

Finite Element Analysis of Prefabricated Shear Wall with Vertical Reinforcement Restrained Slurry-Anchor Overlap Connection

Xunqi Wang*, Yuqi Luo

Institute of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan Hubei
Email: 823689207@qq.com

Received: Apr. 18th, 2020; accepted: May 11th, 2020; published: May 18th, 2020

Abstract

To study the mechanical performance of pre-cast concrete shear walls with vertical steel bar restrained grouting anchor overlap connection, numerical model was completed using ABAQUS and was compared with the experimental result in hysteretic curves, crack distribution and interfaces damage process. The finite element analysis of this wall was carried out with the parameters of axial compression ratio, overlap length of reinforcement and shear span ratio as variables. The results show that the finite element calculation results are in good agreement with the test results; when the axial compression ratio is greater than 0.3, the bearing capacity of the specimens increases obviously, but the ductility is poor. It is suggested that horizontal distributed reinforcement and stirrups should be added at the bottom of the wall to improve the seismic performance of the wall at a higher axial compression ratio. When the overlap length is 0.7 times of the seismic anchorage length, the design requirements can be met and the overlap length of the connecting bar on this wall should be 1.0 times of the seismic anchorage length for safety reasons. When the shear span ratio is greater than 1 and less than 2, this wall with staggered spacing restrained grouting anchor overlap connection can be basically equivalent to the cast-*in-situ* shear wall. When the shear span ratio is less than 1, the section area of the bar on the bottom interfaces should be increased.

Keywords

Constraint Grout-Filled Lap Connection of Steel Bar, Pre-Cast Shear Wall, Finite Element Analysis, ABAQUS

*第一作者。

竖向钢筋约束浆锚搭接连接的预制剪力墙抗震性能分析

王淘琦*, 骆玉琦

武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉

Email: 823689207@qq.com

收稿日期: 2020年4月18日; 录用日期: 2020年5月11日; 发布日期: 2020年5月18日

摘要

为研究竖向钢筋约束浆锚搭接连接的预制剪力墙的力学性能, 通过有限元软件ABAQUS对低周反复加载试验中的预制剪力墙进行数值模拟, 介绍了建模方法与过程, 将有限元模型计算的滞回曲线、裂缝分布和墙底新老混凝土粘结面损伤过程与试验结果进行对比, 以轴压比、插筋搭接长度和剪跨比为变量进行参数分析。结果表明: 模型滞回曲线“捏缩”效应明显, 墙体底部新老混凝土粘结面界面行为模拟准确, 有限元计算结果与试验结果吻合良好; 当轴压比大于0.3时, 试件承载力明显提高但延性较差, 建议可在墙体底部增设水平分布筋与箍筋以提高墙体在较高轴压比下的抗震性能; 当搭接长度为0.7倍抗震锚固长度时, 剪力墙受力性能良好, 考虑到施工误差与预留安全余量, 建议预制剪力墙上下连接钢筋搭接长度取1.0倍抗震锚固长度; 在剪跨比大于1且小于2的情况下, 竖向分布筋采用交错间隔约束浆锚搭接连接的预制剪力墙基本可等同现浇剪力墙进行设计, 在剪跨比小于1的情况下, 应提高底部粘结面钢筋截面积。

关键词

钢筋约束浆锚搭接连接, 预制剪力墙, 有限元分析, ABAQUS

Copyright © 2020 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

随着建筑工业化的发展, 装配式剪力墙结构已被实践证明是充分满足我国住宅产业化需要的建筑结构体系[1]。对于装配式剪力墙结构而言, 保证其受力钢筋连接的可靠性与施工的简便性具有重要的价值与意义[2]。预制混凝土结构钢筋连接方式主要包括套筒灌浆连接、浆锚搭接、机械连接等[3], 而约束浆锚钢筋搭接技术(接头构造见图1)相比其他连接形式, 由于只需螺旋箍筋约束, 具有成本低, 施工时便于插入及施工质量容易保证等特点, 在施工方面有很强的优越性。对于约束浆锚钢筋搭接技术, 姜洪斌等[4]对108个试件进行了单向拉伸试验证明该技术的可靠性, 邵晓峰等[5]研究了3片预制混凝土剪力墙足尺试件的抗震性能, 但是其非线性有限元模拟也仅进行了钢筋搭接连接细部试件的拉拔试验模拟与参数分析。由于有限元模拟拉拔试验方式基本采用单排搭接试验, 此种研究相较于剪力墙竖向钢筋搭接设计

方法依托的数据较少, 涵盖的影响参数不全面[2], 因此对采用约束浆锚搭接的预制剪力墙进行有限元模拟及参数分析, 对于优化试验方案与工程设计具有重要意义。

本文在本课题组的竖向钢筋约束浆锚搭接连接的预制剪力墙低周反复荷载试验[6]的基础上, 利用 ABAQUS 有限元分析软件对其进行了数值模拟, 通过对比计算结果和试验结果, 以验证其模拟实际预制剪力墙抗震性能的合理性与准确性, 并基于此种方法针对插筋搭接长度和墙体轴压比的进行有限元参数分析, 提出约束浆锚搭接连接的预制剪力墙的设计建议, 为实际工程设计与施工提供参考。

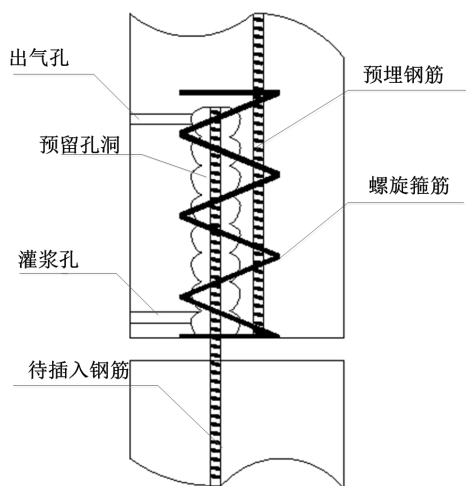


Figure 1. Schematic diagram of reinforcing bar lap joint
图 1. 钢筋搭接接头示意图

2. 试验简介

2.1. 试件设计

试验包括 4 个预制剪力墙试件以及 1 个现浇剪力墙对比试件。试验设计参数包括竖向分布钢筋的搭接连接方式及分布钢筋的搭接连接长度, 见表 1。预制试件 YQB-1 配筋立面图见图 2, 其余各预制试件配筋仅与其在插筋布置上略有不同, 见图 3。

Table 1. Specimen parameters

表 1. 试件参数表

试件编号	边缘构件竖向钢筋连接方式	竖向分布筋连接方式	钢筋搭接长度/mm
XQB-1	全部伸入地梁锚固	全部伸入地梁锚固	/
YQB-1	全部约束浆锚搭接连接	全部约束浆锚搭接连接	$1.0l_{aE}$ (C12:450) (C10:370)
YQB-2	全部约束浆锚搭接连接	全部约束浆锚搭接连接	$0.5l_{aE}$ (C12:230) (C10:190)
YQB-3	全部约束浆锚搭接连接	交错间隔约束浆锚搭接连接	$1.0l_{aE}$ (C12:450) (C10:370)
YQB-4	全部约束浆锚搭接连接	另设连接钢筋约束浆锚搭接连接	$1.0l_{aE}$ (C12:450) (C18:670)

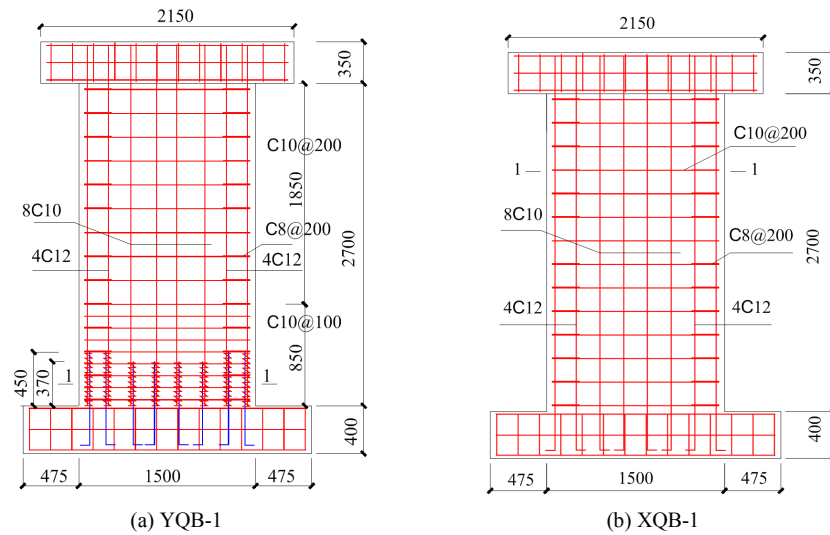


Figure 2. Bar elevation of typical specimens
图 2. 典型试件配筋立面图

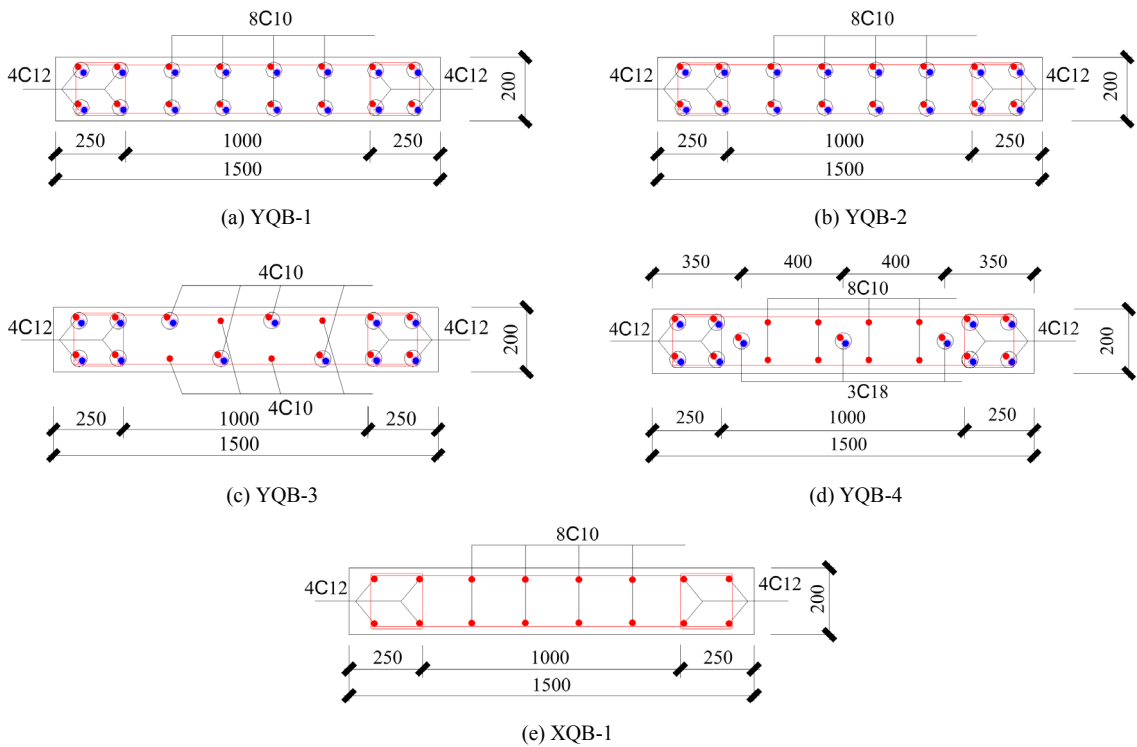


Figure 3. Bar section of the specimen
图 3. 试件配筋截面图

2.2. 材料力学性能试验

混凝土、钢筋材性试验结果见表 2 和表 3。

2.3. 试验结果

现浇对比试件(XQB-1)墙板距地梁顶面 20 cm 处出现第一条水平裂缝, 随着试验荷载的增大, 陆续出

现多条自下而上的水平裂缝。当加载进入位移控制阶段时, 墙板下部部分水平裂缝开始斜向发展, 大致为 45° 。当加载到极限位移时, 墙体下部有裂缝贯通。

预制试件破坏过程相似, 以典型试件 YQB-1 为例。YQB-1 的第一条裂缝出现在墙板距地梁 40 cm 处。在暗柱竖向钢筋屈服后, 墙板出现数条水平裂缝。当加载到 180 kN 时, 部分水平裂缝开始斜向下发展, 荷载达到 320 kN 时, 该条裂缝贯通。加载至 340 kN 时, 墙板底部两端混凝土表面出现竖向受压裂缝, 与此同时, 墙板与地梁之间滑移开始增大。

试验结束时, 5 片墙板底部两端混凝土压碎, 钢筋发生屈服, 破坏形态为压弯破坏。对于承载能力和变形能力而言, 从优到劣分别为 XQB-1、YQB-1、YQB-4、YQB-3、YQB-2。

Table 2. Concrete material test results

表 2. 混凝土材性试验结果

组号	实测抗压强度/MPa			立方体抗压强度平均值/MPa
1	38.71	39.8	36.76	39.29
2	40.21	34.81	45.47	

Table 3. Results of reinforcement material test

表 3. 钢筋材性试验结果

钢筋型号	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E /MPa
C10	478	639	1.81×10^5
C12	454	592	2.10×10^5
C18	454	589	1.98×10^5

3. 有限元模型

3.1. 单元设定

本文采用分离式建模, 混凝土采用 C3D8R 单元, 钢筋与螺旋箍筋均采用桁架单元 T3D2, 网格尺寸均为 50 mm。

3.2. 钢筋与混凝土协作关系

在剪力墙有限元模拟中, 若考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移关系, 一般常考虑采用弹簧单元[7]进行模拟, 但是在剪力墙这个尺度上进行模拟时, 常常会遇到弹簧连接设定较为复杂, 计算工作量大且难以收敛以及无法考虑反复加载下的钢筋与混凝土间的粘结损伤等问题, 故本文建模时, 将钢筋嵌入 (Embedded) 到混凝土单元中, 以实现混凝土和钢筋的共同工作, 而其黏结滑移对滞回曲线的影响在材料本构中进行修正。

3.3. 材料本构

混凝土本构采用 ABAQUS 中内置的塑性损伤模型 (Concrete plastic damage model), 刚度恢复系数 $w_t = 0$ 和 $w_c = 0.3$, 其中刚度恢复系数 w_c 的值根据多次试算确定。本文混凝土塑性损伤参数参考文献[8]中的方法确定并采用《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) [9]中的混凝土本构关系。

深圳大学方自虎[10]提出可以通过钢筋的滞回本构模型来考虑因钢筋与混凝土间黏结滑移影响而导致混凝土剪力墙结构强度和刚度的退化。故本文钢筋本构采用曲哲[11]依据 CLOUGH [12]提出的框架滞

回模型建立的钢筋滞回本构模型, 见图 4。

本文采用上述混凝土及钢筋在反复荷载下的本构模型以实现有限元剪力墙滞回曲线的“捏拢”效应。

螺旋箍筋本构采用钢筋二折线模型, 屈服应力取 235 Mpa。螺旋箍筋有限元模型见图 5。考虑到试验中水泥基灌浆料未出现滑移破坏且螺旋箍筋对于其内部混凝土的约束效果明显, 故建模时将钢筋搭接节点预留孔洞内水泥基灌浆料等同混凝土处理。

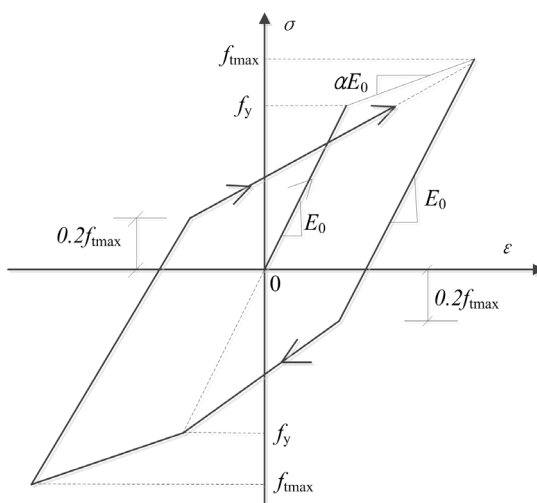


Figure 4. Improved cyclic load reinforcement model
图 4. 改进型循环荷载钢筋模型

3.4. 墙底与地梁间接触

针对预制装配式剪力墙普遍存在的老新混凝土粘结面问题, 赵作周[13]等建议了有限元界面模型的参数定义方法。本文依据该方法考虑采用内聚力-摩擦混合模型模拟预制墙体底部粘结面。而现浇剪力墙墙底则与地梁绑定。

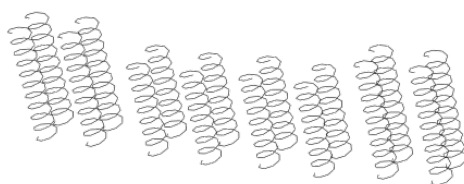


Figure 5. Schematic diagram of spiral stirrup of YQB-1 model
图 5. YQB-1 模型螺旋箍筋示意图

内聚力-摩擦混合模型即通过同时定义界面切向的内聚力模型与库伦-摩擦模型, 以形成对应界面的切向应力-相对位移关系, 并且可以同时考虑界面的切向作用与法向作用。当内聚力模型尚未损伤时, 完全由内聚力模型提供界面剪应力, 当内聚力模型开始损伤到完全失效前, 两个模型同时提供界面剪应力, 当内聚力模型完全失效后, 摩擦模型单独工作。本文内聚力-摩擦混合模型参数见表 4。

3.5. 有限元模型验证

对各预制试件有限元模型从滞回曲线、破坏形态以及粘结面损伤过程等三个方面对比验证模型的准

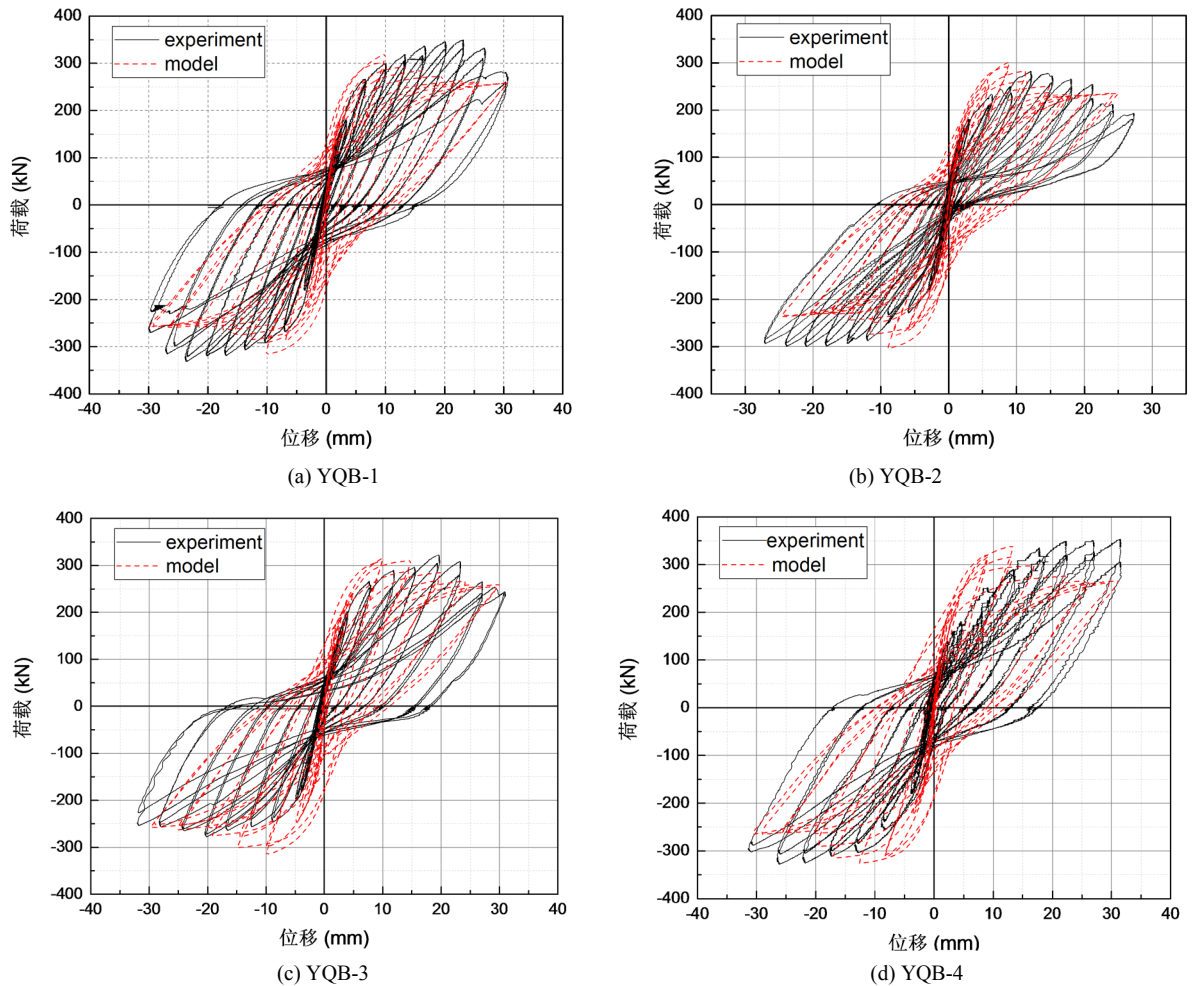
准确性。对现浇试件 XQB-1 主要进行滞回曲线与破坏形态方面的对比。

Table 4. Definition of parameters of cohesive force-friction mixing model
表 4. 内聚力 - 摩擦混合模型参数定义

刚度 / (MPa/mm)			峰值应力 / MPa			塑性位移 / mm	摩擦系数
K_{nm}	K_{ss}	K_{tt}	t_n	t_s	t_t	$\delta_m^f - \delta_m^0$	μ
1×10^5	1	1	2	3	3	10	0.7

各剪力墙试件有限元滞回曲线结果与试验结果对比如图 6 所示, 试验承载力 F_E 与模型承载力 F_M 对比结果见表 5。由图 6 及表 5 可知, 模型滞回曲线可有效模拟出试验滞回曲线的“捏拢”效应。在试件承载力方面, 有限元模拟结果与试验结果较为吻合, 承载力最大误差为 14%, 其余误差均在 10% 以内。对于卸载刚度与残余变形方面, 有限元模拟结果与试验存在一定程度上的差异, 但模拟结果整体在位移 - 荷载的变化趋势表现较好。有限元模拟结果可以较好的体现出各试件在达到峰值荷载后承载力下降的情况。

ABAQUS 中模型的受压塑性损伤(DAMAGEC)可以一定程度上反映模型的裂缝发展情况。故通过图 7 可以发现模型与试验混凝土裂缝分布较为吻合。



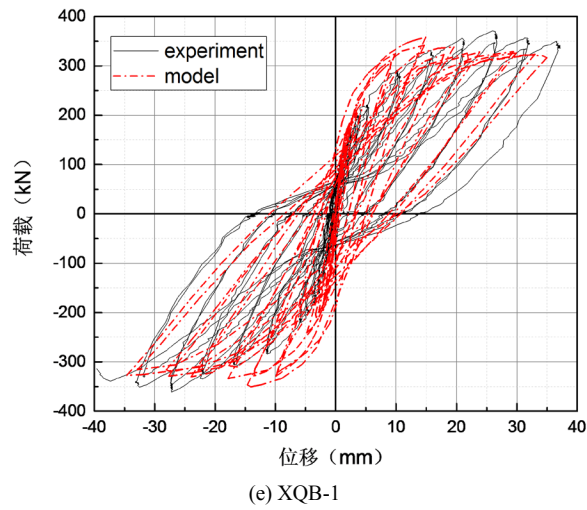
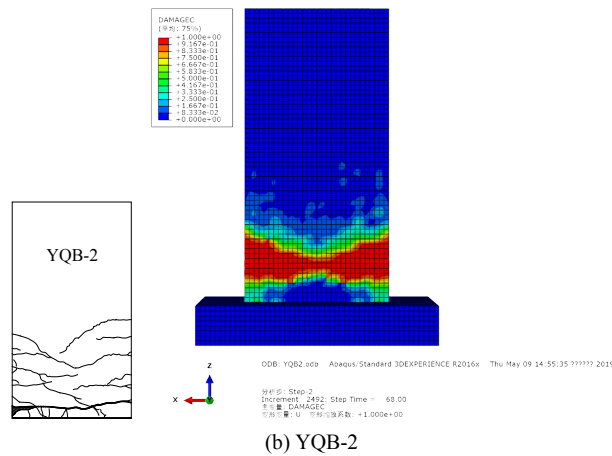
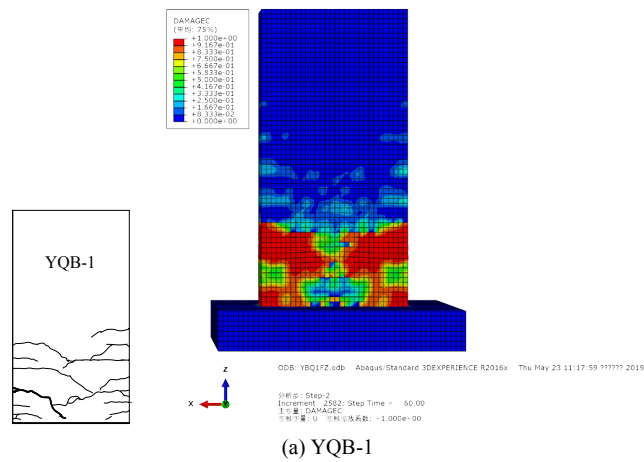


Figure 6. Comparison of model hysteretic curve and experimental hysteretic curve
图 6. 模型滞回曲线与试验滞回曲线对比

图 7 所有预制试件中 YQB-4 试件有限元塑性铰区最高, YQB-2 试件有限元塑性铰区最低, 而 XQB-1 试件由于底部与地梁绑定传力效果良好, 模型塑性损伤范围更大, 所以承载力与变形能力最优, 与试验结果相符。



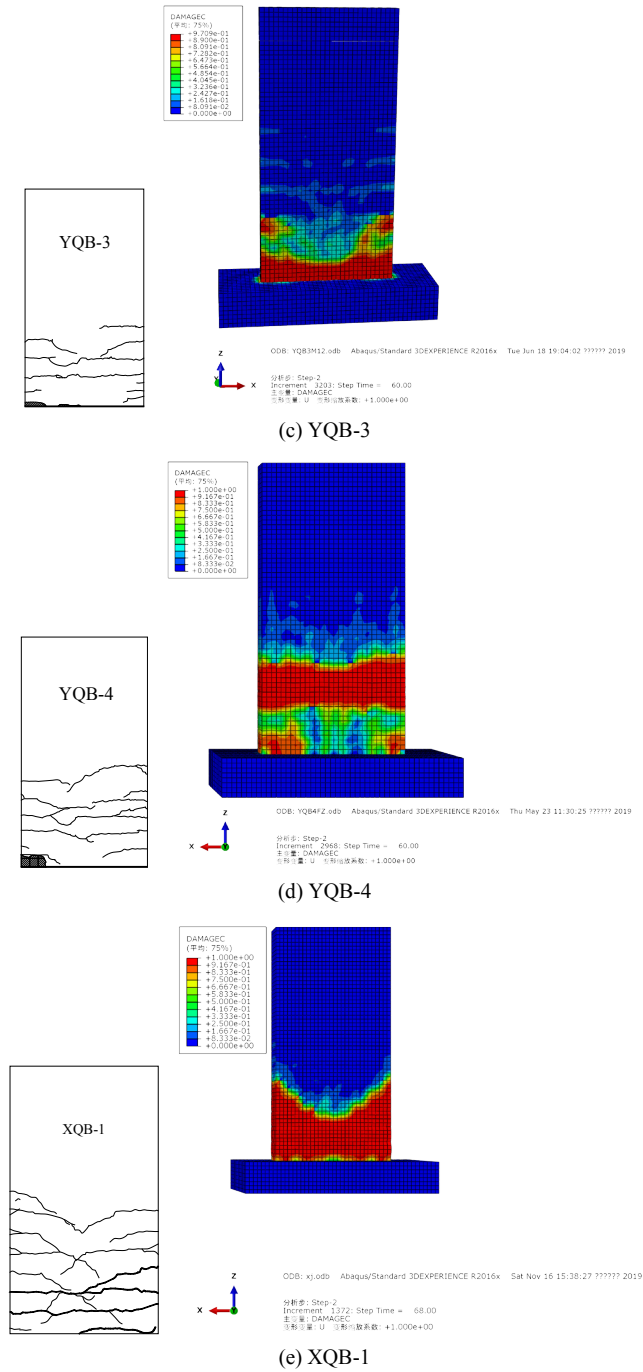


Figure 7. Test and model plastic damage (crack) comparison
图 7. 试验与模型塑性损伤(裂缝)对比

图 8 为 YQB-1 新老混凝土粘结面损伤过程, 该过程较为典型, 可以全面的反映试件的损伤特征, 对图 8 进行分析可知新老混凝土结合面首先在墙角处出现损伤并出现开始出现局部抬升(图 8(a)), 这是由于墙角插筋能有效传力使其附近混凝土开始出现变形并最终导致该处新老混凝土结合面粘结力开始丧失。随着损伤范围的不断扩张, 由图 8(c)可知, 边缘构件附近及试件中轴附近粘结力最晚丧失, 这也符合边缘构件的约束作用与试件中轴附近变形较小的特点。故采用内聚力 - 摩擦混合模型可以有效模拟墙体底

部粘结面的受力特点与传力效果, 与图9试验新老混凝土粘结面损伤结果图中的试验现象相符。

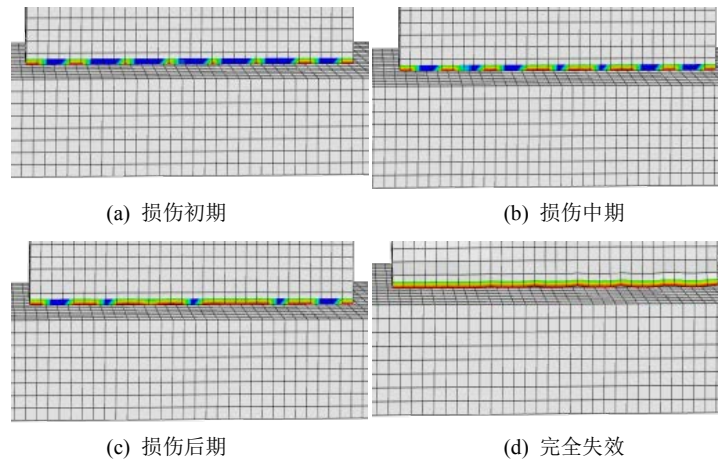


Figure 8. Damage process of old and new concrete bonding surface by finite element method

图 8. 有限元新老混凝土粘结面损伤过程

Table 5. Comparison of test bearing capacity and model bearing capacity

表 5. 试验承载力与模型承载力对比

试件编号	方向	F_E/kN	F_M/kN	F_M/F_E
YQB-1	正	349.82	318.62	0.91
	负	329.70	315.50	0.96
YQB-2	正	281.58	302.02	1.07
	负	299.96	302.93	1.00
YQB-3	正	322.18	311.10	0.97
	负	277.58	316.41	1.14
YQB-4	正	348.04	340.01	0.98
	负	328.11	325.63	0.99
XQB-1	正	371.13	358.16	0.96
	负	356.30	350.11	0.98



(a) 墙身损伤



(b) 墙角损伤

Figure 9. Test results of new and old concrete bonding surface damage

图 9. 试验新老混凝土粘结面损伤结果

4. 有限元参数分析

由于 YQB-2 试件与 YQB-1 试件相比仅为锚固长度上的区别且抗震效果较差, 故针对试件 YQB-1、YQB-3 和 YQB-4 进行有限元参数分析。

4.1. 轴压比模拟结果分析

为探究试件在不同轴压比下的受力性能, 设置 0.6, 0.3 与 0.1 轴压比下的剪力墙骨架曲线进行对照, 计算结果如图 10 所示。由图 10 可知, 各模型在不同轴压比下骨架曲线弹性段刚度相同, 随着轴压比的增大, 荷载 - 位移曲线下降段逐渐变陡, 正负向变化特点基本一致, 各模型正向分析结果见表 6。表 6 中试件屈服位移通过割线刚度法[14] (图 11) 确定, 即结构在 75% 极限强度 P_p (B 点) 处的割线刚度的等效弹塑性系统的屈服位移。极限位移取荷载 - 位移曲线荷载下降至 $0.85P_p$ 所对应的位移。延性系数定义为结构体系极限位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 之比。由表 6 可以看出, 随着轴压比的增大, 各试件的承载力逐渐提高, 延性系数逐渐下降。在轴压比大于 0.3 的情况下, 试件极限位移明显减小, 延性下降较为剧烈。故建议在剪力墙底部增设水平分布筋及箍筋, 改善其在较高轴压比下的抗震性能。

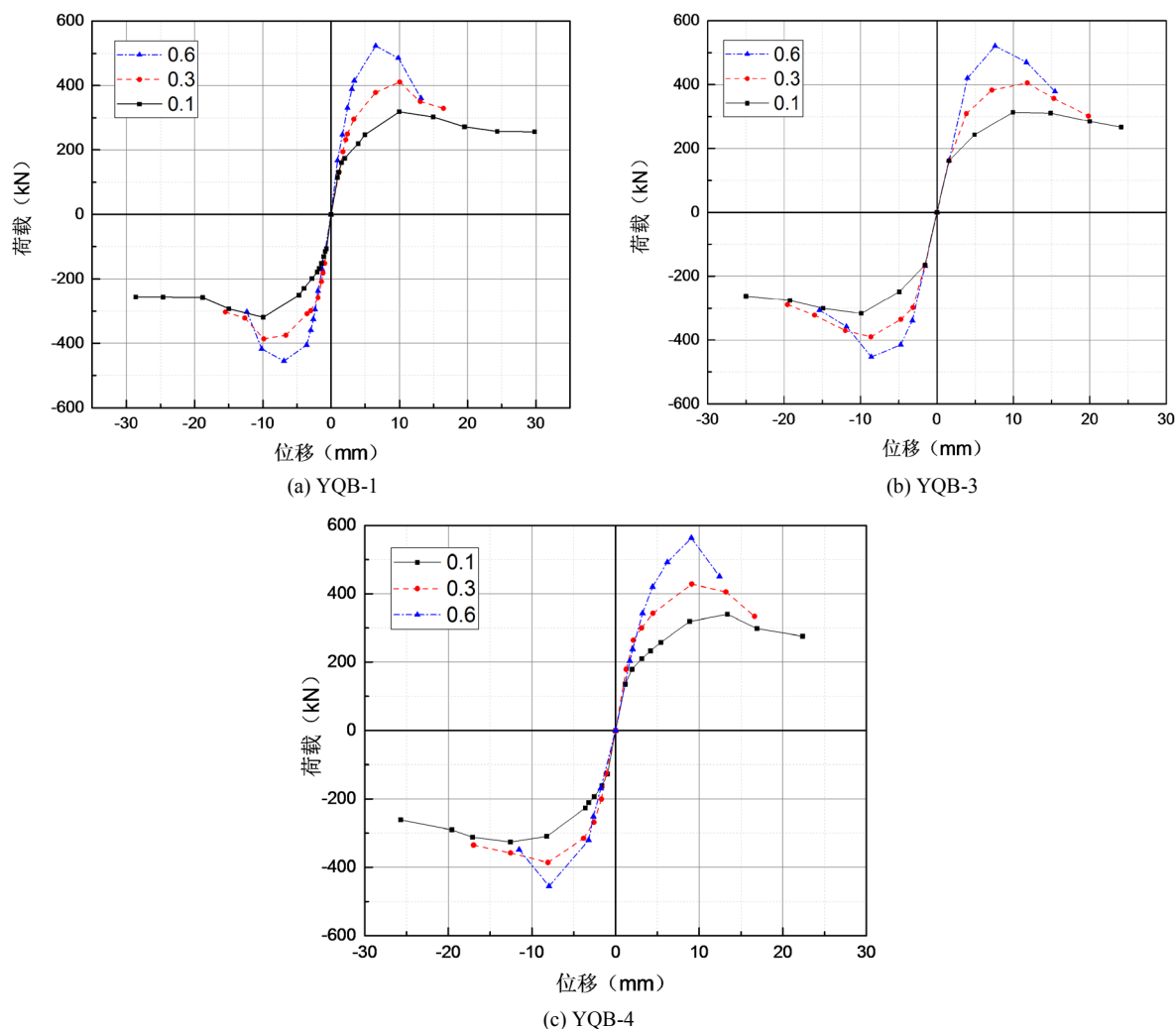


Figure 10. Skeleton curves of each model under different coaxial pressure ratios

图 10. 不同轴压比下各模型的骨架曲线

Table 6. Results of positive bearing capacity and ductility of each model under different coaxial pressure ratios
表 6. 不同轴压比下各模型正向承载力及延性结果

模型	轴压比	屈服荷载/kN	屈服位移/mm	峰值荷载/kN	峰值位移/mm	极限荷载/kN	极限位移/mm	延性系数
YQB-1	0.1	265.1	6.3	315.0	10.2	269.0	24.2	3.8
	0.3	333.2	5.0	407.0	11.9	347.2	15.9	3.2
	0.6	446.2	5.1	525.9	7.7	445.8	13.1	2.6
模型	轴压比	屈服荷载/kN	屈服位移/mm	峰值荷载/kN	峰值位移/mm	极限荷载/kN	极限位移/mm	延性系数
YQB-3	0.1	262.1	6.2	313.0	10.0	266.0	24.1	3.9
	0.3	330.4	4.9	405.0	11.8	344.2	15.8	3.2
	0.6	445.2	5.0	520.9	7.6	442.8	13.0	2.6
YQB-4	0.1	287.9	7.2	340.1	13.4	289.0	20.0	2.8
	0.3	368.4	6.0	428.1	9.1	363.8	15.1	2.5
	0.6	486.9	6.2	563.1	9.1	478.62	11.8	1.9

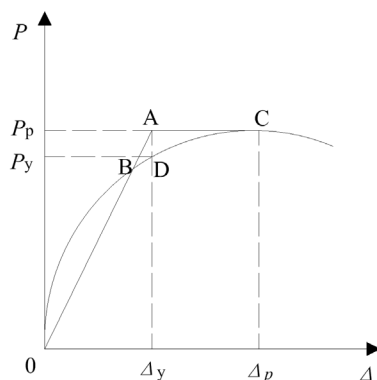


Figure 11. Secant stiffness method
图 11. 割线刚度法

4.2. 搭接长度模拟结果分析

根据本课题组前期研究[15]中竖向钢筋搭接长度接头试验结果表明: $0.5l_{aE}$ 搭接长度试件因粘结力不足, 破坏严重, $0.7l_{aE}$, $1.0l_{aE}$ 与 $1.2l_{aE}$ 搭接长度的约束浆锚搭接连接试件受力性能相近且未发生粘结滑移。故设置 $0.7l_{aE}$, $1.0l_{aE}$ 与 $1.2l_{aE}$ 搭接长度作为模型参数研究其受力性能。图 12 为各试件不同钢筋搭接长度下荷载 - 位移骨架曲线, 表 7 为各试件不同钢筋搭接长度下正向承载力结果。

由图 12 中曲线可知, 当 3 种试件处于弹性受力阶段时, 不同搭接长度下的试件曲线几乎重合, 初始刚度基本相同。当试件开始进入屈服阶段后, 搭接长度 $1.0l_{aE}$ 与 $1.2l_{aE}$ 试件的曲线基本重合, 这说明竖向钢筋搭接长度超过 $1.0l_{aE}$ 后对于 3 种不同连接形式的剪力墙承载力提升效果不明显。对于采用 $0.7l_{aE}$ 的锚固长度的试件, 其承载力相对 $1.0l_{aE}$ 与 $1.2l_{aE}$ 锚固长度的试件下降在 5% 以内, 曲线上升及下降段趋势无明显变化。这说明约束浆锚搭接连接形式下连接钢筋搭接长度仅取 $0.7l_{aE}$ 连接同样满足承载力与延性要求。

4.3. 剪跨比模拟结果分析

YQB-3 试件竖向分布筋交错间隔搭接连接的方式在本文三种连接方式中更具有施工方面的便利性, 故选取该模型对剪跨比 λ 进行分析, 以研究采用该种连接方式的预制剪力墙在不同剪跨比下的受力特点

以及破坏形式。由于 YQB-3 试件剪跨比为 1.95 (记为 YQB-3-1.95), 设置剪跨比为 1.0 (YQB-3-1.0), 1.5 (YQB-3-1.5)的预制试件模型与现浇试件模型(XQB-1-1.0, XQB-1-1.5)进行对比并以现浇试件试验骨架曲线(记为 XQB-1-EXP)对模型承载力进行标定。

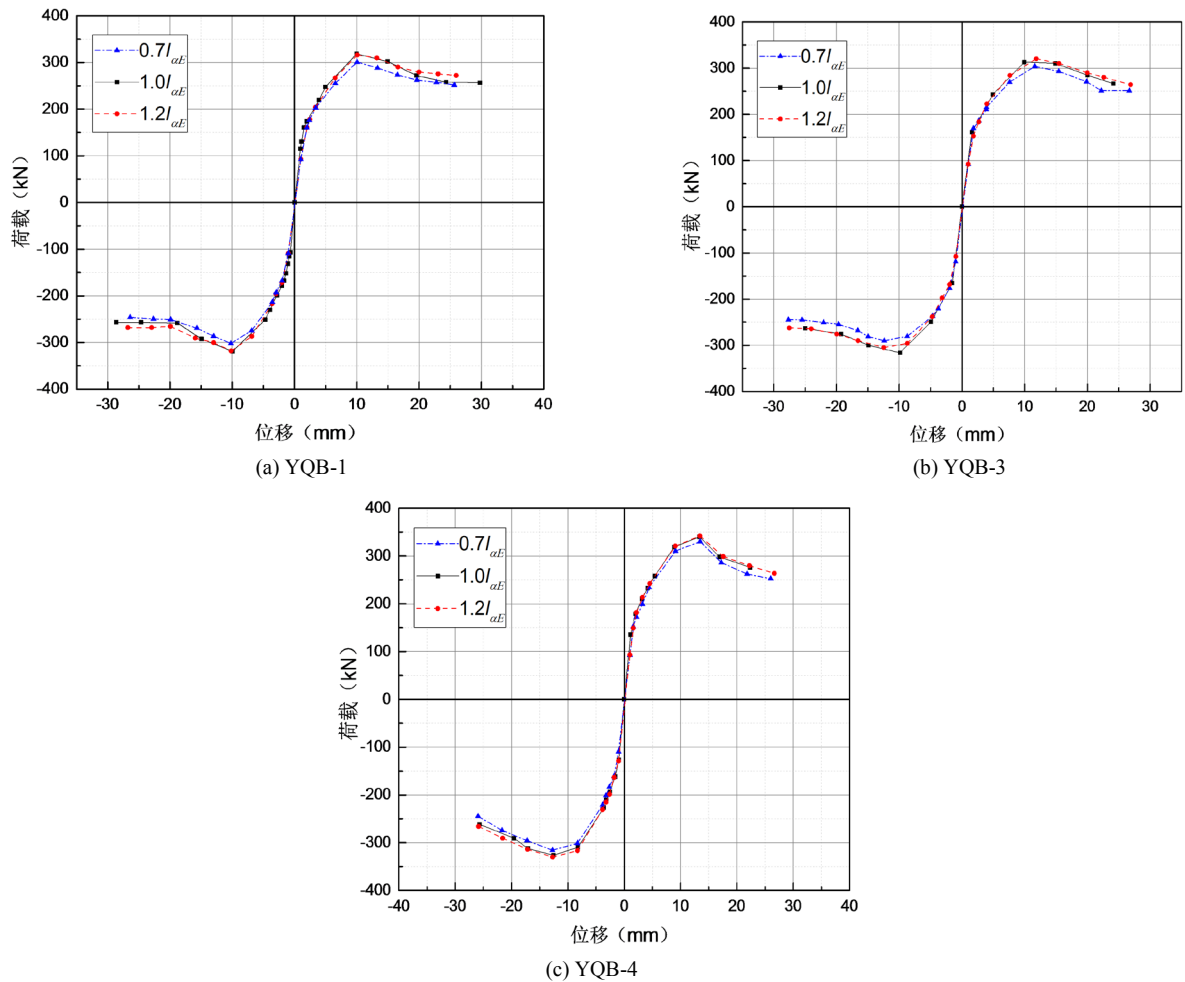


Figure 12. Skeleton curves of each model under different lap lengths

图 12. 不同搭接长度下各模型的骨架曲线

Table 7. Results of model forward bearing capacity under different lap lengths

表 7. 不同搭接长度下模型正向承载力结果

试件编号	搭接长度	F/kN	相对值
YQB-1	$0.7l_{aE}$	300.77	0.95
	$1.0l_{aE}$	315.94	1.00
	$1.2l_{aE}$	318.20	1.01
YQB-3	$0.7l_{aE}$	298.15	0.96
	$1.0l_{aE}$	310.45	1.00
	$1.2l_{aE}$	320.64	1.03
YQB-4	$0.7l_{aE}$	330.16	0.97
	$1.0l_{aE}$	340.06	1.00
	$1.2l_{aE}$	341.82	1.01

图 13 为不同剪跨比下 YQB-3 与 XQB-1 骨架曲线对比图, 由图可知, 剪跨比越小, 试件承载力越高, 变形能力越差。预制试件与现浇试件屈服位移、峰值位移及极限位移等变形指标基本一致, 变形能力基本相同。从表 8 中承载力对比情况可以看出, 预制试件极限承载力略低于现浇试件, 这种趋势随着剪跨比的减小而增大, 但预制试件承载力依然远高于规范[16]中规定的剪力墙承载力设计标准。

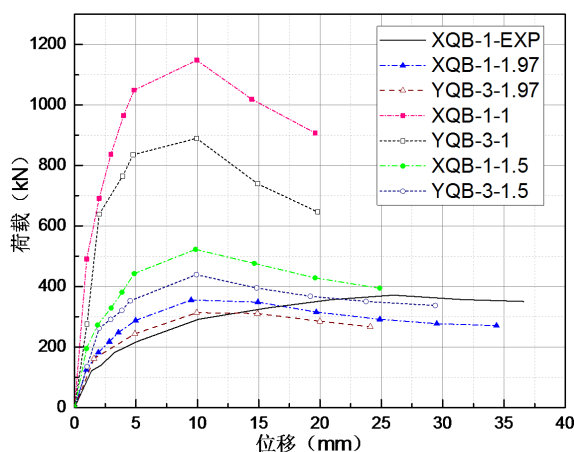


Figure 13. Comparison of YQB-3 and XQB-1 forward skeleton curves under different shear span ratios

图 13. 不同剪跨比下 YQB-3 与 XQB-1 正向骨架曲线对比

为分析表 8 中 F_Y/F_X 呈下降趋势的原因, 对图 14 现浇墙 XQB-1-1.0 与 YQB-3-1.0 的钢筋应力云图进行对比, 并结合图 15, 图 16 的墙体底部变形细节可以发现, YQB-3-1.0 预制墙体加载到粘结应力完全失效后底部粘结面处出现界面相对抬升与局部变形, 这种变形的存在对连接钢筋产生不利影响, 并导致连接钢筋较快进入屈服, 导致墙体内部受力钢筋的强度未能充分发挥。

Table 8. Bearing capacity comparison between YQB-3 and XQB-1 under different shear span ratios

表 8. 不同剪跨比下 YQB-3 与 XQB-1 承载力对比

剪跨比	F_Y/kN	F_X/kN	F_Y/F_X
1.97	313.25	354.94	0.88
1.5	438.93	522.49	0.84
1	889.43	1147.6	0.78

将模型 YQB-3-1.0 与 YQB-3-1.5 底部粘结面改为与现浇相同的“绑定”关系后, 模型 YQB-3-1.0 承载力上升 6.5%, 模型 YQB-3-1.5 承载力上升 5.7%。塑性铰区高度也有一定程度的提高, 总体应力分布与 XQB-1-1.0 相近。这说明预制剪力墙底部粘结面限制了其承载力及塑性铰区的发展, 这种影响会随着相同高度的剪力墙剪跨比的减小而增大。

由图 17 可知, 当剪跨比为 1 时, 现浇试件 XQB-1-1.0 裂缝遍布整个墙身, 且主要为斜裂缝; 破坏集中在主特征斜裂缝上, 最终破坏时左下角部混凝土被压溃, 主特征斜裂缝角部混凝土完全进入塑性变形属于典型的剪切破坏特征。而预制试件 YQB-3-1.0 由于底部水平筋加密区的作用限制了主斜裂缝发展, 剪切破坏程度低于现浇试件, 说明其底部水平筋加密区可以有效提高墙体的抗剪能力。当剪跨比为 1.5 时, XQB-1-1.5 与 YQB-3-1.5 前期多为弯曲裂缝, 后期试件两角部混凝土损伤严重, 最终破坏时有形成主斜裂缝的趋势, 因此判断两试件破坏形态为弯剪破坏, 应采取措施提高其抗剪能力。

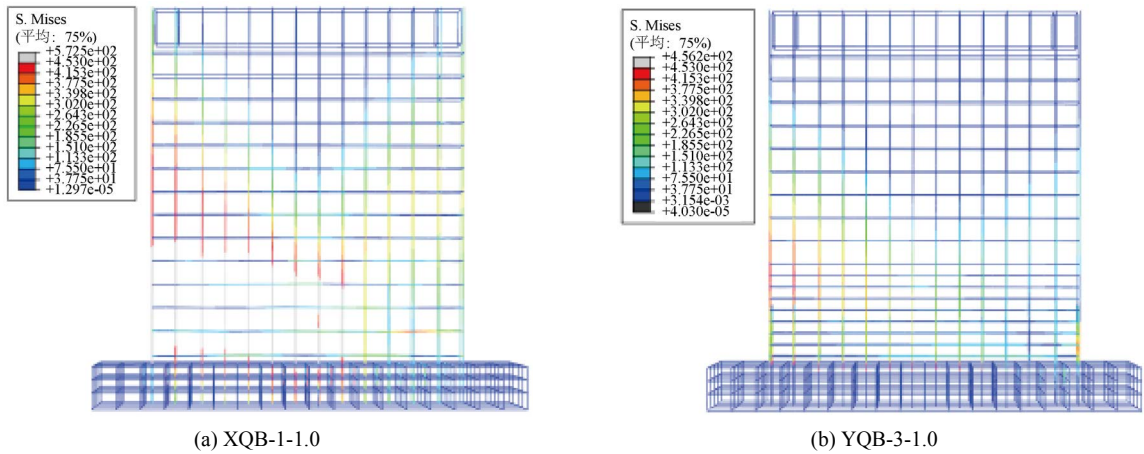


Figure 14. Stress comparison of steel bar under ultimate displacement
图 14. 极限位移时试件钢筋应力对比

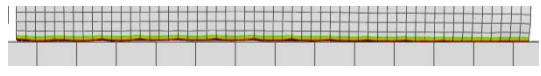


Figure 15. Overall deformation diagram near the bonding surface at the bottom of shear wall
图 15. 剪力墙底部粘结面附近整体变形图

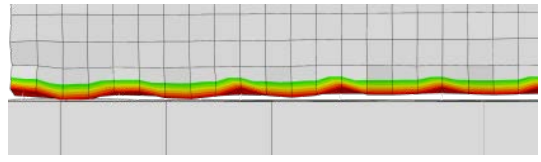
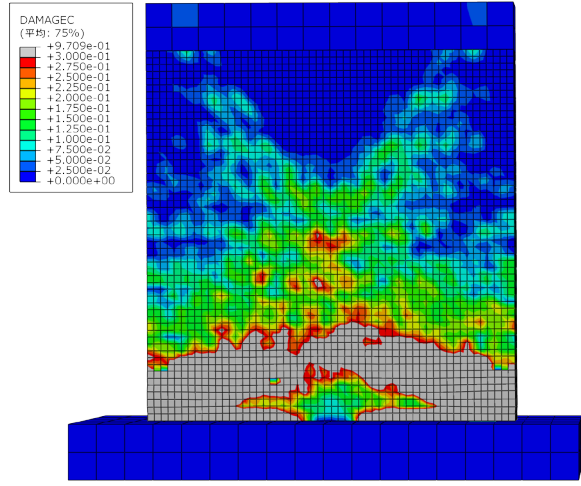
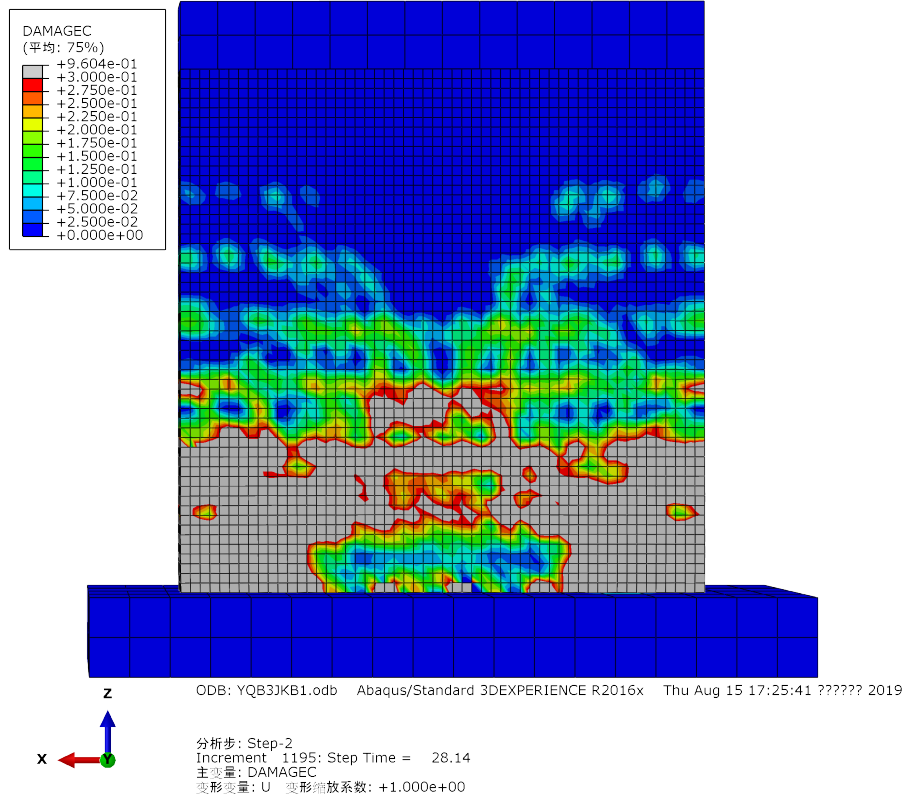


Figure 16. End deformation diagram of the bottom of shear wall near the bonding surface
图 16. 剪力墙底部粘结面附近端部变形图

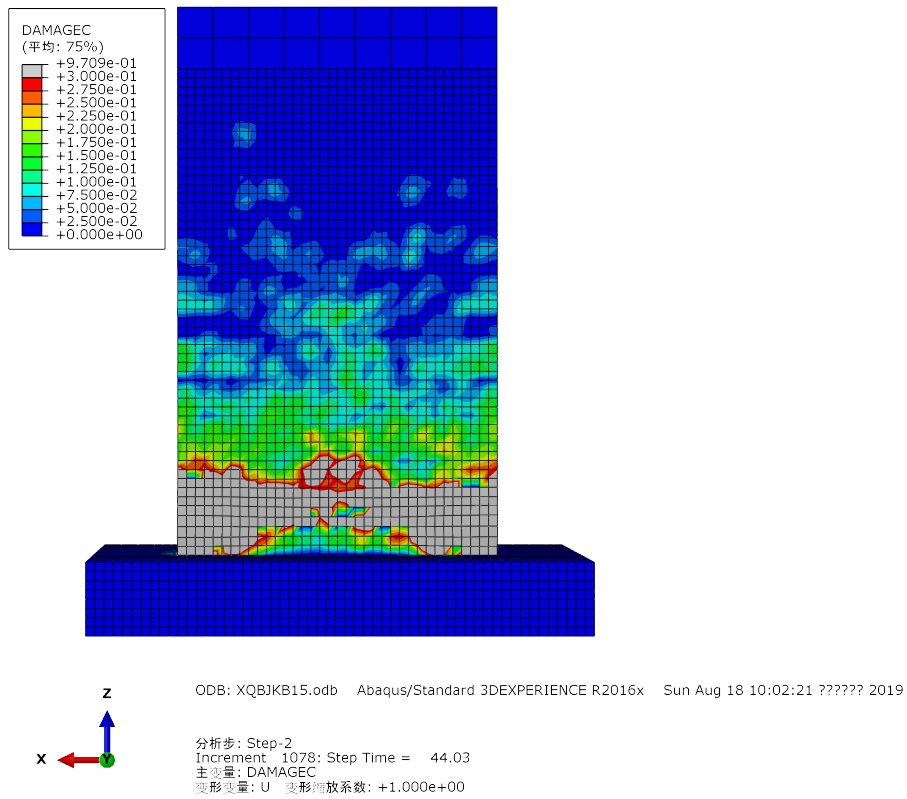


ODB: XQB3KB10.odb Abaqus/Standard 3DEXPERIENCE R2016x Sun Aug 18 09:47:37 ?????? 2019
分析步: Step-2
Increment: 825; Step Time = 33.04
主变量: DAMAGEC
变形变量: U 变形缩放系数: +1.000e+00

(a) XQB-1-1.0



(b) YQB-3-1.0



(c) XQB-1-1.5

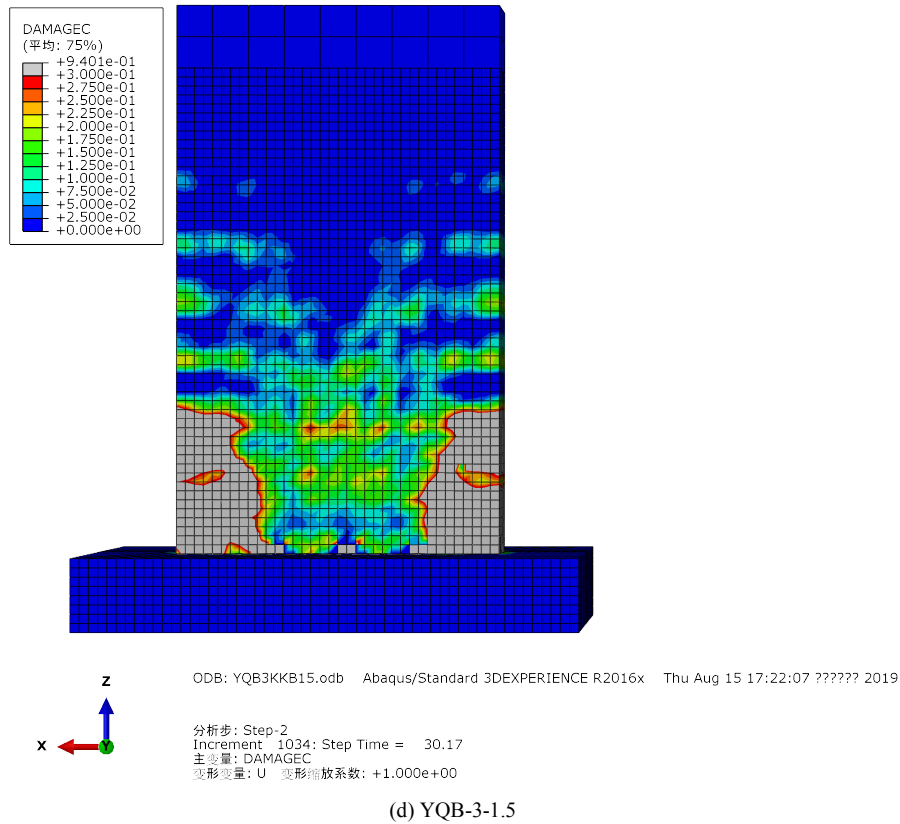


Figure 17. Comparison of crack development of specimen under limit displacement
 图 17. 极限位移时试件裂缝发展对比

综上所述, 对于剪跨比 $1 < \lambda < 2$, 预制剪力墙变形能力与现浇剪力墙相近, 但在承载力方面有一定差距, 基本可等同现浇剪力墙进行设计, 但考虑到底部粘结面属于薄弱截面以及其对钢筋受力的削弱作用, 建议在设计 $\lambda < 1$ 的预制剪力墙时, 采用竖向分布筋全部连接或加大连接钢筋直径的方式增加连接筋截面积, 提高墙体的抗剪能力。

5. 结论

本文利用有限元软件 ABAQUS 针对竖向钢筋采用约束浆锚搭接的预制剪力墙进行了模拟与参数分析, 得出以下结论:

- (1) 对于竖向钢筋采用约束浆锚搭接的预制剪力墙有限元模拟: 建议采用内聚力 - 摩擦混合模型模拟墙体底部粘结界面行为; 建议在插筋满足一定的搭接长度不发生滑移破坏的前提下, 可采用将钢筋置入混凝土中的简化建模方法并参考本文采用的本构模型以有效模拟试验剪力墙“捏缩”效应。
- (2) 剪力墙在轴压比大于 0.3 的情况下, 试件承载力明显提高但延性较差, 建议在剪力墙底部增设水平分布筋及箍筋以提高其抗震性能。
- (3) 预制混凝土剪力墙边缘构件竖向钢筋全部约束浆锚搭接连接, 竖向分布筋采用全部约束浆锚搭接连接, 交错间隔约束浆锚搭接连接或另设连接钢筋约束浆锚搭接连接时, 搭接长度不小于 0.7 倍插筋抗震锚固长度都可以满足设计要求, 当插筋搭接长度超过 1.0 倍抗震锚固长度后, 承载力提升不明显。考虑到施工误差与余留安全余量, 建议钢筋搭接长度取为 $1.0l_{aE}$ 以上。
- (4) 在剪跨比 $1 < \lambda < 2$ 的情况下, 边缘构件竖向钢筋全部约束浆锚搭接连接, 竖向分布筋采用交错

间隔约束浆锚搭接连接的预制剪力墙基本可等同现浇剪力墙进行设计。在剪跨比 $\lambda < 1$ 的情况下, 应提高底部粘结面钢筋截面积, 保证薄弱截面的抗剪能力。

基金项目

“十三五”国家重点研究计划(2016YF0700904)。

参考文献

- [1] 王东辉, 柳旭东, 陈勇. 装配整体式混凝土结构的发展[J]. 混凝土, 2012(1): 113-115.
- [2] 王亚超, 李俊峰, 蒋世林, 等. 装配式混凝土结构设计关键连接技术研究[J]. 建筑结构, 2016(10): 91-94+106.
- [3] 江佳斐, 隋凯, 马川峰, 等. 预制装配式混凝土螺旋箍筋约束浆锚钢筋搭接性能研究现状[J]. 施工技术, 2018, 47(12): 44-47.
- [4] 姜洪斌, 张海顺, 刘文清, 等. 预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋搭接试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2011, 43(10): 18-23.
- [5] 邵晓峰. 预制混凝土剪力墙抗震性能试验及约束浆锚搭接极限研究[D]: [硕士学位论文]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
- [6] Gu, Q., Dong, G., Wang, X., *et al.* (2019) Research on Pseudo-Static Cyclic Tests of Precast Concrete Shear Walls with Vertical Rebar Lapping in Grout-Filled Constrained Hole. *Engineering Structures*, **189**, 396-410. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.069>
- [7] 庄茁. ABAQUS 非线性有限元分析与实例[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- [8] 张劲, 王庆扬, 胡守营. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数验证[J]. 建筑结构, 2008(8): 127-130.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [10] 方自虎, 甄翌, 李向鹏. 钢筋混凝土结构的钢筋滞回模型[J]. 武汉大学学报(工学版), 2018, 51(7): 613-619.
- [11] Qu, Z. (2010) Predicting Nonlinear Response of an RC Bridge Pier Subject to Shake Table Motions. *Proc. 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, 1717-1724.
- [12] Clough, R.W. (1966) Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. University of California, Berkeley.
- [13] 赵作周, 周剑, 侯建群, 等. 上下层插筋连接预制混凝土空心模剪力墙有限元分析[J]. 工程力学, 2017, 34(1): 117-129.
- [14] Park, R. (1989) Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **22**, 155-166. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.22.3.155-166>
- [15] 谢快, 谷倩, 王朝晖. 预制 PC 构件钢筋浆锚连接接头性能试验研究[J]. 混凝土, 2018(2): 124-129.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.