文章编号:1005-0523(2016)02-0106-08

基于ANSYS的双排钢板桩海堤受力特性分析

刘春阳,张淑华,陈光明,孙兴毅

(河海大学港口海岸与近海工程学院,江苏 南京 210098)

摘要:以浙江某双排钢板桩海堤为例,用ANSYS软件,采用Drucker-Prager本构模型,以接触对模拟桩土作用,分别计算设计荷载及地震荷载下结构的受力。将设计荷载下计算结果与钢筋混凝土板桩进行对比,结果显示,相同尺寸、土层及荷载条件下,钢板桩结构位移比钢筋混凝土板桩小。地震荷载下,钢板桩体系对地震波有放大作用,板桩顶部与横梁接部位及桩土接触位置处应力较大,需要进行加强处理。随后计算动水压力对结构的影响,结果显示,附加质量对结构的位移有较大的影响,动水阻尼的影响可以忽略不计。

关键词:钢板桩;地震;动水压力

中图分类号:TU352 文献标志码:A

DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2016.02.016

我国传统的海堤结构以土石堤为主,主要有以下缺点:一方面,建设过程中地基处理花费大;另一方面,土石堤自身抗风险能力弱[1]。因此非常有必要对海堤进行结构创新,对比不同设计方案的海堤的稳定性,得出最优设计方案[2]。

钢板桩作为一种绿色环保高效的建筑材料,有着质量轻、强度高的特点[3]。双排钢板桩通过在双排桩之间填充砂石并利用拉杆把两排钢板桩拉结,其结构刚度大,可以承受更大的弯矩,一般作为大型的永久性支护结构[4]。采用双排钢板桩结构进行海岸工程建设,是未来一个非常有前景的工程方向[5]。

目前,关于双排钢板桩的研究成果主要是简单的静力计算方面。叶三元[6]参考了基坑支护的相关规范,阐述了围堰的设计,稳定性分析及钢板桩的结构选型。王卓林[7]对控制围堰变形、维护结构稳定的技术措施进行了一系列的探讨。张玉成[8]综述了双排桩的优缺点和几种计算方法,并采用简化后的土压力用有限元法进行了计算分析。不过,虽然钢板桩承受弯矩的能力很强,但其变形和位移是否一定优于传统的钢筋混凝土板桩存在质疑,王元战[9]指出,虽然钢结构受力整体强度大,但是其结构柔性大,在软土上建设钢板桩结构,可能会造成沉降和位移值过大。刘祚秋[10]指出,如果钢板桩两侧土体不平衡会造成钢板桩桩身产生较大剪切变形。而文章计算的工程结构正处于软土基础上且两侧土体不平衡,所以需要计算钢板桩结构设计荷载下的位移并与钢筋混凝土板桩进行对比。

对于海洋结构,还有一个不能忽视的影响因素是动水压力。水体在地震激励下,产生剧烈波动,从而对水中结构产生的影响被称为动水压力效应。江辉[11]指出在地震作用下,动水压力对海洋结构的影响不可忽视。黄信[12]通过研究发现,动水压力不仅会改变结构的动力特性,还会影响结构的地震响应。冼巧玲[13]指出,通过计算动水压力对结构的影响,并针对其影响设置隔震措置,可以增强结构抵御地震灾害的能力。不过目前对于双排钢板桩这一新型结构,动水压力对其具体影响尚未有充分研究。而本次工程为海堤结构,动水压力是必须考虑的内容。

收稿日期:2015-09-14

基金项目:国家自然科学基金项目(40776053/D0606)

作者简介:刘春阳(1991—),男,硕士研究生,研究方向为港航工程结构方面的研究。

通讯作者:张淑华(1964—),女,教授,博士生导师,研究方向为港口海岸与近海工程研究。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

综上所述，关于双排钢板桩结构，目前设计阶段多是参考类似工程结构的计算方法，这些方法并没有充分考虑桩土作用，对其受荷载，尤其是动力荷载作用的受力特性，研究的也很不到位。同时，钢板桩受力后位移变形是否优于传统钢筋混凝土板桩受一些因素的影响，针对具体工程，需要进行准确的计算加以验证。确定材料选型后还需要对设计中未考虑的动水压力作用进行计算，确定其对结构的受力性能的影响。

文章用 Drucker－Prager 本构模型和接触单元模拟桩土作用，就设计荷载作用下钢板桩受力与混凝土材料进行了对比，结果显示，钢板桩海堤位移比较小，性能更优。随后对钢板桩在地震荷载下进行了计算，得出了结构动力响应及薄弱部位，最后进行动水压力计算，总结了动水压力对钢板桩的影响规律，希望本文的计算可以为工程实例提供一些参考。

1　有限元模型

1.1　工程概况

工程地点位于浙江，淤泥质粉质粘土较深，达到 20 多米，工程选择采用双排海堤结构。图 1 为工程立面设计图，如图 1 所示，两排板桩打入土中，板桩之间以横梁连接，使其共同受力。板桩厚度为 0.2 m，间距为 5 m，考虑钢板桩和混凝土板桩两种材料（尺寸一样），板桩顶部混凝土现浇横梁高度为 1 m。各高程标注如图 1 所示，单位为 m。

1.2　模型尺寸

图 2 有限元模型示意图，将结构简化为平面应变问题，采用二维平面模型，图中 X 方向为结构水平方向，Y 方向为竖直方向。

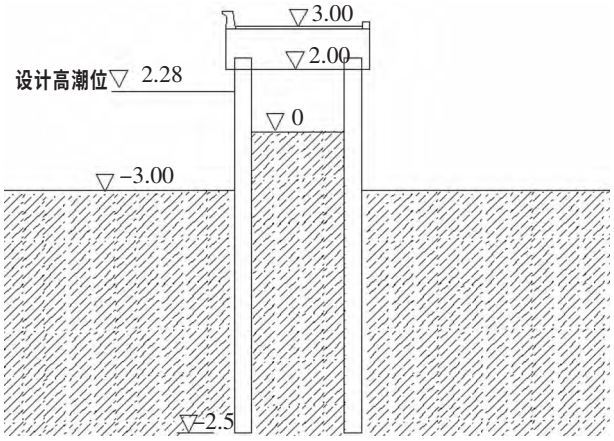


图 1　工程设计图

Fig.1　Engineering design drawing

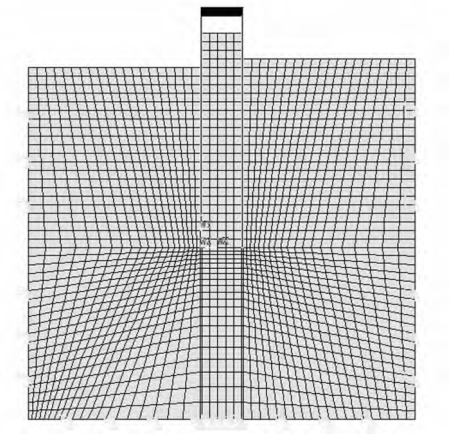


图 2　有限元模型示意图

Fig.2　Diagram of the finite element model

板桩结构及土体采用 plane82（8 节点四边形单元）进行模拟，土层各参数如下：弹性模量 3.4E^{8}Pa，泊松比 0.29，粘聚力 50 kPa，摩擦角和膨胀角均为 10°。土体模型 X 方向尺寸为 40 m（对称于板桩结构），Y 方向尺寸为 40 m（约两倍入土深度）。

板桩材料考虑两种，混凝土板桩采用 C30 标号，弹性模量 3 E^{10}Pa，泊松比 0.17，密度 2 300 kg·m^{-3}。钢材弹性模量 E=2.1E^{11}GPa，屈服强度值为 σy=345 N·mm^{-2}，泊松比为 0.3。

对土体施加固定边界约束，即同时在土体底部及左右侧分别设置固定约束，约束所有方向自由度。

1.3　接触单元介绍

文章以接触单元模拟桩土相互作用。当两个分离的表面互相碰触并共切时，就称它们牌接触状态。相互接触的表面不相互渗透，相互传递法向压力和切向摩擦力。

ANSYS 支持刚体–柔体的面–面的接触单元，在本次计算中，刚性面（板桩墙）被当作目标面，以 2D 目标单元 targe169 模拟，柔性体（土体）的表面被当作接触面 2D 节点面单元 conta172 模拟。一个目标单元和一个

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

接单元叫作一个接触对。面-面接触单元有以下几个优点：

1）支持低阶和高阶单元。

2）支持有大滑动和有摩擦的大变形，协调刚度阵计算，单元提供不对称刚度阵的选项。

3）提供为工程目的采用的更好的接触结果，例如法向压力和摩擦应力。

本次计算设置接触摩擦系数为0.45。

1.4 土体模型简介

土体是一种很复杂的复合体，在外力的作用下，土体不仅有弹性变形，而且会产生不可复原的塑性变形[14]。土的弹塑性本构模型能较真实地反映土体应力、土的硬化和软化特性。文章分析土体采用Drucker－Prager模型，该模型是理想弹塑性模型（理想弹塑性即应力达到屈服极限以后，应力不再增大，但是应变会一直增长的模型）。ANSYS软件中的Drucker-Prager模型通过粘聚力C，摩擦角φ和膨胀角β来描述材料。由于土壤属于颗粒状材料，受压屈服强度远大于受拉屈服强度，Drucker-Prager模型可以准确的描述材料的特性，得到更为精确的结果。

2 设计荷载计算

2.1 结构受力

本次计算钢板桩和混凝土板桩板桩尺寸相同、且约束一致，所受设计荷载也一样。施加好荷载后，计算时要打开大变形，将荷载分部施加进行求解。

设计荷载包括以下几部分：

1）重力。

2）顶部垂向荷载10 kPa，施加于顶部横梁上。

3）水平波浪力，其作用分布示意图如图3所示，左图为波峰作用分布示意图，右图为波谷作用分布示意图。（单位kPa，施加于图1左侧板桩上）

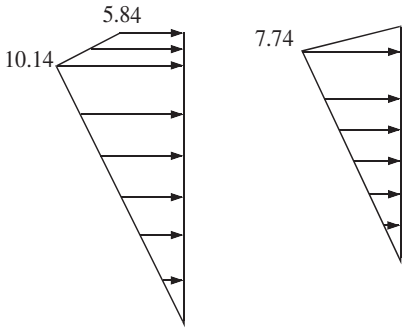


图3 波浪力作用图(单位：kPa)

Fig.3 Wave forces diagram(unit：kPa)

2.2 计算结果

表1 设计荷载下后处理结果

Tab.1 Results under the design load

材料	钢板桩	钢筋混凝板桩
波峰作用板桩顶部最大竖直位移/m	0.030	0.122
波峰作用板桩顶部最大水平位移/m	0.018	0.030
波谷作用排板桩顶部最大竖直位移/m	0.014	0.083
波谷作用排板桩顶部最大水平位移/m	0.025	0.034

表1显示的是后处理结果汇总，由表中可以得出以下结论：

1）两种结构竖直位移值相对较小，水平位移为影响结构安全的主要因素。分析其主要原因是竖直荷载相对较小，而由于板桩两侧土压力的不一致，水平位移值较大。

2）钢筋混凝土板桩位移值均比钢板桩大，过大的水平位移会影响结构的安全和稳定，所以总的来说钢板桩的位移性能更优良。

综上所述，设计荷载下，两种结构的受力对比，钢板桩位移性能有较大的优势，由于钢板桩在承受弯矩方面也有较大优势，所以选择钢板桩结构对于本次工程是正确的。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

3　地震荷载计算

3.1　地震时程分析

目前抗震分析主要有 4 种理论，静力理论、动力理论、反应谱理论和时间历程相应理论。

时间历程响应理论分析的主要优点在于：它可以有效地考虑结构和土（尤其是深基础）的相互作用，地震波相位差及不同地震波多分量多点输入等因素建立结构动力计算图式和相应地震振动方程。而且，还可以观察到不同时刻下结构的动力响应，并且较好地计算计算非线性动力问题[15]。

本文选取 4 s 时间内天津波，且只考虑水平地震荷载作用。天津输入图如图 4 所示，X 轴代表时间（单位 s），Y 轴代表输入水平地震波加速度数值（单位 m·s^{-2}），根据区域地震设防烈度，地震波的调幅系数为 0.2 g。计算时，0~1 s 进行自重分析，1~5 s 为地震时程分析，这样可以全面的考虑结构的受力。

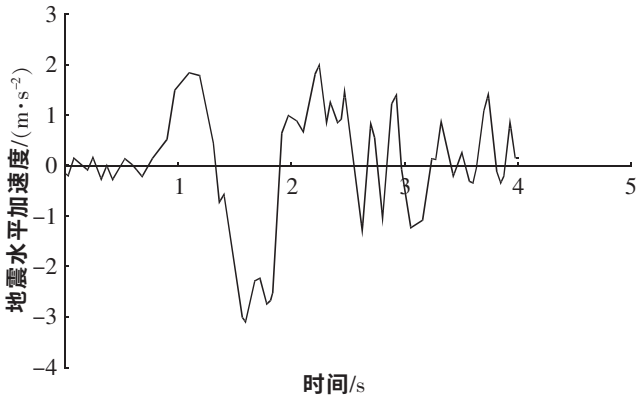


图 4　天津波输入图

Fig.4　Time–history curves of Tianjin motion

3.2　阻尼系数的确定

用 ANSYS 做动力时程分析时需要采用 Alpha 阻尼和 Beta 阻尼来定义瑞利（Rayleigh）阻尼常数 α 和 β。因为阻尼矩阵是在用这些常数乘以质量矩阵[M]和刚度矩阵[K]后计算出来的。通常 α 和 β 值不是直接得到的，而是用振型阻尼比 ζ 计算出来。ζ 是某个振型 i 的实际阻尼和临界阻尼之比。一般计算中，自振频率一般取前两阶，ζ 计算如公式 1 所示。

$$\left.\begin{aligned}\zeta_1&=\frac{\alpha}{2\omega_1}+\frac{\beta\omega_1}{2}\\ \zeta_2&=\frac{\alpha}{2\omega_2}+\frac{\beta\omega_2}{2}\end{aligned}\right\} \tag{1}$$

式中：ω_1，ω_2 为结构一阶及二阶自振频率。根据《建筑抗震设计规范》[16]的规定：本文中取 $\zeta_1=\zeta_2=0.05$。首先对结构进行模态分析，得出 $\omega_1=3.637$，$\omega_2=3.667$。带入（1）中联立解得解得 α 为 3.652，β 为 0.137，将 α，β 值用于地震计算。

3.3　后处理

本节提取钢板桩结构在地震荷载下加速度、位移位移时程曲线，并得出相关规律。同时提取应力分布图和应力最大节点的应力时程曲线以确定是否有应力集中现象。

3.4　计算结果

首先提取板桩顶部的加速度时程曲线，如图 5 所示。X 轴代表时间，s；Y 轴代表结构水平加速度响应数值，m·s^{-2}。可以看到，结构加速度的峰值为 4.58 m·s^{-2}，比施加的地震加速度的峰值要大，说明由于双排板桩结构体系的封闭及土体的作用，结构对地震波有放大效应。

同时值得注意的是，沿着板桩竖直方向向下，继续提取水平加速度的时程曲线并选取其峰值。在未接触到土体时，其峰值变化并不明显，在板桩开始接触土体的部位，加速度峰值突然出现增大，继续向下又略有回落。表 2 显示板桩竖直方向加速度峰值对比，以距板桩顶部距离为控制量，其中距离为 3 m 处为桩土开始接触的位置，加速度峰值在这个位置发生了突变。

这说明由于土的约束，桩和土交界面处承担了较大地震荷载分量，可能会形成应力集中。

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

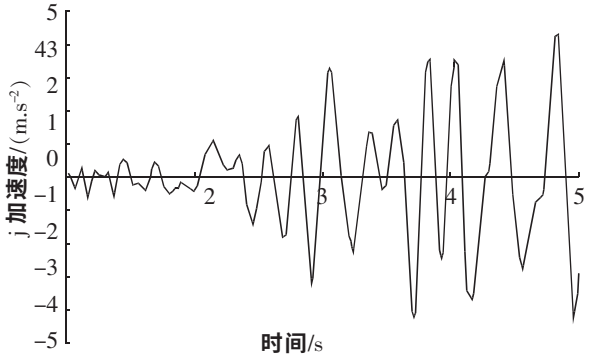


图5 钢板桩顶部加速度时程曲线

Fig.5 Time-histories of the horizontal acceleration of steel sheet pile top

表2 板桩竖直方向加速度峰值对比

Tab.2 Contrast of peak value of sheet pile vertical acceleration

距板桩顶部距离/m	加速度峰值/(m·s⁻²)
0	4.58
1	4.7
2	4.87
3	7.67
4	5.07

图6绘制了板桩顶部节点的水平方向位移时程曲线,顶部节点为整个钢板桩位移最大的节点。X 轴代表时间,s;Y 轴代表结构水平位移值,m。由图中可以看出,位移3~3.5 s之间有两个峰值,数值为0.014 m。说明钢板桩结构在地震荷载下位移仍保持在一个较小的数值上,保证了结构安全。

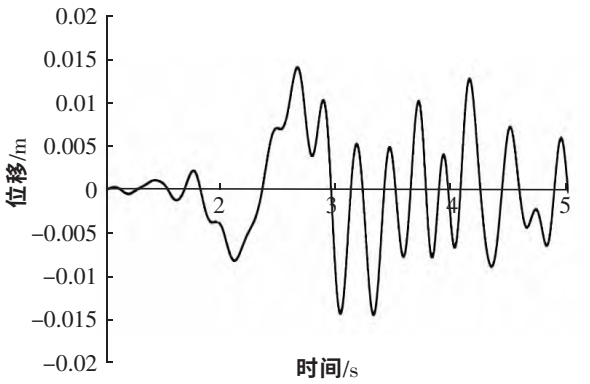


图6 钢板桩顶部水平位移时程曲线

Fig.6 Time-history of the horizontal displacement on top of steel sheet pile

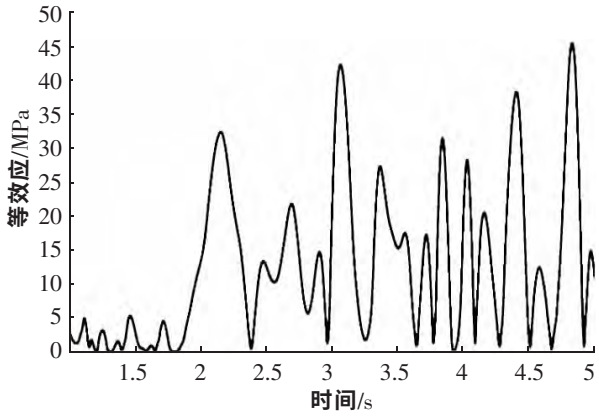


图7 应力最大点时程曲线

Fig.7 Time-history of the maximal stress points

图7绘制了板桩顶部节点的水平方向位移时程曲线。X 轴代表时间(单位s),Y 轴代表结构顶部等效应力数值(单位MPa)。图8显示的是应力分布示意图,以钢板桩在 t=3.08 s时刻的为例,其余应力分布图与该图类似。

由表中可以看出,钢板桩最大应力达到45 MPa,而应力分布图中显示,在钢板桩与顶部结构相接的地方,存在应力集中现象,分析其主要原因是截面突变,造成应力值较大。同时,在板桩与土接触的地方也有一块区域应力值较大(该时刻主要是背海侧板桩上),其原因正是上文提到的由于这块区域加速度峰值增大,使得地震的能量较多的集中在这个部位,从而使得板桩应力值的局部增大。虽然结构应力峰值并没有达到极限应力,不过考虑到地震荷载为循环荷载,而且钢材自身的脆性使得钢结构在循环荷载下,容易结构应力在远小于极限应力时发生破坏,所以这两处应力集中部位需要进行加强处理。

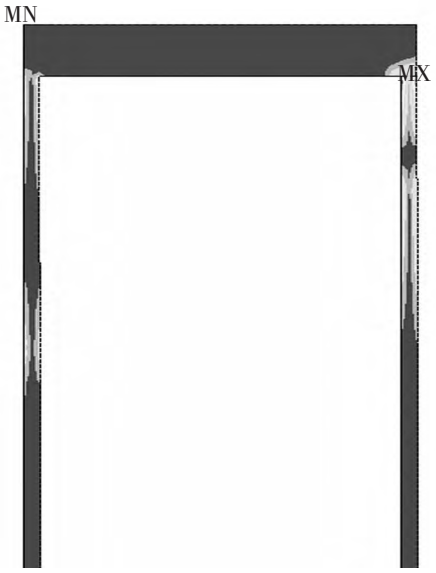


图8 应力分布示意图

Fig.8 Time-history of the equivalent stress

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

地震分析部分的结果总结如下：

1）钢板桩结构的位移峰值在地震荷载下仍保持较小的数值。

2）由于结构体系封闭对地震有扩大作用，桩土接触部分有应力突变的现象，结合板桩顶部由于截面突变造成的应力集中。这两个地方需要进行加强处理。在板桩顶部可以采取更牢固的联接工艺，桩土接触部位可以设置加劲肋，具体方法参考工程实际而定。

本节分析了钢板桩结构在地震荷载作用下结构的动力响应规律，并发现了薄弱部位，提出了改进措施，下面章节将在地震荷载下考虑动水压力进行计算，分析动水压力对结构的影响。

4　动水压力

在地震作用下，水体受地震激励后将产生剧烈的波动，这种波动对水中墩柱结构地震反应的影响被称为动水压力效应。动水对结构的作用效应有 3 种：惯性力效应、粘性效应和绕射效应，对于海堤结构，绕射效应可以忽略。为了考虑惯性力效应的影响，学者们定义了附加质量概念，认为如果不考虑水的可压缩性，水对结构的影响可以等效为一个附加质量。而粘性效应由动水附加阻尼来体现。

本次动水压力计算以 Morison 方程为基础，把水等效为附加质量来考虑水对结构的影响，忽略结构对海水运动的影响，认为海水对结构的作用由未受扰动的加速度场和速度场引起的沿水运动方向作用于桩基上的惯性力和阻尼力所引起，即动水压力包括附加水质量和动水附加阻尼作用两部分，采用简化的 Morison 方程表示地震动引起的动水压力[17]（见公式 2）。

$$[M+M_{\mathrm{W}}]\ddot{x}_{\mathrm{g}}+(C+C_{\mathrm{W}})\dot{x}+Kx=-[M+M_{\mathrm{W}}]I\ddot{x}_{\mathrm{g}} \tag{2}$$

其中：x 为位移；$\dot{x}$ 为速度；$\ddot{x}_{\mathrm{g}}$ 为地震荷载加速度；$M_{\mathrm{W}}=(C_M-1)\rho V$ 为动水附加质量系数计算公式；$C_{\mathrm{W}}=0.5C_{\mathrm{D}}\rho A_{\mathrm{P}}\sigma\sqrt{\frac{8}{\pi}}$ 为动水附加阻尼计算公式。

则节点 i 处等效附加水质量和动水附加阻尼数值分别为

$$M_{i\mathrm{W}}=(C_{\mathrm{M}}-1)\rho A_{\mathrm{P}}\,l_{ij}=(C_{\mathrm{M}}-1)\rho\pi R_1^2 l_i=946\ \mathrm{kg}$$

$$C_{\mathrm{W}}=0.5C_{\mathrm{D}}\rho A_{\mathrm{P}}\sigma\sqrt{\frac{8}{\pi}}=451.2\ \mathrm{N\cdot m\cdot s^{-1}}$$

海水密度 ρ 取 1.2×10^3，R_1 为 0.5 m，l_i 为第 i 单元有效长度为 1 m。其余系数按照《海港水文规范》中相关规定取为 $C_{\mathrm{M}}=2.0$，$C_{\mathrm{D}}=2.0$，$\sigma=0.5$。

本次计算中，所有与水体接触的节点都要施加动水附加质量和动水附加阻尼两个作用，且两者数值不随节点改变，地震荷载与第三章施加相同。计算时先分别只施加动水附加质量和动水阻尼，然后将两者同时施加，从而体现分别的影响效果和整体的动水压力的影响。

4.1　动水压力的影响

表 3　板桩竖直方向位移峰值

Tab.3　Vertical displacement peak of sheet pile　　m

距顶部距离	两者均不考虑	只考虑附加水质量	只考虑动水附加阻尼	两者均考虑
0	0.014 0	0.017 5	0.013 9	0.017 4
1	0.012 9	0.016 3	0.012 8	0.016 2
2	0.011 1	0.014 3	0.011 0	0.014 2
3	0.008 9	0.011 6	0.008 8	0.011 5
4	0.006 5	0.087 8	0.006 4	0.087 7
5	0.004 3	0.060 0	0.004 1	0.059 8
6	0.002 5	0.036 1	0.002 2	0.035 7

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

由第三章计算可知，钢板桩结构在地震荷载下的最大应力值(45 MPa)距离结构极限应力(345 MPa)有较大的富余量，因此即使增加了动水压力的影响结构的应力储备也是满足要求的，只要在相关薄弱环节设置加强。但位移值计算结果较大，因此考虑动水压力时，重点计算位其对钢板桩结构位移值的影响，最终计算汇总表3所示(所取数值为水体和结构作用以上区域，打入土层中的板桩与水体不接触，不受动水压力影响，故未列出)。

4.2 结果分析

由传统的动水压力的相关研究成果，海水对结构的作用包括两方面，一是增加了附加水质量，二是产生了动水阻尼。前者使位移变大，后者使位移减小，由表3数据可以看出，双排钢板桩结构考虑这两个因素时，总体上是符合这一规律的。不过由于其结构的特殊性，其具体影响有以下几个特点：

1）动水阻尼作用非常小，由计算结果可得，动水阻尼对结构的位移的影响量小于1%。分析其原因如下：传统的海洋结构多为深水桩基结构，其桩基四周均有水体作用，因此在地震激励下，水体的阻尼影响较为明显，而钢板桩海堤只有一侧有水体阻尼影响，与水体接触较少，因此水体阻尼对其位移的影响较小。

2）附加水质量对结构位移的影响非常大，达到20%~25%，说明对双排钢板桩这一结构，附加水质量的影响值得重视。

3）两者一起作用下，由于动水阻尼的作用很小，可以认为与附加水质量作用类似。因此在以后双排钢板桩考虑地震荷载进行设计计算时，只需要计算附加水质量的影响。

5 结论

本文以ANSYS软件建立双排钢板桩海堤模型，采用Drucker-Prager本构模型，以接触对模拟桩土作用，计算了设计荷载及地震荷载下结构的受力性能，并计算了动水压力对结构的影响。主要结论如下：

1）钢板桩与传统的钢筋混凝土板桩相比，受力性能更优越，值得进行推广使用。

2）对地震荷载计算显示，钢板桩在地震荷载下位移性数值仍较小，板桩顶部与横梁接触部位及桩土接触部位要进行加强处理。

3）通过计算动水压力的两部两个组成部分，附加水质量和动水阻尼对结构的位移的影响，发现附加水质量的影响较大，达到20%~25%，而动水阻尼的影响可以忽略不计。

希望以上结论可以为工程实际提供参考。

参考文献：

[1] 俞相成，谢先坤. 一种直立式双排板桩海堤结构分析与探讨[J]. 城市道桥与防洪，2012(5)：123-127.

[2] 胡敏. 浅海路堤失稳机理与地震动力响应数值模拟分析[D]. 长沙理工大学，2013：2-3.

[3] 周斌，李蕾，李先梅. 胜利油田孤东海堤地震液化及稳定性评价[J]. 华南地震，2004，24(3)：M025-M031.

[4] 侯永茂，王建华，顾倩燕. 大跨度双排钢板桩围堰的变形特性分析[J]. 上海交通大学学报，2009(10)：1577-1580.

[5] 高加云，顾倩燕，李小军. 软土地基大跨度双排钢板桩围堰结构稳定性研究[J]. 水运工程，2009(1)：50-55.

[6] 叶三元，李蘅，万启宣. 雁洲水（船）闸工程双排钢板桩围堰设计[J]. 人民长江，2011，42(1)：22-25.

[7] 王卓林. 软土地基中双排钢板桩围堰的设计[J]. 小水电，2014(4)：33-35.

[8] 张玉成，杨光华，姜燕，等. 软土地区双排钢板桩围堰支护结构的应用及探讨[J]. 岩土工程学报，2012，34：659-665.

[9] 王元战，焉振，王禹迟. 格型钢板桩结构有限元数值分析[J]. 岩土力学，2013，34(4)：1163-1170.

[10] 刘祚秋，钟志辉，林世延. 格形钢板桩结构填料土压力及剪切破坏面研究[J]. 中北大学学报：自然科学版，2010(4)：373-374.

[11] 江辉，楚芹，王宝喜. 近，远场地震下深水桥墩动力响应特性对比研究[J]. 振动与冲击，2014，33(22)：58-66.

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

[12] 黄信，李忠献. 动水压力作用对深水桥墩地震响应的影响[J]. 土木工程学报，2011，44(1)：65-73.
[13] 冼巧玲，冯俊迎，崔杰. 动水压力与波浪效应对隔震桥梁地震反应的影响分析[J]. 地震工程与工程振动，2014(6)：42-44.
[14] 吴东鹏，杨新安，吴冲. 浅埋软弱隧道下穿重载道路变形规律与控制研究[J]. 华东交通大学学报，2014，31(3)：23-28.
[15] 王化翠，卢兴旺，苑司乐.基于 ADINA 的铅芯橡胶支座对渡槽隔震效果的数值模拟[J]. 华东交通大学学报，2014，31(1)：114-118.
[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.
[17] 胡杨. 动水压力作用下深水桥墩地震反应分析研究[D]. 长沙：中南大学，2009：30-32.

Analysis of Mechanical Characteristics of Double-row Steel Sheet Pile Seawalls Based on ANSYS

Liu Chunyang，Zhang Shuhua，Chen Guangming，Sun Xingyi

（College of Harbor，Coastal and Offshore Engineering，Hohai University，Nanjing 210098 China）

Abstract：Double-row steel sheet pile seawall is a new type of seawalls. Taking a double-row of steel sheet pile seawall in Zhejiang Province as an example，based on Drucker-Prager constitutive model，adopting ANSYS soft ware and simulating the effect of piles and soil by contact pair，this study calculated the stress of structures under design load and seismic load respectively. Results compared with reinforced concrete sheet pile showed that in the condition of the same size，soil and load，the structure displacement of steel sheet pile was smaller than that of reinforced concrete sheet pile. Under the seismic load，sheet pile system would amplify seismic waves，moreover，stress from connected parts of sheet pile top and crossbeam，and pile soil contact points was large，which needed to be further resolved. After researching the impact of hydrodynamic pressure on structure，it showed that the added mass had effect on the structure displacement，while the influence of dynamic water damping was negligible.

Key words：steel sheet pile; seismic load; hydrodynamic pressure

（责任编辑　王建华）

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net