

文章编号: 1000-7598 (2013) 04-1163-08

格型钢板桩结构有限元数值分析

王元战, 焉 振, 王禹迟

(天津大学 天津市港口与海岸工程重点实验室, 天津 300072)

摘 要: 以有限元软件 ABAQUS 作为分析平台, 建立波浪荷载作用下格型钢板桩结构稳定性及应力分析的三维弹塑性有限元分析模型。格型钢板桩采用壳体单元模拟, 在相邻板桩之间设置铰接连接器模拟板桩之间的相对转动; 土体采用 Mohr-Coulomb 本构模型模拟, 在格型钢板桩与其内、外土体之间设置接触面单元模拟它们之间的滑移、张裂和闭合。结合某实际工程, 研究结构的破坏模式、失稳特性和应力分布特性, 分析参数变化对结构稳定性和环向拉力的影响, 并对格内土体的剪切变形进行分析, 建议格型钢板桩锁口拉力的验算断面。结果表明, 铰连接器的设置对于结构稳定性影响不大, 但对环向拉力有一定影响; 格内土体的剪切变形主要发生在格体中轴处, 符合太沙基法结论。

关 键 词: 格型钢板桩结构; 有限元模型; 壳体单元; 铰接连接器; 稳定性; 环向拉力

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

Finite element numerical analysis of cellular steel sheet pile structure

WANG Yuan-zhan, YAN Zhen, WANG Yu-chi

(Tianjin Key Laboratory of Harbor & Ocean Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: A 3D elastoplastic finite element model is established for stability and stress analysis of the cellular steel sheet pile structure under wave load by employing ABAQUS finite element software. Shell element is used to simulate steel sheet piles and connector of hinge is set to imitate the influence of relative rotation of steel sheet piles next to each other; Mohr-Coulomb constitutive model is adopted for soil; and contact elements are set to simulate sliding, splitting and closing between sheet pile and soil outside and inside cellular. Based on a case engineering, mode of failure, stability failure property and stress distribution are studied, considering the influence of parameters variation on stability and hoop stress analysis of the structure; and anylisis of shear deformation in the sheet pile walls is carried out; suggestion is made for sheet pile interlock tension in some surface sections for examination. Results show that connector of hinge has little influence on stability but has a certain influence on hoop stress. Shear deformation surface mainly occurs in the medial axis of the cellular cell, which is consistent with the conclusion of Terzaghi.

Key words: cellular sheet pile structure; finite element model; shell element; connector of hinge; stability; hoop stress

1 引 言

格型钢板桩结构是由直腹式或曲腹式钢板桩组成的闭合格体, 格内填充砂或石碴等材料作为防波堤、码头、人工岛围堰等水工结构物^[1]。格型钢板桩结构具有结构简单、适应性强、施工简单、速度快、装配化程度高等优点^[2], 且适用于软土地基。虽然格型钢板桩结构在国外已有较多应用, 但大多应用于土层条件较好的地基条件, 对于深厚软弱土地基情况下格型钢板桩结构的设计、计算理论尚不

成熟, 限制了格型钢板桩结构在我国推广应用。

格形钢板桩结构的典型破坏形式有剪切变形、胀裂、板桩陷入、滑移、倾覆和沉陷^[3]。国外对于格型钢板桩结构的研究主要集中在格体内部填料的剪切破坏方面, 格内填料抗剪计算理论有北岛昭一法、柯敏斯法、太沙基法和舒纳伯利法等。各种理论假设不同, 结果也差别很大。日本规范^[4]主要是依据物模试验结果, 对格型钢板桩结构在入土深度较浅的砂土中的稳定性计算做了规定。我国对格形钢板桩结构的研究起步较晚, 毛铠主编的《格形钢

收稿日期: 2012-02-08

基金项目: 国家自然科学基金资助 (No. 51279128); 天津市科技支撑计划重点项目资助 (No. 10JCYBJC03400); 天津市自然科学基金资助 (No. 10SYSYJC27300)。

第一作者简介: 王元战, 男, 1958 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事港口海岸及近海工程结构设计理论和方法、土与结构相互作用、结构振动分析理论和方法等方面研究。E-mail: yzwang@tju.edu.cn

板桩结构设计施工手册》^[3]总结了国外对于格型钢板桩结构的研究成果,并详细介绍了格型钢板桩结构的施工实例。刘祚秋等^[5]基于二维模型对格形钢板桩结构进行了受力和变形分析,得出不同水平荷载下的计算土压力,并对格内填料的剪切破坏过程进行了分析,结果表明格型钢板桩的剪切破坏面主要发生在格体的中轴处,符合太沙基法给出的结论。肖忠^[6]对于与格型钢板桩结构类似的大圆筒等筒形基础结构稳定性分析的有限元方法进行了研究,为解决数模计算不收敛的问题,采用实体单元模拟薄壁圆筒,保持抗弯刚度和重度不变,对筒壳弹性模量和密度进行折减,建立增大壁厚的模型进行分析,得出大圆筒结构的受力与变形特征,并提出了筒形基础结构稳定性分析的简化计算方法。

日本规范计算方法仅适用于结构埋深较浅、地基为砂质土层的条件,适用范围具有一定的局限性。与三维模型相比,文献[5]中的二维模型并不能准确地反映真实状态下格型钢板桩结构的稳定性与受力特点。大圆筒结构的数模研究对结构尺寸做了改变,造成了内力计算不准确的问题。另外,现有圆筒模型没有考虑相邻板桩之间转动,不能准确模拟格型钢板桩结构的承载特性。目前对深厚软弱土地基情况下格型钢板桩结构的内力-变形特性、稳定特性与破坏形态等方面尚未开展过深入的研究,没有建立完善、合理的设计计算方法。

格型钢板桩由很多片钢板桩通过锁口连接组成。本文采用壳体单元模拟钢板桩,在相邻板桩之间设置铰接连接器来模拟板桩之间的相对转动。采用 Mohr-Coulomb 本构模型模拟土体,在格型钢板桩与其内、外土体之间设置接触面单元来模拟它们之间的滑移、张裂和闭合,建立了能合理模拟格型钢板桩结构承载特性的三维有限元模型,研究格型钢板桩结构的内力-变形特性、稳定特性与破坏形态,为实际工程设计和格型钢板桩结构稳定性、内力计算简化方法的建立提供依据。

2 工程概况

2.1 结构方案

某跨海桥隧工程人工岛围堰结构设计方案之一为格型钢板桩结构,如图 1 所示。相邻板桩之间通过锁口连接。工程中先对表层淤泥用回填砂进行置换,然后打桩形成格体并进行格内土体的回填。格外填土后,在格体上方修挡浪墙,如图 2 所示。格型钢板桩施工期稳定性和内力特性,是工程设计十分关注的问题。计算工况采用 10 年一遇高水位

+10 年一遇波浪,设计波浪按 S 向考虑。分析模型平面图见图 3,断面图如图 4 所示。

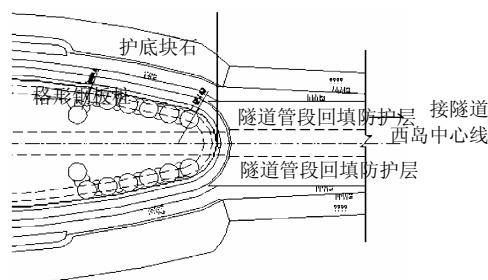


图 1 人工岛平面布置图

Fig.1 Plane layout of manmade island

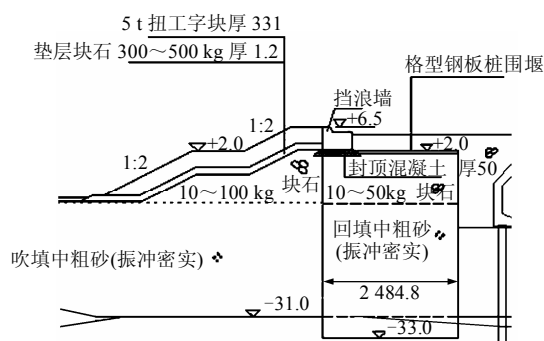


图 2 围堰断面图 (单位:m)

Fig.2 Fracture plane of the cofferdam (unit:m)

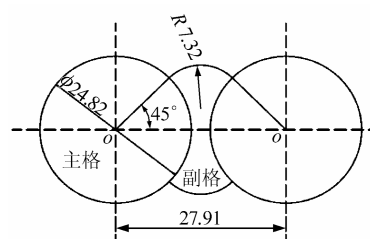


图 3 格型钢板桩结构平面图 (单位: m)

Fig.3 Plane layout of the cellular steel sheet-pile structure (unit: m)

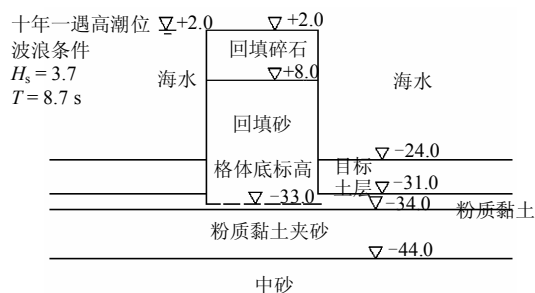


图 4 格型钢板桩结构断面图 (单位: m)

Fig.4 Fracture plane of the cellular sheet-pile structure (unit: m)

2.2 土性指标

各土层的土性指标见表 1, 研究中如无特殊说明, 目标土层取回填的中粗砂。

表 1 不同土层土体参数
Table 1 Parameters of different soils

土层	土层高程 / m	重度 / (kN/m ³)	浮重度 / (kN/m ³)	内摩擦角 / (°)	黏聚力 / kPa
回填碎石	+2~-8	17.00	11.00	39.0	0.0
回填砂	-8~-33	18.00	9.50	32.0	0.0
中粗砂(填充密实)	-24~-31	18.00	9.50	32.0	0.0
粉质黏土	-31~-34	18.60	8.60	20.4	17.2
粉质黏土夹砂	-34~-44	18.30	8.30	22.4	16.8
中砂	-44~-80	20.17	10.17	35.8	5.0

2.3 设计水位及波浪条件

本文采用的设计水位和波浪条件如表 2、3 (H_1 为设计波高) 所列, 波浪力的计算采用文献[7]中直立墙波浪力计算公式。

表 2 工程设计水位
Table 2 Engineering design level

重现期 / 年	高水位 / m	低水位 / m	高潮位 / m	低潮位 / m
10	2.0	-1.0	1.7	-0.8

表 3 工程波浪条件
Table 3 Engineering wave conditions

方向	$H_{1\%}$ / m	周期 / s
S	3.7	8.7
SE	2.1	8.0

3 有限元分析模型

3.1 整体模型及边界条件

格形钢板桩结构由主格和副格连接而成。利用波浪荷载和结构的对称性, 将图 5 中虚线圈出部分作为分析对象。格外土体计算域在垂直防波堤轴线方向, 取主格仓直径 B (m) 的 4 倍距离, 格形钢板桩底部土体深度取至 -80 m, 有限元模型如图 6 所示。计算土域的边界条件如下: 地基表面为自由边界, 前侧面和后侧面为侧限边界, 左侧面和右侧面为对称边界, 底面为固定边界。这样可以基本消除边界条件对于有限元计算结果的影响。

3.2 土体本构模型

本文采用 Mohr-Coulomb 模型(简称 M-C 模型)来模拟土体在波浪荷载作用下的应力-应变关系。M-C 模型屈服面函数为

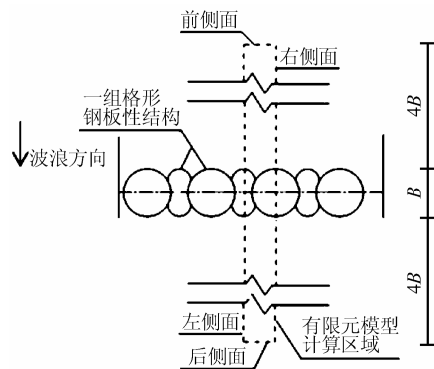


图 5 有限元计算域平面图 (单位: m)
Fig.5 Plane layout of calculation domain for finite element sheet-pile structure (unit: m)

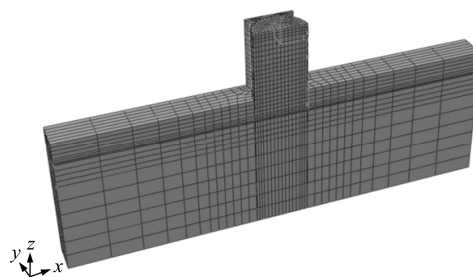


图 6 有限元模型
Fig.6 Finite element model

Coulomb 形式:

$$f = \tau - \sigma \tan \varphi - c = 0 \quad (1)$$

Mohr 形式:

$$f = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 \cos \varphi = 0 \quad (2)$$

式中: σ 、 τ 分别为剪切面上的正应力和剪应力; c 、 φ 分别为材料的黏聚力和内摩擦角。

M-C 准则^[8]考虑了正应力或平均应力作用的最大主剪应力或单一剪应力屈服理论(相应的还有双剪应力屈服理论)。M-C 屈服准则的物理意义在于: 当剪切面上的剪应力与正应力之比达到最大时, 材料发生屈服与破坏。从式(2)可以看出, 主应力 σ_2 对于屈服与破坏的影响不大。

M-C 准则的最大优点是, 它反映了岩土类材料的抗压强度不同的 S-D 效应对正应力的敏感性, 简单实用。材料参数 c 、 φ 可以通过常规试验方法测定, 但 M-C 屈服面存在尖角, 导致塑性流动方向不是惟一, 使数值计算繁琐、收敛缓慢。

3.3 板桩及其锁口模拟

格型钢板桩结构由很多片钢板桩通过锁口连接组成, 如图 7 所示。相邻板桩之间会发生相对转动与错动, 这种连接方式基本可以看成铰接连接。工

程中相邻板桩之间沿锁口的滑动相对于钢板桩长度很小,对于稳定性和环向拉力的影响较小,故本文主要考虑相邻板桩之间绕锁口转动对于格型钢板桩结构稳定性和环向拉力的影响。与文献[6]中圆筒结构的有限元模型不同,本文中格型钢板桩结构单元选取4节点壳体单元(文献[6]中筒壳结构采用8节点块体单元模拟),避免了改变格体壁厚对格型钢板桩应力的影响。板桩间锁口采用铰接连接器模拟,使相邻板桩可绕锁口轴线转动,并在连接器中设置摩擦,模拟锁口之间的转动阻力。



图7 锁口连接图

Fig.7 Sketch of fore shaft link model

3.4 土体单元及接触面设置

土体单元采用三维8节点减缩积分实体单元。在格型钢板桩与土体之间设置接触面单元,接触面上采用库仑摩擦模型和硬接触理论,既能使土体与格形钢板桩之间发生相对位移,又能使格形钢板桩与土体在变位过程中能够相互影响。考虑到格型钢板桩结构的弹性模量远远大于土体的弹性模量,指定格型钢板桩结构上的接触面为主接触面,土体上接触面为从接触面。

3.5 分析步设置

①先用*initial命令在初始分析步中给计算土体域设置初始应力,然后加土体重力^[9]。通过求解地应力场分析步,生成地基土体的初始应力场,这样就可以生成一个既满足平衡条件又不违背屈服准则、且没有位移的土体初始应力场体系。

②施加格型钢板桩重力。

③设置静力分析步并施加波浪力,逐级加载直至有限元计算不收敛为止。

4 有限元分析方法

4.1 稳定性分析方法

在ABAQUS中通常将荷载分成若干增量,并将弹塑性方程线性化,逐级施加荷载,绘制荷载-结构位移关系曲线。根据经典塑性力学,当荷载-

结构位移关系曲线斜率接近于0时,施加很小的力能产生很大的位移,结构失稳破坏,此时的荷载为结构的极限承载力。

为清楚表达施加荷载与设计荷载间的关系,定义表征荷载加载程度的加载系数 α :

$$\alpha = P / P_0 \quad (3)$$

式中: P 为计算时施加的荷载值; P_0 为设计荷载值。当 P 加载到结构极限承载力 P_u 时,加载系数 α 可定义为结构稳定性安全系数 K 。

4.2 格内土体剪切变形的分析方法

对于ABAQUS来说,可以通过PEEQ(等效塑性变形)研究格内土体的剪切变形^[10]。通过研究塑性变形的发展规律,得到随着波浪力增加,剪切变形的发展趋势。

5 有限元结果分析

5.1 模型验证

为了验证模型的正确性,本文将数学模型计算结果与日本规范^[4]方法得到的结果进行比较。日本规范方法对土体采用弹性弹簧模拟,因此用弹性有限元模型计算结果与日本规范方法计算结果进行比较。

对本文所建数学模型施加447.95 kN的单宽波浪力,可产生6 836.44 kN·m单宽力矩。分别采用有限元模型和日本规范方法计算格体的转动,计算结果见表4。通过比较发现,弹性模型验算结果与数学模型计算结果非常接近,表明本文所建数学模型是可靠的。

表4 规范与数模结果比较

Table 4 Comparison between results of standard and numerical model

波浪力 /(kN/m)	日本规范计算 转角 $A / (^\circ)$	数学模型计算 转角 $B / (^\circ)$	误差 $(B-A)/B$ /%
447.95	2.71×10^{-2}	2.60×10^{-2}	4.9

5.2 破坏模式

图8为结构在1~3倍设计荷载($\alpha=1.0$ 、2.0、3.0)和结构达到极限承载力($\alpha=3.45$)时的位移场分布图。由图可以看出,格形钢板桩结构达到极限状态时,破坏模式为绕结构底面以下某一点发生转动失稳。为描述转动点的位置,以波浪力作用方向为坐标轴 Y 的正方向,以竖直向上为坐标轴 Z 的正方向,以主格底部圆心为坐标原点建立如图9所示的坐标系。加载系数 $\alpha=1.0$ 逐渐增加到 $\alpha=3.45$

的过程中,转动点的 y - z 坐标 (单位: m) 分别为 $(-3.6, -1.0)$ $(-1.9, -1.7)$ 、 $(-0.3, -1.8)$ 和 $(1.2, -1.3)$ 。转动点并不是固定不动的,而是发生了两个方向的运动:在水平方向上,转动点从靠近迎浪侧的位置,经过结构水平位置的中心,逐步向背浪侧移动;在竖直方向转动点始终位于结构的底面以下,向下运动后又逐渐向上方移动。

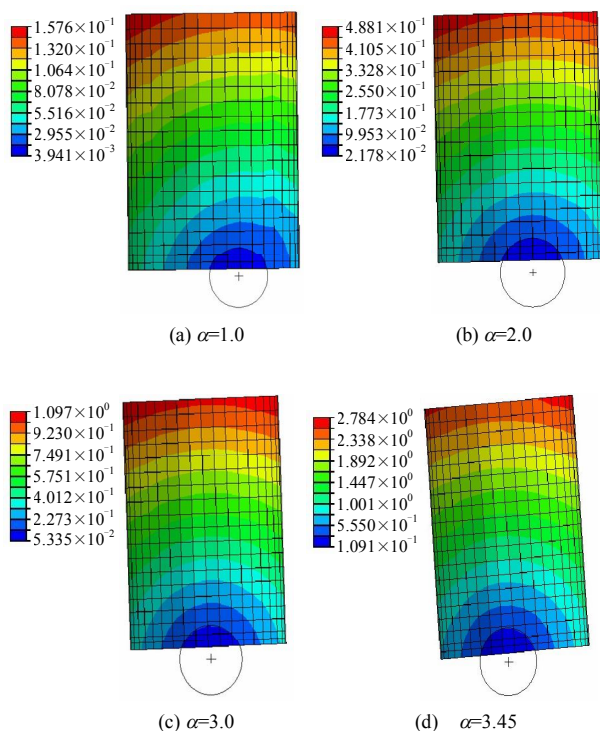


图8 不同 α 时位移场分布图 (单位: m)

Fig.8 Displacement field distribution of different values of α (unit: m)

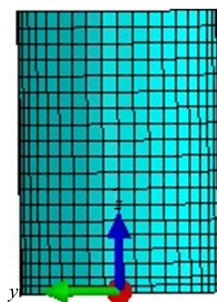


图9 坐标系

Fig.9 Coordinate system

5.3 稳定特性

本文工况下,波浪力-水平位移曲线如图10所示。由图中可以看出,设计波浪力内结构的位移较小,曲线基本为线性,说明设计波浪力下结构是稳定的。加载系数为3.45时,曲线斜率趋近于0,施加很小的力能产生很大的位移,结构失稳破坏。即

结构安全系数为3.45,说明结构具有较高的安全度。

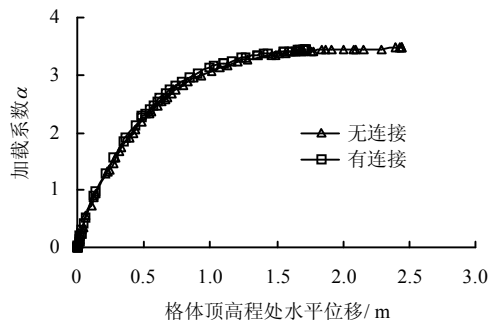


图10 波浪力-水平位移曲线

Fig.10 Curves of wave load vs. horizontal displacement

5.4 格型钢板桩环向拉力横向分布与竖向分布

为了防止格体胀裂,需要研究板桩之间的环向拉力分布。由图11可以看出,格型钢板桩主格仓在底部的环向拉力值明显大于上部。主格仓与副格仓连接的地方应力很大,另外,在主格仓的迎浪侧和背浪侧也容易出现应力极大值点。所以,本文建议将图12的1~6点所在的竖向断面作为锁口拉力验算断面,验算断面环向拉力值沿竖向分布如图13所示。

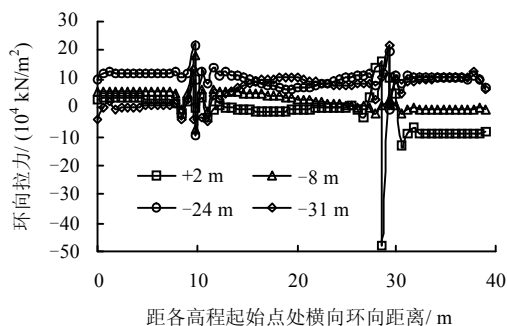


图11 代表高程处横向环向拉力横向分布

Fig.11 Horizontal hoop stress distribution at typical elevation

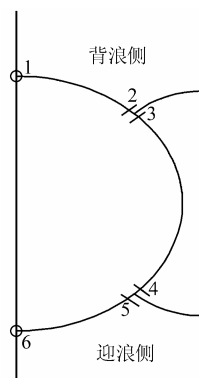


图12 本文建议验算断面

Fig.12 Cross-section suggested to be checked

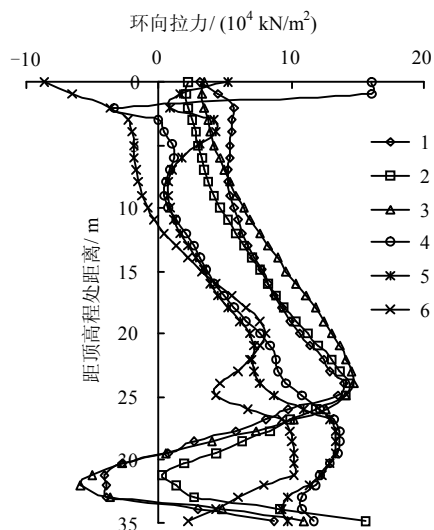


图 13 1~6 断面环向拉力沿竖向分布图
Fig.13 Vertical hoop stress distribution of cross-sections 1 to 6

背浪侧环向拉力的极大值出现在高程为 $-21 \sim -22$ m 和格型钢板桩底部与土体接触的地方,迎浪侧环向拉力的极大值出现在高程 $-25 \sim -27$ m 和格体底部与土接触的地方,这是格外回填土高程为 -24 m,背浪侧钢板桩受格外回填土的被动土压力作用,使相邻钢板桩之间产生压力,格体极大值点上移。迎浪侧格体与周围土体上部产生分离,周围土体对格仓产生主动土压力,下部挤压,产生被动土压力,使格体环向拉力的极大值点下移。格体底部与土体产生挤压作用,因此会出现环向拉力的极大值点。在格型钢板桩环向拉力的验算或设计中,要考虑这些易出现极值分布的部位。

5.5 剪切变形分析

格内土体出现剪切变形,由图 14~16 可见,剪切变形首先从背浪侧的格体底部开始发展,到格体中部后开始沿中轴发展,这符合太沙基法结论。

5.6 相邻板桩间转动对稳定性和环向拉力的影响

格型钢板桩结构由很多片钢板桩通过锁口连接而成。本文分别对模型加入铰接连接器和不加入铰接连接器,通过对比来研究相邻钢板桩之间的转动对于格体稳定性和环向拉力的影响。由图 10 可得,

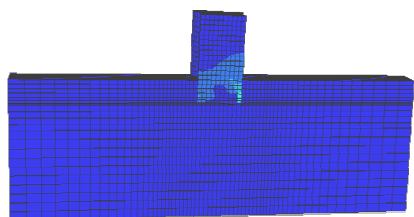


图 14 剪切变形从格体底部开始发展
Fig.14 Shear deformation starts from the bottom of cellular cell

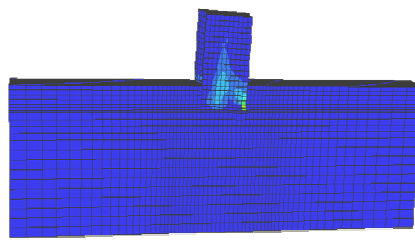


图 15 剪切变形发展到格体中部
Fig.15 Shear deformation goes to the middle of cellular cell

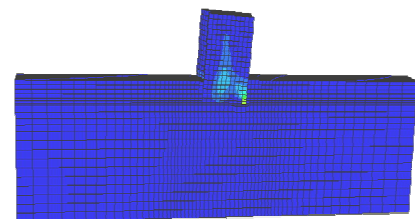


图 16 剪切变形沿中轴开始发展
Fig.16 Shear deformation grows in the medial axis of the cellular cell

在此种工况下,加入铰接连接器对于格型钢板桩结构稳定性基本没有影响,其安全系数分别为 3.43 和 3.45,因此,对于此种工况稳定性的研究,可以不考虑格体相邻板桩间的转动。各高程处环向拉力的起始点取同高程处主格仓背浪侧最远点。由图 17 中高程为 $+2$ 、 -8 、 -24 、 -31 m 处主格仓在横向的环向拉力分布可见,除 -31 m 高程处背浪侧外,主格仓在其余高程处的环向拉力曲线变化趋势基本相同,但数值上有所差别,并在个别点,尤其是主格仓与副格仓连接处差别很大。这说明考虑相邻板桩间的转动对于内力的研究是很有意义的。

5.7 土体参数对稳定性的影响

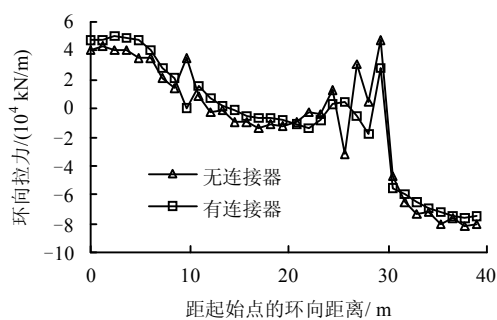
影响安全系数的因素有很多,包括格形钢板桩尺寸,埋深,土体的内摩擦角,剪胀角,黏聚力,弹性模量、泊松比、波浪力等。本文在保持其他参数不变的情况下分别变换目标土层地基土质黏聚力 (0 、 2 、 4 、 6 、 8 kPa) 和内摩擦角 (32° 、 34° 、 36° 、 38°) 的数值,研究内摩擦角和黏聚力变化对结构稳定性的影响。

由图 18、19 可见,一定范围内,在其他参数不变的情况下,安全系数随目标土层内摩擦角和黏聚力的增加基本呈现线性增加关系。

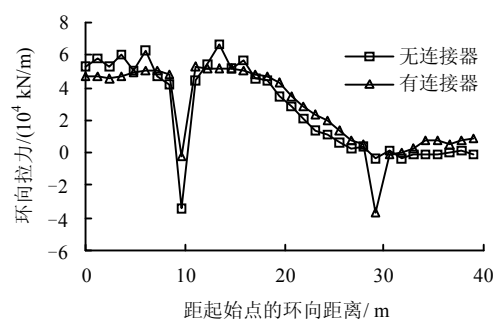
目标土层的黏聚力每增加 2 kPa,结构安全系数增加 1% 左右。目标土层的内摩擦角每增加 5° ,结构安全系数增加 3% 左右。因此,在格体周围选取黏聚力和内摩擦角大的土体有利于格型钢板桩结构的稳定性。

5.8 不同入土深度对结构稳定性的影响

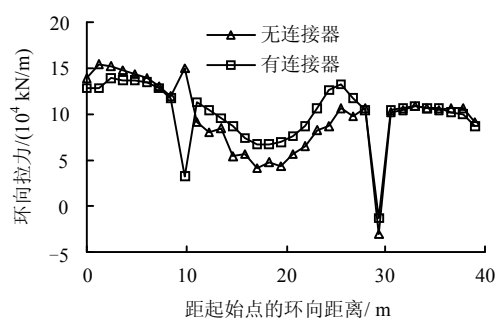
为研究入土深度对格型钢板桩结构极限承载力的影响, 取入土深度分别为 8.0、8.5、9.0、9.5、10.0 m, 相应的底标高 -32.0、-32.5、-33.0、-33.5、-34.0 m, 如图 20 所示, 在同一种土层中, 随着入土深度的增加, 格型钢板桩结构的安全系数大致呈现线性增加的趋势, 稳定性增加。



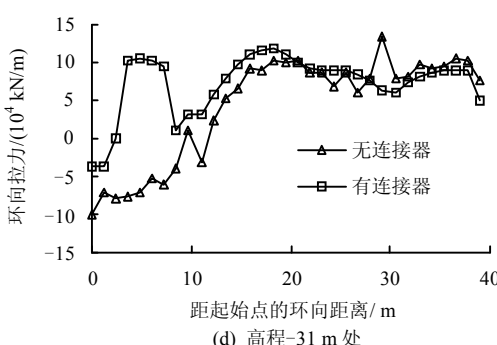
(a) 高程+2 m 处



(b) 高程-8 m 处



(c) 高程-24 m 处



(d) 高程-31 m 处

图 17 代表高程处横向环向拉力分布
Fig.17 Horizontal hoop stress distributions at typical elevations

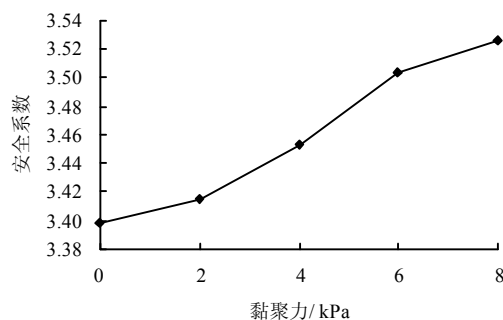


图 18 黏聚力变化对稳定性的影响
Fig.18 Influence of cohesion on stability

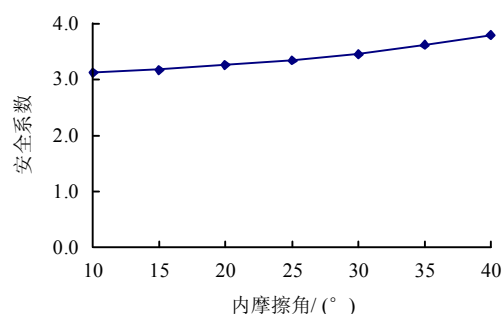


图 19 内摩擦角变化对稳定性的影响
Fig.19 Influence of friction angle on stability

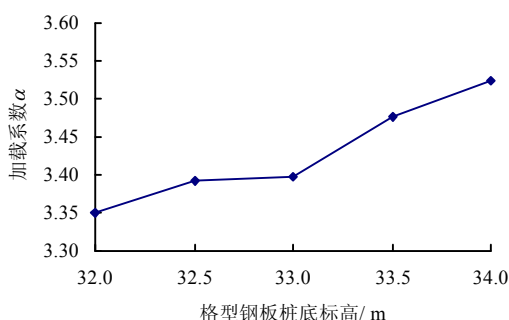


图 20 板桩入土深度对稳定性的影响
Fig.20 Influence of sheet pile embedded depth on stability

6 结 论

(1) 本文所建数学模型结果与日本规范计算结果吻合较好, 模型是正确的。

(2) 结构破坏模式为绕格体底面以下某一点发生转动失稳, 转动点是变化的。另外, 结构安全系数较高, 稳定性好。

(3) 格型钢板桩结构在底部的环向拉力比顶部要大, 并且最大的环向拉力出现在格体开始与外部土体接触的部位附近, 迎浪侧在与外围土体接触部位之上些许, 背浪侧在与外围土体接触部位之下些许。另外, 对于主格仓而言, 迎浪侧最远端、背浪侧最远端、主格仓与副格仓连接处附近是锁口拉力比较集中的地方, 在设计中要着重考虑。

(4) 格内填料的剪切变形主要发生在格体中轴

处,基本符合太沙基法结论,用太沙基法计算剪切变形较为合理。

(5) 相邻板桩之间的转动对于格型钢板桩结构稳定性影响不大,但对于环向拉力有一定的影响,所以在研究中考考虑相邻板桩之间的转动是很有必要的。

(6) 在一定范围内,增大围固土体的黏聚力和内摩擦角都有利于格型钢板桩结构的稳定性,另外,板桩入土深度越大,结构稳定性越好。工程中用内摩擦角大的回填砂替换摩擦角很小的淤泥层,并加大格型钢板桩的入土深度对于格型钢板桩结构的稳定性是很有必要的。

在工程实践中,有时会遇到填土质量不符合要求的情况,这时需要采取一些技术措施,以增加格型钢板桩结构稳定性。在隔仓内设置一些对角的结构构件作支撑或用钢缆索捆固格体等措施可以增加其稳定性。

参考文献

- [1] 张德果,毛铠.盐田港格型钢板桩码头结构设计[J].水运工程,1996,5(10):93-95.
ZHANG De-guo, MAO Kai. Structural design for the cellular sheet-pile wharf of Yantian port[J]. **Water Transport Engineering**, 1996, 5(10): 93-95.
- [2] 李德镍.格型钢板桩结构在港口工程中的应用[J].港工技术,1997,34(1):28-34.
LI De-nie. Application of cellular sheet-pile structure in port engineering[J]. **Port Engineering Technology**, 1997, 34(1): 28-34.
- [3] 毛铠.格型钢板桩结构设计施工手册[M].北京:中国计划出版社,1996:18-89.
- [4] The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan. Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan[S]. Japan: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, 2009.
- [5] 刘祚秋,钟志辉,林世延.格形钢板桩接在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),2010,31(4):373-376.
LIU Zuo-qiu, ZHONG Zhi-hui, LIN Shi-yan. Research on fill soil pressure and shear failure surface of cellular steel sheet pile structure[J]. **Journal of North Central University (Natural and Science Edition)**, 2010, 31(4): 373-376.
- [6] 肖忠.软土地基上新型防波堤结构的稳定性分析[D].天津:天津大学,2009.
- [7] 邱驹.港工建筑物[M].天津:天津大学出版社,2002:274-279.
- [8] 肖忠.沉入式大圆筒防波堤稳定性的三维弹塑性静动力数值分析[D].天津:天津大学,2007:35-46.
- [9] 王元战,肖忠.筒形基础稳定性分析的有限元方法[J].中国港湾建设,2010,32(增刊):169-669.
WANG Yuan-zhan, XIAO Zhong. Finite element method for stability analysis of cylindrical foundation structures[J]. **China Harbor Engineering**, 2010, 32 (Sup.): 169-669.
- [10] 费康,张建伟.ABAQUS在岩土工程中的应用[M].北京:中国水利水电出版社,2010:398-411.

最长高瓦斯隧道梅岭关隧道贯通

我国目前正在建设的最长高瓦斯隧道兰州至重庆铁路客运专线梅岭关隧道,经过中国铁建十八局集团建设者三年多施工16日正式贯通,标志着制约兰渝铁路全线铺轨工期的难点按期突破。位于川、陕、甘三省交界处广元市的兰渝铁路梅岭关隧道,穿越川东北高瓦斯油气区,东距九龙山气田约30 km,西距射箭河气田约10 km。隧道设计为单洞双线,单洞双线总长16 500多米,最大埋深407 m,是兰渝铁路全线的关键控制性工程,也是目前我国在建的最长高瓦斯高风险隧道。中国铁建十八局集团二公司梅岭关隧道指挥长王中会告诉记者,梅岭关隧道岩层中天然气的绝对涌出量高达每分钟3.03 m³,瓦斯压力超过了0.20 MPa,瓦斯浓度最高时达到了1.3%。这么高的有害气体浓度和瓦斯压力,在我国的铁路隧道建设中极其罕见。王中会说,自2009年10月隧道破土动工以来,建设、设计、施工和科研部门联合展开攻坚,严格按照“超前钻孔探瓦斯、昼夜监控测瓦斯、严控火源防瓦斯、加强通风治瓦斯”的综合防治原则,有效改善施工环境,防止瓦斯突出爆炸,按期安全打通了梅岭关隧道。总投资约800亿元的兰渝铁路连接了甘肃、四川、陕西和重庆四地的22个县(区),正线全长约855 km,其中桥梁和隧道的长度约750 km。开通运营后,兰州到重庆的行车时间将由目前的22 h,缩短为6.5 h,将构成我国连接西北、西南、华南和东南沿海的铁路大通道。

(信息来源:中国岩土网)