

DOI:10.16031/j.cnki.issn.1003-8035.2015.02.12

泥石流块石冲击下新型钢管混凝土桩林 坝“品”单元动力响应分析

王秀丽^{1,2}, 关彬林^{1,2}, 李俊杰^{1,2}

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050;

2. 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 泥石流所含块石的冲击是造成拦挡结构破坏的主要因素。钢管混凝土桩林能够有效拦截泥石流块石,减轻它的破坏作用。选取了钢管混凝土桩林的典型“品”字形三桩结构单元,利用 ANSYS/LS-DYNA 软件对其两个典型部位进行了块石冲击下的动力响应模拟和分析。结果表明:三桩结构不同部位的冲击力时程曲线呈现出显著差异,受冲击部位的约束越强,即局部刚度越强,则冲击力峰值越大,且冲击力峰值随着冲击速度、混凝土强度等级以及桩截面套箍系数的增大而增大,而三桩结构顶部节点处冲击力峰值随着桩心距的增大而减小;受冲击部位背面的残余变形与冲击速度近似成二次关系,与冲击能量成线性关系;结构的受冲击部位、支座部位以及桩梁连接处的响应较大,设计时应予以加强。

关键词: 泥石流块石;冲击荷载;钢管混凝土桩林“品”单元;数值模拟;动力响应

中图分类号: P642.23

文献标识码: A

文章编号: 1003-8035(2015)02-0069-07

Dynamic response analysis of “trefoil”-shap unit of concrete-filled steel tubular piles under impact of big stone in debris flow

WANG Xiuli^{1,2}, GUAN Binlin^{1,2}, LI Junjie^{1,2}

(1. Lanzhou University of Technology, School of Civil Engineering, Lanzhou, Gansu 730050, China;

2. Western Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou, Gansu 730050, China)

Abstract: The impact of big stone in debris flow is often the major factor for the block structure damage. As a new block structure, the concrete-filled steel tubular piles can intercept stone effectively so as to reduce the impact damage of debris flow. Based on the finite element program ANSYS/LS-DYNA, the model of the typical “trefoil”-shaped unit of concrete-filled steel tubular piles is established, and the dynamic response of its two positions is simulated and analyzed under the impact of stones. Results show that the impact force time curves of different positions have obvious differences, if the stronger the constrain of impacted position, namely the local stiffness is, the larger the peak impact force is, and the peak impact force increases with the velocity, concrete strength grade or confinement index improved, but decreases with the distance of pile center added. The residual deformation of impacted position back is similar to the impact energy and square of velocity. The impacted position, bearing positions and pile-beam connections have big response under impact load, and they should be strengthened when designed.

Keywords: big stone in debris flow; impact load; concrete-filled steel tubular piles; “trefoil”-shaped unit; numerical simulation; dynamic response

收稿日期: 2014-10-30; 修订日期: 2014-12-05

基金项目: 国家科技支撑计划(2011BAK12B07); 国家自然科学基金项目(51278236)

第一作者: 王秀丽(1963-),女,辽宁沈阳人,博士,教授,博导,主要从事大跨度空间结构与泥石流防治结构研究。E-mail:992977862@qq.com

0 引言

泥石流是发生在山区的一种重力地貌现象,是泥沙石块等松散固体物质和水,以及少量空气的混合体在重力作用下沿着沟床或坡面向下运动的特殊流体。泥石流具有暴发突然、流速快、历时短暂、危害严重等特征。我国每年由于泥石流灾害死亡人数都位于全国水旱灾害死亡人数的前列,经济损失从数百万元到数亿元^[1]。

我国对泥石流灾害的治理始于20世纪50年代,经过近60年的研究与实践,已由局部的单一工程措施发展到工程防御、生物防御、预测与报警、环境保护与行政管理相结合的综合防治体系^[1],总结出“以防为主,防治结合,因地制宜,因害设防,突出重点,综合治理”的灾害防治原则,形成了“预防与治理相结合,工程措施与生物措施相结合,灾害治理与资源利用相结合”的成套减灾技术^[2]。治理泥石流最有效和最快捷的措施是修建各种拦挡坝,它有泄洪、拦渣、固床、稳坡、控制固体物质补给量、防止沟道下切及沟壑继续发展的功效。在泥石流灾害防治中,通常采用多道坝分级拦挡,在泥石流沟中上游修建透水型坝体,拦截大块石,下游修建实体重力坝,拦截水与泥沙。透水型拦挡坝适用于流体中固相物质级配宽,大漂砾含量高的稀性泥石流和水石流,也可用于密度较低的碎屑流;高密度粘性泥石流和泥流则当慎用^[3]。巨石在沟中上游如不进行拦截,从上面滚落下来携带巨大的能量,对下游的各种结构将造成巨大的破坏,甚至人员伤亡。现有拦截大块石的常用结构就是钢筋混凝土桩林,它具有拦挡效果好,刚度大,抗冲击能力强,耐久性好的优点,不过它也有配筋过密导致施工困难,桩之间协同能力不强,受块石撞击部位易破碎,造价高的缺点。鉴于钢管混凝土具有承载力高、塑性和韧性好,经济效益显著和施工快捷的优点^[4],以及王蕊、李珠^[5-6]等人做了一系列试验研究了钢管混凝土构件抗侧向冲击性能,发现钢管混凝土构件在冲击下具有很好的塑性变形能力与耐撞性,遂提出一种新型拦挡坝—钢管混凝土桩林(图1)。当泥石流中大块石撞击坝体的同时,肯定还有小块石与泥浆作用于坝体上,出于安全与设计角度考虑,因此取其中一典型“品”字形三桩结构利用国际通用计算动力荷载的非线性有限元软件 ANSYS/LS-DYNA 进行建模分析并研究其在大块石撞击下的动力响应,以便为钢管混凝土桩林这种结构的工程设计与应用提供参考。

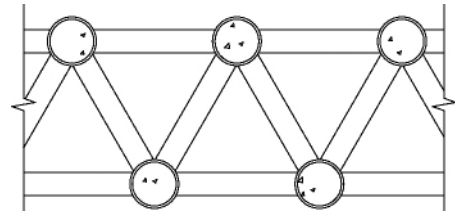


图1 钢管混凝土桩林平面图

Fig. 1 The plan of concrete-filled steel tubular piles

1 冲击作用分析

1.1 巨石冲击脉冲形式

钢管混凝土桩林是种新型坝,现有的泥石流灾害防治工程设计规范未对其设计做说明。本文中关于桩间距的确定参考规范^[7]中的钢筋混凝土桩林的设计要求 $b/D_m = 1.5 \sim 2$ (b 为桩之间的净间距, D_m 为泥石流最大粒径),坝体的竖向格栅孔高度尺寸选择参考甘肃省舟曲县三眼峪沟泥石流灾害治理工程的施工图设计,由施工图可知底部孔的高度比上部孔的高度要小,且基本满足 $b/h_1 = 1.5 \sim 2$ (b 同前, h_1 为底部矩形孔的净高度) $b/h_2 = 1 \sim 1.5$ (b 同前, h_2 为除底部孔外的上部矩形孔的净高度)。本文中桩的直径取为114 mm, D_m 取为300 mm。

冲击荷载是指外部荷载瞬时地将动量施加到结构上的随时间迅速变化的荷载,是一种短时作用。国内学者吴积善等根据实测的泥石流冲击力过程曲线对泥石流冲击荷载进行了研究,将泥石流冲击荷载概化为锯齿形脉冲、矩形脉冲和尖峰型脉冲三类^[8]。钢管混凝土桩林主要对泥石流中大块石进行拦挡,以受大块石的冲击作用为主,属尖峰型脉冲(图2)。

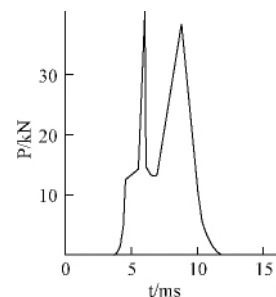


图2 尖峰型脉冲荷载

Fig. 2 Peak pulse load

该类波形反映泥石流冲击作用时间短,全过程仅几毫秒到十几毫秒,认为是泥石流流体中粒径较大的固相颗粒或块石动力作用的结果,能更精确的反应钢管混凝土桩林受泥石流大块石的冲击。

1.2 巨石冲击力计算方法

泥石流对钢管混凝土桩林的冲击力包括泥石流整体冲击力和泥石流中大块石的冲击力^[7],由于钢管混凝土桩林受力面积小,作用于坝体的泥石流整体冲击力将很小,主要以大块石的冲击力为主。

$$F_b = \sqrt{\frac{48EJV^2W}{gL^3}} \cdot \sin\alpha$$

式中: F_b 为泥石流巨石冲击力/kN; E 为工程构件弹性模量/kPa; J 为工程构件截面中心轴的惯性矩/m⁴; L 为构件长度/m; V 为石块运动速度/(m/s); W 为石块重量/kN; g 为重力加速度(取 $g=9.8\text{ m/s}^2$); α 为块石运动方向与构件受力面的夹角/(°)。

1.3 球体模拟巨石冲击

本文采用刚球模拟泥石流冲击过程中的块石,在有限元软件 ANSYS/LS-DYNA 中建立球体几何模型,球体单元选取软件中特有的三维实体单元 SOLID164,采用 Rigid 模型,密度与泊松比取自花岗岩,密度为 2800 kg/m^3 ,弹性模量为 50 GPa ,泊松比为 0.29 。冲击体由于是刚体材料,在划分网格时,可以尽量划分的精细来提高运算的精度,并不影响运算的速度。直径 300 mm 球体在网格划分时,先将球体切割成等大小的 8 块,再进行映射划分,网格大小为 20 mm ,其有限元模型如图3。

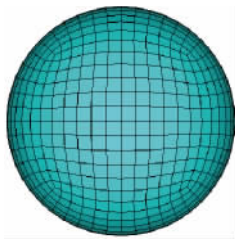


图3 球体有限元模型

Fig. 3 The finite element model of sphere

2 钢管混凝土桩林“品”字形结构单元建模

2.1 单元类型

钢管混凝土桩林“品”字形结构有限元模型中,混凝土与钢管均采用具有较高精度和较好收敛性的 8 节点六面体实体单元 SOLID164。

2.2 材料特性

钢管对内填混凝土形成套箍作用,使其三向受压,从而使它具有更高的抗压强度和压缩变形能力。因此桩管内混凝土选塑性各向同性强化模型 Bilinear Isotropic Model^[9],本文中模拟要用到 C30、C40、C50 和

C60 等级混凝土,性能参数取值参考规范^[10]见表1,切线模量均为 3.5 GPa 。

表1 混凝土特性

Table 1 Concrete properties

混凝土等级	密度/(kg/m ³)	弹性模量/GPa	泊松比	抗压强度 f_{ck} /MPa
C30		30		20.1
C40	2500	32.5	0.2	26.8
C50		34.5		32.4
C60		36		38.5

在快速加载条件下,许多金属材料的屈服极限有明显的提高,而屈服的出现有滞后现象。因此钢管选用塑性随动强化材料模型 Plastic Kinematic Model,其包括等向强化、随动强化以及两者的结合模型,其依赖于应变率及失效应变。应变率通过 Cowper-symonds 模型得以实现,该模型能够依赖于应变率的参数来确定屈服应力,其值为:

$$\sigma_y = \left[1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^P \right] (\sigma_0 + \beta E_p \epsilon_p^{eff})$$

式中: σ_0 为静态屈服应力; $\dot{\epsilon}$ 为应变率; C 和 P 为应变率参数; ϵ_p^{eff} 为有效塑性应变; E_p 是由 $E_p = E_t E_s / (E_s - E_t)$ 给出的塑性硬化模量。

本文中模拟要用到不同厚度的钢管 Q235,屈服强度 σ_0 均为 235 MPa ,弹性模量 E_s 均为 206 GPa ,切线模量 E_t 均为 0.65 GPa ,泊松比 ν 均为 0.3 ,密度均为 7850 kg/m^3 , ϵ_p^{eff} 取 0.2 。钢管为普通热轧钢,硬化参数 β 取 0.2 , C 取 50.1 , P 取 4.0 ^[10]。显式动力分析中为阻止结构的非真实振荡,需要定义阻尼。本模型中考考虑材料阻尼,钢材料阻尼系数取 0.005 ,混凝土材料阻尼系数取 0.04 。

2.3 网格划分

本文选取钢管混凝土桩林坝的“品”字形三桩结构进行动力响应分析,模型由三根钢管混凝土桩与桩之间的双层连梁组成。每根桩截面均相同,高度为 0.8 m ,桩心间的距离为 0.6 m ,每两根桩在 0.3 m 高度与 0.75 m 高度处分别设置一根钢管梁,钢管梁的截面尺寸均相同。模型分析中桩钢管外直径均为 114 mm ,壁厚分别为 3.5 mm 、 3.8 mm 、 4.2 mm 、 4.5 mm 四种厚度,钢管梁外直径为 51 mm ,壁厚为 3.5 mm 。受冲击的桩称为前桩,其余两桩称为后桩。由于块石撞击三桩结构位置具有不确定性,文中取前桩管与梁管节点处 750 mm 高度(位置定义为 I)与两道梁管中间 500 mm 高度处(位置定义为 II)这两个典型位置进行冲击

分析,为了减少运算时和方便模型的建立,冲击球距冲击部位的距离在任何计算工况下均取 10 mm。三桩结构在网格划分之前应先对桩管与梁管进行 divide, 再对钢管桩底面进行面划分,前桩沿外环周取 32 份,后桩沿外环周取 24 份,桩管里面的混凝土沿着桩高度方向 Sweep,前桩取 40 份,后桩取 25 份。冲击部位处进行 SOLID164 自由划分,网格大小取 10 mm,其余梁管桩管节点处自由划分,网格大小取 15 mm。冲击部位自由划分以保证沙漏能占总能量的比例不超过 10%,且滑移能不出负值。钢管混凝土桩林的“品”字型三桩结构网格划分如图 4。

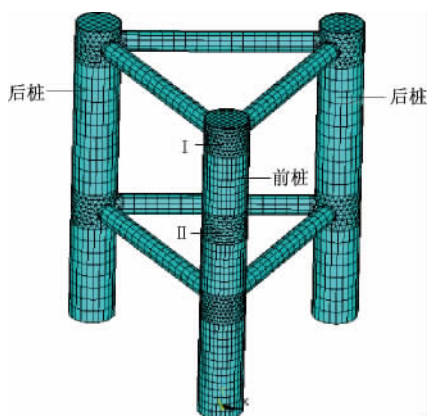


图 4 三桩结构有限元网格划分

Fig.4 Grid division of the three-pile structure

2.4 接触定义

冲击荷载通过冲击球与钢管的接触面来施加,本模型中采用面面自动接触类型,并假定接触面无摩擦,接触算法采用对称的罚函数法。在钢管壁与混凝土单元的粘结模拟方面,大多数研究者 (Neogi, Tomii, Shakirkhalil 等)均假定钢管与混凝土完全黏结,少数研究者在钢管单元与混凝土单元之间加入了滑移单元或间隙单元,结果表明考虑界面之间的滑移性能对钢管混凝土结构整体性能影响不大。因此本文中钢管与混凝土采用完全黏结处理。

2.5 边界条件

钢管混凝土桩林的“品”字形三桩结构柱脚采用埋入式刚接柱脚,故本模型中桩根部可视为固端,通过对桩根部外圈钢管节点 x, y, z 方向位移约束,对核心混凝土采用只约束其 z 方向来模拟固端。

3 计算结果及分析

钢管混凝土桩林结构在侧向冲击荷载作用下,会产生材料的相互作用、弹塑性变形、动态损伤等多种效

应耦合,其撞击破坏是个非常复杂的非线性动力过程,它与钢、混凝土材料特性、几何参数,撞击物形状、质量、速度、冲击部位、结构约束等情况密切相关。

3.1 冲击力的时程曲线与变形分析

泥石流浆体的动压力及其所含块石的撞击力是危害防治工程构筑物的直接因素,而后者往往是导致结构破坏的最主要荷载,因此冲击力是拦挡坝抗冲击性能的一个重要评价指标。泥石流属于低速流,撞击拦挡坝的大块石的速度通常在 10 m/s 左右。为反映三桩结构(桩管为厚 3.5, 桩管内混凝土为 C40)在不同冲击能量下的冲击力变化特性,文中给直径 300 mm 的球分别设速度 5 m/s、7.5 m/s、10 m/s、12.5 m/s、15 m/s。为方便冲击力时程曲线的对比,将接触前的一段时间去掉,使不同速度下的冲击力时程曲线有相同的起点。图 5 为三桩结构 I 处受不同速度球撞击的冲击力时程曲线,图 6 为结构 II 处受不同速度球撞击的冲击力时程曲线。

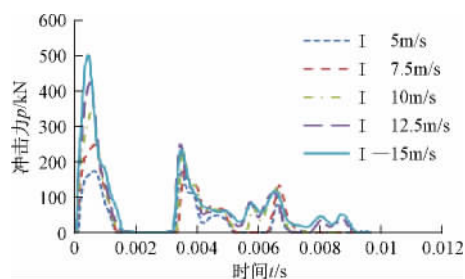


图 5 I 处不同速度下的冲击力时程曲线

Fig.5 Impact force vs. time curves for different velocity (I)

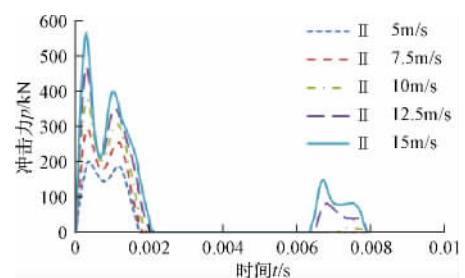


图 6 II 处不同速度下的冲击力时程曲线

Fig.6 Impact load vs. time curves for different velocity (II)

从图 5、图 6 均可看出球一接触结构,冲击力在短时间内迅速达到峰值,随后下降,呈一尖峰形状,过后如能量较大时再次出现小的尖峰。究其原因,球携带巨大的能量作用在结构上,使冲击部位的附近质点在短时间内受到波及,并产生加速运动,并有局部变形产生,但结构整体还来不及发生变形,冲击力因此很快达到峰值,当结构整体变形开始发生时,冲击力开始步入下降段。I 位置冲击力直接降到 0,此时刚球的速度

还是保持正向,并与冲击部位一起等速运动,经过约 2 ms 后,结构通过变形耗能把自身的速度降了下来,结果刚球与结构再次发生了碰撞,但此时刚球速度并不是开始的那么大,引起的峰值相对最初的来说较小。II 位置冲击力下降到 200 kN 左右再次上升,原因在于 II 位置上下端约束较强,使得它的速度比整体降的快,故冲击力再次上升,并到一峰值后下降到 0,此时刚球的速度已经反向,但值较小,当结构释放部分变形能时,结构反向运动,可能赶上刚球,发生再次碰撞。从图 5、图 6 可看出结构相同的位置受等质量的球撞击,冲击力峰值随着冲击速度的增大而增大,增幅在 45.7% ~ 18.2%;相同速度下,II 位置比 I 位置的冲击力峰值大,约为 I 位置的 1.12 倍,原因在于 II 位置比 I 位置能量扩散慢,II 位置离前桩固端距离比 I 位置近,前桩顶面混凝土在受到撞击时能够向外变形,总的来说,II 位置比 I 位置在相同的冲击速度下难于变形。

图 7 为三桩结构(桩管厚 3.5,桩管内混凝土为 C40)的 I 和 II 位置背部残余变形随不同速度的变化关系。从图 7 可看出冲击部位的残余变形随着冲击速度的增大而增大,且残余变形与速度近似于二次关系,又冲击能量与速度成二次关系,则在相同冲击球质量下,残余变形与冲击能量近似于线性关系。

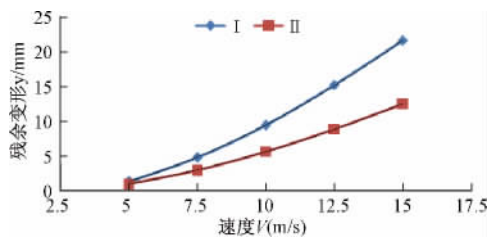


图 7 不同冲击速度下的残余变形

Fig. 7 The residual deformation under different impact velocity

3.2 冲击力峰值参数分析

以下从不同的混凝土等级、不同的桩管套箍系数和不同的桩心距等方面对冲击力峰值的影响进行分析。

图 8 是三桩结构(桩管厚 3.5)的 I 和 II 处在桩管内混凝土分别为 C30、C40、C50、C60 受 10 m/s 球撞击的冲击力峰值变化关系图。

图 9 是三桩结构(梁管厚 3.5,桩管混凝土为 C40) I 和 II 位置在改变桩管厚度,不改变柱管直径情况下受 10 m/s 球撞击的冲击力峰值变化图。桩截面套箍系数 $\xi = A_s f_y / A_c f_{ck}$, 桩管 114 × 3.5、114 × 3.8、114 × 4.2、114 × 4.5 套箍系数分别为 1.185、1.297、1.450、1.568。

图 10 是三桩结构(桩管厚 3.5,桩管内混凝土为

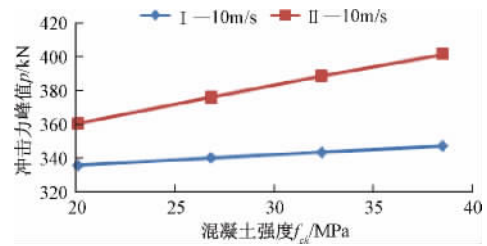


图 8 冲击力峰值随混凝土强度变化关系图

Fig. 8 The concern curve of peak impact force and the concrete strength

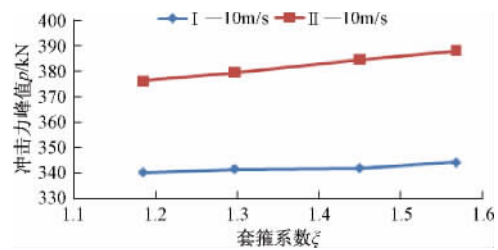


图 9 冲击力峰值随套箍系数变化关系图

Fig. 9 The concern curve of peak impact force and the confinement index

C40)的 I 和 II 位置在桩心距分别为 400、500、600、700 受 10 m/s 球撞击的冲击力变化图。

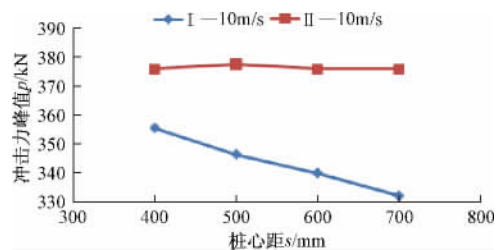


图 10 冲击力峰值随桩心距变化关系图

Fig. 10 The concern curve of peak impact force and distance of pile center

从图 8 可看出冲击力峰值随着混凝土强度的提高而增大,且近似成线性关系,I 处增幅达 1.1%,II 处增幅达 3.7%,原因在于混凝土强度提高,使得它迟于屈服,使得它抗压缩变形的能力提高。从图 9 可看出冲击力峰值随着混凝土套箍系数的提高而增大,且 II 位置比 I 位置明显,原因在于桩管壁厚增加,使得它对混凝土的约束效应加大,使得截面的抗弯刚度提高。从图 10 可看出冲击力峰值在 II 处随桩心距增大变化不明显,但在 I 处随桩心距增大而减小,降幅约达 2.2%,原因是 I 处桩心距增大,梁管并不是无限刚、不可压缩的,削弱了桩之间的协同变形,使得 I 位置在相同的冲击能量下随着桩心距增大易于变形。

3.3 应力应变分析

下面就对三桩结构(桩管厚 3.5,桩心距取 600 mm)的 I 和 II 位置分别受直径 300 mm 刚球 10 m/s 速度撞击这两种工况进行应力应变分析,应力云图分别如图 11 和 12 所示。应力采用 Von Mises 应力,应变采用有效塑性应变。

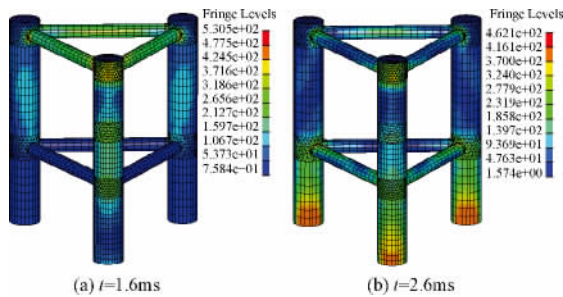


图 11 工况一 Von Mises 应力云图

Fig. 11 Von Mises stress nephogram under the working condition one

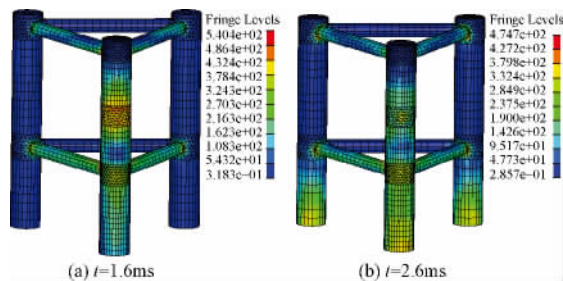


图 12 工况二 Von Mises 应力云图

Fig. 12 Von Mises stress nephogram under the working condition two

从图 11 与图 12 可看出,三桩结构 I 和 II 位置受到撞击时,冲击动力响应迅速向周围传递,I 位置通过与之相连的两根梁管向后桩进行传递,另外通过前桩向下传递,前桩底端比后桩底端先出现响应;II 位置沿着上下方向传递,并通过与之相连的上下梁管传到后桩上,另外通过前桩向下传递。前桩的应力比后桩的应力大,受冲击部位、桩梁节点处、桩底部应力相对其他位置来说较大,符合结构在冲击作用下的受力特征。

在工况一与工况二下,三桩结构的内应力与应变均是对称的,后桩控制点仅在一个上面取,控制点如图 13 所示。由表 2 可知,钢最大应力与有效塑性应变以及混凝土最大应力与有效应变均出现在受冲击部位,且工况二的钢有效应变比工况一大,混凝土最大应力相反,原因在于受冲击的 3 位置上下相邻的约束比 1 位置强,使得 3 位置的钢材比 1 位置耗能多,同时使得 3 位置处的混凝土受挤压程度比 1 处小。除受冲击部

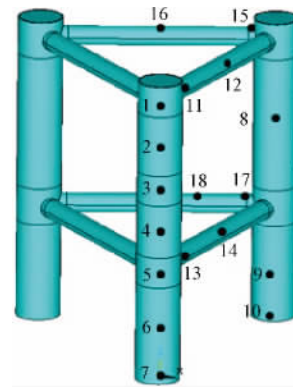


图 13 控制点布置图

Fig. 13 Arrangement of control points

表 2 单元应力应变值

Table 2 Unit stress and strain value

工况	取点	钢最大应力/MPa	钢有效应变 max	砼最大应力/MPa	砼有效应变 max
—	1	578.95	0.0515	194.56	0.0428
	2	112.35	0	34.68	0.0022
	3	297.83	0.00008	28.36	0.0005
	4	246.59	0	27.19	0.00019
	5	379.06	0.0035	42.43	0.004
	6	332.63	0.0014	33.64	0.0017
	7	389.58	0.00653	49.52	0.00579
	8	242.21	0	27.97	0.0003
	9	341.34	0.0023	39.22	0.00318
	10	387.51	0.0046	43.54	0.00428
	11	521.28	0.00407		
	12	228.1	0		
	13	417.89	0.0109		
	14	129.89	0		
	15	421.51	0.023		
	16	290.52	0		
	17	426.29	0.0145		
	18	171.73	0		
=	1	55.07	0	14.40	0
	2	224.9	0	31.70	0.0014
	3	575.63	0.0625	119.45	0.0237
	4	303.7	0.00003	31.554	0.0012
	5	382.57	0.0051	47.23	0.0052
	6	342.03	0.0019	36.31	0.0024
	7	379.82	0.0075	50.16	0.0060
	8	83.24	0	14.37	0
	9	336.73	0.0017	39.87	0.0033
	10	359.73	0.0051	44.27	0.0044
	11	437.22	0.0115		
	12	102.23	0		
	13	477.08	0.0167		
	14	322.22	0.0003		
	15	396.15	0.0034		
	16	181.39	0		
	17	423.98	0.023		
	18	137.99	0		

位应力大外,5、7、10、11、13、15、17处应力也较大,原因在于桩梁节点处应力复杂,三桩结构对冲击的抵抗最终要靠桩根部的约束,建议在桩梁节点处与桩根部应该加强,以提高结构在块石撞击下的整体性、局部的抗破坏能力和耐久性,可以采取的简单措施有在桩梁节点焊接处沿梁管的环向焊上加劲肋和在桩的根部沿环向焊上加劲肋。梁管的中部点14、16、18以及桩的8等非直接受冲击部位处应力较小。从6到7以及9到10应力应变均呈增大趋势,可看出结构在底部呈现出典型的悬臂特征。从7、10点钢的有效塑性应变大小看出,前桩受撞击时,前桩根部耗能比一个后桩的多,且工况二的前后桩钢有效塑性应变差值大于工况一的。工况一的4、8、16点尽管钢最大应力超过235 MPa,但未出现塑性应变,原因在于钢采用的是CP模型,屈服应力随着时间是变化的,这些点当达到最大应力的时候,该时刻的屈服应力高于它们的最大应力。工况一、二的7、10点处应力不特别大,但是塑性应变还不小,原因在于冲击结束后三桩结构左右振荡,使得桩的根部频繁进入塑性,产生塑性变形积累所致。

4 结论

(1) 结构不同部位的冲击力时程曲线存在着显著差异。同一冲击速度下,II处冲击力峰值约为I处的1.12倍,表明受冲击部位的约束越强,即局部刚度越强,则冲击力峰值越大;冲击速度的增大、混凝土强度等级的提高以及桩截面套箍系数的增大均会增大冲击力峰值,且相较于后两个因素,冲击力峰值对冲击速度的变化更为敏感;顶部节点处的冲击力峰值随着桩心距的增大而减小。

(2) 受冲击部位背面的残余变形与冲击速度近似成二次关系,与冲击能量成线性关系。

(3) 冲击荷载作用下,结构不同部位的响应不同,其中,受冲击部位的应力应变最大,钢材应力达到578.95 MPa,有效塑性应变达到0.0625,混凝土应力达到194.56 MPa,有效塑性应变达到0.0428,设计时应予以加强,此外,桩梁连接处以及桩支座处的响应也较大,同样需要引起注意。

参考文献:

- [1] 赵健. 我国泥石流防治措施研究[J]. 中国水利, 2007, 14:50-52.
ZHAO Jian. Research of debris flow preventing and controlling measures in China [J]. China Water Resources 2007, 14:50-52.
- [2] 陈继华,王秋军,张彦林. 泥石流防治研究[J]. 科技广场 2011(2):20-22.
CHEN Jihua, WANG Qiujun, ZHANG Yanlin. Debris flow prevention and control research [J]. Science and Technology Square 2011(2):20-22.
- [3] 李德基. 透水型拦挡坝在泥石流防治中的应用[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1997, 8(4):60-66.
LI Deji. Application of permeable blocking dam in debris flow prevention [J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 1997, 8(4):60-66.
- [4] 钟善桐. 钢管混凝土结构在我国的应用与发展[J]. 建筑技术 2001, 32(2):80-82.
ZHONG Shantong. Application of development in china of concrete filled steel tubular structure [J]. Architecture Technology 2001, 32(2):80-82.
- [5] 王蕊,李珠,任够平,等. 钢管混凝土梁在侧向冲击荷载作用下动力响应的试验研究和数值模拟[J]. 土木工程学报 2007, 40(10):34-40.
WANG Rui, LI Zhu, REN Gouping, et al. Experimental study and numerical simulation of the dynamic response of concrete filled steel tubes under lateral impact load [J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(10):34-40.
- [6] 李珠,王瑞峰. 固简支钢管混凝土构件侧向冲击试验研究[J]. 工程力学 2008, 25(增1):193-197.
LI Zhu, WANG Ruifeng. Experimental study of fixed-freely supported concrete filled steel tubular under lateral impact load [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(S1):193-197.
- [7] DZ/T0239—2004 泥石流灾害防治工程设计规范[S].
DZ/T0239—2004 Debris flow disaster prevention and control of engineering design specifications [S].
- [8] 吴积善,等. 云南蒋家沟泥石流观测研究[M]. 北京:科学出版社, 1990:63-155.
WU Jishan, et al. Observation and study of debris flow of Jiang Jia Ditch in Yunnan [M]. Beijing: Science Press, 1990:63-155.
- [9] 任够平,李珠,王蕊. 低速侧向冲击下钢管混凝土柱挠度研究[J]. 工程力学 2008, 25(5):170-175.
REN Gouping, LI Zhu, WANG Rui. The Deflection of concrete filled steel tubular column under lateral at low speed [J]. Engineering Mechanics 2008, 25(5):170-175.
- [10] GB50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
GB50010—2010 Code for design of concrete structures [S].