

DOI: 10.11883/1001-1455(2016)04-0548-09

落石冲击下隧道大跨度棚洞的动力响应 数值分析与抗冲击研究^{*}

王爽¹, 周晓军¹, 姜波², 周跃峰²

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;

2. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031)

摘要: 为研究大跨度棚洞在落石冲击下的力学性能以及轻质土的抗冲击性能, 根据所确定的落石冲击能量, 利用动力有限元数值方法对山岭隧道大跨度棚洞受落石冲击作用的动力响应进行了分析, 研究了棚洞钢筋混凝土结构受落石冲击作用的损伤特性, 将不同工况下的冲击深度时程曲线和冲击力时程曲线进行了对比, 比较了棚洞顶部回填普通土和轻质土时对落石冲击作用的缓冲效果, 并给出了棚洞顶部回填材料及其回填土厚度的建议。

关键词: 固体力学; 动力响应; 落石; 冲击作用; 大跨度棚洞; 轻质土; 混凝土损伤

中图分类号: O342

国标学科代码: 13015

文献标志码: A

落石, 也称滚石, 是指个别块石因某种原因从斜坡或陡崖表面失稳而脱离母岩后沿坡面下落、回弹、跳跃、滚动或滑动的一种运动动力学现象, 或由上述的一种或几种运动方式的组合, 其动力学过程终止于较平缓的地带或障碍物附近。目前对落石的研究主要集中在落石运动特性^[1-2]、风险评估^[3-5]、冲击力^[7-9]和防护结构^[10-11]等4个方面。而就落石对山岭隧道棚洞结构的冲击性能及其防护尚缺乏深入的研究。就棚洞结构而言, 目前已有的研究多集中于跨度小的棚洞, 如何思明^[12]研究了跨度为8 m的棚洞, 主要对棚洞动力响应特征值与落石冲击角度的关系进行了研究; 而王东坡^[13]研究了跨度为11.75 m的棚洞, 研究内容涉及公路棚洞结构的动力响应和EPS垫层的抗冲击研究。但目前研究中落石的冲击能量还缺乏必要的依据, 且在数值方法计算时没有考虑混凝土在低速冲击下的动态本构关系。

成都至兰州高速铁路(成兰铁路)是我国西部的重要交通干线, 全线长462 km, 越岭段隧道比例占90%以上。本文中, 结合新建成兰铁路中新民隧道出口段大跨度棚洞结构的实际, 重点对该双线铁路隧道洞口大跨度棚洞在落石冲击作用下的动力响应和抗冲击性能及其措施开展研究。

1 动力响应研究

1.1 冲击能量

为了研究大跨度棚洞结构在落石冲击作用下的动力响应特征, 首先要明确落石的冲击能量。H. Muraishi等^[14]针对日本某铁路沿线发生的落石事件中落石的冲击能量进行了统计, 得到落石能量大致呈正态分布, 其中冲击能量小于100 kJ的落石事件所占的百分比为68%, 而冲击能量小于1000 kJ的落石事件所占的百分率达到了90%。M. Spadari等^[15]针对澳大利亚新威尔士州东海岸的研究发现, 褶皱带砂岩区、玄武岩区、褶皱带火山岩区落石的平均半径较小, 一般不超过0.3 m, 其冲击能量也不大于200 kJ; 盆地砂岩区和花岗岩区的落石平均半径都是0.45 m, 95%的落石冲击能量分别小于1340 kJ。参考上述研究成果, 本文中将落石的冲击能量划分为5级: W_0 , $2W_0$, $4W_0$, $8W_0$, $16W_0$, 其中的 W_0 代表半径为0.5 m、质量为1300 kg的球体在冲击速度为10 m/s时的机械能, 其值为65 kJ。以上述5级不同的冲击能量来分别研究大跨度棚洞结构的动力响应。

^{*} 收稿日期: 2014-09-03; 修回日期: 2014-12-25

第一作者: 王爽(1990—), 男, 硕士, 417429202@qq.com。

1.2 有限元模型

本文中利用动力有限软件 LS-DYNA 对落石冲击成兰线新民隧道出口段大跨度棚洞的过程进行模拟。新民隧道出口段所采用的大跨度棚洞结构如图 1 所示。棚洞主体结构由框架、盖板和填土组成,其中框架由立柱、横梁、纵梁组成,盖板单独预制,均为钢筋混凝土结构,混凝土强度等级均为 C40。为便于分析,假设落石只有平动速度,且仅与垫层发生一次碰撞。据此所建立的有限元模型如图 2 所示,在计算时只考虑纵向受力钢筋。约束立柱底部节点全部自由度,约束盖板和垫层边缘面的垂直位移。

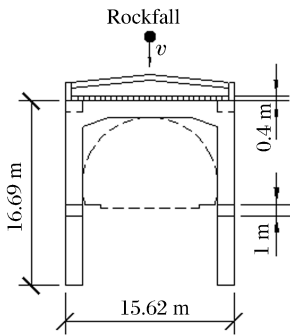


图 1 棚洞结构
Fig. 1 Shed tunnel

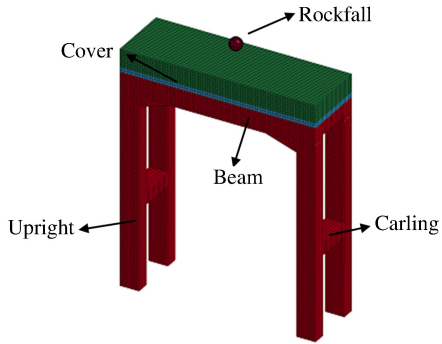


图 2 棚洞有限元模型
Fig. 2 FE model of shed tunnel

1.3 材料参数

本文中使用 LS-DYNA 材料库中的连续盖帽本构模型来模拟混凝土的屈服和损伤,采用塑性硬化模型来模拟钢筋的屈服,并用 Druck-Prag 本构模型来模拟土垫层,落石采用刚体模拟。有限元模型中棚洞结构的材料物理参数如表 1 所示,其中: ρ 为密度, E 为弹性模量, ν 为泊松比。

表 1 材料参数
Table 1 Parameters of materials

材料	$\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E/MPa	ν	材料	$\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	E/MPa	ν
混凝土	2 500	—	—	土垫层	1 500	15	0.35
钢筋	7 800	2.06×10^5	0.12	落石	2 500	5.0×10^4	0.3

除此之外 C40 混凝土的圆柱体抗压强度^[16]为 32 MPa,骨料粒径为 19 mm,失效应变为 0.05;钢筋的屈服应力为 400 MPa,硬化模量为 20.6 GPa,失效塑性应变为 0.008;土垫层的摩擦角为 35°,黏聚力为 30 kPa。

1.4 计算结果及分析

1.4.1 冲击深度与冲击力分析

考虑落石垂直冲击到盖板中心处。冲击点的冲击深度(h)时程曲线如图 3 所示。从图 3 可以看出,不同能量级的落石撞击到缓冲层时,其冲击深度存在共同的规律:落石刚接触缓冲层时,接触位置迅速变形,冲击点处产生较大的位移;落石反弹离开缓冲层后,缓冲层的弹性变形恢复,并在缓冲层冲击点形成永久的塑性变形,冲击深度分布在 6~40 cm 之间。冲击力(F)时程曲线如图 4 所示。从图 4 中可以看出,落石接触缓冲层后,冲击力迅速增大到峰值,然后逐渐减小为零。冲击时间均在 50 ms 以内。冲击力分布在 800~5 000 kN 之间。从图 3~4 中分析可以看出,冲击深度和冲击力均随着冲击能量的增大而增大。

1.4.2 损伤分析

混凝土损伤是指弹性模量的减小,连续盖帽模型的混凝土损伤通过的参数 d 来表现,具体的:

$$\sigma^d = (1 - d)\sigma^{vp} \quad (1)$$

式中: σ^d 为考虑损伤后的应力张量, σ^{vp} 为不考虑损伤的应力张量。 d 随塑性区出现而开始积累, d 越大表示混凝土损失的弹性模量越多。

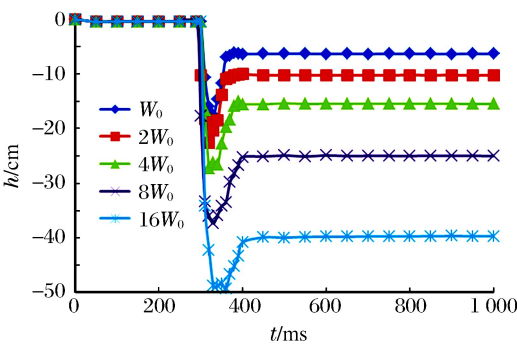


图 3 冲击深度时程曲线

Fig. 3 History curve of impact depth

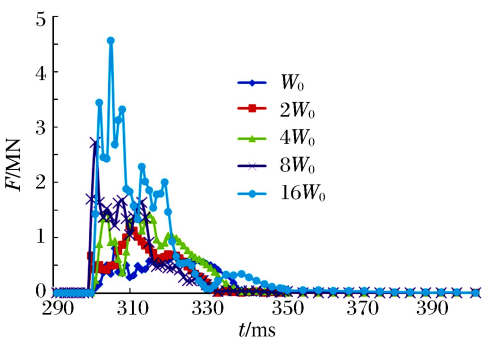


图 4 冲击力时程曲线

Fig. 4 History curve of impact forth

定义混凝土损伤体积 V 为所有混凝土单元中 $d > 0$ 的单元总体积,即塑性区单元总体积,如表 2 所示,其中: E_i 为冲击能量, η_v 为损伤混凝土体积占总体积的百分比。

表 2 不同冲击能量下混凝土损伤体积

Table 2 Damage volume of concrete vs. different impact energies

E_i/kJ	V/m^3		$\eta_v/\%$	
	框架	盖板	框架	盖板
65	1.15	0	0.76	0
130	1.73	0	1.14	0
260	2.14	0.58	1.42	2.26
520	3.90	1.02	2.58	4.02
1040	7.74	1.79	5.12	7.04

从以上分析可以看出,框架损伤区域随着冲击能量增加而增加;而盖板从 260 kJ 开始才会产生损伤。所以总的来说,该大跨棚洞结构首先是横梁承受冲击荷载,产生损伤,当横梁损伤达到一定程度后盖板才会产生损伤。

1.4.3 钢筋应力分析

对钢筋的应力评价主要通过 2 个指标:瞬时应力和平稳应力。瞬时应力是冲击瞬间,所有钢筋单元中轴向应力最大值;而平稳应力则是在落石冲击稳定后,钢筋的轴向应力值,通过大于基本应力(重力作用下钢筋最大应力)的钢筋长度 α 来评价。 α 可以反映混凝土损伤之后钢筋承担自重的特点, α 越大表明混凝土损伤体积越大,钢筋作用越明显。框架钢筋的基本应力为 20.8 MPa,盖板钢筋的基本应力为 4.5 MPa。框架钢筋与盖板钢筋的最大瞬时应力(σ_m)与冲击能量的关系如图 5 所示。

从图 5 中可以看出,无论是框架还是盖板,冲击能量小于 300 kJ 时,钢筋瞬时应力增大速度较快;超过 300 kJ 后,瞬时应力增大幅度变缓;钢筋瞬时应力随着冲击能量增大而增大;瞬时最大应力均小于屈服应力。

框架与盖板钢筋的 α 和冲击能量的关系如图 6 所示。从图 6 中可以看出,随着冲击能量的增大, α 越来越大,说明混凝土损伤以后,混凝土结构内更多的钢筋起到承受荷载作用。

1.4.4 位移分析

冲击过程中的最大位移和平稳后的位移来评价横梁与盖板的位移 s ,如图 7 所示。可以看出,横梁和盖板的最大位移和平稳位移都随着冲击能量的增大而增大;二者的差值也逐渐增大;总体上说盖板的竖向位移大于横梁的竖向位移。

通过对不同冲击能量下棚洞结构受落石冲击过程的模拟计算,结果表明:(1) 冲击深度、冲击力都随冲击能量增大而增大,且近似成线性关系;钢筋应力也随着冲击能量增大、混凝土损伤增多迅速发挥

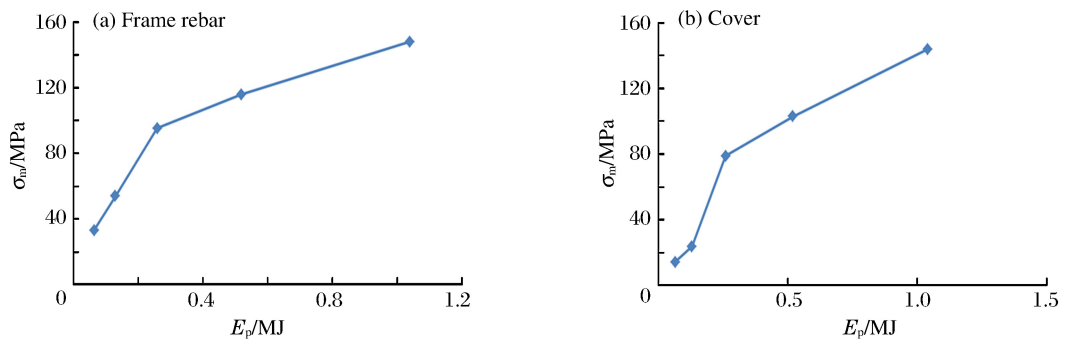


图 5 钢筋瞬时应力
Fig. 5 Instantaneous stress of steel

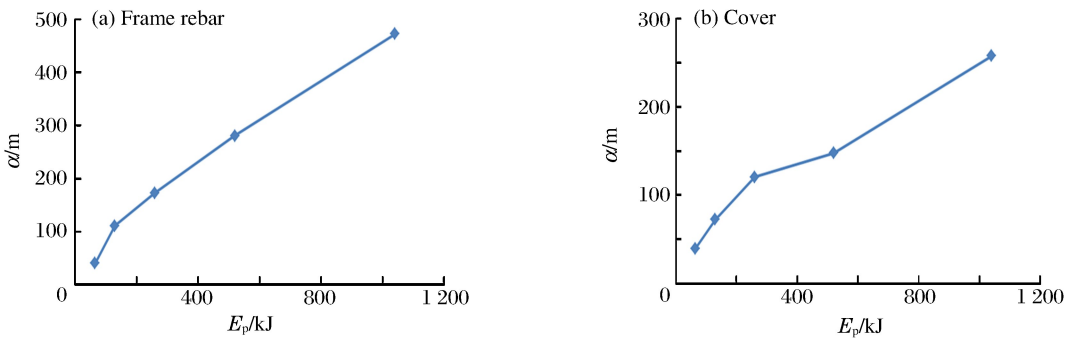


图 6 钢筋的 α 值与冲击能量关系曲线
Fig. 6 α values of the steel vs. impact energies

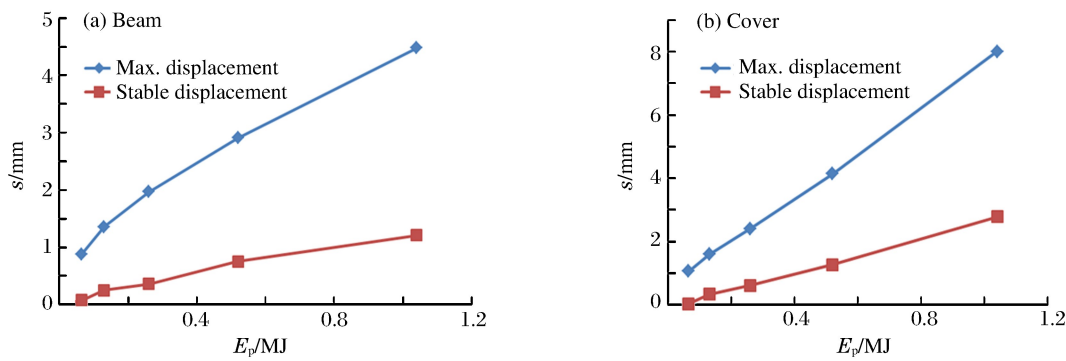


图 7 位移曲线
Fig. 7 Displacement curve

作用,其瞬时应力和 α 都随着冲击能量增大而增大;横梁和盖板的最大位移和平稳位移都随着冲击能量的增大而增大;二者的差值也逐渐增大;总体上说盖板的竖向位移大于横梁的竖向位移。(2)虽然在5个能量级别落石冲击下结构都出现了混凝土损伤(混凝土出现塑性区则损伤积累)、强度降低的情况,但由于纵向钢筋的存在,迅速弥补了结构在抗拉方面的不足,控制了混凝土的持续损伤,且钢筋在最大能量级落石冲击下并没有屈服,说明即使有部分混凝土损伤,该结构也能承受较大落石的冲击;在16W₀(1040 kJ)能量级别的落石冲击下,框架结构中未出现混凝土单元的损坏,说明该结构能够保证绝大多数情况下的落石冲击而不失稳。混凝土出现一定损伤区域并不会对整个结构的抗冲击产生特别大的影响,棚洞各构件中钢筋对抵抗落石的冲击作用效果明显。

2 棚洞结构抗冲击性能

考虑到落石冲击对棚洞结构造成的破坏和损伤,本文中采用轻质土取代回填到棚洞顶部的普通土,以考察土质在落石冲击下的力学性能和对落石的减缓作用。轻质土具有良好的抗冲击性能和自重较小的特点,已被大量用于工程实践中^[17],但在山岭隧道棚洞结构中还较少采用。本文中的轻质土为 EPS 颗粒混合轻质土,由原料土、EPS 颗粒、固化剂和水组成,是一种新型的土工材料。

2.1 有限元模型与材料力学参数

有限元模型如图 2 所示,仅将棚洞顶部土垫层替换为轻质土。轻质土的本构模型采用双线性等向强化模型进行简化^[18]。其密度为 860 kg/m^3 ,泊松比为 0.2,弹性模量为 10 MPa,硬化模量为 1 MPa,屈服极限为 100 kPa。将落石冲击能量固定为 $4W_0$,将以 1.4 m 厚轻质土与土垫层的棚洞动力响应结果对比研究。

2.2 冲击力与冲击深度对比

落石冲击下土垫层和轻质土的冲击力时程曲线对比如图 8 所示。从图 8 中可以看出:土垫层的冲击力为 1483 kN,大于轻质土的 810 kN;与土垫层的冲击力相比较而言,轻质土的冲击力曲线较平缓,光滑;轻质土垫层下,冲击历时较长,经分析为 60 ms,大于土垫层的 50 ms。

落石冲击下土垫层和轻质土的冲击深度时程曲线对比如图 9 所示。从图 9 中可以看出:2 条时程曲线的变化规律相同,即落石冲击后位移迅速增加,增加到最大值时弹性位移恢复形成永久位移变形;而不同之处在于,土垫层的弹性变形较小;轻质土的永久变形为 45.1 cm,大于土垫层 15.5 cm。

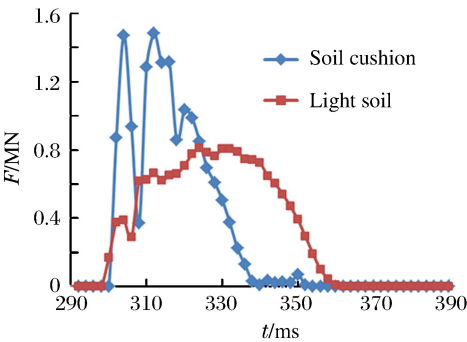


图 8 冲击力时程对比

Fig. 8 Time-history curve for impact force

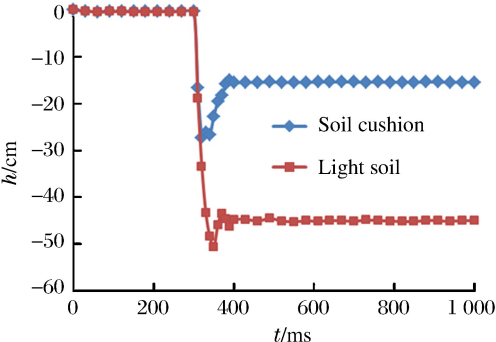


图 9 冲击深度时程对比

Fig. 9 Time-history curve for impact depth

2.3 混凝土损伤对比

将损伤混凝土的体积统计后列于表 3。从表 3 可以看出:2 种垫层下,框架棚洞的混凝土损伤体积相差不大。而盖板损伤体积相差明显,土垫层下,盖板混凝土损伤达到 0.576 m^3 ,占盖板体积的 2.26%;轻质土覆盖下的棚洞盖板则未出现损伤。

表 3 不同垫层混凝土损伤体积对比

Table 3 Comparison of concrete damage with different cushions

垫层	V/m^3		$\eta_v/\%$	
	框架	盖板	框架	盖板
土垫层	2.144	0.576	1.42	2.26
轻质土	2.032	0	1.34	0

2.4 钢筋受力对比

钢筋轴向应力对比见表 4,其中: σ_i 为瞬时应力, η_α 为 α 占总长度的百分比。从表 4 中可以看出,冲击瞬间 2 种情况下框架内的钢筋瞬时应力相差不大,而 α 有较大差别:土垫层为 172.8 m,轻质土垫层

为 133.6 m;冲击瞬间、稳定后两种垫层下盖板钢筋的应力差别较明显。由此可得,当使用轻质土作为缓冲层时,相对于土垫层,框架钢筋的受力情况较好,盖板中的钢筋受力状况得以明显改善。

表 4 钢筋应力对比
Table 4 Comparison of steel stress

垫层	σ_i/MPa		α/m		$\eta_a/\%$	
	框架	盖板	框架	盖板	框架	盖板
土垫层	95.3	78.9	172.8	120.8	7.35	5.53
轻质土	95.0	22.9	133.6	11.2	5.68	0.51

2.5 位移对比

棚洞结构的位移对比见表 5,其中: s_0 为重力作用下的位移, s_i 为冲击瞬间的最大位移, s_s 为稳定位移。从表 5 中可以看出,由于轻质土自重较轻,使框架结构在重力作用下的位移相对土垫层较小;冲击瞬间位移无差别;而稳定后形成的永久位移则是土垫层大于轻质土。

表 5 位移对比
Table 5 Comparison of displacement

垫层	s_0/mm		s_i/mm		s_s/mm	
	框架	盖板	框架	盖板	框架	盖板
土垫层	2.7	3.9	2.0	2.4	0.4	0.6
轻质土	2.2	3.4	2.0	2.4	0.2	0.2

通过上述主要指标进行的对比可以看出,轻质土垫层的冲击时间较长,冲击深度较大,而冲击力,混凝土损伤,钢筋应力和棚洞位移都较小,因此可得轻质土的抗冲击性能要优于土垫层。

3 垫层最合理厚度

通过改变轻质土厚度(l)来研究所需要的垫层合理厚度。轻质土厚度以 0.4 m 为级差,分别取 0.6、1.0、1.4、1.8、2.2 m 等 5 个级别。而落石的冲击能量均为 $4W_0$ 。

3.1 混凝土损伤分析

通过对损伤区域混凝土单元统计得到损伤混凝土体积见表 6。从表 6 可以看出:随着轻质土厚度增加,框架损伤混凝土体积变化很小;而除了 0.6 m 厚轻质土之外,其余级别厚度下盖板混凝土都没有损伤。

表 6 不同垫层厚度下混凝土损伤体积
Table 6 Damage volume of concrete at different thicknesses

l/m	V/m^3		$\eta_v/\%$	
	框架	盖板	框架	盖板
0.6	1.79	0.43	1.18	1.70
1.0	1.84	0	1.22	0
1.4	2.03	0	1.34	0
1.8	2.06	0	1.36	0
2.2	2.25	0	1.49	0

3.2 钢筋应力分析

定义钢筋静应力为重力作用下钢筋的最大轴向应力。钢筋静应力如图 10 所示。从图 10 中可以看出:横梁钢筋静应力大于盖板钢筋;二者都是成线性增长;盖板钢筋静应力分布在 2~5 MPa 之间,横梁钢筋静应力分布在 12~20 MPa 之间。

钢筋瞬时应力如图 11 所示。从图中可以看出,当轻质土厚度为 0.6 m 时,框架和盖板钢筋的应力值都较大。当厚度增加到 1.0 m 后,应力值迅速减小,然后趋于平缓,随厚度变化幅值减小。

仍然利用大于基本应力钢筋长度 α 来评价稳定后钢筋受力情况,如图 12 所示。从图 12 中可以看出,框架内钢筋 α 值随着轻质土厚度增大而增大,而盖板内钢筋 α 值随着轻质土厚度增大而减小,然后趋于平缓。这说明缓冲层对盖板钢筋受力改善明显。

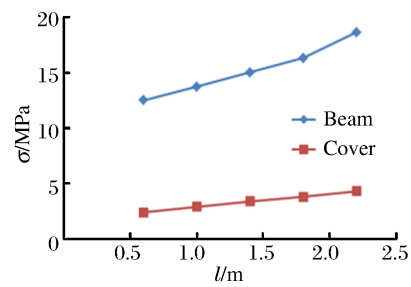


图 10 钢筋静应力
Fig. 10 Static stress of steel

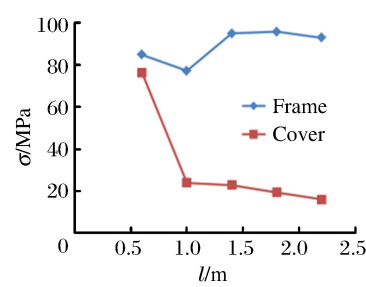


图 11 钢筋瞬时应力
Fig. 11 Instantaneous stress of steel

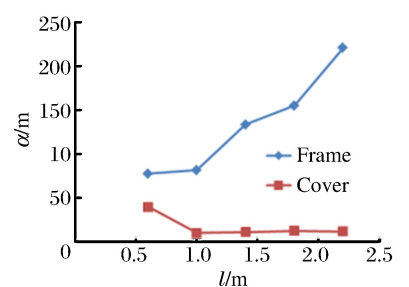


图 12 α 值
Fig. 12 Values of α

3.3 位移分析

采用 3 个位移指标衡量盖板和衡量的竖向位移:重力作用下的位移(静位移)、冲击瞬间最大位移(动位移)、平稳后的位移(平稳位移)。这 3 个指标与轻质土厚度的关系分别如图 13~15 所示。

从图 13 中可以看出,横梁、盖板的静位移都与轻质土厚度成明显的线性关系;盖板静位移较大。从图 13 中可以看出,随着轻质土厚度增加,横梁和盖板的动位移逐渐减小;盖板动位移较横梁大。

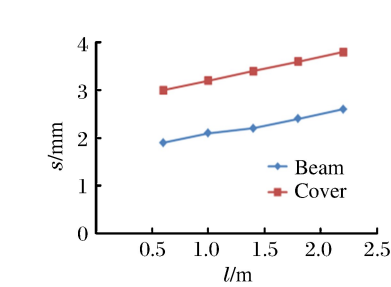


图 13 静位移
Fig. 13 Static displacement

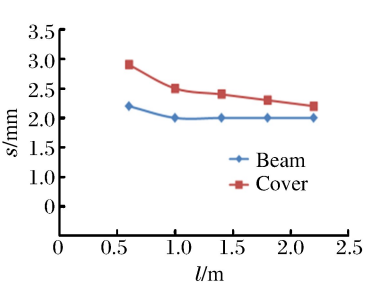


图 14 动位移
Fig. 14 Dynamic displacement

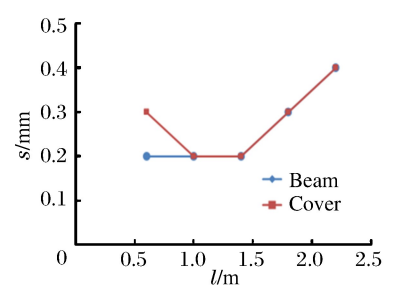


图 15 稳定位移
Fig. 15 Stable displacement

从图 15 中可以看出:当轻质土厚度小于 1.4 m 时,横梁稳定位移不变;厚度大于 1.4 m,横梁稳定位移成线性增大。当轻质土厚度小于 1 m 时,盖板稳定位移减小,1.4 m 的盖板稳定位移与 1 m 的相同,当轻质土厚度大于 1.4 m 时,盖板稳定位移随轻质土厚度成线性增大。

由于落石冲击深度最大达到 52 cm,落石几乎直接冲击到盖板,这就导致厚度为 0.6 m 的轻质土工况内所有的指标“异常”,从混凝土损伤情况来看:除厚度为 0.6 m 的工况外,其余工况内盖板都不会产生损伤区域,而框架的损伤区域则变化很小。从钢筋应力情况来看:静应力随着轻质土厚度增加而增大;瞬时应力总体上随着轻质土厚度增加而减小;框架钢筋 α 值随着垫层厚度增大而增大,盖板钢筋的 α 值则逐渐趋于定值。从位移情况看:静位移随轻质土厚度增大而增大;动位移随着轻质土厚度增大而趋于定值;盖板稳定位移曲线成“凹”型,横梁稳定位移曲线总体上随轻质土厚度增大而增大。

综上所述,考虑造价、混凝土损伤、钢筋应力和位移 4 个方面,建议将轻质土厚度设在 1.0~2.0 m 范围内。

4 结 论

本文中通过对大跨度铁路隧道棚洞在落石冲击作用下的动力响应和抗冲击措施进行了研究,获得如下研究结论:

(1) 由于落石冲击作用,大跨度棚洞结构的横梁首先产生损伤,当冲击能量达到 $4W_0$ 时,盖板底部才会产生损伤。这说明大跨度棚洞结构首先是横梁承担主要的落石冲击荷载;以土垫层作为棚洞顶部的缓冲垫层时,随着落石冲击能量的增加,冲击深度、冲击力、混凝土损伤体积、钢筋应力和位移这些棚洞动力响应指标逐渐增大;

(2) 与土垫层相比,轻质土可明显减缓落石对棚洞冲击作用,其在棚洞顶部覆盖的合理厚度宜设置在 $1.0\sim 2.0$ m 范围内;

(3) 传统的土垫层棚洞已广泛应用到实际工程中,安全性得到了验证。而轻质土垫层的棚洞结构在落石冲击下的各项主要指标(冲击力、混凝土损伤)都优于土垫层棚洞,所以安全性更高。

参考文献:

- [1] 叶四桥,陈洪凯,许江. 落石运动模式与运动特征现场试验研究[J]. 土木建筑与环境工程,2011,33(2):18-23.
Ye Siqiao, Chen Hongkai, Xu Jiang. Rockfalls movement mode and movement features by field tests[J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2011,33(2):18-23.
- [2] Azzoni A, La Barbera G, Zaninetti A. Analysis and prediction of rockfalls using a mathematical model[C]//International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Oxford, UK: Pergamon Press, 1995,32(7):709-724.
- [3] 张路青,杨志法,张英俊. 公路沿线遭遇滚石的风险分析—方法研究[J]. 岩石力学与工程学报,2005(S2):5543-5548.
Zhang Luqing, Yang Zhifa, Zhang Yingjun. Risk analysis of encountering rockfalls on highway and method study [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005(S2):5543-5548.
- [4] 王玉锁,杨国柱. 隧道洞口段危岩落石风险评估[J]. 现代隧道技术,2010,47(6):33-39.
Wang Yusuo, Yang Guozhu. Rockfall risk assessment for a tunnel portal section[J]. Modern Tunnelling Technology, 2010,47(6):33-39.
- [5] Gupta N K, Iqbal M A, Sekhon G S. Effect of projectile nose shape, impact velocity and target thickness on the deformation behavior of layered plates[J]. International Journal of Impact Engineering, 2008,35(1):37-60.
- [6] Kawahara S, Muro T. Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall[J]. Journal of Terramechanics, 2006,43(3):329-3340.
- [7] Labiouse V, Descoeurdes F, Montani S. Experimental study of rock sheds impacted by rock blocks[J]. Structural Engineering International, 1996,6(3):171-176.
- [8] Pichler B, Hellmich C, Mang H A. Impact of rocks onto gravel design and evaluation of experiments[J]. International Journal of Impact Engineering, 2005,31(5):559-578.
- [9] 叶四桥,陈洪凯,唐红梅. 落石冲击力计算方法[J]. 中国铁道科学,2010,31(6):56-62.
Ye Siqiao, Chen Hongkai, Tang Hongmei. The calculation method for the impact force of the rockfall[J]. China Railway Science, 2010,31(6):56-62.
- [10] 张中俭,张路青. 滚石灾害防治方法浅析[J]. 工程地质学报,2007,15(5):712-717.
Zhang Zhongjian, Zhang Luqing. Preliminary analyses of prevention and mitigation measures for rockfall hazards [J]. Journal of Engineering Geology, 2007,15(5):712-717.
- [11] 陈江,夏雄. 金温铁路危石治理中柔性防护技术应用研究[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(2):312-317.
Chen Jiang, Xia Xiong. Research on application of flexible protection technique to Jinhua Wenzhou railway rock fall treatment[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006,25(2):312-317.
- [12] 何思明,沈均,吴永. 滚石冲击荷载下棚洞结构动力响应[J]. 岩土力学,2011,32(3):781-788.
He Siming, Shen Jun, Wu Yong. Rock shed dynamic response to impact of rock-fall[J]. Rock and Soil Mechan-

ics, 2011,32(3):781-788.

- [13] 王东坡,何思明,李新坡,等. 冲击荷载下 EPS 垫层棚洞耗能减震作用研究[J]. 四川大学学报:工程科学版,2012(6):102-107.
Wang Dongpo, He Siming, Li Xinpo, et al. Study on the dissipating effects of shed with eps cushion under impact load[J]. Journal of Sichuan University: Engineering Science Edition, 2012(6):102-107.
- [14] Muraishi H, Samizo M, Sugiyama T. Development of a flexible low-energy rockfall protection fence[J]. Quarterly Report of RTRI, 2005,46(3):161 - 166.
- [15] Spadari M, Kardani M, De Carteret R, et al. Statistical evaluation of rockfall energy ranges for different geological settings of New South Wales, Australia [J]. Engineering Geology, 2013,158:57-65.
- [16] 江见鲸,李杰. 高等混凝土结构理论[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2013:22.
- [17] 李明东,朱伟,马殿光,等. EPS 颗粒混合轻质土的施工技术及其应用实例[J]. 岩土工程学报,2006,28(4):533-536.
Li Mingdong, Zhu Wei, Ma Dianguang, et al. Construction technology and application in-situ of expanded polystyrene treated lightweight soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006,28(4):533-536.
- [18] 董金梅. 聚苯乙烯轻质混合土工程特性的试验研究[D]. 南京:河海大学,2005.

Numerical analysis of dynamic response and impact resistance of a large-span rock shed in a tunnel under rockfall impact

Wang Shuang¹, Zhou Xiaojun¹, Jiang Bo², Zhou Yuefeng²

(1. MOE Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, Sichuan, China;

2. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd, Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: In this work, based on the determination of the rockfall impact energy and using the dynamic finite element numerical method, we analyzed dynamic responses of large-span shed-tunnels of mountain tunnels under rockfall impact, and investigated the characteristics of damages suffered by the shed-tunnel structure's reinforced-concrete. The impact depth time-history curve and impact force time-history curve under different conditions were presented for comparison and different buffering effects were also summarized for comparison between the common soil and the light soil on which shed-tunnels were constructed. Meanwhile, suggestions concerning the choice of backfilled soil and the propriety of its thickness were proposed. The results from our study will be valuable for the design of mountain tunnels' large-span shed-tunnels and the prevention of rockfall that may damage them.

Key words: solid mechanics; dynamic response; rockfall; impact load; large-span shed-tunnel; light soil; concrete damage

(责任编辑 王小飞)