

钢筋混凝土剪力墙的抗震性能

译 文 集

(一)

华侨大学土木工程系

1983

前 言

本资料集包括关于剪力墙抗震性能研究的译文十六篇，内容涉及钢筋混凝土剪力的弹塑性变形极限强度，破坏形式及周边框架的影响等方面的试验研究以及理论分析（包括以有限单元法进行的数值分析方法），均为近年来取得的新成果。对从事结构抗震研究的科技工作者、高校教师以及有关工程技术人员有一定的参考价值。

参加本资料集工作的有专题组王一冈同志。译文虽经反复校对，限于水平，谬误之处在所难免，望予指正。

华侨大学土木系

抗震专题组

翻 译：陈 忠 汉

校 对：刘 木 忠

1983. 3. 25

1. R/C 抗震墙弹塑性变形性能以及周边框架约束效果的研究
— — — — —
2. 纵向开口 R/C 抗震墙弹塑性变形性能研究 — — — — —
3. 刚性梁 R/C 抗震墙性能的研究 (之一) — — —
(之二) — — —
4. 抗震墙极限强度的讨论 — — — — —
5. R/C 抗震墙剪力破坏形式以及承载能力的研究(之一) — —
(之二) — —
(之三) — —
6. 关于抗震墙强度的研究 — — — — —
7. 小型三层 R/C 抗震墙的强度和变形性能的实验研究 — —
8. 承受反复纯剪力的周边有框剪力墙的实验 — — — — —
9. R/C 抗震墙弹塑性性能的研究 (之九) — — — — —
(之十) — — — — —
10. 关于 R/C 抗震墙变形性能的研究 — — — — —
11. 设计许多开口的 R/C 抗震墙的强度和变形 — — — — —
12. 带框 R/C 抗震墙的非线性分析 — — — — —

前 言

本资料集包括关于剪力墙抗震性能研究的译文十六篇，内容涉及钢筋混凝土剪力的弹塑性变形极限强度，破坏形式及周边框架的影响等方面的试验研究以及理论分析（包括以有限单元法进行的数值分析方法），均为近年来取得的新成果。对从事结构抗震研究的科技工作者、高校教师以及有关工程技术人员有一定的参考价值。

参加本资料集工作的有专题组王一冈同志。译文虽经反复校对，限于水平，谬误之处在所难免，望予指正。

华侨大学土木系

抗震专题组

翻 译：陈 忠 汉

校 对：刘 木 忠

1983. 3. 25

1. R/C 抗震墙弹塑性变形性能以及周边框架约束效果的研究

2. 纵向开口 R/C 抗震墙弹塑性变形性能研究-----
3. 刚性梁 R/C 抗震墙性能的研究 (之一)-----
(之二)-----
4. 抗震墙极限强度的讨论-----
5. R/C 抗震墙剪力破坏形式以及承载能力的研究(之一)---
(之二)---
(之三)---
6. 关于抗震墙强度的研究-----
7. 小型三层 R/C 抗震墙的强度和变形性能的实验研究---
8. 承受反复纯剪力的周边有框剪力墙的实验-----
9. R/C 抗震墙弹塑性性能的研究 (之九)-----
(之十)-----
10. 关于 R/C 抗震墙变形性能的研究-----
11. 设计许多开口的 R/C 抗震墙的强度和变形-----
12. 带框 R/C 抗震墙的非线性分析-----

关于钢筋混凝土抗震墙弹塑性变形性能以及影响破坏形态的周边框架约束效果的研究

(IV 不同周边框架的情况)

山田稔 等

1. 序 言

前文提出了分析有周边框架抗震墙的新方法，即多单元 (multiple elements)。本文将该法用于具有各种不同周边框架抗震墙的分析，并与本试验室的实验结果相比较。通过实验与分析，从墙板与周边的框架的相互作用方面对抗震墙的性能作进步的研究。

2 实 验

1) 实验方法 (见图 1)

假设弯曲变形的影响小于 图 1 实验方法剪切变形，层间剪力通过沿一方向的对角线施加压力而产生。各柱施加轴向压力 $1/3 N_0$ 。 (N_0 为中心抗压强度)。

2) 实验系列 (参见表 1)

W 型 (柱、梁等截面) 试件 9 个，WR 型 (梁刚度较大) 试件 3 个，WQ 型 (梁较小的情况) 试件。

3) 材 料

混凝土 (水灰比 $W/C = 60\%$ ，混凝土配合比按重量比 1:2.55:3.34) 钢筋 (D10 SR30, SR35, $\phi 6$ $\phi 4$ SR24)

4) 实验结果 (参见图 6, 7)

图 6 表示各试件在达到最大承载力后，抵抗力大幅度下降时的裂缝分布状况。图 7 表示层间剪力与层间相对变形角的关系。

表 1 实验系列

图 2 试件

3 分 析

(1) 假设：材料的应力应变关系如图 4 所示钢筋混凝土墙板分为三种系杆单元和纵，横向墙配筋单元。

- i) 受压混凝土系杆 (C.C.B)
- ii) 受拉混凝土系杆 (T.C.B)
- iii) 受拉钢筋系杆 (T.S.B)
- iv) 纵、横向墙配筋 (W.R)

各单元的性能已于前文详述。在周边框架中，对柱施加 $1/3$ 轴向力，对梁不施加外力。柱梁的 $M-\varphi$ 曲线的计算中，将截面面化为钢筋二区块、混凝土三区块，采用应变边界点法计算。忽视柱、梁的剪切变形。考虑剪切承载力时，可应用混凝土的破坏条件。

(2) 分析方法：

1) 周边框架曲率与挠度的关系

$$\Phi_C = f(x), \Phi_B = f(y) \quad (1)$$

ii) 周边框架的弯矩一曲率关系

$$M_C = f(\Phi_C), M_B = f(\Phi_B) \quad (2)$$

iii) 周边框架弯矩与系杆反力的关系

$$M_C = f(P_C), M_B = f(P_B) \quad (3)$$

iv) 系杆反力与周边框架挠度的关系

$$P_C = f(x, y), P_B = f(x, y) \quad (4)$$

(C: 柱, B: 梁, x: 柱的挠度, y 梁的挠度)

对图 3 中划分的点由一次矩阵求得 (1)~(4) 式的关系, 以 $x_1 = \delta$ (层间位移), $x_2 = y_1 = y_2 = 0$ 作为多元一次联立程的初值, 分别计算: 未知数。

图 3 抵抗机构的模型化

图 4 应力—应变关系
(假定)

图5 破坏过程(计算)

(3) 计算结果

图4表示W-ST试件由计算得到的破坏过程图7中比较了 $Q-\delta$ 的计算与实验的结果,分析中采用与试验相同的试件,混凝土抗压强度设定为 $0.3t/cm^2$

4. 观察结果

抗震墙的破坏形态如以周边框架的破坏情况特征,有柱剪切破坏型(C·S·E)、柱弯曲破坏型(C·B·F)、梁剪切破坏型(B·S·F)、梁弯曲破坏型(B·B·F)四种类型。这无论在实验与分析方面均已得到确认。

这就是说,这类抗震墙的性能是由其周边框架来决定的。可是,对本实验系列中仅施加剪力的抗剪墙,在其剪切变形远大于弯曲变形的情况,不管抗震墙用何种形式的周边框架约束起来,不管表现为何种破坏形态,其脆性性质(达到最大承载力后抵抗力的大幅度下降)均难以得到改善。

在柱因剪切而破坏时不同于其它情况,因为在水平方向承载力下降后,轴力即无法维持,故无法测得其最大承载能力以后的变形。

图 6 裂缝型式

图 7 层间剪力—层间位移
 $Q-\delta$ 关系

5. 结 论

通过一系列实验和较为简易的分析,对抗震墙的周边框架的力学性能作了定性与定量的分析研究。本文分析方法对理解抗震墙中周边框架与墙板部分的关系是有益的,可较为简易地判明其脆性性能。

2524

纵向开口钢筋混凝土抗震墙弹塑性变形性能研究

(V) (滞回面积以及共振疲劳特性)

山田 稔 等

1 序 言

前文由实验和分析查明了纵向开口钢筋混凝土抗震墙的弹塑性破坏性能,本文通过实验和分析进一步研究抗震墙中纵向开口对滞回面积性能以及共振疲劳特性的影响。

2 滞回面积特性

按照前文图1的分析力学模型,纵向开口抗震墙的破坏模型可分为剪切破坏型($Q_{Bom} > Q_{sm} + Q_{Bsm}$)与弯曲破坏型($Q_{Bom} < Q_{sm} + Q_{Bsm}$)两种类型,其界线亦在前文由(Viii)式给出。(Q_{Bom} 、 Q_{sm} 、 Q_{Bsm} 分别为抵抗单元 B 、 S 、 B_s 的最大承载力),剪切破坏时抵抗单元 B 处于弹性状态,刚度退化很小,予以忽略。对于弯曲破坏型,同样忽略 S 以及 B_s 的刚度退化,本文上述假定计算了纵向开口抗震墙的滞回面积。

图 1 分析力学模型

图 2 剪切破坏型的
 $Q-R$ 关系图 3 混凝土系杆的荷
载—变形 Q_e-R_s
关系

(1) 剪切破坏型的情况:

荷载 (Q)—变形 (R) 关系可设为如图 2 所示。从某位移 x_{p-1} 到 x_p 的滞回面积, 可通过迭加抵抗单元 S 和 B_s 在该位移之间的滞回面积求得。——抵抗单元 S (由混凝土压杆取代)——

系杆部分考虑混凝土的滑移性和错缝 (Overlap) 其荷载—变形关系如图 3 所示。从 x_{p-1} 到 x_p 的滞回面积 $x_{p-1} C_{x_p}$ 参照图 4 可按下列式计算:

$$x_{p-1} C_{x_p} = \circ C_{x_p} - \circ C_{x_{p-1}} + C_{x_{p-1}}^1 \quad (1)$$

——抵抗单元 B_s ——

钢筋的 Bauschinger 效应按图 5 考虑, B_s 的荷载—变形滞回环可理想化为图 6 的形式, 设 x_{p-1} 到 x_p 的滞回面积为

$x_{p-1} S_{x_p}$ 。剪切破坏型中, 纵向开口抗震墙的滞回面积

$S_{p-1} A_{sp}$ 可由下式计算:

$$\delta_{p-}, A_{\delta p} (\text{ton} \cdot \text{mm}) = (Z_{xp-}, C_{xp} \cdot Q_{sm} + x_{p-}, S_{xp} \cdot Q_{sm}) \cdot R_{sm} \cdot h \quad \text{--- (ii)}$$

图4 抵抗单元S(混凝土系杆)的滞回面积
计算图

图5 钢筋的
Bauschinger
效应

图6 抵抗单元B_s的荷
载Q_{Bs}—变形(R_{Bs})关系

图7 弯曲破坏型的
Q—R关系

图8 抵抗单元B₀的
荷载(Q_{B0})—变形(R_{B0})
关系

(2) 弯曲破坏的情况

Q—R关系 如图7所示, 抵抗单元B₀的荷载——变形滞回环(考虑轴力)可理想化为图8的形式, 设X_{p-}到X_p的滞回面积为X_{p-}·O_{xp}, 由此弯曲破坏情况下纵向开口抗震墙的滞回面积可按下式计算:

$$\delta_{p-}, A_{\delta p} (\text{ton} \cdot \text{mm}) = X_{p-}, O_{xp} \cdot Q_{Bom} \cdot R_{Bom} \cdot h \quad \text{(iii)}$$

由以上计算式所得的计算结果与 $l = 120\text{cm}$

~10~

$h = 600\text{mm}$ 的试件在渐增位移振幅反复荷载下得到的实验结果比较如图 9 所示。在定量方面还存在问题，但能较好地定性追踪试验结果。

3 共振疲劳特性

共振容量 (C_R) 在图 10 定义为 $C_R = \frac{1}{\pi} \frac{A}{\delta_0}$ ，由振动理论可知在稳定共振状态下，地震的输入强度 $m d_0$ 为平衡物理量。在共振状态下 $m d_0$ 是不变的，当 $C_R = \text{const}$ 振动体系，表示共振状态。

图 10

图 11 纵向开口钢筋混凝土
抗震墙

图 9. $Q_a - R_a$, $A - R_a$, $C_R - R_a$
关系的实验计算值

对于图 11 表示的开口比不同的实体（为试体的 5 倍）的纵向开口钢筋混凝土抗震墙。由上述滞回面积的公式给出的计算值示于图 12 那样的 $C_R - R_a$ （位移振幅）— N_c （反复周期数）空间。图

中×荷号表示在此位置已不能维持所定的 C_R 而引起破坏。开口小时，曲面变高，可得较大的输入强度下的反应。开口大时为维持所定的输入强度，其位移振幅增大。

作为共振疲劳特性的应用，由 $K_R = \frac{C_R}{W}$ （共振震度）及 $T_{se} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$ 代替 C_R 及 R_a ，可得到图13那样的 K_R-T_{se}

关系，累计到达 N_B （破坏周期）前相应任意 K_R （=Const）的 T_{se} ，即可得到如图14所示的 K_R-t_s （ $= \sum_{i=1}^{N_B} T_{si}$ 为固有周期和）关系。各曲线给出各 K_R 达到破坏的固有周期，曲线的水平平段表示此时的 K_R 达到固有周期之和为无限大的这样一个极限。

图13 K_R-T_{se} 关系

图12 共振疲劳曲面

图14 K_R-t_s 关系

由图可知，对于较大的 K_R ，无开口及开口比为 $1/4$ 时，反应出短周期。随着开口比增大为 $1/2$ 、 $3/4$ ，RCR时， K_R 的上限变小。与无开口、开口比为 $1/4$ 的情况相比，开口比为 $1/2$ 时，周期为无限

大的极限 K_R 亦变大, 这一情况亦可由图 14 表明。

4 结 论

为明了钢筋混凝土抗震墙的滞回面积特性提出了滞回面积的计算方法, 由于导入了共振容量的概念, 可作为评价抗震安全度的尺度, 亦由此反映共振疲劳特性。最后得出了图 14 的共振震度与固有周期的关系。

2525

刚性梁钢筋混凝土抗震墙弹塑性性能研究

(I 墙厚的影响) 山田 稔 等

1 序 言

本文作为本研究所钢筋混凝土抗震墙研究的一个环节, 对梁刚度较大的抗震墙, 施加一定的轴向压力, 并在某对角线加压。通过实验与分析来研究墙厚对弹塑性变形及破坏形态的影响。

2 实 验

2—1 材料 (见表 2) 混凝土 (最大骨料粒径 10mm、 $W/C = 60\%$ 配合比重量比 1 : 2.55 : 3.44) 钢筋 (梁 D10—SD35, 柱 D10—SD30, $\phi 6$ 、 $\phi 4$ SR24)

2—2 试件 (见图—1 及表—1)

试件墙厚 $t = 20$ 、 30 、 40 mm 的三片墙体, 柱 (125×125), 受拉筋配率 $\rho_t = 0.9\%$, 箍筋率 $\eta = 0.9\%$, 梁 (125×240) $\rho_t = 0.7\%$, $\eta = 0.9\%$ 。

2—3 试验方法:

柱施加 $1/3 N_0$, 一对角线方向加载, 使产生层间位移。

2—4 实验过程及其结果 (见图 2·7)

图 2 表示各试件在达到最大承载力时以及实验结束时的裂缝发展情况。图 7 表示层剪力 Q 与层间位移 δ 以层间角度变 R 的关系。

a) $t = 20$ mm 时: 最大承载能力 ($R = 3.8/1000$, $Q = 27.3t$) 后, 抵抗力急剧下降, 在 ($R = 10.6/1000$, $Q = 14.3t$) 时为柱弯曲屈服的稳定状态, 此后抵抗力逐渐下降, 当 $R = 95.8/1000$ 时拉力为零。

b) $t = 30$ 、 40 mm 时: 最大承载力后, 变形迅速增大, 随着较大的声响从墙到柱产生大的剪切裂缝, 轴压无法维持。

表 1 实验系列

表 2 材料的力学性能

图 1 试件尺寸, 配筋图

图 3 材料应力—应变关系

图 2 裂缝发生情况

~ 14 ~