。

本规范共分总则、术语和符号、既有桥梁现状调查及评定、抗震验算、抗震加固等五章，并有液化土的判定方法、岩土的平均剪切波速值、液化土力学指标折减系数、简支梁桥桥墩抗震验算的简化方法及梁式桥桥墩自振特性的计算、梁式桥防止落梁的设施和连续梁桥地震作用简化计算等七个附录。

本规范是首次编制，希望各单位在执行过程中，认真总结经验，积累资料，如发现需要修改和补充之处，请及时将意见和有关资料寄交铁道部第一勘测设计院（兰州市和政路75号，邮政编码：730000），并抄送铁路工程技术标准所（北京市朝阳区门外大街227号，邮政编码：100020），供今后修改时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位：铁道部第一勘测设计院。

本规范参加单位：北方交通大学、上海铁道大学。

本规范主要起草人：廖蜀樵、李正扬、李涛、朱晔、曹雪琴、马有强、顾玉龙、慕峰、宋旭东。

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	3
3	既有桥梁现状调查及评定	5
4	抗震验算	8
5	抗震加固.....	19
附录 A	液化土的判定方法	22
附录 B	岩土的平均剪切波速值	24
附录 C	液化土力学指标的折减系数	25
附录 D	简支梁桥桥墩抗震验算的简化方法	26
附录 E	梁式桥桥墩自振特性的计算	39
附录 F	钢筋混凝土梁、预应力混凝土梁及钢梁防止 落梁的设施	40
附录 G	连续梁桥地震作用简化计算	43
附录 H	本规范用词说明	47
	《铁路桥梁抗震鉴定与加固技术规范》条文说明	48

1 总 则

1.0.1 为贯彻预防为主抗震方针，统一既有铁路桥梁的抗震性能评定与加固的技术要求，保障铁路运输的畅通，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于地震基本烈度为 7 度、8 度和 9 度地区标准轨距既有铁路（以下简称铁路）未经抗震设计的梁式桥。

当既有桥梁所在地区设计烈度提高或地震后已出现病害时，也应按本规范进行抗震鉴定和加固。

特别重要的桥梁和新型结构桥梁的抗震鉴定方法和加固措施应另行专门研究。

1.0.3 按本规范鉴定和加固后的桥梁，在遭受相当于所在场地基本烈度的地震影响时，Ⅰ、Ⅱ级铁路的桥梁损坏部分稍加整修后即可正常使用；Ⅲ级铁路的桥梁经短期抢修后即能恢复通车。

1.0.4 鉴定既有桥梁所采用的地震烈度，除国家有特殊规定外，Ⅰ、Ⅱ级铁路，应采用所在地区的基本烈度；Ⅲ级铁路，除支座及防止落梁的设施应采用基本烈度外，其余部分可按基本烈度降低 1 度进行鉴定。

1.0.5 验算铁路桥梁的抗震强度和稳定性时，应计入水平地震作用，水平地震系数应按表 1.0.5 采用。

表 1.0.5 水平地震系数

基本烈度（度）	7	8	9
水平地震系数 K_h	0.1	0.2	0.4

设计烈度为 9 度的悬臂结构和预应力混凝土刚构桥等，还应计入竖向地震作用，并按水平与竖向地震作用同时发生的最不利的情况组合。竖向地震作用可取结构恒载和活载的 7%，有条

件时也可按竖向地震系数 K_v 等于 0.2 计算。

1.0.6 地震区的铁路桥梁，应按本规范第 5 章的有关规定采取抗震措施；凡属下列情况之一的桥梁，应按本规范第 4 章进行抗震强度及稳定性验算后加固：

1 遭受震害后修复困难的深水、高墩、大跨桥梁。

2 墩、台基础位于可液化土及软土地基上的特大桥和大中桥。

3 I 级铁路基本烈度等于或大于 8 度，墩、台基础建筑在岩石和一般土质地基上，由墩台顶至地面或一般冲刷线高度大于 10 m 的特大桥和大中桥。

1.0.7 对跨越铁路的结构（如跨线桥、立交明洞、渡槽等）应按不低于铁路工程的设计烈度予以鉴定。

1.0.8 对铁路桥梁进行抗震鉴定时，除应符合本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 基本烈度 **basic intensity of earthquake**

一个地区在一般场地条件下，50 年期限内超越概率为 10% 的地震烈度值，即现行《中国地震烈度区划图》规定的烈度。

2.1.2 设计烈度 **design earthquake intensity**

按国家批准权限审定的抗震设计所采用的地震烈度。

2.1.3 地震动水压力 **dynamic water pressure of earthquake**

地震时，水作用于刚性或弹性结构的水平力。

2.1.4 砂土液化 **liquefaction of saturated soil**

饱和砂土在振动荷载作用下，空隙水压力升高，导致土体强度丧失，变形急聚发展的一种现象。

2.2 符 号

K_h ——水平地震系数

K_v ——竖向地震系数

V_{sm} ——平均剪切波速

β_j —— j 振型动力系数

η_c ——综合影响系数

γ_j —— j 振型参与系数

m_f ——基础质量

J_f ——基础对其质心轴的转动惯量

g_n ——标准自由落体加速度

m ——非岩石地基系数的比例系数

V_g ——地面或一般冲刷线处的剪力

M_g ——地面或一般冲刷线处的弯矩

η_i ——水平地震作用沿桥台高度的增大系数

ψ ——地基土容许承载力的修正系数

N_{cr} ——液化临界标准贯入锤击数

P'_s ——临界贯入阻力

P_{sz} ——实测计算的贯入阻力

F_L ——抗液化指数

ω ——振动圆频率

ω_f ——桥墩基阶振动圆频率（刚性地基）

ω_R ——桥墩摇振圆频率

ω_1 ——桥墩基阶振动圆频率

f ——振动频率

T ——振动周期

m_b ——墩顶集中质量

K_{11} ——墩底（桩基础为承台底）处产生单位水平位移需加的水平力

K_{22} ——墩底（桩基础为承台底）处产生单位转角需加的力矩

K_{12} —— K_{11} 与 K_{22} 间的耦联刚度

K ——桥墩的广义刚度

γ ——墩身材料的重力密度

V_0 ——墩身基础顶截面剪力

M_0 ——墩身基础顶截面弯矩

ξ, ξ ——简化公式中的剪力、弯矩修正系数

m_t ——桥墩总质量

h_g ——桥墩总质量的质心高度

Q_{0i} ——一联连续梁第 i 个桥墩基础顶的剪力

M_{0i} ——一联连续梁第 i 个桥墩基础顶的弯矩

M ——桥墩的广义质量

3 既有桥梁现状调查及评定

3.0.1 对既有桥梁调查和评定时，应收集桥梁的设计、竣工图和动力测试等有关资料，以及运营以来因地震所造成的病害及其整治资料。

3.0.2 对桥梁现状调查，应包括以下内容：

1 桥墩、台基础冲刷深度及河床变化情况。

2 桥墩、台基础及地质情况不明时，可进行必要的勘探和试验，查明地基岩（土）的物理力学性质。

3 可用回弹仪、拉拔仪、超声波无损检测设备对桥墩、台混凝土强度进行评定。

4 石砌桥墩、台，应检查灰缝及石料强度是否满足设计要求。

5 混凝土桥墩、台的施工缝是否有加强措施。有无裂缝（长度、部位、深度）等病害情况。

6 钢筋混凝土墩、台有无露筋、裂缝等不良情况。

7 桥梁支座及锚栓是否良好。

3.0.3 重要的、技术复杂的、修复困难的桥梁，当设计烈度为 7 度，地面以下 15 m 以内（设计烈度为 8 度或 9 度，地面以下 20 m 以内），有可能液化的土层，既无抗液化措施又缺少液化判别资料时，应按本规范附录 A 的标准贯入法或静力触探法进行试验，并结合场地的工程地质和水文地质条件进行综合分析，判定其地震时是否液化。

当土层符合下列条件之一时，不考虑可能液化的影响，并不再进行液化判定：

1 地质年代属于上更新统及其以前年代的饱和砂土，粘砂土和塑性指数 I_p 小于或等于 10 的砂粘土。

2 土中采用六偏磷酸钠作分散剂的测定方法测得的粘粒含量百分比 P_c ，当设计烈度为 7 度时大于 10；8 度时大于 13；9 度时大于 16。

3 基础埋置深度不大于 2 m 的天然地基，符合图 3.0.3 不液化的要求。

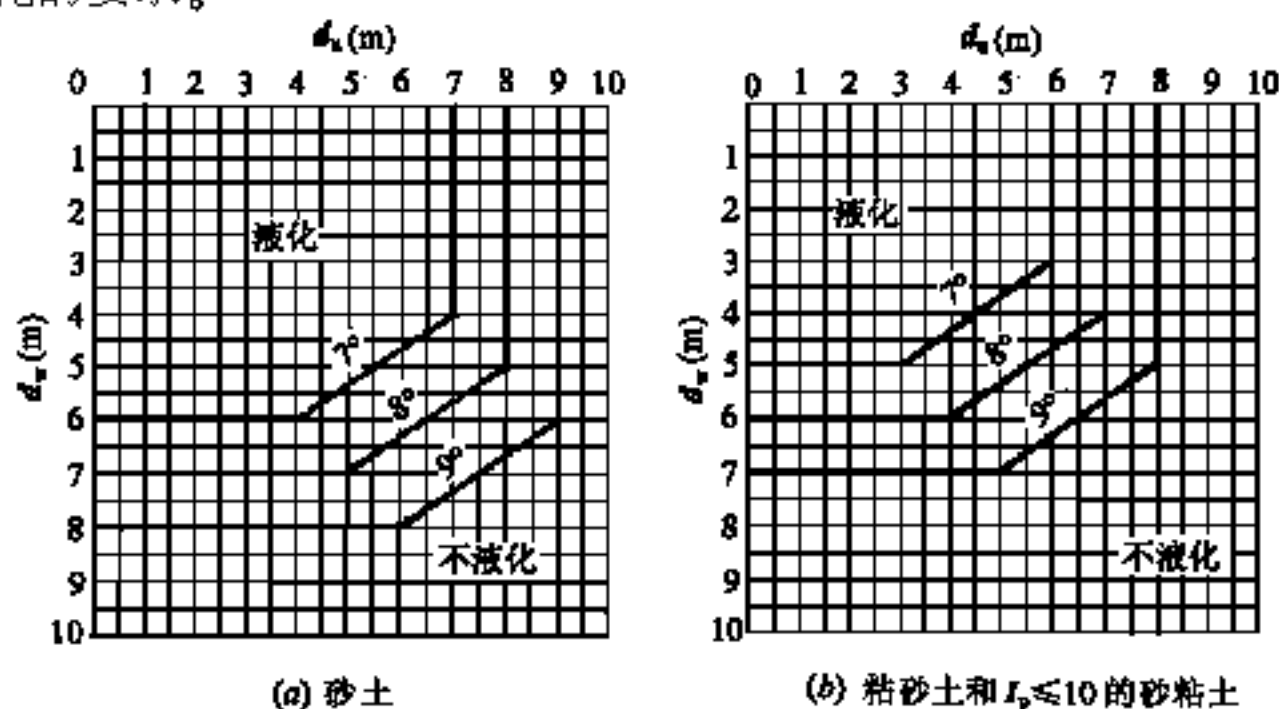


图 3.0.3 利用 d_u 和 d_w 的液化初判图

d_u —第一层液化土顶面至地表或一般冲刷线之间所有上覆非液化土层的厚度，不包括软土或砂类土的厚度；

d_w —地下水的埋深。

3.0.4 桥址处场地土和场地分类应符合下列规定：

1 桥址场地土分类

1) I 类场地土：岩石和密实的块石土、漂石土或土层的平均剪切波速 v_{sn} 大于 500 m/s。

2) II 类场地土：I 类场地土、III 类场地土以外的稳定土或土层的平均剪切波速 v_{sn} 小于或等于 500 m/s，并大于 140 m/s。

3) III 类场地土：土层为松散饱和的中砂、细砂、粉砂；新近沉积的粘性土和软塑至流塑的粘性土；淤泥和淤泥质土；新填土或土层的平均剪切波速 v_{sn} 小于或等于 140 m/s。

2 桥址场地分类

1) 场地为单一场地土时，场地类别与场地土类别一致。

2) 场地内存在多层的场地土时, 场地类别应按计算深度内土层的平均剪切波速 v_{sm} 值确定, 并符合表 3.0.4 规定。

表 3.0.4 场 地 分 类

场 地 类 别	I	II	III
场地土平均剪切波速 (m/s)	>500	$500 \sim 140$	≤ 140

3) 当无土层剪切波速实测资料时, 可按本规范附录 B 选用。但对于液化土及软土地基上的特大桥、修复困难的桥梁的多层土场地, 应采用实测剪切波速评定。

4) 评定场地类别时, 其土层的深度应为地面或一般冲刷线以下 25 m, 并不得小于基础底面以下 10 m。

5) 当无地质资料时, 也可用测定场地脉动卓越周期等方法, 以确定桥址的场地类别。

3.0.5 既有桥可测定桥墩的动力参数判断桥墩的抗震性能。

4 抗震验算

4.0.1 桥梁的抗震验算，应计算墩、台的强度和稳定，除悬臂结构及预应力混凝土刚构桥外，梁部结构可不验算抗震强度。

4.0.2 抗震验算时，除计入恒载外，顺桥向不计活载引起的地震力，横桥向只计 50% 活载引起的地震力。

4.0.3 桥梁的地震作用可采用反应谱理论计算。动力系数 β_j 值应根据桥梁的自振周期 T_j 及场地类别按图 4.0.3 确定。桥梁的自振周期 T_j 应按本规范附录 D、E 或 G 计算。

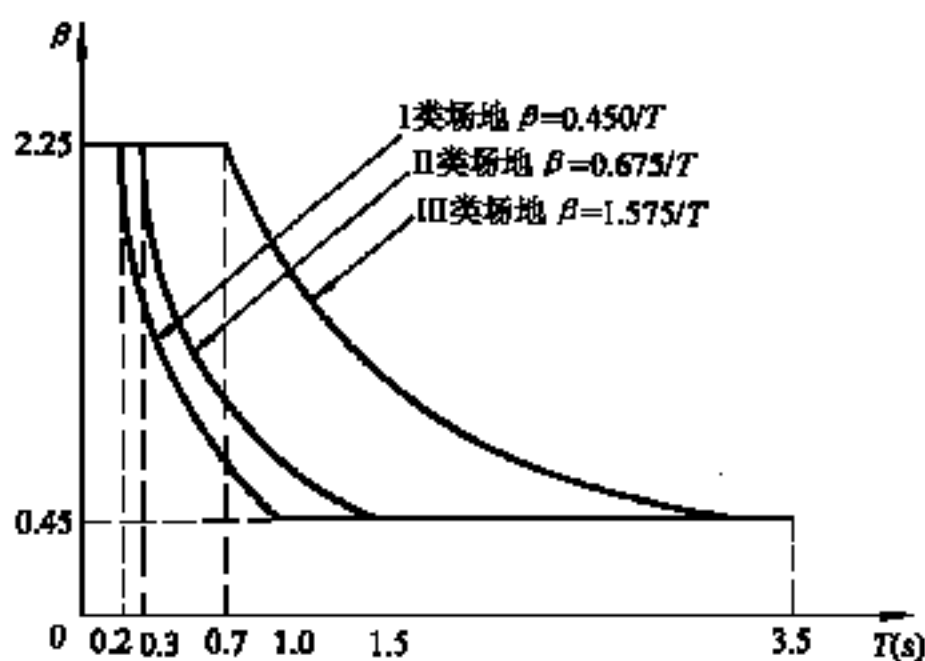


图 4.0.3 动力系数 β

4.0.4 桥梁抗震验算应符合下列规定：

- 1 基础底面的合力偏心距 e 应符合表 4.0.4—1 的规定。
- 2 混凝土和砌体截面合力偏心距 e 应符合表 4.0.4—2 的规定。
- 3 配有钢筋的混凝土重力式桥墩台截面的偏心距可大于表 4.0.4—2 的规定值。配筋量应按强度计算确定，配筋率和裂缝开展度可不计算。

表 4.0.4—1 基础底面合力偏心距 e

地 基 土	e
未风化至风化颇重的硬质岩层	$\leq 2.0\rho$
上项以外的其他岩层	$\leq 1.5\rho$
基本承载力 $\sigma_0 > 200 \text{ kPa}$ 的土层	$\leq 1.2\rho$
基本承载力 $\sigma_0 \leq 200 \text{ kPa}$ 的土层	$\leq 1.0\rho$

注： ρ 为基础底面计算方向的核心半径。

表 4.0.4—2 混凝土和砌体截面合力偏心距 e

截 面 形 状	e
圆 形	$\leq 0.7s$
矩形及其他形状	$\leq 0.8s$

注： s 为截面形心至最大压应力边缘的距离。

4 建筑材料容许应力应为基本容许应力乘以表 4.0.4—3 规定的修正系数。

表 4.0.4—3 建筑材料容许应力修正系数

材 料 名 称	应 力 类 别	修 正 系 数
混凝土和石砌体	剪应力、主拉应力	1.0
	压 应 力	1.7
钢 材	剪应力，拉、压应力	1.5

5 墩台的滑动稳定系数不应小于 **1.1**。

6 墩台的倾覆稳定系数不应小于 **1.2**。

4.0.5 桥梁的水平地震作用，应符合下列规定：

1 桥梁各部位的地震力应作用于其质心。梁体的地震力顺桥向应位于支座中心，横桥向应位于梁高的 **1/2** 处。活载地震力作用于轨顶以上 **2.0 m** 处。

2 桥梁的振动特性应计入地基与基础相互作用的影响。

3 简支梁桥墩的水平地震作用应按下列公式计算（图

4.0.5):

$$F_{ijE} = \eta_e K_h \beta_j \gamma_j X_{ij} m_i g_n \quad (4.0.5-1)$$

$$M_{ijE} = \eta_e K_h \beta_j \gamma_j K_{if} J_f g_n \quad (4.0.5-2)$$

式中 F_{ijE} —— j 振型 i 点的水平地震力, kN;

η_e ——综合影响系数, 当桥墩顶至基础顶或一般冲刷线的高度 $H_1 \leq 10$ m 时, $\eta_e = 0.2$; 当 $H_1 \geq 60$ m 时, $\eta_e = 0.5$; 当 $10 \text{ m} < H_1 < 60 \text{ m}$ 时, η_e 值按直线内插;

K_h ——水平地震系数, 按本规范表 1.0.5 取值;

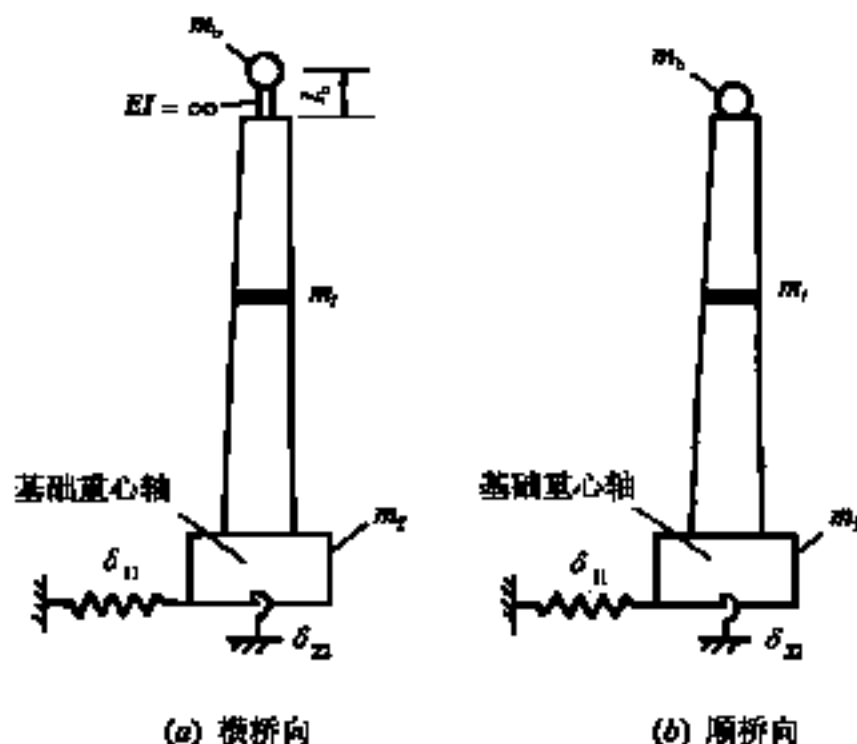


图 4.0.5 桥墩地震荷载计算图式

注: δ_{11} ——当基顶或承台底作用单位水平力时, 基础顶或承台底产生的水平移位 (m/kN), 岩石地基 $\delta_{11} = 0$;

δ_{22} ——当基顶或承台底作用单位弯矩时, 基础顶或承台底产生的转角 (rad/(kN·m)), 岩石地基 $\delta_{22} = 0$;

m_b ——桥墩顶梁体及活载质量 (t);

L_i —— m_i 质心距桥墩顶的高度 (m);

m_i ——桥墩第 i 段的质量 (t)。

β_j —— j 振型动力系数, 按自振周期 T_j 及本规范第 4.0.3 条确定;

γ_j —— j 振型参与系数, 按下式计算:

$$\nu_j = \frac{\sum m_i X_{ij} + m_f X_{fj}}{\sum m_i X_{ij}^2 + m_f X_{fj}^2 + J_f K_{fj}^2}$$

其中 X_{fj} —— j 振型基础质心处振动方向的振型函数值，
 m_f ——基础的质量 (t)；

X_{ij} —— j 振型在第 i 段桥墩质心处振动方向的振型函数值；
 M_{fjE} ——非岩石地基的基础或承台质心处 j 振型地震力矩 (kN·m)；

K_{fj} —— j 振型基础质心角变位的振型函数值 (1/m)；

J_f ——基础对其质心轴的转动惯量 (t·m²)；

g_n ——标准自由落体加速度，其值为 9.81 m/s²。

4 地震作用效应弯矩、剪力、位移，可取前三个振型遇合，并应按下式计算：

$$S_{iE} = \sqrt{\sum_{j=1}^3 S_{ijE}^2} \quad (4.0.5-3)$$

式中 S_{iE} ——在地震作用下， i 点的弯矩、剪力或位移；

S_{ijE} ——在 j 振型地震作用下， i 点的弯矩、剪力或位移。

5 简支梁桥墩地震作用的简化计算方法可按本规范附录 D 计算。

4.0.6 连续梁桥应按一联梁及墩作地震反应计算，顺桥向活动支座墩可计入摩阻力的约束影响。

连续梁桥抗震分析的综合影响系数应按第 4.0.5 条第 3 款的规定选用。

连续梁桥地震作用的简化计算可采用本规范附录 G 的方法。

4.0.7 计算非岩石地基基础的柔度系数 δ_{11} 、 δ_{22} 、 δ_{12} 时，应计入土的弹性抗力，并应按下列公式计算。

1 明挖、沉井基础顶面的地基柔度系数：

1) 置于非岩石地基上的基础（包括基础置于岩石风化层内和置于风化层面上）。

$$\delta_{11} = \frac{6(b_0 m k^4 + 6 C_0 a W)}{b_0 m k^2 (b_0 m k^4 + 18 C_0 a W)} \quad (4.0.7-1)$$

$$\delta_{22} = \frac{36}{b_0 m k^4 + 18 C_0 a W} \quad (4.0.7-2)$$

$$\delta_{12} = \frac{-12 k}{b_0 m k^4 + 18 C_0 a W} \quad (4.0.7-3)$$

2) 明挖、沉井底面嵌入岩层内较浅的基础。

$$\delta_{11} = \delta_{12} = 0 \quad (4.0.7-4)$$

$$\delta_{22} = \frac{12}{b_0 m k^4 + 6 C_0 a W} \quad (4.0.7-5)$$

式中 b_0 ——基础侧面土抗力的计算宽度(m),应按现行行业标准《铁路桥涵设计规范》(TBJ 2—85)的规定计算,明挖基础侧面土抗力的计算宽度应由基础的平均尺寸确定;

m ——非岩石地基系数的比例系数,可按表 4.0.7 采用,液化土层的 m 值应按本规范附录 C 的规定折减;

表 4.0.7 非岩石地基系数的比例系数 m

序 号	土 的 名 称	m (kN/m ⁴)
1	流塑粘性土 $I_L \geq 1$, 淤泥	3 000~5 000
2	软塑粘性土 $1 > I_L \geq 0.5$, 粉砂	5 000~10 000
3	硬塑粘性土 $0.5 > I_L \geq 0$, 细砂、中砂	10 000~20 000
4	半干硬粘性土、粗砂	20 000~30 000
5	砾砂、角砾土、圆砾土、碎石土、卵石土	30 000~80 000
6	块石土、漂石土	80 000~120 000

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

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

k ——基础底面位于地面或一般冲刷线以下的深度 (m);

C_0 ——基础底面竖向地基系数 (kN/m³),按现行行业标准《铁路桥涵设计规范》(TBJ 2—85)的规定计算;

a ——基础底面顺外力作用方向的基础长度 (m);

δ_{12} ——当基础顶作用单位弯矩时，基础顶产生的水平位移
m/(kN·m)；

2 桩基础承台底面的地基柔度系数,应按现行行业标准《铁路桥涵设计规范》(TBJ 2—85)的规定计算。

注: h_w ——常水位至岩面或一般冲刷线的高度 (m)。

$$F_{i\omega E} = K_h \frac{k_i}{H} m_w g_n \gamma_1 \beta_1 \quad (4.0.8-1)$$

K_h ——水平地震系数；

式计算: 当 $0 < k_1 \leq 0.8 k_w$ 时, $m_w = \gamma_w A / g_n$;

当 $0.8k_w < k_i \leq k_w$ 时,

$$m_w = \frac{5(k_w - k_i) \gamma_w A}{k_w g_n}$$

A——以垂直于计算方向，桥墩 $k_n/2$ 处的截面宽度为直径的圆面积 (m^2)；

ν_1 ——桥墩计算方向的振型参与系数,并按下式计算:

$$\gamma_1 = \frac{0.375 \gamma A_1 H + m_b g_n}{0.236 \gamma A_1 H + m_b g_n}$$

其中 γ ——墩身材料的重力密度 (kN/m^3);

A_1 ——桥墩高度 $H/2$ 处的截面面积 (m^2);

β_1 ——桥墩计算方向的动力系数, 应按本规范第 4.0.3 条确定, 其基本周期应按下列式计算;

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{H^3 (0.236 \gamma A_1 H + m_b g_n)}{3 I_{P'} g_n E}}$$

其中 E ——墩身材料的弹性模量 (kPa),

$I_{P'}$ ——桥墩高度 $H/2$ 处截面计算方向的惯性矩 (m^4),

g_n ——标准自由落体加速度。

2 桥墩动水压力在地面或一般冲刷线处的剪力、弯矩应按下列公式计算:

$$V_g = \frac{0.407}{H} K_h \gamma_1 \beta_1 A \gamma_w k_w^2 \quad (4.0.8-2)$$

$$M_g = 0.604 V_0 k_w \quad (4.0.8-3)$$

式中 V_g ——地面或一般冲刷线处的剪力 (kN);

M_g ——地面或一般冲刷线处的弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)。

4.0.9 验算支座部件、梁与支座间连接、墩台锚栓及橡胶支座支挡设施的抗震强度时, 水平地震力应按下列公式计算。

1 顺桥向固定端的水平地震力:

$$F_{hE} = 1.5 K_h m_d g_n - \sum \mu R_s \quad (4.0.9-1)$$

式中 F_{hE} ——固定端的水平地震力 (kN);

m_d ——简支梁为一个桥墩左右各半孔梁 (连续梁为一联梁) 和桥面的质量 (t);

$\sum \mu R_s$ ——活动支座摩阻力之和 (kN), 并应符合 $\sum \mu R_s \leq 0.75 K_h m_d g_n$ 的规定;

μ ——活动支座的摩擦系数, 钢辊轴、摇轴支座及盆式橡胶支座 $\mu=0.05$; 板式、弧形支座及板式橡胶

支座 $\mu=0.1\sim 0.2$;

R_g ——活动支座的恒载反力 (kN)。

2 横桥向水平地震力由活动支座与固定支座共同承受。桥墩墩顶处的水平地震力:

$$F_{hE}=1.5 K_h m_d' g_n \quad (4.0.9-2)$$

式中 F_{hE} ——简支梁为一个桥墩墩顶处的水平地震力(kN)连续梁为一联梁墩顶处的水平地震力,各墩分配的水平地震力按 $F_i = F_{hE} K_i / \sum K_i$ 计算,其中 K_i 为各墩墩身刚度;

m_d' ——简支梁为左右各半孔梁(连续梁为一联梁)的质量、桥面质量和梁上活载质量的 50%之和 (t)。

3 验算锚栓强度时,计入支座与墩台面的摩擦力,摩擦系数 $f=0.07$ 。

4.0.10 桥台的地震作用应采用静力法计算。

表 4.0.10 水平地震作用沿桥台高度的增大系数 η_h

铁路等级 桥台高度 (m)	I、II级	III级
$H \leq 12$	1	1
$H > 12$	$1 + h_i/H$	1

注:基础部分的 η_h 值采用 1。

1 桥台第 i 截面以上部分质心处的水平地震力按下式计算:

$$F_{ihE} = \eta_e K_h \eta_i m_i g_n \quad (4.0.10-1)$$

式中 F_{ihE} ——第 i 截面以上部分质心处的水平地震力 (kN);

η_e ——综合影响系数,岩石地基应采用 0.20,非岩石地基应采用 0.25;

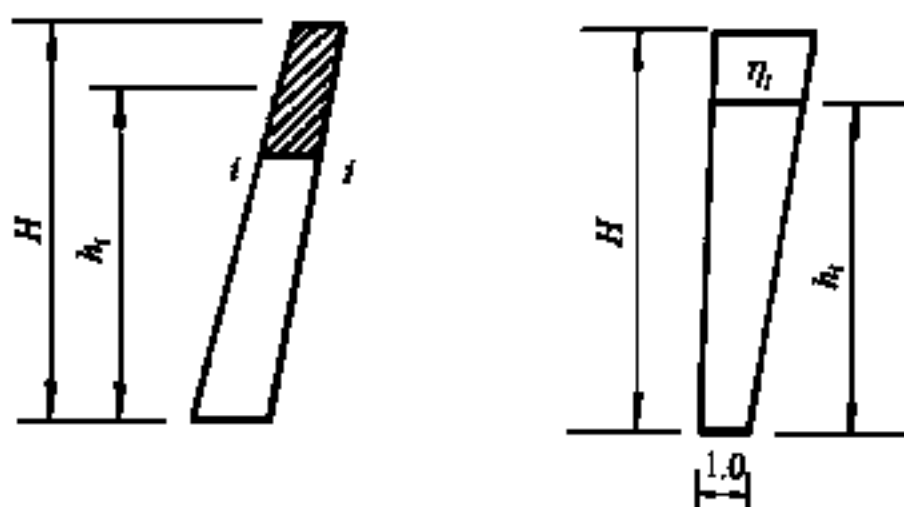
η_i ——水平地震作用沿桥台高度的增大系数,其数值应按表 4.0.10 采用 (图 4.0.10);

m_i ——第 i 截面以上部分的质量 (t)。

2 梁部作用于桥台的水平地震力按下式计算：

$$F_E = \eta_e K_h m_d g_n \quad (4.0.10-2)$$

式中 F_E ——梁部作用于桥台的水平地震力 (kN)；



(a) 桥台验算的第 i 截面以上部分 (b) 水平地震作用增大系数

图 4.0.10 水平地震作用增大系数图式

注：1 h_i ——第 i 截面以上部分质心至基础顶的高度 (m)；

2 H ——桥台基顶或一般冲刷线至轨底的高度 (m)。

顺桥向作用点在支座中心。当梁在桥台端为固定支座时， m_d 以一孔梁计；当梁的两端为相同支座时， m_d 以半孔梁计。横桥向作用点在梁高 $1/2$ 处， m_d 以半孔梁计。

3 不计基础襟边土柱及锥体填土的水平地震力。

4.0.11 桥台地震土压力计算应符合以下规定：

1 作用于桥台台背的地震主动土压力按下式计算：

$$P_{\text{E}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 B (\lambda + \lambda') \quad (4.0.11-1)$$

$$\lambda' = \eta_e K_h \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (4.0.11-2)$$

式中 P_{E} ——作用在计算截面以上的地震主动土压力 (kN)，其作用点在计算截面以上 $H/3$ 处；

H ——计算截面至轨底的高度 (m)；

B ——桥台或基础的计算宽度 (m)；

γ ——土的重力密度 (kN/m³)；

λ ——非地震条件下的库伦主动土压力系数；

λ' ——地震影响系数；

η_e ——综合影响系数，取 0.25；

φ ——台后土的综合内摩擦角 ($^{\circ}$)。

2 桥台基础位于可液化土时，应按式 (4.0.11—1) 分层计算台背地震土压力，液化土的综合内摩擦角应按本规范附录 C 的规定进行折减。

3 台前土压力按下式计算：

$$E = \frac{1}{2} \gamma k^2 B K_0 \quad (4.0.11-3)$$

式中 E ——台前土压力 (kN)，其着力点至计算土层底面的距离为 $k/3$ ；

k ——计算截面至台前地面或一般冲刷线的高度 (m)；

K_0 ——静止土压力系数，采用 0.50；当基底持力层为液化土时，不计台前土压力；

γ 、 B 含义同前。

4.0.12 对于浅基础桥台应按下式进行基底水平滑动稳定的检算：

$$K_e = \frac{\tan \varphi \sum N + E}{\sum P} \quad (4.0.12)$$

式中 K_e ——滑动稳定系数；

φ ——基底持力土层的综合内摩擦角 ($^{\circ}$)，对于液化土则应按本规范附录 C 进行折减；

$\sum P$ ——台背水平地震主动土压力和台身、基础及梁体的水平地震力总和 (kN)；

$\sum N$ ——基底垂直力总和 (kN)；

E ——台前土压力 (kN)，基底土液化时不计。

当滑动稳定系数小于 1.1 时，必须采取防滑移措施。

4.0.13 验算地基抗震强度时，地基土的容许承载力应乘以按表 4.0.13 采用的修正系数。

表 4.0.13 地基土容许承载力的修正系数 Ψ

地 基 土	修正系数 Ψ 值
未风化至风化颇重的硬质岩	1.5
未风化至风化轻微的软质岩	1.5
基本承载力 $\sigma_p > 500 \text{ kPa}$ 的岩石和土	1.4
$150 \text{ kPa} < \sigma_p \leq 500 \text{ kPa}$ 的岩石和土	1.3
$100 \text{ kPa} < \sigma_p \leq 150 \text{ kPa}$ 的土	1.2

- 注：1 软质岩是指饱和单轴极限抗压强度为 15~30 MPa 的岩石；
 2 $100 \text{ kPa} < \sigma_p \leq 150 \text{ kPa}$ 的土，不包括液化土、软土、人工弃填土等；
 3 柱桩的地基容许承载力的修正系数可取 1.5；摩擦桩的地基容许承载力的修正系数根据土的性质可取 1.2~1.4。

4.0.14 地基内有液化土层时，液化土层力学指标的折减系数，可按本规范附录 C 采用；液化土层以下的土层容许承载力的修正系数，应符合本规范第 4.0.13 条的规定；液化土层以上的土层容许承载力不应修正。

5 抗震加固

5.0.1 抗震加固前，应根据历史地震资料及工程地质、水文地质等资料，确定桥址场地土的类别，并将下列条件下的桥梁作为抗震加固的重点：

- 1 位于Ⅲ类场地，尤其是地震时可能有砂土液化，或岸坡滑移的浅基桥梁；
- 2 常年有水河流上的特大、大中桥；
- 3 桥墩高度大于 20 m 或跨度大于 40 m 的桥梁；
- 4 既有桥梁的建筑材料，施工质量不满足有关规范要求的桥梁；
- 5 经抗震鉴定不满足抗震要求的桥梁。

5.0.2 既有桥梁的抗震加固应符合以下要求：

- 1 宜采用减震、隔震支座或采取其他有效措施，减小结构所承受的地震荷载；
- 2 多孔简支梁桥采用隔震支座时，应在梁与梁间采用连接措施，梁缝（包括梁台缝）间填塞缓冲材料；
- 3 松软地基或地震时可能发生砂土液化引起岸坡滑移的桥墩台基础前端应设置防滑措施；
- 4 对混凝土桥墩无连接措施的施工缝，石砌墩台砂浆强度不满足规范要求的，均应采取加强措施；
- 5 墩台上宜采取防止落梁措施；
- 6 梁部结构除支座外，可不予抗震加强；
- 7 桥梁的抗震加固应重视对其结构动力性能的影响，必要时应作动力性能分析；
- 8 抗震加固措施，应不影响桥梁的正常使用和结构的收缩、变位。

5.0.3 梁式桥防止落梁措施，应符合以下要求：

1 钢筋混凝土及预应力混凝土梁，纵向宜采用柱式或十字式支挡措施，见本规范附录 F 图 F.0.1 和图 F.0.2。

2 简支钢板梁，纵向宜采用联接板设施，见本规范附录 F 图 F.0.3 和图 F.0.4；钢桁梁间纵向连接宜按本规范附录 F 图 F.0.5 布置。

3 柱式及十字式支挡设施，可采用 43~50 kg/m 旧钢轨，钢轨不得有裂纹及暗伤，采用其他型钢时，应检算其强度。

4 支挡设施在墩、台顶帽内的埋置深度为 30~50 cm，其伸出部分与梁体接触高度不宜小于 30 cm。

5 支挡设施孔眼内水泥砂浆强度等级不低于 M10，也可用环氧树脂砂浆、硫磺砂浆等填塞。

6 被剪断的墩、台顶帽钢筋，宜与埋设的钢轨焊接。

5.0.4 防止落梁措施可根据经验确定，当需要验算其强度时，一个桥墩顶的水平地震力可按下式计算：

$$F_{hE} = K_h m_d g_n \quad (5.0.4)$$

式中 F_{hE} ——桥墩顶的水平地震力 (kN)；

m_d ——墩顶相邻两孔简支梁及桥面质量之和的 1/2(t)。

5.0.5 设在稳定密实地基（如基岩、卵石等土层）常年无水河流上的重力式桥墩台，当基本烈度为 7 度，桥墩、台高度小于或等于 10 m，或当基本烈度为 8 度，桥墩、台高度小于或等于 5 m 时，可不设防止落梁设施。

5.0.6 位于液化土或软土地基上的桥梁，当基底滑动稳定系数小于 1.1 时，小桥可采用在桥墩、台基础之间设置支撑或采用浆砌片石铺砌台前河床等防平移措施；特大桥、大中桥可采用桥台基础前增设钢筋混凝土抗滑桩，桩长、桩径和桩数可根据本规范第 4.0.11 条计算的土压力以及桩身侧壁液化土弹性抗力等因素计算确定，桩长应穿过液化层并埋入非液化层 3 m 以上。

5.0.7 质量不良的混凝土或石砌桥墩台，应采用外包 0.25 m 厚的钢纤维混凝土或钢筋混凝土套箍予以加固。

5.0.8 混凝土桥墩的施工缝无加强措施时，沿施工缝应采用局部外包 **0.25 m** 厚，高度不小于 **1.0 m** 的钢筋混凝土套箍予以加强。在最冷月平均气温低于 **-15 ℃** 的地区，土层内套箍混凝土的强度等级不得低于 **C30**，下端应在冻结线以下不小于 **0.25 m** 处。

5.0.9 位于砂土液化地基上的桥梁，可采用挤密砂桩加固桥墩、台地基，其加固范围在基础襟边外 **5~10 m**。也可采用砂化法、旋喷桩等加固措施。

5.0.10 当桥墩、台及基础加固困难时，可采用隔震支座减少梁部结构产生的地震力，使桥墩、台及基础的强度符合抗震要求。

附录 A 液化土的判定方法

A.0.1 标准贯入试验法

当实测标准贯入锤击数 N 值小于液化临界标准贯入锤击数 N_{cr} 值时，应判为液化土。 N_{cr} 值应按下列式计算：

$$N_{cr} = N_0 a_1 a_2 a_3 a_4 \quad (A.0.1)$$

式中 N_0 ——当 d_s 为 3 m， d_w 为 2 m， d_n 为 2 m， a_4 为 1 时土层的液化临界标准贯入锤击数；设计烈度 7 度时为 8，8 度时为 12，9 度时为 16；

a_1 ——地下水埋深 d_w (m) 的修正系数，应按下列式计算：

$$a_1 = 1 - 0.065(d_w - 2)$$

当地面常年有水且与地下水有水力联系时， d_w 为零；

a_2 ——标准贯入试验点的深度 d_s (m) 的修正系数，应按下列式计算：

$$a_2 = 0.52 + 0.175 d_s - 0.005 d_s^2$$

a_3 ——上覆非液化土层的厚度 d_n (m) 的修正系数，应按下列式计算：

$$a_3 = 1 - 0.05(d_n - 2)$$

对于深基础取 a_3 为 1；

a_4 ——粘粒含量百分比 P_c 的修正系数，应按下列式计算：

$$a_4 = 1 - 0.17 \sqrt{P_c}$$

也可按表 A.0.1 取值。

表 A.0.1 P_c 的修正系数 a_4

土 性	砂 土	粘 砂 土	塑性指数 $I_p \leq 10$ 的砂粘土
a_4	1.0	0.6	0.45

A.0.2 单桥探头静力触探试验法

当实测计算的贯入阻力 P_{scz} 值小于液化临界贯入阻力 P_s' 值时，应判为液化土。

1 P_s' 值应按下列式计算：

$$P_s' = P_{s0} a_1 a_3 \quad (A.0.2)$$

式中 P_{s0} ——当 d_w 为 2 m， d_u 为 2 m 时，砂土的液化临界贯入阻力值 (MPa)；设计烈度 7 度时为 5~6，8 度时为 11.5~13，9 度时为 18~20；

a_1 、 a_3 含义同前。

2 P_{scz} 应符合下列规定：

1) 砂层厚度大于 1 m 时，应取该层贯入阻力 P_s (MPa) 的平均值作为该层的 P_{scz} 值；当砂层厚度小于 1 m，且上、下层为贯入阻力 P_s 值较小的土层时，应取较大值作为该层的 P_{scz} 值。

2) 砂层厚度较大，力学性质和 P_s 值可明显分层时，应分别计算分层的平均 P_{scz} 值。

附录 B 岩土的平均剪切波速值

在无现场实测数据时，各类岩土的平均剪切波速值可按表 B 采用。

表 B 岩土的平均剪切波速

岩 土 名 称	岩土性质或基本承载力 σ_0 (kPa)	剪切波速 v_{sm} (m/s)
填 土		100~200
淤泥、淤泥质土或软土	$\sigma_0 < 100$	90~140
粘土、砂粘土	$100 \leq \sigma_0 \leq 400$	120~400
粘 砂 土	$100 \leq \sigma_0 \leq 400$	100~380
黄土、黄土质土		130~300
粉砂、细砂	稍松的	100~130
	中等密实的	130~200
中砂、粗砂	稍松的	110~160
	中等密实的	160~250
粗砂、砾砂		200~350
砾石土、卵石土、碎石土	松散的	200~300
	中等密实的	300~400
	密实的	>400
岩 石	风化颇重	500~1 000
	未风化、风化轻微	>1 000

- 注：1 本表系深度 10 m 以内的值，深度大于 10 m 时，应适当加大；
 2 根据土层深度、标贯击数、平均粒径、孔隙比、液性指数等综合分析选择表中所列的剪切波速值；
 3 粘土、砂粘土、粘砂土可按 σ_0 内插取值。

附录 C 液化土力学指标的折减系数

液化土的弹性抗力、摩擦力和内摩擦角、抗剪强度等力学指标的折减系数，应符合表 C 的规定。

表 C 液化土力学指标的折减系数 Ψ_1 值

F_L	d_s (m)	Ψ_1
$F_L \leq 0.6$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	0.33
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$d_s \leq 10$	0.33
	$10 < d_s \leq 20$	0.66
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$d_s \leq 10$	0.66
	$10 < d_s \leq 20$	1.0

注： d_s 是指标准贯入、静力触探试验点的深度。

液化土抗液化指数 F_L 值，应按下列公式计算：

采用标准贯入试验时

$$F_L = N / N_{cr} \quad (C-1)$$

采用静力触探试验时

$$F_L = P_{scz} / P_s' \quad (C-2)$$

附录 D 简支梁桥桥墩抗震验算的简化方法

D.0.1 跨度小于或等于 40 m，桥墩高度小于或等于 40 m 的圆形、空心圆形、圆端形、矩形桥墩，其自振周期和地震作用下的墩底剪力和弯矩可用回归法按下列简化公式计算。

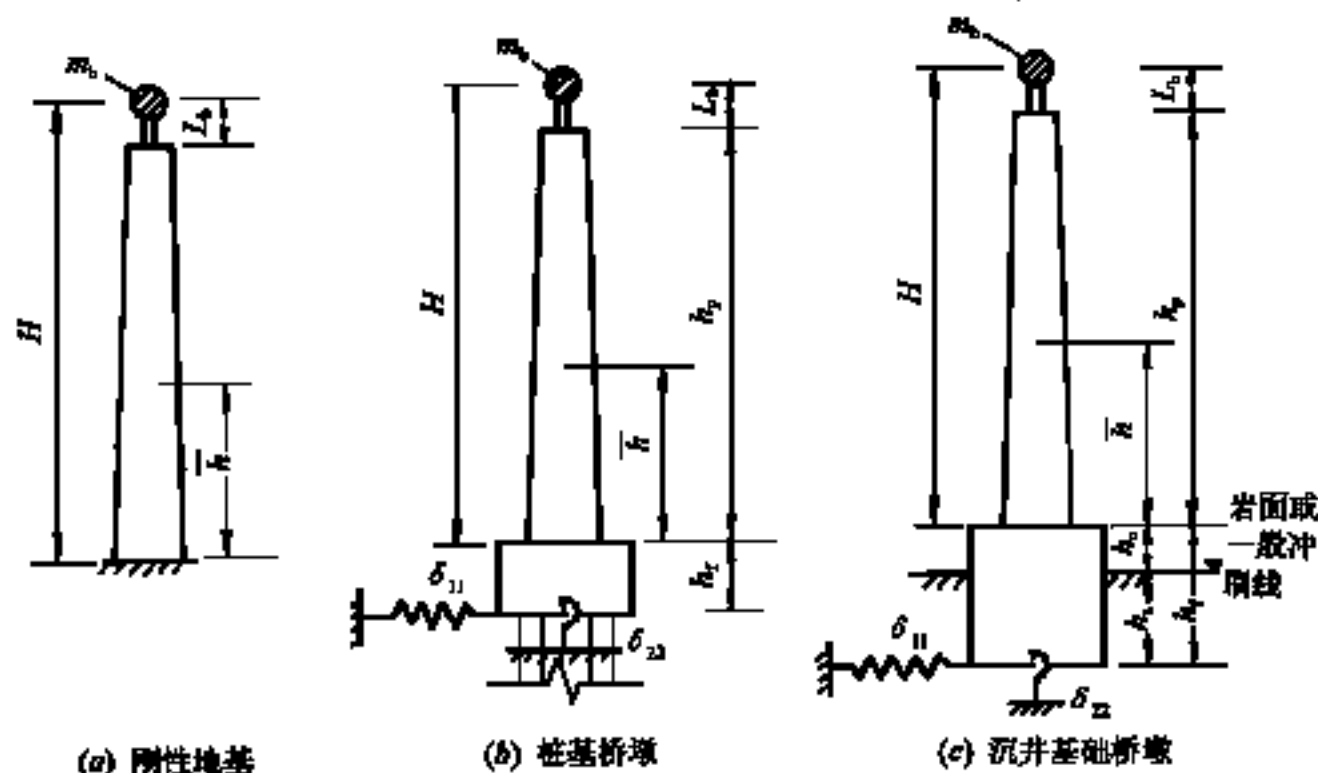


图 D.0.1 桥墩抗震计算图式

L_b ——墩顶至集中质量的高度 (m);

h_b ——沉井基础露出地面或一般冲刷线的高度 (m);

h_r ——沉井基础埋在土中的高度 (m)。

1 刚性地基桥墩的简化公式

1) 自振周期按下列公式计算 $\left[\text{适用范围: } 0.56 \leq \sqrt{\frac{H\mu_1}{m_b}} \leq 4.6 \right]$:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.1—1})$$

$$\omega_1 = \frac{3.515}{H^2} \sqrt{\frac{EI_1}{\mu_1}} \left[-0.0361 \frac{H\mu_1}{m_b} + 0.3633 \sqrt{\frac{H\mu_1}{m_b}} + 0.0981 \right]$$

2) 墩底剪力系数按下列公式计算:

$$5 \leq \omega_f \leq 17 \text{ 时} \quad q_0 = 2.13 \times \omega_f^{-0.417} \quad (\text{D.0.1—3})$$

$$\omega_f > 17 \text{ 时} \quad q_0 = 0.7 + 0.001 \omega_f \quad (\text{D.0.1—4})$$

3) 墩底弯矩系数按下列公式计算:

$$5 \leq \omega_f \leq 13 \text{ 时} \quad m_0 = 1.14 \times \omega_f^{-0.088} \quad (\text{D.0.1—5})$$

$$\omega_f > 13 \text{ 时} \quad m_0 = 0.91 + 0.0005 \omega_f \quad (\text{D.0.1—6})$$

式中 ω_f ——桥墩基阶振动圆频率 (刚性地基);

T_1 ——桥墩基阶振动周期 (s);

E ——墩身材料的弹性模量 (kPa);

I_1 ——墩底截面惯性矩 (m^4);

μ_1 ——墩底截面处线密度 (t/m);

H ——墩顶集中质量质心至墩底的高度 (m);

m_b ——墩顶集中质量 (t);

q_0 ——墩底剪力系数;

m_0 ——墩底弯矩系数。

2 弹性浅基、沉井和桩基础桥墩的简化公式

1) 自振周期按下列公式计算 (适用范围 $0 < U \leq 14$):

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.1—7})$$

$$\omega_1 = \frac{\omega_f}{1 + 0.9825U - 0.0844U^2 + 0.0034U^3} \quad (\text{D.0.1—8})$$

$$U = \frac{EI_0 [\delta_{11} + 2\delta_{12}(H + h_f) + \delta_{22}(H + h_f)^2]}{H^3} \quad (\text{D.0.1—9})$$

2) 弹性浅基墩底地震内力系数按下列公式计算:

$$\begin{aligned} \text{I 类场地 } q_0 = & -1.32 \times 10^{-5} z^3 + 0.000975 z^2 - 0.00714 z \\ & + 0.77 \end{aligned} \quad (\text{D.0.1—10})$$

$$\text{II 类场地 } q_0 = -6.51 \times 10^{-6} z^3 + 0.000\,72 z^2 - 0.014\,3 z + 0.831 \quad (\text{D.0.1—11})$$

$$\text{I 类场地 } m_0 = 0.96 \quad (\text{D.0.1—12})$$

$$\text{II 类场地 } m_0 = 4.532 \times 10^{-5} z^2 - 0.002\,6 z + 0.982 \quad (\text{D.0.1—13})$$

式中 z ——内力综合柔度参数, $z = H\sqrt{T_1}$, 适用范围 $z \leq 60$;

T_1 ——桥墩基阶振动周期 (s);

ω_1 ——桥墩基阶振动圆频率;

U ——墩身弯曲刚度与基底弹簧刚度的比值;

$\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{22}$ ——地基基础的柔度系数, 按本规范第 4.0.7 条的规定计算; 浅基础: $\delta_{11}=0$ 及 $\delta_{12}=0$;

k_f ——桥墩基础或桩基承台的高度 (m);

其余符号含义同前。

3) 沉井基础墩底地震内力系数按下列公式计算:

$$\text{II 类场地 } q_0 = -1.615 \times 10^{-5} z^3 + 0.001\,67 z^2 - 0.037\,65 z + 1.197 \quad (\text{D.0.1—14})$$

$$\text{III 类场地 } q_0 = 1 / (5.139 \times 10^{-6} z^3 - 0.000\,79 z^2 + 0.034\,79 z + 0.727) \quad (\text{D.0.1—15})$$

$$\text{II 类场地 } m_0 = -3.45 \times 10^{-6} z^3 + 0.000\,48 z^2 - 0.021\,1 z + 1.322 \quad (\text{D.0.1—16})$$

$$\text{III 类场地 } m_0 = 1 / (3.387 \times 10^{-6} z^3 - 0.000\,42 z^2 + 0.019\,47 z + 0.675) \quad (\text{D.0.1—17})$$

4) 桩基桥墩墩底地震内力系数按下列公式计算:

$$\text{II 类场地 } q_0 = -8.519 \times 10^{-6} z^3 + 0.000\,89 z^2 - 0.018\,14 z + 1.011 \quad (\text{D.0.1—18})$$

$$\text{III 类场地 } q_0 = 8.657 \times 10^{-5} z^2 - 0.006\,57 z + 0.991 \quad (\text{D.0.1—19})$$

$$\text{II 类场地 } m_0 = 1.05 \quad (\text{D.0.1—20})$$

$$\text{III 类场地 } m_0 = -2.902 \times 10^{-5} z^2 + 0.000\,9 z + 1.048$$

3 基顶墩底剪力和弯矩的计算

$$V_0 = \eta_e K_h \beta_1 W q_0 \quad (\text{D.0.1—22})$$

$$M_0 = \eta_e K_h \beta_1 W \bar{k} m_0 \quad (\text{D.0.1—23})$$

式中 V_0 ——基础顶截面剪力 (kN);

M_0 ——基础顶截面弯矩 (kN·m);

η_e ——综合影响系数, 按本规范第 4.0.5 条采用;

K_h ——水平地震系数, 按本规范表 1.0.5 采用;

β_1 ——基阶振型动力系数, 按本规范图 4.0.3 采用;

W ——墩身及墩顶集中重力之和 (kN);

\bar{k} —— W 之重心距基顶截面的高度 (m)。

D.0.2 跨度小于或等于 40 m, 桥墩高度小于或等于 40 m 的圆形、空心圆形、圆端形、矩形桥墩, 空心矩墩和刚性帽梁下的排架桥墩, 其基阶振动频率 ω_1 及地震反应的内力可按分析法计算。

1 $\frac{K_{11} H^3 m_b}{E J_p m_p} > 8.0$ 时桥墩 (不包括排架墩) 的抗震计算

1) 当 $\frac{K_{11} H^3 m_b}{E J_p m_p} > 8.0$ 时, 桥墩概化的力学模型如图 D.0.2—1。与桥墩截面特性有关的系数按下列公式计算:

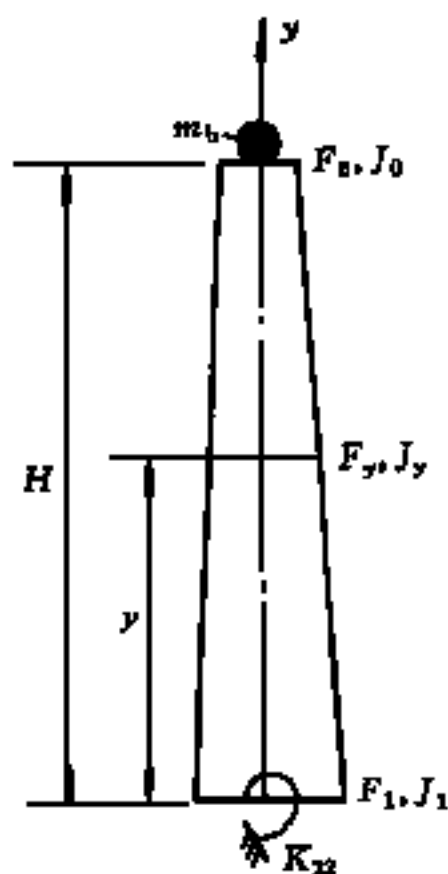


图 D.0.2—1

$$a = \frac{r_1 - r_0}{H} \quad (\text{D.0.2—1})$$

$$b = \frac{F_1 - F_0}{H} \quad (\text{D.0.2—2})$$

$$A = b r_1^2 + 2 F_1 a r_1 \quad (\text{D.0.2—3})$$

$$B = 2abr_1 + F_1 a^2 \quad (\text{D.0.2—4})$$

$$C = a^2 b \quad (\text{D.0.2—5})$$

式中 r_0 ——墩顶截面计算方向的回转半径 (m);
 r_1 ——墩底截面计算方向的回转半径 (m);
 H ——墩高 (m);
 F_0 ——墩顶面积 (m²);
 F_1 ——墩底面积 (m²);
 m_b ——墩顶集中质量 (t);
 m_p ——墩身质量 (t);
 J_p ——墩高 $H/2$ 处墩身截面计算方向的惯性矩 (m⁴);
 K_{11} ——墩底 (桩基础为承台底) 处产生单位水平位移需加的水平力, (kN/m);
 K_{22} ——墩底 (桩基础为承台底) 处产生单位转角需加的力矩 (kN·m/rad)。

2) 桥墩基阶振动圆频率按下列公式计算:

①基阶振动圆频率 ω_f (刚性地基) 的计算:

$$\omega_f = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{D.0.2—6})$$

$$K = \frac{E}{H^4} (3.044 J_1 H - 0.905 A H^2 + 0.398 B H^3 - 0.211 C H^4) \quad (\text{D.0.2—7})$$

$$M = \frac{\gamma}{g_n} (0.227 F_1 H - 0.186 b H^2) + m_b \quad (\text{D.0.2—8})$$

式中 ω_f ——桥墩基阶振动圆频率 (刚性地基);
 K ——桥墩的广义刚度;
 M ——桥墩的广义质量 (t);
 E ——墩身材料的弹性模量 (kPa);
 J_1 ——墩底截面计算方向的惯性矩 (m⁴);
 m_b ——墩顶集中质量 (t);

γ ——墩身材料重力密度 (kN/m^3);

g_n ——标准自由落体加速度, 9.81 m/s^2 。

② 摇振圆频率 ω_R 的计算:

$$\omega_R = \sqrt{\frac{K_{22}}{I_0}} \quad (\text{D.1.2—9})$$

$$I_0 = \frac{m_c H^3}{3} + m_b H^2 \quad (\text{D.0.2—10})$$

$$m_c = \frac{\gamma F_c}{g_n} \quad (\text{D.0.2—11})$$

$$F_c = \frac{F_0 + F_1}{2} \quad (\text{D.0.2—12})$$

式中 ω_R ——桥墩摇振圆频率;

I_0 ——桥墩概化为等截面墩后桥墩质量 (包括墩身质量和墩顶集中质量) 对转动约束中心处的转动惯量 ($\text{t} \cdot \text{m}^2$);

m_c ——桥墩概化为等截面墩后墩身线密度 (t/m);

F_c ——桥墩截面积的算术平均值 (m^2)。

③ 桥墩基阶振动圆频率和基阶周期的计算:

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{\omega_F^2 \cdot \omega_R^2}{\omega_F^2 + \omega_R^2}} \quad (\text{D.0.2—13})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.2—14})$$

式中 ω_1 ——桥墩基阶振动圆频率;

T_1 ——桥墩基阶振动周期 (s)。

3) 桥墩基础顶剪力、弯矩按下列公式计算:

$$\begin{aligned} V_0 = & \eta_c K_h \beta_1 \gamma_1 [\gamma(0.375 F_1 H - 0.275 b H^2) \\ & + m_b \cdot g_n] \cdot \xi \end{aligned} \quad (\text{D.0.2—15})$$

$$\begin{aligned} M_0 = & \eta_c K_h \beta_1 \gamma_1 [\gamma(0.275 F_1 H^2 - 0.217 b H^3) \\ & + m_b \cdot H \cdot g_n] \cdot \xi \end{aligned} \quad (\text{D.0.2—16})$$

$$\gamma_1 = \left[\frac{\gamma}{g_n} (0.375 F_1 H - 0.275 b H^2) + m_b \right] / \left[\frac{\gamma}{g_n} (0.236 F_1 H - 0.192 b H^2) + m_b \right] \quad (\text{D.0.2—17})$$

式中 V_0 ——基础顶剪力 (kN);

M_0 ——基础顶弯矩 (kN·m);

ζ, ξ ——剪力、弯矩修正系数, 按表 D.0.2 取值;

γ_1 ——基阶振型参与系数。

表 D.0.2 剪力、弯矩修正系数

场地土	使用条件		剪力修正系数 ζ	弯矩修正系数 ξ
I	$T_1 \leq 0.2$		1.00	1.00
	$1.0 > T_1 > 0.2$		$\zeta = e^{(0.7672 T_1 - 0.2389)}$	1.03
	$T_1 \geq 1.0$		1.80	1.07
II	$\frac{K_{22}H}{EJ_p} > 1.0$	$T_1 \leq 0.3$	1.10	1.06
		$1.5 > T_1 > 0.3$	$\zeta = e^{(0.8278 T_1 - 0.1520)}$	1.04
		$T_1 \geq 1.5$	1.60	1.07
	$\frac{K_{22}H}{EJ_p} \leq 1.0$		$\zeta = 0.1707 T_1 + 1.0124$	$\xi = 0.0133 T_1 + 1.0387$
III	$\frac{K_{22}H}{EJ_p} > 1.0$	$T_1 \leq 0.7$	1.10	1.06
		$3.5 > T_1 \geq 0.7$	$\zeta = e^{(0.2808 T_1 - 0.1148)}$	1.03
		$T_1 \geq 3.5$	1.40	1.03
	$\frac{K_{22}H}{EJ_p} \leq 1.0$		$\zeta = 0.2039 T_1 + 0.9128$	$\xi = 0.0142 T_1 + 1.0379$

2 $\frac{K_{11} H^3 m_b}{EJ_p m_p} \leq 8.0$ 时, 桥墩 (不包括排架墩) 的抗震计算

1) 桥墩振动特性的计算计入 K_{11} 、 K_{22} 、 K_{12} 的影响

按桥墩高度 $H/2$ 处的尺寸, 概化为等截面桥墩 (图 D.0.2—2), 按下列方法计算:

① 计算 m_t 、 k_a 和 J_t

$$m_t = m_b + m_c H \quad (\text{D.0.2—18})$$

$$h_g = \frac{m_b H + 0.5 m_c H^2}{m_b + m_c H} \quad (\text{D.0.2—19})$$

$$J_t = J_R + m_c H (h_g - 0.5 H)^2 + m_b (H - h_g)^2 \quad (\text{D.0.2—20})$$

式中 m_t ——桥墩总质量，即墩身质量与墩顶集中质量之和 (t)；

h_g ——桥墩总质量的质心高度 (m)；

J_t ——桥墩总质量对质心的转动惯量 (t·m²)；

J_R ——不计墩顶集中质量 m_b 时，等截面墩质心处的转动惯量 (t·m²)。

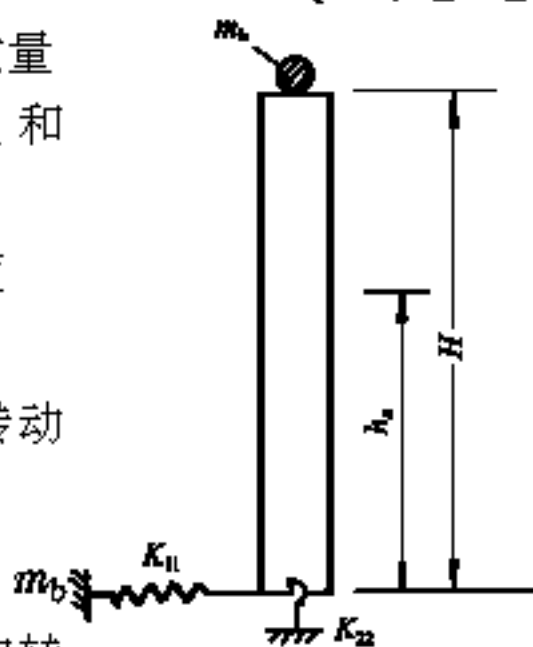


图 D.0.2—2

②按下式解出一、二阶振动的圆频率 ω_1 和 ω_2

$$\omega^4 - \left[\frac{K_{11}}{m_t} + \frac{K_{22}}{J_t} + \frac{h_g^2 K_{11}}{J_t} + \frac{2 h_g K_{12}}{J_t} \right] \omega^2 + \frac{K_{11} K_{22} - K_{12}^2}{m_t \cdot J_t} = 0 \quad (\text{D.0.2—21})$$

③计算 θ_1 , θ_2 和 γ_1 , γ_2

$$\theta_1 = \frac{m_t \omega_1^2 - K_{11}}{h_g K_{11} + K_{12}} \quad (\text{D.0.2—22})$$

$$\theta_2 = \frac{m_t \omega_2^2 - K_{11}}{h_g K_{11} + K_{12}} \quad (\text{D.0.2—23})$$

$$\gamma_1 = \frac{m_t}{m_t + J_t \theta_1^2} \quad (\text{D.0.2—24})$$

$$\gamma_2 = \frac{m_t}{m_t + J_t \theta_2^2} \quad (\text{D.0.2—25})$$

式中 θ_1 , θ_2 ——一、二阶振型的角变位 (rad)；

γ_1, γ_2 ——一、二阶振型参与系数。

2) 桥墩地震力的计算

①桥墩质心处的地震力按下列公式计算：

$$V_P = \eta_e K_h W [\gamma_1 \beta_1]^2 + (\gamma_2 \beta_2)^2)^{0.5} \quad (D.0.2-26)$$

$$M = \eta_e K_h J_t g_n [\gamma_1 \theta_1 \beta_1]^2 + (\gamma_2 \theta_2 \beta_2)^2)^{0.5} \quad (D.0.2-27)$$

式中 V_P ——作用于桥墩质心处的水平地震力 (kN);

M ——作用于桥墩质心处的力矩 (kN·m)。

②桥墩基顶处的剪力、弯矩按下列公式计算：

$$V_0 = V_P \quad (D.0.2-28)$$

$$M_0 = M + V_P h_a \quad (D.0.2-29)$$

式中 V_0 ——基础顶处的剪力 (kN);

M_0 ——基础顶处的弯矩 (kN·m)。

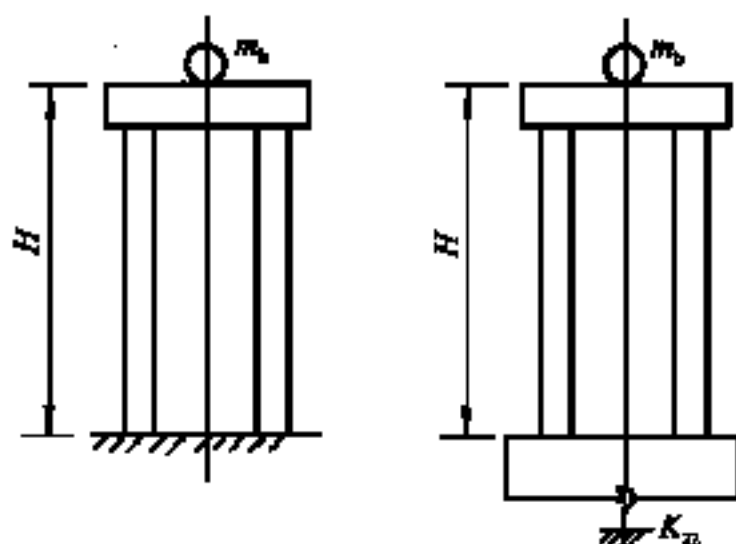


图 D.0.2-3

3 刚性帽梁下排架墩的地震作用计算

1) 排架墩截面特性计算

排架墩的力学模型如图 D.0.2-3, 其截面特性按下式计算：

$$F = NF_1 \quad (D.0.2-30)$$

$$J = NJ_1 \quad (D.0.2-31)$$

式中 F ——排架墩柱截面的总面积 (m²);

J ——排架墩计算方向的截面总惯性矩 (m⁴);

N ——排架墩柱的总根数；

F_1 ——每根柱的截面面积 (m^2)；

J_1 ——每根柱计算方向的截面惯性矩 (m^4)。

2) 单排排架墩顺桥向地震作用的计算

①岩石地基上的单排排架墩，其地震作用按下列公式计算：

$$K = 3.044 \frac{EJ}{H^3} \quad (\text{D.0.2—32})$$

$$M = 0.227 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \quad (\text{D.0.2—33})$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{D.0.2—34})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.2—35})$$

$$\gamma_1 = \left[0.375 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] / \left[0.236 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] \quad (\text{D.0.2—36})$$

$$V_0 = \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 (0.375 \gamma FH + m_b g_n) \quad (\text{D.0.2—37})$$

$$M_0 = \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 (0.275 \gamma FH^2 + m_b H g_n) \quad (\text{D.0.2—38})$$

$$V_0' = V_0 / N \quad (\text{D.0.2—39})$$

$$M_0' = M_0 / N \quad (\text{D.0.2—40})$$

式中 m_b ——墩顶集中质量（包括刚性帽梁质量）(t)；

H ——墩顶至岩石顶面的高度 (m)；

γ ——柱身材料重力密度 (kN/m^3)；

V_0' ——每根柱在岩面处的剪力 (kN)；

M_0' ——每根柱在岩面处的弯矩 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)。

②非岩石地基上无承台的单排排架墩（桩柱墩）其地震作用按式 (D.0.2—32) 计算，但此时各公式中的 H 应用 H' 代替，且 V_0 、 M_0 、 V_0' 、 M_0' 为地面（或一般冲刷线）以下 $2(d+1)$ 处的内力值。

$$H' = H + 2(d + 1) \quad (\text{D.0.2—41})$$

式中 d ——单根桩柱的直径 (m)。

③非岩石地基刚性承台上的单排排架墩，其地震作用按下列公式计算：

$$K = 3.044 \frac{EJ}{H^3} \quad (\text{D.0.2—42})$$

$$M = 0.227 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \quad (\text{D.0.2—43})$$

$$\omega_F = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{D.0.2—44})$$

$$m_e = \frac{\gamma F}{g_n} \quad (\text{D.0.2—45})$$

$$\omega_R = \sqrt{\frac{K_{22}}{I_0}} \quad (\text{D.0.2—46})$$

$$I_0 = \frac{m_e H^3}{3} + m_b H^2 \quad (\text{D.0.2—47})$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{\omega_F^2 \omega_R^2}{\omega_F^2 + \omega_R^2}} \quad (\text{D.0.2—48})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.2—49})$$

$$\gamma_1 = \left[0.375 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] / \left[0.236 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] \quad (\text{D.0.2—50})$$

$$V_0 = \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 (0.375 \gamma FH + m_b g_n) \quad (\text{D.0.2—51})$$

$$M_0 = \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 (0.275 \gamma FH^2 + m_b H g_n) \quad (\text{D.0.2—52})$$

$$V_0' = V_0 / N \quad (\text{D.0.2—53})$$

$$M_0' = M_0 / N \quad (\text{D.0.2—54})$$

式中 H ——墩顶至承台顶的高度 (m)；

K_{22} ——承台产生单位转角所需的力矩 (kN·m/rad)；

m_b ——墩顶集中质量（包括刚性帽梁的质量）（t）；

V'_0 ——单根柱在承台顶处的剪力（kN）；

M'_0 ——单根柱在承台顶处的弯矩（kN·m）。

3) 多排柱排架墩顺桥向、横桥向及单排柱排架墩横桥向地震作用的计算

①岩石地基上的排架墩，其地震作用按下列公式计算：

$$K_{11} = \frac{12 EJ}{H^3} \quad (\text{D.0.2—55})$$

$$M = 0.227 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \quad (\text{D.0.2—56})$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_{11}}{M}} \quad (\text{D.0.2—57})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.2—58})$$

$$\gamma_1 = \left[0.375 \frac{HF\gamma}{g_n} + m_b \right] / \left[0.236 \frac{HF\gamma}{g_n} + m_b \right] \quad (\text{D.0.2—59})$$

$$V_0 = \eta_c K_h \beta_1 \gamma_1 (0.375 \gamma HF + m_b g_n) \quad (\text{D.0.2—60})$$

$$M_0 = \frac{V_0 H}{2} \quad (\text{D.0.2—61})$$

$$V'_0 = V_0 / N \quad (\text{D.0.2—62})$$

$$M'_0 = M_0 / N \quad (\text{D.0.2—63})$$

式中 H ——墩顶至岩石顶面的高度（m）；

V'_0 ——每根柱计算方向岩面处的剪力（kN）；

M'_0 ——每根柱计算方向岩面处的弯矩（kN·m）。

②非岩石地基上无承台的多排柱排架墩及无承台的单排柱排架墩横桥向，其地震作用按公式（D.0.2—55~63）计算，但此时各公式中的 H 应用 H' 代替，且 V_0 、 M_0 、 V'_0 、 M'_0 为地面（或一般冲刷线）以下 $2(d+1)$ 处的内力值。

$$H' = H + 2(d+1) \quad (\text{D.0.2—64})$$

③非岩石地基刚性承台上的多排柱排架墩和单排柱排架墩横桥向，其地震作用按下列公式计算：

$$K_{11} = \frac{12 EJ}{H^3} \quad (\text{D.0.2—65})$$

$$M = 0.227 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \quad (\text{D.0.2—66})$$

$$\omega_F = \sqrt{\frac{K_{11}}{M}} \quad (\text{D.0.2—67})$$

$$m_c = \frac{\gamma F}{g_n} \quad (\text{D.0.2—68})$$

$$I_0 = \frac{m_c \cdot H^3}{3} + m_b H^2 \quad (\text{D.0.2—69})$$

$$\omega_R = \sqrt{\frac{K_{22}}{I_0}} \quad (\text{D.0.2—70})$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{\omega_F^2 \omega_R^2}{\omega_F^2 + \omega_R^2}} \quad (\text{D.0.2—71})$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} \quad (\text{D.0.2—72})$$

$$\gamma_1 = \left[0.375 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] / \left[0.236 \frac{\gamma HF}{g_n} + m_b \right] \quad (\text{D.0.2—73})$$

$$V_0 = \eta_e K_n \beta_1 \gamma_1 (0.375 \gamma HF + m_b g_n) \quad (\text{D.0.2—74})$$

$$M_0 = \frac{V_0 H}{2} \quad (\text{D.0.2—75})$$

$$V_0' = \frac{V_0}{N} \quad (\text{D.0.2—76})$$

$$M_0' = \frac{M_0}{N} \quad (\text{D.0.2—77})$$

式中 H ——墩顶至承台顶的高度 (m)；

K_{22} ——承台产生单位转角所需的力矩 (kN·m/rad)；

V_0' ——单根柱在承台顶处的剪力 (kN)；

M_0' ——单根柱在承台顶处的弯矩 (kN·m)。

附录 E 梁式桥桥墩自振特性的计算

E.0.1 岩石、非岩石地基梁式桥桥墩的自振特性，应按下列公式计算：

1 特征方程：

$$([K] - \omega^2[M])\{X\} = 0 \quad (\text{E.0.1—1})$$

式中 $[K]$ ——桥梁体系的刚度矩阵；

ω ——自振圆频率；

$[M]$ ——桥梁体系质量矩阵；

$\{X\}$ ——振型函数向量。

2 自振周期：

$$T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} \quad (\text{E.0.1—2})$$

式中 T_j ——桥梁 j 振型自振周期 (s)；

ω_j ——桥梁 j 振型自振圆频率。

E.0.2 计算连续梁桥竖向基阶振动频率可采用下列经验公式：

1 连续钢桁梁桥：

$$\lg f_1 = 2.194\ 5 - 0.865\ 1 \lg L_p \quad (\text{E.0.2—1})$$

2 钢筋混凝土或预应力混凝土连续梁桥：

$$\lg f_1 = 2.230\ 7 - 1.129\ 2 \lg L_p \quad (\text{E.0.2—2})$$

式中 f_1 ——竖向基阶振动频率 (Hz)；

L_p ——连续梁桥主跨跨度 (m)。

附录 F 钢筋混凝土梁、预应力混凝土梁及钢梁防止落梁的设施

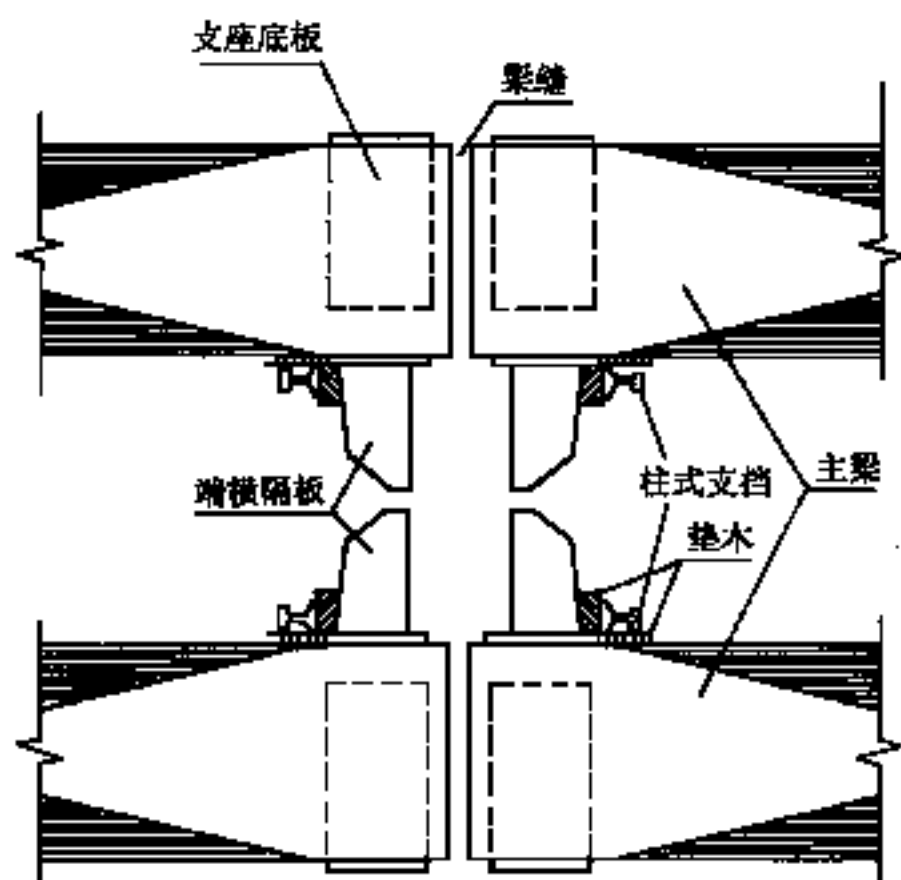


图 F—1 钢筋混凝土梁、预应力混凝土梁纵向支挡布置

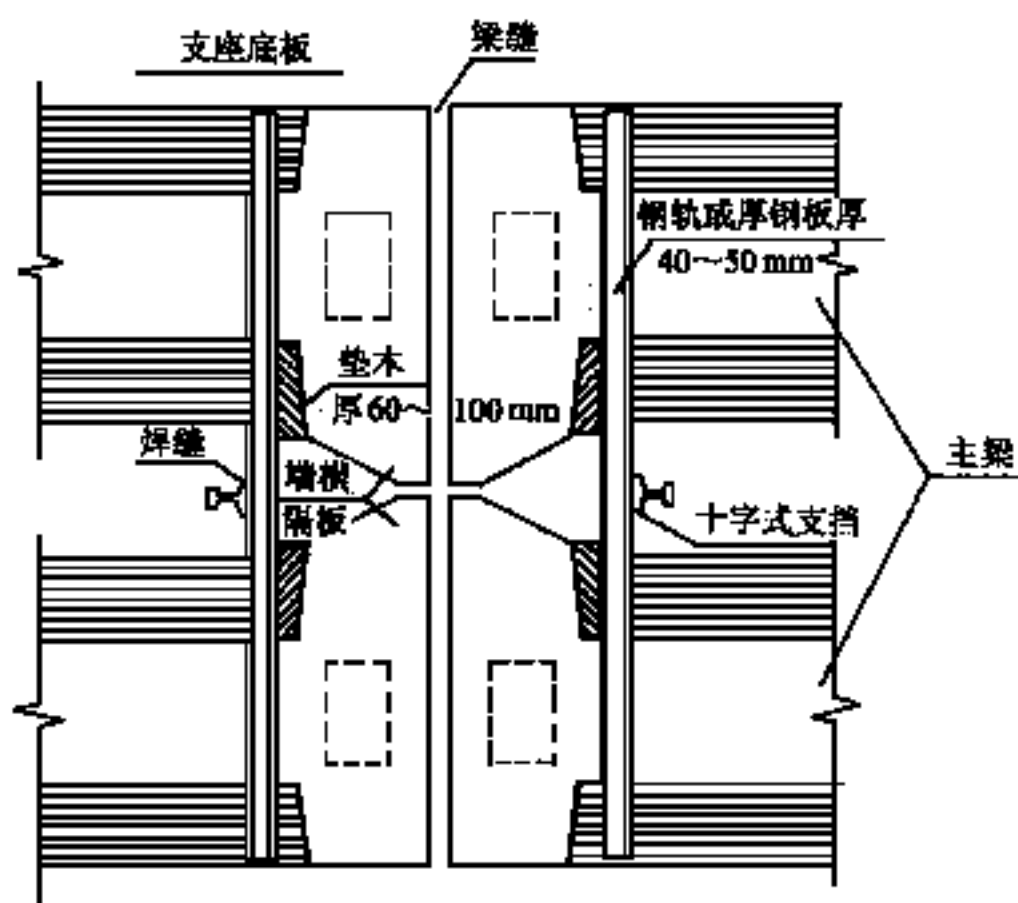


图 F—2 低高度钢筋混凝土梁纵向支挡布置

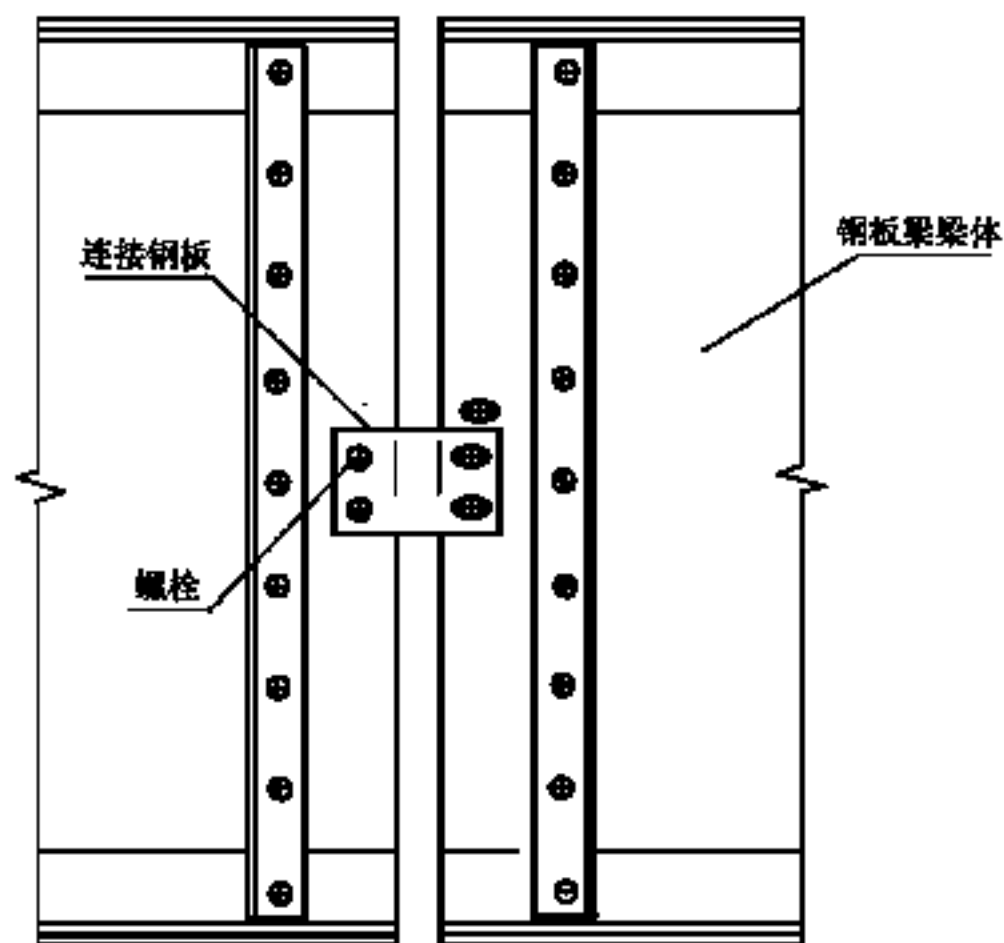


图 F—3 钢板梁间纵向连接布置

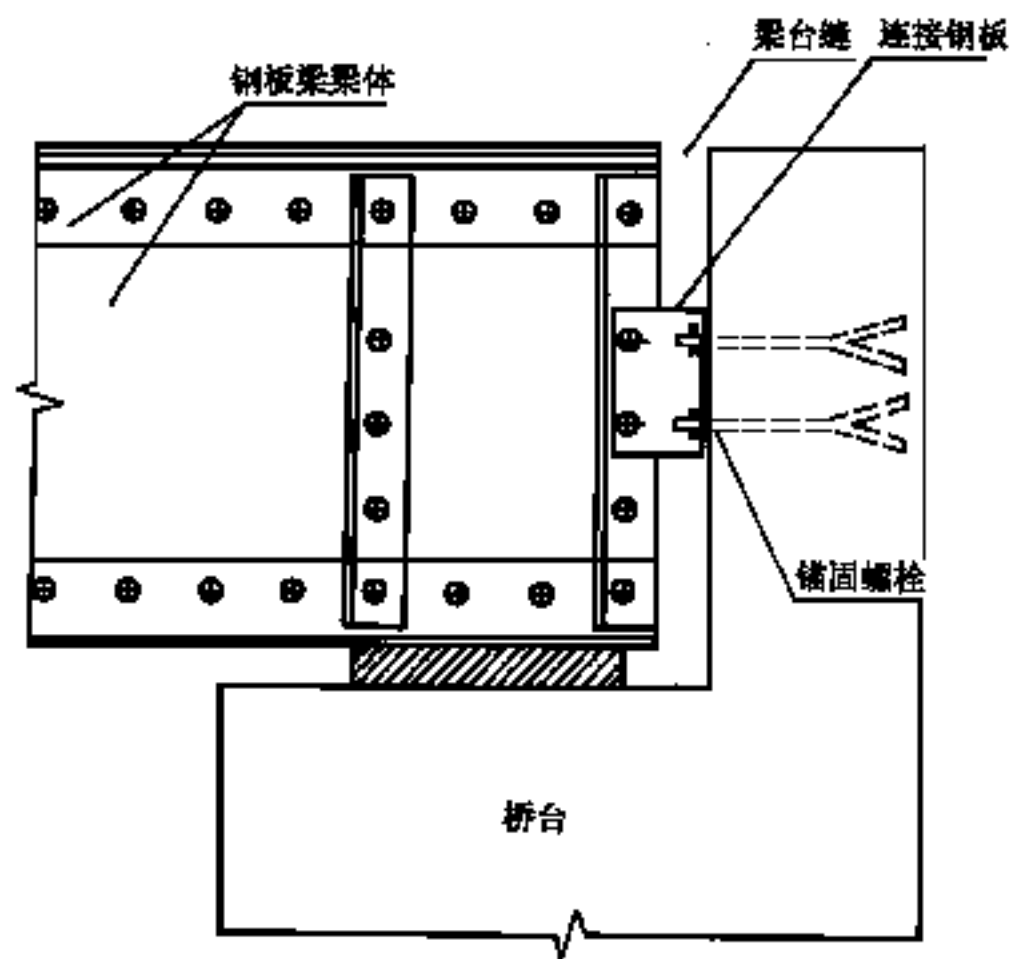


图 F—4 桥台与钢板梁间纵向连接布置

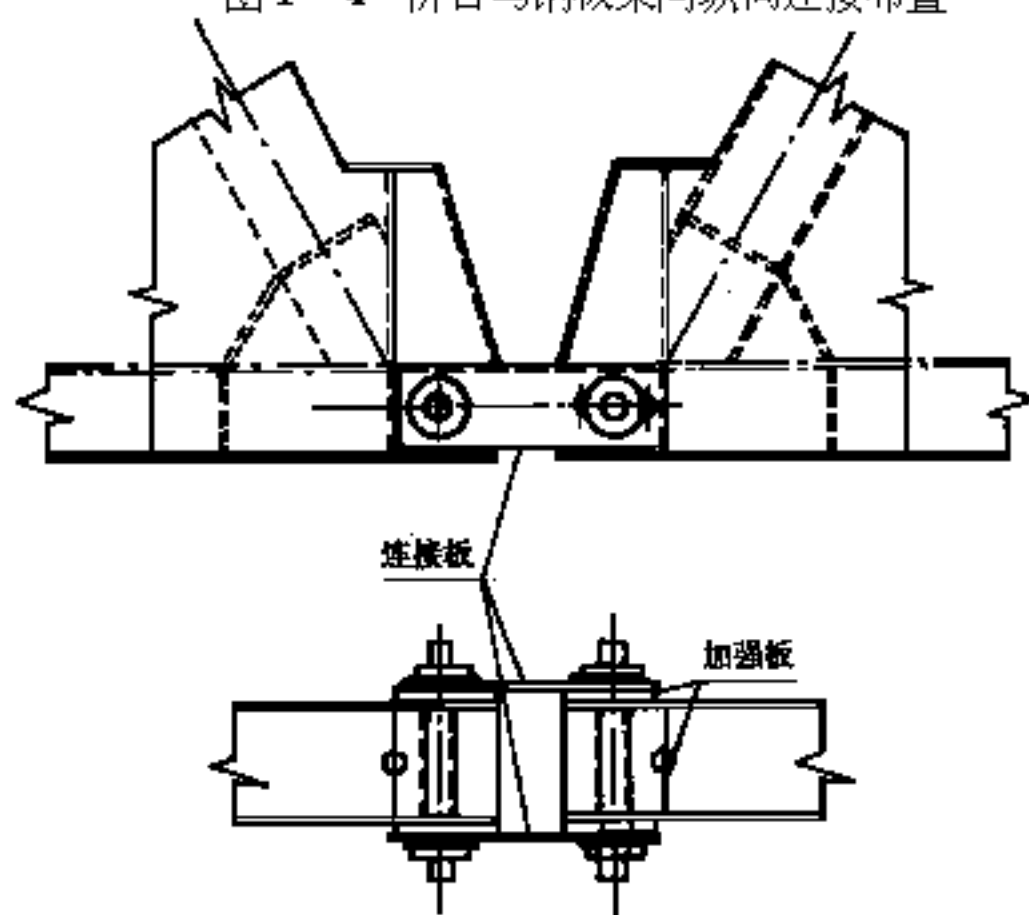


图 F—5 钢桁梁间纵向连接布置

附录 G 连续梁桥地震作用简化计算

G.0.1 主跨跨度小于或等于 80 m，孔数不多于 4 孔，墩高小于或等于 40 m 的连续梁，相邻各墩高之比小于或等于 1.5，两端变形甚小时可按图 G.0.1 作横桥向简化分析。

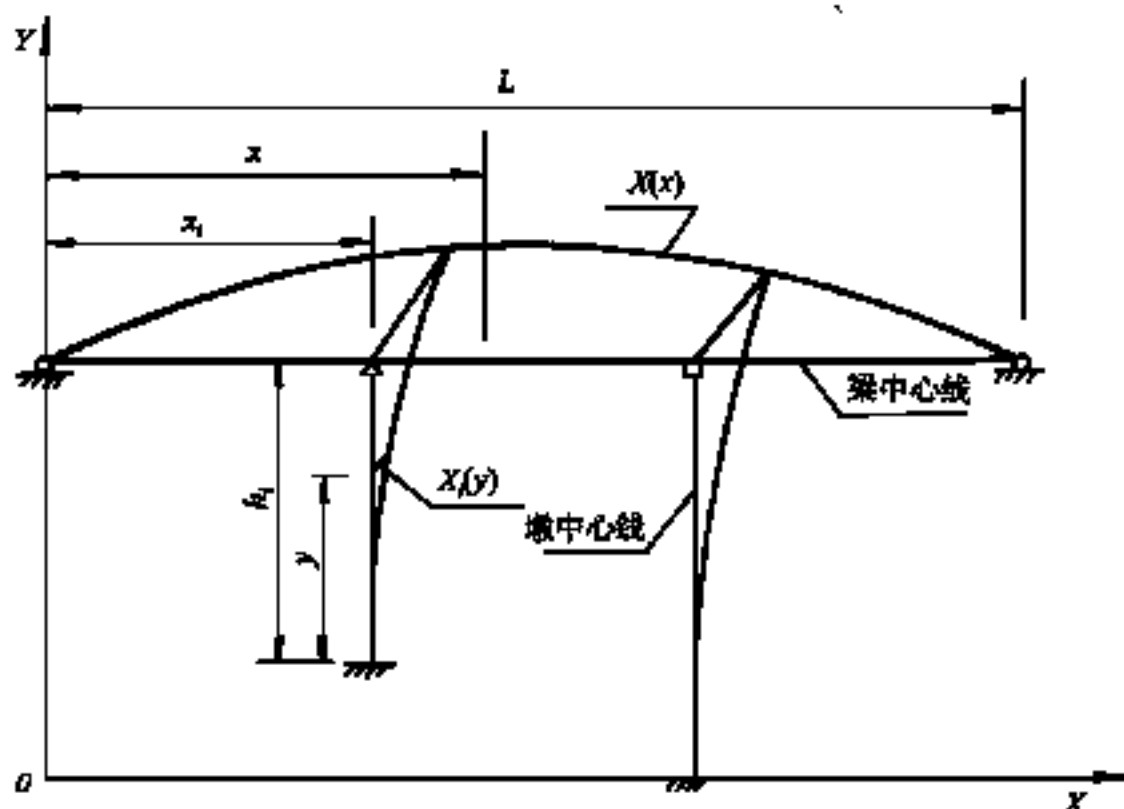


图 G.0.1

x ——由梁端至某截面的距离 (m)；
 y ——第 1 个墩由嵌固点至墩某截面的高度 (m)。

G.0.2 连续梁桥横桥向应按下列要求进行简化计算。

1 连续梁横向基阶振动频率和基阶振型参与系数，按下列公式计算：

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{756[8 EJ^5 + 5 \sum_{i=1}^n E_i J_i (\ell^3 l_i - 2 \ell l_i^3 + l_i^4)^2 / k_i^3]}{62 m \ell^3 + 297 \sum_{i=1}^n m_i k_i (\ell^3 l_i - 2 \ell l_i^3 + l_i^4)^2}} \quad (\text{G.0.2—1})$$

$$\gamma_1 = \frac{315 l^4 [8 m l^5 + 15 \sum_{i=1}^n m_i k_i (\ell^3 l_i - 2 \ell l_i^3 + l_i^4)]}{32 [62 m \ell^9 + 297 \sum_{i=1}^n m_i k_i (\ell^3 l_i - 2 \ell l_i^3 + l_i^4)^2]} \quad (\text{G.0.2—2})$$

- 式中 f_1 ——连续梁横向基阶振动频率 (Hz);
 γ_1 ——连续梁横向基阶振型参与系数;
 E ——连续梁材料的弹性模量 (kPa);
 J ——概化为等刚度梁的连续梁横向惯性矩, 其值取主跨墩顶梁的横向惯性矩和梁跨中横向惯性矩的平均值 (m^4);
 l ——连续梁全长 (m);
 l_i ——由梁端至第 i 个连续梁墩中心距离 (m);
 h_i ——第 i 个墩嵌固点至墩顶的高度 (m);
 E_i ——第 i 个墩材料的弹性模量 (kPa);
 J_i ——第 i 个墩概化为等刚度墩的横向惯性矩, 其值取 $h_i/2$ 处墩身截面的惯性矩 (m^4);
 m_i ——第 i 个墩概化为等刚度墩的线密度 (t/m);
 m ——连续梁概化为等刚度梁的线密度 (t/m);
 n ——一联连续梁桥墩个数。

2 连续梁和桥墩的横向水平地震力按下列公式计算:

$$P(x) = \frac{16}{5 l^4} \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 W_i (\ell^3 x - 2 \ell x^3 + x^4) \quad (\text{G.0.2—3})$$

$$P_i(y) = \frac{48 (\ell^3 l_i - 2 \ell l_i^3 + l_i^4)}{5 k_i^3 \ell^4} \times \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 W_i' \left\{ \frac{k_i}{2} y^2 - \frac{1}{6} y^3 \right\} \quad (\text{G.0.2—4})$$

- 式中 $P(x)$ ——梁部 x 点处的水平地震力 (kN);
 $P_i(y)$ ——第 i 个桥墩高度 y 处的水平地震力 (kN);

W_i ——连续梁计算段的重力 (kN);

W_i' ——第 i 个桥墩计算段的重力 (kN)。

G.0.3 连续梁顺桥向应按下列要求进行简化计算。

1 基阶振动参数按下列公式计算:

$$K_i = \frac{3 E_i J_i}{h_i^3} \quad (\text{G.0.3—1})$$

$$\gamma_1 = \frac{0.375 \sum Q_i + Q}{0.236 \sum Q_i + Q} \quad (\text{G.0.3—2})$$

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum K_i}{m}} \quad (\text{G.0.3—3})$$

式中 K_i ——一联连续梁下第 i 个桥墩的墩顶顺桥向推力刚度 (kN/m);

$\sum K_i$ ——一联连续梁下每个桥墩顶顺桥向推力刚度之和 (kN/m);

h_i ——第 i 个墩由嵌固点至墩顶的高度 (m);

m ——一联连续梁恒载质量 (t);

γ_1 ——基阶振型参与系数;

f_1 ——顺桥向基阶振动频率 (Hz);

Q_i ——第 i 个桥墩嵌固点以上墩身重力 (kN);

Q ——一联连续梁的恒载重力 (kN);

E_i, J_i ——第 i 个墩概化为等刚度墩的材料的弹性模量 (kPa) 和顺桥向惯性矩 (m⁴)。

2 地震力按下列公式计算:

$$P = \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 Q \quad (\text{G.0.3—4})$$

$$P_i = P \frac{K_i}{\sum K_i} \quad (\text{G.0.3—5})$$

$$Q_{\alpha} = 0.375 \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 Q_i + P_i \quad (\text{G.0.3—6})$$

$$M_{\alpha} = 0.275 \eta_e K_h \beta_1 \gamma_1 Q_i h_i + P_i h_i \quad (\text{G.0.3—7})$$

式中 P ——一联连续梁产生的顺桥向地震力 (kN);

P_i ——作用于一联连续梁下第 i 个桥墩顶的顺桥向梁部地震力 (kN);

Q_{0i} ——作用于一联连续梁下第 i 个桥墩基顶的顺桥向剪力 (kN);

M_{0i} ——作用于一联连续梁下第 i 个桥墩基顶的顺桥向弯矩 (kN·m);

其余符号含义同前。

附录 H 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。

H.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”。

H.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”。

H.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：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示允许有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路桥梁抗震鉴定与加固技术规范》

条文说明

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

1.0.2 本规范适用的范围

对既有铁路桥梁的抗震鉴定，根据国内外多次宏观震害经验，在 7 度区松软地基上的桥梁就会产生震害。我国铁路在乌鲁木齐（1965 年 11 月 3 日）、东川（1966 年 2 月 5 日）、邢台（1966 年 3 月 8 日）、溧阳（1974 年 4 月 22 日）、海城（1975 年 2 月 4 日）、唐山（1976 年 7 月 28 日）等地震区内有 1 500 多公里长的线路，6 度区的桥梁未发生震害。我国大于 9 度地震区的面积很少（仅新建的南疆铁路穿越 90 余公里 9 度区），而在 10 度地震区内修建铁路的机遇就更小，故铁路桥梁抗震鉴定的地震烈度范围定在 7 度至 9 度是恰当的。

我国既有铁路桥梁中，简支梁桥在总数量中约占 95%，近年新建的铁路工程中，连续梁桥逐年增加。梁式桥的抗震鉴定及加固问题解决了，就保证了绝大多数铁路桥梁的抗震强度和行车安全。

1.0.6 桥梁抗震验算范围

根据国内外桥梁的震害经验和桥梁破坏后修复的难易程度，在进行鉴定时，对于深水基础、高墩、大跨度、修复难度大及位于松软地基上的桥梁应进行抗震强度及稳定性检算，对这些桥梁的抗震能力要先进行全面细致的分析后，方可进行抗震加固。

3.0.1、3.0.2 既有桥梁现状调查与资料收集

为了对既有桥梁的抗震能力作出比较合乎实际的评估，首先

应收集桥梁的设计及竣工资料，了解地质勘探资料，以便对场地类别作出判断，结合运营以来桥梁的病害及整治情况，可对工程质量的高低作出判断。其次应对桥梁现状作细致调查，了解桥墩、台基础的冲刷深度、河床变化及桥墩、台处实际河床地面线。

对桥墩、台的混凝土强度，可用拉拔仪、回弹仪等仪器测定。了解施工缝有无加强措施等。

石砌桥墩、台，应检查灰缝的砂浆是否饱满，强度大小，砌石是否风化剥落。

这样做在评定桥梁工程质量和作抗震验算时，对计算模型的拟定，物理力学参数的选用，都有决定性作用。因此，对这些基本资料的收集与调查研究是十分重要的。

3.0.3 国内外多次震害经验证实，饱和松散的粉细砂层，由于孔隙水压上升，形成砂层液化，土层的物理力学指标产生巨大变化，使地基失效，给建筑物造成破坏。日本 1964 年新 地震、美国的阿拉斯加地震，我国的唐山、海城等地震都有许多桥梁震害实例。一般在 7 度地震区就产生较严重的震害，许多国家的抗震规范，十分重视砂土液化地基上建筑物的抗震设计。对砂土液化地基的判定，目前国际上通用的是动力与静力触探原位测试。抗震鉴定规范仍沿用这两种方法。

3.0.4 场地土分类应结合土层的剪切波速与地基承载力确定。

为方便场地土分类，特在本规范附录 B 表 B 中增加基本承载力 σ_0 栏。场地土分类系采用《铁路工程抗震设计规范》的规定。

多层土场地的地震效应主要取决于土层剪切波速随深度的变化规律、土层厚度或基岩覆盖厚度。可采用下式计算平均剪切波速 v_{sm} 值。

$$v_{sm} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i}{\sum_{i=1}^n \frac{k_i}{v_{si}}}$$

式中 k_i ——计算深度内第 i 层土的厚度 (m)；

v_{si} ——计算深度内第 i 层土的剪切波速 (m/s);

n ——计算深度内土的层数。

3.0.5 对既有桥梁,尤其是 1949 年以前修建的桥梁,设计资料及竣工资料都不完整,基础深度、形式及地质情况不清楚,给抗震加固验算带来了困难。可以用测定桥墩的固有频率、振幅波形推断桥墩的刚度,或其他测试方法判断桥墩的状态。

4.0.2 根据我国铁路桥梁的震害经验,地震时,列车在桥上的机遇很小,如 1975 年 2 月 4 日,海城地震区,长大线有两列客车及三列货车,沟海线一列客车、一列货车,大石桥至营口支线一列客车,这八列车地震时均不在桥上。

1976 年 7 月 28 日唐山地震区,京山线有 191 座大、中、小桥,计 8 719 延米,平均每公里 10.5 延米。地震时,京山线共有 28 列列车正在行驶,其中有 7 列车脱轨和颠覆,但均未在桥上发生。

1980 年日本《公路桥抗震设计规范》规定桥上不计活荷载产生的地震力。

1981 年苏联《地震区建筑设计规范》(НПД II—7—81)规定顺桥向不计活荷载影响。

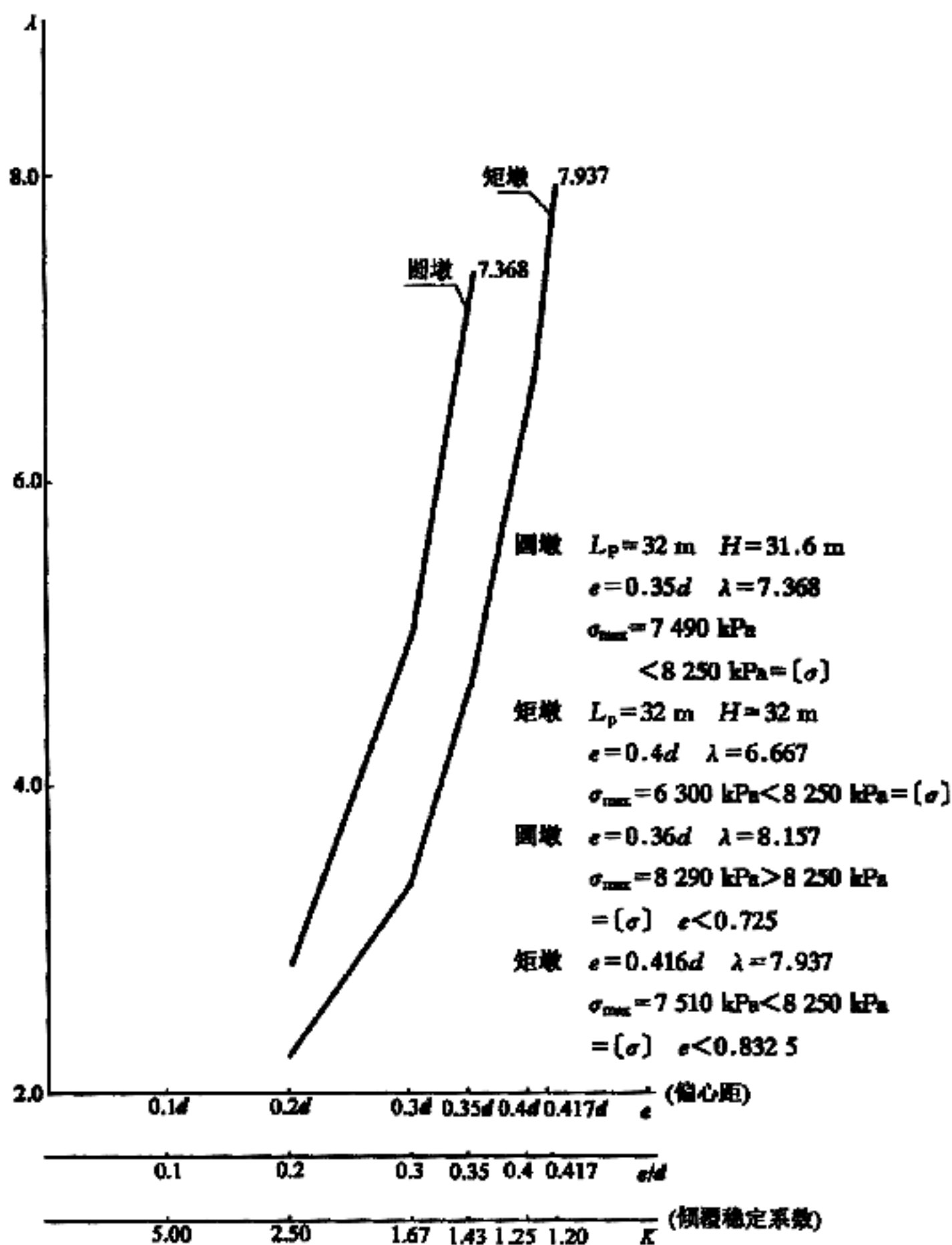
对桥梁抗震鉴定验算,为与《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111—87)一致,规定顺桥向不计活载引起的地震力,横桥向只计 50%活载引起的地震力。

4.0.4 由说明图 4.0.4 可以看出偏心距受截面应力和倾覆稳定所控制。偏心距数值对比见说明表 4.0.4—1。

说明表 4.0.4—1 砌石及混凝土截面合力偏心距 e

墩形	规 范 力 别	铁路桥涵设计规范		铁路桥梁检定规范		本 规 范	
		主 力	主+附	主 力	主+附	主 力	主+地
矩形及其他形状		0.5s	0.6s	0.5s	0.6s	0.5s	0.83
圆 形		0.5s	0.5s	0.5s	0.5s	0.5s	0.72s

注: s ——截面形心到最大应力边缘的距离。



说明图 4.0.4 桥墩重分布应力系数与偏心距关系图

关于材料容许应力的规定：既有桥梁进行加固困难较多，地震为偶然的短暂瞬时动荷载，对匀质性较好的钢材，容许应力放宽见说明表 4.0.4—2。

说明表 4.0.4—2 钢筋的基本容许应力 (主力)

钢 筋 种 类	A3	20MnSi
屈服强度 (MPa)	260.0	360.0
容许应力 (MPa)	130.0	180.0
提高 50%后的容许应力 (MPa)	195.0	270.0
提高 50%后安全系数	1.33	1.33

混凝土均质性差一些, 容许应力放宽后见说明表 4.0.4—3。

说明表 4.0.4—3 混凝土在各种荷载组合下基本容许应力

应 力 种 类			规 范		铁路桥涵设计规范		铁路桥梁检定规范		本 规 范	
应 力 种 类	混 凝 土 强 度 (MPa)	荷 载 组 合 等 级	主 力		主 力		主 力		主 力	
			主+附		主+附		主+附		主+地	
中 心 受 压 (MPa)	10.5	C15	4.0	5.2	4.0	6.2	4.0	6.2	4.0	6.2
	14.0	C20	5.5	7.2	5.5	8.8	5.5	8.8	5.5	8.8
	17.5	C25	7.0	9.1	7.0	10.9	7.0	10.9	7.0	10.9
	21.0	C30	8.5	11.1	8.5	13.3	8.5	13.3	8.5	13.3
	28.0	C40	11.0	14.3	11.0	17.2	11.0	17.2	11.0	17.2
	35.0	C50	14.0	18.2	14.0	21.8	14.0	21.8	14.0	21.8
	42.0	C60	17.0	22.1	17.0	26.5	17.0	26.5	17.0	26.5
弯 曲 受 压 及 偏 心 受 压 (MPa)	10.5	C15	5.5	7.2	5.5	8.6	5.5	8.6	5.5	8.6
	14.0	C20	7.0	9.1	7.0	10.9	7.0	10.9	7.0	10.9
	17.5	C25	9.0	11.7	9.0	14.0	9.0	14.0	9.0	14.0
	21.0	C30	10.5	13.7	10.5	16.4	10.5	16.4	10.5	16.4
	28.0	C40	14.0	18.2	14.0	21.8	14.0	21.8	14.0	21.8
	35.0	C50	17.5	22.8	17.5	27.3	17.5	27.3	17.5	27.3
	42.0	C60	21.0	27.3	21.0	32.8	21.0	32.8	21.0	32.8

- 注: 1 桥规: 计算主力加附加力时, 容许应力提高 30%;
 2 检定规范: 在桥规的基础上容许应力提高 20%;
 3 本规范同检定规范。

4.0.10 桥台地震力

1 台身的水平地震力：从我国几次强震的震害调查来看，竖向振动所导致的破坏尚不明显，主要仍是水平振动的震害，故规定仅考虑水平振动影响。对于刚度较大的桥台结构视为刚体看待，采用静力法计算，同时也考虑了高桥台的动力特征。

η_e 的取值是根据我国几次强震时对挡土墙、重力式桥台等刚度较大的建筑物震害调查与理论计算对照而确定的。

η_i 的数值也是根据国内外的强震震害调查并结合挡土墙、土体进行的动力试验资料而确定的。震害调查的结果是高挡墙的顶部或中上部多产生裂缝，而动力试验的分析结果是墙顶水平加速度反应较大，有时可达地面的两倍或两倍以上，但沿墙高分布并不呈直线规律。本规范规定将 $H > 12 \text{ m}$ 的桥台定为高桥台，台顶水平加速度为地面的两倍，加速度沿桥台高度的变化假定为直线分布以简化计算。基础部分的 η_i 值采用 1.0。

3 基础襟边上土柱重的水平地震力：检算桥台、基底时，基础襟边上土柱压在基础平面内，应由基础承担其重力。对于土柱的水平方向地震力，可这样认为：台身两侧部分土柱的纵向水平地震力的着力点不在台身上，又和桥台无刚性连接，可不考虑。台后基础襟边上土柱的纵向水平地震力，由于在计算地震土压力时已计入一部分，故其他部分可以略去以简化计算。因此规定不计襟边上土柱的水平地震力。

基础襟边上土柱的垂直重力应计入，不可忽略。

4.0.11 地震土压力

1 关于台背地震主动土压力的计算方法，我国一直采用日本物部公式，它以滑动土楔体重力及土楔体受水平地震力作用所组成的合力来计算台背主动土压力。由于引入了地震角，使得该公式在土体内摩擦角大于地震角时才能使用，故受到一定的限制。

根据库伦理论，砂性土的台背滑动土楔体的破裂角可用下式表式：

$$\tan \theta = -\tan \psi \sqrt{(\tan \psi + \cot \varphi)(\tan \psi + \tan \alpha)}$$

式中 $\psi = \varphi + \delta - \alpha$;
 φ ——土的综合内摩擦角;
 δ ——土与台背的摩擦角;
 α ——台背倾角。

对于台背的地震主动土压力, 滑动土楔体的水平地震惯性力影响远小于其重力对主动土压力的影响。故在分析土楔体水平地震惯性力时, δ 、 α 的影响很小, 可忽略不计。则有:

$$\tan \theta = -\tan \varphi \sqrt{(\tan \varphi + \cot \varphi) \tan \varphi}$$

显然, $\tan \theta = \sqrt{(\tan \varphi + \cot \varphi) \tan \varphi} - \tan \varphi$ 时才有意义, 进一步可得

$$\tan \theta = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

滑动土楔体产生的地震惯性力为

$$P' = \frac{1}{2} \gamma B H^2 \cdot \eta_e K_h \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

或
$$P' = \frac{1}{2} \gamma B H^2 \lambda'$$

式中 λ' ——地震影响系数, $\lambda' = \eta_e K_h \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

B ——桥台宽度 (m);

η_e ——综合影响系数;

K_h ——水平地震系数;

γ ——土的重力密度 (kN/m^3)。

台背地震主动土压力为库伦土压力 P 与滑动土楔体产生的地震惯性力之和, 即

$$P_{\text{总}} = P + P' = \frac{1}{2} \gamma B H^2 \lambda + \frac{1}{2} \gamma B H^2 \lambda' = \frac{1}{2} \gamma B H^2 (\lambda + \lambda')$$

式中 $P_{\text{总}}$ ——地震主动土压力 (kN);

λ ——非地震条件下的库伦主动土压力系数。

地震主动土压力的作用点高度在计算截面以上 $H/3$ 处 (H 为计算截面至轨底的高度)。

P_E 计算公式直接采用地震系数法，避免了地震角的概念， φ 取任何值时都能适用。与物部公式计算的地震土压力系数比较如说明表 4.0.11。

说明表 4.0.11 P_E 公式与物部公式计算的 λ 值比较表

土内摩擦角 ($^\circ$)		0	5	10	20	30
7 度 地震	P_E 公式	1.060	0.810	0.624	0.375	0.222
	物部		0.824	0.633	0.378	0.223
	误差		-2%	-1%	-1%	-0.5%
8 度 地震	P_E 公式	1.085	0.833	0.645	0.394	0.236
	物部		0.871	0.666	0.400	0.239
	误差		-4%	-3%	-2%	-1%
9 度 地震	P_E 公式	1.135	0.879	0.687	0.427	0.266
	物部			0.747	0.450	0.273
	误差			-6%	-5%	-3%

2 建造在液化砂土上的桥台土压力计算，目前仍没有确定的方法。由于地震时因砂土液化造成地基失效，持力层土的力学性质发生了极大的变化，以致使河岸、河床的稳定性丧失，产生坍塌，桥台结构伴随滑移。因此，造成这种破坏不仅取决于台后土压力的大小，还与砂土液化后其河岸、河床的稳定性有极大关系。震害资料表明这种破坏具有相当的普遍性。目前国内外都对这方面进行了研究，提出了不同的理论与计算方法，但还没有形成一致的看法。因而本规范对这种情况的计算方法没有作出明确的规定，但根据若干震害实例计算结果来看，液化砂土区桥台如果考虑砂土液化因素，并对其力学指标按本规范附录 C 进行综合折减，以非液化砂土区桥台地震主动土压力公式进行计算，其结果在一定程度上符合宏观破坏现象。

3 台前地震土压力计算方法由于缺少足够的试验和研究资

料，因此暂用静止土压力来考虑台前土体对桥台的作用。

当桥台基底持力土层发生液化致使桥台向河心滑移时，台前土体也处于滑动体之中，故此时不计台前土压力。

5.0.3 防止落梁措施

对既有桥梁，首先应在梁部纵向、横向均能发挥防止落梁的部位设置设施。不得已时，在纵横向分别设置防止落梁设施。宜采用每米质量不小于 **43 kg** 的旧钢轨作防止落梁措施材料。防止落梁设施埋设在墩、台顶帽内的深度为 **30~50 cm**，并用不低于 **100 号 (M10)** 水泥砂浆或环氧树脂砂浆、硫磺砂浆灌注。

5.0.8 混凝土施工缝加强

桥梁宏观震害经验证实，素混凝土的施工缝是薄弱环节。桥墩、台多在此断裂、错动，在此部位应用钢筋混凝土套箍予以加强。

5.0.9 软弱地基加固

松软地基上的桥梁易遭受破坏，尤其是浅基础，这已为许多震害实例所证实。

我国南京长江大桥，用挤密砂桩加固可液化地基，本标准采纳了该桥的加固经验。对软弱地基加固，我国铁路上还有砂化法，旋喷桩等工艺，也可在桥梁抗震加固中推广应用。

5.0.10 隔震技术的应用

隔震技术是 **70** 年代以来国际上新发展的抗震对策，已应用于桥梁、房屋、核电站等建筑物。对极有价值的古建筑抗震加固，为了不破坏建筑物的艺术风格，国外均采用基础隔震技术，减小地震加速度对建筑物的作用，以保证其安全。桥梁上用隔震支座，减小地震加速度对梁部结构的作用，起到不必加固桥墩、台及基础就能保证桥梁安全的作用，国外已有这方面的经验。

D.0.1 回归法

本简化公式是按照《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111—87)规定的一般法的要求，在选取有代表性的铁路桥墩进行有限元分析，并考虑前三个振型遇合后的电算结果作为子样，在选择合理的回归参数后进行回归分析得出的。在第一自振圆频率的回

归分析中，选用了 167 个有代表性的铁路桥墩子样；在浅平基桥墩、沉井基础桥墩及桩基础桥墩墩底内力的回归分析中，分别选用了 118 个、125 个和 181 个有代表性的铁路桥墩子样。

刚性地基、弹性浅基、桩基和沉井基础桥墩的第一自振圆频率的计算分两步进行，先计算墩底固定时的自振圆频率 ω_f 在计算考虑地基变形的自振圆频率 ω_R 时，由于在回归公式中包括了平动、转动和耦联柔度系数，能够考虑各类基础的变形特点，因而虽然采用了一个统一的计算公式，但仍然能够取得足够的精度。

对于地震作用下按设计反应谱计算墩底剪力系数和弯矩系数时，由于是抗震检算所直接使用的参数，希望得到较高的精度，故按场地分类和不同基础类型采用不同的回归公式。

计算基底固定时桥墩第一自振圆频率 ω_f 所采用公式的适用范围为： $0.56 \leq \sqrt{\frac{H\mu_1}{m_b}} \leq 4.6$ 。质量比参数 $\sqrt{\frac{H\mu_1}{m_b}}$ 为近似的墩身质量 $H\mu_1$ 与墩顶集中质量 m_b 比值的平方根。计算考虑地基变形时桥墩第一自振圆频率 ω_1 时要用到参数 U ，其物理意义是墩身弯曲刚度与基底弹簧刚度的比值，其中使用了 δ_{11} 、 δ_{12} 和 δ_{22} 三个柔度系数，其适用范围为： $0 < U \leq 14$ 。在所有考虑地基柔度的地震内力的计算中都用到了内力综合柔度参数 Z 。

高桩承台桥墩的检算见说明表 D.0.1，不计自由桩身质量所产生的误差很小，可以忽略不计。

本公式是以单线铁路桥墩为子样用回归分析方法得到的。在构造回归公式时， m 值的取值范围为 $m = 5\,000 \sim 50\,000 \text{ kN/m}^4$ 。

大量计算结果表明，对于浅平基桥墩，基础平动对自振频率和地震内力的影响很小，可以忽略；可以只用一个转动弹簧模拟地基土的作用，地基弹簧刚度 K_{22} 可以近似地采用地基的转动柔度系数 δ_{22} 的倒数来表示，即 $K_{22} = 1/\delta_{22}$ 。对刚性地基桥墩墩底改为固定端即可。

说明表 D.0.1 高桩桥墩桩身质量对计算结果的影响

(地震烈度: 8 度, 场地类别: III 类)

算 例 号	桩身质量的计法	ω_1 (rad/s) 及误差	Q_0 (kN) 及误差	M_0 (kN·m) 及误差
高桩桥墩, 单线 $l_p=32$ m, 自由桩 长 $l_0=15$ m, 墩 高 $H=7.84$ m, 圆 端形, 桩身质量 $M_p=231$ t	1. 不计桩身质量	3.79 (-3%)	195 (3%)	1 370 (3%)
	2. 桩身质量按 $M_p/4$ 计	3.67	190	1 336
	3. 桩身质量按 $M_p/2$ 计	3.57 (3%)	185 (-3%)	1 304 (-2%)
高桩桥墩, 单线 $l_p=16$ m, 自由桩 长 $l_0=9$ m, 墩高 $H=5.1$ m, 圆端 形, 桩身质量 M_p $=49$ t	1. 不计桩身质量	3.63 (-1%)	93 (0%)	444 (1%)
	2. 桩身质量按 $M_p/4$ 计	3.59	93	441
	3. 桩身质量按 $M_p/2$ 计	3.55 (1%)	92 (-1%)	438 (-1%)
高桩桥墩, 单线 $l_p=32$ m 自由桩 长 $l_0=10$ m, 墩 高 $H=10.5$ m, 圆 形墩	1. 不计桩身质量	4.73 (1.3%)	217.2 (0.4%)	2 236.7 (0.4%)
	2. 计桩身质量	4.67	216.4	2 228.7
高桩桥墩, 双线 $l_p=32$ m 自由桩 长 $l_0=5.1$ m, 墩 高 $H=12.3$ m, 矩 形墩	1. 不计桩身质量	4.92 (0.4%)	605.0 (-0.1%)	6 824.1 (-0.1%)
	2. 计桩身质量	4.90	605.6	6 833.8
高桩桥墩, 双线 $l_p=24$ m 自由桩 长 $l_0=7.72$ m, 墩 高 $H=19.4$ m, 圆 端形墩	1. 不计桩身质量	3.93 (0.8%)	677.7 (0.1%)	10 127.7 (0.1%)
	2. 计桩身质量	3.90	676.7	10 118.8
高桩桥墩, 双线 $l_p=32$ m 自由桩 长 $l_0=4$ m, 墩高 $H=24.9$ m, 圆端 形墩	1. 不计桩身质量	4.92 (0.2%)	1 259.2 (-0.2%)	25 371.4 (-0.2%)
	2. 计桩身质量	4.91	1 261.2	25 427.6

桩基础, 特别是高桩承台基础, 承台平动的影响有可能成为

主要因素而不能忽略。桩基础应该用平动柔度系数 δ_{11} 、转动柔度系数 δ_{22} 和平动与转动之间的耦联柔度系数 δ_{12} 来模拟。

对于沉井基础，周围地基土的作用可用平动柔度系数 δ_{11} 、转动柔度系数 δ_{22} 和平动与转动之间的耦联柔度系数 δ_{12} 来模拟，对于嵌固于岩石内的沉井基础，沉井底平动柔度系数和耦联柔度系数为零，沉井的转动中心在基底。但对于非嵌固沉井的情况，转动中心位置是随荷载而变化的。耦联柔度的意义是作为刚体的沉井在平动与转动同时发生时，使沉井与周围土体之间达到平衡状态的必要条件，沉井转动中心的位置由平衡条件确定。

D.0.2 分析法

1 对简支梁跨度 $L_p \leq 40$ m，墩高 $H \leq 40$ m 的圆墩、空心圆墩、圆端墩、矩形墩，按《铁路工程抗震设计规范》（GBJ 11—87）的力学模型（说明图 D.0.2—1）进行有限元前三阶地震反应计算，如说明表 D.0.2—1。从自振周期 T_1 及前三阶模态、基顶剪力 V_0 、弯矩 M_0 的变化，明显证实桥墩的无量纲参数： $\frac{K_{11} H^3 m_b}{E J_p m_p} > 8.0$ 时，桥墩抗震计算中，可不计 K_{11} 的影响，力学模型简化如说明图 D.0.2—2 所示，并找出了桥墩的截面面积及惯性矩沿墩高变化函数表达式 $F(y)$ 、 $J(y)$ ：

$$F(y) = F_1 - by$$

$$J(y) = J_1 - Ay + By^2 - Cy^3$$

说明表 D.0.2—1 桥墩有限元前三阶地

墩高 H (m)	m_0 (t)	K_z (kN· m/rad)	有 限 元 前					
			K_{11} (kN/m)	2.0E7			0.5E7	
			$\frac{K_z H}{EI_P}$	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)
10.0	348.86	4.0E8	23.0	0.169	413.5	3 844.1	0.177	426.5
		2.0E8	11.5	0.180	415.9	3 861.0	0.188	427.4
		1.0E8	5.7	0.202	419.3	3 883.6	0.208	428.7
		0.4E8	2.3	0.255	424.3	3 915.0	0.261	430.5
		0.2E7	0.1	0.916	148.1	1 297.1	0.918	151.1
29.7	348.86	4.0E8	43.9	0.790	508.7	10 703.7	0.793	535.0
		2.0E8	22.0	0.822	498.4	10 370.8	0.824	521.5
		1.0E8	11.0	0.881	477.5	9 760.9	0.884	496.5
		0.4E8	4.4	1.041	427.2	8 402.6	1.043	441.5
		0.2E7	0.2	3.297	322.6	5 994.4	3.297	332.0
35.0	380.00	4.0E8	72.4	1.081	578.1	11 493.5	1.084	625.3
		2.0E8	36.2	1.116	574.3	11 203.7	1.118	614.1
		1.0E8	18.1	1.182	561.1	10 664.6	1.184	592.3
		0.4E8	7.2	1.363	517.7	9 366.0	1.365	538.7
		0.2E7	0.4	4.085	433.1	8 712.6	4.086	442.9

震反应与基阶反应对比表

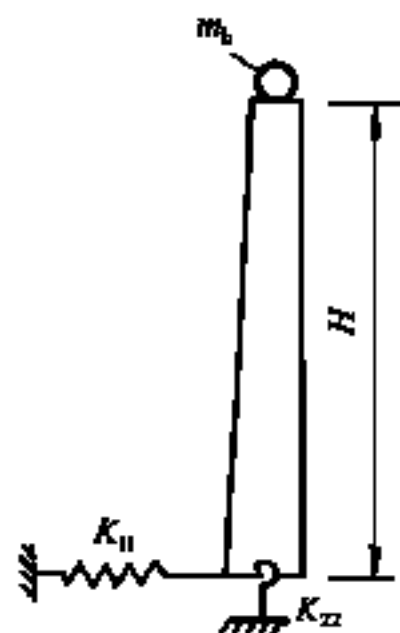
三 阶 反 应							
	0.2E7			0.2E6			
M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)
3 922.1	0.193	444.3	4021.0	0.366	403.1	3 384.7	
3 927.6	0.203	443.3	4 016.2				
3 935.1	0.222	441.8	4 008.5	0.381	384.6	3 247.9	
3 945.4	0.271	439.2	3 994.1	0.410	351.6	3 012.3	
1 295.7	0.921	151.3	1 293.0	0.967	144.3	1 248.9	
10 727.3	0.799	559.0	10 734.2	0.888	506.6	10 290.4	0.988
10 392.0	0.830	543.5	10 404.6				
9 768.0	0.889	515.2	9 763.6	0.970	478.0	9 409.6	1.062
8 403.3	1.047	456.8	8 397.7	1.118	438.7	8 142.8	1.197
5 995.3	3.299	343.8	5 996.8	3.323	383.6	6 021.0	3.349
11 587.3	1.088	671.5	11 698.6	1.159	633.4	11 105.2	1.083
11 276.3	1.122	656.3	11 365.7	1.192	622.1	10 806.8	
10 707.6	1.188	628.7	10 759.6	1.255	602.9	10 304.9	1.183
9 381.4	1.369	567.1	9 398.8	1.429	559.6	9 100.1	1.364
8 713.8	4.087	460.3	8 716.2	4.109	498.6	8 748.2	

墩高 H (m)	m_0 (t)	有 限 元 前					
		0.1E6		0.5E5			
		V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)
10.0	348.86						1.499
							1.502
							1.509
							1.725
29.7	348.86	444.5	9 694.2	1.177	377.0	8 332.7	2.214
		419.4	8 980.1	1.237	357.2	7 929.2	2.243
		384.7	7 883.0	1.352	326.3	7 230.8	2.300
		360.0	6 049.0				3.817
35.0	380.00	596.0	11 528.9	1.413	404.3	10 076.4	2.487
		572.5	10 680.5	1.491	384.8	9 511.5	2.525
		525.2	9 372.2	1.638	383.1	9 360.9	2.602
				4.183	393.6	8 856.4	4.576

三 阶 反 应					有限元基阶反应		
0.1E5		∞			∞		
V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)
97.6	794.2	0.166	404.5	3 811.0	0.166	401.2	3 809.0
		0.178	408.5	3 833.6	0.178	405.2	3 832.0
98.3	794.6	0.199	413.6	3 863.3	0.199	410.7	3862.3
96.0	794.6	0.253	420.8	3 903.7	0.253	418.3	3 903.3
96.7	823.4	0.915	145.7	1 297.6	0.915	140.8	1 297.6
305.2	6 216.1	0.789	495.6	10 690.6	0.789	404.3	10 510.9
		0.821	487.3	10 360.0	0.821	394.3	10 199.1
305.0	6 250.8	0.881	468.9	9 756.4	0.881	375.2	9 627.5
304.6	6 308.8	1.040	421.3	8 401.7	1.040	329.5	8 328.9
279.6	6 351.6	3.296	319.2	5 994.0	3.296	244.9	5 993.3
402.2	9 227.1	1.081	560.1	11 455.1	1.081	350.1	10 716.8
		1.115	559.1	11 174.3	1.115	344.9	10 491.8
401.6	9 283.6	1.181	549.5	10 647.2	1.181	334.5	10 074.5
399.9	9 374.0	1.362	510.1	9 360.8	1.362	305.1	9 011.8
356.9	9 257.2	4.085	429.9	8 712.2	4.085	309.9	8 708.9

式中各符号的意义见本规范附录 D.1.2。

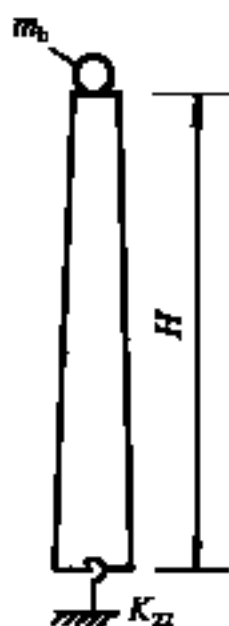
对桥墩考虑 K_{22} 影响的基阶频率 ω_1 ，分别按墩底嵌固求得弯曲振动基阶频率 ω_1 及考虑 K_{22} 按摇振求得频率 ω_R ，再按 Dunkerley 公式求得桥墩的基阶频率 ω_1 ，由于有 $F(y)$ ， $J(y)$ 的表达式，可进而求得桥墩的基阶振型参与系数及基顶剪力 V_0 ，弯矩 M_0 的解析表达式。更进一步，通过对三阶有限元桥墩地震反应的分析结果和简化算法的对比，找到了考虑高阶振型影响的 V_0 、 M_0 修正系数 ξ 及 ξ 。



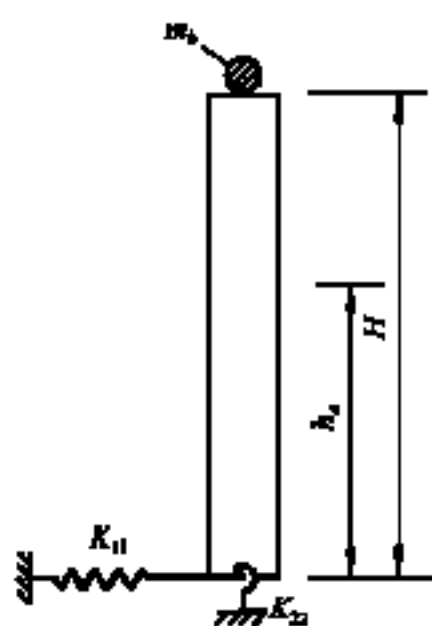
说明图 D.0.2—1

2 当 $\frac{K_{11} H^3 m_b}{E J_p m_p} \leq 8.0$ 时，计入 K_{11} 、

K_{22} 、 K_{12} 的影响，按 $H/2$ 处尺寸桥墩概化为等截面墩，力学模型如图 4，按摇振推导出桥墩振动特性及地震反应的解析表达式，典型桥墩有限元与振摇计算对比如说明表 D.0.2—2。



说明图 D.0.2—2



说明图 D.0.2—3

经对各种类型桥墩用本法和用有限元法计算结果的对比，分析法在规定的使用范围内，墩底剪力的误差不大于 9.9%，墩底弯矩的误差不大于 5.8%。

说明表 D.0.2-2 典型桥墩有限元分析与振振计算对比表

墩高 H (m)	m_b (t)	K_{22} $\left(\frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{rad}}\right)$	$\frac{K_{22}H}{EJ}$	K_{11} $\left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$	$\frac{K_{11}H^3m_b}{EJm_p}$	有限元前三阶反应			振振两阶反应		
						T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)	T_1 (s)	V_0 (kN)	M_0 (kN·m)
10.0	348.86	4.0E8	22.98	0.1E5	0.2	1.499	97.6	794.2	1.491	99.9	810.2
		0.4E8	2.30	0.2E6	1.9	0.410	351.6	3 012.3	0.385	382.8	3 283.2
		0.2E7	0.11	0.1E5	0.2	1.725	96.7	823.4	1.725	98.5	944.9
29.7	348.86	4.0E8	43.90	0.1E5	0.4	2.214	303.2	6 216.1	2.126	318.7	6 265.8
		0.4E8	4.39	0.1E5	0.4	2.300	304.6	6 308.8	2.216	318.1	6 862.4
		0.2E7	0.22	0.1E5	0.4	3.817	279.6	6 351.6	3.800	290.6	7 697.2
35.0	380.00	4.0E8	72.42	0.1E5	0.8	2.487	402.2	9 227.1	2.114	345.3	8 237.8
		0.4E8	7.24	0.1E5	0.8	2.602	399.9	9 374.0	2.244	344.0	9 125.5
		0.2E7	0.36	0.1E5	0.8	4.576	356.9	9 257.2	4.341	311.4	10 056.8

3 刚性帽梁指帽梁 $\frac{EJ}{L}$ 与柱的 $\frac{EJ}{L}$ 之比大于等于 5 时的情况。当帽梁 $\frac{EJ}{L}$ 与柱的 $\frac{EJ}{L}$ 之比小于 5 时，尚缺少计算分析资料，建议此时另行计算。

G.0.2 连续梁桥横桥向简化计算

进行简化计算时，将变刚度梁概化为等刚度连续梁。截面特性取梁墩顶与跨中截面的平均值。按 $H_i/2$ 处截面尺寸将第 i 个变刚度桥墩，概化为等刚度桥墩，并计入地基基础影响，确定墩高，使下端为嵌固。经检算这种简化在进行连续梁动力分析时产生的误差是可以接受的，只计全桥横桥向基阶弯曲振动的地震力，取梁部振型函数为

$$X(x) = \frac{16}{5l^4}(l^3x - 2lx^3 + x^4)$$

第 i 个桥墩的振型函数为

$$X_i(y) = \frac{48(l^3l_i - 2l^2l_i^3 + l_i^4)}{5k_i^3l^4} \left[\frac{k_i}{2}y^2 - \frac{1}{6}y^3 \right]$$

式中 l ——连续梁全长 (m)；

x ——由梁端至某截面的距离 (m)；

l_i ——由梁端到第 i 个连续梁墩中心的距离 (m)；

h_i ——第 i 个墩嵌固点至墩顶的高度 (m)；

y ——第 i 个墩由嵌固点至墩某截面的高度 (m)。

连续梁横向基阶振动频率为

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{756[8EJ^5 + 5 \sum_{i=1}^n E_i J_i (l^3 l_i - 2l^2 l_i^3 + l_i^4)^2 / k_i^3]}{62ml^9 + 297 \sum_{i=1}^n m_i k_i (l^3 l_i - 2l^2 l_i^3 + l_i^4)^2}}$$

基阶振型参与系数为

$$\gamma_1 = \frac{315l^4[8ml^5 + 15 \sum_{i=1}^n m_i k_i (l^3 l_i - 2l^2 l_i^3 + l_i^4)]}{32[62ml^9 + 297 \sum_{i=1}^n m_i k_i (l^3 l_i - 2l^2 l_i^3 + l_i^4)^2]}$$

式中 E ——连续梁材料的弹性模量 (kPa);
 J ——概化的等截面梁横向惯性矩 (m⁴);
 E_i ——第 i 个墩材料的弹性模量 (kPa);
 J_i ——第 i 个墩概化为等刚度墩的横向惯性矩 (m⁴);
 m_i ——第 i 个墩概化为等刚度墩的线密度 (t/m);
 m ——连续梁概化为等刚度梁的线密度 (t/m);
 n ——一联连续梁桥墩个数。

梁部 x 点处的地震力为

$$P(x) = \frac{16}{5 l^4} \eta_c K_h \beta_1 \gamma_1 W_i (l^3 x - 2 l x^3 + x^4)$$

第 i 个桥墩 y 点处地震力为

$$P_i(y) = \frac{48(l^3 l_i - 2 l l_i^3 + l_i^4)}{5 k_i^3 l^4} \eta_c K_h \beta_1 \gamma_1 W_i' \left[\frac{k_i}{2} y^2 - \frac{1}{6} y^3 \right]$$

式中 η_c ——综合影响系数, 见本规范第 4.0.5 条规定;
 K_h ——地震系数;
 β_1 ——横桥向基阶振型动力系数;
 γ_1 ——横桥向基阶振型参与系数;

W_i 或 W_i' ——梁或桥墩某计算段的重力 (kN)。

以上简化计算方法经过计算检验, 主要结论是:

(1) 近似公式是从梁墩共同单波形振动出发, 推导自振频率值。对于一般中等跨度以及中等墩高连续梁, 第一横向自振振型是相符的, 因此由近似公式所得结果基本规律相似。

(2) 由于简化法分析时不计桥梁抗扭刚度项, 因此与有限元分析成果相比, 由近似公式的所得计算频率略有偏小。

(3) 根据检验计算的范围, 在取得更广泛的对比资料前, 建议近似公式限定使用范围。

- 跨度: ≤ 80 m;
- 孔数: 连续不多于 4 孔;
- 墩高: ≤ 40 m;

——基础作刚性处理；

——相邻各墩高比： ≤ 1.5 。

算例：狄家河桥 4 孔 40 m 箱形钢筋混凝土连续梁比较如说明表 G.0.2。

说明表 G.0.2 连续梁横向基阶频率比较

项 目	墩 号			横向基阶频率 (Hz)		
	1	2	3	实测值	有限元计算值	简化法计算值
墩高 (m)	30.4	33.4	34.4	/	/	/
墩顶推力刚度	K_1	K_2	K_3	0.88	0.865	0.839
	K_1	$2K_2$	K_3	/	0.929	1.012
	K_1	$3K_2$	K_3	/	0.974	1.160
	K_1	$4K_2$	K_3	/	1.007	1.291
	$2K_1$	K_2	$2K_3$	/	1.111	1.028

圆墩 $L_p=32\text{ m}$ $H=31.6\text{ m}$

$e=0.35\text{ d}$ $\lambda=7.368$

$\sigma_{\max}=7\ 490\text{ kPa}$

$<8\ 250\text{ kPa}=[\sigma]$

矩墩 $L_p=32\text{ m}$ $H=32\text{ m}$

$e=0.4\text{ d}$ $\lambda=6.667$

$\sigma_{\max}=6\ 300\text{ kPa}<8\ 250\text{ kPa}=[\sigma]$

圆墩 $e=0.36\text{ d}$ $\lambda=8.157$

$\sigma_{\max}=8\ 290\text{ kPa}>8\ 250\text{ kPa}$

$=[\sigma]$ $e<0.725$

矩墩 $e=0.416\text{ d}$ $\lambda=7.937$

$\sigma_{\max}=7\ 510\text{ kPa}<8\ 250\text{ kPa}$

$=[\sigma]$ $e<0.832\ 5$

(京)新登字 063 号

中华人民共和国行业标准
铁路桥梁抗震鉴定与加固技术规范
TB 10118—99

*

中国铁道出版社出版发行
(100054, 北京市宣武区右安门西街 8 号)
北京市彩桥印刷厂印

开本: 850 mm×1 168 mm 1/32 印张: 2.375 字数: 59 千字

1999 年 5 月第 1 版 1999 年 5 月第 1 次印刷

印数: 1~5 000 册

统一书号: 15113·1265 定价: 8.60 元

版权所有 盗印必究

凡购买铁道版的图书, 如有缺页、倒页、脱页者, 请与本社发行部调换。