

· 港 口 ·



双向水平地震作用下高桩码头地震效应 组合方法研究^{*}

高树飞，荆范礼，冯云芬

(聊城大学 建筑工程学院，山东 聊城 252000)

摘要：高桩码头在双向水平地震作用下会出现扭转效应，我国码头设计规范对此并无具体规定，但国内建筑结构设计规范和国外码头设计规范一般是将结构在两个主轴方向的单向水平地震作用效应进行组合来处理类似问题。为验证规范中的组合方法对码头的适用性和准确性，选取30组双向水平地震动记录，对码头案例进行时程分析和振型分解反应谱分析。按规范的组合方法计算反应谱分析得到的桩基内力，再计算组合值与时程分析所得内力之比，并进行统计分析。对内力比均值进行回归分析，以提出桩基内力修正系数计算公式。研究结果表明：1) 双向地震作用下桩基内力比单向地震作用下大得多，抗震分析时应考虑双向地震的影响。2) 相较于国外码头设计规范所用的组合方法，采用国内建筑规范中的平方和方根法组合得到的内力与时程分析结果的相关性更好，所得内力比服从对数正态分布且均值接近1，离散程度较小，建议将此法用于码头抗震分析。3) 对于长周期码头结构，组合方法会低估地震反应，应使用所提出的公式对桩基内力予以修正。

关键词：高桩码头；双向水平地震作用；时程分析；振型分解反应谱分析；扭转效应

中图分类号：U656.1+13

文献标志码：A

文章编号：1002-4972(2024)01-0022-09

Combination rule of seismic effects for pile-supported wharves under bi-directional horizontal ground motions

GAO Shufei, JING Fanli, FENG Yunfen

(School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252000, China)

Abstract: Torsional effect will occur in pile-supported wharves under bi-directional horizontal ground motions. The Chinese code for wharf seismic design does not provide specified provision for that phenomenon. Nevertheless, in domestic code for seismic design of buildings and foreign wharf codes, similar problem is addressed by combining the effects of action in two principal horizontal directions of the structure under single directional ground motion. To verify applicability and accuracy of the combination rules from aforementioned codes in pile-supported wharves, 30 pairs of horizontal ground motion records are selected to conduct time history analyses and modal response spectrum analyses for different wharves. The internal forces of pile determined by spectrum analyses were combined in accordance with rules in codes, and the internal force ratios of combined values and forces from time history analyses are calculated. Then statistical analysis is conducted on the internal force ratios, and the formula of correction coefficient for internal forces is proposed by the regression analysis of average values for force ratios. The results show that: 1) The internal forces of pile under bi-directional ground motions are much larger than those of single ground motion. Thus, the seismic analysis of wharf should consider the effect of bi-directional motions. 2) The correlation between the internal forces determined by the square root of the sum of the squares (SRSS) rule in the Chinese building code and the time history method is better than that of the combination rule in

收稿日期：2023-04-11

*基金项目：山东省自然科学基金资助项目(ZR2018BEE046)；聊城大学科研基金资助项目(318012111)

作者简介：高树飞（1989—），男，博士，副教授，从事港口工程结构抗震研究工作。

foreign wharf design code. The internal force ratio determined by the combination rule in Chinese code obeys lognormal distribution and its average values approach the value of one, with a smaller dispersion of force ratio. Consequently, SRSS rule is recommended for seismic analysis of wharves under bi-directional ground motions. 3) For long-term pier structures, the combination method may underestimate the seismic response, and the proposed formula should be used to correct the internal forces of the pile foundation.

Keywords: pile-supported wharf; bi-directional horizontal ground motions; time history analysis; modal response spectrum analysis; torsional effect

地震波在三维空间传播, 其引起的地震动包含3个平动分量和3个转动分量。由于在强震观测中转动分量难以记录, 一般只记录3个平动分量, 即1个竖向分量和2个正交水平分量。竖向地震作用对于大跨、长臂结构影响较大, 对一般的低矮建筑物影响较小, 因此在工程抗震设计时对大部分结构主要考虑双向水平地震作用的影响。由于双向地震作用同时激励下的地震反应分析较为复杂, 所以对于在设计时如何处理双向水平地震作用, 诸多学者开展了大量研究^[1-2], 主要提出了两种解决方法, 方法1是将两个水平地震动分量分别作用于结构的两个主轴方向上, 得出两个方向上的单向最大地震作用效应, 然后将两个方向的作用效应的平方和的方根作为总的地震效应, 即常用的平方和方根计算方法, 我国GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[3]采用了该方法; 方法2是将两个方向的地震作用效应按照一定比例进行组合, 常用1个方向的效应加上另外1个方向效应的30%作为总的地震效应, 此法为欧洲规范Eurocode 8^[4]和美国码头抗震设计规范ASCE/COPRI 61-14^[5]所采纳。但是, 我国JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[6]并未采纳上述方法, 且对于双向水平地震作用如何处理无具体条文。实际上, 对于高桩码头而言, 由于岸坡一般是倾斜的, 不同桩基入土深度不同, 使码头刚度中心偏向陆侧, 造成刚度中心和质量中心存在偏心。当地震动沿纵向作用于码头时, 会发生明显的扭转效应, 增大地震反应, 因此在设计时仅考虑地震动作用于横向或纵向是不够合理和安全的。

对于类似高桩码头一样存在偏心的结构, 许多学者开展了研究。石诚^[7]通过对多层框架结构进行反应谱分析和时程分析后认为前述两种地震效应组合方法的误差不受结构偏心程度的影响; 但是柏亚双等^[8]针对多层框架结构开展研究后认为偏心较小时, 前述两种地震效应组合方法的误差相当, 偏心较大时差别较大。张宇等^[9]研究表明地震波入射角度对结构地震反应的影响很大。Wilson等^[10]认为方法1比方法2更为合理, 因为方法1不受地震波入射角度的影响, 而方法2受地震波入射角度的影响较大。前述研究针对建筑框架结构, 对于码头结构研究较少。码头与建筑框架差异较大, 码头为“强梁(板)弱柱(桩)”, 建筑框架是“强柱弱梁”, 由建筑框架得出的研究成果是否适用于码头有待斟酌。对于高桩码头, 何良德等^[11]提出了一种考虑扭转效应的地震效应简化计算方法, 但仅针对单向地震作用; 汪雨等^[12]开展了双向水平地震作用下的码头反应谱分析, 并用方法1进行地震作用效应计算。但对不同组合方法在码头中的适用性和准确性, 尚未有相关报道, 亟待开展研究。

鉴于我国规范对于双向水平地震作用下码头地震反应计算无明确规定, 本文考虑选取30组双向水平地震动记录, 对拥有不同偏心距的码头开展时程分析和反应谱分析, 考虑不同的地震波入射角度, 并将最大反应作为精确值; 然后将反应谱分析结果用两种组合方法进行计算; 再将组合后的结果与时程分析结果进行对比, 分析确定适合高桩码头的组合方法, 旨在为规范修订提供参考。

1 地震效应计算方法

时程分析法被公认为最准确的结构地震反应分析方法，采用此法确定双向地震作用同时激励下的作用效应准确值。另外，采用反应谱法计算单向地震作用效应，再对地震效应分别按两种方法进行组合，将组合结果与时程分析结果进行对比，并统计相应的误差，具体分析流程如下。

1) 选取 30 组双向水平地震动记录，两个分量中峰值地面加速度 PGA 值较大者称之为“主分量”，较小者称之为“次分量”，主、次分量均不进行调幅，以保持天然地震动分量的真实性，分别计算主、次分量的反应谱用于后续的反应谱分析。

2) 根据不同码头结构尺寸，建立有限元数值模型。考虑地震波入射角度 θ 的不确定性，在某 θ 下将第 i 组地震动记录作用在码头上进行时程分析。鉴于结构的对称性， θ 取值为 $0^\circ \sim 180^\circ$ ，角度变化的增量为 30° ；由于双向地震作用下码头会发生扭转，边角桩的地震效应最大，因此只分析角桩的地震效应，见图 1。此外， $\theta=0^\circ$ 和 $\theta=180^\circ$ 的计算结果相同，无须反复计算。提取角桩桩顶内力在整个地震动历时中的最大值 $E_{i,\theta}$ ，考虑不同 θ 后第 i 组地震动下角桩内力值 $E_{i,T}$ 按式(1)计算。

$$E_{i,T} = \max_{\theta} (E_{i,\theta}) \quad (1)$$

3) 将第 i 组地震波的主、次分量的反应谱分别单独作用于码头的横向和纵向进行反应谱分析，见图 2。在反应谱分析时采用完全二次振型组合(CQC)方法考虑平动和转动振型的耦合。在加载时存在两种工况，工况 1 为主分量作用码头横向(X 方向)，次分量作用于码头纵向(Y 方向)，工况 2 则正好相反，由此得到两种工况下的角桩内力值，考虑两种方法进行内力组合，方法 1 和方法 2 的角桩内力值 $E_{i,M}^{(1)}$ 和 $E_{i,M}^{(2)}$ 可分别按下式计算：

$$E_{i,M}^{(1)} = \sqrt{E_{i,X}^2 + E_{i,Y}^2} \quad (2)$$

$$E_{i,M}^{(2)} = \max\{1.0E_{i,X} + 0.3E_{i,Y}, 0.3E_{i,X} + 1.0E_{i,Y}\} \quad (3)$$

式中： $E_{i,X}$ 和 $E_{i,Y}$ 分别为 X 和 Y 向单向水平地震作用下角桩的内力值。

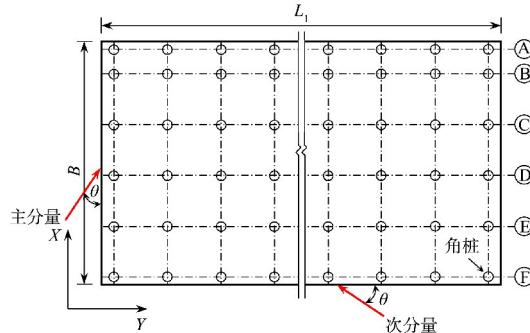


图 1 地震波入射角度

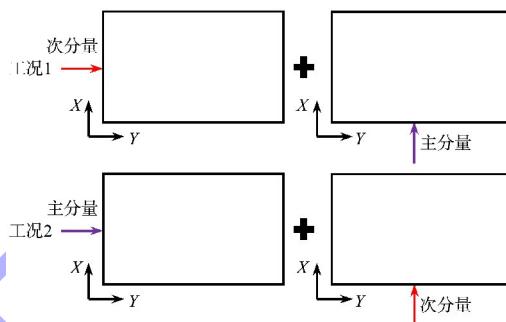


图 2 单向水平地震作用加载方式

4) 计算每种组合下角桩内力值与时程分析结果的比值 $\psi_{i,1}$ 和 $\psi_{i,2}$ ：

$$\begin{cases} \psi_{i,1} = E_{i,M}^{(1)} / E_{i,T} \\ \psi_{i,2} = E_{i,M}^{(2)} / E_{i,T} \end{cases} \quad (4)$$

5) 对于 30 组地震动记录，反应谱分析中考虑两种工况，对每种组合分别计算角桩内力组合值与时程分析结果的相关系数 ρ_1 和 ρ_2 ；另外，对于每种组合方法可得到 60 个内力比，对样本进行统计分析，确定内力比的均值 $\bar{\psi}_1$ 和 $\bar{\psi}_2$ 、变异系数 δ_1 和 δ_2 及统计分布。

2 码头模型概况和地震动记录

2.1 结构模型概况和建模

某码头断面见图 3，码头宽度 B 为 28.5 m，排架间距为 6.30 m。面板厚度为 450 mm，轨道梁宽为 1.6 m，所有纵横梁的宽度为 1.5 m。桩基为直径 1 m 的钢管桩，壁厚 24 mm，钢材牌号为 Q420。

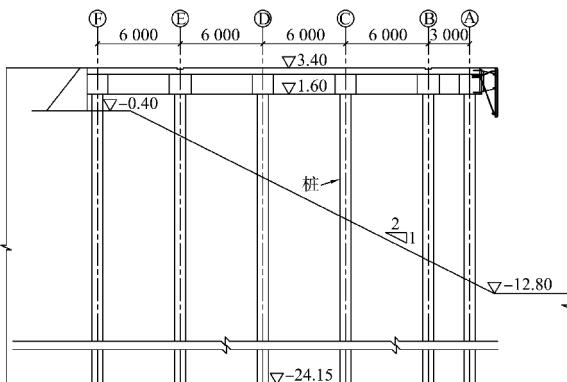


图3 码头结构断面(尺寸: mm; 高程: m)

在抗震分析时, 常用等效嵌固点法^[13]模拟桩-土相互作用, 而不同土体类型对应的嵌固深度不同。一般假想嵌固点距离坡面的距离在2~12倍桩径范围内^[14]。为考虑码头刚度中心与质量中心间偏心距 e 的影响, 桩假想嵌固点位置距离坡面的深度 L_s 分别取 $2D$ 、 $6D$ 和 $10D$ (D 为桩径)。由此计算模型可囊括大多数岸坡土体情况, 故不再列出具体岸坡土体参数。考虑我国JTS 167—2018《码头结构设计规范》^[15]建议的码头分段长度, 将分段长度 L_1 取为28.2、47.1和66.0 m, 见图4。计算分析仅考虑单个码头分段, 不考虑分段间的相互作用。采用软件SAP2000建立码头有限元模型, 且材料为弹性。

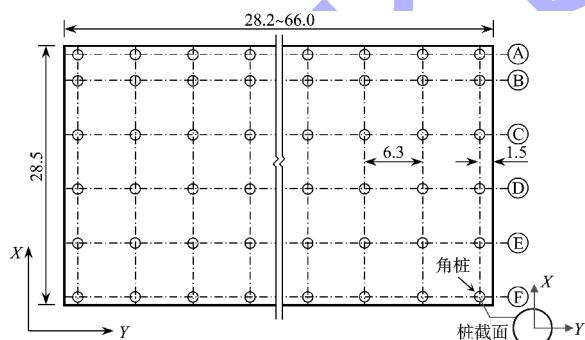


图4 码头平面(单位: m)

2.2 地震动记录

从美国太平洋地震工程研究中心的强震数据库中选取30组地震动记录, 其主分量和次分量的峰值地面加速度PGA的比值范围为0.50~1.00, 平均值为0.83, 较好地反映了两个方向地震动强度不等的影响。

3 计算结果与讨论

对码头进行地震反应分析, 角桩内力取为桩

顶轴力、剪力和弯矩, 截面的对称轴方向和图1、2中的结构整体坐标轴方向一致, 见图4, 即地震效应取为桩顶轴力 P 、剪力 V_x 和 V_y 及弯矩 M_x 和 M_y , 分别对这5种内力值进行统计分析。

3.1 双向水平地震作用的影响

计算双向地震作用下角桩内力和单向(横向)地震作用下的内力之比 ψ_b , 双向地震作用下的内力采用组合方法1计算, 单向地震作用下的内力则为主分量作用于 X 向的结果, 即工况1, 结果见图5。图为 $L_1=28.2$ m、 $L_s=2D$ 的情况下, 仅给出 V_x 的结果。由图可知, 不同地震波的内力比 ψ_b 相差较大, 反映了地震动的随机性, 但均大于1, 说明双向地震作用下的码头反应远大于横向反应, 因此在设计中仅计算横向反应是不合理的。其他情况结果与图5类似。

此外, 图6给出了 $L_1=28.2$ m、 $L_s=2D$ 的情况下, 不同 θ 下剪力 V_x 的结果, 图中每条曲线代表1条地震波的结果。由图可知不同 θ 下剪力值差别较大, 说明入射角度对反应影响较大, 因此在地震反应分析中, 特别在时程分析时应考虑其影响。

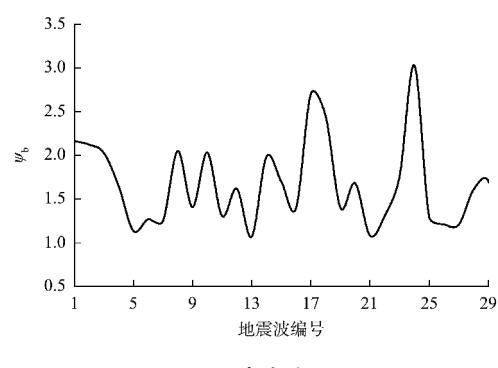
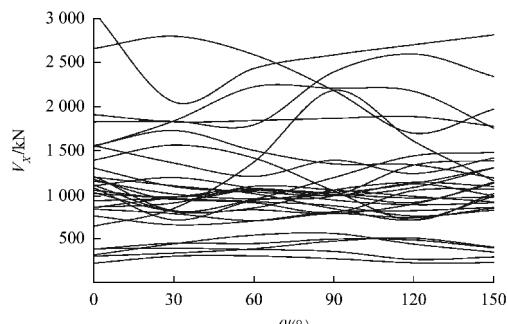
图5 内力比 ψ_b 

图6 地震波入射角度对地震反应的影响

3.2 内力相关性

图 7、8 分别为两种组合方法下角桩桩顶剪力 V_x 的计算结果, 由图可知, 无论哪种组合方法, 时程分析结果和反应谱法的结果相关性较好, 相关系数接近于 1, 说明采用组合方法求解双向水平地震作用下的地震反应可行, 并大幅降低地震反

应分析的复杂性。

其他内力计算结果对应的相关系数列于表 1, 表中括号内数值为组合方法 2 的结果, 由表 1 可见, 方法 1 和方法 2 对应的相关系数差别不大, 但总体而言方法 1 的结果更接近于 1。

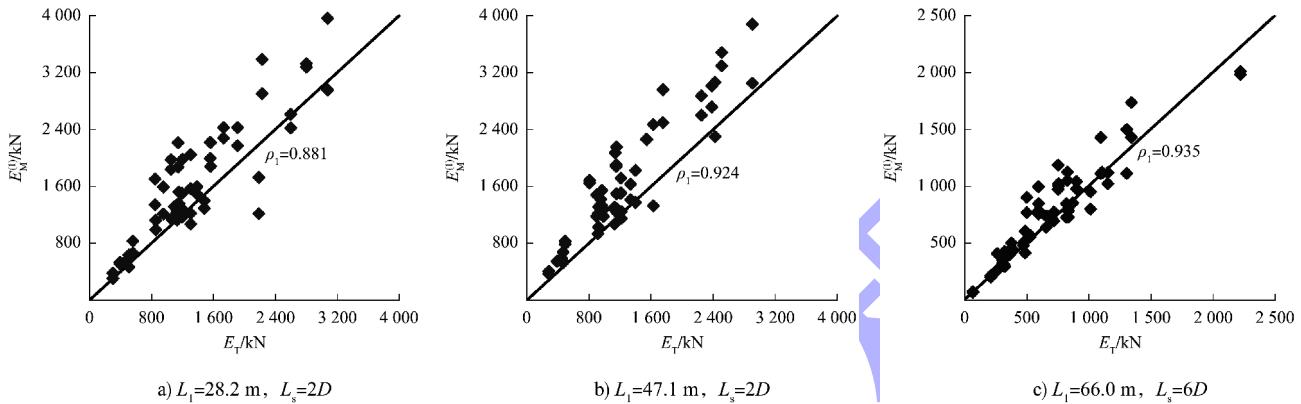


图 7 方法 1 角桩桩顶剪力 V_x 的计算结果

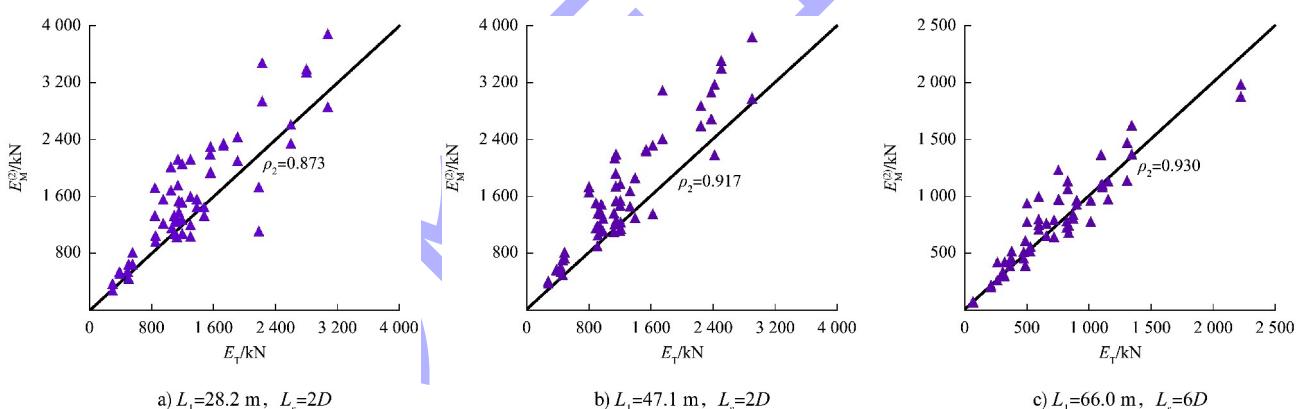


图 8 方法 2 角桩桩顶剪力 V_x 的计算结果

表 1 相关系数计算结果

L_i/m	P			V_x			V_y			M_x			M_y		
	2D	6D	10D												
28.2	0.919 (0.914)	0.896 (0.912)	0.953 (0.946)	0.881 (0.873)	0.896 (0.909)	0.945 (0.939)	0.849 (0.849)	0.866 (0.866)	0.936 (0.936)	0.832 (0.832)	0.866 (0.866)	0.936 (0.936)	0.874 (0.874)	0.897 (0.865)	0.945 (0.939)
47.1	0.919 (0.911)	0.922 (0.919)	0.949 (0.938)	0.925 (0.917)	0.926 (0.928)	0.942 (0.935)	0.727 (0.727)	0.908 (0.908)	0.921 (0.921)	0.912 (0.912)	0.920 (0.920)	0.921 (0.921)	0.925 (0.917)	0.929 (0.931)	0.942 (0.935)
66.0	0.910 (0.897)	0.941 (0.935)	0.948 (0.937)	0.904 (0.894)	0.936 (0.930)	0.943 (0.938)	0.884 (0.884)	0.918 (0.918)	0.908 (0.908)	0.884 (0.884)	0.918 (0.918)	0.908 (0.908)	0.904 (0.908)	0.935 (0.895)	0.943 (0.938)

3.3 内力比均值和变异系数

图9、10分别为两种组合方法下 V_x 对应的内力比频率分布直方图及相应的均值和变异系数,由图可知内力比主要集中在均值附近,且均值接近于1,说明组合方法的精确性较高。

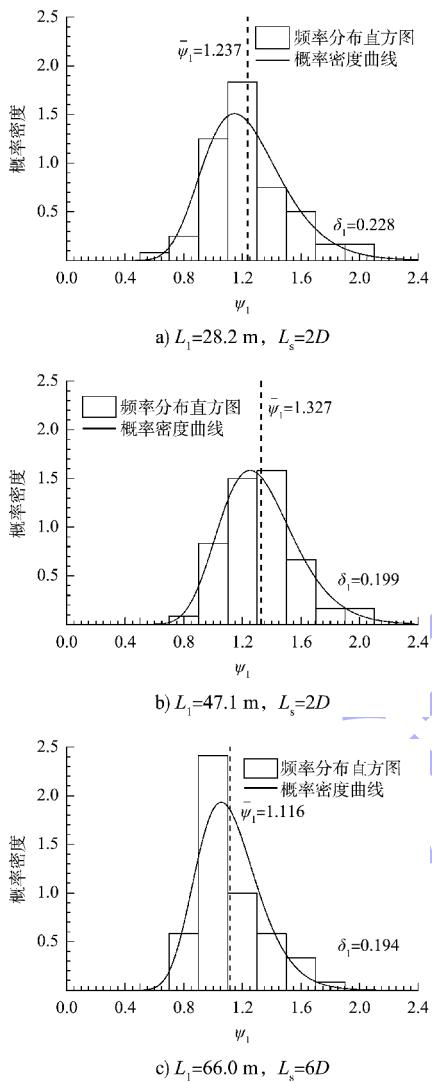


图9 方法1剪力 V_x 的内力比频率分布直方图

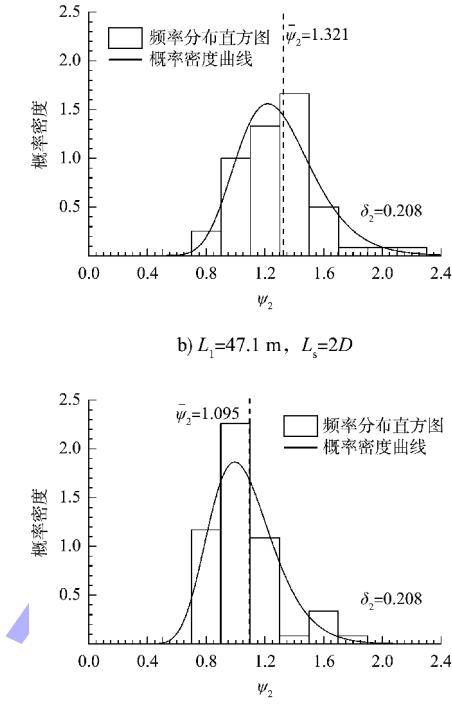
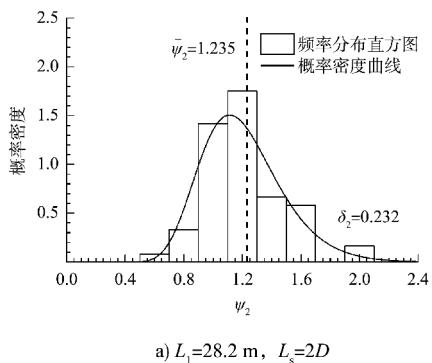


图10 方法2剪力 V_x 的内力比频率分布直方图

相应的均值和变异系数列于表2、3,括号内数值为方法2的结果,表2中加粗数值为小于1的结果。由表2可知,对于内力 P 、 V_x 和 M_y ,在均值大于1的情形下,组合方法2对应的内力比均值相较于方法1更接近于1,计算精度更高,但相差不大;但对于均值小于1的情形,方法1的内力比均值相较于方法2更接近于1,精度更高;对于内力 V_y 和 M_x ,两种方法下的内力比均值基本相同,因为纵向地震作用的扭转效应主要影响 V_x 和 M_y ,而 V_y 和 M_x 主要由纵向地震作用引起的上部结构纵向位移产生,二者直接线性相关,因此其内力比均值相差不大。无论方法1还是方法2,内力比均值在 L_s 较大的情况下均出现小于1的现象,由内力比定义可知在这些情况下组合方法低估了地震反应,相对而言方法1的结果更可靠。另外,由表3可知方法1较方法2对应的内力比变异系数更小,说明方法1计算结果的离散程度更小。

表 2 内力比均值

L_l/m	P			V_x			V_y			M_x			M_y		
	2D	6D	10D												
28.2	1.209 (1.210)	0.978 (0.987)	0.960 (0.947)	1.237 (1.235)	1.027 (1.045)	0.945 (0.939)	1.229 (1.229)	1.083 (1.083)	0.946 (0.946)	1.236 (1.236)	1.084 (1.084)	0.946 (0.946)	1.224 (1.222)	1.027 (1.000)	0.945 (0.939)
47.1	1.236 (1.233)	1.016 (0.993)	0.928 (0.923)	1.327 (1.321)	1.072 (1.046)	0.985 (0.970)	1.126 (1.126)	0.959 (0.959)	0.903 (0.903)	1.162 (1.162)	0.977 (0.977)	0.903 (0.903)	1.327 (1.322)	1.062 (1.036)	0.985 (0.970)
66.0	1.265 (1.263)	1.000 (0.983)	0.921 (0.916)	1.404 (1.391)	1.116 (1.095)	1.031 (1.015)	1.152 (1.152)	0.940 (0.940)	0.874 (0.874)	1.152 (1.152)	0.940 (0.940)	0.874 (0.874)	1.404 (1.391)	1.116 (1.096)	1.031 (1.015)

表 3 内力比变异系数

L_l/m	P			V_x			V_y			M_x			M_y		
	2D	6D	10D												
28.2	0.196 (0.200)	0.208 (0.205)	0.180 (0.186)	0.228 (0.232)	0.201 (0.206)	0.207 (0.206)	0.296 (0.296)	0.261 (0.261)	0.229 (0.229)	0.297 (0.297)	0.261 (0.261)	0.228 (0.228)	0.240 (0.244)	0.201 (0.204)	0.207 (0.217)
47.1	0.203 (0.210)	0.206 (0.211)	0.193 (0.213)	0.199 (0.208)	0.191 (0.195)	0.212 (0.222)	0.236 (0.236)	0.225 (0.225)	0.237 (0.237)	0.201 (0.201)	0.209 (0.209)	0.237 (0.237)	0.199 (0.208)	0.186 (0.192)	0.212 (0.222)
66.0	0.195 (0.206)	0.191 (0.200)	0.195 (0.211)	0.209 (0.217)	0.194 (0.208)	0.194 (0.202)	0.226 (0.226)	0.265 (0.265)	0.266 (0.266)	0.226 (0.226)	0.265 (0.265)	0.267 (0.267)	0.209 (0.217)	0.193 (0.208)	0.194 (0.202)

3.4 内力比统计分布

为确定内力比的统计分布，假定内力比服从对数正态分布，并绘制相应的概率密度曲线，见图 9、10，发现密度曲线与样本直方图吻合较好。采用常用的 $K-S$ 检验对 5 种内力对应的内力比样本进行假设检验，每种内力为 9 组样本，在显著性水平取 0.1 的情况下，均通过检验，可认为内力比服从对数正态分布。

4 组合方法选择与桩基内力修正系数

4.1 组合方法选择

组合方法 1 的内力计算结果与时程分析结果的相关性更好，所得内力比的离散性更小，而内力比均值与方法 2 的相差不大，但总体而言更接近于 1，因此建议采用方法 1 处理双向水平地震作用下码头地震效应，即平方和方根计算方法。当采用反应谱法计算码头地震反应，且在码头两个主轴方向(X 、 Y 向)采用不同反应谱时，结构地震效应 S_E 可按式(5)计算：

$$S_E = \sqrt{S_{E,X}^2 + S_{E,Y}^2} \quad (5)$$

式中： $S_{E,X}$ 、 $S_{E,Y}$ 分别为 X 、 Y 向单向水平地震作用下的结构地震效应。

由于抗震设计规范中的反应谱是单一的，因此

当两个主轴方向采用同一反应谱时，应考虑实际地震波在两个水平方向地震动峰值加速度的差别。本文采用的 30 组地震动记录的次分量和主分量的峰值加速度之比的均值为 0.83，与 GB 50011—2010 取的数值 0.85 非常接近，因此建议取 0.85 作为两个水平地震波分量的加速度峰值之比，则 S_E 可按下列两个公式中的较大值确定：

$$\begin{cases} S_E = \sqrt{S_{E,X}^2 + (0.85S_{E,Y})^2} \\ S_E = \sqrt{S_{E,Y}^2 + (0.85S_{E,X})^2} \end{cases} \quad (6)$$

4.2 桩基内力修正系数

由表 3 可知内力比在某些情况下小于 1，说明采用组合方法得到的内力计算结果不够安全，应予以修正，因此本文提出桩基内力修正系数 ψ_p 对组合方法的结果进行修正， ψ_p 的含义与式(4)中内力比的定义相同，即组合方法计算结果与时程分析结果的比值。由于本文已建议采用组合方法 1 进行内力计算，因此 ψ_p 计算公式的建立仅基于方法 1 的计算结果。由表 3 可知，内力比均值随 L_s 的增加减小；对于内力 P 、 V_x 和 M_y ，内力比基本上随 L_l 的增加而增大；对于 V_y 和 M_x ，内力比随 L_l 的增加而减小，根据这一变化趋势建立 ψ_p 计算式。

由于桩入土深度与桩基的水平刚度息息相关, 对于弹性结构, 每根桩的水平刚度可按式(7)计算:

$$K=12EI/L_M^3 \quad (7)$$

式中: E 、 I 分别为桩身材料弹性模量和桩截面惯性矩; L_M 为桩受弯长度, 取为桩顶到桩假想嵌固点的距离。由于不同桩的入土深度不同, 造成码头刚度中心和质量中心不重合, 引起扭转效应, 因此质量中心 x_M 和刚度中心 x_R 的偏心距 e 可反映扭转效应, 按式(8)计算:

$$e = x_M - x_R = x_M - \frac{\sum_{i=1}^N n_i K_i x_i}{\sum_{i=1}^N n_i K_i} \quad (8)$$

式中: i 为桩基排数, 如图 4 中所示的 A~F 排, 可从陆侧开始编号, 依次为 1~6; N 为桩基总的排数, 图 4 中 N 为 6; n_i 、 K_i 分别为第 i 排内的桩数和桩水平刚度; x_i 为第 i 排桩沿码头横向距陆侧桩第 1 排桩的距离, 图 4 中第 1 排即为 F 排。按照式(8)计算可得 L_s 分别为 $2D$ 、 $6D$ 和 $10D$ 时, 偏心距 e 分别为 11.49 、 8.50 、 6.60 m, 即桩入土深度越大, 码头偏心距越小。对于桩不同入土深度的情况, 可由式(7)计算所有桩的水平刚度, 进而得到码头总刚度, 参考《水运工程抗震设计规范》中有关结构自振周期的计算方法可得 3 种入土深度, 对应的周期分别为 0.150 、 0.426 、 0.743 s, 基本上对应了短周期、中周期、长周期结构。对于长周期柔性码头结构, 组合方法会低估桩基内力, 宜使用 ψ_p 对计算结果进行修正。

从表 3 可见, V_x 和 M_y 的结果相差不大, 同样 V_y 和 M_x 的结果基本相同, 因此只需要对两组数据进行回归分析即可, 对于 P 仍需单独分析。结合表 3 中内力比的变化趋势, 构造无量纲量 e/B 和 L_1/B , 经分析可得 ψ_p 的计算公式:

$$\psi_p = a + b \left(\frac{L_1}{B} \right)^c \left(\frac{e}{B} \right)^d \quad (9)$$

式中: a 、 b 、 c 、 d 为参数, 对于 V_x 和 M_y , 取值分别为 0.8 、 2.6 、 0.4 、 2.0 ; 对于 V_y 和 M_x , 取值分别为 0.2 、 1.8 、 -0.15 、 0.60 ; 对于 P , 取值

分别为 0.9 、 12.7 、 0.19 、 4.1 。当式(9)的计算结果大于 1 时, 对组合方法的内力计算结果可不做修正; 当小于 1 时, 应将组合方法的结果除以修正系数 ψ_p 。图 11 给出了公式(9)对应的拟合曲线和表 3 中数据的对比情况, 图中数据点分别为图 3 中 P 、 V_x 和 V_y 的内力比均值, 由图可见曲线与数据点吻合较好, 说明公式精度较高。

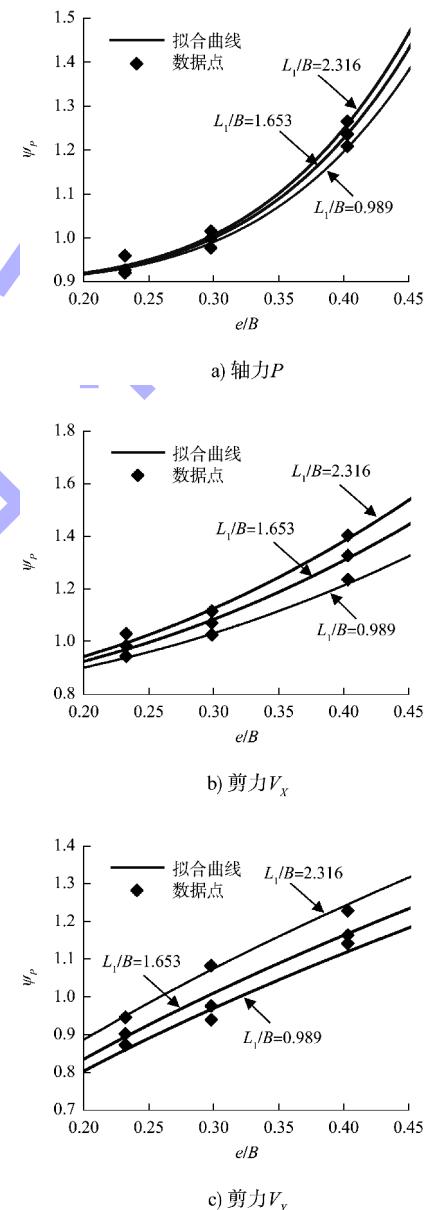


图 11 拟合曲线与内力比均值计算结果对比

当采用多组地震动记录时, 一般使用均值作为抗震设计的依据, 式(9)即是基于内力比均值回归得到的公式。但结合内力比的统计分布可知, 均值保证率仅有约 56%, 其值偏低。当需较高保

证率时, 式(9)应作进一步修正。由对数正态分布特性可知, 对一定的保证率 α , 则内力比修正系数 $\psi_{P,\alpha}$ 可由下式计算:

$$P(\psi_p \leq \psi_{P,\alpha}) = \Phi\left(\frac{\ln\psi_{P,\alpha} - \mu_{\ln\psi}}{\sigma_{\ln\psi}}\right) = 1 - \alpha \quad (10)$$

式中: $\mu_{\ln\psi} = \ln(\bar{\psi}/\sqrt{1+\delta_\psi^2})$, $\sigma_{\ln\psi} = \sqrt{\ln(1+\delta_\psi^2)}$, $\bar{\psi}$ 和 δ_ψ 分别为内力比的均值和变异系数, $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数。对于常用的保证率 75% 和 95%, 内力修正系数 $\psi_{P,75\%}$ 和 $\psi_{P,95\%}$ 可分别按下式计算:

$$\begin{cases} \ln(\psi_{P,75\%}) = \mu_{\ln\psi} - 0.675\sigma_{\ln\psi} \\ \ln(\psi_{P,95\%}) = \mu_{\ln\psi} - 1.645\sigma_{\ln\psi} \end{cases} \quad (11)$$

对于上述公式中的 $\bar{\psi}$ 可由式(9)计算得到的 ψ_p 确定。对于内力比变异系数 δ_ψ , 由表 4 可见, 对于同种内力, 变异系数随 L_l 和 L_s 变化不大, 为便于计算, 直接取所有情况的均值计算 δ_ψ , 对于轴力 P , δ_ψ 取 0.205; 对于 V_x 和 M_y , δ_ψ 取 0.204; 对于 V_y 和 M_x , 取 0.249。

5 结论

1) 由于扭转效应, 双向水平地震作用下码头地震反应较单向(横向)地震作用下的大得多, 特别是角部桩基, 因此在码头抗震设计中应考虑双向地震作用的影响。

2) 相比国外码头设计规范所用的地震效应组合方法, 采用我国建筑结构设计规范中的组合方法(平方和方根法)得到的桩基内力与时程分析法的结果相关性更好, 且对应的内力比的离散程度更小, 计算结果也相对保守, 建议将平方和方根法用于双向水平地震作用下的码头抗震分析。

3) 由组合方法和时程分析法所得的桩基内力比服从对数正态分布, 且其均值接近于 1, 但对于长周期码头, 组合方法的内力结果小于时程分析法的结果, 即低估了地震反应, 可结合不同设计保证率的需要, 采用桩基内力修正系数计算公式对组合方法的结果进行修正, 以提高抗震设计的安全水平。

参考文献:

- [1] PENZIEN J, WATABE M. Characteristics of 3-D earthquake ground motions [J]. Earthquake engineering and structural dynamics, 1975, 3(4): 365-373.
- [2] ATHANATOPOLOU A M. Critical orientation of three correlated seismic components [J]. Engineering structures, 2005, 27(2): 301-312.
- [3] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [4] European Committee for Standardization. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings [S]. London: British Standards Institution, 2004.
- [5] American Society of Civil Engineers. Seismic design of piers and wharves: ASCE/COPRI 61-14 [S]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2014.
- [6] 中交水运规划设计院有限公司. 水运工程抗震设计规范: JTS 146—2012 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2012.
- [7] 石诚. 考虑双向水平地震作用的结构抗震分析与设计若干问题研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2004.
- [8] 柏亚双, 孙景江, 徐国林. 偏心结构双向水平地震反应谱输入问题研究[J]. 世界地震工程, 2009, 25(3): 20-24.
- [9] 张宇, 李全旺, 樊健生. 框架结构在双向地震动作用下的最大结构反应[J]. 工程力学, 2012, 29(11): 129-136.
- [10] WILSON E L, SUHARWARDY I, HABIBULLAH A. A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis [J]. Earthquake spectra, 1995, 11(4): 659-666.
- [11] 何良德, 张海荣, 杨洋, 等. 考虑扭转效应的全直桩码头动力简化计算方法[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2013, 41(3): 265-270.
- [12] 汪雨, 孙克俐. 基于地震反应谱分析的全直桩码头结构优化[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2021, 44(9): 1221-1226, 1236.
- [13] 李荣庆, 吴澎. 《水运工程抗震设计规范》的沿革与展望[J]. 水运工程, 2016(3): 51-56.
- [14] Port of Long Beach. Wharf Design Criteria(Version 4.0)[S]. Long Beach: Port of Long Beach, 2015.
- [15] 中交第一航务工程勘察设计院有限公司, 中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 中交第四航务工程局有限公司. 码头结构设计规范: JTS 167—2018 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2018.

(本文编辑 赵娟)