

文章编号:1001-2486(2003)03-0028-05

钢—混凝土复合爆炸容器内爆响应数值模拟*

蔡清裕¹, 曾新吾¹, 胡永乐²

(1. 国防科技大学理学院, 湖南长沙 410073; 2. 浙江大学机械与能源工程学院, 浙江杭州 310027)

摘要:应用动力有限元方法模拟了轴对称椭球顶圆柱密闭式抗爆容器内部爆炸流场,并对钢衬—混凝土复合容器壁的应力应变响应进行了数值模拟分析。分析结果显示:钢衬层应力波动的低、高频两部分分别起因于压力波的反复作用及钢衬结构的本征振动,二次波对容器顶部的作用很重要,并由此对混凝土的塑性及损伤的时空分布产生重要影响。数值模拟结果与实验结果一致。

关键词:爆炸容器;数值模拟;爆炸载荷

中图分类号:0381 **文献标识码:**A

Numerical Simulations on Steel-concrete Blast Chamber under the Internal Explosive Load

CAI Qing-yu¹, ZENG Xin-wu¹, HU Yong-le²

(1. College of Science, National Univ. of Defense Technology, Changsha 410073, China;

2. College of Mechanical and Energy Engineering, Zhejiang Univ., Hangzhou 310027, China)

Abstract: The dynamic finite element method was applied to simulate the explosive flow field of an axisymmetric cylindrical blast chamber with an ellipsoid cap, the stress and strain responses of the steel-concrete part were analyzed. The numerical simulation results show that the major low and high frequency of stress wave of steel liner is generated by reduplicate reflection of the blast wave on steel liner and intrinsic vibration of liner structure, and that the twice reflection of the blast wave on cap part of the chamber is important, thereby the space-time distribution of plasticity and damage responses of concrete have been fundamentally affected. The numerical results are in good agreement with experimental results.

Key words: explosive chamber; numerical simulation; explosive load

在特种工程应用中,采用爆炸容器的目的是保证在炸药爆炸作用期间,爆炸的产物、碎片及试验的样品安全地保存在容器中,有毒气体等有害物质不至于泄漏出来对周围的环境及人身安全造成威胁,使我们能在方便的工作环境中安全可靠、高频度地进行爆炸、爆轰实验并回收产物。然而爆炸容器的生产和测试是一个相当费时而且非常昂贵的工程,所以可靠、合理地设计爆炸容器的结构及材料显得非常重要。目前,新的设计主要基于经验和以前的设计及粗略的估算。为了更加精确、可靠地对爆炸容器的响应特征进行评估,运用应力波理论和数值模拟相结合的方法能起到一定的积极作用^[1-3]。计算和分析爆炸容器的目的就是定性地或在某种定量的程度上初步考核新设计的爆炸容器的安全性及其在爆炸加载下的响应特性,为合理地改善设计提供技术支持和参考。

1 计算模型及材料模型

1.1 计算模型及其简化

实体模型的大小由爆炸容器的实际尺寸决定,其示意图如图1所示。容器的空腔部分由两端为椭球封头、中间为短圆柱形的封闭爆室构成,爆室结构由钢衬及外侧浇注的混凝土构成,混凝土外部可视无限介质,钢衬厚度6mm。炸药为4422g TNT,球形装药,置爆室内几何中心。

* 收稿日期:2003-02-17

作者简介:蔡清裕(1974—),男,博士生。

选取容器的 1/8 实体作为计算模拟对象,在其对称面使用对称边界条件。钢衬层与混凝土层在交界面直接耦合。根据预先计算结果显示,混凝土的非线性响应区厚度仅 380mm,故选取 400mm 厚的混凝土,在其外边界使用非反射边界条件。计算的物理问题时间为 6ms,整个物理过程分为 5 个阶段进行模拟。第一阶段是炸药的起爆、爆轰波的传播、炸药的燃烧;第二阶段是爆轰产物的膨胀及形成爆炸波;第三阶段是爆炸波的扩展;第四阶段是爆炸波与钢衬层相互作用,在固体材料内部产生冲击波;第五阶段是应力波在固体介质内传播并产生弹塑性变形。前三个阶段的作用使用多物质欧拉算法,第四阶段使用基于罚函数的流固耦合算法,第五阶段则采用标准的有限元方法分析,对钢衬与混凝土采用单点积分拉氏算法及沙漏控制。在有限元模型中,我们将实体模型的中截面称为“赤道面”,相应地,在计算结果中输出了 A1、D1 ~ D3 四个代表点处各单元的物理量;模型直圆柱段以 A1 ~ A4 四个代表点标示位置,称为“直柱段”;模型椭球部分以 B1 ~ B4 四个代表点标示位置,称为“椭球段”;模型上部以 C1 ~ C4 四个代表点标示“对称轴”的位置,此处描述对称轴处的混凝土。

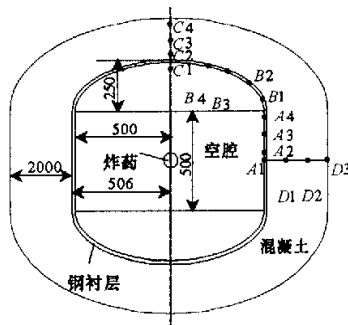


图 1 爆炸容器示意图

Fig.1 The model of the blast chamber

1.2 材料模型及参数

炸药的爆轰速度为 6930m/s,密度为 1.63g/cm³,爆轰压力为 21GPa。结合使用 JWL 状态方程,其形式如下:

$$P(\bar{V}, E) = A \left(1 - \frac{\omega}{R_1 \bar{V}} \right) e^{-R_1 \bar{V}} + B \left(1 - \frac{\omega}{R_2 \bar{V}} \right) e^{-R_2 \bar{V}} + \frac{\omega}{\bar{V}} E \quad (1)$$

式中系数 A、B 分别为 371GPa、3.23GPa,指数系数项 R₁、R₂ 分别为 4.15 和 0.95,ω 为 0.3,初始内能 E₀ 为 7.0GPa。

空气采用简化后的线性多项式状态方程描述:

$$P = (0.4 + 0.4\mu)E \quad \text{或} \quad P = (\gamma - 1)E^p / \rho_0 \quad (2)$$

实际上是 γ 律状态方程,式中 γ 为气体的比热比,空气密度 ρ 为 1.28kg/m³,初始内能 E 为 0.25MPa。

实验结果显示钢衬层的响应基本上是线弹性的,故钢衬层可采用各向同性硬化塑性模型,密度为 7.83g/cm³,弹性模量为 220GPa,泊松比为 0.3,屈服强度为 460MPa,切线模量为 500MPa。

混凝土的本构关系非常重要,Johnson-Holmquist 模型^[4,5]能很好地描述高应变率条件下混凝土的响应问题,这种模型综合考虑了大应变、高应变率、高压效应,其等效屈服强度是压力、应变率及损伤的函数,而压力则是体积应变(包括永久压垮在内)的函数,损伤积累则是塑性体积应变、等效塑性应变及压力的函数。混凝土的归一化等效应力为:

$$\sigma^* = [0.75(1 - D) + 1.65P^{*0.76}] (1 + 0.007 \ln \epsilon^*) \quad (3)$$

这个归一化的等效应力为真实应力和静态屈服强度的比,同理,P* 则为归一化压力,是真实压力和静态屈服强度的比值,在本计算中静态屈服强度取 48MPa。混凝土的断裂损伤表述为:

$$D = \sum \frac{\Delta \epsilon_p + \Delta \mu_p}{\epsilon_p + \mu_p} \quad (4)$$

右端分子两项分别为在一次循环积分计算中等效塑性应变和等效体积应变的增量,而

$$f(P) = \epsilon_p^f + \mu_p^f = D_1 (P^* + T^*)^{D_2} \quad (5)$$

为在常压 P 下断裂时的塑性应变,T* 则为材料所能承受的归一化最大拉伸静水压力。D₁ 及 D₂ 为损伤常数,分别取为 0.03 和 1.0。

混凝土中的静水压力与体积的关系分三段表述。第一段为线弹性区,截止压力为 13.6MPa,截止体积应变 ε_k 为 5.8 × 10⁻⁴,斜率为弹性体积模量。第二段为过渡段,相当于压实区,也是一线性区,其上界

截止压力为 1.05GPa,截止体积应变为 0.1,混凝土的行为特征表现为内部的空气被逐渐排除,产生塑性变形,卸载曲线的斜率在两个截止界之间进行插值而算得。第三段为密实区,当压力大于第二段截止压力时适用,此时混凝土中所有的气孔都被排除,其压力与体积应变关系如下:

$$P = 17\ 400A - 38\ 800A^2 + 29\ 800A^3 \tag{6}$$

式中 $A = (\epsilon_v - \epsilon_k)/(1 + \epsilon_k)$, ϵ_v 为相对体积应变, ϵ_k 为第二、三段相交处的相对体积应变。混凝土的密度为 2.25g/cm³,最大拉伸静水压为 2.4MPa,最大归一化强度为 11.7,断裂时的最小塑性应变为 0.01。

2 计算结果及其分析

2.1 钢衬层的结果分析

图 2 所示为钢衬层直柱段两 endpoints 处的轴向应变比较,可以看出变化相差不大,呈周期性变化,幅值逐渐减小,赤道处轴向初期是受压的,而越往“上”走,受拉的趋势越明显。对图中曲线进行时频分析发现应变曲线在两个频段相对集中,低频段集中在 781Hz,周期大约是 1.3ms,与空腔内压力波往返一次的时间基本一致,可以认为是爆炸压力波所造成的结构的周期性振动。在整个波动过程中,还伴随着小周期的高频振动,周期大约是 0.25~0.3ms,频率约为 3.5~4.5kHz,朱文辉在对类似尺寸的爆炸容器振动分析中得到其本征振动周期为 0.25ms^[6],可以断定,该频率对应着结构振动的本征频率。朱文辉^[1]及 S. A. Zhdan^[6]同时指出,作用在容器壁上的压力波具有周期性宏观脉动特征,这种特征来自容器内部爆炸产物和空气冲击波复杂的运动性质。

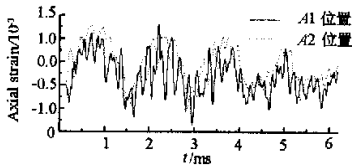


图 2 钢衬层直柱段两 endpoints 的轴向应变
Fig.2 Axial strain of steel at ends of linear region

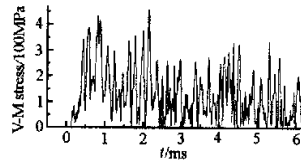


图 3 钢衬层顶点处的等效应力
Fig.3 V-M stress of steel at top region

等效应力结果表明,钢衬赤道处在首达波作用下远没有达到屈服极限。图 3 是钢衬层顶点处的有效应力历史,该处的有效应力变化相当剧烈,最大有效应力超过 460MPa,可以认为这一局部区域已经出现了塑性应变,除此区域之外,其它各部分均没有塑性变形产生。图中还可见钢衬层顶点处有效应力极值出现在第二次冲击波到达后,这一现象说明了椭球形顶壳对冲击波反射的类球面汇聚作用是形成顶部有效应力出现的第二峰值大于第一峰值并出现塑性应变的根本原因。

2.2 混凝土层的结果分析

图 4 至图 7 是混凝土不同区域应变历史曲线。由图 4 可见在赤道面上沿径向向其应变随着爆心距的增加而逐渐减小。此区仅有 A1 位置处在首达冲击波的作用下出现了损伤,产生了值为 2.5×10^{-4} 的塑性应变,不再增加,可见此区域的塑性变形主要取决于首达压力脉冲的强弱, A. E. Below 等^[1,6]的研究结果在此位置和我们的计算结果是一致的。分析直柱段内侧各处的塑性应变(图 5)可以看到该区域的

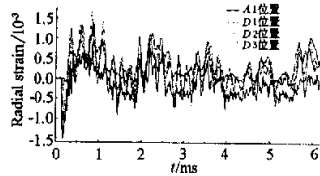


图 4 混凝土赤道径向各处的径向应变
Fig.4 Radial strain of concrete at equator region

塑性应变都是首达冲击波造成的,其后并未增加,由赤道向“上”,其塑性应变首先由 2.3×10^{-4} (A1 位置)减小到约 3×10^{-5} (A2 位置),然后增加到最大值 8.1×10^{-4} (A3 位置),再减至 0 (A4 位置)。一个重要的现象是,这一区域有效塑性应变的最大值并非出现在赤道处,而是出现在直柱段中上部。分析椭球段内侧各处的应变历史曲线图(图 6)可见椭球段这一局部区域均出现了不同程度的损伤和塑性应变,其塑性应变均是在首达冲击波的作用下形成的,除 B1 位置较大(7.4×10^{-4})外,其它位置相差不大(约

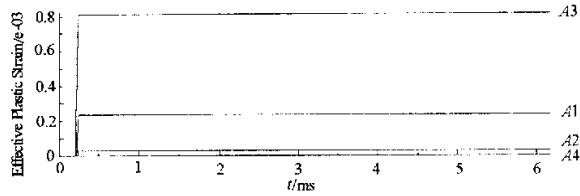


图5 混凝土内侧直柱段各处的塑性应变

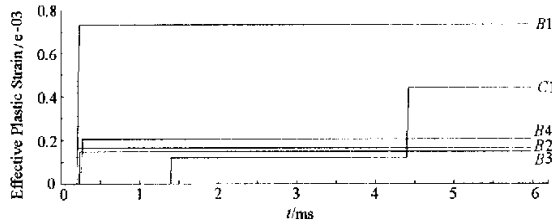
Fig.5 ϵ_p of concrete at linear region

图6 混凝土椭球内侧各处的塑性应变

Fig.6 ϵ_p of concrete at ellipsoid region

1.7×10^{-4}),而且不再增加。由图6还可见椭球段与顶部区域的塑性和损伤的产生有质的差别,顶部

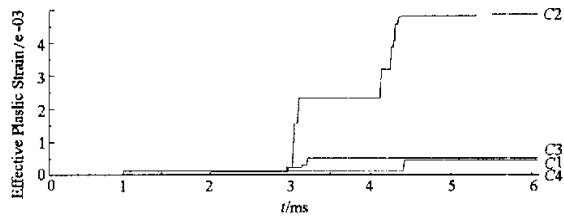


图7 混凝土对称轴各处的塑性应变

Fig.7 ϵ_p of concrete at symmetry axis region

(C1位置)并非受首达冲击波的作用产生,而是在第二冲击波到达后才开始,且值较小,随后该区域在约4.4ms时受到另一冲击波的作用,其塑性变形增加到 4.4×10^{-4} ,注意到此塑性应变值仅约为直柱段中上部区域的50%。空腔压力的数据表明二次压力波在容器的顶部反射的强度非常大,说明椭球形顶壳对冲击波反射的球面汇聚作用不容忽视,由此形成钢衬层及混凝土顶部的第二有效应力峰值大于第一峰值而且出现了塑性应变和损伤。通过分析图7所示的混凝土对称轴区域的塑性应变图可以看出,在该区域当厚度超过380mm时,混凝土不再产生塑性变形和损伤,除此之外的其它区域均出现了不同程度的损伤和塑性应变,且均是在第二次及其后的多次冲击波作用下形成的,塑性应变值相差较大,最大值(约 4.88×10^{-3})出现在距钢壳约140mm处,且经过3次“跃升”,可以看出分别是由3次不同的冲击波作用引起的。其它出现塑性应变的混凝土单元也出现了2~3次塑性应变的“跃升”,各次“跃升”的时间也不一样,主要原因是压力波的到达时间及强度均有所不同。

图8是 $t=6.2$ 时混凝土的塑性应变分布图,借助相关动画,我们可以很直观地对整个混凝土部分的塑性变形及损伤进行比较和评估,在爆炸作用的前期(0.2~1.4ms),塑性和损伤主要发生在直柱段与椭球段相交的区域,在爆炸作用的后期则发生在对称轴所在的区域,而且塑性和损伤的程度也增强到前期的6倍。容器内部爆炸对钢壳体外部混凝土包覆层造成的损伤的区域并非完全局限在与钢壳相邻的区域,相反,对混凝土造成损伤最严重的区域恰好与钢壳有一定的距离,且位于对称轴附近。这些现象

是由于特殊结构中应力波的复杂的相互作用以及混凝土的特殊性质造成的,其具体的内部机制和细节还有待于进一步的研究。

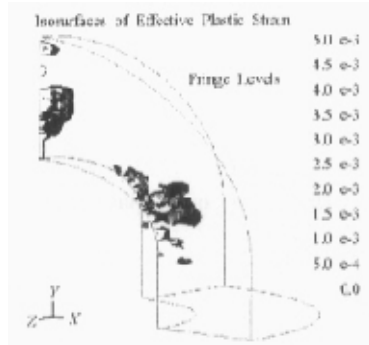


图8 6.2ms时混凝土塑性应变分布

Fig.8 Distribution of ϵ_p in concrete at 6.2ms

3 结论

(1) 钢壳体的应变响应呈周期性变化,低、高频两部分波动分别来自于空腔内部爆炸波的反复作用和被激发的容器结构的本征振动,频率分别约为 781Hz 和 4kHz。

(2) 爆炸容器钢衬层的塑性仅仅在“顶”部发生,而且最高的有效应力值出现在第二次冲击波到达后,其根本原因是椭球形顶壳对冲击波反射的球面汇聚作用。

(3) 爆炸作用前期混凝土的塑性和损伤主要发生在直柱段与椭球段相交的区域,而且主要是由于首达冲击波的作用造成的,爆炸作用后期则发生在顶部对称轴附近的区域,而且塑性和损伤的程度也大大增强,更为重要的是,这些塑性和损伤的发生并非首达冲击波的作用所致,而是第二次及其后的多次冲击波的连续作用造成的。

(4) 混凝土损伤发生的区域并非完全局限在内侧与钢壳相邻的区域,损伤最严重的区域位于对称轴附近,与钢衬层相距 140mm。

(5) 混凝土包覆层在爆炸作用下的复杂表现是由于应力波复杂的相互作用以及混凝土的特殊性质造成的,其具体的内部机制和细节是下一步需要研究的主要内容。

参考文献:

- [1] 朱文辉. 爆炸容器动力学研究进展评述 [J]. 力学进展, 1996, 26(1): 68-78.
- [2] 曹玉忠. 抗爆容器内爆炸流场数值模拟 [J]. 高压物理学报, 2001, 15(2): 127.
- [3] Giglio M. Spherical Vessel Subjected to Explosive Detonation Loading [J]. Int. J. Pres. Ves. & Piping, 1997, 74: 83-88.
- [4] Johnson G R. Computed Radial Stresses in a Concrete Target Penetrated by a Steel Projectile [C]. Proceedings of the 5th Inter. Confer. on Structure under Shock and Impact, 1998.
- [5] Holmquist T J. A Computational Constitutive Model for Concrete Subjected to Large Strains, High Strain Rates, and High Pressures [C]. Proceedings of the 14th International Symposium on Ballistics: 1993;591-600.
- [6] 朱文辉. 圆柱形爆炸容器动力学强度的理论和实验研究 [D]. 国防科技大学, 1994.

