DOI：10.16285/j.rsm.2016.0067

高速铁路小变形下陡坡地基路肩桩板墙力学响应

谢 涛[1,2]，罗 强[1,2]，周 成[3]，张 良[1,2]，蒋良潍[1,2]

（1. 西南交通大学 土木工程学院，四川 成都 610031；2. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室，四川 成都 610031；
3. 中铁二院工程集团有限责任公司，四川 成都 610031）

摘 要：掌握高速铁路陡坡地基条件下路肩桩板墙力学特性是路堤侧向变形控制的关键。以贵广高速铁路某陡坡地基路肩桩板墙为试验工点，对墙背土压力、桩身内力与变形进行了 900 余天现场长期观测，讨论了墙后路堤分层填筑引起的墙土侧向变形形态差异及机械碾压残余应力对土压力分布的影响。结果表明：适应高速铁路小变形要求的强约束、深锚固路肩桩板墙能有效控制陡坡地基路堤侧向变形，桩体仅呈 0.94‰的近似刚性转动，填筑完成后变形约占 30%，且 1.0～1.5 a 趋于稳定；经碾压密实的墙后粗粒土填料，即使在小变形下依然能达到主动土压力状态；分层填筑引起墙后填土侧向变形呈现的“上小下大”分布形态与墙体位移相反，是墙背土压力呈现出中部大、两端小抛物线分布模式的重要因素；基于适筋梁受力状态及平截面假定，分别结合实测钢筋应力与混凝土应变换算得到的桩身弯矩具有良好的一致性，与极限地基反力法的理论计算吻合。

关 键 词：高速铁路；陡坡地基；路肩桩板墙；力学响应；现场测试

中图分类号：TU 470 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－7598 (2018) 01－0045－09

Mechanical response of shoulder sheet-pile wall under strictly restricted deformation condition in steep ground along a high-speed railway

XIE Tao[1,2], LUO Qiang[1,2], ZHOU Cheng[3], ZHANG Liang[1,2], JIANG Liang-wei[1,2]

（1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China; 2. MOE Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China; 3.China Railway Eryuan Engineering Group Co. Ltd., Chengdu, Sichuan 610031, China）

Abstract: It is key to grasp mechanical response of shoulder sheet-pile wall in steep ground along a high-speed railway for control of lateral deformation of embankment. In this study, the sheet-pile walls in steep ground along Guiyang-Guangzhou high-speed railway were selected as monitored objects. Long-term observations for the earth pressure behind the wall, the internal force and deformation of the pile were made for more than 900 days. The layered filling-induced differential deformation between sheet pile walls was intensively discussed, and the effect of roller compaction-induced residual stress on distribution of earth pressure was discussed as well. The results indicate that the lateral deformation of embankment is effectively limited by sheet-pile walls. The lateral deformation of the pile top is about 0.94‰ height of the wall and tends to be stable in 1–1.5 years later, this is about 30% of the total displacement after embankment is filled. The roller-compacted coarse-granular filler behind the wall can still reach active earth pressure state even in small lateral deformation. The lateral deformation of fills caused by the layered filling presents a shape of small at top and large at bottom and is opposite with the displacement distribution of sheet-pile wall. The lateral deformation of fills is the main factor for parabolic distribution of earth pressure behind the wall. The recommended bending moment formula about pile according to concrete stress and steel bar strain in field test is consistent with theoretical calculation value.

Keywords: high-speed railway; steep ground; shoulder sheet-pile wall; mechanical response; field test

1 引 言

高速铁路，特别是无砟轨道，为满足在少维修条件下的高平顺性要求，对路基变形控制严格[1]。陡坡地基条件下修建高速铁路路堤除了要保证整体稳定性外，还需对路堤侧向变形进行严格控制，以防止填土产生过大跟随变形，路基面出现附加沉降，影响轨道结构的长期服役性能。为此，需在路肩处

收稿日期：2016-01-08
基金项目：国家重点基础研究发展计划(973 计划) (No. 2013CB036204)；中国中铁股份有限公司科研重点项目 (03-2010)。
This work was supported by the National Program on Key Basic Research Project of China (973 Program) (2013CB036204) and the Key Program of China Railway Group Limited (03-2010).
第一作者简介：谢涛，男，1991 年生，博士研究生，主要从事土力学及路基工程方面的学习与研究工作。E-mail: 1535009557@qq.com
通讯作者：罗强，男，1963 年生，博士，教授，主要从事路基工程及土力学方面的研究工作。E-mail: LQrock@swjtu.cn

设置强约束、深锚固桩板墙进行支护，并选用优质粗颗粒填料碾压密实进行填筑。

对于桩板墙或类似支挡结构，土压力大小和分布是其设计的关键。然而，由于影响土压力因素多且作用复杂，虽然极限状态下经典的 Coulomb 与 Rankine 理论计算得到的土压力大小与实际基本一致，但是其线性分布假设往往与工程不符[2]，并且土体达到极限状态需要一定的侧向变形，这是传统理论所不能反映的。根据已有的研究成果[3–4]，达到主动土压力状态所需墙体侧向位移与墙高之比受土体类别及密实程度影响差异显著，一般介于 0.5‰～5.0‰，上、下限值相差达一个数量级。桩板墙由于侧向位移整体偏小，关于墙后填土能否达到主动土压力状态尚未达成共识，且多数研究者认为墙背土压力比主动土压力值略大[2, 5]，基于安全考虑，规范[6]按 1.1～1.2 倍的主动土压力进行设计。土压力分布方面，蒋忠信等[2]对多处支挡结构墙背主动土压力的调查发现，实际中墙后土压力由于受墙土内摩擦角、墙体位移模式、施工工艺等影响往往表现出强非线性的分布特征。Paik [7]、杨贵[8]等研究了墙土摩擦引起的土拱效应对土压力分布的影响。然而，墙土摩擦对土压力分布的影响是有限的，仅对墙体下部位置作用显著，使之急剧趋于 0，而对墙体中上部的影响一般较小。Terzaghi[9]基于室内模型试验，讨论了墙体位移模式对土压力的影响，当墙体绕底部转动时土压力接近线性分布，绕顶部转动时接近抛物线，平移时介于两者之间。Bilgin[10]基于数值模拟研究发现，施工工艺对土压力的分布也会产生影响，然而其作用过程尚不明确。此外，Ingold[11]和 Duncan[12]等还分析了施工中机械碾压残余应力作用的影响，认为机械碾压在墙体侧向位移较小时会导致土压力显著增加。

在严格控制变形条件下，桩板墙侧向位移一般较小，墙后土压力处于主动状态或静止与主动之间。对于采用深锚固、强约束性桩板墙进行支护的路基，其约束性较强，墙背土压力对外界作用更加敏感，施工中的机械碾压可能导致墙后出现较大的残余应力，对土压力分布，特别是填筑完成初期影响显著。再加上施工过程中的分层填筑使得填土与墙体侧向变形形态不一致，可能会进一步影响土压力分布，而土压力的大小及分布则直接影响着桩板墙的力学响应。据此，针对贵广高速铁路某试验工点陡坡地基路肩桩板墙，对桩体侧向位移、墙背土压力及桩身内力进行了为期近 3 a 的现场测试，重点讨论了分层填筑、机械碾压对土压力大小、分布的影响，为完善高速铁路路基桩板墙结构设计技术提供试验依据。

2 现场试验概况

2.1 工点简介

试验工点为贵广高速铁路某陡坡地基路肩桩板墙，该路段设计时速为 300 km/h，无砟轨道结构形式。原地面自然坡度为 30 °左右，属于陡坡地基[13]。地基上层为 10 m 厚的粉质黏土，天然含水率 w=25%，下伏基岩为强风化页岩。桩板墙桩身全长为 24 m，其中悬臂段与锚固段长分别为 8 m 和 16 m，桩端嵌入基岩 6 m。桩身断面为 2 m×3 m 的矩形，迎土面宽为 2 m，桩间距为 5 m，采用 C35 混凝土现场浇筑而成；挡土板为 4.0 m×0.5 m 的预制混凝土板，板厚为 0.35 m、左右搭接 0.50 m。路堤下地基采用桩间距为 1.6 m、直径为 0.5 m 的无桩帽 CFG 桩处理。路堤基床表层为级配碎石，底层及基床以下路堤为粗颗粒填料。试验工点断面如图 1 所示。

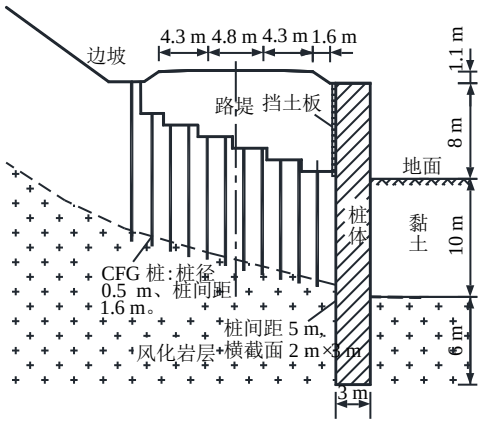


图 1 试验工点横断面图

Fig.1 Cross section of the test sites

2.2 路堤填料及地基土

地基土相关物理指标如表 1 所列。地基土中粒径为 2～20 mm 的颗粒占 12.98%，2.000～0.075 mm 的颗粒为 12.78%，0.075～0.005 mm 的颗粒为 39.47%，小于 0.005 mm 的颗粒含量为 33.14%；塑性指数 I_p=13.71，属于低液限粉质黏土[13]，其初始孔隙比 e_0=0.70，压缩系数 $a_{v1\text{-}2}$=0.22 MPa^{-1}，属于中等压缩性土[13]，直剪强度指标 c=29.2 kPa，φ = 23.3 °。

表 1 地基土物理参数

Table 1 Physical parameters of ground soil

颗粒相对密度 G_s	最大干密度 ρ_{dmax}/(g/cm^3)	最优含水率 w_{op}/%	液限 w_L /%	塑限 w_p /%
2.73	1.81	15.01	36.77	23.07

路堤填料最大粒径介于 40～60 mm，大于 2.000 mm 的颗粒含量为 72.9%，2.000～0.075 mm 颗粒占 25.2%，小于 0.075 mm 的颗粒占 1.9%，不均匀系数 C_u=17.8，曲率系数 C_c=1.2，级配良好，属于细角砾类 A 组填料[13]。重型 Z3 技术标准[14]下的最优含水率 w_{op}=4.3%，最大干密度 ρ_{dmax}=2.37 g/cm^3。

3　现场测试方案

3.1　墙背土压力

桩板墙后土压力测试元件为量程 0.1 MPa 的钢弦式土压力盒，布置于挡土板中部位置，相邻土压力盒竖向间距为 1 m，共计 8 只，如图 2 所示。

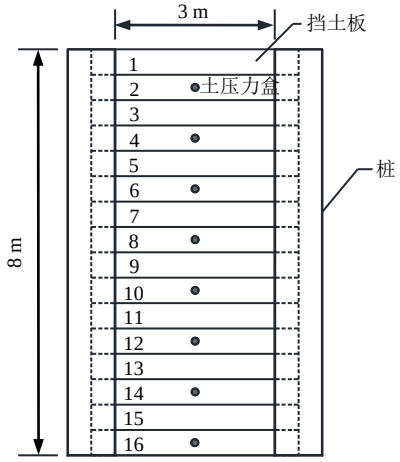


图 2　土压力盒布置示意图

Fig.2　Arrangement of the earth pressure cell

3.2　桩身弯矩与变形

3.2.1 桩身弯矩

为测定桩身截面弯矩，在桩身内部迎土侧受拉主筋上每隔 2 m 布置一只与钢筋型号、尺寸相匹配的钢筋计，共计 12 只；在背土侧与钢筋计等高位置的受压构造钢筋上安装混凝土应变计，其布置如图 3 所示。

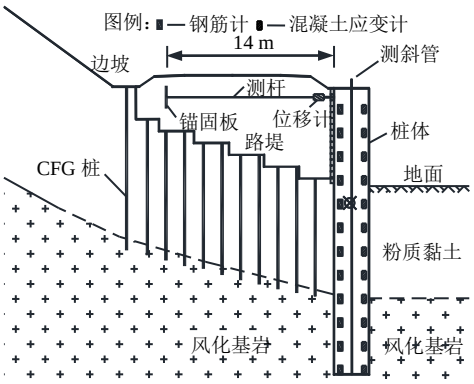


图 3　内力及位移测试元件安装图

Fig.3　Arrangement of steel bar sensor and the concrete sensor

3.2.2 桩体侧向位移

通过在桩内布置测斜管，测量桩体全长范围内的侧向位移，并在桩顶以下 1.5 m 处安装由刚性测杆、位移计、锚固板组装而成的水平位移测试装置，其中锚固板埋置于距桩内侧 14 m 处的路堤填土中（图 3），重点监测路堤填筑完成后桩顶位移随时间的变化。

4　试验数据分析

4.1　桩体侧向位移

测斜管测得填筑完成后桩体侧向位移沿整个桩长（含悬臂段及锚固段）的分布如图 4 所示。测试表明，由于桩体横向抗弯刚度较大，挠曲变形较小，桩体位移自上而下呈现出近似线性减小的分布规律，基岩范围内桩体变形较小，并在基岩面以下 3 m，即 80%埋深位置附近出现负值，说明该处为桩的转动中心。

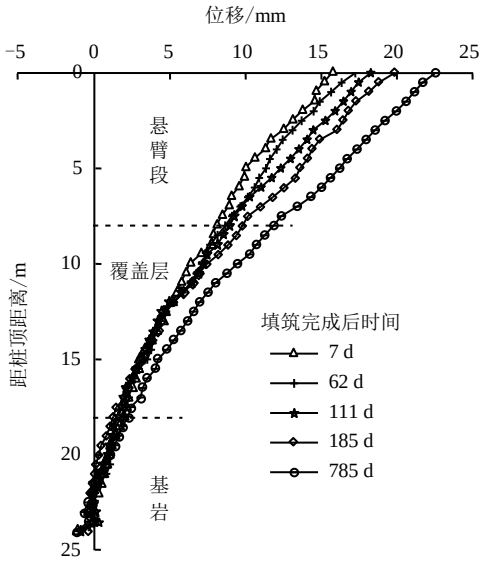


图 4　桩体侧向位移

Fig.4　Lateral displacement of pile

路堤填筑完成时(7 d)，桩顶侧向位移为 15.7 mm，与桩长及悬臂段长度之比分别为 0.65‰、1.96‰，占所测最终位移的 70%左右。填筑完成后桩身侧向位移随时间逐渐发展，桩顶处最终达到 22.6 mm，与桩长之比为 0.94‰，与悬臂段长度之比为 2.83‰，不足现行规范[13]限值 1%的 1/3。通过水平位移测杆测得路堤填筑完成后桩顶以下 1.5 m 处桩体新增侧向位移随时间的变化如图 5 所示。路堤填筑完成初期桩体位移增长较快，随着时间的推移，增长速率逐渐降低，1.0～1.5 a 趋于稳定。由于测斜管未能测得刚填筑完成时的桩体位移，根据水平测杆所测位移，在刚填筑完成 7 d 时间内桩顶仅发生了不到

0.2 mm 的侧向位移，如图 4 所示。因此，分析中以填筑完成 7 d 的位移近似代替刚填筑完成时的桩体位移。

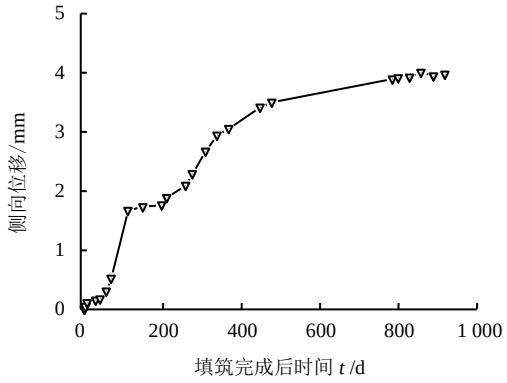


图 5 路堤填筑完成后桩顶新增侧向位移

Fig.5 Lateral displacement on pile top after construction

可见，深锚固、强约束桩板墙可有效限制路堤侧向位移，能够满足高速铁路对长期变形控制的要求，桩顶侧向位移与悬臂段长度之比为 2.83‰，不足规范[6]的 1/3，其中 70%在施工中就已完成。

4.2 墙背土压力分布模式及影响因素

4.2.1 土压力非线性分布规律

根据土压力盒测得路堤填筑完成后土压力沿墙高的分布如图 6 所示。由于距墙顶 5.75 m 和 6.75 m 两点的土压力盒在施工填筑过程中损坏，仅测得其余 6 点的数据。桩板墙高度范围内土压力自上而下呈现出先增加后减小的分布规律，底部与顶部接近为 0，并随时间而衰减。填筑完成初期土压力较大，墙体中上部位置甚至大于静止土压力；填筑完成 900 d 左右基本趋于稳定，其中墙体中上部土压力介于主动与静止土压力之间，而中、下部则小于主动土压力，其分布形态明显异于 Coulomb 理论所假定的线性分布。

将桩顶以上 1.1 m 高的梯形路堤荷载换算成高度 h_0=1.0 m 的均布荷载，并根据试验所得路堤填土所用细角砾类 A 组填料的抗剪强度指标 c=17.5 kPa、φ=47.2 °，按 1/2 墙高处抗剪强度相等原则换算成综合内摩擦角 φ_0 按下式计算[15]：

$$\varphi_0 = \arctan\left(\tan\varphi + \frac{2c}{\gamma H}\right) \tag{1}$$

式中：路堤填土重度 γ =20.5 kN/m^3，墙高 H=8 m。墙土摩擦角 δ =2 φ_0 /3，采用 Coulomb 理论计算得到距墙顶 h 处主动土压力水平分量 p_x 为

$$p_x = \frac{\gamma(h_0+h)\cos^2\varphi_0}{[1+\sqrt{\sin(\varphi_0+\delta)\sin\varphi_0\cos^{-1}\delta}]^2} \tag{2}$$

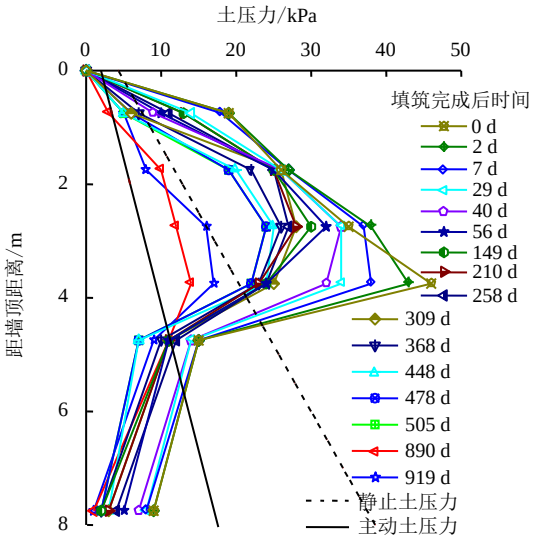


图 6 土压力分布

Fig.6 Earth pressure distribution on the wall

4.2.2 分层填筑及机械碾压对土压力分布形态影响

如图 7 所示，墙后路堤的形成是一个分层填筑的过程，填筑土体对墙体产生的挤压作用使得墙体发生侧向位移，导致已填筑完成的下层土体产生水平向的跟随变形，而刚填筑的土体变形却相对较小。每填筑一层，其下层土体都产生相应侧向跟随变形，如此反复累积，最终导致填筑完成时最先填筑的下层土体侧向变形相对较大，而最后填筑的表层土体的侧向变形相对较小。填筑完成时墙体与填土的侧向变形形态表现出显著差异性，刚性墙体的侧向位移为“上大下小”的分布形态，而柔性土体的侧向变形则为“上小下大”，类似于墙体绕墙顶转动的变形模式。

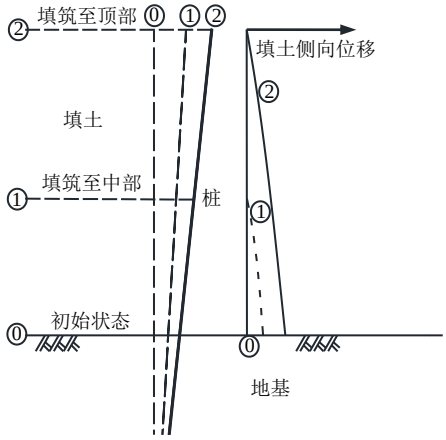


图 7 分层填筑中填土及桩板墙侧向位移变化示意图

Fig.7 Lateral deformations of sheet-pile wall and backfill soils during filling in layer

路堤填筑完成后，填土随墙体产生持续的跟随变形。根据测斜管所测位移，填筑完成后墙体位移仅占总位移的 30%左右，对填土侧向变形的整体分

布影响有限，但将对施工期侧向变形较小的上部填土产生显著影响。以墙体顶部和底部两处填土为例，刚填筑完成时侧向变形分别为 0.0 和 8.1 mm；稳定后顶部填土侧向变形达到 6.3 mm，与墙高之比 0.8‰，均在施工后完成；而底部填土侧向变形为 12.5 mm，与墙高之比 1.6‰，其中施工期就已经完成了 65%。填土最终的侧向变形依然表现出“上小下大”的分布形态，这就使得墙体下部填土实际所受约束相对较弱，最终土压力小于主动土压力值；而上部分约束相对较强，土压力介于主动与静止之间，整体呈现出中部大两端小的抛物线分布模式，如图 8 所示。

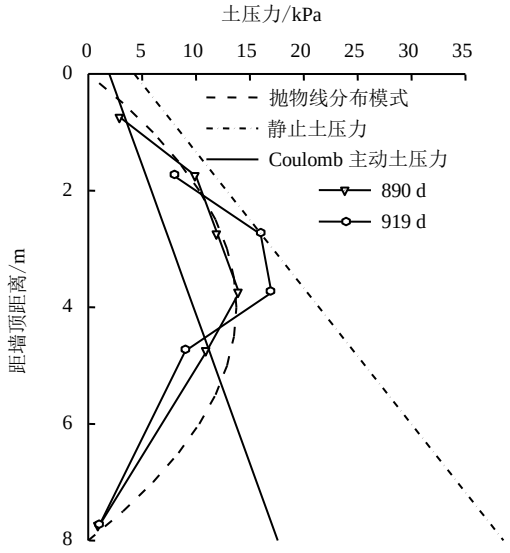


图 8　稳定后土压力分布

Fig.8　Parabolic distribution of earth pressure on wall

墙体侧向位移较小、土体所受侧向约束较强时，施工中的机械碾压也会对土压力产生显著影响。机械碾压作用下土体竖向及水平应力增加，碾压结束后土体的竖向应力逐渐减小并恢复至原有水平，而水平应力在墙体的侧向约束作用下大部分得以保留[16]。根据对机械碾压残余应力已有的研究[11−12]：碾压过程类似于加卸载，会使土体产生较大的水平向残余应力，从而导致墙背土压力大于静止土压力，甚至达到被动土压力；碾压应力的影响深度与碾压机械的大小相关。对于一般碾压机械为 2～3 m，强夯可达 15 m，并随深度衰减。试验工点所采用的深锚固、强约束桩板墙对路基填土具有较强的约束作用，机械碾压残余应力作用显著，使得填筑完成初期墙体中上部土压力明显大于主动土压力，部分位置甚至达到静止土压力 2 倍之多，而对于墙体中下部，因在填筑过程中土体随桩体产生了一定的侧向位移，机械碾压残余应力影响并不明显，如图 6 所示。随着时间的增长，桩体侧向位移逐步发展，机械碾压残余应力的逐渐消散，墙体中上部土压力随之降低并趋于稳定，如图 8 所示。

4.2.3 土压力合力及作用点变化规律

土压力合力及桩顶侧向位移随时间的变化曲线如图 9 所示。合力随时间的增加而逐渐降低，填筑完成初期受机械碾压残余应力消散影响降低幅度较大，两个月后逐渐变缓并趋于稳定，最终接近 Coulomb 主动土压力值。其中路堤填筑完成时土压力合力最大为 170.4 kN/m，接近静止土压力。需要指出的是，虽然填筑完成初期土压力合力大小接近静止土压力值，但并不意味着土体处于静止土压力状态，而是机械碾压残余应力作用导致墙后中上部土压力增加的结果。

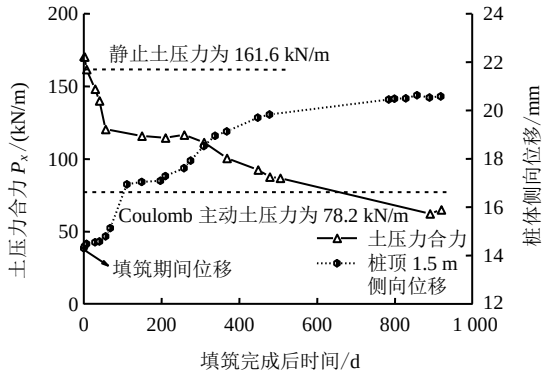


图 9　土压力及位移随时间变化规律

Fig.9　The evolution of earth pressure and wall lateral displacement with the time

根据已有的研究[3−4]，主动状态时墙顶位移与墙高之比为 0.5‰～5.0‰，其大小与土类及密实程度相关。通常来讲，砂性土比黏性土小，土体越密实所需位移也越小。文献[5]认为桩板墙主动土压力不易达到，墙体实际所受荷载大于 Coulomb 理论值。然而，由于高速铁路路堤采用的是碾压密实的优质粗颗粒土填料，根据试验工点土压力测试结果，即使在墙顶位移与墙高之比为 2.8‰，土体侧向变形与墙高之比介于 0.8‰～1.6‰的小变形下也能够达到主动状态。此外，土压力大小随时间逐渐衰减，合力作用点却变化不大，平均值位于墙底以上 0.57H，比 Coulomb 理论的 0.37H（有 1.0 m 的路堤荷载）提高 54%，如图 10 所示。

可见，因桩板墙对路堤侧向约束较强，机械碾压残余应力影响显著，使得路堤填筑完成初期墙体中上部土压力明显大于静止土压力，导致土体虽然不处于静止土压力状态，其合力大小却接近静止土

压力值；随着时间推移填土侧向变形逐渐发展，机械碾压残余应力逐步衰减，土压力合力接近 Coulomb 主动土压力值。受分层填筑引起的土体侧向变形“上小下大”分布形态的影响，最终土压力分布更接近中部大、两端小的抛物线分布模式。

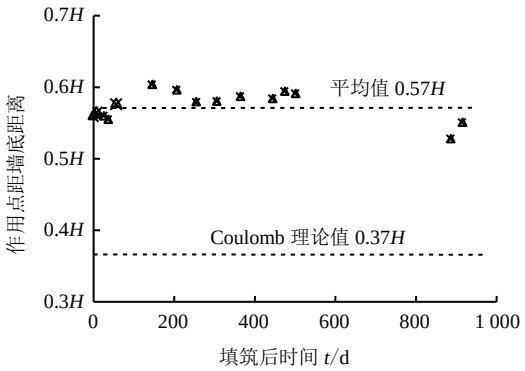


图 10 土压力合力作用点

Fig.10 Place of the resultant earth pressures

4.3 桩身弯矩及沿桩长分布

4.3.1 混凝土应变与钢筋应力测试值

通过混凝土应变计及钢筋计测得混凝土应变及钢筋应力沿桩长的分布如图 11 所示。因施工中部分测试元件损坏，导致相应数据缺失。由图可知，两者沿桩身自上而下都呈现出先增加后减小的分布规律，距桩顶 12 m 处最大，分别为 33×10^{-6} 和 7.6 MPa，基岩面以下接近为 0。钢筋计应力沿桩身的分布及最大值位置与混凝土应变基本一致。因测量误差，图 11(a)中出现了绝对值较小的负弯矩，在分析中予以舍弃。

4.3.2 桩身弯矩计算模式及方程

根据适筋梁结构破坏过程中截面的受力，可将其分为未开裂阶段、裂缝阶段和破坏阶段[17]。当截面受拉区边缘混凝土的拉应变 ε_c 小于极限拉应变 ε_u 时，截面处于未开裂阶段，截面曲率与弯矩成正比。截面曲率 ϕ 为

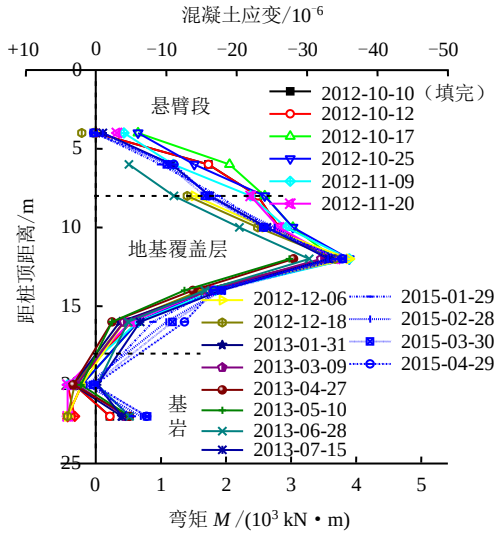
$$\phi=\frac{\varepsilon_s-\varepsilon_c}{d} \tag{3}$$

式中：ε_s、ε_c 分别为测试点受拉钢筋拉应变与受压区混凝土压应变；d 为受拉与受压应变测试点距离。

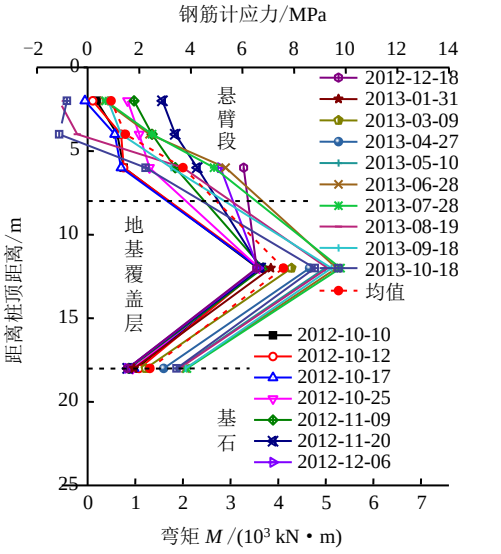
若在测试中，测试元件出现损坏，只测得 ε_s、ε_c 中的一个且不存在轴力作用时，ϕ 可按下式计算：

$$\phi=\begin{cases}\varepsilon_s/h_s & \text{钢筋计}\\ \varepsilon_c/h_c & \text{混凝土应变计}\end{cases} \tag{4}$$

根据材料力学原理可得截面弯矩 M 为



(a) 混凝土



(b) 钢筋

图 11 混凝土应变、钢筋应力及桩身弯矩

Fig.11 Strain of concrete, stress of steel bar and bending moment of pile

$$M=E_cI_0\phi \tag{5}$$

将式（4）代入式（5），可到

$$M=\begin{cases}E_cI_0\sigma_s/(E_sh_s) & \text{钢筋计}\\ E_cI_0\varepsilon_c/h_c & \text{混凝土应变计}\end{cases} \tag{6}$$

式中：σ_s 为钢筋计应力；E_c、E_s 分别为混凝土和钢筋弹性模量；h_s、h_c 分别为钢筋计、混凝土应变计至中性轴距离；I_0 为等效截面惯性矩。如图 12 所示，为根据平截面假定计算桩身弯矩的示意图。

4.3.3 桩身弯矩及分布特征讨论

根据桩板墙的设计资料及规范[18]可知，受拉主筋与混凝土弹性模量分别为 E_s =200.0 GPa 和 E_c = 31.5 GPa，桩体截面等效惯性矩 I_0 =4.77 m^4、h_s= 1 389 mm、h_c =1 391 mm。实测混凝土最大应变 ε_c 仅

为 3.6×10^{-5}，小于极限拉应变 $\varepsilon_u = 10^{-4}$，桩体处于未开裂阶段。鉴于钢筋计在安装过程中部分损坏且桩板墙主要承受水平荷载，轴力可忽略不计，桩身截面弯矩可由钢筋计和混凝土应变计所测数据按式（6）分别计算。如图 11 所示，弯矩沿桩体自上而下都呈现出先增加后减小的变化规律，地面以下 4 m 处最大，平均值分别为 3 584 kN·m 和 4 106 kN·m，仅相差 14.6%。

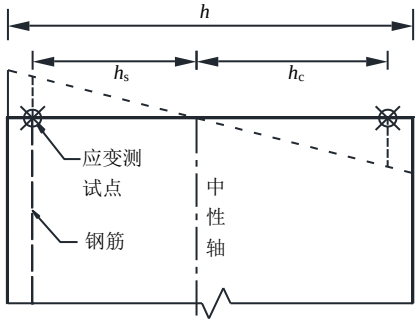


图 12　桩身横截面应变
Fig.12　The normal section of pile shaft

根据相同时间段土压力、混凝土应变及钢筋应力平均值分别计算得到桩身弯矩沿桩长分布如图 13 所示。各测试元件所得桩身弯矩沿桩长大小及分布基本一致，测试结果相互验证。受机械碾压残余应力及土压力抛物线分布的不利影响，观测期内墙底处桩身截面弯矩平均值为 2 065 kN·m，约为按主动土压力弯矩计算值的 2 倍，接近按静止土压力弯矩计算值为 2 360 kN·m。因此，对于变形控制严格的高速铁路路肩桩板墙，在桩体结构设计中须考虑路堤填筑碾压的残余应力导致土压力较大及合力作用点提高的不利影响。

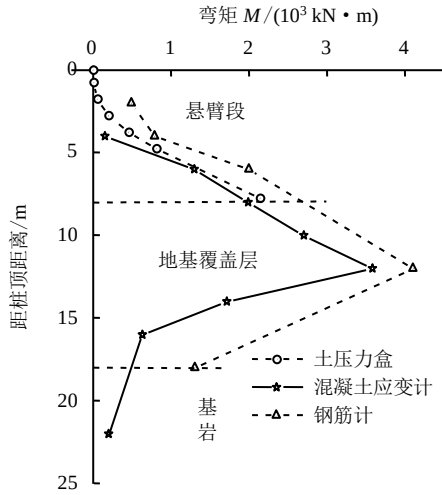


图 13　由钢筋计、混凝土应变计、土压力盒数据计算桩身弯矩
Fig.13　Bending moment of pile computed from steel bar sensor, concrete sensor and earth pressure cell

因桩板墙桩身刚度大，采用极限地基反力法进行分析，并假定地基反力系数随深度成正比增加。根据规范[6]可得桩板墙桩身变形系数 α 为

$$\alpha = \sqrt[5]{mB_p / (EI_0)} \tag{7}$$

式中：E 为桩体混凝土模量，E=25.2 GPa；B_p 为桩身计算宽度，B_p = 3 m；m 为土质地基反力比例系数，按规范[6]取用等效值，m=2 609 kPa/m^2，求得桩身变形系数 α =0.145 m^{-1}，αh_m =2.3<2.5，属于刚性桩[19]。由实测地面处桩身剪力平均值 479 kN 及弯矩平均值 1 988 kN·m，并根据极限地基反力法求得桩体转动中心位于地面以下 11.63 m，与测斜管确定转动中心位于地基面下 13 m 附近基本一致。如图 14 所示，桩身弯矩理论计算值 M_z 沿深度 z 自上而下呈现出先增加后减小的变化规律，距地面 5.82 m 处取得最大值 3 658 kN·m，相对于实测最大弯矩平均值 38 48 kN·m 仅相差 5%，理论分析与实测结果基本一致，仅在桩体下部分误差较大。

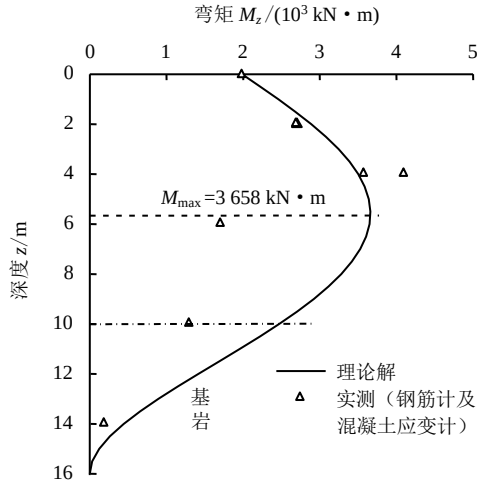


图 14　桩身弯矩理论值
Fig.14　Theoretical bending moment of the pile

5　结　论

针对贵广高速铁路某试验工点陡坡地基路肩桩板墙现场长期观测数据，开展了以墙后土压力、桩体受力与变形为重点的试验分析，得到以下结论：

（1）适应高速铁路严格变形控制要求而设置的强约束、深锚固桩板墙，以提高桩板墙水平承载力的方式有效地控制了桩体侧向位移。测试表明：桩体变形较小且接近刚性转动，转动中心位于地面下 80%埋深位置附近，与理论计算仅相差 11.8%；桩顶侧向位移与悬臂段长度之比仅为 2.8‰，其中施工期间已达 70%，填筑完成后 1.0～1.5 a 趋于稳定。

（2）高速铁路陡坡地基桩板墙后为碾压密实的细角砾类 A 组填料，即使在小变形下依然能够达到主动土压力状态。测试分析表明：填筑完成初期受碾压残余应力影响，墙背中上部土压力甚至大于静止状态，而中下部填土因在施工中已产生较大变形，土压力大幅衰减至主动状态，其合力接近静止土压力。随着工后侧向变形的发展残余应力逐渐消散，合力趋于 Coulomb 主动土压力值。

（3）桩板墙后分层填筑碾压导致土体侧向变形表现出“上小下大”的分布形态，与墙体位移不一致，是墙背土压力呈现出中部大、两端小的抛物线分布模式的主要因素。测试分析表明，墙后上部填土侧向变形以工后为主，相对较小，再加上碾压残余应力影响，土压力介于主动与静止之间；而下部填土侧向变形以施工期为主，相对较大，已处于主动状态。

（4）基于适筋梁截面受力状态及平截面假定，结合钢筋计与混凝土应变计分别计算得到的桩身弯矩具有较好的一致性，且与以实测土压力为荷载、采用极限地基反力法的理论计算结果吻合。

参 考 文 献

[1] 国家铁路局. TB10621−2014 高速铁路设计规范[S]. 北京：中国铁道出版社, 2014.
National Railway Administration of the People’s Republic of China. TB10621−2014 Code for design of high speed railway[S]. Beijing: China Railway Publication House, 2014.

[2] 蒋忠信, 蒋良潍. 南昆铁路支挡结构主动土压力分布图式[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(6): 1035－1040.
JIANG Zhong-xin, JIANG Liang-wei. Distribution map forms of active earth pressure on retaining structures in Nanning-Kunming railway[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(6): 1035－1040.

[3] 梅国雄, 宰金珉. 考虑位移影响的土压力近似计算方法[J]. 岩土力学, 2001, 22(4): 83－85.
MEI Guo-xiong, ZAI Jin-min. Earth pressure calculating method considering displacement[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2001, 22(4): 83－85.

[4] 黄文熙. 挡土墙的土压力研究,水工建设中的结构力学与岩土力学问题[M]. 北京：水利电力出版社, 1995: 219－237.
HUANG Wen-xi, On earth pressure theories of retaining walls, some structural and geotechnical problems in hydraulic constructions[M]. Beijing: Water Resources and Electric Press, 1995: 219－237.

[5] 李海光. 新型支挡结构设计与工程实例[M]. 北京：人民交通出版社, 2004.
LI Hai-guang. Design and engineering example for new type retaining structure[M]. Beijing: China Communications Press, 2004.

[6] 中华人民共和国铁道部. TB10025−2006 铁路路基支挡结构设计规范[S]. 北京：中国铁道出版社, 2009.
Ministry of Railways of the People’s Republic of China. TB10025−2006 Code of design on retaining structures on railway subgrade[S]. Beijing: China Railway Publication House, 2009.

[7] PAIK K H, SALGADO R. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects[J]. **Geotechnique**, 2003, 53(7): 643－653.

[8] 杨贵, 王阳阳, 刘彦辰. 基于曲线滑裂面的挡墙主动土压力分析[J]. 岩土力学, 2017, 38(8): 1－7.
YANG Gui, WANG Yang-yang, LIU Yan-chen. Analysis of active earth pressure on retaining walls based on curved sliding surface[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(8): 1－7.

[9] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons Inc., 1948.

[10] BILGIN Ö. Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions[J]. **Computers and Geotechnics**, 2010, 37(3): 399－407.

[11] INGOLD T S. The effects of compaction on retaining walls[J]. **Geotechnique**, 1979, 29(3): 265－283.

[12] DUNCAN J M, SEED R B. Compaction-induced earth pressures under K_0-conditions[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 112(1): 1－22.

[13] 中华人民共和国铁道部. TB10001−2006 铁路路基设计规范[S]. 北京：中国铁道出版社, 2006.
Ministry of Railways of the People’s Republic of China. TB10001−2006 Code for design on subgrade of railway[S]. Beijing: China Railway Publication House, 2006.

[14] 中华人民共和国铁道部. TB10102−2010 铁路工程土工试验规程[S]. 北京：中国铁道出版社, 2011.
Ministry of Railways of the People’s Republic of China. TB10102−2010 Code for soil test of railway engineering[S]. Beijing: China Railway Publication House, 2011.

下转第 62 页