

DOI: 10.11779/CJGE201403003

# 盾构衬砌整环破坏机理研究

董新平

(郑州大学交通工程系, 河南 郑州 450002)

**摘要:** 以某盾构衬砌整环原型试验作为研究对象, 利用提出的接头和管片破坏指数对盾构衬砌环的破坏机理进行了研究, 研究表明: ①接头破坏指数和管片破坏指数以及开裂弯矩等指标可以对盾构衬砌的实际受力状态进行追踪, 可以阐述、解释盾构衬砌环的破坏机理; ②对于本文所依据的盾构原型试验而言, 盾构衬砌环破坏历程是由接头开始开裂、管片开始开裂、首个管片塑性铰形成、接头开始屈服(接头开始丧失承载力)、多个管片塑性铰形成、整环承载力丧失等阶段构成; ③多个塑性铰的形成是导致盾构环承载力丧失的直接原因, 塑性铰开始位置、发展顺序取决于关键截面及其排序情况。

**关键词:** 隧道工程; 盾构衬砌; 原型试验; 破坏机理

中图分类号: U455.7 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)03-0417-10

作者简介: 董新平(1970-), 男, 河南淇县人, 博士, 副教授, 主要从事隧道及地下空间的研究。E-mail: dxp3000@163.com。

## Failure mechanism of the full-ring for segmented tunnel lining

DONG Xin-ping

(Department of Communication Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

**Abstract:** To study the failure mechanism of segmented tunnel lining in the ultimate limit state, 3-rings full-scale tests on a segmented tunnel are performed by applying ovalisation load, and the failure history is analyzed by means of the parameters of failure index of segments and segment joints. The results show that the load bearing state and failure possibility of the component of the tunnel can be traced effectively, and the failure history can be described and explained according to the two parameters. The prediction of the crack and crush of the test tunnel rings can be verified by the observed and measured data obtained from the prototype tests. The failure history of the segment tunnel lining is composed of the crack initiation of segment joints, crack initiation of segments, formation of plastic hinge in segments, yielding of segment joints, development of multiple plastic hinges in segments and loss of the load bearing capacity of the whole rings. The initiation location and development sequence of plastic hinge in segments are influenced and controlled by the critical cross-sections in rings of the segmented tunnel lining.

**Key words:** tunnel engineering; segmented tunnel lining; full-scale test; failure mechanism

## 0 引言

近来, 国内外对盾构衬砌研究更为深入, 除传统的简化力学模型分析、数值分析以及模型试验等研究手段外, 一些单位和研究者花费巨资、大量时间和精力采用1:1原型试验作为研究手段<sup>[1-9]</sup>, 就盾构衬砌内力分布情况、变形规律、管片裂缝出现及开展情况、接缝张开等进行深入研究, 如我国针对上海双园盾构<sup>[4]</sup>、上海崇明长江隧道<sup>[5-7]</sup>、南京长江隧道<sup>[1, 8-9]</sup>、狮子洋隧道<sup>[1, 11]</sup>、上海某既有地铁隧道<sup>[12]</sup>等, 欧洲针对Elbe隧道<sup>[13]</sup>、Green Heart隧道<sup>[14]</sup>、巴塞罗那#9线地铁隧道<sup>[15-16]</sup>等进行盾构衬砌整环原型试验。

这些盾构原型试验的试验目的各有侧重, 不尽相同, 多数原型试验是想通过试验获得盾构在设计荷载

作用下的弯矩(应力)、直径变形量、接缝张开量(错开量)、裂缝宽度等实际指标, 以了解盾构的安全度, 并检验设计的可靠性, 或者就某方面(如错缝、通缝)进行比较。

为数不多的原型试验进行了破坏性试验<sup>[1, 9, 12]</sup>, 研究更侧重于整环试验的破坏型式、破坏特征等, 综合这些文献可以看出, 盾构衬砌环的破坏型式和表象比较复杂, 差异较大。许多学者<sup>[1, 8, 11]</sup>对狮子洋隧道进行破坏试验认为, 在高水压条件下, 通缝与错缝拼装结构进行破坏加载时, 错缝拼装管片结构破坏主要以弯矩开裂为主, 而通缝拼装结构则易在纵缝处发生压溃

与剪切破坏,从而突然丧失承载能力。鲁亮等<sup>[12]</sup>针对某既有盾构隧道的极限荷载试验表明,极限破坏特征表现为管片接头的破坏,管片自身未出现明显破坏现象。

根据对文献分析,在不同试验中,是接头破坏还是管片首先破坏?裂缝发展顺序以及破坏型式等不尽相同,特别是从部分文献对裂缝发展过程的描述看,破坏过程显然比较繁复复杂。

那么在这些原型试验过程中所表现出的这些貌似随机的、不好解释的表象背后,是否有某种规律在起作用?即:是否存在某种物理力学指标在支配着管片整环的破坏历程,决定了是接头先破坏还是管片先破坏,进而随着试验千斤顶荷载的逐步增加最终导致整环承载力的丧失?

本文的研究重点就是寻求这样的指标,并对盾构整环破坏机理进行阐述。由于研究中涉及因素众多,某一因素处理不当,可能导致研究结果和结论与客观实际出入较大,从而失去研究意义,为此,经过慎重比较,选择欧洲的一个盾构衬砌整环原型试验作为研究案例,所有设计型式和参数均严格按照该试验选取,这样做的目的,是为了能利用从该试验中获得实际观察结果和测试数据对本文研究方法以及研究结论进行全面的检验和考核。

## 1 盾构衬砌原型试验

### 1.1 接头构造

管片接头型式如图1所示,管片接头之间为混凝土—混凝土接触,无传力衬垫。

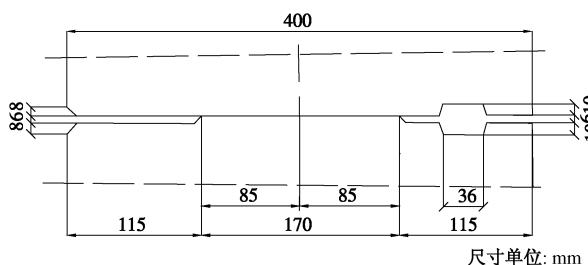


图 1 管片接头

Fig. 1 Configuration of segment joint

图1所示的管片接头采用斜直螺栓连接,如图2所示。

管片接头的螺栓连接形式有很多种,国内地铁最常用的是弯螺栓,国内研究者大多非常重视螺栓作用,并提出了很多简化计算的方法。

然而,对于这种斜直螺栓,在国内的一些工程,如上海长江盾构隧道、南京长江盾构隧道、珠江狮子

洋盾构隧道等也得到应用,所采用的接头形式也如图1所示。因此,对这类接头进行深入研究也是非常具有实际意义和价值的。笔者结合前期研究情况,倾向于在建立如图1所示的接头的分析模型时,不考虑斜直螺栓。主要理由是基于管片接头足尺试验的试验对比结果。

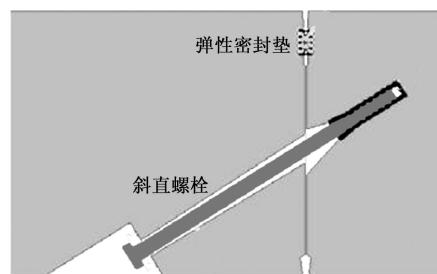


图 2 管片接头的斜螺栓连接

Fig. 2 Segment joint with bolts

欧洲的第2 Heinenoord隧道采用图1所示的管片接头以及如图2所示的斜直螺栓,并进行了一系列接头足尺试验,选取其中的一组试验数据,如图3所示。

图3是接头在弯矩作用下的转动情况,显然,这是国内外研究者惯用的对接头特征进行刻画的主要手段

(关于接头足尺试验方法,可参考文献[17])。图3包括4种工况:

工况1:接头作用轴力 $N=0.9 \text{ kN/mm}$ ,有斜直螺栓;  
工况2:接头作用轴力 $N=0.9 \text{ kN/mm}$ ,无斜直螺栓。

工况3:接头作用轴力 $N=4.4 \text{ kN/mm}$ ,有斜直螺栓;  
工况4:接头作用轴力 $N=4.4 \text{ kN/mm}$ ,无斜直螺栓。

从图3可以看出,接头所承受的轴力是这类接头的控制性的、决定性的因素,而斜直螺栓对接头转动刚度、接头极限承载力等的影响有限。同时,从笔者前期研究结果(文献[17]、[19])看,不考虑斜直螺栓所得到的研究结果与试验结果较吻合,因此,不考虑斜直螺栓是合理的。

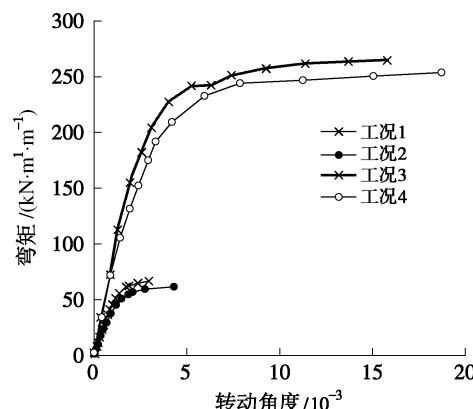


图 3 管片接头的转动-弯矩曲线

Fig. 3 Bending moment-rotation curves

环与环之间通过软木衬垫接触, 如图4所示。每个管段有4个软木衬垫块, 每个衬垫块的尺寸为150 mm × 400 mm × 2 mm。

管片环与环间的接头, 即环间接头, 在实际工程施工时, 是安装斜直螺栓的, 但是, 这种螺栓仅仅起到定位作用, 随后是要拆除的。因此, 在盾构整环试验时, 完全不考虑这种螺栓。以下在建立分析模型时, 同样也不予考虑。



图4 环间接头的软木衬垫

Fig. 4 Plywood for packing material of ring joint

## 1.2 三环错缝拼装

该盾构整环原型试验是采用三环错缝拼装, 每环宽1.5 m, 管片厚0.4 m。管片环编号为R1(第一环)、R2(第二环)、R3(第三环), 环间的接触位置如图4所示, 环的分块形式为“7+1”。

在建立分析模型时, 对封顶块和相邻块进行简化处理, 整环管片由7块完全相同的标准管片组成。编号分别为s1、s2…s7。

拼装形式以及环编号(带有字母R)和管段编号(带有字母s)如图5所示。

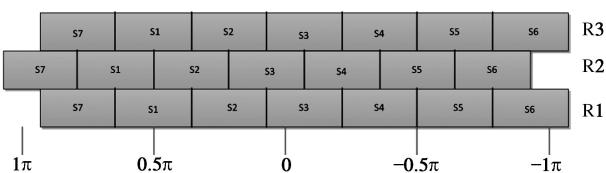


图5 管片错缝环拼装方式

Fig. 5 Schematic of test set-up

盾构衬砌整环原型试验坐标系统如图6所示。

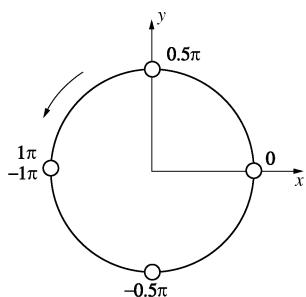


图6 管片环坐标系统

Fig. 6 Coordinate system of ring

衬砌环原型试验时, 首先对三环施加轴向荷载(环间荷载)800×14 kN(图6中的Z方向), 同时施加径向均匀荷载225×28 kN(径向千斤顶加载, 如图8(a)所示), 然后施加径向非均匀荷载(沿圆周按三

角函数变化), 即y方向千斤顶加载(图8b中的+y和-y位置千斤顶每荷载步增加1 kN), x方向千斤顶卸载(图8(b)中-x和+x位置每荷载步卸载1 kN), 直至三环完全丧失承载力。

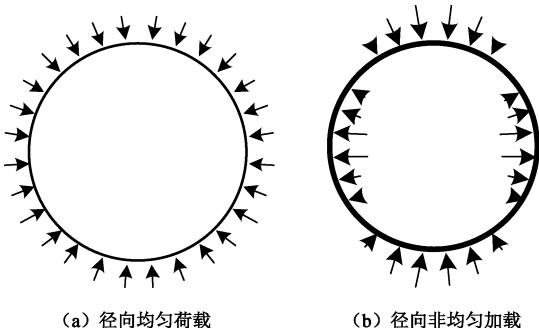


图7 径向荷载

Fig. 7 Radial load

在图8(a)所示的静水压力作用下, 管片环产生均匀的压缩变形, 整环仍为圆形, 如图9(a)所示。而在图8(b)所示的非均匀加载后, 管片环变为椭圆形, 如图9(b)所示。因此, 一些研究者将此变形称为“椭圆化变形”<sup>[18]</sup>, 把图8(b)所示的荷载称为“椭圆化荷载”, 以下也采用这种术语。

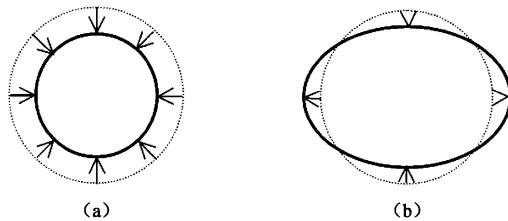


图8 管片变形

Fig. 8 Deformation of ring

在图8(b)所示荷载作用下,  $0.5\pi$ ,  $-0.5\pi$ ,  $0\pi$ ,  $1\pi$ 等位置的管片变形较大。一般, 习惯采用 $0.5\pi$ 位置的变形作为重点监控指标, 并称之为“最大椭圆化变形”, 如图9中的 $\delta_{max}$ 即为最大椭圆化变形, 以下所述的管片环最大椭圆化变形均是指该参数。

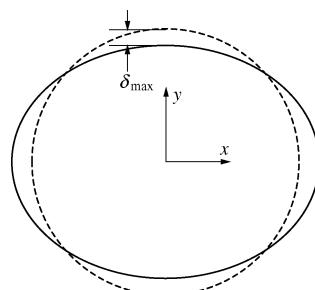


图9 最大椭圆化变形

Fig. 9 Maximum ovalisation deformation

## 2 计算模型及参数检验

确定计算参数时, 主要依据以下5个来源:

(1) 欧洲整环试验时和前期接头试验的试验结果。主要有：管片混凝土抗压强度  $f_c=64$  MPa，抗拉强度  $f_t=4$  MPa，泊松比  $\nu=0.2$ ，弹性模量  $E_c=36$  GPa。

(2) 整环试验实际采用的指标。主要有：管片双向配筋，单侧钢筋面积  $864 \text{ mm}^2$ 。

(3) 欧洲规范。主要有：钢筋抗拉强度  $f_y=500$  MPa，泊松比  $\nu=0.2$ 。

(4) 根据混凝土抗压试验结果的推导指标。主要有混凝土 Drucker-Prager 屈服准则的参数  $c=26$  MPa， $\varphi=10^\circ$ 。

(5) 笔者前期研究结果。径向千斤顶施加的均匀荷载在管片内产生的轴向均布力为  $3.817 \text{ N/mm}^2$ ，根据文献[17]的确定方法，管片接头的压缩刚度取  $230 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$ 。

欧洲在进行整环加载试验时，进行了管片位移、接头转动、管片应变、管片裂缝等 4 方面的详细测试，本文也依据这 4 个方面对计算结果进行检验。

三环加载试验时，R3 环和 R1 环的计算结果基本一致，因此，以下主要对 R1 环和 R2 环的计算结果进行考核。

## 2.1 接头转动

每环管片包括 7 个接头，以  $+y$  轴附近的 R2 环的 s1-s2、R1 环的 s1-s2、R1 环的 s2-s3 等 3 个接头为例，计算值与试验数据比较如图 10~12 所示。

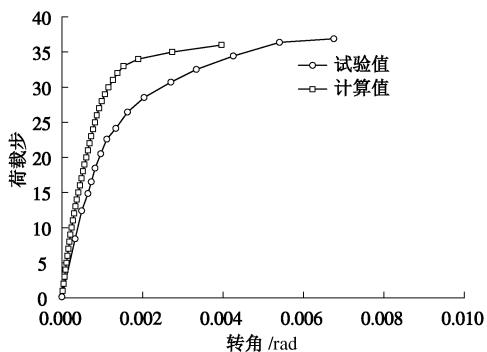


图 10 R2 环管片 s1-s2 接头转动

Fig. 10 Rotation of segment joint s1-s2 of R2

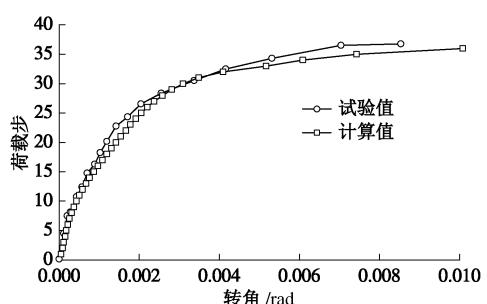


图 11 R1 环管片 s1-s2 接头转动

Fig. 11 Rotation of segment joint s1-s2 of R1

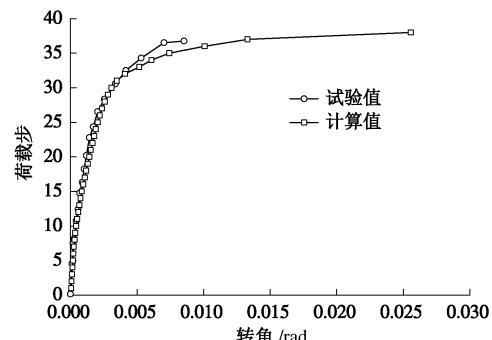


图 12 R1 环管片 s2-s3 接头转动

Fig. 12 Rotation of segment joint s2-s3 of R1

## 2.2 管片应变

以 R2 环的  $-y$  位置的 s5 中间部位受压侧以及  $+y$  位置的 s1 中间部位受压侧为例，椭圆化荷载加载过程中应变变化情况如图 13、14 所示。

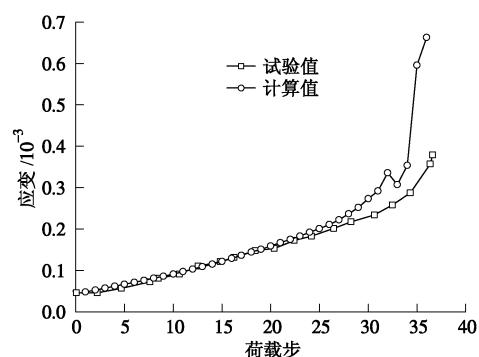


图 13 R2 环 s1 中部压应变

Fig. 13 Compressive strain of segment s1 of R2

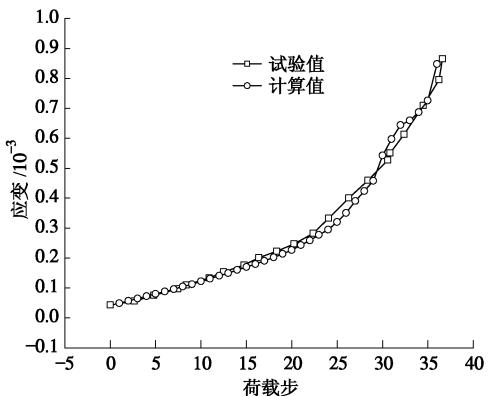


图 14 R2 环 s5 中部压应变

Fig. 14 Compressive strain of segment s5 of R2

## 2.3 最大椭圆化位移和极限承载力

以上的接头转角和管片压应变是相对单纯的指标，而图 9 所示的最大椭圆化变形是一个综合指标，该指标是接头转动、管片变形以及管片开裂的综合作用结果，其中任一因素若失真，与试验实际偏差较大，则最大椭圆化变形的计算结果必然与试验结果背离较大。也就是说，最大椭圆化位移指标是一个反应灵敏

的、全面的指标，可作为主要的检验依据。

同时，在实际的原型加载试验中，也是采用该指标作为试验控制参数，若在某一级荷载加载后，最大椭圆化变形出现持续增大，不能收敛，则认为盾构衬砌整环丧失承载力，试验即结束，此时，所施加的外荷载即为整环的极限承载力。因此，最大椭圆化变形也是确定盾构整环极限承载力的依据。

R1 环和 R2 环的最大椭圆化变形随荷载变化情况如图 15, 16 所示（该参数的意义，参见图 9）。

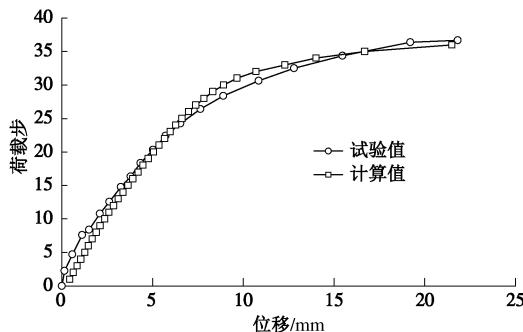


图 15 R1 最大椭圆化变形

Fig. 15 Maximum ovalisation deformation of ring of R1

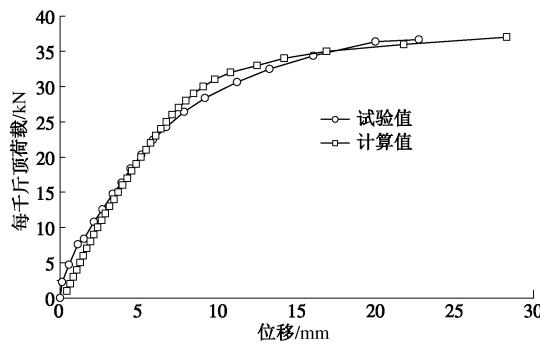


图 16 R2 最大椭圆化变形

Fig. 16 Maximum ovalisation deformation of ring of R2

从以上两个图可以看出，计算所获得的整环极限承载力与试验结果的吻合度非常好。

## 2.4 管片开裂

管片开裂情况以试验加载结束时，管片环内、外裂缝分布位置情况作为主要检验参数。以 R2 环为例，管片环外侧开裂情况如图 17 所示，环内侧开裂情况如图 18 所示，试验观察的环裂缝分布示意如图 19 所示。

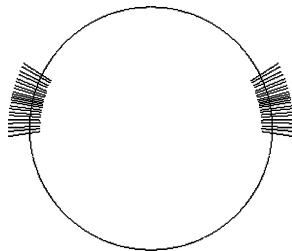


图 17 管片环外侧开裂

Fig. 17 Cracking in segments of R2

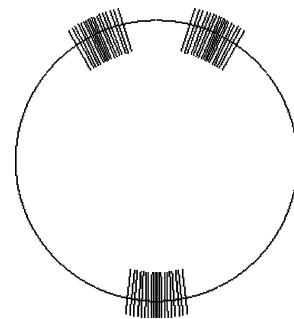


图 18 管片环内侧开裂

Fig. 18 Cracking of segments of R2

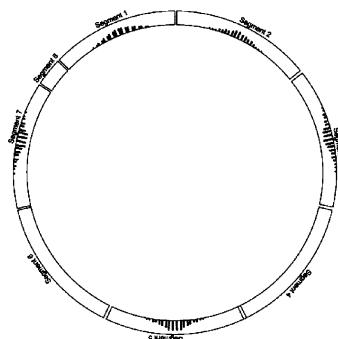


图 19 试验中管片裂缝分布

Fig. 19 Cracking of segments of R2 (from tests)

## 2.5 校验结论

综合以上极限承载力、最大椭圆化变形、接头转角、管片应变、管片开裂等方面的数据，显然，有理由认为本文计算所采用的模型（包括对管片接头斜直螺栓和封顶块的简化处理）、计算参数等和实际情况（原型试验）比较符合，是适当的。

以下将利用该模型就衬砌环的破坏机理进行分析。

## 3 盾构整环破坏历程追踪指标

### 3.1 管片接头破坏指数

文献[19]将管片接头在弯矩作用下的转动划分为线性转动、接头开裂、接头屈服失稳等3个阶段，接头转动角度与弯矩满足下式：

$$\theta_{\text{joint}} = \begin{cases} \frac{M}{kI_{\text{joint}}} + \frac{ML_{\text{seg}}}{EI} & M \leq M_{\text{t}}^{\text{joint}} \\ \frac{ML_{\text{seg}}}{EI} + \frac{2N}{9kb\left(\frac{h}{2} - \frac{M}{N}\right)^2} & M_{\text{t}}^{\text{joint}} < M \leq M_{\text{c}}^{\text{joint}} \\ \frac{ML_{\text{seg}}}{EI} + \frac{f_{\text{c}}}{k(h_0 - h_1)} & M_{\text{c}}^{\text{joint}} < M \leq M_{\text{lim}}^{\text{joint}} \end{cases} \quad (1)$$

式中  $M_{\text{t}}^{\text{joint}}$  为接头张开临界弯矩；  $M_{\text{c}}^{\text{joint}}$  为接头屈服

的临界弯矩;  $M_{\lim}^{\text{joint}}$  为接头能承受的极限弯矩;  $M$ ,  $N$  为接头实际承受的弯矩、轴力;  $I_{\text{joint}}$  为接头惯性矩;  $b$  为接头宽度,  $h$  为接头高度,  $k$  为接头刚度,  $E$  为管片弹性模量,  $I$  为管片惯性矩。

决定接头破坏历程的是 3 个指标, 这 3 个指标的计算式如下:

$$M \leq M_t^{\text{joint}} = \frac{N \cdot h}{6}, \quad (2)$$

$$M_c^{\lim} = N \left( \frac{h}{2} - \frac{2N}{3bf_c} \right), \quad (3)$$

$$M_{\lim}^{\text{joint}} = \frac{-3N^2 + 3Nh f_c b}{6f_c b}. \quad (4)$$

其中由式(2)计算得到的第一个指标决定接头开始开裂的时机, 由式(4)计算获得的第三个指标决定了接头的实际极限承载力。

定义管片接头破坏指数来追踪接头与其极限状态的接近程度, 即

$$I^{\text{joint}} = \frac{M^{\text{joint}}}{M_{\lim}^{\text{joint}}}. \quad (5)$$

式中  $I^{\text{joint}}$  为管片接头破坏指数;  $M^{\text{joint}}$  为管片接头实际承受弯矩;  $M_{\lim}^{\text{joint}}$  为管片接头的极限承载弯矩, 由式(4)计算获得。

式(5)中的  $M^{\text{joint}}$  是接头实际承受的弯矩, 根据外荷载可以获得, 而式(5)中的  $M_{\lim}^{\text{joint}}$  由式(4)计算获得, 其由接头的尺寸、接头混凝土抗压强度以及外荷载作用下在接头产生的轴力等参数决定, 式(5)说明以下问题:

(1) 管片接头破坏指数为 0 到 1 之间的一个无量纲小数, 比较直观, 应用较方便。

(2) 管片接头破坏指数这一指标与接头弯矩、接头轴力、接头几何尺寸、接头混凝土指标等关联。可反映荷载条件、加载方式、边界约束等因素的影响。

如果  $I^{\text{joint}}$  小于 1, 则接头未达到极限状态, 可以承受荷载, 如果等于 1, 则接头达到极限状态, 丧失承载能力。同时,  $I^{\text{joint}}$  越大, 则与极限状态越接近, 实际承受的外荷载越大, 反之,  $I^{\text{joint}}$  越小, 则实际承受的外承载越小。因此, 接头破坏指数  $I^{\text{joint}}$  可以用来定量的跟踪、衡量、评价接头的实际受力状态(与破坏状态的接近程度)。

### 3.2 管片破坏指数

与对接头转动曲线处理类似, 对于管片在弯矩作用下的逐渐破坏过程也可通过管片开裂弯矩、管片屈服弯矩分成线性转动阶段、管片开裂阶段、管片屈服阶段等 3 个阶段。

主要采用的指标有两个:

(1) 管片开裂弯矩  $M_t^{\text{seg}}$ , 即管片开始开裂的弯

矩;

(2) 管片极限弯矩  $M_{\lim}^{\text{seg}}$ , 即管片能承受的极限弯矩, 或者说管片丧失承载力时的极限弯矩。

对于所依托试验的实际材料配置和参数, 不考虑管片配筋时, 可用以下方法进行计算管片开裂弯矩:

$$M_t^{\text{seg}} = \left( \frac{N}{b \cdot h} + f_t \right) \cdot W^{\text{seg}}. \quad (6)$$

式中  $N$  为轴力,  $b$  为管片宽度,  $h$  为管片厚度,  $f_t$  为混凝土抗拉强度,  $W^{\text{seg}}$  为管片弯矩截面系数。

同样, 对于管片极限弯矩, 如果不考虑混凝土的抗拉能力, 则按照下式计算:

$$M_{\lim}^{\text{seg}} = -\frac{N^2}{2f_c b} + \frac{h}{2} \cdot N + f_y A_s (h_0 - a'_s). \quad (7)$$

式中  $N$  为轴力;  $b$  为管片宽度;  $h$  为管片厚度;  $f_c$  为混凝土抗压强度;  $f_y$  为钢筋屈服强度;  $A_s$  为钢筋面积;  $h_0$  为截面有效高度;  $a'_s$  为钢筋保护层厚度

对于实际材料参数, 需要根据管片的实际承载力对  $M_{\lim}^{\text{seg}}$  做修正, 以考虑混凝土的抗拉能力

( $f_t = 4$  MPa), 即

$$M_{\lim}^{\text{seg}} = M_{\lim}^{\text{seg}} \cdot \lambda, \quad (8)$$

式中,  $\lambda$  为修正系数, 通过对管片实际极限承载力与式(7)计算结果比较后获得。

定义管片破坏指数来追踪管片与其极限状态的接近程度, 即

$$I^{\text{seg}} = \frac{M^{\text{seg}}}{M_{\lim}^{\text{seg}}}. \quad (9)$$

如果管片破坏指数  $I^{\text{seg}}$  等于 1, 则管片达到极限承载状态, 将丧失承载能力。如果小于 1, 则未破坏, 越接近 1, 则与极限状态越接近。

下面用以上两个定量指标来对盾构原型试验的盾构环承载力丧失过程进行追踪和解释。

## 4 盾构衬砌整环破坏机理分析

### 4.1 破坏机理

以下就整环的破坏机理进行研究, 就是力图阐明盾构衬砌整环是如何在外荷载作用下, 一步一步地逐渐开裂、屈服, 并最终丧失承载力的。

单独的接头或者管片的破坏历程, 一般根据开裂和破坏将其划分为 3 个阶段(没有开裂的线性阶段、开始开裂的阶段和屈服破坏的阶段), 这样的阶段划分方法是与实际的物理现象观察基本一致, 也可以反映研究对象实际所处的客观状态, 是多数研究者所习惯采用的方法。

同样的, 接头和管片组成的结构在逐步加载过程中, 也是呈现出局部出现裂缝、裂缝加深和范围扩大、

整环失稳等顺序渐进过程。根据接头和管片的开裂和破坏作为主要依据将这个顺序渐进过程划分为6个阶段。

### (1) 接头开始开裂

对于试验参数而言, 根据式(2)和式(6)计算得到接头在1002 kN轴力作用时的开裂弯矩和管片的开裂弯矩分别为:  $M_t^{\text{joint}} = 28.39 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ,  $M_t^{\text{seg}} = 236 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。可见, 接头的开裂弯矩与管片相比较是很低的。随着荷载步增加, 在LS(load step, 荷载步)=7时, R1环的近水平位置接头首先开始开裂, 接头位置如图20所示(图中圆圈表示接头, 填充圆圈表示开裂的接头, 以下表示方法与此类同, 不再赘述)。

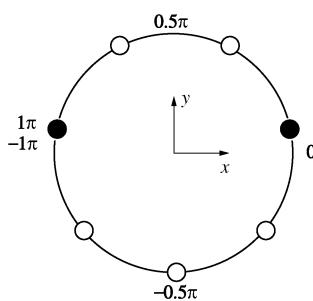


图 20 R1 环接头首先开裂

Fig. 20 Cracking of segment joint of R1

图20中的R1环s2-s3位置接头的弯矩随荷载步的发展情况如图21所示(图中的 $M_t$ 线即为接头开裂弯矩 $M_t^{\text{joint}}$ )。

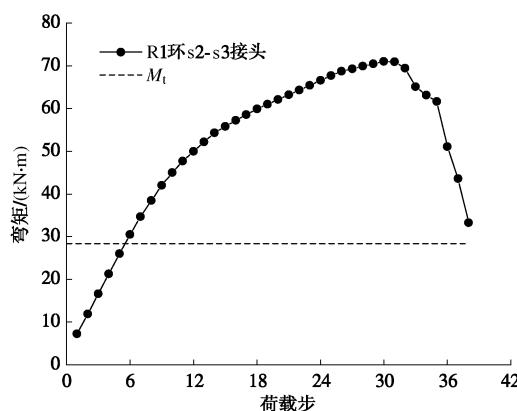


图 21 R1 环 s2-s3 接头弯矩变化

Fig. 21 Bending moment of segment joint s2-s3 of R1

随后, R1环和R2环的其它接头也陆续开始开裂。

当荷载步LS=17时, R1/R3环和R2环接头的多数接头已经开裂, R1环接头开裂情况如22图所示。R2环接头开裂情况如图23所示。

### (2) 管片开始开裂

在荷载步LS=17时, 首先在R2环的s5的中部内侧出现开裂, 同样也是由于该处的弯矩首先超过开裂

弯矩 $M_t^{\text{seg}}$ , 管片破坏指数随荷载步的变化情况如图24所示(图中 $M_t$ 线即为开裂弯矩 $M_t^{\text{seg}}$ )。

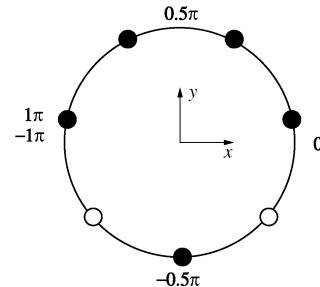


图 22 R1 环接头开裂

Fig. 22 Cracking of segment joint of R1

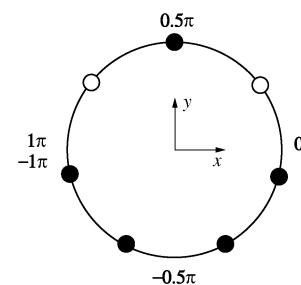


图 23 R2 环接头开裂

Fig. 23 Cracking of segment joint of R2

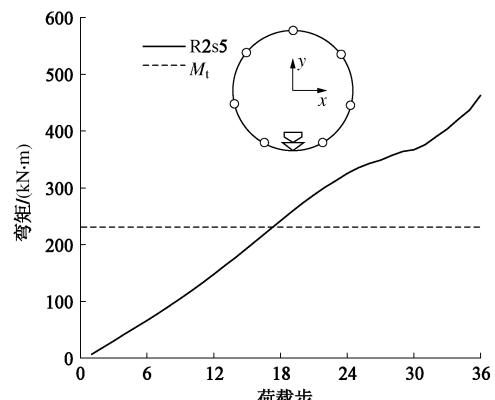


图 24 R2 环 s5 管片内侧开始开裂

Fig. 24 Cracking of segment s5 of R2

### (3) 首个管片塑性铰形成

在荷载步LS=25时, 管片R2环s5中部( $-0.5\pi$ )首先进入屈服阶段, 丧失承载力, 实际就是形成所谓的“塑性铰”, 已经不再具备抗弯能力。R2环s5中部( $-0.5\pi$ )(如图25中箭头所示)的破坏指数演变情况如图25所示。管片屈服弯矩 $M_{\text{lim}}^{\text{seg}} = 361 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ( $N=1002 \text{ kN}$ )。

### (4) 接头开始屈服

荷载步LS=29时, 与管片R2环s5处于同一位置的R1环接头首先屈服, R1环的s4-s5位置接头(如图26中黑色圆圈所示)的破坏指数随荷载步的演变情况如图26所示。接头屈服弯矩 $M_{\text{lim}}^{\text{joint}} = 79.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$

( $N=1002 \text{ kN}$ )。

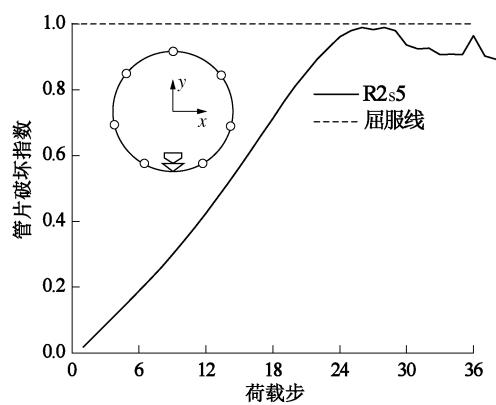


图 25 R2 环 s5 管片破坏指数演变

Fig. 25 Crush index of segment s5 of R2

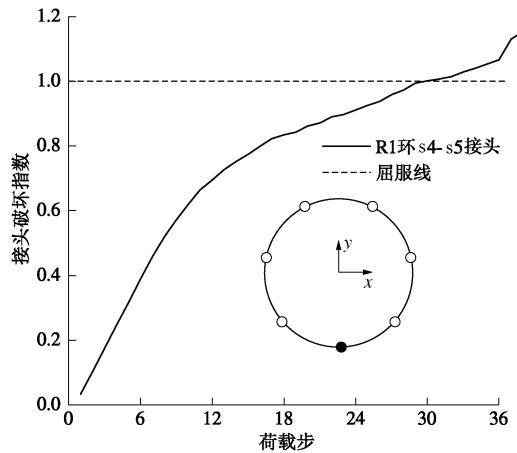


图 26 R1 环 s4-s5 接头破坏指数演变

Fig. 26 Yielding of segment joint s4-s5 of R1

图 26 中的破坏指数在  $LS=29$  后大于 1.0 是由于接头在屈服后，该位置的轴力持续下降，如图 27 所示，导致接头的极限承载力下降所致。

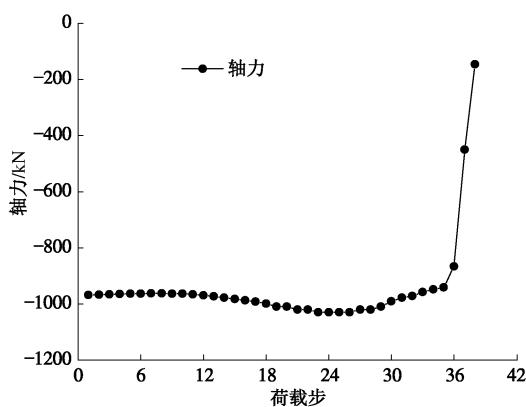


图 27 R1 环 s4-s5 接头轴力

Fig. 27 Axial force in s4-s5 segment joint in R1

#### (5) 多个管片塑性铰形成

随着  $-0.5\pi$  位置管片和接头的抗弯能力的丧失，在 R2 环的 s3 和 s7 中部位置（如图 28 彩色箭头所示）

相继（荷载步  $LS=31$  时）产生塑性铰，如图 28 所示。

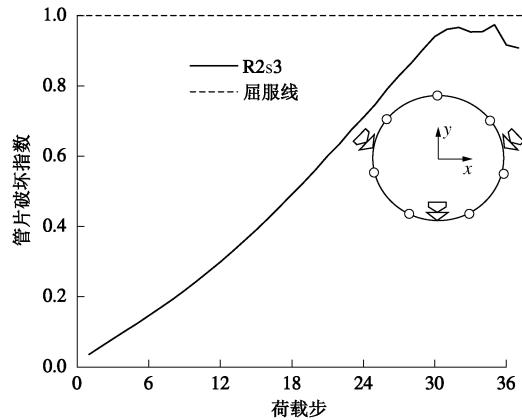


图 28 R2 环 s3 和 s7 管片破坏

Fig. 28 Crush of segment s7 and s7 of R2

#### (6) 整环承载力丧失

在中环 R2 出现多个塑性铰后，随后在荷载步  $LS=34$  时，两侧环 R1 和 R3 的顶部即  $0.5\pi$  位置出现塑性铰，至此，整环承载力丧失（见图 29）。

此时，即使径向千斤顶不再增加荷载，3 个盾构衬砌环也会持续变形。

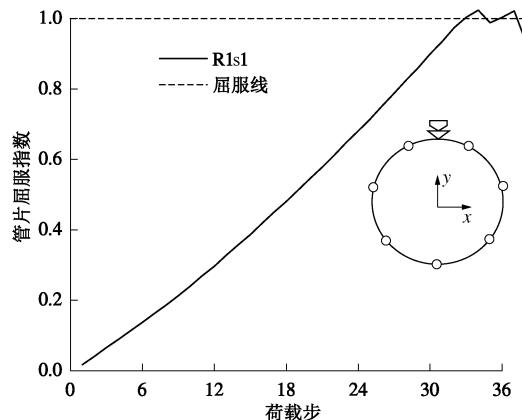


图 29 R1 环 s1 管片的破坏历程

Fig. 29 Crush of segment s1 of R1

#### 4.2 对破坏历程的解释

以下对破坏机理的发生特点和原因做简要解释。

(1) 在整环承载力丧失时，对于三环的管片而言，实际的受力和破坏程度是不一样的。从试验结果看，中间环 R2 的开裂最为严重，而从本文的计算结果看，同样，环 R2 的下部首先形成塑性铰，并随后在近水平位置环中部形成塑性铰，应该说环 R2 的破坏最严重，而截至试验结束或计算结束时，两侧环即 R1 和 R3 的破坏程度要小很多，且主要在顶部  $0.5\pi$  位置形成塑性铰，其它位置管片没有进入极限状态。

(2) 整环承载力的丧失是接头和管片相继屈服破坏的结果，但破坏历程的最先破坏位置是有规律可循的，就是从“关键截面”承载力丧失开始的，关键截

面要满足两个条件：①承受荷载（内力）较大；②接头多。

对于本文所针对的原型试验而言，第1关键截面显然是 $-0.5\pi$ 位置，因此，处于这个截面的管片和接头最先进入到极限状态，首先形成塑性铰。

其次的“关键截面”显然是近水平位置（如图28黑色箭头所示），这就是管片第一个塑性铰在 $-0.5\pi$ 位置形成后，为何环R2的管片s3和管片s7中部位置（如图28所示）会紧接着形成第2批塑性铰的根本原因。

## 5 结 论

提出了接头和管片破坏指数，并对盾构原型试验整环承载力丧失过程进行了追踪，对盾构衬砌环的破坏机理进行了研究，主要结论如下：

(1) 接头破坏指数和管片破坏指数以及开裂弯矩等指标反映了破坏演变过程中不同阶段的关键特征，利用这些指标可对盾构衬砌的受力状态进行追踪，可以阐述、解释盾构衬砌环的整环承载力丧失的过程，以研究盾构整环破坏的机理。

(2) 对于本文所依据的盾构原型试验而言，盾构衬砌环破坏是由接头开始开裂、管片开始开裂、首个管片塑性铰形成、接头开始屈服（接头开始丧失承载力）、多个管片塑性铰形成、整环承载力丧失等阶段构成。

(3) 多个塑性铰的形成是导致盾构环承载力丧失的直接原因。

(4) 不同管片环、同一管片环的不同位置是否会破坏以及破坏程度受荷载型式、管片拼装型式等影响和控制。

(5) 塑性铰的产生位置、产生时机以及发生顺序取决于关键截面以及其排序情况。

## 参考文献：

- [1] 何川, 封坤. 大型水下盾构隧道结构研究现状与展望[J]. 西南交通大学学报, 2011, 46(1): 1 - 11. (HE Chuan, FENG Kun. Review and prospect of structure research of underwater shield tunnel with large cross-section[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2011, 46(1): 1 - 11.(in Chinese))
- [2] 闫治国, 丁文其, 沈碧伟, 等. 输水盾构隧道管片接头力学与变形模型研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(8): 1185 - 1191. (YAN Zhi-guo, DING Wen-qi, SHEN Bi-wei, et al. Structural model for radial joints of water-conveyance shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(8): 1185 - 1191. (in Chinese))
- [3] 李晓军, 陈雪琴, 朱合华. 基于 Spreadsheet 法的盾构衬砌截面可靠度分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(9): 1642 - 1649. (LI Xiao-jun, CHEN Xue-qin, ZHU He-hua. Reliability analysis of shield lining sections using Spreadsheet method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(9): 1642 - 1649. (in Chinese))
- [4] 王如路, 宋博, 王祺, 等. 双圆盾构隧道衬砌错缝拼装整环试验及结构分析[J]. 地下工程与隧道, 2001(1): 12 - 15. (WANG Ru-lu, SONG Bo, WANG Qi, et al. Lining experiment and structure analysis of bi-circular shield tunnel with staggered joint splice on segments[J]. Underground Engineering and Tunnels, 2001(1): 12 - 15. (in Chinese))
- [5] 郭智杰, 鲁亮, 刘祖华. 双圆盾构法隧道衬砌 1:1 结构试验加载方法研究[J]. 结构工程师, 2004(3): 64 - 71. (GUO Zhi-jie, LU Liang, LIU Zu-hua. Loading method of test for double-circular face shield tunnel lining[J]. Structural Engineers, 2004(3): 64 - 71. (in Chinese))
- [6] LU Liang, LU Xi-lin, FAN Pei-fang. Full-Ring experimental study of the lining structure of Shanghai Changjiang Tunnel[J]. Journal of Civil Engineering and Architecture, 2011, 5(8): 732 - 739.
- [7] 王彪, 刘祖华, 鲁亮. 上海崇明越江隧道衬砌整环试验加载方法研究[J]. 施工技术, 2006, 35(增刊): 52 - 54. (WANG Biao, LIU Zu-hua, LU Liang. A loading method of the test for lining whole wreath of Shanghai Chongming tunnel[J]. Construction Technology, 2006, 35(S0): 52 - 54. (in Chinese))
- [8] 封坤, 何川, 夏松林. 大断面盾构隧道结构横向刚度有效率的原型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(11): 1750 - 1758. (FENG Kun, HE Chuan, XIA Song-lin. Prototype tests on effective bending rigidity ratios of segmental lining structure for shield tunnel with large cross-section[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(11): 1750 - 1758. (in Chinese)).
- [9] 封坤, 何川, 苏宗贤. 南京长江隧道原型管片结构破环试验研究[J]. 西南交通大学学报, 2011, 46(4): 564 - 571. (FENG Kun, HE Chuan, SU Zong-xian. Prototype test on failure characteristics of segmental lining structure for Nanjing Yangtze River Tunnel[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2011, 46(4): 564 - 571. (in Chinese))
- [10] 彭益成, 丁文其, 朱合华, 等. 盾构隧道衬砌结构的壳-接头模型研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1823 - 1829. (PENG Yi-cheng, DING Wen-qi, ZHU He-hua, et al. Shell-joint model for shield tunnel lining structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(10): 1823 - 1829. (in Chinese))

- Shell-joint model for lining structures of shield-driven tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1823 – 1829. (in Chinese)).
- [11] 苏宗贤. 超大断面水下盾构隧道原型结构试验及结构分析模型研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2008. (SU Zong-xian. Research on prototype test and structure analyse model of underwater shield tunnel with super-large cross-section[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008. (in Chinese))
- [12] 鲁亮, 孙越峰, 柳献, 等. 地铁盾构隧道足尺整环结构极限承载能力试验研究[J]. 结构工程师, 2012, **28**(6): 134 – 139. (LU Liang, SUN Yue-feng, LIU Xian, et al. Full-ring experimental study on the ultimate bearing capacity of the lining structure of the metro shield tunnel[J]. Structural Engineers, 2012, **28**(6): 134 – 139. (in Chinese))
- [13] SCHREYER J, WINSELMANN D. Suitability tests for the lining for the 4th elbe tunnel tube – Results of large-scale Tests[J]. Tunnel, 2000, **1**: 34 – 44.
- [14] BLOM C B M, HORST E J, JOVANOVIC P S. Three-dimensional structural analyses of the shield-driven “green heart” tunnel of the high-speed line south[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1999, **14**: 217 – 224.
- [15] CLIMENT Molins, ORIOL Arnau. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test—Part 1: Test configuration and execution[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, **26**: 764 – 777.
- [16] ORIOL Arnau, CLIMENT Molins. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test—Part 2: Numerical simulation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, **26**: 778 – 788.
- [17] 董新平. 盾管管片接头接触面缺陷模型分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(7): 1369 – 1374. (DONG Xin-ping. The contact surface flaw model for the segment joint of segmented tunnel lining[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(7): 1369 – 1374. (in Chinese))
- [18] GONZALEZ C, SAGASETA C. Patterns of soil deformations around tunnels—Application to the extension of Madrid Metro[J]. Computers and Geotechnics, 2001, **28**: 445 – 468.
- [19] 董新平, 解枫赞. 一类盾管管片接头破坏历程的解析解[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1870 – 1875. (DONG Xin-ping, XIE Feng-zan. Analytical solution of segment joint model for segmented tunnel lining[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1870 – 1875. (in Chinese))

## 2014 年度黄文熙讲座学术报告会通知

2014 年度黄文熙讲座学术报告会定于 2014 年 4 月 19 日(星期六)在北京中国职工之家饭店多功能厅(北京市西城区复兴门外大街真武庙路 1 号)举行。本次学术报告会由中国水利水电科学研究院、流域水循环模拟与调控国家重点实验室承办。讲座主讲人为浙江大学陈云敏教授和中国人民解放军后勤工程学院陈正汉教授, 讲座题目分别为“环境土工基本理论及工程应用”和“非饱和土与特殊土力学的基本理论研究”。讲座文稿已分别刊登在《岩土工程学报》2014 年第 1 期、第 2 期的黄文熙讲座栏目。4 月 18 日晚 8 时在北京中国职工之家饭店召开《岩土工程学报》编委会全体会议, 请《岩土工程学报》第十一届编委会全体编委准时出席会议。黄文熙讲座学术报告

会期间, 还将邀请知名学者专家做学术报告。热烈欢迎全国岩土工程界的专家学者及各有关单位的代表参会。有意参会者请填写会议回执, 于 2014 年 3 月 31 日前通过电子邮件(E-mail: hwxjziwhr@126.com; yinqi@iwhr.com)或传真(010-68786970)发送至会议秘书处, 以便会议安排。《岩土工程学报》编委会成员于 2014 年 4 月 18 日全天在中国职工之家饭店报到。学术报告会参会代表于 2014 年 4 月 19 日上午 8:00~9:00 在中国职工之家饭店多功能厅报到。联系人: 殷旗, 010-68786970, yinqi@iwhr.com; 邓刚, 13701213398, dgang@iwhr.com。学术报告会安排的详细信息可在本刊网站查询。

(本刊编辑部)