爆炸荷载作用下浅埋综合管廊野外试验与弹性动力响应分析

周强¹, 周健南^{1*}, 周寅智¹, 陈潇硕¹, 金丰年¹, 范华林²

1. 陆军工程大学国防工程学院, 爆炸冲击防灾减灾国家重点实验室, 南京 210007;

2. 南京航空航天大学航空宇航学院, 南京 210016;

*联系人, E-mail: zjn_0414@163.com

收稿日期: 2019-05-23; 接受日期: 2019-07-08; 网络出版日期: 2019-09-04

江苏省科技厅社会发展项目(编号: BE2017780)和国家自然科学基金面上项目(编号: 51478645, 51778622)资助

摘要 为了研究管廊结构在爆炸荷载作用下的荷载分布规律、动力响应及破坏机理, 评估管廊工程的防护潜力, 获取管廊在爆炸荷载作用下的试验数据, 设计并开展了管廊结构的抗爆试验. 本文主要分析了在比例爆深为 2.000, 1.587, 1.260 m/kg^{1/3} 三种工况下管廊顶板中心处的动力响应. 试验测得了三种工况下爆坑大小, 以及顶板中心底部纵筋和箍筋及侧墙中心内侧箍筋应变时程曲线、加速度时程曲线、反射压力时程曲线和位移时程曲线. 试验数据表明, 顶板中心底部箍筋应变远大于纵筋, 且振动使管廊产生的反复位移大小相当, 建议管廊采用对称配筋、箍筋加密、混凝土保证抗压强度. 通过常规武器效应计算软件 CONWEP 计算并验证了反射压力峰值的准确性, 进一步得到了作用于管廊的总压力并将其简化为均布荷载, 计算出弹性响应阶段顶板中心的最大位移, 与实测位移进行比较, 吻合较好.

关键词 综合管廊, 爆炸试验, 弹性, 动力响应

PACS: 46.70.Lk, 43.28.Mw, 62.20.Dc, 03.65.Vf

1 引言

随着社会经济的高速发展和城市化进程的加速, 我国地下空间的综合开发已刻不容缓^[1]. 钱七虎等人^[2]在 2007 年通过对国内外综合管线廊道发展的现状分析, 指出地下综合管线廊道的优势及其存在的问题, 并提出了相关对策. 随着现代化城市建设的发展, 城市综合管廊结构得到越来越广泛的应用^[3]. 综合管廊作为

城市的“生命线”工程, 需要具备“平时防灾, 战时防空”的综合防护能力. 现代空袭打击的精度和破坏力不断提高, 城市综合管廊有极大的可能成为重要经济目标而受到打击. 而综合管廊一旦受到爆炸冲击造成振动或坍塌, 将对综合管廊中的电力、通信、燃气管道等线路造成损伤, 严重时会导致城市断电、断能, 其间接经济损失无法估计.

目前我国对于地下管廊抗爆防护的研究尚不充

引用格式: 周强, 周健南, 周寅智, 等. 爆炸荷载作用下浅埋综合管廊野外试验与弹性动力响应分析. 中国科学: 物理学 力学 天文学, 2020, 50: 024608
Zhou Q, Zhou J N, Zhou Y Z, et al. Field test and elastic dynamic response analysis of shallow-buried utility tunnel under explosion load (in Chinese). Sci Sin-Phys Mech Astron, 2020, 50: 024608, doi: [10.1360/SSPMA-2019-0182](https://doi.org/10.1360/SSPMA-2019-0182)

分. 爆炸荷载作用下箱型结构的动力响应主要以经验公式计算和数值模拟为主. 常用的计算方法主要参考 TM5-855-1 手册^[4]和美国空军防护结构设计手册^[5]; Lewis^[6]通过实际测量和理论计算, 指出炸药爆炸后容器内壁压力具有非线性和多峰值的特点. Gantes 等人^[7]进一步提出了结构内壁爆炸荷载随时间变化的指数分布规律. Mussa 等人^[8]研究了不同埋深、不同衬砌厚度的地下箱型隧道在不同当量 TNT 的地面爆炸作用下的毁伤破坏特征及评估. Feldgun 等人^[9]提出了一种综合模拟地下基础设施隧道爆炸对地表及附近隧道影响分析的方法. Jiang 等人^[10]基于一个毗邻铁路隧道的现场开挖爆破项目, 利用有限元软件 LS-DYNA 分析爆破振动对隧道结构的影响, 数值模拟结果经现场爆破试验验证, 为其他类似工程制定爆破振动准则提供了参考. De 等人^[11,12]通过模型试验和数值模拟的方法研究了地表爆炸荷载作用下地下隧道的变形特征, 同时探讨了土体覆盖与聚氨酯泡沫塑料防护屏障相结合的方法对地下隧道抗爆性能的影响. Xie 等人^[13]建立了张拉-压缩-剪切损伤模型, 并将其作为自定义材料模型应用于 LS-DYNA, 研究了深埋隧道掏槽爆破引起岩体破坏演化机理, 将数值计算结果与已有的现场试验结果进行了比较. Yang 等人^[14]利用 ANSYS/LS-DYNA, 评价了地面爆炸对浅埋地铁隧道的影响, 对地铁隧道在软土中运行时的动力响应进行了分析. 刘晶波等人^[15]综合考虑引起结构振动的各种影响因素, 针对地下箱形结构, 采用爆腔-岩土介质-结构系统动力相互作用模型, 运用 LS-DYNA, 对典型的地下箱形结构在不同爆炸工况下进行了数值模拟计算. 谢乐等人^[16]利用流固耦合算法, 对地下矩形截面通道在土中爆炸荷载作用下的响应进行数值模拟, 比较了顶部加腋后对结构的影响. 杨广栋等人^[17]基于 Lagrangian-Eulerian 耦合方法建立了地表爆炸荷载作用下钢筋混凝土输水箱涵的全耦合模型, 进行了大型输水箱涵的毁伤评估及防护效应分析. 张茜^[18]采用理论分析和 LS-DYNA 对地面爆炸下土中爆炸应力波场的传播与分布, 地面爆炸下地下箱形结构的动力响应以及埋深、TNT 当量、土质对结构动力响应的影响等开展了研究工作.

国外对地下结构进行了大量的爆炸试验研究, Helwany 等人^[19]针对一实际地下结构某个局部, 开展了邻近地下某深度处爆炸对其产生冲击加载的试验研究. Dancygier 等人^[20]对表面冲击荷载作用下的砂土中

埋置结构模型的动力响应进行了试验研究. 对于综合指挥所、大型地下商场、地面建筑房屋等有限空间结构爆炸, 国外已有相关结构抗爆防护专著^[21,22]及设计规范、手册^[4,5]. 国内近些年也做了许多爆炸试验研究, Chen 等人^[23-25]对浅埋钢筋混凝土拱结构进行了外爆试验, 对结构的动力响应、曲率效应进行了分析并提出了土-结构相互作用模型. 方秦和柳锦春^[26]针对常规武器爆炸条件下土中浅埋箱型结构的动荷载及其动力响应开展了系统研究, 指出了土中浅埋结构顶板主要承受空气冲击波引起的间接地冲击荷载的作用, 外墙主要承受直接地冲击荷载的作用, 建立了等效均布动荷载的计算方法, 提出了土与结构相互作用的综合反射系数计算公式, 对钢筋混凝土箱型结构的破坏形态进行了分析.

恐怖分子对地下综合管廊袭击的主要方法是使用汽车炸弹, 可携带很大当量的炸药, 具有很高的成功率和很强的破坏性^[27]. 相较于空气, 土体环境存在较多不确定因素. 为获取管廊爆炸荷载作用下的试验数据, 对管廊结构进行外爆试验的相关研究显得尤为重要.

2 试验概况

2.1 试验设计

试验所浇筑的管廊结构单仓尺寸, 如表 1 所示.

(1) 混凝土: 管廊主体结构采用 C40 级防水混凝土, 抗渗等级 P6. 水泥采用普通硅酸盐水泥, 由于冬季施工, 使用早强水泥, 强度等级不低于 42.5, 施工时适当提高了水泥用量, 采用较小的水灰比, 以更好地增强混凝土的防水性能;

(2) 钢筋: 管廊纵筋、箍筋及角部加强筋一律采用 HRB400 级钢筋, 钢筋保证延性, 利于承受爆炸荷载. 钢筋材料性能指标应满足《混凝土结构设计规范》的要求.

管廊结构外径尺寸为 1740 mm×1740 mm, 内径尺寸 1500 mm×1500 mm, 管壁厚为 120 mm, 长度为 5200 mm; 钢筋直径取 8 mm, 纵筋、箍筋间距@150;

表 1 管廊结构尺寸(单位: mm)

Table 1 Tunnel structure size (unit: mm)

长度	净宽	净高	上下板厚	侧壁厚
5200	1500	1500	120	120

角部做加强处理, 加入间距@150、直径8 mm的加强筋, 加强角部外伸150 mm; 保护层厚度为20 mm. 管廊横断面如图1所示.

2.2 埋深及基坑构造

管廊施工纵、横断面如图2和3所示, 管廊埋置深度为2 m; 为方便施工, 基坑开挖时, 在管廊横向边缘距离0.5 m位置放坡60°; 纵向一侧口部敞开, 在边缘距离0.5 m位置放坡30°; 为防止管廊顶部上方回填土后塌陷, 便于试验过程中传感器的布置以及试验现象的观测, 开口一侧在管廊上端用沙袋堆筑高2 m的挡土墙, 沙袋用钢架固定; 另一侧口部用挡土沙袋封堵, 沙袋用钢架固定. 为确保土体参数一致性, 与试验时回填土一样, 沙袋里装填基坑开挖时产生的土. 为找平地基方便施工放线、保护管廊底板钢筋不受土体过快腐蚀, 管廊与地面交接处做100 mm厚素混凝土垫层.

2.3 试验工况

TNT炸药放置在管廊中心顶部土表位置, 每次爆炸后, 回填土使土表恢复至初始状态, 再进行下一次爆炸. 该试验的损伤是一个累积的过程, 相较于完好构件的试验, 使用本试验结果来评估各项指标偏于安全. 为得到管廊在不同炸药当量、不同埋深条件下的荷载分布及动力响应机理, 试验共设计11种爆炸工况, 如表2所示.

3 传感器布置

为获得管廊结构在外爆作用下结构荷载分布、动力响应特征及其破坏机理, 试验中主要测量管廊结构的加速度、钢筋应变、表面反射荷载及位移.

图1 管廊横断面图

Figure 1 Cross sectional figure of tunnel.

3.1 加速度测量

如图4所示, 在侧壁、顶板及底板安装IEPE压电式加速度传感器共18个, 目的是测量由于爆炸荷载引起的管廊加速度. 加速度传感器有5000g和10000g两种量程, 频响均为10 kHz. 预埋长度为60 mm、直径为5 mm的螺纹杆, 与管廊钢筋绑扎牢固并焊接. 加速度计安装在螺纹杆端部, 侧壁分别布置竖直和横向两个方向, 顶板和底板布置竖直方向即可; 每组加速度计间距600 mm. A2所在位置处于炸药正下方管廊顶板下表面中心.

3.2 钢筋应变测量

如图5所示, 钢筋应变片共72片. 顶板纵向分布的应变片, 方向沿管廊纵向, 钢筋应变片贴于纵筋, 间距600 mm, 测量管廊的纵向应变分布; 跨中应变方向沿管廊横向, 应变片贴于箍筋, 间距400 mm, 测量管廊跨中位置纵截面处的应力分布. 应变片于钢筋绑扎前黏

图2 管廊施工纵断面图

Figure 2 Construction profile figure of tunnel.

图3 管廊施工横断面图

Figure 3 Construction cross section figure of tunnel.

表2 试验工况

Table 2 Experiment conditions

工况	药量 (kg)	埋深 (m)	比例爆深 ($\text{m/kg}^{1/3}$)
S1	1	2	2.000
S2	2	2	1.587
S3	4	2	1.260
S4	6	2	1.101
S5	8	2	1.000
S6	6	1.6	0.881
S7	8	1.6	0.800
S8	10	1.6	0.743
S9	6	1.2	0.660
S10	8	1.2	0.600
S11	10	1.2	0.557

贴, 绑扎钢筋时注意确定应变片对应的位置. 钢筋应变片用乳胶及AB胶做防冲击、防水、绝缘处理, 导线穿入保护用软管就近引出浇筑模板外, 用绝缘胶带做固定处理.

3.3 压力测量

为了测量TNT在土体表面爆炸后压缩波在土中的传播规律以及作用在管廊结构顶板表面的荷载分布规律, 布置了如图6的11个表面反射压力传感器, 测点分别为P1–P11, 2个反射压力传感器布置于炸药正下方埋深1和1.5 m处, 9个布置在管廊顶板表面, P7所在位置为炸药正下方管廊顶板中心. 压力传感器的量程为30 MPa, 固有频率为100 kHz. 将传感器用结构胶与管廊顶板紧密黏结. 为屏蔽干扰信号, 导线接头处用铜箔包裹.

3.4 位移测量

布置如图7所示共9个位移传感器, 分别为D1–D9. 位移传感器量程为100 mm, 频响为10 kHz. 顶板和两个侧墙每个面布置3个位移传感器, 分别测量顶板的相对位移和两侧板间的相对位移, D2所测位置处于炸药正下方管廊顶板下表面中心. 位移传感器接头与钢筋绑扎牢固并焊接, 预埋在混凝土中. 位移传感器固定在焊制的钢支架上, 支架用膨胀螺丝固定在底板上.

4 试验数据与分析

本文主要研究管廊在土中压缩波作用下弹性阶段的动力响应. 讨论前三种工况S1–S3, 此时管廊结构混凝土未出现明显损伤及裂缝, 认为结构处于弹性阶段.

4.1 爆坑

炸药在土体表面爆炸时, 由于爆炸荷载的冲击作用将土体抛出, 会在地面产生爆坑. 部分抛掷物会落回弹坑, 将真实弹坑部分回填而形成可视弹坑. 土体表面爆炸时影响爆坑直径与深度的主要因素有炸药比

图4 (网络版彩图)加速度测点示意图

Figure 4 (Color online) Schematic figure of acceleration measurement points.

图 5 (网络版彩图)应变测点示意图

Figure 5 (Color online) Schematic figure of strain measuring point.

图 6 (网络版彩图)压力测点示意图

Figure 6 (Color online) Schematic figure of pressure measuring points.

图 7 (网络版彩图)位移测点示意图

Figure 7 (Color online) Schematic figure of displacement measuring point.

例埋深、土壤性质及下层介质属性等。

根据试验, 测得如图8所示爆坑数据。S1工况下爆坑直径为50 cm, 爆深为29 cm; S2工况下爆坑直径为70 cm, 爆深为43 cm; S3工况下爆坑直径为90 cm, 爆深为57 cm。随着炸药当量的提高, 爆坑直径与深度成线性增加。

4.2 加速度

图9给出了在S2和S3工况下管廊结构顶板中心底部的加速度时程曲线。S1测点加速度在试验现场采集时由于采集不当导致数据丢失, 故未予以展示。S2工况下, 顶板中心竖向加速度最大值为 18.6 m/s^2 , 侧墙中心横、纵向加速度最大值分别为 6.5 和 8.9 m/s^2 ; S3工况下, 加速度最大值为 38.3 m/s^2 , 侧墙中心横、纵向加速度最大值分别为 18.7 和 18.0 m/s^2 。顶板中心加速度远大于侧墙中心加速度, 顶板中心相较于侧墙, 更加容易破坏。

4.3 钢筋应变

图10和11分别给出了在S2和S3工况下管廊结构顶板中心内侧纵筋、箍筋及侧墙中心内、外侧箍筋的应变时程曲线。S1测点应变在试验现场采集时由于采集不当导致数据丢失, 故未予以展示。

S2工况下, 顶板中心内侧纵筋与箍筋的最大应变分别为 $25, 195 \mu\epsilon$, 侧墙中心内、外侧箍筋的最大应变为 $-66, 16 \mu\epsilon$ 。S3工况下, 纵筋与箍筋的最大应变分别为 $48, 516 \mu\epsilon$, 侧墙中心内、外侧箍筋的最大应变为 $-121, 30 \mu\epsilon$ 。可以发现, 顶板中心箍筋应变峰值远大于纵筋, 这表明沿箍筋方向为主要承力方向。侧墙中心外侧箍筋应变远小于内侧箍筋应变, 这是因为小当量

图 8 (网络版彩图)爆坑。 (a) S1: 直径: 50 cm, 爆深: 29 cm; (b) S2: 直径: 70 cm, 爆深: 43 cm; (c) S3: 直径: 90 cm, 爆深: 57 cm

Figure 8 (Color online) Blasting crater. (a) S1: Diameter: 50 cm, depth: 29 cm; (b) S2: diameter: 70 cm, depth: 43 cm; (c) S3: diameter: 90 cm, depth: 57 cm.

药量情况下, 当侧墙向外振动时外侧土体对其有较好的约束作用。应变时程曲线存在反复振荡, 这是由于压缩波经管廊反射造成的。应变曲线有一定的残余应变, 这是因为土体压实管廊未完全回弹至初始状态所致, 管廊未出现裂缝, 且钢筋应变处于较小水平, 认为管廊仍处于弹性阶段。

4.4 压力

如图12所示, 试验测得管廊结构顶板中心三种工况下的反射压力时程曲线, S1, S2, S3三种工况下压力

图 9 加速度时程曲线. (a) S2 顶板中心-竖向; (b) S2 侧墙中心-横向; (c) S2 侧墙中心-竖向; (d) S3 顶板中心-竖向; (e) S3 侧墙中心-横向; (f) S3 侧墙中心-竖向

Figure 9 Acceleration time history curve. (a) S2 roof center-vertical; (b) S2 side wall center-lateral; (c) S2 side wall center-vertical; (d) S3 roof center-vertical; (e) S3 side wall center-lateral; (f) S3 side wall center-vertical.

峰值分别为 0.019, 0.033, 0.057 MPa. 由于炸药放置于顶板中心地表位置, 可忽略感生地的冲击影响, 仅考虑直接地冲击作用. 将实测峰值与常规武器效应计算软件 CONWEP 计算所得曲线峰值进行比对, 如图 13 所示, CONWEP 计算所用参数见表 3. 实测反射压力峰值与计算反射压力峰值之间的误差见表 4, 两者计算结果吻合较好. 试验测得的压力时程曲线中存在明显负压和振荡现象, 这是因为压缩波经管廊反射后引起的.

4.5 位移

如图 14 所示, 试验测得管廊结构顶板中心和侧墙中心三种工况下的位移时程曲线. S1, S2, S3 三种工况下顶板中心位移峰值分别为 -0.279 , -0.450 , -0.930 mm; 侧墙中心位移峰值分别为 -0.156 , -0.390 , -0.850 mm. 当压力时程曲线达到最大峰值后, 顶板位移向下最大; 侧墙中心位移时程曲线没有明显的向外的位移, 这是因为在小当量爆炸作用下,

图 10 S2: 钢筋应变时程曲线. (a) 顶板中心-内侧纵筋; (b) 顶板中心-内侧箍筋; (c) 侧墙中心-内侧箍筋; (d) 侧墙中心-外侧箍筋
Figure 10 S2: strain history curve of steel bars. (a) Roof center-inner longitudinal bars; (b) roof center-inner stirrup; (c) side wall center-inner stirrup; (d) side wall center-outer stirrup.

图 11 S3: 钢筋应变时程曲线. (a) 顶板中心-内侧纵筋; (b) 顶板中心-内侧箍筋; (c) 侧墙中心-内侧箍筋; (d) 侧墙中心-外侧箍筋
Figure 11 S3: strain history curve of steel bars. (a) Roof center-inner longitudinal bars; (b) roof center-inner stirrup; (c) side wall center-inner stirrup; (d) side wall center-outer stirrup.

图 12 压力时程曲线. (a) S1; (b) S2; (c) S3

Figure 12 Pressure time history curve. (a) S1; (b) S2; (c) S3.

图 13 (网络版彩图) CONWEP曲线. (a) S1; (b) S2; (c) S3

Figure 13 (Color online) CONWEP curve. (a) S1; (b) S2; (c) S3.

表 3 CONWEP计算所用参数

Table 3 CONWEP computes parameters

	密度 (kg/m^3)	波速 (m/s)	衰减系数
湿砂质黏土	1600	547	3
混凝土	2290	4100	—

表 4 反射压力误差

Table 4 Reflection pressure error

工况	实测	CONWEP	误差
S1	0.019	0.017	10.50%
S2	0.033	0.033	0
S3	0.057	0.066	-15.80%

外侧土体对管廊侧墙有较强的约束作用. 当压缩波经反射后呈负压作用于顶板后, 顶板位移向上最大, 向上最大位移分别为0.210, 0.321, 0.727 mm, 正负向位移大小相当, 此时侧墙中心向里达到最大位移. 在管廊结构设计时必须注意到振荡所造成的反复荷载影响.

最终顶板中心位移均趋向于负值, 这是由于在冲击荷载作用下土体压实管廊未完全回弹至初始状态造成的.

5 顶板中点最大相对位移预测

5.1 推导结构均布荷载

由CONWEP所得的峰值压力如表5所示, P_i^C 为入射压力, P_f^C 为反射压力, P_t^C 为作用在结构上的总荷载, 即同时刻入射压力和反射压力之和. 通过CONWEP计算得到 P_t^C 与 P_f^C 之间的比例关系, 再结合试验所得反射压力 P_f , 可求得作用于结构上的总荷载 P_t , 结果如表6所示,

$$P_t = \frac{P_t^C}{P_f^C} \cdot P_f. \quad (1)$$

三种工况下比例爆深均大于1, 可取得地下结构挠度计算的等效均布荷载系数^[4]约为0.88, 可得作用于整个顶板的等效均布荷载.

图 14 位移时程曲线. (a) S1 顶板中心; (b) S2 顶板中心; (c) S3 顶板中心; (d) S1 侧墙中心; (e) S2 侧墙中心; (f) S3 侧墙中心
Figure 14 Displacement time history curve. (a) S1 roof center; (b) S2 roof center; (c) S3 roof center; (d) S1 side wall center; (e) S2 side wall center; (f) S3 side wall center.

5.2 求解顶板中点最大位移

由于管廊做了角部加腋处理, 将顶板视为由许多固支梁沿管廊纵向拼接而成, 该考虑忽略了顶板的整体效应, 所计算位移偏大, 用此结果偏于安全. 梁净跨取 1500 mm.

取固支梁中点为坐标原点, 各点弯矩为

$$M = \frac{ql^2}{24} - \frac{qx^2}{2}. \quad (2)$$

在小变形情况下可近似认为

$$y'' = \frac{M}{EI}. \quad (3)$$

由式(2)、(3)积分, 代入边界条件, 可得

$$y = \frac{1}{EI} \left[\frac{ql^2}{48} x^2 - \frac{q}{24} x^4 - \frac{ql^4}{128} \right]. \quad (4)$$

取 $x=0$, 可得跨中位移,

$$\omega = \frac{q_0 l^4}{128EI}. \quad (5)$$

将通过实测反射压力计算所得到的总压力与通过 CONWEP 计算得到的总压力分别代入, 得到管廊顶板中心的计算位移, 将之与实测位移比较, 如表 7 所示, 吻合较好, 计算结果较于实测位移偏大, 用于预测与估算偏安全.

表 5 CONWEP 压力表

Table 5 CONWEP pressure table

CONWEP	P_t^C (MPa)	P_i^C (MPa)	P_f^C (MPa)
S1	0.042	0.028	0.017
S2	0.083	0.056	0.033
S3	0.167	0.112	0.066

表 6 总压力

Table 6 Total pressure

试验	P_f (MPa)	P_t (MPa)
S1	0.019	0.047
S2	0.033	0.083
S3	0.057	0.144

6 讨论和结论

本文对管廊结构爆炸试验进行了简单介绍, 并主要分析了比例爆深为 2.000, 1.587, 1.260 m/kg^{1/3} 三种工况下管廊顶板中心的加速度、底部钢筋应变、压力及位移时程曲线. 通过实测反射压力并结合 CONWEP

表 7 实测与计算位移(单位: mm)

Table 7 Measured and calculated displacement (unit: mm)

工况	实测位移	实测计算位移	CONWEP 计算位移
S1	0.279	0.336	0.301
S2	0.45	0.594	0.594
S3	0.93	1.031	1.195

的计算, 得出作用于结构表面总荷载, 并将荷载均布化, 在弹性阶段求解出顶板中点位移. 本文得到如下结论: 在比例爆深大于 1.5 m/kg^{1/3} 时, 周围土体对管廊侧墙的约束作用较强, 对管廊分析时可主要考虑顶板动力响应. 管廊中心底部箍筋最大应变远大于纵筋应变, 建议管廊在箍筋设计时可以选用较高性能的筋材, 且适当加密. 爆炸荷载经管廊反射后会导致管廊顶板的反复振荡, 且产生的反复位移不容忽视, 内外侧混凝土均可能受压, 设计时需保证混凝土抗压强度, 配筋方式采用对称配筋. 在比例爆深大于 1.5 m/kg^{1/3} 时, 管廊结构属于弹性阶段, 结构未出现裂缝损伤, 可以采用本文方法对管廊顶板中心最大位移进行预测和估算, 结果偏于安全.

参考文献

- Zhu H H, Luo X, Peng F L, et al. Development strategy on urban underground space planning (in Chinese). *Eng Sci*, 2017, 19: 12–17 [朱合华, 骆晓, 彭芳乐, 等. 我国城市地下空间规划发展战略研究. *中国工程科学*, 2017, 19: 12–17]
- Qian Q H, Chen X Q. Situation, problems and countermeasures of utility tunnel's development in China and abroad (in Chinese). *Chin J Underground Space Eng*, 2007, 3: 191–194 [钱七虎, 陈晓强. 国内外地下综合管线廊道发展的现状、问题及对策. *地下空间与工程学报*, 2007, 3: 191–194]
- You X H, He G Y, Wang Q X, et al. Current situation and development trend of urban underground space utilization (in Chinese). *Tunnel Construct*, 2019, 39: 173–188 [油新华, 何光尧, 王强勋, 等. 我国城市地下空间利用现状及发展趋势. *隧道建设*, 2019, 39: 173–188]
- US Army Engineers Waterways Experimental Station. Fundamentals of protective design for conventional weapons (TM 5-855-1). Vicksburg: US Department of Army, 1986
- Departments of the Army, the Navy and the Air Force. Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. Vicksburg: Department of Defense, 1990
- Lewis B B. Final report for confinement vessel analysis task 1: Correlation of new vessel data with finite element results. LA-SUB-94-146-Task-1, 1993
- Gantes C J, Pnevmatikos N G. Elastic-plastic response spectra for exponential blast loading. *Int J Impact Eng*, 2004, 30: 323–343
- Mussa M H, Mutalib A A, Hamid R, et al. Assessment of damage to an underground box tunnel by a surface explosion. *Tunnel Underground Space Tech*, 2017, 66: 64–76
- Feldgun V R, Karinski Y S, Yankelevsky D Z. The effect of an explosion in a tunnel on a neighboring buried structure. *Tunnel Underground Space Tech*, 2014, 44: 42–55
- Jiang N, Zhou C. Blasting vibration safety criterion for a tunnel liner structure. *Tunnelling Underground Space Tech*, 2012, 32: 52–57

- 11 De A, Zimmie T F. Effects of surface explosion on underground tunnel and potential mitigation measures. [Transp Infrastruct Geotech](#), 2016, 3: 74–90
- 12 De A, Morgante A N, Zimmie T F. Numerical and physical modeling of geofoam barriers as protection against effects of surface blast on underground tunnels. [Geotextiles Geomembranes](#), 2016, 44: 1–12
- 13 Xie L X, Lu W B, Zhang Q B, et al. Damage evolution mechanisms of rock in deep tunnels induced by cut blasting. [Tunnel Underground Space Tech](#), 2016, 58: 257–270
- 14 Yang Y B, Xie X Y, Wang R L. Numerical simulation of dynamic response of operating metro tunnel induced by ground explosion. [J Rock Mech Geotech Eng](#), 2010, 2: 373–384
- 15 Liu J B, Du Y X, Yan Q S. Dynamic response of underground box structures subjected to blast load (in Chinese). [J PLA Univ Sci Technol \(Nat Sci Ed\)](#), 2007, 8: 520–524 [刘晶波, 杜义欣, 闫秋实. 地下箱形结构在爆炸冲击荷载作用下的动力反应分析. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2007, 8: 520–524]
- 16 Xie L, Yang Z Y, Li H Q. Dynamic response of rectangular tunnel lining structure under explosion (in Chinese). [Blasting](#), 2018, 35: 40–46 [谢乐, 杨志勇, 李欢秋. 爆炸作用下矩形隧道衬砌结构动力响应研究. 爆破, 2018, 35: 40–46]
- 17 Yang G D, Wang G H, Lu W B, et al. Damage evaluation and protective effect analysis for a large-scale water transmission box culvert under action of ground surface blast loads (in Chinese). [J Vibration Shock](#), 2019, 38: 28–37 [杨广栋, 王高辉, 卢文波, 等. 地表爆炸荷载作用下大型输水箱涵的毁伤评估及防护效应分析. 振动与冲击, 2019, 38: 28–37]
- 18 Zhang X. The Dynamic Response of Subsurface Structures Under the Ground Explosion (in Chinese). Dissertation for Master's Degree. Xi'an: Chang'an University, 2015 [张茜. 地面爆炸下地下结构的动力响应. 硕士学位论文. 西安: 长安大学, 2015]
- 19 Helwany S, Chowdhury A. Laboratory impulse tests for soil-underground structure interactions. [J Test Eval](#), 2004, 32: 262–273
- 20 Dancygier A N, Shah S P, Keer L M. Test of small scale buried structures under surface impact loading. [Int J Rock Mech Mining Sci Geomech Ab](#), 1995, 32: 96–97
- 21 Theodor K. Modern Protective Structures. Boca Raton: CRC Press, 2008
- 22 Bangash M Y H. Shock, Impact and Explosion Structural Analysis and Design. Berlin: Springer Press, 2009
- 23 Chen H L, Zhou J N, Fan H L, et al. Dynamic responses of buried arch structure subjected to subsurface localized impulsive loading: Experimental study. [Int J Impact Eng](#), 2014, 65: 89–101
- 24 Chen H L, Jin F N, Fan H L. Elastic responses of underground circular arches considering dynamic soil-structure interaction: A theoretical analysis. [Acta Mech Sin](#), 2013, 29: 110–122
- 25 Chen H L, Xia Z C, Zhou J N, et al. Dynamic responses of underground arch structures subjected to conventional blast loads: Curvature effects. [Archives Civil Mech Eng](#), 2013, 13: 322–333
- 26 Fang Q, Liu J C. Underground Protective Structure (in Chinese). Beijing: China Water Power Press, 2009 [方秦, 柳锦春. 地下防护结构. 北京: 中国水利水电出版社, 2009]
- 27 Alia A, Souli M. High explosive simulation using multi-material formulations. [Appl Thermal Eng](#), 2006, 26: 1032–1042

Field test and elastic dynamic response analysis of shallow-buried utility tunnel under explosion load

ZHOU Qiang¹, ZHOU JianNan^{1*}, ZHOU YinZhi¹, CHEN XiaoShuo¹,
JIN FengNian¹ & FAN HuaLin²

¹ State Key Laboratory of Explosion and Impact Disaster Prevention and Reduction, College of National Defense Engineering, the Army Engineering University of PLA, Nanjing 210007, China;

² College of Aerospace Engineering, Nanjing University of Aeronautics and Astronautics, Nanjing 210016, China

In order to study the load distribution rule, dynamic response and failure mechanism of the tunnel structure under explosion load, evaluate the protection potential of the tunnel project, and obtain the test data of the tunnel under explosion load, the anti-explosion test of the tunnel structure is designed. This paper mainly analyzes the dynamic response at the center of the roof under three working conditions of the proportional blasting depth of 2.000, 1.587 and 1.260 m/kg^{1/3}. The test measures the size of the blasting pit, the time-history curves of the longitudinal bars and stirrup at the bottom of the roof center and the inner stirrup at the center of the side wall, acceleration time-history curve, reflection pressure time-history curve and displacement time-history curve. The test data show that the stirrup strain at the bottom of the roof center is much greater than that of the longitudinal bars, and the repeated displacement caused by the vibration of the tunnel is about the same. It is suggested that the tunnel should be symmetrical reinforcement and stirrup encryption, and ensure the compressive strength of concrete. The accuracy of the peak of reflected pressure is verified by the conventional weapon effect calculation software CONWEP, and the total pressure acting on the tunnel is further obtained and converted into uniform load. The maximum displacement of the roof center in the elastic response stage is calculated, which is in good agreement with the measured displacement.

utility tunnel, explosion test, elasticity, dynamic response

PACS: 46.70.Lk, 43.28.Mw, 62.20.Dc, 03.65.Vf

doi: [10.1360/SSPMA-2019-0182](https://doi.org/10.1360/SSPMA-2019-0182)