

**CECS XXX-2023**

中国工程建设标准化协会标准

**液化场地码头桩基础抗震设计标准**

**Design criterion for seismic design of pile foundations of wharf in liquefied ground**

（征求意见稿）

中国计划出版社

`

**中 国 工 程 建 设 标 准 化 协 会 标 准**

液化场地码头桩基础抗震设计标准

**Design criterion for seismic design of pile foundations of wharf in liquefied ground**

CECS XXX**-**202X

主编单位：中国铁建港航局集团有限公司

哈尔滨工业大学

批准单位：中国工程建设标准化协会

施行日期：202X年X月X日

中国计划出版社

20xx年北京

**前 言**

根据中国工程建设标准化协会《关于印发<2021年第一批工程建设协会标准制订、修订计划>的通知》（建标协字〔2021〕011号）的要求，编制组经过广泛调查研究，认真总结工程经验，参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，修订本规程。

本标准分为10章及4个附录，主要技术内容包括：总则，术语和符号，基本规定，场地与地基，地震作用，抗震分析，结构抗震验算，抗震措施，桩基施工，桩基检测与地震监测。

请注意本标准的某些内容可能直接或间接涉及专利，本标准的发布机构不承担识别这些专利的责任。本标准由中国工程建设标准化协会抗震专业委员会归口管理，由中国铁建港航局集团有限公司、哈尔滨工业大学负责具体技术内容的解释。本标准在使用过程中如有需要修改或补充之处，请将有关资料和建议寄送解释单位（地址：哈尔滨市黄河路73号，哈尔滨工业大学《液化场地码头桩基础抗震设计标准》管理组，邮政编码：150090），以供修订时参考。

**主编单位：**中国铁建港航局集团有限公司，哈尔滨工业大学。

**参编单位：**中交第四航务工程勘察设计院有限公司，中铁十七局集团有限公司，中国铁建港航局集团有限公司，同济大学，中国地震局工程力学研究所，中国海洋大学，大连理工大学，中国地质大学，河北工业大学，南京工业大学，浙江大学，北京工业大学，中国科学院研究武汉岩土力学所，东南大学，中国水利水电科学研究院，清华大学，中交水运规划设计院有限公司，中国交通建设股份有限公司，广州大学，中交第一航务工程勘察设计院有限公司，河海大学，山东港口青岛港集团有限公司，青岛理工大学，吉林大学，重庆大学。

**主要起草人：**凌贤长，唐亮，刘齐辉，覃杰，冯世进，陈宏伟，黄腾，孙艺，袁晓铭，黄雨，王栋，徐斌，龚文平，李雨润，陈国兴，周燕国，许成顺，赵凯，叶剑红，蔡国军，庄海洋，张雪东，王睿，丛晨亦，杨国平，刘延芳，张效禹，田爽，季则舟，刘进生，叶祥记，陈育民，邢东亮，唐小微，苏雷，高玉峰，王清，陈剑平，丁选明，张宁。

**主要审查人：**蔡德钩，李建林，王家鼎，李国玉，张鲁新，张亨旭，徐林荣，许四发，刘建坤，牛富俊，何胜甲，熊钦武，丁林，王臣，王敏，程谦恭，吴志坚，王太宁，张志发，黄茂松，马明磊，王新丰，赵相卿，邱瑞，鲍卫刚，丁小军，胡永利，刘宏扬，陈卫忠，朱定波。

中国工程建设标准化协会

2023年6月5日

**目 次**

[**1 总 则 1**](#_Toc135949829)

[**2 术语和符号 2**](#_Toc135949830)

[2.1 术 语 2](#_Toc135949831)

[2.2 符 号 3](#_Toc135949832)

[2.3 缩略语 9](#_Toc135949833)

[**3 基本规定 10**](#_Toc135949834)

[3.1 一般规定 10](#_Toc135949835)

[3.2 抗震设防分类和设防标准 11](#_Toc135949836)

[3.3 地震作用的基本要求 13](#_Toc135949837)

[3.4 性能要求 13](#_Toc135949838)

[3.5 抗震设计方法分类与流程 14](#_Toc135949839)

[3.6 作用效应组合 17](#_Toc135949840)

[**4 场地与地基 19**](#_Toc135949841)

[4.1 一般规定 19](#_Toc135949842)

[4.2 场地 19](#_Toc135949843)

[4.3 地基液化判别 21](#_Toc135949844)

[**5 地震作用 28**](#_Toc135949845)

[5.1 一般规定 28](#_Toc135949846)

[5.2 设计加速度反应谱 28](#_Toc135949847)

[5.3 设计地震动加速度时程 29](#_Toc135949848)

[5.4 地震动土压力 29](#_Toc135949849)

[5.5 地震动水压力 30](#_Toc135949850)

[5.6 侧扩流土压力 31](#_Toc135949851)

[5.7 桩土相互作用 33](#_Toc135949852)

[**6 抗震分析 36**](#_Toc135949853)

[6.1 一般规定 36](#_Toc135949854)

[6.2 建模原则 36](#_Toc135949855)

[6.3 侧向模态分析法 37](#_Toc135949856)

[6.4 拟动力分析法 39](#_Toc135949857)

[6.5 反应谱法 40](#_Toc135949858)

[6.6 时程分析法 41](#_Toc135949859)

[**7 结构抗震验算 42**](#_Toc135949860)

[7.1 一般规定 42](#_Toc135949861)

[7.2 性能要求 42](#_Toc135949862)

[7.3 桩基承载力 43](#_Toc135949863)

[7.4 稳定性验算 46](#_Toc135949864)

[7.5 变形能力验算 47](#_Toc135949865)

[**8 抗震措施 49**](#_Toc135949866)

[8.1 一般规定 49](#_Toc135949867)

[8.2 抗震措施 49](#_Toc135949868)

[**9 桩基施工 52**](#_Toc135949869)

[9.1 一般规定 52](#_Toc135949870)

[9.2 结构施工 52](#_Toc135949871)

[**10 桩基检测与地震监测预警 54**](#_Toc135949872)

[10.1 一般规定 54](#_Toc135949873)

[10.2 检测工作程序 54](#_Toc135949874)

[10.3 监测分析与预警判定 56](#_Toc135949875)

[**附录A 基于剪切波速的液化判别方法 59**](#_Toc135949876)

[**附录B 基于静力触探的液化判别方法 61**](#_Toc135949877)

[**附录C 模型简化pushover分析 63**](#_Toc135949878)

[**附录D 饱和砂土p-y曲线计算参数取值 65**](#_Toc135949879)

[**用词说明 67**](#_Toc135949880)

[**引用标准名录 68**](#_Toc135949881)

**附：**[条文说明 **69**](#_Toc135949882)

**Contents**

[**1 Genral provisions 1**](#_Toc131335046)

[**2 Terms and symbols 2**](#_Toc131335047)

[2.1 Terms 2](#_Toc131335048)

[2.2 Symbols 3](#_Toc131335049)

[2.3 abbreviation 9](#_Toc131335050)

[**3 General requirements 10**](#_Toc131335051)

[3.1 General requirements 10](#_Toc131335052)

[3.2 Seismic fortification classification and fortification standards 11](#_Toc131335053)

[3.3 Basic requirements for seismic actio 13](#_Toc131335054)

[3.4 Performance requirement 13](#_Toc131335055)

[3.5 Classification and flow chart of seismic design methods 14](#_Toc131335056)

[3.6 Action and action effect combination 17](#_Toc131335057)

[**4 Site and foundation 19**](#_Toc131335058)

[4.1 General requirements 19](#_Toc131335059)

[4.2 Site 19](#_Toc131335060)

[4.3 Liquefaction judgment 21](#_Toc131335061)

[**5 Geological process 28**](#_Toc131335062)

[5.1 General requirements 28](#_Toc131335063)

[5.2 Design acceleration response spectrum 28](#_Toc131335064)

[5.3 Design ground motion acceleration time histor 29](#_Toc131335065)

[5.4 Seismic earth pressure 29](#_Toc131335066)

[5.5 Ground motion water pressure 30](#_Toc131335067)

[5.6 Lateral spreading flow earth pressure 31](#_Toc131335068)

[5.7 Pile-soil interaction 33](#_Toc131335069)

[**6 Earthquake-resistance analysis 36**](#_Toc131335070)

[6.1 General requirements 36](#_Toc131335071)

[6.2 Modeling principles 36](#_Toc131335072)

[6.3 Transverse modal analysis method 37](#_Toc131335073)

[6.4 Quasi dynamic analysis 39](#_Toc131335074)

[6.5 Reaction spectrum method 40](#_Toc131335075)

[6.6 Time history analysis 41](#_Toc131335076)

[**7 Structural seismic checking calculation 42**](#_Toc131335077)

[7.1 General requirements 42](#_Toc131335078)

[7.2 Performance requirements 42](#_Toc131335079)

[7.3 Bearing capacity of pile foundation 43](#_Toc131335080)

[7.4 Checking calculation of stability 46](#_Toc131335081)

[7.5 Deformation capacity checking 47](#_Toc131335082)

[**8 Seismic measures 49**](#_Toc131335083)

[8.1 General requirements 49](#_Toc131335084)

[8.2 Aseismatic construction 49](#_Toc131335085)

[**9 Pile foundation construction 52**](#_Toc131335086)

[9.1 General requirements 52](#_Toc131335087)

[9.2 Structural construction 52](#_Toc131335088)

[**10 Pile foundation detection and earthquake monitoring and early warning 54**](#_Toc131335089)

[10.1 General requirements 54](#_Toc131335090)

[10.2 Inspection Procedure 54](#_Toc131335091)

[10.3 Monitoring analysis and early warning judgment 56](#_Toc131335092)

[**Appendix A Liquefaction discrimination method based on shear wave velocity 59**](#_Toc135949876)

**Appendix B Liquefaction discrimination method based on static touching** [**61**](#_Toc135949877)

[**Appendix C Simplified pushover analysis of model 63**](#_Toc135949878)

[**Appendix D Values of p-y Curve Calculation Parameters for Saturated Sand 65**](#_Toc135949879)

[**Explanation of wording 67**](#_Toc135949880)

[**Addition: Explanation of provisions 68**](#_Toc135949881)

# 1 总 则

**1.0.1** 为规范和指导液化场地的码头桩基础抗震设计，提升码头桩基础抗震性能，减轻码头桩基的地震破坏，依据《中华人民共和国防震减灾法》，制定本标准。

**1.0.2** 本标准适用于位于液化场地的各等级码头桩基础工程，其他位于液化场地的水工建筑物、建筑物的基础工程可参照使用。

**1.0.3** 已做过专门地震安全性评价的码头桩基础工程，应采用按相关要求评审通过的抗震设防标准。未做过地震安全性评价的码头桩基础工程，抗震设防标准应采用根据中国地震动参数区划图确定的基本地震动峰值加速度。

**1.0.4** 液化场地的码头桩基础工程的抗震设计应积极采用可靠的新技术、新材料、新设备、新工艺。

**1.0.5** 液化场地的码头桩基础的抗震设计，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

# 2 术语和符号

2.1 术 语

**2.1.1** 抗震设防烈度 seismic precautionary intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

**2.1.2** 地震作用 earthquake action

由地震动引起的在结构及其地基上的动态作用，包括水平地震作用和竖向地震作用。

**2.1.3** 设计地震动参数 design parameters of ground motion

抗震设计采用的地震加速度（速度、位移）时程曲线、加速度设计谱和峰值加速度。

**2.1.4** 抗震性能水平 seismic performance levels

对所设计的建筑物，针对可能遇到的设计地震作用所规定的最低性能要求和容许的最大破坏（如变形）。

**2.1.5** 抗震设计类别 category of seismic design

根据设计地震动参数和建筑使用功能，对建筑抗震设计标准所作的分组。

**2.1.6** 抗震建筑重要性分类 classification of importance for aseismic buildings

建筑抗震设计中，根据建筑遭遇地震后可能产生的后果对社会、政治、经济的影响程度及其在抗震救灾中的作用对建筑所作的分类。

**2.1.7** 等效拟动力分析方法 equivalent pseudo-dynamic analysis method

简化分析方法。

**2.1.8** 动力*p*-*y*曲线dynamic *p*-*y* curve

动力土反力与桩－土相对位移的关系。

**2.1.9** 非线性动力文克尔地基梁 nonlinear dynamic Winkle foundation beam model

桩－土动力相互作用简化分析模型。

**2.1.10** 弹簧单元 spring element

表示桩－土相互作用刚度的单元，依赖于土性且具有非线性弹簧单元典型特征，具有刻画不同复杂条件下土体动力响应特征。

**2.1.11** 塑性单元 plastic element

表示土体的塑性（不可恢复）变形的单元，采用土的极限土反力控制。

**2.1.12** 阻尼单元 damping element

用于模拟波源于桩表面并向外传递能量引起能量消散的机理的单元。

**2.1.13** 地震响应 seismic response

地震荷载下，场地加速度、位移和孔压时程等结果。

**2.1.14** E1 地震作用 E1 earthquake action

重现期为475年的地震作用。

**2.1.15** E2 地震作用 E2 earthquake action

重现期为2000年的地震作用。

**2.1.16** 抗震措施 seismic measures

除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

**2.1.17** 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

2.2 符 号

**2.2.1** 材料性能

*m*——地震质量；

*k*i——桩基横向弹性刚度；

*k*e,n——迭代有效性刚度；

*f′c——*养护28天的无约束混凝土抗压强度；

*——*28天无约束混凝土的指定抗压强度；

*f′ce*——混凝土的预期抗压强度；

*——*纵向加强钢、销钉的标准屈服强度；

*fy* ——纵向钢筋抗拉强度标准值；

*fye*——加固销钉预期屈服强度；

*——*预应力钢筋的极限强度；

*fyh ——*箍筋屈服强度；

——初始地基反力系数；

——标准贯入锤击数实测值；

——土体相对密度；

——抗液化指数；

——液化指数；

——黏粒含量百分率；

——液化判别标准贯入锤击数临界值；

——*i*点标准贯入锤击数临界值；

——*i*点标准贯入锤击数实测值；

*PL*——液化概率；

*T*wi——单位码头段横向弹性周期；

*Tn*——*n*次迭代时有效周期；

——土层等效剪切波速；

——计算深度范围内第*i*土层的剪切波速；

——*i*土层单位土层厚度的层位影响权函数值；

——液化判别标准贯入锤击数基准值；

——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值；

——建筑物建成后的饱和土标准贯入锤击数修正值；

——土体内摩擦角；

——阻尼比；

——第*i*层土的重度；

——非液化层平均容重；

——可液化层平均容重；

——周期比；

——迭代*n*次时有效系统阻尼。

**2.2.2** 作用、作用效应及承载力

*A*——水平向基本地震动峰值加速度；

*D——*恒荷载；

*E——*土压力荷载；

*EQ*——地震荷载；

——结构的地震作用效应；

*L——*活荷载；

P——系泊线荷载；

*U——*总设计荷载；

*F——*在位移需求下考虑的码头带的总横向地震力；

*Ae*——有效抗剪面积；

——作用在墙背上第*n*层土的总主动土压力标准值；

——作用在墙背上第*n*层土的总被动土压力标准值；

*F*n——推覆力；

*Fp——*对于桩中的预应力压缩力；

*Mp,top*——桩身顶部塑性铰处的塑性弯矩承载力；

*Mp,in-ground*——埋地桩段塑性铰处的塑性弯矩承载力；

*Nu ——*桩上的外部轴向压缩包括地震荷载；

*Rf*——由于靠泊荷载垂直于挡泥板的力；

——结构第阶振型地震作用效应；

*Va*——轴向荷载作用下的抗剪强度；

*Vc*——混凝土抗剪强度；

*Vs*——横向钢筋抗剪强度；

*VF*——挡泥板剪力；

*Vn*——桩身抗剪承载力；

*WDL——*考虑码头地带的有效静载；

*V0*——桩身剪力需求；

——地面上的均布荷载标准值；

——地震时第*n*层黏性土的黏聚力标准值；

——作用在墙背上第*n*层土顶面处的单位面积上的主动土压力标准值；

——作用在墙背上第*n*层土底面处的单位面积上的主动土压力标准值；

——作用在墙背上第*n*层土顶面处的单位面积上的被动土压力标准值；

——作用在墙背上第*n*层土底面处的单位面积上的被动土压力标准值；

——埋深*x*处非液化土层产生的侧扩流土压力；

——埋深*x*处液化土层产生的侧扩流土压力；

——混凝土应变值；

——钢筋应变值；

**2.2.3** 几何参数

*b*——矩形截面的短边尺寸或圆形截面的直径；

*c——*压缩纤维到抗弯强度中性轴的深度；

——计算深度范围内的土层数；

——埋深（m）；

*s——*沿桩轴线箍筋中心距；

*c0——*透明混凝土保护层加上箍筋直径的一半；

——计算深度范围内第*i*土层的厚度；

——*i*点所代表的土层厚度；

*dgap*——钢桩顶部与承台底之间的距离；

——饱和土标准贯入点深度；

——建筑物建成后的饱和土标准贯入点深度；

——地下水位在地面以下的深度；

——建筑物建成后的地下水位深度；

——场地土计算深度；

——第*n*层土的厚度；

——第*i*层土的厚度；

*Asp——*箍筋横截面面积；

*Dp——*桩直径；

B——码头单元宽度；

*H*——桩顶塑性铰中心与埋地桩段塑性铰中心的距离；

——液化层厚度；

——非液化层厚度；

*Lp——*等效塑性铰长度；

*Lp ——*塑性铰区长度；

*LL* ——最短外码头单元长度;

——墙背与铅垂线的夹角；

——标准贯入锤击数调整系数；

——地震角；

*θd*——桩身塑性铰区域的最大容许转角；

*θm——*在E1和E2地震动下极限应变处的总转角；

*θu——*最终转角；

*θy——*理想屈服转角；

*θp,m——*在E1和E2地震动下极限应变处对应的塑性转角；

*θp,dem——*位移要求下的塑性曲率；

*φp,m——*在E1和E2地震动下极限应变处对应的塑性曲率；

*φy ——*理想屈服曲率；

*φu*——极限破坏状态的曲率能力；

——第*n*层土与墙背间的摩擦角；

——地震时第*n*层土的内摩擦角；

——系数；

——地震时主动破裂面与水平面的夹角；

——地震时被动破裂面与水平面的夹角；

当*δ*=0、*β*=0、*α*=0、*δ*=0时为朗金公式等；

——计算得到的*p*-*y*曲线的极限土压力。

**2.2.4** 计算系数及其他

——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间；

*n*——迭代次数；

——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

*k——*荷载系数1；

*DMF*——动力放大系数；

*T*——周期；

*a1j、a2j*——加速度时程第*j*点的值；

——考虑计算深度处与水位线距离的修正系数；

——可液化层侧向流动土压力折减系数；

——非液化土层侧扩流土压力修正系数；

*Ae——*有效抗剪面积，等于实心圆桩和八角桩总截面积的80%*。*

*Ci*——抗震重要性系数；

*Cs*——场地系数；

*Cd*——阻尼调整系数；

——计算参数1；

——计算参数2；

——计算参数3；

——被动土压力系数；

——系数；

*KH*——水平地震系数

*KV*——竖向地震系数

——第*n*层土的主动土压力系数；

——第*n*层土的被动土压力系数；

——地震主动土压力作用在第*n*层土时的系数；

——地震被动土压力作用在第*n*层土时的系数；

*Smax*——设计加速度反应谱最大值；

*Tg*——特征周期；

*T0*——反应谱直线上升段最大周期；

*μφ——*曲率延性需求；

*μn——*位移延展性需求；

*γ——*荷载系数2；

——相关系数；

——相关系数；

∆*c*——位移能力；

*∆d——*位移需求；

——横向位移需求；

∆*y*——确定桩屈服位移，由从桩的初始位置到所考虑塑性铰的形成；

——横向位移需求的初始假设值；

——*n*-1次迭代横向位移需求；

——*n*次迭代横向位移需求；

∆*p,m*——在E1和E2地震动极限应变处，由于塑性铰转角引起的桩体塑性位移能力。

**2.3 缩略语**

API——American Petroleum Institute，美国石油工程协会；

CQC——Complete Quadratic Combination，振型组合法；

PGA——Peak Ground Motion，峰值地面加速度；

SRSS——Square Root of the Sum Of The Squares，平方根法。

# 3 基本规定

3.1 一般规定

**3.1.1** 码头桩基础场地选择时，应根据需要进行工程地质、水文地质和地震活动的调查研究和勘测工作，并应按照场地土、地质构造和地形地貌条件作场地的综合评价。

**3.1.2** 码头桩基础场地宜选择对码头桩基础抗震相对有利的地段，避开不利的地段。当需要在危险地段进行建设时，必须进行充分论证。

**3.1.3** 码头桩基础的设计使用年限应按下列规定采用：

**1** 永久性码头结构的设计使用年限应采用50年；

**2** 临时性码头结构的设计使用年限可采用临时使用的年限或5-10年。

**3.1.4** 码头结构在规定的设计使用年限内应满足下列功能要求：

**1** 在正常施工和正常使用时，能安全承受设计规定的各种作用；

**2** 在正常使用时具有良好的工作性能；

**3** 在正常维护下具有足够的耐久性能；

**4** 在设计地震状况下主体结构不丧失承载能力；

**5** 有特殊要求时，在发生设定的偶然事件下，主体结构仍能保持整体稳定。

**3.1.5** 码头桩基础设计应评估场地液化敏感性。该评估应针对码头桩基础的设计使用年限内的自由场地条件进行。

**3.1.6** 码头桩基础设计应考虑土动力特性的应变依赖性，以及与地震荷载循环特性相关的效应。如果原状土因易液化需要改良，则应考虑原状土改良或替代土的特性。

**3.1.7** 码头桩基础设计宜以概率理论为基础进行基于性能设计，一般情况可采用以分项系数表达的极限状态设计方法，有条件时可直接采用可靠指标设计方法。

**3.1.8** 结构体系应以强梁（承台）、弱柱（桩）为基础设计，设计成延性体系。结构体系中应设计为在桩中形成塑性铰，而不是在承台上。根据对桩塑性铰抗弯强度的估计，提出承载力设计的要求，以确保受保护构件的可靠强度超过最大服役要求。

**3.1.9** 码头桩基础结构体系抗震应符合下列规定：

**1** 结构体系应有可靠和稳定的传力途径，具有明确的计算简图，地震作用传递路线应简捷、合理；

**2** 结构体系应有明确、可靠的位移约束，能有效地控制结构地震位移，防止落梁；

**3** 结构体系应有明确、合理、可靠的能量耗散部位；

**4** 结构体系应具有避免因部分结构构件的破坏而导致结构倒塌的能力；

**5** 结构体系可有目的地设置强震时易于损坏的结构薄弱部位，其作用应能调节强震时结构的抗震性能并限制结构的损伤范围。

**3.1.10** 码头桩基础结构构件及其连接应符合下列规定：

**1** 钢筋混凝土构件应合理选择尺寸、配置钢筋、增加延性，并应避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋锚固粘结先于构件破坏；

**2** 结构各构件之间的连接节点，其承载力不应低于连接构件的承载力；

**3** 预埋件的锚固破坏不应先于连接件破坏。

**3.1.11** 如果结构满足地震荷载引起的所有力、位移和兼容性要求，则允许使用斜桩。此外，还需以下限制：

**1** 如果考虑到连接处的滞后性能，则在E1地震作用中允许拉伸斜桩与承台连接处达到屈服状态。如果套筒销钉用作实心混凝土桩或带插塞连接的钢管桩的固定构件，销钉的允许伸长率应通过将套筒长度乘以应变极限的50%来计算；

**2** 在E2地震作用中，禁止使用桩滑移作为受压桩的屈服机制；

**3** 允许桩滑作为一种受力机制，但前提是用岩土承载力下限计算位移需求，用岩土承载力上限计算力需求。并且应考虑桩滑引起的永久承台位移的影响；

**4** 承台应具有承载力保护能力，并设计能够抵抗与桩的岩土承载力下限相关的1.25倍E2地震动作用下的位移和与岩土承载力上限相关的1.25倍E2地震动作用下的力；

**5** 禁止使用桩屈曲作为受压桩的屈服机制。

**3.1.12** 结构设计应考虑便于进行震后检修和液化改良。

3.2 抗震设防分类和设防标准

**3.2.1** 码头桩基础的抗震设防类别应按表3.2.1确定。对抗震救灾以及在经济上、国防上有重要意义的码头桩基础，应提高抗震设防类别。

**表3.2.1 抗震设防类别划分**

| 码头桩基础抗震  设防类别 | 适用范围 |
| --- | --- |
| A类 | 指使用上有特殊设施，涉及国家公共安全的重大码头工程和地震时可能发生严重次生灾害等特别重大灾害后果，需要进行特殊设防的码头工程 |
| B类 | 指地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的生命线相关码头工程，以及地震时可能导致大量人员伤亡等重大灾害后果，需要提高设防标准的码头工程 |
| C类 | 指大量的除A、B、D款以外按标准要求进行设防的码头工程 |
| D类 | 指使用上人员稀少且震损不致产生次生灾害，允许在一定条件下适度降低要求的码头工程 |

**3.2.2** 一般情况下，码头桩基础的抗震设防烈度应采用根据《中国地震动参数区划图》GB 18306规定的地震基本烈度（本标准设计基本地震加速度值所对应的烈度值）。依据《中国地震动参数区划图》GB 18306，取 50年内超越概率 10%的地震烈度。

**3.2.3** 码头桩基础的抗震设防目标应按表3.2.3确定。

**表3.2.3 各设防类别码头桩基础的抗震设防目标**

| 码头桩基础抗震设防类别 | 设防目标 | | | |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| E1 地震作用 | | E2 地震作用 | |
| 震后使用要求 | 损伤状态 | 震后使用要求 | 损伤状态 |
| A类 | 可正常使用 | 结构总体反应在弹性范围，基本无损伤 | 可正常使用 | 结构总体反应在弹性范围，基本无损伤 |
| B类 | 可正常使用 | 结构总体反应在弹性范围，基本无损伤 | 不需修复或经简单修复可继续使用 | 结构发生一定塑性损伤 |
| C类 | 可正常使用 | 结构总体反应在弹性范围，基本无损伤 | 保护生命安全 | 不致倒塌或产生严重的结构损伤 |
| D类 | 可正常使用 | 结构总体反应在弹性范围，基本无损伤 |  | |

**3.2.4** 在不同抗震设防烈度下码头桩基础的抗震设防措施等级应按表3.2.4确定。

**表3.2.4 码头桩基础的抗震设防措施等级**

| 码头桩基础抗震设防类别 | 设防目标抗震设防烈度 | | | | | |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| VI | VII | | VIII | | IX |
| 0.05g | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.3g | 0.4g |
| A类 | 二级 | 三级 | 四级 | 四级 | 更高，专门研究 | |
| B类 | 二级 | 三级 | 三级 | 四级 | 四级 | 四级 |
| C类 | 三级 | 三级 | 四级 | 三级 | 三级 | 四级 |
| D类 | 三级 | 三级 | 四级 | 三级 | 三级 | 四级 |

注：g为重力加速度，各等级抗震措施的具体规定见本标准第8章。

**3.2.5** 液化天然气码头和储罐区护岸抗震设防采用的地震动参数应根据专项地震安全性评估结果确定，且不得低于现行地震动参数区划图规定的数值。

3.3 地震作用的基本要求

**3.3.1** 码头桩基础的地震作用应符合下列规定：

**1** A类码头桩基础，除有特殊规定外，应按高于本地区抗震设防烈度的要求确定其地震作用；

**2** B类和C类码头桩基础，除有特殊规定外，应按本地区抗震设防烈度确定其地震作用；

**3** D类码头桩基础，可略低于本地区抗震设防烈度确定其地震作用。

**3.3.2**  码头桩基础所在地区遭受的地震影响，可采用相应于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和特征周期表征。

**3.3.3** 抗震设防烈度与设计基本地震加速度取值的对应关系可按照《中国地震动参数区划图》GB 18306的相关内容执行，应符合表3.3.3的规定。设计基本地震加速度为0.15g和0.30g地区的码头桩基础，除本标准另有规定外，应分别按抗震设防烈度7度和8度的要求进行抗震设计。

**表3.3.3 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 抗震设防烈度 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 设计基本地震加速度值 | 0.05g | 0.10g或0.15g | 0.20g或0.30g | 0.40g |

注：g为重力加速度。

**3.3.4** 码头桩基础抗震设计的地震作用，可采用码头桩基础所在地区的基本地震动峰值加速度和反应谱特征周期，按场地条件和抗震重要性系数调整确定，抗震重要性系数，应按表3.3.4确定。

**表3.3.4 码头桩基础抗震重要性系数**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 码头桩基础抗震设防类别 | E1 地震作用 | E2 地震作用 |
| A类 | 1.0 | 1.7 |
| B类 | 0.43 | 1.3 |
| C类 | 0.34 | 1.0 |
| D类 | 0.23 | **-** |

3.4 性能要求

**3.4.1** 当码头桩基础采用抗震性能化设计时，应根据其抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性，使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等，对选定的抗震性能目标提出技术和经济可行性综合分析和论证。

**3.4.2** 码头桩基础的抗震性能化设计，应根据实际需要和可能，具有针对性：可分别选定针对整个结构、结构的局部部位或关键部位、结构的关键部件、重要构件以及次要构件的性能目标。

**3.4.3** 码头桩基础的抗震性能化设计应符合下列要求：

**1** 选定地震动水准，可选用本标准的E1和E2地震作用；

**2** 选定性能目标，即对应于不同地震动水准的预期损坏状态或使用功能，应不低于本标椎第3.2.3条对基本设防目标的规定；

**3** 选定性能设计指标。设计应选定分别提高结构或其关键部位的抗震承载力、变形能力或同时提高抗震承载力和变形能力的具体指标，尚应计及不同水准地震作用取值的不确定性而留有余地。设计宜确定在不同地震动水准下结构不同部位的水平和竖向构件承载力的要求（含不发生脆性剪切破坏、形成塑性铰、达到屈服值或保持弹性等）；宜选择在不同地震动水准下结构不同部位的预期弹性或弹塑性变形状态，以及相应的构件延性构造的高、中或低要求。当构件的承载力明显提高时，相应的延性构造可适当降低。

**3.4.4** 码头桩基础的抗震性能化设计的计算应符合下列要求：

**1** 分析模型应正确、合理地反映地震作用的传递途径；

**2** 弹性分析可采用线性方法，弹塑性分析可根据性能目标所预期的结构弹塑性状态，分别采用增加阻尼的等效线性化方法以及静力或动力非线性分析方法；

**3** 结构非线性分析模型相对于弹性分析模型可有所简化，但二者在地震作用下的线性分析结果应基本一致；应计入重力二阶效应、合理确定弹塑性参数，应依据构件的实际截面、配筋等计算承载力，可通过与理想弹性假定计算结果的对比分析，着重发现构件可能破坏的部位及其弹塑性变形程度。

**3.4.5** E1地震作用下，判断发生液化时，应考虑液化对结构和设施周围环境的影响，采取防止液化的措施来保护相关结构。E2地震作用下，判断发生液化时，在综合评价场地情况的基础上，应确定采取抗液化措施的方法和实施的必要性。

3.5 抗震设计方法分类与流程

**3.5.1** 码头桩基础结构抗震设计方法可分为以下3类：

**1** I类，应进行E1地震作用和E2地震作用下的抗震分析和抗震验算，并应满足相关构造和抗震措施的要求；针对规则码头桩基础结构，采用时程分析方法开展设计；针对不规则码头桩基础结构，E1地震作用下，可采用反应谱法开展设计；在E2地震作用下，可采用横向模态分析方法或拟动力分析法开展设计；

**2** II类，应进行E1地震作用下的抗震分析和抗震验算，可采用横向模态分析方法或拟动力分析法开展设计，并应满足相关构造和抗震措施的要求；

**3** III类，应满足相关构造和抗震措施的要求，可不进行抗震分析和抗震验算。

**3.5.2** 根据码头桩基础结构抗震设防分类及抗震设防烈度，其抗震设计方法可依据表3.5.2选用。

**表3.5.2 码头桩基础抗震设计方法选用**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 码头桩基础结构类别 | 抗震设防烈度 | | | | | |
| Ⅵ | Ⅶ | | Ⅷ | | Ⅸ |
| 0.05g | 0.1g | 0.15g | 0.2g | 0.3g | 0.4g |
| A 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 |
| B 类 | III 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 |
| C 类 | III 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 | I 类 |
| D 类 | III 类 | II 类 | II 类 | II 类 | II 类 | II 类 |

**3.5.3** 码头桩基础抗震设计采用图3.5.3抗震设计流程进行。

桩基施工(9章)

应变限制(7.2节)

是否为规则结构

能力>需求？

否

是

重新设计

设防类别(3.2.1节)

A、B、C、D四类

地震等级：E1、E2

拟动力分析法

(6.4节)

需求

场地划分

(4.2.1节)

抗震构造措施等级

(3.2.4节)

抗震重要性系数

(3.3.4节)

抗震措施(8章)

桩基检测与地震监测预警(10章)

抗震设防目标

(3.2.3节)

能力

(7.3-7.5节)

否

是

时程分析法

(6.4节)

横向模态分析法(6.3节)

结构建模

(6.2.3节)

加速度时程

(5.3节)

结构建模

(6.2节)

地震作用

(5.4-5.7节)

结构建模

(6.2节)

地震作用

(5.4-5.7节)

稳定性验算

(7.4节)

静力分析(附录A)

反应谱法

(6.5节)

结构建模

(6.2节)

加速度反应谱

(5.2节)

**图3.5.3 码头桩基础抗震总体设计流程**

3.6 作用效应组合

**3.6.1** 码头桩基础抗震设计应考虑以下荷载作用效应：

**1** 永久作用：包括结构重力等恒载作用；

**2** 地震作用：包括地震动的作用和地震土压力、动水压力等；

**3** 可变作用：包括均布荷载、起重机荷载等。

**3.6.2** 地震荷载组合应符合以下规定：

下列荷载组合应用于确定码头承台和桩帽的地震矩、剪力和轴向力需求，以及桩的地震剪切力和轴向力需求：

*U=*(1+*k*)*D*+*γL+E+EQ* （3.6.2-1）

*U=*(1+*k*)*D+E+EQ* （3.6.2-2）

式中：*U——*总设计荷载，单位为弯矩、剪力或轴力；

*k——*（0.5倍*PGA*/重力），其中*PGA*为峰值地面加速度（m/s2）；

*D——*恒载；

*L——*活载；

*E——*土压力荷载；

*EQ*——地震荷载；

*γ——*荷载系数，集装箱码头结构用0.1，其他结构需要进行不同考虑。

**3.6.3** 抗震分析中地震质量应包括码头上部结构以及一部分桩基的质量（包括与桩有关的动水质量）、永久固定设备的质量、一定比例的设计均布活荷载和堆箱质量、门机质量等。

**1** 恒载地震质量：在码头桩基础的抗震分析中，地震质量应包括所有永久性固定设备、结构在内的恒载以及存在时间预期将超过50%的其他荷载，除此之外，还应考虑从平台底部至泥面以下5倍桩径内的桩质量的1/3；

**2** 桩基动水质量：对于直径大于600mm的桩应考虑动水质量，桩基上的动水质量可按下式计算：

（3.6.3）

式中：*ρ——*海水密度；

*R——*桩基半径；

*ma——*桩基动水质量。

**3** 均布荷载和门机地震质量：

码头上的均布荷载的10%应考虑为地震附加质量，另外对于堆放集装箱的高桩结构，应考虑集装箱地震质量的影响。

对于地震工况下码头上的移动式门机设备，地震质量按以下规定进行考虑：

1）当满足以下任一条件时，在码头地震分析中不需要考虑集装箱门机的质量：①在考虑的地震方向上，起重机的自振周期是码头结构自振周期的2倍以上；②起重机门梁及以下的质量小于“从属码头”质量的5%；

2）其中，起重机“从属码头”即为设计码头桩基础长度方向的扩展，构造形式与设计码头桩基础形式一致，起重机“从属码头”按以下规定进行考虑：①“从属码头”的长度考虑为：按码头总长度除以起重机数量或：91.44m，两者取小值；②“从属码头”的质量考虑为：码头平台质量加上从平台底部至泥面以下5倍桩径内的桩质量的1/3；

3）当需要考虑起重机的质量时，起重机作用在码头上的横向荷载可考虑为按以下三种分析方法所得到的最小计算值：谱分析法、时程分析法或是考虑为作用于轨道上的横向荷载（当门机总质量大于“从属码头”质量的20%时，不适用谱分析法）。

**3.6.4** 作用效应组合应包括本标准第3.6.1条的各种作用效应的最不利组合。作用效应的组合系数应取1.0，当有特殊规定时，组合系数应按相关规定取值。

# 4 场地与地基

4.1 一般规定

**4.1.1** 码头桩基结构的场地与地基应考虑下列宏观震害或地震效应：

**1** 强烈地震动造成场地、地基的失稳或失效，包括土壤液化、软土震陷、地裂缝、地震崩塌与侧向扩展等；

**2** 地表断裂错动，包括地表基岩断裂及构造性地表破裂造成的破坏；

**3**  局部地形、地貌、地层结构的变异引起地震动异常造成的特殊破坏。

**4.1.2** 场地岩土工程勘察，应根据实际需要划分对码头桩基础抗震有利、一般、不利和危险的地段，提供场地类别和岩土地震稳定性（含侧向扩展、崩塌、液化和震陷特性）评价。对需要采用时程分析法计算的码头桩基础，尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和抗震计算必须的动力参数。

**4.1.3** 码头桩基础的地基和岸坡中的断裂、破碎带及层间错动等软弱结构面，特别是缓倾角夹泥层和可能发生泥化的岩层，应根据其产状、埋藏深度、边界条件、渗流情况﹑物理力学性质以及建筑物的设计烈度，论证其在地震作用下不致发生失稳和超过允许的变形，必要时应采取抗震措施。

4.2 场地

**4.2.1** 工程场址地震影响的地段划分应在工程地质勘察和专项工程地质、水文地质调查的基础上，按地质构造活动性、地基条件、边坡稳定性和发生次生灾害危险性进行综合评价，按表4.2.1划分为对码头桩基础抗震有利、一般、不利或危险的地段。宜选择对抗震有利地段和一般地段，避开不利地段和危险地段，在不利地段与危险地段进行码头桩基础建设时，必须对地震安全性进行充分论证。

**表4.2.1 各类地段的划分**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 地段类别 | 构造活动性 | 地基条件 | 边坡稳定性 | 发生次生灾害危险性 |
| 有利地段 | 近场区25 km范围内无活动断层，场址地震基本烈度为VI度 | 比较完整的岩体、坚硬土或开阔平坦密实的中硬土等 | 好 | 小 |
| 一般地段 | 场址5 km范围内无活动断层，场址地震基本烈度为VII度 | 不属于有利、不利和危险地段 | 较好 | 较小 |
| 不利地段 | 场址5 km范围内有长度小于10 km的活动断层；有震级小于5.0级发震构造。场址地震基本烈度为VIII度 | 软弱黏性土层、 液化土层和地层严重不均匀 | 较差 | 较大 |
| 危险地段 | 场址5 km范围内有长度大于或等于10 km的活动断层；有震级大于或等于5.0级发震构造。场址地震基本烈度为IX度 | 地震时可能失稳 | 差 | 大 |

**4.2.2** 场地土类型宜根据地面下20 m且不深于场地覆盖层厚度范围内各土层类型、性状和剪切波速，按表4.2.2划分。

**表4.2.2 场地土按剪切波速的类型划分**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 岩土的类型 | 岩土的名称和性状 | 土层剪切波速范围（m/s） |
| 岩石 | 坚硬、较硬且完整的岩石 | *V*s＞800 |
| 坚硬土或软质岩石 | 破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土 | 800≥*V*s＞500 |
| 中硬土 | 中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，*f*ak＞150 kPa的黏性土和粉土，坚硬和硬塑黄土 | 500≥*V*s＞250 |
| 中软土 | 稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，*f*ak≤150 kPa的黏性土和粉土，*f*ak＞130 kPa的填土，可塑黄土 | 250≥*V*s＞150 |
| 软弱土 | 淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，*f*ak≤130 kPa的填土，流塑黄土 | *V*s≤150 |

注：①*V*s为土层剪切波速；

②*f*ak为由荷载试验等方法得到的地基承载力基本容许值（kPa）。

**4.2.3** 土层的平均剪切波速应按下列公式计算：

 （4.2.3-1）

 （4.2.3-2）

式中：*V*se——土层平均剪切波速（m/s）；

*d*0——场地土计算深度（m），取覆盖层厚度和20 m两者中的较小值；

*t*——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间（s）；

*n*——计算深度范围内的土层数；

*d*i——计算深度范围内第*i*土层的厚度（m）；

*V*si——计算深度范围内第*i*土层的剪切波速（m/s）。

**4.2.4** 场地类别应根据场地土类型和场地覆盖层厚度按表4.2.4划分为4类，其中Ⅰ类应分为Ⅰ0和Ⅰ1两个亚类。当有充分依据时可适当调整。

**表4.2.4 场地类别划分**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 场地覆盖层厚度*dov*（m） | 场地土类型 | | | | |
| 硬质岩石 | 坚硬场地土 | 中硬场地土 | 中软场地土 | 软弱场地土 |
| *dov* = 0 | Ⅰ0 | Ⅰ1 | Ⅰ1 | Ⅰ1 | Ⅰ1 |
| 0＜*dov*＜3 | — | — |
| 3≤*dov*＜5 | Ⅱ | Ⅱ |
| 5≤*dov*＜15 | Ⅱ |
| 15≤*dov*＜50 | Ⅲ |
| 50≤*dov*＜80 | Ⅲ |
| 80≤*dov* | Ⅳ |

**4.2.5** 场地覆盖层厚度应按下列要求确定：

**1** 一般情况下，应按地面至剪切波速大于500 m/s且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于500 m/s的土层顶面的距离确定；

**2** 当地面5 m以下存在剪切波速大于上部各土层剪切波速2.5倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于400 m/s时，可按地面至该土层顶面的距离确定；

**3** 剪切波速大于500 m/s的孤石、透镜体，应视同周围土层；

**4** 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

**4.2.6** 工程场地范围内有发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价。

**1** 当符合下列条件之一时，可不考虑发震断裂错动对码头桩基础的影响：

1) 抗震设防烈度小于VIII度；

2) 非全新世活动断裂；

3) 抗震设防烈度为VIII度和IX度时，前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于60 m和90 m。

**2** 对不符合本条1款规定的情况，应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表4.2.6 对发震断裂最小避让距离的规定。

**表4.2.6 发震断裂的最小避让距离（m）**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 烈度 | 建筑抗震设防类别 | | | |
| A类 | B类 | C类 | D类 |
| 8 | 专门研究 | 200 m | 100 m | — |
| 9 | 专门研究 | 400 m | 200 m | — |

4.3 地基液化判别

**4.3.1** 当抗震设防烈度为7度及以上地区，应对饱和土进行液化判别和相应的地基处理。当抗震设防烈度为6度时，可不进行液化判别，但对液化敏感的码头桩基础，可按7度考虑。

**4.3.2** 可液化土的场地地震液化初步判别应符合下列规定：

**1** 土层地质年代为第四纪晚更新世（Q3）及其以前时，且抗震设防地震动峰值加速度分区值为0.10 g、0.15 g和0.20 g时，可判别为不液化；

**2** 对细粒土，可采用塑性指数PI及含水率*w*c与液限LL之比作为液化可能性评价的指标。当PI＜12且*w*c/LL>0.85的土为易液化土，12＜PI≤20且*w*c/LL≥0.80的土为可液化土；PI＞20或*w*c/LL<0.80的土为不液化土。

**3** 天然地基的码头桩基础，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：

 （4.3.2-1）

 （4.3.2-2）

 （4.3.2-3）

式中：*d*u——上覆盖非液化土层厚度（m），计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

*d*b——基础埋置深度（m），不超过2 m时应采用2 m；

*d*w——地下水位深度（m），宜按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用；

*d*0——液化土特征深度（m），可按表4.3.2采用。

**表4.3.2 液化土特征深度（m）**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 饱和土类别 | VII度 | VIII度 | IX度 |
| 粉土 | 6 | 7 | 8 |
| 砂土 | 7 | 8 | 9 |

**4.3.3**  场地地震液化的进一步判别可采用标准贯入试验判别法，并应符合下列规定：

**1** 液化判别的土层深度应达到地面以下20m。满足式（4.3.3-1）时应判定为液化土：

*N*63.5≤*N*cr （4.3.3-1）

式中：*N*63.5——未经杆长修正的饱和土标准贯入锤击数实测值；

*N*cr——液化判别标准锤击数临界值。

**2** 地面下20 m深度范围内，液化判别标准锤击数临界值可按下式计算：

 （4.3.3-2）

式中：*N*cr——液化判别标准贯入锤击数临界值；

*N*0——液化判别标准贯入锤击数基准值；

*d*s——饱和土标准贯入点深度（m）；

*d*w——地下水位在地面以下的深度（m）；

*ρ*c——黏粒含量百分率，小于3或为砂土时，取3；

*ηm*——与设防地震动加速度反应谱特征周期分区相关的调整系数。

**3**  液化判别标准贯入锤击数基准值*N*0应按表4.3.3-1采用。

**表4.3.3-1 液化判别标准贯入锤击数基准值**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 设计地震加速度 (g) | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |
| 液化判别标准贯入锤击数基准值 | 7 | 10 | 12 | 16 | 19 |

注：*g*为重力加速度。

**4**  与设防地震动加速度反应谱特征周期分区相关的调整系数*ηm*应按表4.3.3-2选用。

**表4.3.3-2 调整系数**

|  |  |
| --- | --- |
| 反应谱特征周期分区 | 调整系数*ηm* |
| 0.35 s区 | 0.80 |
| 0.40 s区 | 0.95 |
| 0.45 s区 | 1.05 |

**5**  采用剪切波速法或静力触探法进行饱和砂土和粉土液化判别时，应分别符合本附录A或附录B的规定。

**4.3.4**  饱和砾性土的液化判别应符合下列要求：

**1**  饱和砾性土层，满足下列条件之一，可初步判别为不液化：

1) 饱和砾性土层上部不存在渗透性较差的上覆土层，或存在渗透性较差上覆土层但其厚度不超过0.5 m，其中渗透性较差土层为渗透系数小于1.0×10-4 cm/s 的土层；

2) 饱和砾性土层上部存在渗透性较好且厚度大于2 m的可排水层，其中可排水层厚度为渗透性较差上覆土层的底面与地下水位之间的距离，渗透性较好土层为渗透系数大于1.0×10-2 cm/s的土层。

**2** 当饱和砾性土不满足上述所有初判条件时，可采用超重型圆锥动力触探试验进行复判，并应符合下列要求：

1) 当饱和砾性土的未经杆长修正超重型圆锥动力触探击数小于或等于液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值时，应判为液化土；

2) 砾性土液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值可按下式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (4.3.4-1) |

式中：*N*120,cr——液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值；

A——设计地震加速度(g)；

*d*s——超重型圆锥动力触探点深度(m)；

*d*w——地下水位深度(m)；

*β*——调整系数，地震危险性特征分区Ⅰ区取0.80，Ⅱ区取0.95，Ⅲ区取1.05；

G——含砾量影响系数，按下式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (4.3.4-2) |

式中：*g*c——含砾量（＞5 mm颗粒含量百分率）。

**3** 当采用剪切波速法进行饱和砾性土的液化复判时，应符合本标准附录A的规定。

**4.3.5** 对判定为发生液化的土层，应根据土层的液化程度对地基的变形模量、地基的基床系数、地基承载力和桩周土的承载力等土层设计参数进行修正。

**4.3.6** 可液化土层的设计参数宜采用该土层在不发生液化时的土层设计参数乘以该土层的液化影响折减系数*c*e进行修正。土层液化影响折减系数可按表4.3.6取值。折减系数为0的土层不应计该土层的抗力作用。

**表4.3.6 土层液化影响折减系数***c*e

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 土层的液化抵抗率*FL* | 计算深度*d*s | 土层液化影响折减系数*c*e |
| *FL*≤0.6 | *d*s≤10 | 0 |
| 10＜*d*s≤20 | 1/3 |
| 0.6＜*FL*≤0.8 | *d*s≤10 | 1/3 |
| 10＜*d*s≤20 | 2/3 |
| 0.8＜*FL*≤1.0 | *d*s≤10 | 2/3 |
| 10＜*d*s≤20 | 1 |

**4.3.7** 当采用标准贯入锤击数表征土的液化抗力时，土层的液化抵抗率可按下式计算：

 （4.3.7）

式中：*FL*——抗液化指数；

*N*63.5——场地土标准贯入锤击数实测值；

*N*cr——液化判别标准贯入锤击数临界值。

**4.3.8**  地基液化等级应按下列方法判别：

**1** 对存在可液化土层的地基，应探明各可液化土层的深度和厚度，按下式计算每个钻孔的液化势指数，且应按表4.3.8综合划分：

 (4.3.8)

式中：*IlE*——液化势指数；

*n*——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

*Ni*——*i*点标准贯入锤击数实测值；

*Ncri*——*i*点液化判别标准贯入锤击数临界值，当实测值大于临界值时应取临界值；

*di*——*i*点所代表的土层厚度（m），可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

*Wi*——*i*土层单位土层厚度的层位影响权函数值（m-1）。若判别深度为 15 m，当该层中点深度不大于5 m时应采用10，等于15 m时应采用零值，5～15 m时应按线性内插法取值；若判别深度为20 m，当该层中点深度不大于5 m时应采用10，等于20 m时应采用零值，5～20 m时应按线性内插法取值。

**表4.3.8 地基液化等级与液化势指数的对应关系**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 液化等级 | 轻微 | 中等 | 严重 |
| 液化指数*IlE* | 0＜*IlE*≤6 | 6＜*IlE*≤18 | *IlE*＞18 |

**4.3.9** 存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

**1** 可液化土层的液化概率应按下式计算：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (4.3.9) |

式中：*P*L——液化概率；

*N*——实测标准贯入试验锤击数；

*N*cr——由式（4.3.3）计算得到的液化判别标准贯入锤击数临界值，为液化概率等于0.5时的临界值；

*N*120——实测超重型圆锥动力触探锤击数；

*N*120,cr——由式（4.3.4）计算得到的液化判别超重型圆锥动力触探锤击数 临界值，为液化概率等于0.5时的临界值。

**2** 可液化土层的液化概率等级可根据液化概率按表4.3.9确定：

**表4.3.9 土层液化概率等级与土层液化概率的对应关系**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 土层液化概率等级 | 中等 | 高 | 极高 |
| 土层液化概率 | 0.5≤ *P*L<0.7 | 0.7≤*P*L<0.9 | 0.9≤*P*L≤1.0 |

**3** 存在可液化土层的地基，其液化概率等级可取为液化土层的概率等级；当存在多个液化土层时，应按液化概率等级最高的土层确定地基的液化概率等级。

**4.3.10** 当可液化土层比较平坦且均匀时，宜按表4.3.10的要求选用地基抗液化措施；尚可计入上部结构重力荷载对液化危害的影响，根据液化震陷量的估计适当调整抗液化措施。不宜将未经处理的可液化土层作为天然地基持力层。

**表4.3.10 抗液化措施**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 抗震设防类别 | 地基液化等级 | | |
| 轻微 | 中等 | 严重 |
| B类 | 当土层液化概率等级为极高或高时，部分消除液化沉陷；当土层液化概率等级为中等时，对结构和基础进行处理 | 当土层液化概率等级为极极高或高时，全部消除液化沉陷；当土层液化概率等级为中等时，部分消除液化沉陷且对结构和基础进行处理 | 全部消除液化沉陷 |
| C类 | 当土层液化概率等级为极高或高时，对结构和基础进行处理；当土层液化概率等级为中等时，可不采取措施 | 当土层液化概率等级为极高时，部分消除液化沉陷；当土层液化概率等级为高或中等时，对结构和基础进行处理 | 当土层液化概率等级为极高时，全部消除液化沉陷；当土层液化概率等级为高或中等时，部分消除液化沉陷且对结构和基础进行处理 |
| D类 | 可不采取措施 | 可不采取措施 | 当土层液化概率等级为极高时，对基础和上部结构处理；当土层液化概率等级为高或中等时，采用其他经济的措施 |

注：A类的地基抗液化措施应进行专门研究，但不宜低于B类的相应要求。

**4.3.11** 全部消除地基液化沉陷的措施应符合下列规定。

**1** 采用桩基时，桩端伸入可液化土深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于0.5 m，对其他非岩石土尚不宜小于1.5 m；

**2** 采用深基础时，基础底面应埋入可液化土深度以下的稳定土层中，其深度不应小于0.5 m；

**3** 当采用振冲、振动加密、挤密碎石桩或强夯等加密法加固时，应处理至液化深度下界。振冲或挤密碎石桩加固后，采用本规范第4.3.3条进行液化判别时，桩间土的密实度应达到不液化的要求；

**4** 采用非液化土替换可液化土层；

**5** 当采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的1/2且不应小于基础宽度的1/5；

**6** 当采用注浆、旋喷或深层搅拌等方法进行基底土加固时，处理深度应达到可液化土层的下界；

**7** 将永久性围护结构嵌入非液化土层。

**4.3.12**  部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列规定。

**1** 处理深度应使处理后的地基液化指数减小，当液化判别深度为15 m时，其值不宜大于4；当液化判别深度为20 m时，其值不宜大于5；

**2** 采用振冲或挤密碎石桩加固后，采用本规范第4.3.3条进行液化判别时，桩间土的密实度应达到不液化的要求；

**3**  基础边缘以外的处理宽度，应符合本规范第4.3.11条第5款的规定。

**4.3.13** 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

**1** 选择合适的基础埋置深度；

**2** 调整基础底面积，减少基础偏心；

**3** 加强基础的整体性和刚度；

**4** 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

# 5 地震作用

5.1 一般规定

**5.1.1** 液化场地码头桩基础抗震设计应特别考虑桩基础受到作用包括来自于上部结构的惯性作用以及液化侧扩流引起的运动作用。

**5.1.2** 码头桩基础水平向地震作用，应进行验算，根据码头桩基础的型式，可对纵、横两个方向或其中一个方向进行验算。

**5.1.3** 采用振型分解反应谱法计算地震作用效应时，可由各阶振型的地震作用效应按平方和方根法组合。

**5.1.4** 采用时程分析法计算地震作用效应时，宜满足下列要求：

**1** 设计地震加速度时程的峰值按抗震设防烈度相关规定采用；

**2** 选择1条以设计反应谱为目标谱的人工生成模拟地震加速度时程和至少1条类似场地地震地质条件的实测加速度记录；

**3** 对不同地震加速度时程计算的结果进行综合分析，确定设计验算采用的地震作用效应。

**5.1.5** 对设有前后方桩台的码头桩基础，应按下列规定进行抗震验算。

**1** 前后方桩台可作为整体进行横向地震惯性力计算；

**2** 对码头桩基础纵向地震惯性力，可仅计算端部段，中间段可不考虑；

**3** 对质量或刚度分布明显不均匀、不对称的码头桩基础结构，应考虑水平向地震作用的扭转影响。

**5.1.6** 计算地震惯性力时，重力应按空气中重力计算，水下土体应按饱和重度计算。

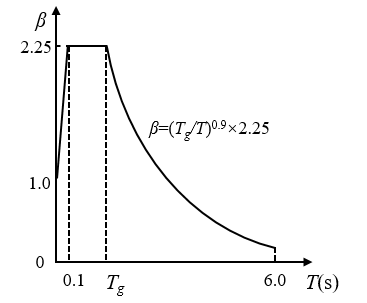
5.2 设计加速度反应谱

**5.2.1** 水平向地震系数应按表5.2.1-1采用，码头桩基础设计地震加速度反应谱应按图5.2.1采用。特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表5.2.1-2采用。

**表5.2.1-1 水平向地震系数表*KH***

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 抗震设防烈度 | 7 | 8 | 9 |
|  | 0.10（0.15） | 0.20（0.30） | 0.40 |

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

****

**图5.2.1 设计反应谱曲线（阻尼比*ξ*=0.05）*T*-结构自振周期（s）； *β*-动力放大系数**

**表5.2.1-2 特征周期*Tg*（s）**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 设计地震分组 | 场地类别 | | | | |
| Ⅰ0 | Ⅰ1 | Ⅱ | Ⅲ | Ⅳ |
| 第一组 | 0.20 | 0.25 | 0.35 | 0.45 | 0.65 |
| 第二组 | 0.25 | 0.30 | 0.40 | 0.55 | 0.75 |
| 第三组 | 0.30 | 0.35 | 0.45 | 0.65 | 0.90 |

5.3 设计地震动加速度时程

**5.3.1** 已作地震安全性评价的码头工程场地，设计地震动时程应根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定。

**5.3.2** 未作地震安全性评价的码头工程场地，可根据本标准设计加速度反应谱，合成与其匹配的设计加速度时程；也可选用与设定地震震级、距离大体相近的实际地震动加速度记录，通过调整使其反应谱与本标准设计加速度反应谱匹配，每个周期值对应的反应谱幅值的相对误差应小于5%或绝对误差应小于0.01g。

**5.3.3** 设计加速度时程不应少于三组，且应保证任意两组间同方向时程由式（5.3.3）定义的相关系数的绝对值小于0.1。

 （5.3.3）

式中：*a1j*与*a2j*分别为时程*a1*与*a2*第*j*点的值。

5.4 地震动土压力

**5.4.1** 针对可液化水平场地，桩基在侧向荷载作用下设计采用能够反映土体液化效应且可用地基土反力系数表示的地震系数法，但是不能考虑液化土体变形对桩基作用的效应。地基土反力系数*K*h可由下式确定：

 （5.4.1-1）

 （5.4.1-2）

 （5.4.1-3）

 （5.4.1-4）

 （5.4.1-5）

式中：——归一化的桩宽度（m）；

*D*——桩径（m）；

*U*——特征值；

*EI*——桩的抗弯刚度（kN·m2）；

*T*——常量，若通过*N*值估计*E*0，则取为2kN/m2；

*E*0——土的弹性模量（kN/m2）；

*N*——标准贯入数。

5.5 地震动水压力

**5.5.1** 作用于完全被水包围的桩结构上的地震动水压力（图5.5.1）：

当

 （5.5.1-1）

当

 （5.5.1-2）

当

 （5.5.1-3）

 （5.5.1-4）

式中：——地震动水压力作用在结构上的合力（kN）；

——水平向地震系数应按表5.1.2-1采用；

——水的单位重量（kN/m3）；

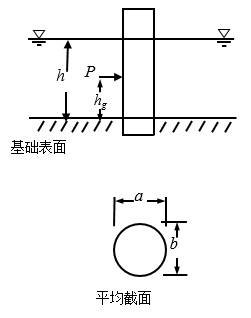
——水深（m）；

——基面至地震动水压力合力的高度（m）；

——垂直于地震动水压力方向的结构宽度（m）；

——地震动水压力方向结构宽度（m）；

——子结构截面积（m2）。



**图5.5.1 作用于桩结构的地震动水压力**

5.6 侧扩流土压力

**5.6.1** 根据地面、地形条件、码头桩基结构位置等因素，液化侧扩流土压力应设计得当。

**5.6.2** 可判定液化侧扩流对码头桩基础有影响的2类场地：

**1**距海岸线100m以内且护岸两侧扩展水位高差不小于5m的场地；

**2**已判定有液化可能，厚度不小于5m且从临水面沿水平方向连续分布的砂土场地。

**5.6.3** 侧扩流土压力计算应符合如下规定：

**1** 在考虑侧向扩展影响范围内的位于非液化层的结构侧扩流土压力应由式（5.6.3-1）计算。对于可液化层之上没有非液化层而使地表发生液化的地面，则无需考虑式（5.6.3-1）；

**2** 在考虑侧向扩展影响的范围内的位于可液化层的结构侧扩流土压力应由式（5.6.3-2）计算：

 （5.6.3-1）

 （5.6.3-2）

式中：——埋深*x*处非液化土层产生的侧扩流土压力（kN/m2）；

——埋深*x*处液化土层产生的侧扩流土压力（kN/m2）；

——考虑计算深度处与水位线距离的修正系数。*c*s的取值如表5.6.3-1所示；

——非液化土层侧扩流土压力修正系数。参考表5.6.3-2取值。

——可液化层侧向流动土压力折减系数（取0.3）；

——被动土压力系数；

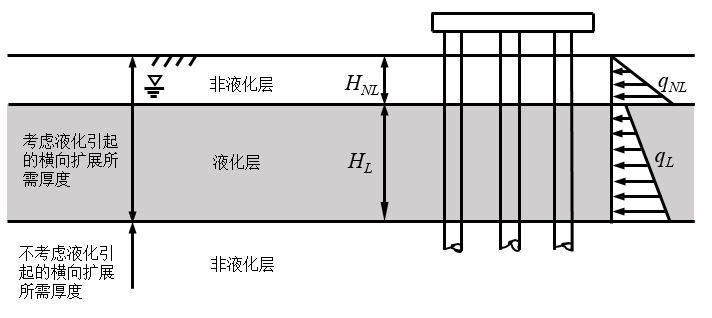
——非液化层平均容重（kN/m3）；

——可液化层平均容重（kN/m3）；

——埋深（m）；

——非液化层厚度（m）；

——液化层厚度（m）。



**图5.6.3 侧扩流土压力计算模型**

**表5.6.3-1 考虑计算深度处与水位线距离的修正系数*Cs***

|  |  |
| --- | --- |
| **与水位线距离s（m）** | **修正系数*Cs*** |
|  | 1.0 |
|  | 0.5 |
|  | 0 |

**表5.6.3-2 非液化土层侧向流动土压力修正系数*CNL***

|  |  |
| --- | --- |
| **液化指数** | **修正系数*Cs*** |
|  | 0 |
|  |  |
|  | 1 |

5.7 桩土相互作用

**5.7.1** 码头桩基础的分析应考虑两种独立的荷载条件：码头上部结构的惯性作用和液化侧扩流引起的运动作用。惯性作用与码头结构的地震侧向荷载有关，而运动作用是指液化侧向流动对桩基础的荷载。

**1** 惯性作用：该作用与地震质量相关，在惯性作用分析中需考虑3.6.3节中的质量。

**2** 运动作用：需对由永久地表横向位移引起的运动作用进行评估，并允许考虑桩对横向位移的积极作用。

**5.7.2** 对于典型的港口边缘集装箱码头（具有典型边坡/路堤/堤防体系的竖向码头桩基础构型），惯性作用在桩的上部区域产生最大弯矩，运动作用在桩的下部区域产生最大弯矩。这两种作用条件下的最大弯矩位置相距足够远，因此弯矩叠加的影响通常可以忽略不计。此外，由这两种作用条件引起的最大弯矩在地震中往往出现在不同的时间。因此，对于典型的港口边缘集装箱码头，在设计时可以将这些荷载条件解耦。对于其他类型的码头，这一假设应在具体项目的基础上加以验证。

# 6 抗震分析

6.1 一般规定

**6.1.1** 码头桩基础结构抗震分析方法参照本标准3.5.1条抗震设计方法分类与3.5.2条的码头桩基础类别选择合适的分析方法。

**6.1.2** D 类码头桩基础，可只进行 E1 地震作用下的抗震分析和设计。

**6.1.3** 位移需求分析宜采用弹性刚度法与替代结构法。若采用弹性刚度法进行码头设计，则码头的位移需求能力比值DCR应小于或等于0.85。若DCR大于0.85，则采用第6.3节的替代结构法进行验证。

6.2 建模原则

**6.2.1** 计算模型中质量需要包括如下部分：

**1** 码头承台的质量包括混凝土、沥青或路面、轨道或任何其他构件码头承台的自重；

**2** 靠近承台与5倍桩径之间的桩身质量的1/3，集中施加到承台中心线处；

**3** 码头上存放集装箱时，需要将这些集装箱的质量加到承台的质量上；

**4** 对于有效直径小于等于0.05m的桩，水动力质量可以忽略不计；

**5** 码头地震中至少要考虑5%的起重机总质量。

**6.2.2** 地震作用下的抗震分析，应首先建立港口结构的空间动力计算模型，计算模型应反映实际港口结构的动力特性。

**6.2.3** 结构动力计算模型应能正确反映港口上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性，从而保证在地震作用下引起的惯性力和主要振型能得到正确反映。一般情况下，港口结构的动力计算模型应满足下列要求：

**1** 计算模型中的承台和梁可采用空间杆系单元模拟，单元质量可采用集中质量代表；单元划分应反映结构的实际动力特性；

**2** 支座单元应反映支座的力学特性；

**3** 混凝土结构和组合结构的阻尼比可取为 0.05；钢结构的阻尼比可取 0.03；进行时程分析时，可采用瑞利阻尼；

**4** 计算模型应考虑相邻结构和边界条件的影响。

**6.2.4** 对于重要的结构，宜采用总体空间模型计算码头的地震反应；一般而言，可采用局部空间模型计算。总体和局部空间模型应满足以下要求：

**1** 总体空间模型宜包括所有港口结构及其连接方式，通过对总体空间模型的分析，确定结构的空间耦联地震反应特性和地震最不利输入方向；

**2** 局部空间模型应根据总体模型的计算结果，取出部分港口结构进行计算，局部模型应考虑相邻结构对边界条件的影响。

**6.2.5** 倾斜液化场地的码头桩基础在地震荷载作用下，应选择能够准确再现砂土液化大变形特征的砂土本构。

**6.2.6** 非线性时程分析时，桩基的非线性宜采用弹塑性空间梁柱单元模拟，对于预应力混凝土桩，宜采用基于位移的非线性纤维梁柱单元模拟，选择基于加载/卸载刚度线性衰减单轴Kent-Scott-Park混凝土材料本构模型模拟约束和非约束混凝土，采用等向应变硬化单轴Giuffre-Menegotto-Pinto钢筋材料本构模型模拟预应力钢筋。

**6.2.7** 动力分析时，应考虑桩–土动力相互作用，可采用桩–土动力相互作用简化力学模型来刻画桩－土接触特性，用串联弹簧单元、阻尼单元和塑性单元表征土体的弹性作用、辐射阻尼效应、桩周土体的非线性行为，如图6.2.7所示；

阻尼单元

塑性单元

桩单元

弹簧单元

**图6.2.7 桩－土动力相互作用简化力学模型**

6.3 侧向模态分析法

**6.3.1** 弹性刚度法计算码头位移需求的典型单模态横向分析模型参照图6.3.1。



**图6.3.1 码头的单模态横向分析模型**

**6.3.2** 弹性刚度法具体步骤如图6.3.2，采用附录D推覆曲线确定码头的横向弹性刚度*ki*，进而计算码头横向位移需求。



**图6.3.2 弹性刚度法分析流程图**

**6.3.3** 替代结构法计算码头位移需求的步骤如图6.3.3。该方法为迭代过程,利用割线刚度(*k*e)、码头的推覆曲线确定位移需求。



**图6.3.3 替代结构法分析流程图**

6.4 拟动力分析法

**6.4.1** 采用拟动力分析方法宜按照如下步骤进行：

**1** 利用OpenSees有限元软件建立拟静力分析模型，按照附录D以p-y弹簧表示液化的近场和远场土体；

**2** 进行液化场地自由场动力分析，获得各个埋深处土体峰值位移；

**3** 将各个埋深处土体的峰值位移线性施加到p-y弹簧的固定端，进行拟动力分析，获得桩的响应。

**6.4.2** *p-y*弹簧将弹簧单元、阻尼单元和塑性单元进行串联组合完成力学模型构建，实现对码头桩基础桩－土动力相互作用属性刻画，OpenSees中采用PySimple1单轴材料模拟*p-y*弹簧。

**6.4.3** 液化土体通过考虑液化特性的*p-y*曲线进行模拟或将液化土看成不排水抗剪强度等于液化土残余强度代替的软粘土进行模拟，可按附录D确定*p-y*曲线。

**6.4.4** 进行液化场地自由场动力分析，可采用 SHAKE程序、WAVE程序、SRANG程序和CYCLIC 1D等程序，本标准宜采用OpenSee有限元软件建立拟动力分析模型，获得各个埋深处土体峰值位移。

**6.4.5** 采用OpenSee有限元软件建立拟动力分析模型应按下述步骤：(1) 确定土层信息，包括土层剖面、土层数、水位线和基岩属性等；(2) 确定土体材料属性；(3) 按照6.2节选择合适的土体本构模型和桩基本构模型；(4) 输入基底激励。

**6.4.6** 通过上述拟动力分析，得到桩的动力反应，包括加速度、弯矩等时程数据，与规范性引用文件GB 50233、GB 50011、JTS 144-1、JTS 146-2012、API中码头桩基础的桩基位移、弯矩等限值对比，为码头桩基础结构抗震设计与验算提供重要参考。

6.5 反应谱法

**6.5.1** 反应谱法包括单振型反应谱法和多振型反应谱法。

**6.5.2** 采用反应谱法计算时，反应谱应按本规范第5.2.1条规定确定。

**6.5.3** 采用多振型反应谱法计算时，所考虑的振型阶数应保证在计算方向的质量参与系数在90％以上。地震作用效应应按下列规定计算：

**1** 单一方向的地震作用效应（内力、位移），一般可采用 SRSS 方法，按下式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (6.5.3-1) |

式中：——结构的地震作用效应；

——结构第阶振型地震作用效应。

**2** 当结构相邻两阶振型的自振周期和接近时，即和之比满足式(6.5.3-2)，应采用CQC方法按式(6.5.3-3)计算地震作用效应。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (6.5.3-2) |

式中：——阻尼比；

——周期比。

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (6.5.3-3) |

式中：——相关系数，按式（6.5.3-4）确定

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (6.5.3-4) |

式中符号意义同式（6.5.3-2）。

6.6 时程分析法

**6.6.1** 地震加速度时程应按本规范第5.3节的规定选取。

**6.6.2** 时程分析的最终结果，当采用3组设计加速度时程计算时，应取3组计算结果的最大值；当采用7组设计加速度时程计算时，可取7组计算结果的平均值。

**6.6.3** 地震作用下，线性时程法的计算结果不应小于反应谱法计算结果的80%。

**6.6.4** 采用非线性时程分析方法建模方法参考本标准6.2节。

**6.6.5** 非线性时程分析方法可采用OpenSees有限元软件按照下列步骤进行：

**1** 将土体自重、水的自重以及水压作用在相应位置处，同时打开InitialStateAnalysis命令。在这一步计算中，控制土体为弹性状态，为了能够加快土体变形并获得初始的地应力状态，粘土和砂土的渗透系数均设置为1m/s。

**2** 所有单元与1分析步中特性相同，抑制初始状态分析，确保得到非零应力和孔压状态及零位移场；

**3** 增加桩和桩－土连接单元，其它条件与2分析步相同；

**4** 维持其它条件与3分析步相同，土体材料由弹性状态变为塑性状态；

**5** 将岸壁弯曲刚度更新为实际刚度，砂土渗透系数更新为实际渗透系数，维持其它材料与4分析步相同，施加基底动力激励。

# 7 结构抗震验算

7.1 一般规定

**7.1.1** 码头桩基础结构抗震设防目标应满足本规范第 3.2.3 条规定。

**7.1.2** B类、C类码头桩基础的抗剪应按能力保护原则设计，在E2地震作用下基本不发生损伤。

**7.1.3**地震作用下，液化场地码头桩基础应满足承载能力和整体稳定要求，桩基础变形不应过大，桩基础的残余承载能力或经修正后的承载能力应能满足使用要求，同时应避免桩基础和地基整体失稳，允许有一定塑性变形。

**7.1.4**应使用第7.2.1条定义的桩基础应变极限与7.5.3条规定计算桩基础的位移能力。

7.2 性能要求

**7.2.1** 码头桩基础的应变等限值按表7.2.1-1、表7.2.1-2、表7.2.1-3确定。

**表7.2.1-1 “可正常使用”应变限值**

| 桩基础  类型 | 材料 | 应变限值 | | |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 桩头处 | 桩身处 | 桩身>10*D*p |
| 实心混凝土桩 | 混凝土 | εc≤0.005 | εc≤0.005 | εc≤0.008 |
| 高强钢筋 | εs≤ 0.015 |  |  |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.015 | εp≤0.015 |
| 空心混凝土管桩 | 混凝土 | εc≤0.004 | εc≤0.004 | εc≤0.004 |
| 高强钢筋 | εs≤0.015 |  |  |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.015 | εp≤0.015 |
| 钢管桩 | 混凝土 | εc≤0.010 |  |  |
| 钢管 |  | εs≤0.010 | εs≤0.010 |
| 高强钢筋 | εs≤0.015 |  |  |

**表7.2.1-2 “不需修复或经简单修复可继续使用”应变限值**

| 桩基础  类型 | 材料 | 应变限值 | | |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 桩头处 | 桩身处 | 桩身>10*D*p |
| 实心混凝土桩 | 混凝土 | εc≤0.005+1.1ρs  ≤0.025 | εc≤0.005+1.1  ρs≤0.008 | εc≤0.012 |
| 高强钢筋 | εs≤ 0.6εsmd ≤0.06 |  |  |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.025 | εp≤0.025 |
| 空心混凝土管桩 | 混凝土 | εc≤0.006 | εc≤0.006 | εc≤0.006 |
| 高强钢筋 | εs≤0.4εsmd ≤0.04 | εc≤0.006 | εc≤0.006 |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.020 | εp≤0.025 |
| 钢管桩 | 混凝土 | εc≤0.025 | εp≤0.020 | εp≤0.025 |
| 钢管 |  | εs≤0.025b | εs≤0.035 |
| 高强钢筋 | εs≤0.6εsmd ≤0.06 |  |  |

**表7.2.1-3 “保护生命安全”应变限值**

| 桩基础  类型 | 材料 | 应变限值 | | |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 桩头处 | 桩身处 | 桩身>10*D*p |
| 实心混凝土桩 | 混凝土 |  | εc≤0.005+1.1  ρs≤0.012 |  |
| 高强钢筋 | εs≤ 0.8εsmd ≤0.08 |  |  |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.035 | εp≤0.050 |
| 空心混凝土管桩 | 混凝土 | εc≤0.008 | εc≤0.008 | εc≤0.008 |
| 高强钢筋 | εs≤0.6εsmd ≤0.06 |  |  |
| 预应力钢筋 |  | εp≤0.025 | εp≤0.050 |
| 钢管桩 | 混凝土 |  |  |  |
| 钢管 |  | εs≤0.035b | εs≤0.050 |
| 高强钢筋 | εs≤0.8εsmd ≤0.08 |  |  |

7.3 桩基承载力

**7.3.1** 桩的抗弯承载力应按以下规定确定：

**1**应用弯矩－曲率(*M*－*φ*)分析计算桩塑性弯矩能力；

**2** 必须分别针对核心混凝土和保护层混凝土进行建模，并对核心混凝土的增强混凝土强度进行建模；

**3** 考虑最大轴向载荷，以获得设计桩所需的最大弯矩能力。

**7.3.2** 桩的轴向承载力需满足以下规定：

**1**如果会发生液化或地震引起的沉降，则应对地震条件下的桩极限轴向承载力进行评估，并考虑液化和下拉荷载对桩身的影响；液化安全系数小于或等于1.0时，桩的极限承载力应根据土层的剩余强度来确定；

**2**在设计地震中，当预测到地震会引起沉降时，应计算下拉荷载，确定下拉荷载与地震荷载的组合；

**3**桩的极限承载力不小于地震诱发下拉荷载与地震荷载组合的最大值的组合，参见3.6.2条；

**4**考虑最小轴向荷载，结合弯矩曲率分析以获得桩的最小位移能力。

**7.3.3**桩身剪切承载力*ΦVn*应按下式计算：

*ΦVn=Φ*(*Vc+Vs+Va*)*<Φ*(*0.2f′ceAe*) (7.3.3)

式中：*Vc*——混凝土抗剪强度，参照7.3.4条确定；

*Vs*——箍筋抗剪强度，参照7.3.5条确定；

*Va*——轴向荷载作用下的抗剪强度，参照7.3.6条确定；

*f′ce*——混凝土的预期抗压强度；

*Ae*——有效抗剪面积，等于实心圆桩和八角桩总截面积的80%。

**7.3.4**混凝土抗剪强度*Vc*：

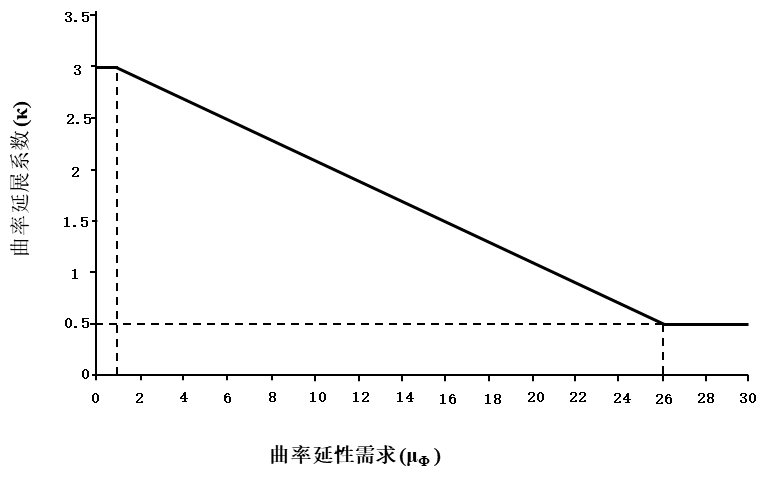
*Vc*=*k* (7.3.4)

式中：*k——*曲率延展系数，确定为*μφ*的函数，参见图7.3.4；

*f′c——*28天的无约束混凝土抗压强度；

*Ae*——有效抗剪面积，等于实心圆桩和八角桩总截面积的80%；

*μφ——*曲率延性需求。



**图7.3.4 曲率延展系数与曲率延性需求换算方法**

**7.3.5**箍筋抗剪强度*Vs*：

*Vs* = (7.3.5)

式中：*Asp——*箍筋横截面面积；

*fyh——*箍筋屈服强度；

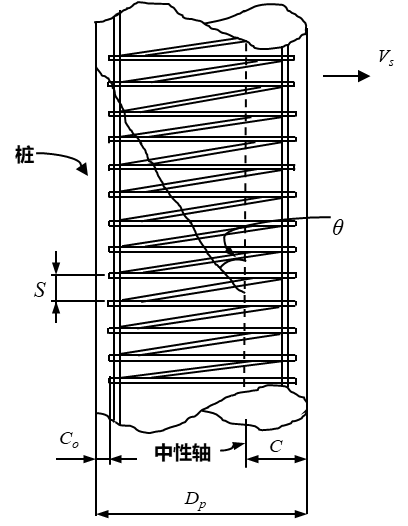
*Dp——*桩直径；

*c——*压缩纤维到抗弯强度中性轴的深度，见图7.3.5；

*c0——*透明混凝土保护层加上箍筋直径的一半，见图7.3.5；

*θ——*相对于桩纵轴的临界剪切角，现有结构取30º，新结构取35º，见图7.3.5；

*s——*沿桩轴线箍筋中心距。



**图7.3.5 混凝土桩钢筋布置**

**7.3.6**轴向荷载作用下的抗剪强度*Va*：

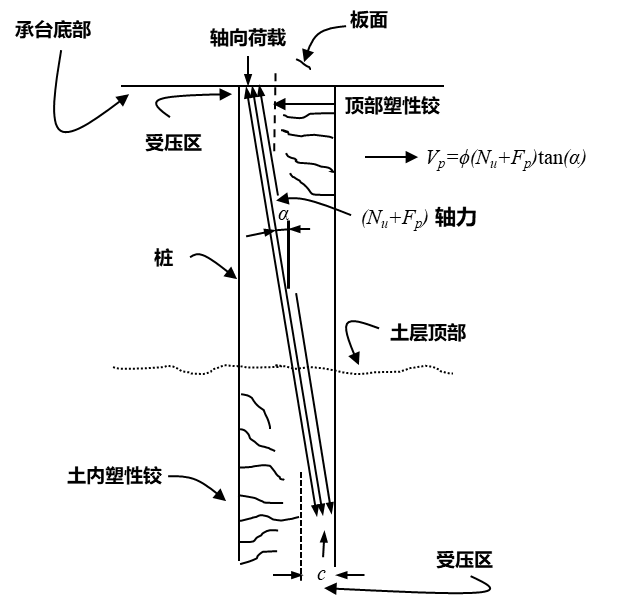
*Va*=*β*(*Nu*+*Fp*)tan*α* (7.3.6)

式中：*Nu——*桩上的外部轴向压缩包括地震荷载，压缩为正，张力为负；

*Fp——*对于桩中的预应力压缩力，顶部塑性铰取为零；

*α——*顶部和埋地塑性铰弯曲受压区的连线与桩轴线的夹角，见图7.3.6；

*β——*轴向载荷剪切强度系数，现有结构取1.0，新结构取0.85。



**图7.3.6 顶部和埋地塑性铰弯曲受压区的连线与桩轴线的夹角示意图**

**7.3.7**抗剪承载力应按下式验算：

*V0*≤*ΦVn* (7.3.7)

式中：*V0*——桩身剪力需求，参照条文说明7.3.7条确定；

*Vn*——桩身抗剪承载力，参照7.3.3条确定；

Φ——剪切强度折减系数，E1地震动作用等于0.85，E2地震动作用等于1.0。

**7.3.8** 承台应当设计承载力为需求力的1.25倍，需求根据3.6.2条确定，并考虑起重机自重对桩的轴向载荷影响。

**7.3.9** 箍筋配置应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

7.4 稳定性验算

**7.4.1 岸坡静力稳定分析**

**1** 分析中应包括后方陆地荷载；

**2** 从码头后端开始的前23m的最低陆地载荷为12356N/m2，其余陆地载荷为59310N/m2；

**3** 岸坡的长期静态安全系数不得小于1.5；

**4** 施工期间，岸坡的静态安全系数不小于1.25，陆地荷载值不小于12356 N/m2。

**7.4.2**岸坡拟静力地震稳定性分析

**1** 对地震作用下的岸坡进行拟静力稳定性分析，以确定屈服加速度系数*k*y;

**2** 分析中应包括岸坡后方的陆地荷载;

**3**从码头后端开始的前23m的最低内陆载荷为1110N/m2，其余内陆载荷为39840 N/m2;

**4** 如果现场土可能发生液化和/或强度损失，则应在分析中使用液化土的残余强度、与潜在液化土产生的孔隙压力产生匹配的强度。

**5** 在进行拟静力地震边坡稳定性分析时，假定地震系数为PGA的二分之一或0.15g，两者取较大的值，且地震系数的取值不受码头桩的影响。如果估计的安全系数大于或等于1.1，则不需要进一步评估变形或运动分析。

**7.4.3** 地震后岸坡静力稳定性分析

**1** 分析中应包括后方陆地荷载；

**2** 从码头后端开始的前23m的最低内陆载荷为1110N/m2，其余内陆载荷为39540 N/m2；

**3** 静态安全系数不应小于1.1；

**4** 如果预计场地土会发生液化和/或强度损失，则液化土的残余强度应与孔隙压力相适应。

7.5 变形能力验算

**7.5.1** E2 地震作用下，可按本规范7.5.3验算桩顶的位移，对高宽比小于2.5 的桩，可不验算桩的变形，但应按本规范第7.3.3 条验算抗剪承载力。采用非线性时程进行地震反应分析的码头桩基础可按7.5.2条验算塑性转角。

**7.5.2** 塑性转角

桩身塑性转角可按照如下确定:

*θp,m*=*Lpφp,m*=*Lp*(*φm*-*φy*) (7.5.2)

式中：*θp,m——*在E1和E2地震动下极限应变处对应的塑性转角；

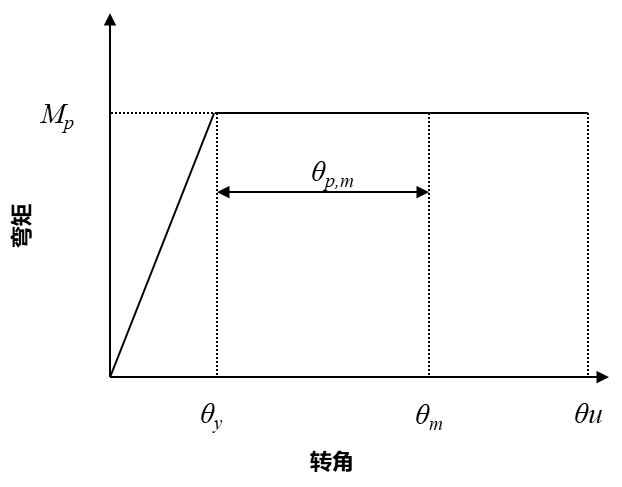
*φp,m——*在E1和E2地震动下极限应变处对应的塑性曲率；

*Lp——*等效塑性铰长度；

*θu——*最终转角；

*θy——*理想屈服转角(θy=φy*Lp*)；

*θm——*在E1和E2地震动下极限应变处的总转角。



**图7.5.2 理想弯矩-转角曲线**

**7.5.3** 在E1和E2地震动情况下，桩位移能力按照如下方法确定：

∆*c*=∆*y*+∆*p,m* (7.5.3-1)

∆*p,m*=θ*p,m*×*H* (7.5.3-2)

式中:∆*c*——位移能力；

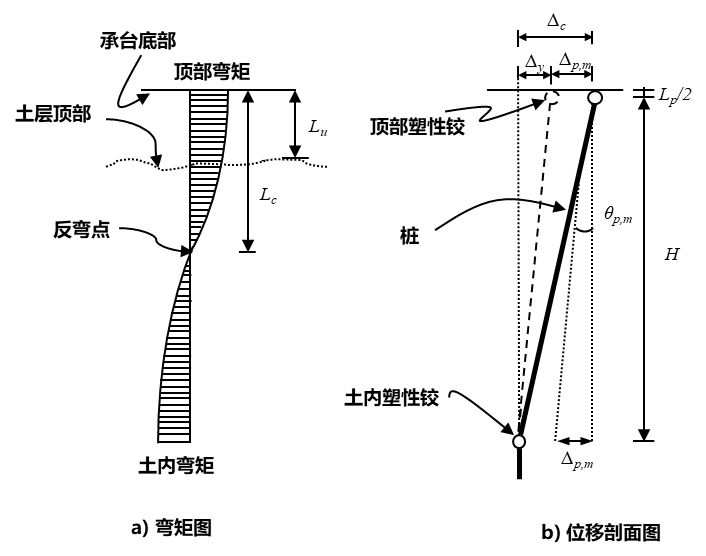
∆*y*——确定桩屈服位移，由从桩的初始位置到所考虑塑性铰的形成(即顶部铰链或埋入铰链)；

∆*p,m*——在E1和E2地震动极限应变处，由于塑性铰转角引起的桩体塑性位移能力；

θ*p,m*——在E1和E2地震动应变极限下的塑性转角，由7.5.2条确定；

*H*——桩顶塑性铰中心与埋地桩段塑性铰中心的距离。

桩顶部铰链和埋地铰链的屈服位移∆*y*从推覆分析中获得，图7.5.3给出了顶部塑性铰的位移能力计算图形。



**图7.5.3顶部塑性铰的位移能力**

**7.5.4** E2地震作用下，应按下列公式验算顺码头方向和横码头方向桩顶的位移或桩身在塑性铰区域塑性转动能力：

∆*c*≤∆*d* (7.5.4-1)

*θp,m*≤*θd* (7.5.4-2)

式中：∆*c*——E2地震作用下桩身位移能力；

∆*d*——桩身容许位移；

*θp,m*——E2地震作用下桩身极限应变处对应的塑性转角；

*θd*——桩身塑性铰区域的最大容许转角。

**7.5.5** 塑性铰区域的最大容许转角应根据极限破坏状态的曲率能力，应按下式计算：

*θd*=*Lp*(*φu*-*φp,m*)/*Kds* (7.5.5)

式中：*φu*——极限破坏状态的曲率能力；

*Kds*——延性安全系数，可取2.0。

# 8 抗震措施

8.1 一般规定

**8.1.1** 本章适用于采用延性抗震设计的常规液化场地码头桩基础的构造细节设计。

**8.1.2**应对液化场地码头的不均匀附加沉降和地基可能的局部滑动及其危害做出评估。

**8.1.3** 位于液化场地的高桩码头结构，宜采取减小岸坡和接岸结构变形对高桩结构不利影响的措施，可采用地基加固、换填、排水、放缓岸坡坡度、在码头结构和接岸结构之间设置允许相对滑动连接、耗能连接结构等措施，并加强结构的整体性。

**8.1.4** 在可液化土层中采用桩基时，基桩应穿过可液化土层，并有足够的长度打入稳定土层。

**8.1.5** 对于桩－桩帽、桩－承台连接，应考虑连接的几何形状以及荷载路径。

8.2 抗震措施

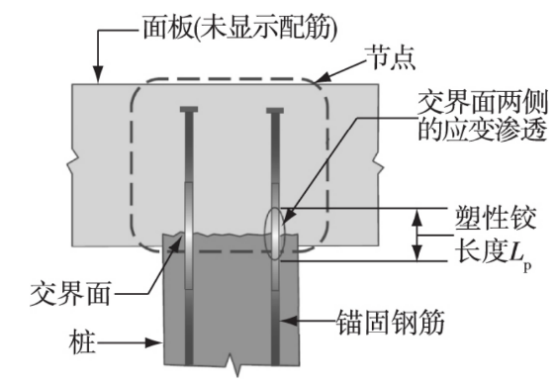
**8.2.1** 抗震设防烈度为8度、9度地区的高桩码头，有条件时宜采用全直桩结构。

**8.2.2** 直桩与斜桩结构桩基布置可按照《水运工程抗震设计规范》JTS 146相关内容执行。

**8.2.3** 桩顶和桩帽、桩帽和上部结构之间应可靠连接；当抗震设防烈度为8度、9度时，宜采用现浇整体式结构，具体的连接要求可按照《水运工程抗震设计规范》JTS 146相关内容执行。

**8.2.4** 桩－承台节点的设计应符合以下要求：

**１** 桩－承台连接可采用全弯矩连接或部分弯矩连接，图8.2.4-1。

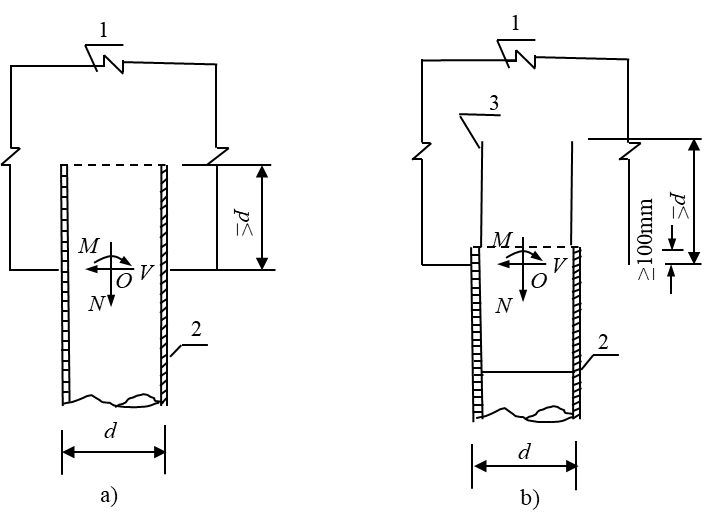


**图8.2.4-1 桩―承台连接**

**2** 桩伸入码头承台或横梁的销钉不得向外弯曲；

**3** 采用钢管桩连接时，钢管桩与桩帽或横梁之间的连接应采用刚接，连接处应能满足抗弯、抗剪和抗轴向力要求。

**4** 刚接可采用桩顶直接伸入桩帽或横梁内(图8.2.4-2a))，桩顶通过锚固铁件或钢筋伸入桩帽或横梁(图8.2.4-2b))，桩顶伸入与桩顶锚固铁件或钢筋伸入组合，验算项目见表8.2.4。



**图8.2.14-2 钢管桩与桩帽或横梁的连接**

1-桩帽或横梁；2-钢管桩；3-锚固铁件；d-钢管桩外径

**表 8.2.4 桩顶锚固验算项目**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 刚接形式  荷载情况 | 桩顶直接伸入  桩帽或横梁 | 桩顶通过锚固铁件伸入桩帽或横梁 | 桩顶伸入与锚固铁件伸入组合 |
| 轴向压力 | 桩顶混凝土的挤压和冲切 | | |
| 轴向拉力 | 桩顶锚固深度 | 锚固铁件的截面积、锚固长度和焊缝长度 | 桩顶锚固深度、锚固铁件的截面积、锚固长度和焊缝长度 |
| 水平剪力、力矩 | 桩侧混凝土的挤压应力 | 桩侧混凝土的挤压和铁件应力 | 桩侧混凝土的挤压和铁件应力 |

注：**1** 桩顶直接伸入桩帽或横梁内时，桩顶伸入的最小深度≥1倍桩径；

**2**  桩顶通过锚固铁件或钢筋伸入桩帽或横梁内时，桩顶伸入的深度≥100mm；

**3** 当桩受轴向拉力时，桩顶直接伸入桩帽或横梁的部分必要时可加焊锚固铁件；

**4** 采用桩顶伸入与锚固件伸入相结合的形式时，桩顶伸入长度和锚固件伸入长度可根据受力要求和具体结构进行调整。

**8.2.5** 液化场地高桩码头的桩、桩帽、梁和板等构件应根据使用条件和修复的难易程度确定达到极限状态的优先顺序，并应避免发生剪切破坏先于弯曲破坏。

**8.2.6** 高桩码头前后方桩台间的建筑缝中应填充缓冲材料。

**8.2.7** 提高液化地基抗震能力的措施包括: 换填、增加土的密度、胶结固化、增加覆盖压力、设置排水通道等。

**8.2.8** 当要求全部消除地基液化沉降时，处理深度应至液化深度下界；当要求部分消除地基液化沉降时，在判别深度为15m和20m情况下，应使处理后的地基土层液化指数分别不大于4和5。

**8.2.9** 为减轻液化影响，如果在液化土层之上有非液化的土层时，宜尽量保持非液化土层的厚度，当局部地基可能液化时，可用密封幕墙围封至不透水层。

**8.2.10** 桩基承台全部或局部处于液化土层中时，承台基坑应回填并夯实。回填土为砂土或粉土时，夯实后土层的标准贯入锤击数不应小于本标准第4.3.3条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

# 9 桩基施工

9.1 一般规定

**9.1.1**  桩基施工应考虑岸坡稳定、施工船舶吃水及锚缆布置等因素。

**9.1.2**  沉桩施工区挖泥应满足下列要求：

**1** 挖泥前，应进行挖泥区水深测量，绘制水深断面图，并按设计要求合理确定开挖施工工艺、合理选用施工船机；

**2** 边坡开挖宜采用阶梯形分层挖泥；

**3** 挖泥超深值应满足设计要求；

**4** 挖泥过程中岸坡出现变位、变形异常时，应采取必要应对措施；

**5** 挖泥完毕后，应复测开挖范围的水深断面，绘制水深断面图，按设计和桩基施工要求检查开挖质量。

**9.1.3**  桩基预制、储运、施工质量控制与检测等可按照《码头结构施工规范》JTS-215、《港口工程桩基规范》JTJ 254和《水运工程质量检验标准》JTS 257的相关内容执行。

**9.1.4** 外海、工况恶劣条件下，应选择抗风能力强、稳定性好的施工船舶。

**9.1.5**  交工验收前，施工单位应按有关规定完成并报送施工项目的竣工资料。

9.2 结构施工

**9.2.1** 码头桩基施工前，施工单位应对项目所在地及施工现场的情况和影响因素进行现场调查，主要包括下列内容：

**1** 气象、水文、地质、地形和地貌等自然条件；

**2** 施工场地、道路、供水、供电、可利用的预制场、船机设备、劳动力、加工能力、地材供应等周边施工配套资源；

**3** 远距离调遣与大件运输条件；

**4** 工程高程、平面控制网和控制基点等测量控制点情况。

**9.2.2** 沉桩施工准备应包括以下内容：

**1** 结合基桩允许偏差，校核各桩是否相碰；

**2** 根据选用船机性能、桩长和施工时水位变化情况，检查沉桩区泥面高程和水深是否符合沉桩要求；

**3** 检查沉桩区有无障碍物；

**4** 检查沉桩区附近建筑物和沉桩施工有无相互影响；

**5** 复测岸坡地形，必要时进行岸坡稳定分析。

**9.2.3** 桩顶高程与设计高程不符或桩顶破损时的处理措施，应符合下列规定：

**1** 桩顶高程高于设计高程或桩顶混凝土裂损部分应截除或凿除。凿除桩顶混凝土裂损部分时应防止凿除面以下混凝土掉角、松动及开裂。预应力混凝土桩桩顶截除应选用对预应力传递长度影响小的方法；

**2** 在桩顶设计高程处，宜先环桩周预切割，切割深度宜为30 mm~50 mm；

**3** 桩顶截除后的高程允许偏差为-30 mm~+10 mm。现场浇筑桩帽或墩式码头的桩顶截除后的高程允许偏差，可根据结构要求确定；

**4** 桩顶低于设计高程时，可采用局部降低桩帽高程或接桩进行处理，接高部分应满足设计要求；

**5** 当桩与上部结构的连接方式采用固接时，应清除桩嵌入深度范围内桩周防腐材料。

**9.2.4** 管桩桩芯混凝土与上部结构混凝土宜分开浇筑。

**9.2.5** 施工过程中，应根据设计要求，结合现场施工条件设置沉降和位移观测点，并应符合下列规定：

**1** 施工期间，对正在施工部位和附近受影响的建筑物、岸坡等定期进行沉降和位移观测，并做好记录；

**2**  沉桩过程中应实时观测斜坡侧向位移和沉降；

**3** 浇筑接岸结构顶层混凝土时，应埋置固定的沉降、位移观测点；

**4**  固定的沉降、位移观测点应在竣工平面图上注明。

**9.2.6** 沉桩深度应穿过液化土层或软土层。

**9.2.7** 选用合适的沉桩方法与机械的施工频率，减少对可液化土层的扰动，避免地基滑移与已施工完成的桩体发生位移。

# 10 桩基检测与地震监测预警

10.1 一般规定

**10.1.1** 液化场地码头桩基础检测可分为施工前为设计提供依据的试验桩检测和施工后为验收提供依据的工程桩检测，基桩检测应根据检测目的、检测方法的适应性、桩基的设计条件、成桩工艺等，还需要根据工程区域的场地特点，在施工过程中进行桩基检测与监测。

**10.1.2** 当设计有要求或有下列情况之一时， 施工前应进行试验桩检测并确定单桩极限承载力：

**1**设计等级为甲级的桩基；

**2**无相关试桩资料可参考的设计等级为乙级的桩基；

**3**地基条件复杂、基桩施工质量可靠性低；

**4**采用的新桩型或采用新工艺成桩的桩基。

**10.1.3**液化场地码头桩基础工程的检测与监测可以为工程信息化施工、设计优化等提供依据；更重要的是通过检测和预警，可以及时发现安全隐患，保护码头桩基础结构及周边环境的安全。

**10.1.4**码头桩基础工程检测与监测点布置应根据现场安装条件和施工交叉作业情况，采取可靠的保护措施，应力传感器应根据设计要求和工况需要布置于结构受力最不利部位或特征部位。

10.2 检测工作程序

**10.2.1** 桩基检测工作应按图10.2.1的程序进行。



**图10.2.1 检测工作程序框图**

**10.2.2** 码头桩基础检测应符合下列规定：

**1** 当桩基础出现变形、损伤发展，以及局部地基条件出现异常的桩，应进行检测和监测，宜先进行桩身完整性检测，后进行承载力检测，包含竖向承载力检验，水平承载力检验，抗拔桩应进行抗拔承载力检验；

**2** 当需通过现场检测确定桩基承载力与地基的岩土性能或地基承载力时， 应对桩基础、场地、地基岩土进行近位勘察；

**3** 技术复杂的大型码头桩基础工程与施工工艺不同的桩基础应根据需要设置必要的检测程序。

**4** 基桩检测用仪器设备应在检定或校准的有效期内，宜采用灵敏度高、抗腐蚀性好、重量轻的传感器。

**5**灌注桩应对孔深、桩径、桩位偏差、桩身完整性进行检验，嵌岩桩应对桩端的岩性进行检验；

**10.2.3** 调查、资料收集宜包括下列内容：

**1** 收集被检测的码头桩基础工程的岩土工程勘察资料、桩基设计的图纸资料、施工记录，了解施工工艺和施工中出现的异常情况；

**2** 委托方的具体要求；

**3** 检测项目现场实施的可行性。

**10.2.4** 桩基检测方案的内容宜包括：工程概况、地基条件、桩基设计要求、施工工艺、检测方法和数量、受检桩选取原则、检测进度、该区域场地特点、地震动特性以及所需的人机配合。

**10.2.5** 检测报告应包含下列内容：

**1** 委托方名称，工程名称、地点，建设、勘察、设计、监理和施工单位，基础、结构形式，层数，设计要求，检测目的，检测依据，检测数量，检测日期；

**2** 地基条件描述；

**3** 受检桩的桩型、尺寸、桩号、桩位、桩顶标高和相关施工记录；

**4** 检测方法，检测仪器设备，检测过程叙述；

**5** 受检桩的检测数据，实测与计算分析曲线、表格和汇总结果；

**6** 与检测内容相应的检测结论。

10.3 监测分析与预警判定

**10.3.1** 液化场地码头桩基础地震监测需要对码头岸坡顶部水平位移、桩基水平位移、桩基垂直位移、桩基挠度、地表裂缝、地表位移和桩基上部的建(构)筑物变形进行监测。液化场地桩基码头岸坡位移、桩基位移需要着重注意，因此需要对此进行监测。地震作用下地表位移监测可采用GPS法和大地测量法，可辅以电子水准仪进行水准测量。在通视条件较差的环境下，采用GPS监测为主；在通视条件较好的情况下采用大地测量法。岸坡变形监测与测量精度可按照国家标准《工程测量规范》GB 50026的相关内容执行。

**10.3.2** 液化场地码头桩基础工程应由设计提出监测项目和要求，由业主委托有资质的监测单位编制监测方案，监测方案应包括监测项目、监测目的、监测方法、测点布置、监测项目报警值和信息反馈制度等内容，经设计、监理和业主等共同认可后实施。

**10.3.3** 液化场地码头桩基础工程监测项目应根据监测对象的特点、码头结构安全等级、周边环境条件、桩基础类型及施工场地等因素合理确定，并应反映监测对象的变化特征和安全状态。

**10.3.4** 液化场地桩基础工程监测应符合下列规定：

**1** 岸坡顶部位移观测，应在岸坡顶部设置不少于3个监测点的观测网，观测水平位移量、移动速度和移动方向；

**2** 监测工作可根据设计要求、岸坡稳定性、桩基稳定性、周边环境和施工进程等因素进行动态调整；

**3** 不良地质环境的码头桩基础工程应根据地质环境复杂程度、周边建(构)筑物、管线对边坡变形敏感程度、气候条件和监测数据调整监测时间及频率；当出现险情时应加强监测；

**4** 一级永久性液化码头桩基础工程竣工后的监测时间不宜少于2年；

**5** 大面积填方、填海等地基处理工程应对地面沉降进行长期监测，施工过程中还应对土体位移、孔隙水压力等进行监测；

**6** 在软土地基中采用夯实、挤密桩、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩、柱锤冲扩桩和注浆等方法进行施工时，会产生挤土效应，对周边建筑物或地下管线产生影响，应按要求进行监测。

**10.3.5** 桩基变形监测方法可按表10.3.5选用，也可同时采用多种方法进行监测。应力应变宜采用应力计、应变计等传感器进行监测。变形传感器或测点宜布置于码头桩基础结构变形较大部位，监测仪器应与港口内的其他仪器配合使用。

**表10.3.5桩基变形监测方法**

|  |  |
| --- | --- |
| 类别 | 监测方法 |
| 水平变形监测 | 三角形网、极坐标法、GPS测量、引张线发、倾斜仪等 |
| 竖向变形监测 | 水准测量、差异沉降法、电磁波距三角高程测量等 |
| 码头主体结构倾斜 | 激光准直法、垂线法、倾斜仪等 |
| 挠度观测 | 差异沉降法、位移计、挠度计等 |

**10.3.6** 液化场地桩基础工程监测期间遇到下列情况时应及时报警，应按照监测预警机制和应急预案进行处理：

**1** 有软弱外倾结构面的码头岸坡坡顶有水平位移迹象或码头结构受力裂缝有发展；无外倾结构面的岸坡或结构构件的最大裂缝宽度达到国家现行相关标准的允许值；

**2** 岸坡以及码头桩基础累计沉降、不均匀沉降或整体倾斜已大于现行国家标准《建筑桩基技术规范》JGJ94规定允许值的80％；

**3** 码头结构与临近建筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展；

**4** 码头结构中有重要构件出现应力骤增、压屈、断裂、松弛或破坏的迹象；

**5** 桩基础底部或周围岩土体已出现可能导致坡体剪切破坏的迹象或其他可能影响安全的征兆；

**6**监测值或其变化速率达到水平位移控制值、承载力极限值或沉降控制值时应及时釆取应急处理措施。

**10.3.7** 液化码头桩基础工程监测报告应包括下列主要内容：

**1** 码头桩基础工程概况；

**2** 监测依据；

**3** 监测项目和要求；

**4** 监测仪器的型号、规格和标定资料；

**5** 测点布置图、监测指标时程曲线图；

**6** 监测数据整理、分析和监测结果评述。

**10.3.8** 液化场地码头桩基础工程监测分析，应当包含如下内容：

**1** 监测数据应及时进行定量和定性分析，可采用图表分析、统计分析、对比分析和建模分析等方法；

**2** 需要利用监测结果进行趋势预报时，应给出预报结果的误差范围和适用条件；

**3** 监测数据应及时采集和整理，并应按频次要求采集，对漏测、误测或异常数据应及时补测或复测、确认或更正；

**4** 对地质条件特别复杂的、采用新技术治理的一级码头桩基础工程，应建立码头桩基础工程长期监测分析系统。码头桩基础工程监测系统包括监测基准网和监测点建设、监测设备仪器安装和保护、数据采集与传输、数据处理与分析、预测预报或总结等。

# 附录A 基于剪切波速的液化判别方法

**A.0.1** 液化判别范围和要求应按本标准第4.3.1条的规定。

**A.0.2** 饱和砂土和粉土，采用剪切波速试验进行液化判别时，应符合下列要求：

**1** 饱和砂土或饱和粉土，其剪切波速小于或等于液化判别剪切波速临界值时，应判为液化土。

**2** 液化判别剪切波速临界值按下式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (**A**.0.2) |

式中：*Vs,*cr——液化判别剪切波速临界值(m/s)；

*A*——设计地震加速度(g)；

*d*s——剪切波速测试点深度(m)；

*d*w——地下水位深度(m)；

*β*——调整系数，地震危险性特征分区Ⅰ区取0.90，Ⅱ区取0.98，Ⅲ区取1.03。

**A.0.3** 当饱和砾性土经过本标准4.3.4条1款的初判认为需要进一步进行液化判别时，可采用剪切波速试验进行复判，并应符合下列要求：

**1** 当饱和砾性土的剪切波速小于或等于液化判别剪切波速临界值时，应判为液化土。

**2** 砾性土液化判别剪切波速临界值可按下式确定：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (A.0.3-1) |

式中：*Vs,cr*——液化判别剪切波速临界值(m/s)；

*A*——设计地震加速度(*g*)；

*d*s——剪切波速测试点深度(m)；

*d*w——地下水位深度(m)；

*β*——调整系数，地震危险性特征分区Ⅰ区取0.90，Ⅱ区取0.98，Ⅲ区取1.03。

*G*——含砾量影响系数，公式如下：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (A.0.3-2) |

式中：*g*c为含砾量（＞5mm颗粒含量百分率）。

**A.0.4** 对存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，应探明各液化土层深度和厚度，按下式计算地基液化指数，并按本标准表4.3.8划分地基液化等级：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (A.0.4) |

式中：*ILE*——地基液化指数；

*n*——在判别深度范围内剪切波速试验分层个数的总数；

*PLi*——*i*点土层液化概率，可按本标准第A.0.5条确定；

*di*——*i*点所代表的土层厚度(m)，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

*Wi*——*i*土层单位土层厚度所代表的层位对震害影响权函数值（单位为m-1）。对于浅基础结构，当该层中点层深度不大于5m时，应采用10，等于30m时应取零值，5m～30m应按线性内插取值；对于桩（深）基础结构，当该层中点层深度不大于5m时，应采用10，等于30m时取为5，5m～30m应按线性内插取值；对于场地自身液化程度描述，应采用10。

**A.0.5** 存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

**1** 可液化土层的液化概率应按下式计算：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (A.0.5) |

式中：*PL*——液化概率；

*V*s——实测剪切波速(m/s)；

*V*s,cr——由式（A.0.2）或式（A.0.3）计算得到的液化判别剪切波速临界值，为液化概率等于0.5时的临界值。

**2** 可液化土层的液化概率等级和地基液化概率等级可按本标准4.3.9条2款和3款确定。

# 附录B 基于静力触探的液化判别方法

**B.0.1** 液化判别范围和要求应按本标准第4.3.1条的规定。

**B.0.2** 饱和砂土和粉土，采用静力触探试验进行液化判别时，应符合下列要求：

**1** 饱和砂土或饱和粉土，其锥尖阻力小于或等于液化判别锥尖阻力临界值时，应判为液化土。

**2**  液化判别锥尖阻力临界值按下式确定：

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  |  | |  |
|  |  | (B.0.2) | |

式中：*q*c,cr——液化判别的静力触探锥尖阻力临界值(MPa)；

*A*——设计地震加速度(*g*)；

*d*s——锥尖阻力测试点深度(m)；

*d*w——地下水位深度(m)；

*Rf*——静力触探摩阻比，当小于0.4或为砂土时，应采用0.4；

*β*——调整系数，地震危险性特征分区Ⅰ区取0.80，Ⅱ区取0.95，Ⅲ区取1.05。

**B.0.3** 对存在可液化砂土层、粉土层的地基，应探明各液化土层深度和厚度，按下式计算地基液化指数，并按本标准表4.3.8划分地基液化等级：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (B.0.3) |

式中：*I*LE——地基液化指数；

*n*——在判别深度范围内静力触探试验分层个数的总数；

*PLi*——*i*点土层液化概率，可按本标准第B.0.4条确定；

*d*i——*i*点所代表的土层厚度(m)，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

*W*i——*i*土层单位土层厚度所代表的层位对震害影响权函数值(单位为m-1)。对于浅基础结构，当该层中点层深度不大于5m时，应采用10，等于30m时应取零值，5m～30m应按线性内插取值；对于桩（深）基础结构，当该层中点层深度不大于5m时，应采用10，等于30m时取为5，5m～30m应按线性内插取值；对于场地自身液化程度描述，应采用10。

**B.0.4** 存在可液化砂土层和粉土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

**1**  可液化土层的液化概率应按下式计算：

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (B.0.4) |

式中：*PL* ——液化概率；

*qc*——实测锥尖阻力值((MPa)；

*qc,cr*——由式（B.0.2）计算得到的液化判别锥尖阻力临界值，为液化概率等于0.5时的临界值。

**2**  可液化土层的液化概率等级和地基液化概率等级可按本标准4.3.9条2款和3款确定。

# 附录C 模型简化pushover分析

**C.0.1** Pushover 分析方法是对码头结构在施加竖向荷载的同时施加某种分布形式的单调递增的水平力，直至结构达到目标控制点，从而获取码头结构的荷载－位移曲线，其分析结果可用于进行抗震性能评估。

**C.0.2** 为了保证动力分析时，二维数值模型能够真实地反映三维结构物的横向变形特性，提出确定二维模型中桩单元及柱单元刚度参数的等刚度准则，可按照如下步骤进行分析：

**1** 针对结构物的具体形式，分别建立二维及三维模型作为对照；

**2** 两对照模型在底部完全约束、面积及惯性矩相同的前提下，为三维模型赋予实际刚度值，进行Pushover分析；

**3** 调整二维模型的刚度并不断试算，直至Pushover分析得到的二维模型的荷载-位移曲线与三维模型得到的荷载-位移曲线基本一致；

**4** 确定此时二维模型所用刚度参数为执行动力分析的可用参数，二维及三维模型的Pushover分析示意图如图A-1所示。

0.5P

0.5P

0.25P

0.25P

0.25P

0.25P

**图C.0.2 二维及三维模型Pushover分析示意图**

**C.0.3** 经试算，当二维模型桩单元刚度为三维模型的二倍时，二者的荷载-位移曲线基本一致，如图C.0.3所示。

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| a) 二维模型荷载-位移曲线 | b) 三维模型荷载-位移曲线 |

**图C.0.3 二维及三维模型的荷载-位移曲线**

**C.0.4** 将本标准C.0.3条推广为：创建二维模型时，当桩单元刚度=某桩实际刚度参数×该桩所在纵列所含桩数目时，二维模型可真实反映三维结构的横向受力性能。上述准则及推广将用于本标准的数值建模当中。

# 附录D 饱和砂土p-y曲线计算参数取值

**D.0.1** Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design是美国油工程协会（American Petroleum Institute，简称API）推荐的采用双曲正切函数表示的砂土p-y曲线，是目前应用最为广泛的一种砂土p-y曲线 ，表达式为

 (D.0.1)

式中：*pu*——固定埋深处极限土压力（kN/m）；

*k*——土体的初始模量（kN/m3），根据图**D.0.2**土体相对密实度*Dr*确定；

*y*——桩土相对位移（m）；

*H*——土体埋深（m）。

**D.0.2** 根据楔形体理论，饱和砂土承载力极限值按式（D.0.2-1）计算：

 (D.0.2-1)

根据流动失效理论，饱和砂土承载力极限值按式（B.0.2-2）计算：

 (D.0.2-2)

式中：——土体有效容重（kN/m3）；

——桩径（m）；

、和——常数，根据图D.0.2砂土内摩擦角确定。

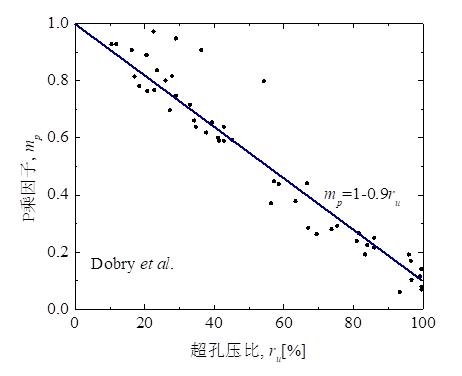
 

(a) 系数 (b) 初始地基模量

**图D.0.2 砂土p-y曲线参数图表**

**D.0.3**目前液化土没有标准的p-y曲线，液化土的经验p-y曲线可以采用折减系数p乘因子法（图D.0.4 (a)）、残余强度法（图D.0.5）。

**D.0.4** *p*乘因子多采用通过相应的标准贯入试验(SPT) （Brandenberg 2005)，或基于超静孔压力比*ru*(一定深度的液化程度)拟合*p*乘因子得到（Dobry1995），如图D.0.4 (b)所示。



(a) 折减系数法 (b) 折减系数与孔压比

**图D.0.4 p-y曲线确定方法**

**D.0.5** 残余强度法基于API中的黏土*p*-*y*曲线，参考经验得出标准贯入试验与残余强度的关系，确定Sr值，如图D.0.5所示。



**图D.0.5 残余强度法**

# 用词说明

**1** 为便于在执行本标准(特征名)条款时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下:

1. 表示很严格，非这样做不可的用词，正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
2. 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词，正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。
3. 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词，正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。
4. 表示有选择，在一定条件下可以这样做的用词，采用“可”。

**2** 引用标准的用语采用下列写法：

1. 在标准总则中表述与相关标准的关系时，采用“除应符合本规范的规定外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定”。
2. 在标准条文及其他规定中，当引用的标准为国家标准和行业标准时，表述为“应符合《××××××》(×××)的有关规定”。
3. 当引用本标准中的其他规定时，表述为“应符合本规范第×章的有关规定”、“应符合本规范第×.×节的有关规定”、“应符合本规范第×.×.×条的有关规定”或“应按本规范第×.×.×条的有关规定执行”。

# 引用标准名录

《中国地震动参数区划图》GB 18306

《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50233

《建筑抗震设计规范》GB 50011

《港口工程结构可靠性设计统一标准》GB 50158

《建筑抗震设计规范》GB50011-2010

《水工建筑物抗震设计标准》GB 51247

《铁路工程抗震设计规范》GB50011；

《核电厂抗震设计标准》GB50267

《工程场地地震安全性评价》GB17741

《混凝土结构设计规范》GB 50010

《工程测量规范》GB 50026

《公路桥梁抗震设计规范》JTG 2231-01

《公路桥梁抗震设计规范》JTGT 2231-01

《港口工程荷载规范》JTS 144-1

《水运工程抗震设计规范》JTS 146

《高桩码头设计与施工规范》JTS 167

《水运工程质量检验标准》JTS 257

《建筑桩基技术规范》JGJ94

《码头结构施工规范》JTS-215

《港口工程桩基规范》JTJ 254

**中国工程建设标准化协会标准**

**液化场地码头桩基础抗震设计标准**

CECS xx：202×

**条文说明**

**制定说明**

本标准制定过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国水运工程建设的实践经验，采纳了岩土工程、地震工程的新科研成果，同时参考有关国际标准和国外先进标准，并在广泛征求意见的基础上，制定本规程。

本标准共10章2个附录，主要工作内容是：1) 给出了液化场地码头桩基础结构抗震体系的内容，细化了抗震性能设计的概念内容和设计方法的选择，明确了液化场地码头桩基础抗震分析中作用效应组合和质量考虑。2) 规定了液化场地码头桩基础场地与地基的分类、划分依据和液化判别，明确了场地划分标准、土体地震液化判别方法和地基液化沉陷消除措施。3) 规定了液化水平场地码头桩基础地震土压力计算，地震水压力计算和液化侧扩流场地土压力的计算与桩土相互作用说明情况。4) 针对E1、E2地震作用下不同类别的码头桩基础结构抗震分析，给出了基于性能设计理念的模态分析法基本步骤，明确了适用于液化场地码头桩基础抗震分析的拟动力分析法与时程分析法。5) 针对不同类别码头桩基础结构的承载力验算、稳定性验算以及变形能力验算等进行了规定，规定了码头桩基础不同设防目标对应的应变限值，明确了液化和下拉荷载对桩身承载力的影响效应，细化了码头桩基变形能力计算方法等内容。6) 规定了适用于采用延性抗震设计的常规液化场地码头桩基础的构造细节设计要求，液化地基处理措施以及液化场地码头桩基础的抗震措施。7) 规定了液化场地码头桩基础施工准备、沉桩和施工检测内容，明确了沉桩施工区挖泥、桩基预制、施工现场调查、施工误差处理措施、沉降和位移监测等要求。8) 规定了液化场地码头桩基础检测工作程序，监测分析基本内容以及预警处理基本方式。

为便于广大技术和管理人员在使用本标准时能正确理解和执行条款规定，编制组按章节条顺序编制了本标准的条文说明，对条款规定的目的依据以及执行中需注意的有关事项等进行了说明。本条文说明不具备与标准正文及附录同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

**目 次**

[**1 总则 73**](#_Toc131335958)

[**2 术语和符号 74**](#_Toc131335959)

[**3 基本规定 75**](#_Toc131335960)

[3.1 一般规定 75](#_Toc131335961)

[3.2 抗震设防分类和设防标准 76](#_Toc131335962)

[3.3 地震作用的基本要求 77](#_Toc131335963)

[3.4 性能要求 78](#_Toc131335964)

[3.5 抗震设计方法分类与流程 78](#_Toc131335965)

[3.6 作用效应组合 79](#_Toc131335966)

[**4 场地与地基 80**](#_Toc131335967)

[4.1 一般规定 80](#_Toc131335968)

[4.2 场地 80](#_Toc131335969)

[4.3 地基液化判别 80](#_Toc131335970)

[**5 地震作用 86**](#_Toc131335971)

[5.1 一般规定 86](#_Toc131335972)

[5.2 设计加速度反应谱 87](#_Toc131335973)

[5.3 设计地震动加速度时程 87](#_Toc131335974)

[5.4 地震动土压力 87](#_Toc131335975)

[5.5 地震动水压力 87](#_Toc131335976)

[5.6 侧扩流土压力 88](#_Toc131335977)

[5.7 桩土相互作用 88](#_Toc131335978)

[**6 抗震分析 89**](#_Toc131335979)

[6.1 一般规定 89](#_Toc131335980)

[6.2 建模原则 89](#_Toc131335981)

[6.3 横向模态分析法 90](#_Toc131335982)

[6.4 拟动力分析法 91](#_Toc131335983)

[6.5 反应谱法 92](#_Toc131335984)

[6.6 时程分析法 93](#_Toc131335985)

[**7 结构抗震验算 94**](#_Toc131335986)

[7.1 一般规定 94](#_Toc131335987)

[7.2 性能要求 94](#_Toc131335988)

[7.3 桩基承载力 94](#_Toc131335989)

[7.4 稳定性验算 96](#_Toc131335990)

[7.5 变形能力验算 96](#_Toc131335991)

[**8 抗震措施 98**](#_Toc131335992)

[8.2 抗震措施 98](#_Toc131335993)

[**9 桩基施工 99**](#_Toc131335994)

[9.1 一般规定 99](#_Toc131335995)

[9.2 结构施工 99](#_Toc131335996)

[**10 桩基检测与地震监测预警 101**](#_Toc131335997)

[10.1 一般规定 101](#_Toc131335998)

[10.2 检测工作程序 101](#_Toc131335999)

[10.3 监测分析与预警判定 101](#_Toc131336000)

**1 总则**

* + 1. 本标准是总结实践经验并吸取国内外研究成果编制而成。场地土液化判别方法已较为成熟，设计人员可以自行选择合理的方案进行判别。

**2 术语和符号**

**2.0.1** 本章仅列出了本规范中出现的、需要明确定义的术语。对于码头桩基础专业性的通用术语和在条文中已加阐明的术语，本章均不再列出。

**2.0.2** 术语的解释，大部分是只是概括性含义，术语的英文名称并非标准化名称，仅供引用时参考。

**3 基本规定**

3.1 一般规定

**3.1.1、3.1.2** 近年来国内外发生的强烈地震，给一些码头桩基础造成了不同程度的破坏，其破坏程度与所在地区的地质构造活动性、场地及地形地貌密切相关。震后宏观考察发现，场地选择十分重要。选择在对抗震有利地段建设，当遭遇地震作用时，码头桩基础震害就轻。

**3.1.3** 本条根据《港口工程结构可靠性设计统一标准》GB 50158码头结构的设计使用年限进行的规定，其中第1款永久性码头设计使用年限为50年是强制性内容。

**3.1.4** 参考美国American Society of Civil Engineers: Seismic design of piers and wharves (ASCE/COPRI 61-14)和欧洲 British Standards Institution: Maritime Works-Part 1-2: General-Code of Practice for Assessment of Actions (BS 6349-1-2)抗震设计规范中设计理念的处理方法，本标准考虑桩基础抗震设计使用年限内功能要求应符合基于性能设计理念。

**3.1.5、3.1.6** 码头桩基础设计应考虑设计使用年限内相关场地液化效应，本条是对液化效应的进一步说明。

**3.1.7** 参考美国American Society of Civil Engineers: Seismic design of piers and wharves (ASCE/COPRI 61-14)和欧洲 British Standards Institution: Maritime Works-Part 1-2: General-Code of Practice for Assessment of Actions (BS 6349-1-2)抗震设计规范中设计理念的处理方法，本标准考虑桩基础抗震应采用基于性能设计的理念。以分项系数表达的极限状态设计方法是现阶段结合可靠性分析和长期实践经验的实用方法。各分项系数和设计表达式是通过可靠性分析与实践经验相结合得出的。该方法的现实性和合理性在于既较全面地继承历史经验，又为将来直接采用可靠指标设计方法积累经验、创造条件。以分项系数表达的极限状态设计方法与安全系数法的安全度水平保持总体相当。有条件时可按照《港口工程结构可靠性设计统一标准》GB 50158相关内容执行，直接采用可靠指标设计方法设计。直接采用可靠指标设计方法设计并不排斥实践经验如何使二者很好地结合，也需要通过大量实践积累经验。

**3.1.8** 本标准以性能为基础，要求结构构件的位移等能力大于地震荷载施加的位移等要求。如果需要，有意设计和细化结构构件，使其在几个循环内保持弹性变形，而不会在地震作用下显著降低强度。

**3.1.9** 抗震结构要求受力明确、传力路线合理、连续，使结构的抗震分析更符合地震时的实际情况，以提高结构的抗震性能。

结构若一旦发生震害，控制使其发生在非关键部位或易于修复的部位。因此，有目的、合理地设置结构的薄弱部位，破坏一旦发生，不致产生严重后果，且易于修复。

设置多道传力途径即增多结构体系的超静定次数，增加了冗余约束数，使地震时必须，消耗更多能量以解除这些约束才能使结构失稳，这样可以提高结构的抗震能力。

**3.1.10**  结构及构件间的连接具有必要的强度、良好的变形能力和耗能能力能够有效地吸收地震产生的能量，减轻结构的损坏程度，防止结构因局部损坏或连接不良而导致整个结构失稳。钢筋混凝土构件如处理不当，会造成不可修复的脆性破坏。这种破坏包括：混凝土压碎、构件剪切破坏、钢筋锚固部分的粘结破坏。

**3.1.11** 码头桩基础的水平地震力，大部分是由斜桩承受，使其中的一根桩的桩顶受弯拉（简称拉桩），另一根桩的桩顶受弯压（简称压桩）。一般来讲，混凝土材料的抗压强度远大于抗拉强度，因此震害主要表现为拉桩的破坏。如果适当调整斜桩在排架中的位置，使斜桩布置在排架中支座垂直反力大的位置，承受较大的竖向压力，就可以抵消部分。

**3.1.12** 为使建筑物遭到地震破坏后能早日投入运转，规定设计应考虑便于进行震后检修和液化改良。如高桩码头设检修孔，船闸止水在地震破坏后便于更换，液化土便于改良和置换等。

3.2 抗震设防分类和设防标准

**3.2.1** 为确保重点和节约投资，将码头桩基础分为A类、B类、C类和D类四个抗震设防类别，A类抗震设防要求和类别最高，B类、C类和D类抗震设防类别依次降低。

**3.2.2** 本条可按照《中国地震动参数区划图》GB 18306的表G.1执行，具体取值可在区划图标准的附录C中查取。

**3.2.3** E1地震作用下，要求各类码头桩基础在弹性范围工作，结构强度和刚度基本保持不变。E2地震作用下，A类码头桩基础局部可发生开裂，裂缝宽度也可超过容许值，但混凝土保护层应保持完好，因地震过程的持续时间比较短，地震后，在结构自重作用下，地震过程中开展的裂缝一般可以闭合，不影响使用，结构整体反应还在弹性范围。B类、C类码头桩基础在E2地震作用下要求不倒塌，且结构强度不能出现大幅度降低，对钢筋混凝土码头桩基础，其抗弯承载能力降低幅度不应超过20%。

**3.2.4** 结合对码头桩基础震害的详细调查和分析，对震害机理开展详细研究，进一步对码头桩基础抗震设防分类、设防目标和设防标准进行深入研究。研究成果对抗震措施选用，引进了抗震措施等级的概念，使表达更为清晰，避免混淆。

**3.2.5** 液化天然气码头属于生命线工程，因此，本条明确液化天然气码头抗震设防采用的地震动参数应根据专项地震安全性评价结果确定，但不得低于现行地震动参数区划图确定的数值。

3.3 地震作用的基本要求

**3.3.1** 任何码头桩基础的抗震设防标准均不得低于本条的要求。针对我国地震区划图所规定的烈度有很大不确定性的事实，在建设部领导下，89规范明确规定了“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震性能设计目标。这样，所有的建筑，只要严格按规范设计和施工，可以在遇到高于区划图一度的地震下不倒塌——实现生命安全的目标。因此，将使用上需要提高防震减灾能力的建筑控制在很小的范围。其中，重点设防类需按提高一度的要求加强其抗震措施——增加关键部位的投资即可达到提高安全性的目标；特殊设防类在提高一度的要求加强其抗震措施的基础上，还需要进行“场地地震安全性评价”等专门研究。

**3.3.2** 对未做专门的地震安全性评价的码头桩基础工程场地，地震作用可按照《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015的附录C执行。本标准引入抗震重要性系数，对不同设防类别的码头桩基础，赋予不同的抗震重要性系数来调整地震作用，表达抗震设防水准的差别。做过专门的地震安全性评价的码头桩基础工程场地，地震作用可根据评审通过的地震安全性评价结果确定。

**3.3.3** 本标准设计基本地震加速度值直接采用《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015上Ⅱ类场地的基本地震动峰值加速度分区值，与区划图标准的表F.1是一致的，具体取值可在区划图标准的附录C中查取。此外，区划图上没有≥0.75g的区，因此表3.3.3只保留4个抗震设防烈度。根据定义，烈度表达的是一般场地上地震动强烈程度的平均特征，即与Ⅱ类场地对应。其他场地类别的地震动峰值加速度是依相应Ⅱ类场地的值调整得到的，表达的是同一烈度下场地条件对地震动的影响，并不对应另外的抗震设防烈度。

**3.3.4** 与抗震设防目标相协调，各类码头桩基础的抗震重要性系数对应的重现期列于表3.3.4。严格地讲，抗震重要性系数1.0对应重现期475年是准确的，其余的对应关系是近似的。

3.4 性能要求

**3.4.1** 考虑当前技术和经济条件，慎重发展性能化目标设计方法，本条明确规定需要进行可行性论证。

**3.4.2**  码头桩基础的抗震性能化设计，立足于承载力和变形能力的综合考虑，具有很强的针对性和灵活性。针对具体工程的需要和可能，可以对整个结构，也可以对某些部位或关键构件，灵活运用各种措施达到预期的性能目标——着重提高抗震安全性或满足使用功能的专门要求。

**3.4.3、3.4.4** 性能化设计仍然是以现有的抗震科学水平和经济条件为前提的，一般需要综合考虑使用功能、设防烈度、结构的不规则程度和类型、结构发挥延性变形的能力、造价、震后的各种损失及修复难度等等因素。不同的抗震设防类别，其性能设计要求也有所不同。

**3.4.5** 本节属于原则规定，规定了在E1和E2地震作用下，判断发生液化时，应考虑液化对结构和设施周围环境的影响和采取相关防止液化措施。

3.5 抗震设计方法分类与流程

**3.5.1** 为确保码头桩基础的抗震安全性，同时尽可能减小计算工作量，本标准对各抗震设防类别的码头桩基础、各抗震设防烈度的码头桩基础规定了相应的抗震设计要求和抗震设计内容。总的原则是要求抗震设防类别高的码头桩基础、抗震设防烈度高的码头桩基础做更精细的抗震设计。根据抗震设计要求和抗震设计内容的不同，本标准将抗震设计方法分为3类。

**3.5.2** 参照现行国内外相关抗震设计规范，本标准规定，对Ⅵ度区的B类、C类、D类桥梁，可只需满足相关构造和抗震措施要求，不需进行抗震分析；对Ⅶ度、Ⅷ度和Ⅸ度区的D类桥梁，可只进行E1地震作用下的抗震计算和验算，并满足相关构造和抗震措施要求；对其他码头桩基础，则应进行E1地震作用和E2地震作用下的抗震计算和验算，并满足相关构造和抗震措施要求。

**3.5.3** 码头桩基础抗震设计采用图3.5.3抗震设计流程进行，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3.6 作用效应组合

**3.6.1** 参考国际航运协会PIANC MarCom Working Group 34: Seismic Design Guidelines for Port Structures地震荷载组合，其中竖向地震作用是以体现在地震质量的荷载分项系数上进行考虑，本标准考虑与活载的组合。

**3.6.2** 峰值地面加速度*PGA*为设计基本地震加速度值，本标准设计基本地震加速度值可按照《中国地震动参数区划图》GB 18306-2015Ⅱ类场地的基本地震动峰值加速度分区值执行，与区划图标准的表F.1是一致的，具体取值可在区划图标准的附录C中查取。

**3.6.3** 参考国际航运协会PIANC MarCom Working Group 34: Seismic Design Guidelines for Port Structures地震荷载组合，本标准考虑恒载与活载的组合，本条说明了恒载和活载地震质量的考虑，地震质量参考美国American Society of Civil Engineers: Seismic design of piers and wharves (ASCE/COPRI 61-14)和欧洲 British Standards Institution: Maritime Works-Part 1-2: General-Code of Practice for Assessment of Actions (BS 6349-1-2)抗震分析中地震质量的规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

**3.6.4** 作用效应的组合系数一般应取1.0，当有特殊规定时，组合系数按相关的具体规定取值。

**4 场地与地基**

4.1 一般规定

**4.1.1**本条提出了地基抗震设计的基本原则和方法。

**4.1.2** 本条可按照《建筑抗震设计规范》GB50011-2010第4.1.9条执行，对岩土工程勘察包括地震安全性评价的工作内容作出规定。

**4.1.3**  本条规定了码头桩基础的地基和岸坡中出现断裂、破碎带及层间错动等软弱结构面情况时的处理要求。

4.2 场地

**4.2.1** 有利、一般、不利和危险地段的根据构造活动性、场地地基和边坡稳定性及发生次生灾害危险性划分，基本沿用现行《水工建筑物抗震设计标准》GB 51247的规定。

**4.2.2** 场地土类型是表层土软硬程度的表征。场地土类型的划分方法是根据土的剪切波速或岩土软态确定的。由于土的剪切波速是通过现场实测得到的，判断精度较高，人为因素影响较小，因此选择剪切波速并沿用现行规范进行划分。

**4.2.3** 本条可按照《建筑抗震设计规范》GB 50011相关内容执行，本规定作了文字修订，将该规范中“等效剪切波速”改为平均剪切波速，含义相同，物理意义更明确。

**4.2.4** 场地类别修订可按照《建筑抗震设计规范》GB 50011相关内容执行，继续保持《水运工程抗震设计规范》JTS 146规范的划分依据。

**4.2.5** 本条说明了场地覆盖层厚度的确定方法，基本沿用现行规范。首先在4.2.4节说明场地类别如何划分划分，再说明场地划分中覆盖层厚度如何确定，顺序上更合理。

**4.2.6** 对构造物附近范围发震断裂的工程影响进行评价，是地震安全性评价的内容。本条文可按照《建筑抗震设计规范》GB 50011相关内容执行。

4.3 地基液化判别

**4.3.1** 本条规定主要依据液化场地的震害调查结果，抗震设防烈度为6度地区液化对码头桩基础造成的震害是比较轻的，为安全考虑，规定对液化敏感的码头桩基础，可按7度考虑。

**4.3.2**  液化初步判别方法结合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011，国内外历次大地震地震区土层液化情况，以及相关研究成果和经验确定。

关于第四纪晚更新世（Q3）及其以前地层液化可能性的判别，通常采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011中的条文。有些学者对该条款的适用性提出了质疑。从ACSE认可的Youd和Perkins准则看，地层年代为更新世的土，液化可能性较低，但并不排除液化的可能性(Youd等，Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1978, 104(GT4): 433-446)。已有地震现场液化资料也表明：存在全新世早期和晚更新世地层的严重液化实例。例如：Mississippi河附近低地的分汊河道晚更新世土层在1811～1812年New Madrid地震期间发生了壮观的液化现象；1886年美国南加州Charleston地震，许多晚更新世地层发生液化，地层年代为至今8.5～23万年以前；1983年美国Ms7.3级Borah Peak，Idaho地震，Lost河峡谷冲积扇边缘的晚更新世含砾土层发生了土层液化引起的大规模侧移现象；1886年美国南加州Charleston地震液化证据表明：Q3及以前土不液化的最大峰值加速度约为0.15 g [陈国兴等, 岩土力学, 2013, 34(10): 2737-2755, +2795; Robert等, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2003, 129(3): 283 - 284；Tuttle等, Journal of Geophysical Research, 1996, 101: 6171 - 6178; Martin等, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, 120(8): 1345 - 1361]。为慎重起见，规定当地质年代为第四纪晚更新世（Q3）及其以前，且设防地震动峰值加速度分区值为0.10 g，0.15 g、0.20 g时，可判别为不液化。

关于细粒土液化的可能性，我国所有现行抗震规范都规定以黏粒（粒径≤5 μm）含量作为可液化土的评价指标，不同抗震规范对其界限值稍有不同，均按不同地震烈度或峰值加速度水平取不同界限值。但现有现场液化实例和室内试验研究都表明，高细粒（粒径≤75 μm）含量≥50%或高黏粒（粒径≤5 μm）含量≥25%的低－中塑性土发生了严重液化现象。如1994年Northridge、1999年Kocaeli和1999年台湾集集地震中发现了许多含黏粒（粒径<0.005 mm）含量>15%的粉土、粉质黏土液化引起的地面破坏，并引起建筑物的严重损坏。因此，黏粒含量对识别细粒土液化的可能性都不是一个可靠的土性指标。对识别土的性态更为重要的矿物学特征与黏粒含量没有可靠的相关性，例如：为获得合理的黏性土矿物学特征的相关性，Skempton曾引入活动性指数*A*，其含义为塑性指数*PI*与黏粒（粒径≤2 μm）含量百分数的比值。已经证明，Atterberg界限值与土的应力－应变特征具有足够的相关性，不论是活动性指数*A*还是黏粒含量，都没有证明对工程实践有特别的益处，或者说，与现场观察到的地震引起的地面破坏有很好的相关性。因此，不应继续使用黏粒含量作为细粒土液化可能性的评价准则。低液限、高含水率是细粒土发生液化的良好指标，采用塑性指数*PI*、含水率*w*c与液限*LL*之比*w*c/*LL*作为细粒土液化可能性评价的指标是适宜的。Idriss和Boulanger认为*PI*=3～8的土处于类砂土到类黏性土的中间过渡状态，其*PI*值采用碟式液限仪测定，比锥式液限仪测定的液限*LL*值约小4个百分点；如换算成锥式液限仪测定的液限*LL*值，则*PI*=7～12的土处于类砂土到类黏性土的中间过渡状态。综合Boulanger和Idriss、Bray和Sincio、Seed和Cetin的液化实例调查与室内试验研究成果：*w*c/*LL*>0.80是液化实例的外包络，*w*c/*LL*≥0.85的土液化可能性很大。因此，作为排除液化可能性的液化初判条件，宜从偏于安全角度考虑，本条规定当*PI*＜12且*w*c/*LL*>0.85的土为易液化土，12＜*PI*≤20且*w*c/*LL*≥0.80的土为可液化土；*PI*＞20或*w*c/*LL*<0.80的土为不液化土[陈国兴等, 岩土力学, 2013, 34(10): 2737-2755, +2795; Bray等, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2006, 132(9): 1165-1177；Boulanger等，Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(11): 1413－1426]。

关于利用上覆非液化土层厚度和地下水位深度进行液化初判的界限值，可按照《建筑抗震设计规范》GB50011和《公路桥梁抗震设计规范》JTG 2231相关内容执行。

**4.3.3** 本条文关于液化判别的深度采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011中的规定，即对地面以下20 m深度范围的饱和砂土、粉土应采用标准贯入试验法判别。此外，场地地震液化的进一步判别宜采用多种方法进行分析、比较和判断。当有成熟经验时，尚可采用其他液化判别方法。有代表性的方法：

1）NCEER法：经Youd等修改后的Seed简化方法，是国外目前普遍采用的液化判别方法[Youd等, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, 127 (10), 817–833；陈国兴等, 防灾减灾工程学报, 2021, 41(4): 677-709, +733]；

2）砂土液化概率判别法：陈国兴等[岩土工程学报, 2006, 28(3): 301-305；Engineering Geology, 196: 305-312；Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 78(2): 945-957]依据国内外大量的地震现场液化调查和勘察资料，提出以标准贯入锤击数或剪切波速为土壤液化抗力指标、以地面峰值加速度为地震动强度指标并具有概率意义的液化判别方法；

3）静力触探试验判别法：此方法已纳入现行国家标准《铁路工程抗震设计规范》GB50011；

4）基于测试现场剪切波速和抗震设防烈度的液化经验判别法；

5）动三轴试验判别法；

6）基于室内试验导出的液化判别方法，如陈国兴等[Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2020, 146(6):04020040；岩土工程学报, 2022, 44(10): 1763–771]、周燕国等[Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2010, 136(1): 165-177]建议的液化判别方法。

**4.3.4** 规定了饱和砾性土的液化判别方法，包括砾性土液化初判条件以及基于超重型圆锥动力触探试验和剪切波速试验的砾性土液化复判公式。

原位试验是砾性土地基液化判别的首选方式。鉴于常规的标准贯入试验和静力触探试验在砾性土地基上难以实施，超重型圆锥动力触探试验就成为评价砾性土地基性能的优选技术手段。该技术在我国已经有六十年应用历史，经济简便，可给出土层连续测试数据，是具有中国特色的现场试验技术，被国外学者称为CDPT（Chinese Dynamic Penetration Test）。中国地震局工程力学研究所的科研人员，根据2008年我国汶川地震液化调查结果，提出了具有中国特色的砾性土液化判别方法。方法由砾性土层液化初判条件以及基于CDPT和剪切波速的液化判别公式组成，复判公式按两种模式构造，一种为适于欧美和世界其他国家的CSR模式，形成的公式称为CYY（Cao, Youd and Yuan）公式，另一种公式以双曲线模型构造，适于我国使用。本条提出的砾性土液化初判条件以及复判公式，通过了全球五个国家29个历史地震砾性土液化场地的实测检验。公式中的调整系数*β*，对于实际地震动可按*β*=0.17*M*s-0.29计算。

**4.3.5** 本条规定了液化土层设计参数修正的方法。

**4.3.6** 本条给出了土层的液化影响折减系数取值。

**4.3.7** 本条给出了根据标准贯入锤击数计算土层的液化抵抗率的方法。

**4.3.8** 本条提供了一种简化的预估液化危害的方法，对场地的喷水冒砂程度、一般浅基础建筑的可能损坏，做粗略的预估，以便为采取工程措施提供依据。液化等级的名称为轻微、中等、严重三级；各级的液化指数、地面喷水冒砂情况以及对建筑危害程度的描述见表4.3.8，系根据我国百余个液化震害资料得出的。

**表4.3.8 液化等级和对建筑物的相应危害程度**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **液化等级** | **液化指数**  **（20m）** | **地面喷水冒砂情况** | **对建筑的危害情况** |
| 轻微 | <6 | 地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点 | 危害性小，一般不致引起明显的震害 |
| 中等 | 6~18 | 喷水冒砂可能性大，从轻微到严重均有，多数属中等 | 危害性较大，造成不均匀沉陷和开裂，有时不均匀沉陷可能达到200mm |
| 严重 | >18 | 一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显 | 危害性大，不均匀沉陷可能大于200mm，高重心结构可能产生不容许的倾斜 |

**4.3.9** 规定了土层液化概率及地基液化概率等级的计算方法。

国内外液化概率评价方法已经有较多研究，我国现行《核电厂抗震设计标准》GB50267也给出了液化概率计算公式。这些方法形成时采用CSR理论以及对实测数据回归的完全数学方法，其液化临界曲线在土层埋深超过10m时不甚合理，同时由于目前液化数据不具有完备性，导致方法结果差异较大，也与已有较为成熟的确定性判别方法难以协调。

袁近远等提出单变量（UB，univariate-based）概率计算模型并由此给出了本规程的液化概率计算公式，突破了确定性-不确定性两种理论方法之间的掣肘，实现了确定性公式和概率公式间的良好衔接，使两种理论优势在液化概率计算中均得到了充分发挥。本条新公式中主控参数对液化概率的贡献度，标贯锤击数的贡献度综合了核电厂抗震设计标准的研究成果以及Liao SC等、潘建平和孔宪京等的研究成果。

**4.3.10** 本条根据码头桩基础抗震设防分类和地基液化等级，提出地基的抗震液化措施要求。

**4.3.11~4.3.13**  规定了消除液化震陷和减轻液化影响的具体措施，这些措施都是在震害调查和分析判断的基础上提出来的。

对地基中的可液化土层，应查明其分布范围，分析其危害程度，根据工程实际情况，选择合理工程措施。具体工程措施很多，从本质上可以归纳为以下几方面：改变可液化土的性质，使其不具备液化条件，如采用振冲加固或挤密碎石桩加固后构成复合地基等；改善排水条件，限制地震时空隙水压力的产生和增长；置换可液化地基土；越过可液化地基土层，如采用桩基础；围封可液化地基，消除或减轻液化破坏的危害性。

条文中规定是较常用的方法。若液化土层埋深浅，工程量小，可采用挖除换土法，该方法造价低、施工快、处治彻底，不留后患。强夯法也多有采用，加密深度可达10 m以上。

**5 地震作用**

5.1 一般规定

**5.1.1** 液化场地码头桩基础需考虑2种作用：惯性作用和运动作用，在这2种作用下，结构的性能需在可接受范围内。

**5.1.2** 由于地震波的传播方向与码头桩基础走向之间的关系是随机的，而大部分码头桩基础在一个方向的尺寸一般总大于另一个方向。故规定抗震设计中根据码头桩基础的类型，可对纵、横两个方向或其中一个方向进行验算。

**5.1.3** 地震时任何时刻都可以将地面运动分解成三个相互垂直的分量，即两个水平向，一个垂直向。大量实测地震记录表明，任何两个相互垂直的水平向分量，其最大值和频谱组成都很接近，竖向分量最大值一般为水平分量的1/2~2/3。本规范采用了竖向地震系数*Kv*，为水平向地震系数*KH*的2/3倍。

震害表明，在震中附近高烈度区，竖向地震的影响十分明显。参照国内外有关抗震规范，对于重力式、重力墩式码头和船闸建筑物，当抗震设防烈度为8度、9度时，需同时计入竖向地震力，力的方向取对结构不利的方向。因三个互相垂直的地震作用分量最大值，并不同时出现，其间有一个时间上的遇合问题，为简化计算，采用0.5的组合系数。

**5.1.4** 采用振型分解反应谱法或时程分析法同时考虑水平向X、Y与竖向Z的地震作用时，可分别计算水平向X、Y与竖向Z地震作用下的效应，其总的地震作用效应按本条规定进行组合。对不需要考虑竖向地震作用的情况，按竖向地震作用效应为0处理。

**5.1.5** 码头分设为前后方桩台者，彼此用建筑缝分开。地震中发现前后方桩台相互碰撞很严重，模型试验亦是如此。若将前后方桩台作为两个独立体，并考虑相互碰撞作用，用动力法计算，就非常困难，且难以保证计算结果的精度。若将前后方桩台两者视为一个整体，用本规范推荐的计算公式和参数进行计算，其结果与震害情况大体吻合，从模型试验中也得到验证。采用这种假定，计算简单，便于设计人员使用。

**5.1.6** 本条对计算地震惯性力时重力和土体重度做出了规定。

5.2 设计加速度反应谱

**5.2.1** 水平地震系数*KH* ，本标准沿用了《水运工程抗震设计规范》JTS 146的规定。

本标准结合水运工程建筑物的特点，沿用《水运工程抗震设计规范》JTS 146的规定，确定了反应谱的参数值。在同一次地震作用下对应每一个阻尼比有一条谱曲线，设计反应谱是对应阻尼比绘制的。大量实测资料表明水运工程建筑物阻尼比基本靠近0.05。

本标准沿用了《水运工程抗震设计规范》JTS 146场地类别和设计地震分组确定特征周期的规定。特征周期不仅与场地类别有关，而且还与设计地震分组有关，能更好地反映震级大小、震中距和场地条件的影响。

5.3 设计地震动加速度时程

**5.3.1~5.3.3** 这3条规定可按照《工程场地地震安全性评价》GB17741的相关内容执行，鉴于其中有些条文比较概括，也参考了该规范前两个版本的具体规定。

5.4 地震动土压力

**5.4.1** 针对液化场地，绝大多数现行工程抗震设计规范均对桩基抗震设计作出了详细规定和说明，并且考虑了因场地液化引起的土体变形对桩工作状态的影响,不同的只是各规范采用的地基土反力系数有所差异。参考日本《公路工程抗震设计规范》(JRA)的地基土反力系数处理方法，针对可液化水平场地，本标准桩基在侧向荷载作用下设计采用能够反映土体液化效应且可用地基土反力系数表示的地震系数法，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

5.5 地震动水压力

**5.5.1** 参考日本《公路桥梁抗震设计规范》(JRA)的地震动水压力处理方法，本条考虑完全被水包围的柱状结构上的地震动水压力计算问题，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

5.6 侧扩流土压力

**5.6.1** 当根据第5.6.2条的规定判定地面发生影响码头桩基础的侧扩流，并根据第5.6.3条的规定设置地面作用在码头桩基础上的侧扩流土压力时，可认为满足本条。

**5.6.2** 参考日本《公路工程抗震设计规范》(JRA)的土体液化侧扩流引起桩的受力验算处理方法，考虑了作用于桩的土压力，给出了土体液化侧向扩流作用于桩上侧推力的计算方法，本条考虑发生液化侧扩流的两种情况。

**5.6.3** 侧扩流土压力计算分为两种情况：在考虑侧向扩展影响范围内的位于非液化层的结构侧扩流土压力和对于可液化层之上没有非液化层而使地表发生液化的地面。

5.7 桩土相互作用

**5.7.1****、5.7.2** 惯性作用和运动作用是复杂的，会随着液化土体的运动以及地表土层刚度的变化而发生一定程度的改变。在地震过程中上部结构会发生明显的塑性屈服从而导致基础受到的来自上部结构的惯性荷载发生变化。当用等效非线性静力分析方法去分析惯性作用和运动作用时，必须考虑的事情是惯性作用的峰值和运动作用的峰值之间存在一定的相位差。需要说明的是，有时桩的最大响应在惯性荷载和运动荷载方向相反时出现。

# 6 抗震分析

6.1 一般规定

**6.1.1、6.1.2** D 类码头桩基础是指位于三、四级码头上的抗震次要的码头，只要求结构在 E1 地震作用下基本不损伤，所以可以只考虑进行一阶段抗震分析与设计。

6.2 建模原则

**6.2.1**质量是决定地震需求最重要的因素之一。高估或低估质量将导致按比例高估或低估地震需求。规定了建模中的质量考虑要求，还应包括码头固定装置的质量，若桩直径大于0.05m需要考虑水动力质量；部分位于码头承台3m 内的起重机质量需要包括在抗震质量中，因为通常情况下，起重机质量的底部3m将对码头地震位移需求有贡献。

**6.2.2、6.2.3**由于非规则码头桩基础动力特性的复杂性，采用简化计算方法不能正确地把握其动力响应特性，要求采用有限元法建立动力计算模型，并可采用振动台物模试验等方法验证有限元计算结果的合理性，这是进行码头桩基础抗震设计的基础。

**6.2.4**在建立一般非规则桩基码头动力空间模型时宜建立整体计算模型，但对于很长的码头， 可以选取具有典型结构或特殊地段或有特殊构造的多排桩基进行地震反应分析。这时应考虑相临桩基对边界条件的影响。

**6.2.5**在数值模拟中，本构模型的合理选取直接关系到数值模型能否真实再现动力过程中土体的实际受力特性。饱和砂土的本构模型采用土的多屈服面塑性本构模型模拟。该模型基于初始多屈服面塑性理论(Prevost模型理论框架)，采用多屈服面方法模拟砂土循环滞后反应，特别考虑液化引起中密砂、密砂永久剪应变积累效应，并引入合适的加载－卸载流动法则模拟循环荷载输入下砂土的偏体应变耦合效应(膨胀砂土的收缩、理想塑性和膨胀特性)，重现试验观察到在大的循环剪切荷载输入下砂土出现的明显膨胀趋势及循环剪切刚度和强度增大(循环流滑机理)的现象。

**6.2.6**规定了非线性时程分析中，桩基础的建模方法，所使用的本构模型应能够准确描述桩截面的力学特征。

**6.2.7** 桩–土动力相互作用简化力学模型考虑：

（1）考虑群桩效应的*p*-*y*曲线的修正、土体液化前*p*-*y*曲线的修正、土体液化后*p*-*y*曲线的修正均进行了一定的数据拟合，设计者可根据实际情况进行调整。

（2）考虑微倾场地的*p-y*曲线的修正中是通过数值模拟计算得到的p-y曲线的极限土压力。

（3）如果设计者发展了新的*p*-*y*曲线也可以依据本标准进行结构抗震验算。

6.3 侧向模态分析法

**6.3.1**采用弹性刚度法，可以得到合理的码头位移需求估计。

**6.3.2** 由于桩基长期埋置在土体中，边缘码头的抗震侧阻力大多由向靠陆侧桩提供。靠海侧桩主要用于抵抗重力荷载，可能提供约10%的整体抗震侧阻力。这种结构造成了码头的质心和有效刚度中心之间的偏心，在纵向激励下会引起结构的扭转响应。将纯横向激励下计算得到的位移需求乘以考虑扭转响应、纵向和横向同时激励以及伸缩缝相互作用的动态放大因子，可以确定管段末端临界桩的位移需求。采用非线性时程分析方法，采用下、上界土弹簧条件下的E1和E2两种地面运动作用下的动力放大系数 DMF进行计算。

不需要进行起重机与码头之间的相互作用分析的码头：

E1作用，DMF=1.80-0.05*LL*/B≥1.10

E1/E2作用，下侧土弹簧，DMF=1.65-0.05*LL*/B≥1.10

CLE/DE，上侧土弹簧，DMF=1.50-0.05*LL*/B≥1.10

相连的码头外部单元：

E1作用，DMF=1.55-0.04*LL*/B≥1.10

E1/E2作用，下侧土壤弹簧，DMF=1.35-0.02*LL*/B≥1.10

E1/E2作用，上侧土壤弹簧，DMF=1.16-0.02*LL*/B≥1.10

相连的码头内部单元：

DMF=1.10

式中：*LL*——最短外码头单元长度；

B——码头单元宽度。

**6.3.3**有效割线刚度*k*e为从推覆曲线原点到桩中形成的第一个塑性铰点的直线的斜率，等效弹性阻尼代表弹性和滞后阻尼的确定纯横向位移对每次迭代的需求。



**图6.3.3 码头有效系统刚度**

屈服位移∆*ys*由近似双线性的弹性阶段和后屈服阶段的交集确定。应当使用“等能量”方法来估计系统推覆曲线的近似双线性。双线性曲线对于E1地震，应在估计位移需求∆*t,n-1*下确定。系统屈服位移将始终大于桩在第一次屈服时的位移。迭代*n*次的系统位移延展性需求*μn*，确定如下：

*μn* =  (6.3.3-1)

第*n*次迭代时的有效系统阻尼如下:

*ξeff,n* =0.10 +0.565 (6.3.3-2)

当，基于纯横向激励的码头横向位移需求可视为收敛。一旦横向位移需求收敛，则使用*DMF*对结果进行修正。

6.4 拟动力分析法

**6.4.1** 自由液化场地动力分析是桩－土动力相互作用分析重要步骤之一，对简化计算方法分析结果产生显著的影响，已经开发很多用于自由场地动力分析的程序，设计者需要根据实际情况谨慎选取分析程序。目前已经开发很多用于自由场地动力分析的程序，如SHAKE程序、WAVE程序、SRANG程序和CYCLIC 1D等程序，本标准宜采用OpenSee有限元软件建立拟动力分析模型。

**6.4.2** *p-y*弹簧中将一个阻尼器和弹性元件并联进而模拟远场土体的弹性响应和辐射阻尼现象。裂缝元件由一个拖曳单元和闭合单元并联组成，可以模拟出桩土界面出现的裂缝及滑移现象。采用euqalDOF命令使得*p*-*y*弹簧的一组节点与桩节点在水平方向和竖直方向位移完全相同，同时固定*p*-*y*弹簧另一组节点水平向和竖向的自由度，两组节点之间建立零长度单元，将*p*-*y*弹簧集成在零长度单元中。

**6.4.3**拟动力分析过程中，桩基础受到来自换填土的横向荷载以及来自上部结构的惯性荷载，当采用非线性土弹簧（*p-y*曲线）对桩－土相互作用进行模拟时，需要考虑土体液化特性的对*p-y*曲线进行修正，可按附录D确定*p-y*曲线。

**6.4.4**目前已经开发很多用于自由场地动力分析的程序，设计人员可选择使用已有的一维非线性有限元程序，获得自由场位移和孔压。

**6.4.5** 应当根据实际土层条件和桩基信息选择合适的土体本构与桩基本构。

**6.4.6**拟动力分析模型基于以下基本近似假定：

(1) 桩为线弹性各向同性均质体；

(2) 受拉、受压条件下弹性模量相等；

(3) 桩保持竖直且横截面不变；

(4) 桩的横向变位很小；

(5) 弯曲荷载作用下桩的水平断面保持平面（Bernoulli-Euler梁理论）；

(6) 远离桩的地基视为自由场地 ；

(7) 桩简化为梁－柱单元质点体系；模拟为梁单元；

(8) 桩的质量集中于不同土层界面上；

(9) 桩周土与桩的振动相同，桩周土简化为土的集中质量体系，并附到桩的集中质量体系之上；

(10) 自由场地与附加土体的桩之间采用构建的宏单元实现动力相互作用。

6.5 反应谱法

**6.5.1~ 6.5.3**由于反应谱仅能给出结构各振型反应的最大值，而丢失了与最大值有关且对振型组合又非常重要的信息，如最大值发生的时间及其正负号，使得各振型最大值的组合陷入困境。因此，对非规则结构即使结构是处于线弹性状态，反应谱法仍不能完全代替时程分析方法。根据随机过程理论导出了线性多自由度体系的振型组合规则 CQC 法，较好地考虑了频率接近时的振型相关性，克服了 SRSS 法的不足。

6.6 时程分析法

**6.6.1**非线性时程分析是对液化码头桩基础抗震分析最精确的方法。由于桩的非弹性特性可以直接反映在响应中，因此可以同时施加纵向和横向激励，并且可以直接模拟运动节点的复杂性。

**6.6.2**一组时程分析结果只是结构随机响应的一个样本，不能反映结构响应的统计特性， 因此，需要对多个样本的分析结果进行统计才能得到可靠的结果。本条参照《公路桥梁抗震设计规范》JTGT 2231-01的相关内容执行。

**6.6.3**时程分析法的计算结果，依赖于地震动输入以及阻尼参数的选取，如地震动输入选择不好，或者阻尼参数选取不恰当，均可能导致计算结果偏小，因此，线性时程分析法的计算结果应与反应谱法计算结果相互校核，以保证选取合适的地震波和阻尼参数。

**6.6.4、6.6.5**非线性时程分析方法采用OpenSees有限元软计算时，依次对数值模型进行弹性和塑性计算。进行弹性计算时，保持土体为弹性状态，应用OpenSees中InitialStateAnalysis命令，保证土体初始应力状态以及孔压不改变的情况下，使土体位移归为零。然后，在此状态下进行模型的塑性计算。整个计算流程中，为了满足实际加载条件并保证计算上的收敛，按5步进行计算分析。

# 7 结构抗震验算

7.1 一般规定

**7.1.2** 为了码头桩基础在E2地震作用下发挥延性变形能力和耗能能力，防止码头结构出现脆性破坏，地震作用下桩基础不应损伤，桩基础的抗剪应按能力保护设计原则设计。而桩基础一旦发生损伤后很难发现和修复，因此要求在E2地震作用下应基本不发生损伤，也应按能力保护设计原则设计。

**7.1.4** 码头桩基础抗震设计中，桩的位移能力需大于桩的位移需求。

7.2 性能要求

**7.2.1** 针对E1地震作用，表7.2.1-1提供了在“可正常使用”性能水平内允许的材料应变的最大值；针对E2水平地震，表7.2.1-2提供了在“不需修复或经简单修复可继续使用”性能水平内允许的材料应变的最大值，表7.2.1-3提供了在“保护生命安全”性能水平内允许的材料应变的最大值。 针对E2水平地震，混凝土桩、钢桩应进行失稳检查。

7.3 桩基承载力

**7.3.1**弯矩-曲率分析基于应变协调和力平衡的原理，显示了与截面曲率范围相关的弯矩。

**7.3.2**考虑下拉荷载作用时，应仅考虑桩端阻力和桩底摩阻力对下拉荷载的影响，并且需要确定下拉荷载沿桩身分布的范围。轴向承载力计算中需要考虑t-z弹簧。当满足下式关系式，可不考虑结构所受偏压荷载作用，否则应参照国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定予以一定考虑：

*F*/*W*DL≥4△*d*/*H′* (7.3.2-1)

式中：*F——*由推覆分析确定的侧向力；

*W*DL*——*码头有效自重；

△*d——*位移需求；

*H′——*最大埋地力矩到承台重心的距离；

**7.3.3**基于混凝土承载力、横向配筋和轴向载荷组合设计桩的抗剪承载力。

**7.3.4** 混凝土抗剪强度*Vc*为延性需求和混凝土强度的函数，曲率延性需求*μφ*应在需求位移处计算，可使用以下公式计算：

*μφ* =1+=1+ (7.3.4)

式中：*θp,dem——*位移要求下的塑性曲率；

*φy——*理想屈服曲率；

*Lp——*塑性铰区长度；

**7.3.5** 横向配筋的抗剪强度*Vs*为横向配筋量的函数。

**7.3.6** 轴向荷载对桩身剪切承载力的贡献*Va*，是基于非线性推覆分析计算的最小轴向荷载产生的位移需求，包括起重机的功能丧失。

**7.3.7** 桩身剪力需求*Vo*按照如下计算：

*V0=*1.25(*Mp,top+Mp,in-ground*)*/H* (7.3.7-1)

式中：*Mp,top*——桩身顶部塑性铰处的塑性弯矩承载力，包括起重机恒载作用下轴向荷载的影响；

*Mp,in-ground*——埋地桩段塑性铰处的塑性弯矩承载力，包括起重机恒载作用下轴向荷载的影响；

*H*——桩顶塑性铰中心到埋地桩段塑性铰中心的距离。

由于恒载和横向地震位移需求的影响而产生的附加次力(*P*-∆)应包括在E1和E2地震动的分析中，以下情况下可以忽略*P*-∆效应：

 (7.3.7-2)

式中：*F——*在位移需求下考虑的码头带的总横向地震力，由推覆曲线确定；

*WDL——*考虑码头地带的有效静载；

*∆d——*位移需求；

*H′——*最大埋地力矩到承台重心的距离；

由于桩已经形成了塑性铰，所以桩身的剪力需求几乎相同；抗剪承载力强度折减系数提供了设计稳定期，E1地震作用，应防止桩身出现剪切损伤，因此提供保守的强度折减系数，E2地震作用，桩身预计会发生破坏，因此可以在不考虑强度折减系数的情况下计算桩的抗剪承载力，以此评价桩的实际抗剪承载力。

**7.3.8**码头的设计采用弱柱(桩)、强梁(承台)的概念，在此概念中，弱柱(桩)可以出现塑性铰，要求强梁(桩承台)不形成塑性铰或产生任何永久变形，承台属于能力保护构件，需要设计成比相邻的延性构件、桩具有更大的能力。根据非线性推覆分析确定桩身剪力需求*Vo*，桩身塑性剪力受桩身塑性铰与塑性铰的抗弯能力影响，为了防止桩的剪切破坏，计算得到桩体剪力需求*Vo*应当比桩体塑性剪力大25%。

7.4 稳定性验算

**7.4.1** 参考美国The Port of Los AngelesCode for Seismic Design, Upgrade andRepair of Container Wharves (POLA SEISMIC CODE 2010)抗震设计中侧向扩展场地岸坡稳定性的规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。岸坡静力稳定性分析是码头设计的基本要求，码头后端23m区域通常用于终止交通，其余陆地荷载用来计算由于集装箱存储的持续荷载，施工期间码头后面的内陆区域通常不用于集装箱储存，因此，陆地荷载值不小于12356 N/m2。

**7.4.2** 参考美国The Port of Los AngelesCode for Seismic Design, Upgrade andRepair of Container Wharves (POLA SEISMIC CODE 2010)抗震设计中侧向扩展场地岸坡稳定性的规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。分析中需要考虑岸坡后方的陆地荷载、救援荷载，考虑该荷载对边坡变形的影响。

**7.4.3** 参考美国The Port of Los AngelesCode for Seismic Design, Upgrade andRepair of Container Wharves (POLA SEISMIC CODE 2010)抗震设计中侧向扩展场地岸坡稳定性的规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。对地震后岸坡进行静力稳定性分析，以确定地震后岸坡是否稳定。

7.5 变形能力验算

**7.5.2** 等效塑性铰长度通过以下方法确定：

采用销钉钢管混凝土桩顶铰的塑性铰长度可取:

*Lp*=0.3*fyedbl*+*dgap* (7.5.2-1)

式中：*dgap*——钢桩顶部与承台底之间的距离；

*d*bl——加固销钉直径；

*fye*——加固销钉预期屈服强度；

对于直径为0.5m至0.8m的桩，可按照公式7.5.2-2的计算塑性铰长度。对于直径较大的桩，可采用较短的塑性铰长度进行铰缝。

*Lp*=2*Dp* (7.5.2-2)

式中：*Dp*——桩直径。

**7.5.3**对于无支撑长度较大的桩，桩身与桩顶塑性铰到反倾点的距离不均匀。因此，位移能力的计算变得更加复杂，上述方法无法提供准确的计算结果。因此，应采用详细的推覆分析，定义适当的塑性曲率或旋转极限，以确定位移能力。

**7.5.4** 桩身容许位移可按下式计算：

∆*d*= (7.5.4-1)

*LP*1=0.08*H+*0.022*fyds*≥0.044*fyds* (7.5.4-2)

*LP*2= (7.5.4-3)

*LP*=min(*LP*1;*LP*2) (7.5.4-4)

式中：*H*——桩塑性铰截面到反弯点的距离；

*φp,m——*E2地震作用下桩身极限应变处对应的塑性曲率；

*θd*——桩身塑性铰区域的最大容许转角；

*Lp——*等效塑性铰长度；

*b*——矩形截面的短边尺寸或圆形截面的直径；

*fy*——纵向钢筋抗拉强度标准值；

*ds*——纵向钢筋的直径。

# 8 抗震措施

8.2 抗震措施

**8.2.2~8.2.4** 规定了桩－桩帽、桩帽－上部结构、桩－承台连接的构造措施。

**8.2.5**  应避免高桩码头的剪切破坏早于弯曲破坏发生。

**8.2.6** 高桩码头前方桩台多设叉桩，刚度较大，后方桩台多为直桩，刚度较小，地震时，由于两者的振动特性不同，导致碰撞。在前后方桩台的缝中填充一些缓冲材料，如木板、橡皮条、油毡等，就可以减少碰撞的不利影响。

**8.2.7** 换土适用于埋深较浅的会发生液化的砂土， 增加的土密度宜采用振冲法、挤密碎石桩法，胶结固化土、增设排水通道应根据土类而确定，增加覆盖压力的方法可采用增填上覆土层。

**8.2.8** 规定了处理液化地基的深度要求。

# 9 桩基施工

9.1 一般规定

**9.1.1** 码头施工应综合考虑各种因素等因素，考虑当前技术和经济条件，进行可行性论证。

**9.1.2** 码头施工区挖泥对接岸结构稳定影响较大，特别是挖泥施工的超宽、超深量是控制岸坡稳定的一个重要因素。工程中有些项目因为挖泥设备选用和施工工艺不合理造成岸坡坍塌；有些项目没有很好控制岸坡开挖的超深、超宽量，引起岸坡变形以致失稳。在码头区挖泥前，要根据土质、设计要求，合理选用挖泥船机和施工工艺，严格控制好超宽、超深量满足设计要求，保证岸坡施工安全。

**9.1.3** 本条可按照《码头结构施工规范》JTS-215、《港口工程桩基规范》JTJ 254和《水运工程质量检验标准》JTS 257的相关内容执行，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

**9.1.4** 本条对码头桩基础施工船舶作出规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

**9.1.5** 本条对码头桩基础竣工验收作出规定，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

9.2 结构施工

**9.2.1** 在工程项目中，现场调查需根据工程总体平面图及码头规模、结构形式、建筑物离岸远近、地物、地貌和周边原有建筑物而定，也要视施工单位的测量技术装备各情况及人员技术水平综合考虑。

**9.2.2** 本条可按照《高桩码头设计与施工规范》JTS 167相关内容执行，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

**9.2.3** 本条可按照《水运工程质量检验标准》JTS 257相关内容执行，除应符合本标准外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

**9.2.4** 规定管桩桩芯混凝土与上部结构混凝土分开浇筑主要考虑以下因素：管桩桩芯混凝土一般设计微膨胀混凝土，混凝土性能与标号与上部结构混凝土不尽一致；管桩桩芯混凝土与上部结构混凝土同时浇筑时，管桩桩芯混凝土底模承受压力大，浇筑过程易造成底模脱落。由于上部结构钢筋影响，桩芯混凝土浇筑高度大，混凝土易产生离析，桩芯混凝土不易振捣密实；桩芯混凝土大多处于水位变动区，易造成管桩内进水，影响桩芯和上部结构混凝土施工质量。

**9.2.5** 码头岸坡施工失稳的教训较多，特别是在极端低水位期间，岸坡回填施工易发生岸坡变形以致失稳。故岸坡施工要加强岸坡变形监测，发现异常情况，及时分析，解决。

**9.2.6** 在液化场地或软弱土层场地，为避免地震时因地基失效而导致码头倾斜或垮塌，码头桩基础应穿过液化土层或软土层。

**9.2.7** 考虑施工过程中尽量避免可液化土层液化的发生，选择合适的沉桩方法与施工频率。

# 10 桩基检测与地震监测预警

10.1 一般规定

**10.1.1** 根据监测结果采取调整既有码头桩基础结构加固设计或施工方案的技术措施，不良地基土的码头桩基础工程应在施工期间进行监测。

**10.1.2** 规定了需要确定桩极限承载力的情况。

**10.1.3、10.1.4** 码头桩基础工程的检测需要根据现场安装和施工条件及时调整，当发现检测或监测数据异常时，应查找原因，重新检测。

10.2 检测工作程序

**10.2.1** 规定了桩基检测的程序，对检测结果进行评价，不符合的需要重新检测，并扩大检测范围，当现场操作环境不符合仪器设备使用要求时，应采取有效的防护措施。

**10.2.2** 桩检测应对桩位偏差、断面尺寸、桩长和矢高进行检验，大直径嵌岩桩的检测，应根据土体岩性检验桩底10m范围内有无溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

**10.2.3** 规定了桩基检测工作程序中调查和资料收集需要注意的问题。

**10.2.4** 规定了桩基检测方案中需要注意的问题。

**10.2.5** 规定了检测报告包含的内容。

10.3 监测分析与预警判定

**10.3.1** 液化场地码头桩基础工程风险较高，破坏后果严重，因此规定对液化场地码头桩基础工程进行监测，并明确了必须监测的项目，其他监测项目应根据码头桩基础工程施工的技术特点、难点和岸坡环境，由设计单位确定。监测工作可为评估液化码头桩基础工程安全状态、预防灾害的发生、避免产生不良社会影响以及为动态设计和信息法施工提供实测数据，也是完善设计理论、设计方法和提高施工水平的重要手段，其监测内容与监测技术要求均应符合设计要求，故本条作为强制性条文应严格执行。从发展趋势来看，码头桩基础结构安全监测与安全评价系统已成为码头建设工程的一部分，因此，本次修订增加了码头桩基础结构监测设施的要求。

**10.3.2** 该条给出了液化场地码头桩基础工程监测工作的组织和实施方法。为确保桩基础工程监测工作顺利、有效和可靠地进行，应编制码头桩基础工程监测方案，本条给出了码头桩基础工程监测方案编制的基本要求。

**10.3.3** 液化场地码头桩基础工程监测范围及监测点布置应满足对监测对象的监控要求，监测点应布置在岩土体、桩基础或结构及构件的受力、变形的关键特征部位。

**10.3. 4**为做好液化场地码头桩基础工程监测工作，本条给出监测工作的最低要求桩基础工程监测频率的确定应以能系统反映监测对象所测项目的重要变化过程而又不遗漏其变化时刻为原则。

**10.3.5** 本条给出了桩基变形监测方法的基本要求；无论采用何种监测手段，确保监测数据的有效性和可靠性是选择监测方法的前提条件。

**10.3.6** 液化码头桩基础结构变形值的大小与岸坡高度、地质条件、水文条件、桩基础类型、桩顶荷载等多种因素有关，变形计算复杂且不成熟，国家现行有关标准均未提出较成熟的计算理论。因此，目前较准确地提出液化场地码头桩基础结构变形难以提出统一的判定标准，给出预警值也是困难的，工程实践中只能根据地区经验，采取工程类比的方法确定。本条给出了液化码头桩基础工程地震监测期间应报警和采取相应的应急措施的几种情况，报警值的确定需要考虑桩基础类型、岸坡稳定性、码头结构安全等级对变形的敏感程度等因素。

**10.3.7** 本条给出了液化码头桩基础工程监测报告应涵盖的基本内容。

**10.3.8** 对地质条件特别复杂的、采用新技术治理的一级码头桩基础工程，由于缺少相关的实践经验和试验验证，为确保工程安全和发展工程监测理论及技术应建立有效的、可靠的监测系统获取该类码头桩基础工程长期监测数据。