

同济大学 华东建筑设计院 主编

结构工程师

1988—2 总第6期

同济大学出版社

聘 请 通 讯 员 启 事

本刊为了丰富稿源，加强联系，改进发行工作，决定聘请通讯员，通过通讯员来加强刊物与各单位有关读者的联系，快而准地传递信息，并作为扩大发行的宣传者与组织者。

聘请手续按应聘者自愿报名，所在单位推荐，本刊发给聘书三步进行。我们热忱欢迎关心爱护本刊的同仁踊跃报名应聘。

受聘者的权利：

1. 受聘人撰写或推荐的稿件，优先录用。
2. 受聘人对本刊提出的建议和批评，编辑部一定认真研究加以改进。
3. 每年按来稿及提供信息、扩大订户的成绩，给予奖励。

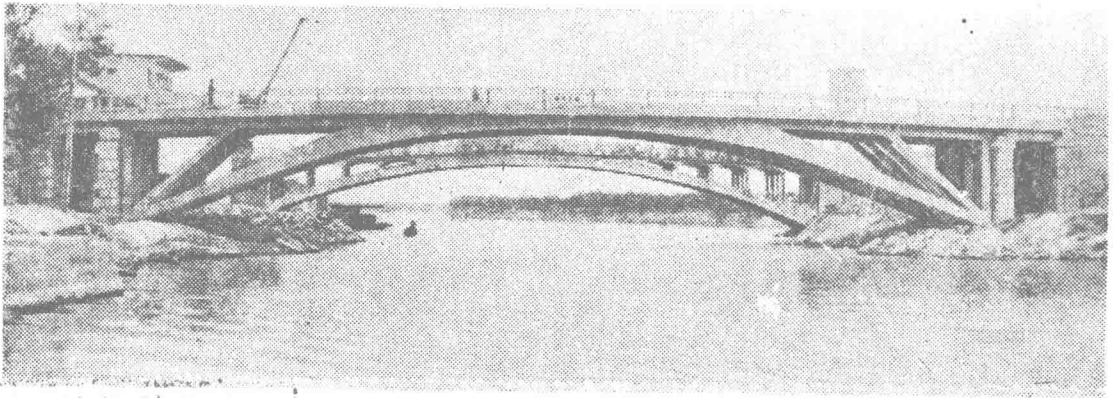
《结构工程师》编辑部

1988.8

特约通讯员推荐表：

姓 名	性 别	年 龄	职 务 或 职 称	学 历、专 业

上海城市建设学院城建勘察设计所简介



上海城市建设学院设计所前身是1982年成立的建筑设计室。根据形势发展及教学的需要于1986年10月扩建为城建勘察设计所，设计所对内是学生毕业设计及青年教师进修的教学基地，对外承接委托建筑工程及市政工程设计任务，是学院与社会联系及为社会服务的一个重要窗口。

设计所现有人员70名，其中高级工程师9名，高级建筑师2名，副教授5名，工程师18名，助理工程师27名，拥有较强的技术骨干队伍，并聘请校内外专家担任技术顾问，设计所目前初具规模，成为具有一定实力的设计队伍。

设计所由上海市建委批准为建筑工程与市政工程双乙级设计单位。建筑工程可承担大中型工业与民用建筑设计。市政工程可承担公、铁路桥梁、城市桥梁的设计与旧桥加固，公路与城市道路设计，水底隧道与地下结构工程设计及给排水工程设计。并承担勘测任务。

近年来，建筑工程承担主要建设项目有上海市彰武路18层住宅，延安西路21层高层住宅，青海省石油局太湖疗养院，大跨度厂房，以及本院图书馆、礼堂及教学用房。

近年来，市政工程承担以下主要项目：

桥梁工程近年来在浙江航道上设计了大量大中跨径的刚架拱桥。在软土地基上修建推力结构桥梁创造了一整套方法，积累了大

量经验。如浙江省桐乡县西双桥、乌镇桥，湖州市骆驼桥、城北大桥、镇西大桥、练市大桥，江苏省无锡市大运河上百米跨度刚架拱下甸桥、金匮桥，苏州市新城桥采用板索结构为国内首创型式，以及大运河上亭子桥、新郭桥各具设计特色，其他还承担嘉兴、绍兴、上海、奉贤、南汇等地桥梁设计及改建加固设计。

道路工程如承担了军工路设计。

隧道工程如承担天津海河水下隧道方案可行性研究，目前正承担常熟市徐六泾电厂长江取水管道的投标设计。

给排水工程承担了嫩江路排水工程设计。

设计所近年来为社会服务方面，在承接工程项目中坚持质量第一，以工程造价低廉在竞争中立足，并加强服务，讲究信誉。设计所热忱地愿为全国各地服务，如有各种工程项目需要委托设计，请来人或来函联系。

（上方照片为本所设计的刚架拱桥——浙江省湖州市镇西大桥。）

单位地址：上海市赤峰路71号

电 话：461580—410（建筑工程）

461580—307（市政工程）

所长 陈铭椿 副所长 唐文兰

业务联系人 建筑工程 朱依群
市政工程 黄士柏

目 录

结 构 工程师

• 设计方法研究 •

点状高层住宅剪力墙布置的改进(续).....江欢成(2)

• 结构分析 •

多层填充框架的分析——D值法.....潘永熙(8)

• 地基基础 •

软土地基中60m 预应力混凝土长桩的受荷性能
.....许惟阳 俞有炜 冯乃昌(16)

• 工程抗震与抗风 •

美国统一建筑规范 地震篇(1988年版送审稿)(二)
.....顾慰祖译(21)
烟囱的风振计算.....黄本才(27)

• 设计规范 •

偏心受压构件的计算方法及最优设计...
.....熊本松 蒋大骅(33)

• 工程介绍 •

新的旧金山海湾大桥的设想方案.....曹炽康译(40)
大拱门为巴黎增添新景观.....周克荣译(44)

• 人物介绍 •

Fazlur R. Khan(续).....王庆扬译(45)

2

1988

(总第六期)

封面 仙霞新村高层住宅区

封底 见封底照片说明

编 辑 同济大学、华东建筑设计院
《结构工程师》编辑部
(同济大学内)

主 编 蒋大骅

副主编 方义弼 唐庆国 唐德璋

责任编辑 司徒妙龄 周克荣

出 版 同济大学出版社
(上海四平路1239号)
印 刷 同济大学印刷厂
发 行 新华书店上海发行所

国内统一刊号 CN31—1358

1988年6月出版

定价0.75元

目 录

结 构 工程师

• 设计方法研究 •

点状高层住宅剪力墙布置的改进(续).....江欢成(2)

• 结构分析 •

多层填充框架的分析——D值法.....潘永熙(8)

• 地基基础 •

软土地基中60m 预应力混凝土长桩的受荷性能
.....许惟阳 俞有炜 冯乃昌(16)

• 工程抗震与抗风 •

美国统一建筑规范 地震篇(1988年版送审稿)(二)
.....顾慰祖译(21)

烟囱的风振计算.....黄本才(27)

• 设计规范 •

偏心受压构件的计算方法及最优设计...
.....熊本松 蒋大骅(33)

• 工程介绍 •

新的旧金山海湾大桥的设想方案.....曹炽康译(40)

大拱门为巴黎增添新景观.....周克荣译(44)

• 人物介绍 •

Fazlur R. Khan(续).....王庆扬译(45)

2

1988

(总第六期)

封面 仙霞新村高层住宅区

封底 见封底照片说明

编 辑 同济大学、华东建筑设计院
《结构工程师》编辑部
(同济大学内)

主 编 蒋大骅

副主编 方义弼 唐庆国 唐德璋

责任编辑 司徒妙龄 周克荣

出 版 同济大学出版社
(上海四平路1239号)

印 刷 同济大学印刷厂
发 行 新华书店上海发行所

国内统一刊号 CN31—1358

1988年6月出版

定价0.75元

点状高层住宅剪力墙布置的改进

(续)

1. 结构平面

结构平面图如图 5 所示。

2. 采用前面所提的五项措施,其主要修改内容为:

(1) 采用大开间设计,改原来双向楼板为基本板跨 4.8 m 的单向连续板,板厚 140 mm,这样,建筑师们可以相当自由地布置隔墙,只要均摊在楼面上的隔墙荷载不大于 3 kN/m^2 即可,而板的跨度也不太大,采用非预应力配筋即可。

(2) 剪力墙总长度由原来的 242 m 减为 174 m,为原来的 72%。

(3) 剪力墙厚度,楼梯间单元为 200 mm 厚,其余均为 220 厚,上下不变,施工更为简便。四个模块的平均厚度比仙霞高层少 24 mm。



设计方法研究

(4) 窗台墙均改为砖砌。联系梁高度一般为 370 mm,使建筑物具有较好的延性。

(5) 对长度较大的四堵墙,各加开一列结构洞(见图 11),以避免刚度太大和减小墙肢应力。

3. 主要结构特征

(1) 技术指标(见下表)

设计荷载 14 kN/m^2 (静载 12.3 kN/m^2 活载 1.7 kN/m^2)

墙肢最大压应力 11.5 N/mm^2

(底层)

墙肢最大拉应力 8.54 N/mm^2

(塔楼顶部), 6.42 N/mm^2 (顶层小肢)

小墙肢最大轴压比 0.61

(2) 经济指标

	周期 $T_1(s)$	$\Delta_{地震}(mm)$	Δ/H	$\Delta_{风}$	$\Delta_{风}/H$	基底剪力 $Q(kN)$	$Q/\text{总荷重}$
X向	1.254	47.5×2	1/828	18.3	1/4297	6797	3.64%
Y向	1.365	52.5×2	1/746	22.6	1/3479	7301	3.91%

混凝土折算厚度 343 mm/m^2 (约为仙霞高层的 70%)。

其中 楼板折算厚度 140 mm, 含钢率约 1.17 kN/m^3 , 约为仙霞高层的 85%。

墙板折算厚度 203 mm, 含钢率 1.15 kN/m^3 , 约为仙霞高层的 90%。并没有因为墙长和墙厚的减小而增大其含钢率。

总荷重约 187 MN, 为仙霞高层的 90% 左右。

在本文撰写的时候,概预算尚未进行,然而其经济效益是显而易见的。为了有个大致的概念,我们不妨作个粗略的估计。

由于重量减轻可望省去 18 根桩(约 5 万元)由于混凝土减少约 1600 m^3 (约 48 万元)

(板、墙混凝土单价,在考虑价差、超筋等因素后大于 300 元/m^3)。

由于 24 砖墙增加约 5400 m^2 (约 -8 万元) 这样,一幢 24 层的点状高层约可省去 45 万元,是一笔相当可观的资金。

4. 墙身应力

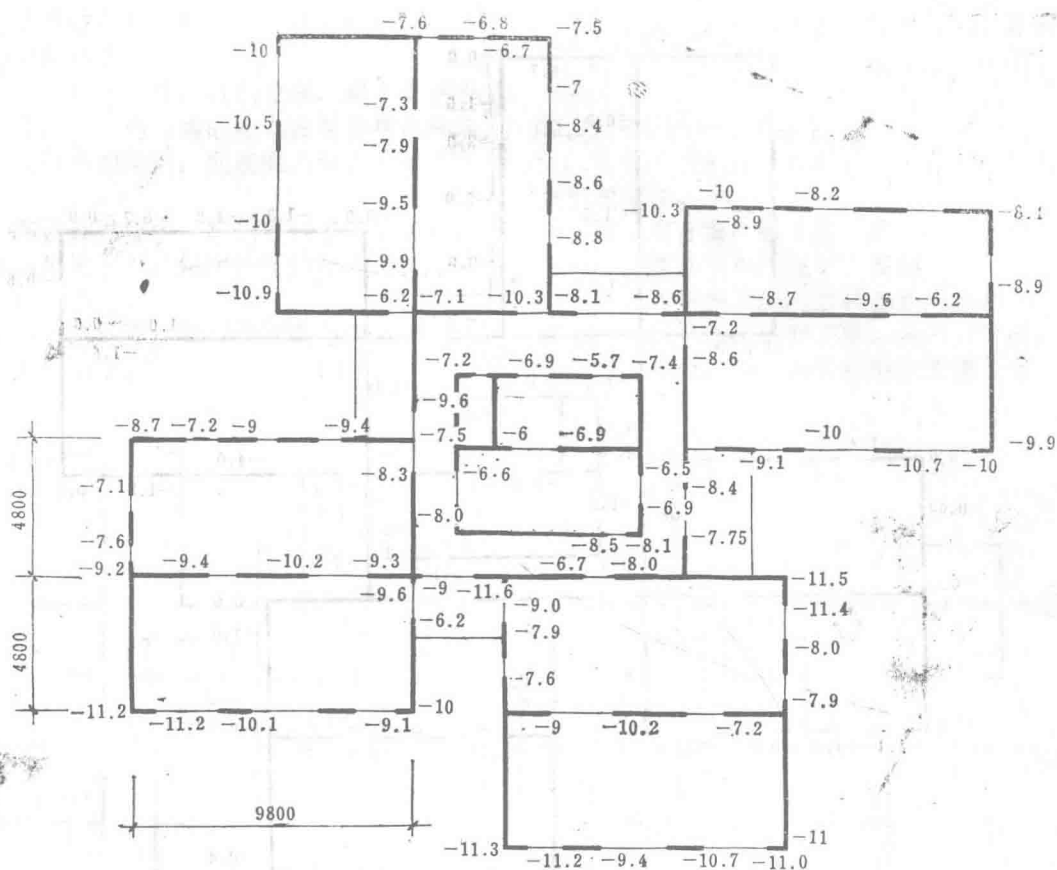
见图 5、图 6。

5. 结构计算要点

结构计算按风载作用和地震作用分别进行。

在风载作用下,按结构在弹性状态下工作计算,但整体刚度按《规范》乘以折减系数 0.85。

在地震荷载作用下,仍采用弹性方法进行计算,但考虑了塑性变形的重要影响,除按《规范》规定将整体刚度乘以 0.65 以外,剪力墙间的联系梁再乘以 0.55 的折减系数,



较大压应力, 发生在四角模块角部, 最大值 11.57 N/mm^2
 较大拉应力, 发生在四角模块角部, 最大值 1.17 N/mm^2
 最大拉应力, 发生在楼梯间长墙头, 最大值 1.24 N/mm^2

图 5 广层各点最大应力图

即将 220mm 宽的连梁按 120mm 宽进行内力和变形计算, 这与高层规定 JZ-102-79 表 4 的规定有所不同之处。这样的假定是基于下面的分析:

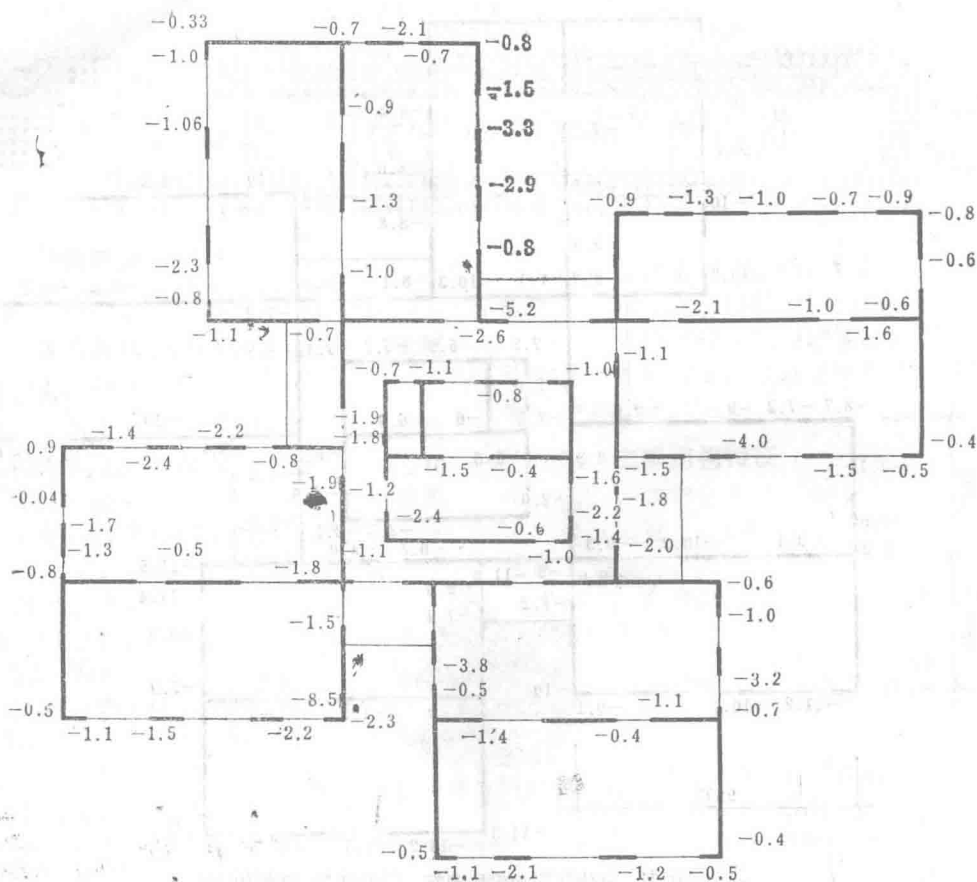
1) 小震不坏, 大震不倒, 中震有损坏, 但易于修复。

新规范尚未颁布, 我们没有进行小震或大震计算。笔者认为, 在地震过程中, 结构的刚度是在 $\beta_{\max}$ 到 $\beta_{\min}$ 之间变化的 (如图 7 示)。在 t_1 之前, 可以认为是强震到来之前的小震阶段, 这时, 设计应该保证所有构件均在弹性状态下工作, 变形很小, 使非结构构件一般不至于损坏。我们对风载 (强台风) 作用按弹性进行了计算, 似可认为能达到小震不坏的要求。在 t_3 之后, 将是超过计算烈度的大震之后, 这时, 较好的设计应是大部分连梁发生很大的塑性变形, 少数甚至

出现塑性铰。由于很大的塑性变形, 吸收了大量的能量, 而使剪力墙基本上还是弹性的, 仅在局部出现塑性, 它仍保持一定的刚度 $\beta_{\min}$, 不至于倒塌。这里, 我们只考虑了它的可能性, 由于新规范尚未颁布, 因而没有进行大震的计算。

我们的着眼点在于寻找一个恰当的刚度 $\beta_{\text{计算}}$, 要求是使结构处于这样一个状况, 它的大部分连系梁都或大或小地发生了塑性变形, 但结构变形满足《规范》要求, 而时间发生在 t_1 和 t_3 之间。

通过试算, 我们发现各层同一位置的连梁, 最大剪力发生在中层附近, 有如工字钢腹板剪力, 呈鱼腹状变化 (如图 8 示)。这个假定和目前某些时程分析法的假定有所不同。后者一般假定某层所有联系梁首先变成铰, 而其余各层仍然处于弹性状态, 在这个



较大拉应力发生在较小墙肢上, 最大值 6.42 N/mm^2

图 6 24层各点最大应力图

基础上进行第二步、第三步……计算, 从图8剪力分布情况来看, 这样的假定有些勉强。同系近似的假定, 我们认为, 前面一种弹塑性分析方法, 更为简明易行。

2) 强柱(墙)弱梁的原则

假定连梁刚度小于它的初始刚度, 其实质是让连梁少配些钢筋, 使之少承担一些地震力, 而让剪力墙相对地多承担一些地震力, 并通过合理地设计剪力墙的布置和配筋,

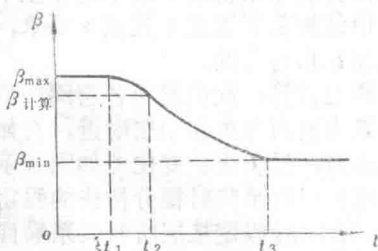


图 7

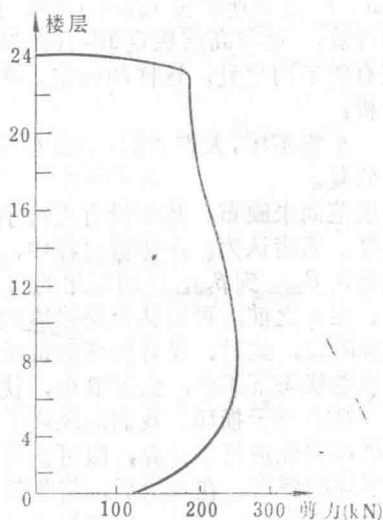


图 8 某连系梁各层剪力图

使之具有较大的抗震能力。这无疑是符合强柱弱梁的原则的。

通过几次试算，我们发现，减小了连梁的刚度之后，剪力墙的应力比连梁具有较大的刚度时小而均匀，而连梁的配筋均成为可能。

在设计过程中，我们进行了多次探索，计算结果见表5。每次计算的结果简述于后，以供参考。

第一次计算：假定连系梁与剪力墙均为刚接（图9）。

结果表明，刚度较大， $T_1=1.06$ ， $\Delta/H=\frac{1}{816}$ 。更大的问题是许多连系梁，特别是

⑤、⑫、③、④轴线上组成井型剪力墙的连接梁，其剪力值超过了极限允许值，将可能首先出现塑性。

第二次计算：假定⑤、⑫、③、④轴线上的所有连系梁均为铰接（图10）。

结果表明较大的剪力转移到周边的连系梁上，特别是较短的联系梁。其剪力值超过了极限允许值，而层间位移稍大于规范允许

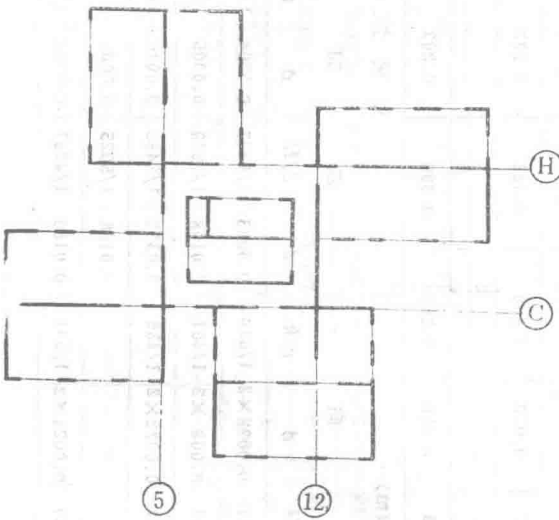


图 9

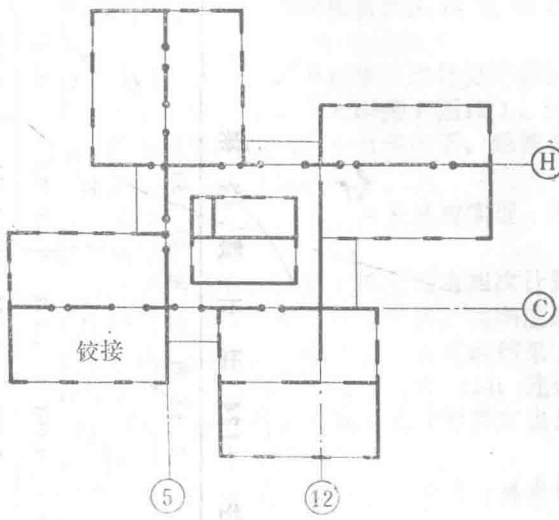


图 10

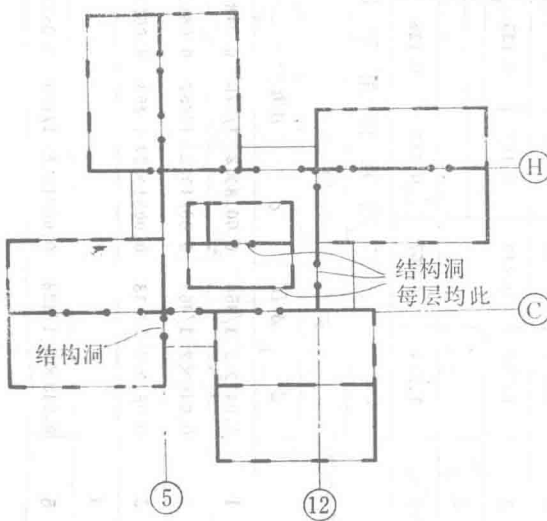


图 11

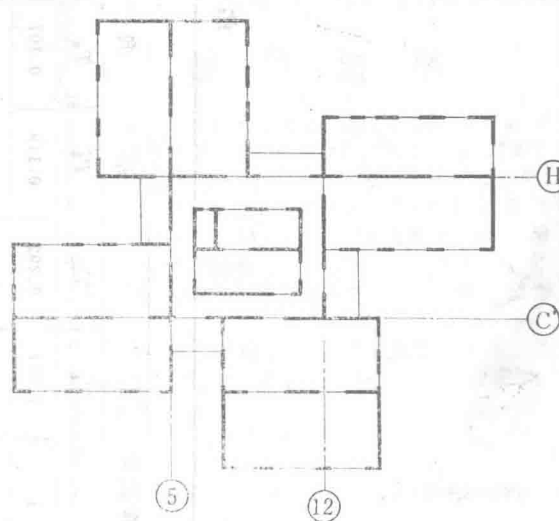


图 12

表 5

华东住-124型计算结果

计算次第	结构自振周期 (S)													
	迎 向							侧 向						
	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_6	T_1	T_6
1	1.061	0.292	0.149	0.107	0.078	0.058	1.242	0.332	0.168	0.117	0.084	0.061		
2	1.249	0.320	0.159	0.115	0.083	0.060	1.657	0.414	0.197	0.131	0.094	0.068		
3	1.722	0.413	0.197	0.135	0.097	0.070	1.806	0.481	0.232	0.153	0.113	0.082		
4														
5	1.254	0.357	0.182	0.126	0.093	0.068	1.365	0.390	0.202	0.143	0.104	0.075		
7°地震作用下位移 (m)														
计算次第	迎 向							侧 向						
	Δ	Δ/H	δ	δ/h	Δ	Δ/H	δ	δ/h	Δ	Δ/H	δ	δ/h	Δ	Δ/H
	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	迎	侧	侧
1	0.041×2	1/956	0.0018×2	1/776	0.048×2	1/817	0.0022×2	1/636	0.0083	1/9437	0.0004	1/8023	0.0116	1/6747
2	0.046×2	1/862	0.0021×2	1/657	0.061×2	1/643	0.003×2	1/461	0.0108	1/7279	0.0005	1/5714	0.0194	1/4034
3	0.062×2	1/633	0.0031×2	1/453	0.067×2	1/587	0.0032×2	1/436	0.0322	1/2433	0.0016	1/1783	0.0372	1/2110
4									0.0156	1/5025	0.0007	1/4118	0.0177	1/4455
5	0.048×2	1/828	0.0021×2	1/654	0.053×2	1/749	0.0024×2	1/591	0.0183	1/4297	0.0008	1/3500	0.0226	1/3479
													0.001	1/2800

续表 5

计算次第	各标准层重量 (MN)						总荷重 (MN)	基底剪力 (MN)				小墙肢 轴压比	最大压 应力 N/mm ²	最大拉 应力 N/mm ²
	$G_{1\sim 23}$	G_{24}	G_{25}	G_{26}	G_{27}	G_{28}		G	Q_x	Q_y	Q_z/G			
1	8.28	5.51	1.38	1.48	2.21	1.50	202.60	7.92	9.13	0.039	0.0451	0.64	11.5	9.8
2	8.34	5.45	1.34	1.43	2.16	1.50	203.83	6.26	7.93	0.0307	0.0389	0.63	11.3	10.0
3	7.69	5.76	1.35	1.43	2.16	1.50	189.20	5.47	5.68	0.0289	0.0301	0.62	12.3	9.3
4												0.53	9.2	2.0
5	7.60	5.71	1.29	1.37	2.02	1.38	186.78	6.79	7.30	0.0364	0.0391	0.61	11.5	8.5

值,但小于规范修订本新规定的允许值。

第三次计算:在第二次计算的基础上,四根轴线上的连梁仍为铰接,并取消⑫×⑫~⑬剪力墙,并对较长的四堵墙各开一列结构洞(图11)。

结果表明,刚度变小很多, $T_1=1.7$, 1.8,地震力很小,仅为总荷重的3%,但层间位移 $\frac{\delta}{h}=\frac{1}{436}$ 超出了规范要求,并且有些连梁还是无法配筋。

分析三次计算结果,我们发现连系梁的剪力,中层偏下最大,但递减速率不大,地震时完全有可能同时在各层或多或少地出现塑性,因而产生了第四次和第五次假定和计算。

第四次计算:假定在第三次计算平面图的基础上,所有连梁均为刚接(图12),进行风载的计算以确保在正常使用下,结构具有良好的刚度和足够的强度。

结果表明,上述要求很容易被实现,不起控制作用。

第五次计算:计算平面图同第四次计算(图12),所有联系梁均为刚接,但刚度取上述刚度的55%,终于获得了满意的结果。计算位移值较恰当,墙肢应力较均匀,连梁内力减小,能按规范配筋,而计算假定也是合理的。

最后的设计是按第四、五两次计算进行的。

征 稿 启 事

1. 凡投送本编辑部的稿件请用稿纸工整书写,每篇文章(包括图位)所占字数不超过8千字,因篇幅有限,过分冗长的稿件本刊无法录用。
2. 今后向本刊投稿请务必采用法定计量单位。在公式图表和文字叙述中表达量值时,一律采用单位的国际符号,不用单位的中文符号。附图均请一式两份,一份贴在稿件上,一份供描图用。
3. 请作者自备底稿,凡不录用的稿件,本编辑部不再退稿,在4个月内接不到编辑部通知,作者有权另行处理稿件。
4. 请勿一稿两投。

多层填充框架的分析—D值法

潘永熙

(上海城市建设学院)

提 要

多层或高层框架中填有砖、素混凝土等填料后,形成填充框架。墙与框架之间借助于相互间的挤压力,从而协同工作。本文对水平力作用下填充框架的组合抗剪刚度,依据纯框架抗剪刚度D值的推导原理,提出了计算公式,并与文献2中的试验资料作了比较。

前 言

框架中的填充墙,受拉性能较差,当墙与框架无有效的传递剪力的构造措施时,在水平力作用下,墙与框架则在一些部位脱离接触,在角隅处则互相挤压,墙大多在角隅处被挤压破坏,此时墙仅起到受压斜杆的作用。框架受到墙挤压后,受力性能有较大变化,一方面使框架的水平抗剪刚度比纯框架有了数倍乃至数十倍的提高,框架梁柱中弯矩值减少;另一方面由于挤压力,梁柱中的剪力值又接近纯框架,柱中轴力亦较大。对于这种复杂情况,既要有一个合理的力学模型,又要有简易可靠的分析方法。本文根据文献1、2中的分析及试验结果提出如下假设:

(1) 框架与填充墙之间无有效的剪切连接;

(2) 墙对框架的作用可用等效受压斜杆代替(图1c);

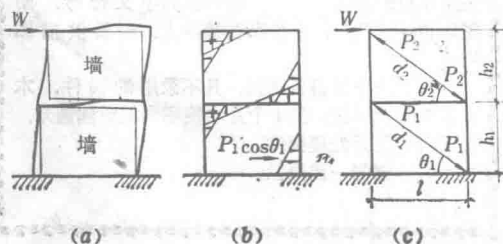


图 1

(3) 墙与框架梁、柱接触区存在挤压力。梁的反弯点接近于中央,墙梁接触长度取 $0.5l$;由于两端受墙的约束,多跨框架中柱的反弯点亦接近中央。接触区的挤压应力按三角形分布(图1a, b)。

一、填充框架的相对刚度参数,柱的接触长度,墙的有效宽度

1. 墙与柱的接触长度参数 α_c ,斯坦福,史密斯在文献1中提出下列公式:

$$\alpha_c = \frac{\text{柱接触长度}}{\text{柱长}} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (1)$$

式中 h 为柱长即层高, λh 为无量纲参数,表达墙对框架的相对刚度。此处

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4 E_z I_z h'}} \quad (2)$$

式中 E_w 、 E_z ——分别表示墙与柱的弹性模量

t_w ——墙的厚度

I_z ——柱的惯性矩

h' 、 θ ——分别表示墙高及墙对角线与水平轴的夹角

文献2对钢框架中填微粒混凝土墙的模式作了试验,测定不同层,不同跨数及不同柱尺寸时的 α_c 值(见表1)。

表 1

	型 号	柱尺寸 (mm)	λh	实测 $\alpha_{c\min}$	理 论 α_c	修 正 α_c
一层二跨	A_{12-1}	19×9.5	9.55	0.198	0.164	0.145
	A_{12-2}	19×19	5.07	0.243	0.277	0.241
	A_{12-3}	19×38	3.38	0.330	0.464	0.327
四层二跨	A_{42-1}	19×9.5	9.55	0.153	0.164	0.145
	A_{42-2}	19×19	5.07	0.188	0.277	0.241
	A_{42-3}	19×38	3.38	0.290	0.464	0.327

表中其它数据为:层高300mm,梁跨450mm,墙厚19mm,梁尺寸19×19mm, $E_W = 2 \times 10^4$ N/mm², $E_Z = 2.1 \times 10^5$ N/mm²。

由表1可知, λh 越大(表示柱柔), α_c 越小,实测值与理论值较接近。 λh 较小时(表示柱刚),理论值偏大。基于 α_c 值增大会增加柱负担,不利于控制墙在角隅处的挤压破坏,故宜适当降低 α_c 值。今对(1)式作如下修正:

$$\alpha_c = \frac{\pi}{2\lambda h} \cdot \eta \quad (3)$$

其中

$$\eta = 0.03\lambda h + 0.6$$

修正后的 α_c 值则与实测值较接近。

2. 墙的计算宽度 b_W 。墙作为等效受压斜杆后的计算宽度将直接影响墙的刚度。文献1根据 λh 大小以及墙对角线中应力 R 与压缩强度 R_c 之比,考虑了墙材料的非线性性质给出了墙计算宽度的设计曲线。在极限设计阶段, $b_W = (0.11 \sim 0.15)d$, 一般地取 $b_W = 0.13d$, d 为墙对角线长度。因此算得的组合刚度尚比实测值高,故不宜高估 b_W 。

二、填充框架的组合剪切刚度

(一) 柱的剪切刚度 D_Z 及相对剪切刚度 α_Z

1. 中间层中柱的 α_Z 、 D_Z 值

今研究中间层中柱 AB 。取图2脱离体,采用力-位移法解(文献3)。此法将全部节点取为铰结体系,并在节点处施加未知的杆端弯矩。图2a表示对角线力以分布荷载形式对框架的挤压以及在基本铰结体系上产生的变形。图2b中虚线表示层间侧移 δ ,粗实线表示由杆端弯矩(图中 M 都为正值)

在基本体系上产生的变形。在 δ 及挤压力作用下,框架节点处如 $\angle CAB$ 将发生 $+\left(\frac{\delta}{h} + \theta\right)$ 的角变位,反之 $\angle ABD$ 将减小 $\left(\frac{\delta}{h} + \theta\right)$,由节点处的变形条件可知,杆端弯矩的大小即是增大或减小上述角变位所需之值。

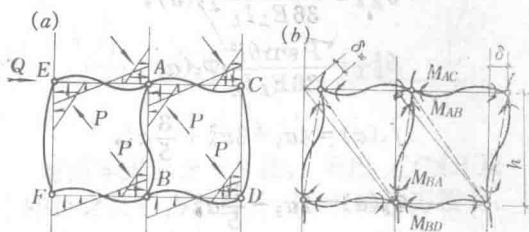


图 2

今以柱为例(图3),由挤压力产生的转角,算式为:

$$\theta_{AA}^Z = \frac{q_c h^3 \alpha_c}{72 E_Z I_Z} \left(4\alpha_c + 3\alpha_c^2 + \frac{3}{5}\alpha_c^3 \right)$$

$$\theta_{BA}^Z = \frac{q_c h^3 \alpha_c}{72 E_Z I_Z} \left(2\alpha_c - \frac{3}{5}\alpha_c^3 \right)$$

式中 θ_{AA}^Z , θ_{BA}^Z 分别表示由于近 A 端处挤压力在 A 端及 B 端产生的转角值,上标 Z 表示该值为在柱中产生的数值。同理,若为梁则可写为

$$\theta_{AA}^L = \frac{q_b l^3 \alpha_b}{72 E_L I_L} \left(4\alpha_b + 3\alpha_b^2 + \frac{3}{5}\alpha_b^3 \right)$$

α_b 为墙与梁的接触长度系数, $E_L I_L$ 为梁的刚度。

由图1b可知,作用在柱上挤压力的合力为 $P \cos \theta$, 故

$$q_c = \frac{2 P \cos \theta}{\alpha_c h}$$

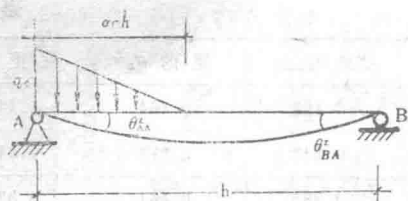


图 3

从而,

$$\theta_{AA}^Z = \frac{P \cos \theta h^2}{36 E_Z I_Z} f_c(\alpha),$$

$$\theta_{BA}^Z = \frac{P \cos \theta h^2}{36 E_Z I_Z} \varphi_c(\alpha)$$

式中

$$f_c(\alpha) = 4\alpha_c - 3\alpha_c^2 + \frac{3}{5}\alpha_c^3,$$

$$\varphi_c(\alpha) = 2\alpha_c - \frac{3}{5}\alpha_c^3$$

同理, 对于梁亦有

$$\theta_{AA}^L = \frac{P \sin \theta l^2}{36 E_L I_L} f_b(\alpha),$$

$$\theta_{BA}^L = \frac{P \sin \theta l^2}{36 E_L I_L} \varphi_b(\alpha)$$

$$f_b(\alpha) = 4\alpha_b - 3\alpha_b^2 + \frac{3}{5}\alpha_b^3,$$

$$\varphi_b(\alpha) = 2\alpha_b - \frac{3}{5}\alpha_b^3$$

为方便起见,

$$\beta_L = \frac{\theta_{BA}^L}{\theta_{AA}^L} = \frac{\varphi_b(\alpha)}{f_b(\alpha)},$$

$$\beta_Z = \frac{\theta_{BA}^Z}{\theta_{AA}^Z} = \frac{\varphi_c(\alpha)}{f_c(\alpha)} \quad (4)$$

分别表示梁及柱的远、近端转角之比。由于在节点 A 处因对角线力所引起的在梁、柱近端转角之比为,

$$\frac{\theta_{AA}^L}{\theta_{AA}^Z} = + \operatorname{tg} \theta \frac{E_Z I_Z / h}{E_L I_L / l} \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{f_b(\alpha)}{f_c(\alpha)}$$

若再令

$$\frac{f_b(\alpha)}{f_c(\alpha)} = \phi$$

并注意到 $\frac{l}{h} = \operatorname{ctg} \theta$, 则

$$\frac{\theta_{AA}^L}{\theta_{AA}^Z} = 2 \frac{\phi}{\bar{K}} \quad (5)$$

式中

$$\bar{K} = 2 \frac{E_L I_L / l}{E_Z I_Z / h} = 2 \frac{K_L}{K_Z}$$

为中柱梁柱线刚度比。

现列出 $\angle CAB$ 和 $\angle ABD$ 处弯形协调条件为,

$$\begin{aligned} & \frac{M_{AB} h}{3 E_Z I_Z} - \frac{M_{BA} h}{6 E_Z I_Z} + \frac{M_{AC} l}{3 E_L I_L} - \frac{M_{CA} l}{6 E_L I_L} \\ &= \frac{\delta}{h} + \theta_{AA}^Z + \theta_{AA}^L - \theta_{AC}^L - \theta_{AB}^Z \\ & \frac{M_{BA} h}{3 E_Z I_Z} - \frac{M_{AB} h}{6 E_Z I_Z} + \frac{M_{BD} l}{3 E_L I_L} - \frac{M_{DB} l}{6 E_L I_L} \\ &= \frac{\delta}{h} + \theta_{BB}^Z + \theta_{BB}^L - \theta_{BD}^L - \theta_{BA}^Z \end{aligned} \quad (6)$$

上式中第一式右边为 $\angle CAB$ 增大值, 等式左边为图 2b 中正弯矩使 $\angle CAB$ 增大为负, 减小为正, 第二式则反之。

在均等框架中或高层框架的中间层, 根据假设 3, 我们将具有下列近似关系的等式, 即

$$\theta_{BB}^Z = \theta_{AA}^Z, \quad \theta_{BA}^Z = \theta_{AB}^Z = \beta_Z \theta_{AA}^Z$$

$$\theta_{AA}^L = \theta_{BB}^L = \frac{2\phi}{\bar{K}} \theta_{AA}^Z,$$

$$\theta_{AC}^L = \theta_{CA}^L = \beta_L \theta_{AA}^L = \beta_L \frac{2\phi}{\bar{K}} \theta_{AA}^Z \quad (7)$$

$$\theta_{BD}^L = \theta_{DB}^L = \beta_L \frac{2\phi}{\bar{K}} \theta_{AA}^Z$$

$$M_{AB} = M_{BA},$$

$$M_{AC} = M_{CA} = M_{BD} = M_{DB}$$

由节点 A 处的平衡条件, 若设上柱下柱 A 端, 及左右梁 A 端弯矩近似相同, 则可有 $2M_{AB} - 2M_{AC} = 0$, 即 $M_{AB} = M_{AC}$ 。这些假设与普通框架 D 值法所作的假设完全一致, 在均等框架中是成立的, 在非均等框架中, 误差亦不大。将 (7) 式代入 (6) 式, 并以 $6E_Z I_Z / h$ 相除, 则 (6) 式两行都可化为下式:

$$\begin{aligned} & M_{AB} \left(1 + \frac{2}{\bar{K}} \right) \\ &= \left\{ \frac{\delta}{h} + \left[(1 - \beta_Z) + (1 - \beta_L) \frac{2\phi}{\bar{K}} \right] \right. \\ & \quad \left. \times \theta_{AA}^Z \right\} \frac{6E_Z I_Z}{h^3} \end{aligned}$$

由层间平衡条件

$$Q_Z = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = \frac{2M_{AB}}{h}$$

得,

$$Q_z = \left[\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \delta + \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) + 2\phi(1 - \beta_L)}{2 + \bar{K}} \times \theta_{AA}^z \right] \frac{12E_z I_z}{h^3} \quad (8)$$

此处 Q_z 为由柱杆端弯矩产生的剪力值。

将墙化为等效斜杆，其对角线方向的压缩变形 δ_w 与层间变形 δ 的几何关系由图 2b 可知，

$$\delta_w = \delta \cos \theta$$

由物理条件可有

$$\delta_w = \frac{Pd}{E_w A_w}$$

或

$$P = \frac{E_w A_w}{d} \delta_w = \frac{E_w A_w}{d} \delta \cos \theta$$

从而有

$$\begin{aligned} \theta_{AA}^z &= \frac{P \cos \theta h^2}{36 E_z I_z} f_c(\alpha) \\ &= \frac{E_w A_w}{36 E_z I_z} \cdot \frac{h^2}{d} \cos^2 \theta f_c(\alpha) \delta \\ &= \bar{K}_w f_c(\alpha) \cdot \frac{\delta}{h} \end{aligned}$$

式中， $A_w = b_w t_w$ ，而

$$\bar{K}_w = \frac{E_w A_w}{36 E_z I_z} \cdot \frac{h^3}{d} \cos^2 \theta$$

称为墙对柱的相对刚度比，是一个无量纲值。将上式代入 (8) 式中得

$$Q_z = \left[\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} + \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) + 2\phi(1 - \beta_L)}{2 + \bar{K}} \times \bar{K}_w f_c(\alpha) \right] \frac{12 E_z I_z}{h^3} \delta \quad (9)$$

令

$$D_z = \alpha_z \frac{12 E_z I_z}{h^3} \text{ 为柱的绝对剪切刚度}$$

$$\alpha_z = \alpha_{z1} + \alpha_{z2} \text{ 为柱的相对剪切刚度}$$

其中 $\alpha_{z1} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ 由侧移 δ 引起，它与普通框架完全相同，

$$\begin{aligned} \alpha_{z2} &= \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) + 2\phi(1 - \beta_L)}{2 + \bar{K}} \\ &\quad \times \bar{K}_w f_c(\alpha) \end{aligned} \quad (10)$$

若取 $\alpha_b = 0.5$ ，则

$$\begin{aligned} \beta_L &= \frac{\phi_b(\alpha)}{f_b(\alpha)} \\ &= \frac{2\alpha_b - \frac{3}{5}\alpha_b^3}{4\alpha_b - 3\alpha_b^2 + \frac{3}{5}\alpha_b^3} \\ &= 0.698 \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} \phi(1 - \beta_L) &= \frac{f_b(\alpha)}{f_c(\alpha)} (1 - \beta_L) \\ &= \frac{0.4}{f_c(\alpha)} \end{aligned}$$

从而，

$$\alpha_{z2} = \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) f_c(\alpha) + 0.8}{2 + \bar{K}} \bar{K}_w$$

2. 底层中柱柱脚固定时的 D_z ， α_z 值

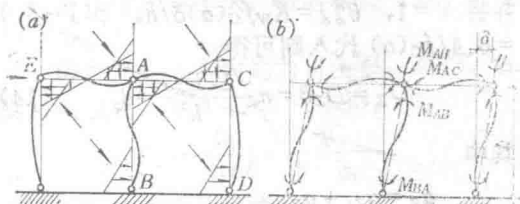


图 4

对图 4 所示之 AB 柱，列出 $\angle CAB$ 及 $\angle ABD$ 之变形协调条件，力-位移法方程为：

$$\begin{aligned} &\frac{M_{AB}h}{3E_z I_z} - \frac{M_{BA}h}{6E_z I_z} + \frac{M_{AC}l}{3E_L I_L} - \frac{M_{CA}l}{6E_L I_L} \\ &= \frac{\delta}{h} + \theta_{AA}^z + \theta_{AA}^L - \theta_{AB}^z - \theta_{AC}^L \end{aligned} \quad (12)$$

再据下列关系：

$$\begin{aligned} \theta_{AO}^L &= \theta_{CA}^L = \beta_L \theta_{AA}^L = \beta_L \frac{2\phi}{\bar{K}} \theta_{AA}^z, \\ \theta_{BB}^z &= \theta_{AA}^z, \\ \theta_{AB}^z &= \theta_{BA}^z = \beta_z \theta_{AA}^z, \quad M_{CA} = M_{AC} \end{aligned} \quad (13)$$

式中 $\bar{K} = 2 \frac{K_L}{K_z}$

由节点 A 的平衡条件，

$$M_{AB} + M_{AH} - M_{AC} - M_{AE} = 0$$

此处可设 $M_{AB} = r M_{AC}$ ，在普通框架中 r 取 $\frac{2}{3}$ ，这意味着 $M_{AB} < M_{BA}$ 或 $M_{AB} < M_{AH}$ ，

AB 柱的反弯点上移，在填充框架中，由于

墙的作用, 中柱反弯点基本位于中央, 故可认为 $2M_{AB} \approx M_{AC}$, 即取 $r=1$ 。将式(13)代入(12), 得

$$\begin{aligned} & -M_{BA} + 2rM_{AC} + M_{AC} \frac{2}{\bar{K}} \\ & = \left[\frac{\delta}{h} + \left(1 - \beta_z + \frac{2\phi}{\bar{K}} - \beta_L \frac{2\phi}{\bar{K}} \right) \right. \\ & \quad \left. \times \theta_{AA}^z \right] \frac{6E_z I_z}{h} \\ & 2M_{BA} - rM_{AC} \\ & = \left[\frac{\delta}{h} + (1 - \beta_z) \theta_{AA}^z \right] \frac{6E_z I_z}{h} \end{aligned}$$

由上式解得 M_{BA} 和 M_{AC} 再由层间平衡条件

$$Q_z = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = \frac{rM_{AC} + M_{BA}}{h}$$

并将 $r=1$, $\theta_{AA}^z = \bar{K}_w f_c(\alpha) \delta / h$, $\phi(1 - \beta_L) = 0.4 / f_c(\alpha)$ 代入则可得

$$Q_z = D_z \delta = \alpha_z \frac{12E_z I_z}{h^3} \delta \quad (14)$$

其中

$$\begin{aligned} \alpha_z &= \alpha_{z1} + \alpha_{z2} \\ \alpha_{z1} &= \frac{1 + 3\bar{K}}{4 + 3\bar{K}}, \\ \alpha_{z2} &= \frac{(1 + 3\bar{K})(1 - \beta_z) f_c(\alpha) + 1.2}{4 + 3\bar{K}} \\ & \quad \times \bar{K}_w \end{aligned}$$

3. 底层边柱的 D_z , α_z 值

对受力侧边柱 EF (见图4), 若令

$$\bar{K} = \frac{K_L}{K_z},$$

且有 $M_{EA} = M_{AE}$, 若设 $M_{EF} = rM_{EA}$ 。由 $\angle AEF$ 及 $\angle EFB$ 变形条件可得:

$$\begin{aligned} & -M_{FE} + \left(2r + \frac{1}{\bar{K}} \right) M_{EA} \\ & = \left\{ \frac{\delta}{h} + \left[1 + \frac{\phi}{\bar{K}} (1 - \beta_L) \right] \theta_{EE}^z \right\} \frac{6E_z I_z}{h} \\ & 2M_{FE} - rM_{EA} \\ & = \left[\frac{\delta}{h} - \beta_z \theta_{EE}^z \right] \frac{6E_z I_z}{h} \end{aligned}$$

柱端剪力 Q_z 为

$$Q_z = \frac{M_{EF} + M_{FE}}{h}$$

$$\begin{aligned} & = \frac{rM_{EA} + M_{FE}}{h} \\ & = \left[\frac{6\bar{K}r + 1}{6\bar{K}r + 4} \right. \\ & \quad \left. + \frac{3\bar{K}r(1 - \beta_z) + 3r\phi(1 - \beta_L) - \beta_z}{6\bar{K}r + 4} \right. \\ & \quad \left. \times \bar{K}_w f_c(\alpha) \right] \frac{12E_z I_z}{h^3} \quad (15) \end{aligned}$$

在普通框架中 $r = \frac{1}{3}$, 表示 E 点处上柱柱端弯矩大于 M_{EF} , 而在此处, E 节点下部柱有墙挤压, 而在上部柱处则无, 故应取 $r = \frac{2}{3}$,

再以 $\phi(1 - \beta_L) = \frac{0.4}{f_c(\alpha)}$ 代入上式, 则得

$$Q_z = \alpha_z \frac{12E_z I_z}{h^3} \delta = D_z \delta$$

$$\alpha_z = \alpha_{z1} + \alpha_{z2}$$

$$\alpha_{z1} = \frac{0.5 + 2\bar{K}}{2 + 2\bar{K}},$$

$$\begin{aligned} \alpha_{z2} &= \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) f_c(\alpha) - 0.5\beta_z f_c(\alpha) + 0.4}{2 + 2\bar{K}} \\ & \quad \times \bar{K}_w \end{aligned}$$

对于非受力侧边柱 CD , 同样亦可列出 $\angle ACD$ 及 $\angle CDB$ 处变形协调方程。但在设

$M_{CD} = rM_{CA}$ 中应取 $r = \frac{1}{3}$, 从而可推得,

$$\alpha_{z1} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\alpha_{z2} = \frac{\bar{K}(1 - \beta_z) f_c(\alpha) + f_c(\alpha) + 0.4}{4 + 2\bar{K}}$$

$$\times \bar{K}_w$$

对于顶层各柱, 其受力情况与中间层亦有所不同, 但由于顶层剪力往往较小, 故可以中间层之 α_z 代替之。

(二) 填充墙的剪切刚度

取柱作为脱离体, 各柱柱顶剪力如图5所示。其中 Q_z 为柱杆端弯矩所产生, Q_w 为墙对柱挤压力在基本铰结体系上, 在柱端产生的剪力值。两者都作用于柱端, 但应注意到, Q_w 实际上是墙承担的剪力值, 它不直接产生柱杆端弯矩。

对受力侧边柱:

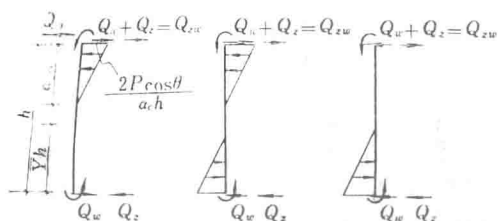


图 5

$$\begin{aligned}
 Q_w &= \frac{2 P \cos \theta}{6} (3 - \alpha_c) \\
 &= \frac{1}{3} \frac{E_w A_w}{d} \cos^2 \theta (3 - \alpha_c) \delta \\
 &= \frac{E_w A_w}{36 E_z I_z} \frac{h^3}{d} \cos^2 \theta \\
 &\quad \cdot (3 - \alpha_c) \frac{12 E_z I_z}{h^3} \delta \\
 &= \bar{K}_w (3 - \alpha_c) \frac{12 E_z I_z}{h^3} \delta \\
 &= \alpha_w \frac{12 E_z I_z}{h^3} \delta \quad (16)
 \end{aligned}$$

式中 $\alpha_w = \bar{K}_w (3 - \alpha_c)$ 称为墙的相对剪切刚度。同理对非受力侧边柱, $\alpha_w = \bar{K}_w (-\alpha_c)$; 对中柱 $\alpha_w = \bar{K}_w (3 - 2\alpha_c)$ 。

(三) 填充框架的组合刚度 α_{zw}, D_{zw}

由图 5 可知, 各柱柱端剪力

$$Q_{zw} = Q_z + Q_w,$$

即

$$Q_{zw} = \alpha_{zw} \frac{12 E_z I_z}{h^3} \delta = D_{zw} \delta \quad (17)$$

$$\alpha_{zw} = \alpha_{z1} + \alpha_{z2} + \alpha_w = \alpha_z + \alpha_w$$

填充框架在 i 层的组合刚度即为各柱刚度之和, 即

$$D_{zwi} = \sum_{j=1}^n D_{zwji} = \sum_{j=1}^n (D_{zi} + D_{wi})_i \quad (18)$$

此处 j ——同层柱列数

从而, 填充框架的计算可按普通框架类似地进行计算。

值得指出的是, 我们对各种梁、柱、墙刚度比的填充框架进行了计算, 发现 α_{z1} 在 α_{zw} 中所占比值较小, 一般仅占 2~12%, 仅只有柱较刚的底层柱占 12%, 因而亦可近似地取 $\alpha_z \approx \alpha_{z2}$ 。

现将各层各柱之 α_z 及 α_w 值汇总于表 2。

三、内力分配与实测

各柱柱顶剪力分两步进行分配, 首先按下式求出各层各柱顶总剪力 Q_{zwi}

$$Q_{zwi} = \frac{D_{zwi}}{\sum D_{zwi}} Q_0 \quad (19)$$

此处 Q_0 为该层由外荷引起的总剪力值。其次将 Q_{zwi} 分解为两部分: 一部分为 Q_z , 一部分为 Q_w , 即

$$\begin{aligned}
 Q_{zi} &= \frac{D_{zi}}{D_{zwi}} Q_{zwi} \\
 Q_{wi} &= \frac{D_{wi}}{D_{zwi}} Q_{zwi} \quad (20)
 \end{aligned}$$

各柱柱端弯矩可由 Q_{zi} 及各柱反弯点高度比 $\bar{y}$ 求得。在填充框架中由于 Q_{zi} 一般较小, 柱端弯矩亦不大, 故各柱反弯点可近似取中央。

墙中对角线方向的力可由 Q_{wi} 求得, 如受力侧边柱, 由式 (16) 可求得:

$$P_i = \frac{Q_{wi}}{\cos \theta} \frac{3}{3 - \alpha_c}$$

非受力侧边柱接触之墙,

$$P_i = \frac{-Q_{wi}}{\cos \theta} \frac{3}{\alpha_c}$$

与中柱接触之左右墙中力,

$$P_i = \frac{Q_{wi}}{\cos \theta} \frac{3}{3 - 2\alpha_c}$$

实例:

今以文献 2 中四层两跨 (A_{42-1}) 填充框架模型为例。资料:

$E_z = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, $E_w = 2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$,
 $d = 540.8 \text{ mm}$

柱 $19 \times 9.5 \text{ mm}$, 梁 $19 \times 19 \text{ mm}$,

墙 19 mm 厚, $b_w = 0.12 d$

梁跨 $l = 450 \text{ mm}$, 层高 $h = 300 \text{ mm}$

参数计算:

$$\lambda = 0.0318 \quad \lambda h = 9.55,$$

$$\alpha_c = \frac{\pi}{2\lambda h} = 0.164 \text{ (未修正)}$$

$$\bar{K}_w = 77.19,$$

$$\frac{12 E_z I_z}{h^3} = 0.1266 \text{ kN/mm}$$

$$f_c(\alpha) = 0.5779, \quad \beta_z f_c(\alpha) = 0.3253,$$

$$(1 - \beta_z) f_c(\alpha) = 0.2526$$

墙柱中内力分配值列于表 3。

楼层处水平位移及水平剪切刚度 $\frac{Q_i}{\Delta_i}$ (表 4)