



DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.057

开放科学(资源服务)标识码(OSID):

设置锚固钢筋的地下综合管廊墙板节点的抗震性能

李正英^{1a,1b}, 余书君^{1a}, 魏奇科², 贺继军^{1a}

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

2. 中冶建工集团有限公司, 重庆 400051)

摘要:为研究使用锚头锚固钢筋的地下综合管廊墙板节点的抗震性能,对6个足尺墙板节点进行了低周往复荷载试验,考察了地下综合管廊墙板节点的承载能力、失效模式、滞回耗能能力、位移延性等抗震性能指标,将现浇墙板节点试件与叠合装配式墙板节点试件的试验结果进行对比,分析了锚固钢筋锚固长度的合理取值,采用有限元程序建立节点的精细有限元模型,验证了其正确性。结果表明:设置锚头钢筋锚固的叠合装配式节点具有与现浇节点大致相当的承载能力,位移延性及耗能能力相对较好,叠合装配式节点能达到与现浇节点相近的抗震性能要求。锚头钢筋锚固长度采用 $0.5l_{abE}$ 时,地下综合管廊墙板节点试件抗震性能满足抗震设计要求,随着锚固钢筋锚固长度的减小,墙板节点的承载能力和变形能力逐渐下降,延性及耗能能力逐渐降低;叠合装配式节点在低周往复加载下,预制叠合面缝开展较大,节点核心区混凝土易发生破坏,在实际工程中需采取必要的加强措施,加强节点区连接构造措施。

关键词:锚头锚固钢筋;综合管廊;墙板节点;拟静力试验;抗震性能

中图分类号: TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2021)03-0157-10

Seismic performance of utility tunnel wall-slab joints with anchorage button-head reinforcement

LI Zhengying^{1a, 1b}, YU Shujun^{1a}, WEI Qike², HE Jijun^{1a}

(1a. College of Civil Engineering; 1b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. China Metallurgical Construction

Engineering Group Co., Chongqing 400051, P. R. China)

Abstract: To evaluate the seismic performance of utility tunnel wall-slab joints using anchorage button-head reinforcement, pseudo-static tests were carried out on six full-scale wall-slab joint specimens. Bearing capacity, failure mode, hysteretic energy dissipation, displacement ductility and other seismic performance indexes of utility tunnel wall-slab joints were investigated. Comparing the test results of the cast-in-place wall-slab joint specimens with that of composite fabricated wall-slab joint specimens, reasonable anchorage length of upsetting steel bar was determined. The finite element model of these wall-slab joints was established and its validity was checked. The results show that the composite fabricated wall-slab joint using anchorage button-head reinforcement has the same bearing capacity as that of the cast-in-place joint,

收稿日期: 2020-01-01

基金项目: 重庆市自然科学基金(cstc2018jcyjAX0001)

作者简介: 李正英(1975-),女,博士,副教授,主要从事结构工程研究, E-mail: lizhengy@cqu.edu.cn.

Received: 2020-01-01

Foundation items: Natural Science Foundation of Chongqing (No. cstc2018jcyjAX0001)

Author brief: LI Zhengying (1975-), PhD, associate professor, main research interest: structural engineering, E-mail: lizhengy@cqu.edu.cn.

and displacement ductility and energy dissipation capacity are good, indicating that the composite fabricated wall-slab joints can meet the seismic performance requirements. When the anchorage length of upsetting steel bar is longer than $0.5l_{dE}$, the seismic performance of joint specimens can meet seismic design requirements. However, as the anchorage length of upsetting steel bar decreases, the bearing capacity and deformation capacity of wall-slab joints gradually decrease, and the ductility and energy dissipation capacity also decrease gradually. The crack propagation at the composite surface of prefabricated wall-slab joints is greater, and damage in the core area of the joint is severe. Consequently, necessary reinforcement measures need to be taken and the connection measures of the joint area need to be strengthened in engineering practice.

Keywords: anchorage button-head steel bar; utility tunnel; wall-slab joints; pseudo-static test; seismic performance

镦头钢筋锚固技术是一种钢筋在混凝土结构中机械锚固的方法,利用专用设备将钢筋端部镦粗形成镦头,用以取代传统钢筋的弯钩锚固形式。参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)附录条文说明里对机械锚固中圆形锚板直径的要求,设计镦头直径约为 2.4~3 倍的钢筋直径。试验及研究表明^[1],该技术可明显降低节点位置处的钢筋密集程度、减少钢筋用量、提高节点混凝土浇筑质量;同时,钢筋镦头加工快速、稳定、便于施工,可有效降低成本。

地下综合管廊是目前城市市政建设的重点之一,也是研究热点之一。Marshall 等^[2]从管廊埋深、土体刚度、传力方法等因素对地下管廊与土体的相互作用,进行了理论推导与分析。Hunt 等^[3]对管廊布置方案作了详细阐述,并且分别对各种形式管廊的优劣进行了详细的分析。而地震安全问题是城市地下管廊设计中不得不考虑的部分,张博华等^[4]对地下综合管廊交叉口节点地震动力响应特性进行研究发现,在地震作用下交叉口节点与标准段连接处的角点是结构受力的薄弱部位,应加强该部位的结构设计。郭恩栋等^[5]通过对典型综合管廊体系进行地震响应分析发现,侧壁与底板连接部位为典型综合管廊损伤最大位置。王鹏宇等^[6]研究地震时管廊的结构内力发现,薄弱环节在顶板、底板与侧墙的连接部位以及中隔墙的墙端,在抗震设计中需采取加固措施。上述研究主要针对地下管廊墙板现浇节点的受力性能,而装配式结构是目前建筑结构发展的重要方向之一,其中叠合装配式地下综合管廊施工方便且具有良好的整体性。墙板节点作为结构受力的关键部位,有必要对其抗震性能进行研究,目前,针对叠合装配式管廊结构墙板节点的抗震性能研究较少,田子玄^[7]对叠合装配式地下综合管廊节点和模块单元结构进行了试验研究,发现采用钢筋环插

筋连接节点和约束钢筋搭接连接节点的延性优于现浇节点,并发现节点加腋可以有效控制节点跨中挠度。魏奇科等^[8]对叠合装配式地下综合管廊节点进行抗震性能试验研究,发现叠合节点和现浇节点的节点区按 0.25% 的体积配箍率配置箍筋时,可防止叠合节点和现浇节点发生剪切破坏,并显著提高叠合节点的受弯承载力。杨艳敏等^[9]对底部腋角配置斜向钢筋的装配叠合式管廊进行拟静力试验,结果表明,该结构形式的管廊具有较好变形与耗能能力,且水平卸载后的残余变形较小,有利于结构震后修复。

笔者以地下综合管廊墙板节点构件为研究对象,采用镦锚钢筋技术,设计了足尺地下综合管廊墙板节点试件,对试件进行低周往复荷载下的拟静力试验和有限元分析,研究采用镦头钢筋锚固技术后现浇与叠合装配式墙板节点试件的破坏形态、滞回曲线、耗能能力、位移延性等抗震性能指标以及镦锚钢筋锚固长度的合理取值。

1 节点试验

1.1 试件制作

考虑浇筑施工方式和节点位置以及镦锚钢筋锚固长度的不同,设计了 6 个足尺地下综合管廊节点试件,包括现浇和叠合装配式 L 型边节点试件各 1 个、叠合装配式 T 型中节点试件 1 个、现浇 T 型中节点试件 3 个。叠合装配式 L 型边节点和 T 型中间节点试件尺寸如图 1、图 2 所示,现浇节点试件尺寸见图 3。

试件混凝土强度等级为 C40,根据《普通混凝土力学性能试验方法》(GB 50081—2002),抽取 $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$ 的标准混凝土立方体试块,测得各混凝土试块的立方体抗压强度,立方体抗压强度标准值取值为 42.18 MPa。试件桁架钢筋为 HPB300,纵筋为

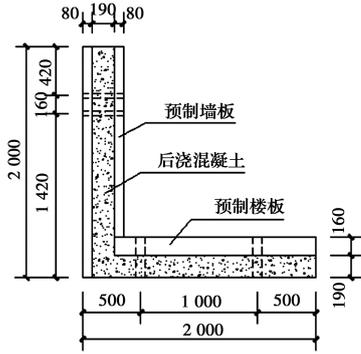


图 1 叠合装配式 L 型边节点试件 (mm)

Fig. 1 Specimen of L-sectional prefabricated concrete joint (mm)

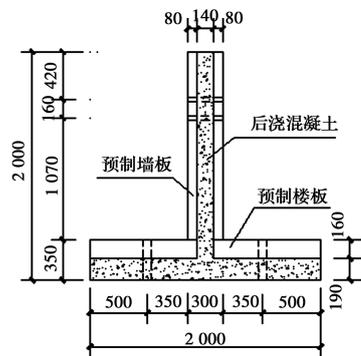


图 2 叠合装配式 T 型中节点试件 (mm)

Fig. 2 Specimen of T-sectional prefabricated concrete joint (mm)

HRB400, 钢筋强度由标准拉伸试验确定。

各节点试件的钢筋配置及详图见图 3, 其中现浇边节点 XBJD-1 的墙板和底板内侧钢筋采用锚头钢筋锚固形式, 墙板和底板外侧钢筋采用传统弯钩锚固形式。中间节点 XJZJD-3、XJZJD-5 和 XJZJD-6 的墙板纵筋采用锚头钢筋锚固, 3 个试验构件尺寸和配筋相同, 仅仅是锚固钢筋锚固长度不同, 构件尺寸如图 3(c) 所示。叠合装配式节点试件的钢筋锚固形式见图 3(e)、图 3(f), 叠合装配式节点试件中预制板之间设置间距为 150 mm、直径为

8 mm 的桁架钢筋拉结, 试件编号和设计参数如表 1 所示。参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010) 第 11.6.7 节中对框架顶层中间节点柱纵向钢筋端头加锚板锚固的构造措施要求中关于柱纵向受力钢筋在节点区的抗震锚固长度构造要求, 节点锚固长度不小于 $0.5l_{abE}$ 。根据混凝土等级、钢筋级别、抗震等级, 计算受拉钢筋抗震基本锚固长度 $l_{abE} = 30.95d$, 即 $0.5l_{abE} = 15.5d$ 。为考察锚固钢筋长度对受力性能的影响, 试验设计现浇管廊 T 型中节点试件的锚头钢筋锚固长度参数分别为 $16d$ 、 $12d$ 、 $8d$ 。其中纵向钢筋直径 d 为 16 mm, 即锚头钢筋节点锚固长度取值分别为 256、192、128 mm。

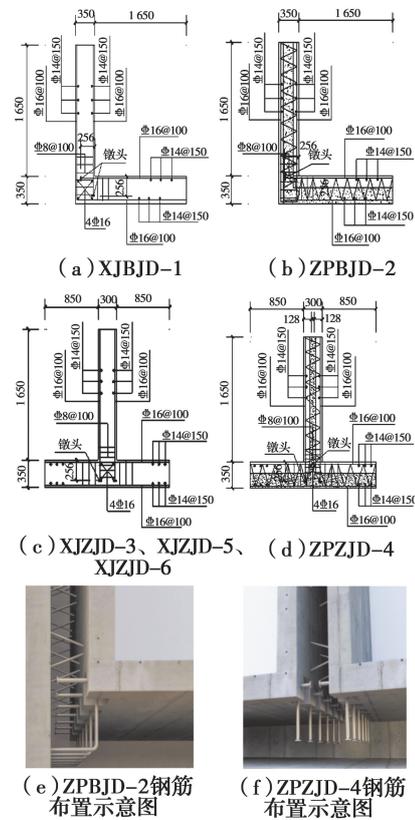


图 3 节点试件配筋图 (mm)

Fig. 3 Reinforcement of connection specimens (mm)

表 1 节点试件设计参数

Table 1 Design parameter of connection specimen

试件编号	节点位置	施工方式	锚固长度/mm	墙厚/mm	墙、板分布筋连接
XBJD-1	L 型边节点	整体现浇式	256	350	拉筋
ZPBJD-2	L 型边节点	叠合装配式	256	350	桁架钢筋
XJZJD-3	T 型中间节点	整体现浇式	256	300	拉筋
ZPZJD-4	T 型中间节点	叠合装配式	256	300	桁架钢筋
XJZJD-5	T 型中间节点	整体现浇式	192	300	拉筋
XJZJD-6	T 型中间节点	整体现浇式	128	300	拉筋

注: 试件编号中, XJ 表示现浇制作; ZP 表示叠合装配式制作; BJD 为边节点; ZJD 为中节点。

1.2 试验加载及量测方案

试验需研究墙板节点的抗震性能,加载方案采取墙端施加低周往复荷载,加载制度采用力-位移混合控制,如图 4 所示。节点试验的加载装置主要由 1 000 kN 液压伺服加载系统、锚杆、万向铰和荷载分配梁等组成,为保证加载时试件与地面不发生相对滑动影响试验效果,节点顶板、底板与地面之间采用预应力锚杆连接,墙体与力分配梁通过高强螺栓连接,如图 5 所示,这样的设计能较好地模拟地下综合管廊墙板节点的抗震性能^[8]。

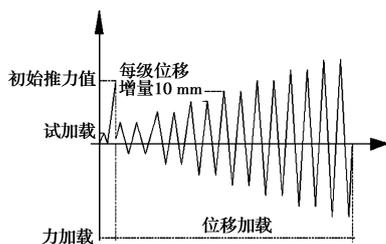


图 4 试验加载方案

Fig. 4 Loading procedure of test

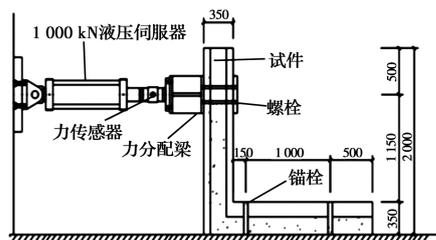


图 5 L 型边节点试件加载装置

Fig. 5 Loading device of L-sectional specimen

地下综合管廊的重力荷载和土压力在节点处生成初始弯矩,由此推算施加于节点试件的水平等效初始荷载。首先,对墙端施加一个 20 kN 的小循环预加载,以消除试件内部受力不均匀效应,然后,对各节点施加水平的等效初始荷载,测得节点试件墙端的水平初始位移,并在初始位移的基础上,以 10 mm 位移为步长逐级进行位移控制加载,每级荷载循环加载两次。加载到试件接近破坏时,当荷载降至峰值荷载的 80% 或节点试件混凝土发生明显的破坏时即停止加载。加载过程中主要量测梁自由端加载点往复荷载及位移,墙板纵筋和混凝土应变,观测裂缝开展情况以及节点破坏形态。

2 试件破坏现象及失效模式

试验过程中,各节点试件都经历了开裂、屈服、极限、破坏 4 个阶段。锚固现浇节点试件的破坏控制因素是墙根部混凝土开裂脱落,节点区混凝土开裂较为严重;锚固叠合装配式节点的破坏控制因素是节点区交叉斜裂缝的开展形成铰,预制墙板叠合交界面剥离开展较为严重。

各试件的破坏特征见表 2,各试件的最终破坏形态如图 6 所示。

3 试验结果分析

3.1 试件承载力

由试验量测墙端水平作用力和位移,为更加直观地分析试验结果,折算出各节点的开裂荷载和抗弯

表 2 各节点试件破坏特征

Table 2 Failure mode of joint specimens

试件编号	开裂位移/mm	裂缝出现及发展	破坏位移/mm	节点破坏形式
XJBJD-1	7	加载初期,墙板受拉侧靠近节点根部先出现横向水平弯曲裂缝,然后墙板混凝土开裂位置逐渐上移,表面裂缝逐渐增多、延伸,底板节点区的竖向弯曲裂缝最大宽度为 3 mm;加载后期,墙板靠近节点核心区的混凝土受压向外鼓出爆开,并有混凝土保护层剥落。	56	节点区钢筋锚固破坏
ZPBJD-2	8	加载初期,墙板节点根部先出现横向水平弯曲裂缝,不断产生新的水平和斜向裂缝,底板靠近节点区出现贯通后浇混凝土与预制底板的竖向弯曲裂缝,说明预制和后浇构件协同受力效果较好;加载后期,预制墙板和预制底板的叠合交界面有明显分离现象,墙板节点核心区形成主斜裂缝,混凝土保护层脱落。	83	节点区弯剪破坏
XJJD-3	5.3	加载初期,墙板先出现横向弯曲裂缝,然后节点区侧面出现“X”形交叉斜裂缝,主弯剪斜裂缝最大裂缝宽度达 5 mm;随着后期持续加载,墙体根部弯曲裂缝和节点区“X”形交叉斜裂缝加宽,墙板根部混凝土压溃,大面积剥落。	80	墙体根部弯曲破坏及节点区的弯剪破坏。

续表 2

试件编号	开裂位移/mm	裂缝出现及发展	破坏位移/mm	节点破坏形式
ZPZJD-4	5	加载初期,后浇墙板根部侧面先出现水平横向裂缝,预制底板节点区有少许细微的竖向裂缝产生,然后节点区后浇混凝土有“X”形交叉斜裂缝产生,部分斜裂缝贯通预制和后浇部分,说明预制和后浇构件协同受力效果较好,叠合交界面的最大缝隙宽度为 6 mm;加载后期,墙板叠合面交界处缝隙开展明显,节点区形成交叉主斜裂缝,混凝土剥落。	80	节点区弯剪破坏
XJZJD-5	4	加载初期,墙面靠近节点区先出现横向裂缝,节点区侧面有竖向斜裂缝产生,并发展为交叉点位于节点区中上部的“X”形交叉弯剪斜裂缝,节点区主斜裂缝最大宽度达 7 mm;加载后期,节点区主斜裂缝持续加宽,底板表面混凝土大面积受拉剥离,节点区锚头钢筋锚固位置处发生剪切破坏,节点锚固不足。	60	节点剪切破坏及锚固破坏
XJZJD-6	3.8	加载初期,墙面根部先出现横向裂缝,随后节点区出现较平缓的剪切斜裂缝,同时反向加载节点区上部出现交叉的剪切斜裂缝,节点区锚头钢筋端部位置处裂缝加宽延长,最大裂缝宽度为 6 mm,形成破坏面;加载后期,节点区和底板的破坏面处的混凝土裂缝急剧加宽,底板表面混凝土受拉剥落鼓起,节点锚固不足。	50	节点剪切破坏及锚固破坏

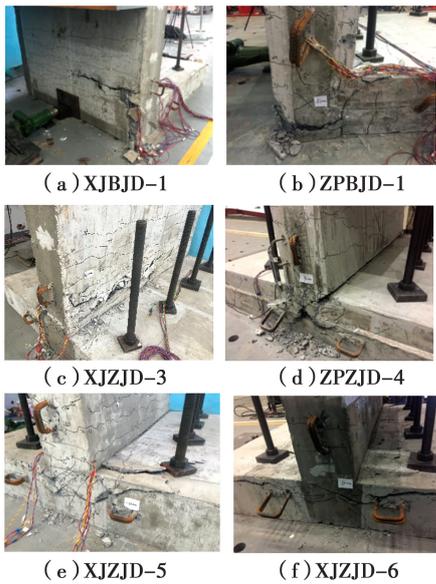


图 6 各节点试件破坏形态

Fig. 6 Failure pattern of joint specimens

承载力,并对比节点的理论承载力结果,得到节点开裂弯矩、极限抗弯承载力等参数,结果见表 3。

对于边节点件 XJBJD-1 和 ZPBJD-2,两者极限抗弯承载力分别高于理论抗弯承载力 13%和 20%,ZPBJD-2 试件的位移延性稍高于 XJBJD-1 试件,主要原因是 XJBJD-1 构件的弯钩锚固钢筋锚固长度不足,导致现浇边节点提前发生粘结锚固破坏。

对于中间节点件 XJZJD-3 和 ZPZJD-4,其极限抗弯承载力和极限位移相近,且承载力都具有约 25%的安全储备。对比中节点件 XJZJD-3、XJZJD-5 和 XJZJD-6,3 个试件的开裂弯矩差异十分明显,随

着锚固长度的减小,节点极限承载力明显下降。

表 3 各节点试件试验结果

Table 3 Test results of specimens

编号	M_{cr}	$\overline{M_{u,t}}$	$M_{u,m}$	$\frac{\overline{M_{u,t}}}{M_{u,m}}$	w_{max}
XJBJD-1	234.6	495.1	436.7	1.13	56
ZPZJD-2	267.5	523.7	436.7	1.20	83
XJZJD-3	248.4	480.6	385.2	1.25	80
ZPZJD-4	252.2	475.0	385.2	1.23	80
XJZJD-5	225.4	452.9	385.2	1.17	60
XJZJD-6	209.3	358.9	385.2	0.93	50

注: M_{cr} 为开裂弯矩, $kN \cdot m$; $\overline{M_{u,t}}$ 为极限抗弯承载力, $kN \cdot m$; $M_{u,m}$ 为理论抗弯承载力, $kN \cdot m$; w_{max} 为破坏位移,mm。

3.2 试件滞回曲线及耗能能力

拟静力试验中,各节点试件墙端加载位置处的荷载-位移滞回曲线如图 7 所示。

采用等效黏滞阻尼系数^[10]作为节点耗能能力的评价指标,各节点指标如表 4 所示,从表 4 可知,除 XJZJD-6 试件外,其余试件的阻尼系数均大于 0.3,而普通钢筋混凝土节点的阻尼系数在 0.1 左右^[11],可见,锚固叠合装配式节点具有较好的耗能能力。

由图 7 可知,边节点件 XJBJD-1 和 ZPBJD-2 的滞回曲线饱满程度相似,即抗震性能相近,由于 XJBJD-1 节点区弯钩钢筋锚固不足提前发生了混凝

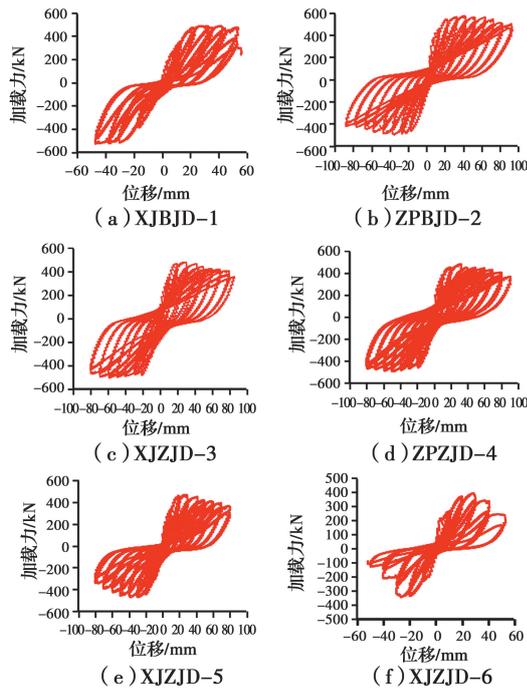


图 7 节点试件荷载-位移滞回曲线

Fig. 7 Hysteretic curves of specimens

土的脆性破坏,导致其破坏加载位移较小。中间节点件 XJZJD-3 和 ZPZJD-4 的滞回曲线十分相似,且随着加载位移的增加,曲线斜率下降缓慢,延性较好;两节点试件等效黏滞阻尼系数十分相近,说明锚固叠合装配式节点可以达到与现浇节点相近的耗能能力。对比 XJZJD-3、XJZJD-5 和 XJZJD-6 的滞回曲线和等效黏滞阻尼系数可以发现,随着锚头钢筋锚固长度的减小,试件的滞回曲线饱满程度明显下降,延性变差,粘滞阻尼系数逐渐减小,承载能力也明显下降;对于锚固长度小于 $0.5l_{dE}$ 的试件, XJZJD-5 和 XJZJD-6 节点最终出现剪切和锚固破坏。

表 4 节点试件等效黏滞阻尼系数

Table 4 Equivalent viscous damping coefficient of specimens

XJBID-1	ZPBJD-2	XJZJD-3	ZPZJD-4	XJZJD-5	XJZJD-6
0.320	0.387	0.376	0.372	0.346	0.292

3.3 骨架曲线及延性分析

骨架曲线是将试件的荷载-位移滞回曲线各级循环的峰值点连接起来的包络线,各节点骨架曲线见图 8。

采用墙端加载处的位移延性系数^[10]来衡量构件延性,各节点试件的位移延性系数见表 5。

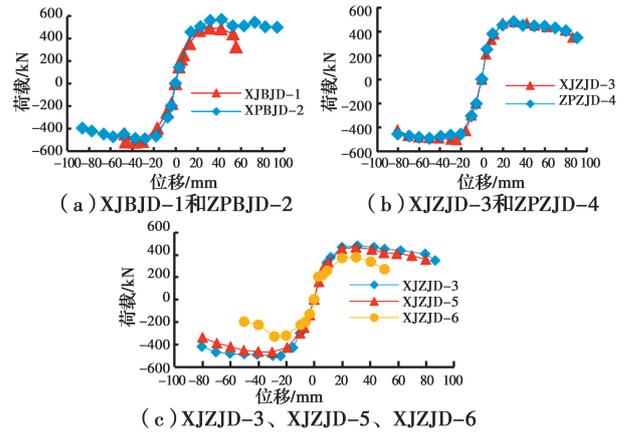


图 8 节点试件骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves of specimens

表 5 节点位移延性系数

Table 5 Displacement ductility coefficient of specimens

试件编号	加载方向	位移延性系数 μ	平均位移延性系数 $\bar{\mu}$
XJBID-1	正向	4.05	3.44
	反向	2.82	
ZPBJD-2	正向	5.41	5.60
	反向	5.80	
ZPBJD-3	正向	6.04	5.99
	反向	5.93	
ZPBJD-4	正向	6.40	6.07
	反向	5.74	
ZPBJD-5	正向	6.05	5.37
	反向	4.70	
ZPBJD-6	正向	4.26	3.94
	反向	3.62	

由表 5 可以看出,各节点试件的位移延性系数在 3.44~6.07 之间,高于普通钢筋混凝土节点延性系数的平均值 2.0^[11],可见,锚固叠合装配式节点延性较好。

由图 8 可知,边节点试件 XJBID-1 和 ZPBJD-2 在屈服前,骨架曲线斜率相近,即两者初始刚度相近;随后 XJBID-1 试件骨架曲线突然下降,这是由于试件节点区外侧的弯钩锚固钢筋锚固不足,节点发生脆性破坏;ZPBJD-2 试件骨架曲线水平段较长,之后平缓下降,具有较好延性。

中节点试件 XJZJD-3 和 ZPZJD-4 的骨架曲线基本相似,具有相近的初始刚度、屈服荷载和极限峰值荷载,两试件位移延性系数相近且均大于 2.0,说

明叠合装配式节点能够达到与现浇节点相近且较好的延性性能。

对比 XJZJD-3、XJZJD-5 和 XJZJD-6 的骨架曲线,试件屈服前,XJZJD-3 和 XJZJD-5 试件的初始刚度相近,达到峰值荷载后,XJZJD-5 试件承载能力下降明显快于 XJZJD-3,变形能力相对较差;XJZJD-6 试件变形能力、耗能能力明显弱于 XJZJD-3 和 XJZJD-5。XJZJD-3、XJZJD-5 到 XJZJD-6 试件的位移延性系数逐渐减小,可见随着锚头钢筋在节点区锚固长度的减小,节点位移延性明显下降。

4 数值模拟分析

4.1 模型建立

利用有限元软件 ABAQUS 对现浇及叠合装配式墙板节点建立模型。混凝土采用能考虑损伤变量因子的弹塑性损伤模型^[12],钢筋单轴拉压应力-应变关系采用双折线弹塑性模型^[13]。混凝土采用实体八节点六面体线性缩减积分单元 C3D8R^[14],钢筋选用两节点三维线性桁架单元 T3D2^[15]。由试验结果可知,除了 XJZJD-5、XJZJD-6 构件由于锚头钢筋锚固长度不足,导致现浇节点发生粘结锚固破坏,其

他试件并未发生因锚头锚固钢筋较短造成的失效破坏,为避免建模的冗杂和模型分析的不收敛情况,提高模型分析的效率,在适当保证计算准确性的情况下,采用钢筋“embedded”的方式嵌入混凝土中。考虑到试验破坏过程中叠合面存在剥离和滑移现象,叠合混凝土与后浇混凝土接触面采取“面接触”,法向作用为“硬接触”;切向作用以库伦摩擦系数来表达^[16],系数取值为 $\mu=0.7$ 。

在试验过程中,构件底板被固定在地面上,整个节点板在试验过程中无任何方向的位移,因此,在进行有限元模拟时,将模型混凝土板底面完全固定,同时约束板底面 6 个自由度,使其与地面形成理想刚接,限制其平动和转动。

对于有限元加载过程的模拟,在模型加载区域的中心位置设置参考点,将节点墙侧面的加载区域与该参考点采用耦合约束连接,再利用有限元软件中的边界条件在该参考点位置处施加低周往复水平位移进行位移加载,其加载制度参照试验取值。

4.2 模型验证

将有限元模拟所得的节点试件的荷载-位移骨架曲线与试验测得的曲线对比,对比结果见图 9。

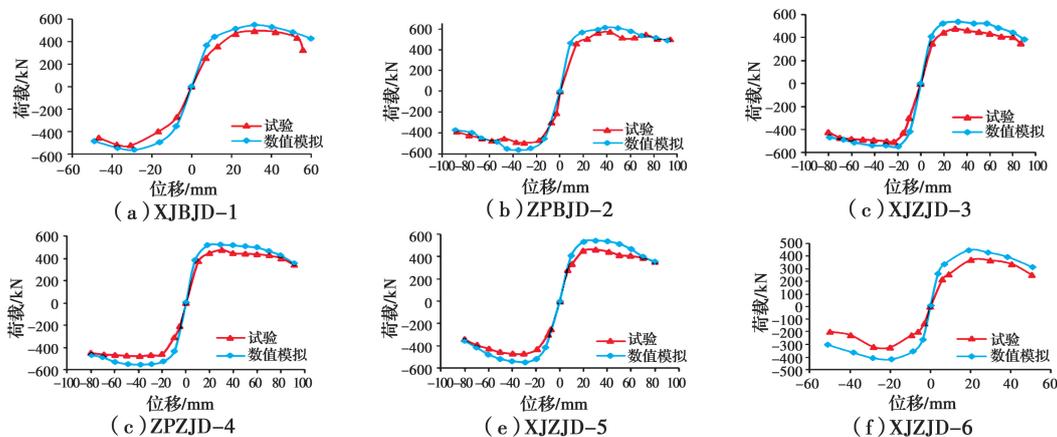


图 9 节点试验和数值模拟骨架曲线对比

Fig. 9 Comparison of skeleton curves

从图 9 可看出,大部分数值模型骨架曲线与试验骨架曲线吻合较好,数值模拟能较好地反映实际构件的刚度、延性、承载力;但模拟加载初期刚度和峰值荷载均略大于试验值,这是由于模拟时的加载边界条件设置更加严格,并忽略了材料缺陷等因素。

试件 XJBJD-1~XJZJD-5 的荷载-位移骨架曲线的数值模拟结果与试验值整体上基本吻合;但 XJBJD-1 试件在加载末期,由于墙板外侧的弯钩锚

固钢筋锚固不足发生混凝土保护层的脆性劈裂破坏,数值模拟未能有效地体现。XJZJD-6 试件的荷载-位移骨架曲线的数值模拟结果与试验值相差较大,主要是因为 XJZJD-6 试件在试验过程中位移加载到 10 mm 时,固定加载梁的锚固螺栓松动,导致加载梁下坠了一段距离,从而导致了模拟结果与实验值存在一定的偏差。

4.3 参数分析

对比 XJZJD-3、XJZJD-5 和 XJZJD-6 的试验结果可知, 锚头钢筋锚固长度对于设置锚锚钢筋的地下综合管廊现浇节点受力性能影响较大, 因此, 通过有限元数值模拟进一步分析其影响。

结合表 1 中节点试验试件已有锚固长度参数设

置及其试验的分析结果, 确定数值模拟试件的锚固长度参数如表 6 所示, 为更加系统性地分析节点锚固长度对节点受力性能的影响, 将综合管廊节点试件底板厚度改为 400 mm, 以便节点锚固长度参数可扩大取值为 320 mm。

表 6 数值模拟节点试件参数

Table 6 Parameters of specimen in numerical simulation

试件编号	节点位置	施工方式	底板厚度/mm	墙体截面宽度/mm	锚固长度构造	锚固长度/mm
JD-1	T 型中间节点	整体现浇	400	300	20d	320
JD-2	T 型中间节点	整体现浇	400	300	18d	288
JD-3	T 型中间节点	整体现浇	400	300	16d	256
JD-4	T 型中间节点	整体现浇	400	300	14d	224
JD-5	T 型中间节点	整体现浇	400	300	12d	192

注: d 为墙身纵向受力钢筋直径, mm。

为更加准确地分析节点锚固长度对锚锚节点受力性能的影响, 表 7 给出了采用等效弹塑性屈服法计算确定的各数值模拟节点试件的屈服点、峰值点和极限点的位移及荷载值。由表 7 可得, 各节点试件的屈服位移和峰值位移大体一致, 试件 JD-4、JD-5

相比试件 JD-1~JD-13 极限位移和峰值荷载降低, 变形能力下降, JD-5 相比 JD-1 和 JD-3 的极限位移分别下降 30.46%、28.89%; JD-5 相比 JD-1 和 JD-3 峰值荷载分别下降 9.26%、6.86%。

表 7 JD-1~JD-5 试件特征点位移和荷载

Table 7 Displacements and loads at the feature points of JD-1~JD-5

试件编号	加载方向	屈服点		峰值点		极限点	
		位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN
JD-1	正向	9.71	435.21	19.17	566.03	67.42	481.13
	反向	-9.22	-432.46	-18.97	-565.78	-68.25	-480.91
JD-2	正向	9.98	445.62	20.06	558.69	68.29	474.89
	反向	-10.06	-444.24	-19.86	-562.74	-68.06	-478.33
JD-3	正向	10.10	434.22	19.97	552.88	67.61	469.95
	反向	-10.12	-427.31	-19.87	-551.78	-67.42	-469.02
JD-4	正向	10.04	425.80	19.17	538.98	60.28	458.13
	反向	-10.16	-428.65	-19.17	-535.75	-59.52	-455.39
JD-5	正向	10.12	406.46	19.97	518.05	52.81	440.35
	反向	-10.07	-401.75	-19.67	-516.23	-50.46	-438.80

总体上讲, 节点锚固长度大于 16d 时, 节点锚固长度对试件变形能力的影响较小; 节点锚固长度小于 16d 时, 随着节点锚固长度的减小, 节点试件的极限位移和峰值荷载逐渐降低, 变形能力下降。建议对于现浇地下综合管廊, 节点锚固长度取值应不小于 16d。

5 结论

将锚头钢筋锚固技术用于地下综合管廊墙板构件中, 通过对设置锚锚钢筋的墙板节点进行拟静力试验和数值模拟分析, 对比研究了现浇和叠合装配式墙板节点构件的抗震性能, 得到以下结论:

1)设置锚头钢筋的叠合装配式墙板节点具有与现浇节点大致相当的抗弯承载能力、强度退化性能、刚度退化性能,满足抗震设计要求,并且加载后期在节点区形成塑性铰,位移延性及耗能能力较好,可以将锚固钢筋技术应用到地下管廊墙板中。

2)现浇节点最终破坏形态为靠近墙身根部区域混凝土破坏;在低周往复加载下,叠合装配式墙板节点预制叠合面缝隙开展较大,节点核心区混凝土破坏严重,在实际工程中需采取必要的加强措施。

3)地下综合管廊墙板节点为结构受力的关键部位,在低周往复荷载作用下,现浇墙板节点区外侧弯钩锚固钢筋劈裂混凝土,导致节点发生脆性破坏。因此,对弯钩锚固的墙板节点需加强节点锚固设计,可适当延长弯钩钢筋锚固长度、加大构件外侧的混凝土保护层厚度或者对外侧锚固钢筋采取约束构造措施。

4)参考《混凝土结构设计规范》中的顶层中间节点柱筋加锚头锚固构造要求,当试验中锚头钢筋锚固长度大于 $0.5l_{abE}$ 时,现浇节点试件和叠合装配式节点试件抗震性能均可满足抗震设计要求。锚头钢筋节点锚固长度小于 $0.5l_{abE}$ 时,随着锚固长度的减小,其抗弯承载能力、延性及耗能能力逐渐降低;小于 $12d$ 时,节点锚固不足,发生剪切脆性破坏。建议锚固钢筋的锚固长度取值宜大于 $0.5l_{abE}$ 。

参考文献:

- [1] 张亦筑. 中冶建工在国内首创钢筋墩锚技术性能优于传统弯钩锚固,节约钢材60%以上[N]. 重庆日报, 2016-11-15(1).
ZHANG Y Z. China Metallurgical Construction Engineering Group Co., Ltd. first invented anchor technology for button-head reinforcement in China [N]. Chongqing Daily, 2016-11-15(1).
- [2] MARSHALL A M, HAJI T. An analytical study of tunnel-pile interaction [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 45: 43-51.
- [3] HUNT D V L, NASH D, ROGERS C D F. Sustainable utility placement via multi-utility tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, 39: 15-26.
- [4] 张博华, 吕宝伟. 地下综合管廊交叉口节点地震动力响应特性研究[J]. 科技与创新, 2017(21): 8-10.
ZHANG B H, LYU B W. Seismic dynamic response analysis of cross joint in the utility tunnel [J]. Science and Technology & Innovation, 2017(21): 8-10. (in Chinese)
- [5] 郭恩栋, 王鹏宇, 刘述虹, 等. 典型综合管廊体系的地震响应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38(1): 124-134.
GUO E D, WANG P Y, LIU S H, et al. Seismic response analysis of typical utility tunnel system [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2018, 38(1): 124-134. (in Chinese)
- [6] 王鹏宇, 王述红, 朱承金. 城市地下管廊结构地震动力响应分析[J]. 东北大学学报(自然科学版), 2019, 40(7): 1020-1027.
WANG P Y, WANG S H, ZHU C J. Seismic dynamic response analysis of urban underground utility tunnel structure [J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 2019, 40(7): 1020-1027. (in Chinese)
- [7] 田子玄. 装配叠合式混凝土地下综合管廊受力性能试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2016: 1-8.
TIAN Z X. Experimental research on force performance of precast concrete underground comprehensive municipal tunnel [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2016: 1-8. (in Chinese)
- [8] 魏奇科, 王宇航, 王永超, 等. 叠合装配式地下综合管廊节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(2): 246-254.
WEI Q K, WANG Y H, WANG Y C, et al. Experiment study on seismic performance of joints in prefabricated sandwich structures of utility tunnels [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(2): 246-254. (in Chinese)
- [9] 杨艳敏, 王运克, 田铎如, 等. 底部腋角配置斜向钢筋装配叠合管廊抗震性能试验研究[J]. 吉林建筑大学学报, 2019, 36(3): 7-11.
YANG Y M, WANG Y K, TIAN X R, et al. Experimental study on seismic performance of assembled composite pipe gallery with inclined reinforcement at bottom axillary angle [J]. Journal of Jilin Jianzhu University, 2019, 36(3): 7-11. (in Chinese)
- [10] 于建兵, 周莉萍, 郭正兴, 等. 部分高强筋预制混凝土框架节点抗震性能研究[J]. 振动与冲击, 2019, 38(11): 17-23.
YU J B, ZHOU L P, GUO Z X, et al. Seismic behavior of precast concrete frame joints with partial high strength tendons [J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(11): 17-23. (in Chinese)

- [11] 王文达, 韩林海, 陶忠. 钢管混凝土柱-钢梁平面框架抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 48-58.
WANG W D, HAN L H, TAO Z. Experimental research on seismic behavior of concrete filled CHS and SHS columns and steel beam planar frames [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(3): 48-58. (in Chinese)
- [12] ZHANG J, LI J, JU J W. 3D elastoplastic damage model for concrete based on novel decomposition of stress [J]. International Journal of Solids and Structures, 2016, 94/95: 125-137.
- [13] HAWILEH R A, RAHMAN A, TABATABAI H. Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads [J]. Applied Mathematical Modelling, 2010, 34(9): 2562-2583.
- [14] ELCHALAKANI M, KARRECH A, DONG M H, et al. Experiments and finite element analysis of GFRP reinforced geopolymer concrete rectangular columns subjected to concentric and eccentric axial loading [J]. Structures, 2018, 14: 273-289.
- [15] BEDIRHANOGU I, ILKI A, KUMBASAR N. Precast fiber reinforced cementitious composites for seismic retrofit of deficient RC joints - A pilot study [J]. Engineering Structures, 2013, 52: 192-206.
- [16] JOAKIM C, BINYAM T. Finite element modelling of interlaminar slip in stress-laminated timber decks, friction interaction modelling using Abaqus [D]. Göteborg: Chalmers University of Technology, 2012.

(编辑 胡玲)