

编号: (78)005

内 部

出国参观考察报告

日 本 抗 震 技 术

科学技术文献出版社



出国参观考察报告

日本抗震技术

(内部发行)

编辑者: 中国科学技术情报研究所

出版者: 科学技术文献出版社

印刷者: 中国科学技术情报研究所印刷厂

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经销

开本 $787 \times 1092 \cdot \frac{1}{16}$ 10·25印张 255千字

统一书号: 17176·139 定价 1.05元

1978年6月出版

说 明

1300/2
#

中国抗震技术考察组应日中经济协会、日中建筑技术交流会、日中土木技术交流协会邀请，以中国建筑学会和中国土木工程学会两个民间学术团体的名义，从一九七六年五月二十八日到六月二十二日先后在东京、京都、大阪、下关等地对日本工程抗震技术进行了考察。通过考察加强了中日两国人民和中日两国抗震科学工作者之间的友谊，了解了日本抗震科学研究工作的现状及一些具体技术问题。

现将有关抗震技术考察具体内容分七个部分整理成《日本抗震技术》介绍于后，供有关单位参考。

中国赴日抗震技术考察组

目 录

一、建筑结构	(1)
(一) 抗震墙及抗震支撑的设计	(1)
(二) 装配式壁板建筑	(8)
(三) 房屋的加固及其效果检验	(16)
二、公路桥梁抗震	(25)
(一) 研究概况	(25)
(二) 抗震设计	(31)
(三) 应用数理统计理论判断桥梁抗震性能	(44)
三、沉埋隧道	(51)
(一) 前言	(51)
(二) 沉埋隧道的简单说明	(51)
(三) 羽田沉埋隧道的地震观测	(52)
(四) 模型试验	(52)
(五) 沉埋隧道抗震设计的内容	(53)
(六) 地基抗滑稳定分析	(53)
(七) 隧道对浮力、铅垂支持力和滑动的稳定分析	(54)
(八) 隧道横断面的抗震计算	(55)
(九) 隧道纵向抗震设计的位移法	(55)
(十) 隧道纵向抗震设计的动力法	(57)
(十一) 通风塔的抗地震计算	(62)
(十二) 隧道箱体与箱体间的接头及隧道与通风塔之间的接头	(64)
四、地基抗震	(64)
(一) 土的动力指标的测定	(65)
(二) 砂土液化	(74)
(三) 桩基抗震	(80)
五、强震观测	(96)
(一) 强震观测发展概况及观测仪器	(96)
(二) 强震记录的数字化	(101)
(三) 地下地震运动的观测	(102)
(四) 地震地面运动的观测	(120)
(五) 东京大学地震研究所主楼地震应变观测	(124)
(六) 桩基建筑及其周围土壤的地震运动观测及分析	(127)
六、大型模拟地震振动台	(133)
(一) 概况	(133)
(二) 实验对象与内容	(135)

(三) 振动台的主要参数的选定.....	(137)
(四) 模拟地震振动台的主要组成及其设计原理.....	(139)
(五) 振动台基础设计.....	(145)
七、城市防灾.....	(146)
(一) 城市防灾的主要内容.....	(148)
(二) 建设城市的防灾据点.....	(150)
(三) 东京市地震灾害预防计划.....	(152)
(四) 东京市地震危险度的调查.....	(154)
(五) 日本城市防灾组织概况.....	(160)

一、建 筑 结 构

(一) 抗震墙及抗震支撑的设计

日本建筑结构的抗震墙，除四、五层壁板结构外，都是带边框的。框架结构中的抗震墙或抗震支撑可以有效地增加结构刚度，减小在水平力作用下的位移。一般采用钢筋混凝土实体式的抗震墙和直线交叉式的型钢抗震支撑。这种形式，在弹性阶段，刚度很大，会引起更大的地震力。实体抗震墙在大地震下往往发生脆性的剪切破坏，抗震支撑常见的则是压屈失稳而破坏。一旦破坏，刚度骤然下降，抗水平力的能力也随之丧失，这是很不利的。从抗震的角度，要求抗震墙和支撑在平时小的水平荷载下具有一定的刚度，在强震时，当构件超越弹性范围后，具有较大的变形和吸收能量的能力，即有较好的延性。初期刚度大，不一定有利。日本高层建筑采用的钢结构和劲性钢筋混凝土框架结构，具有较好的弹塑性工作性能。为了使抗震墙和框架相互协调，更好地共同工作，对抗震墙和抗震支撑的形式进行了研究，提出了许多新的做法。它们的共同特点是：避免脆性破坏和失稳；具有较大的塑性变形能力，构件屈服后，不会突然丧失承载能力；初期刚度随着变形的增加而有所降低。以下介绍日本在高层建筑中用的几种抗震墙和支撑，其中有的已在实际工程中应用，有的尚处于试验研究阶段。

1. 带竖缝抗震墙——抗震墙加竖缝后，可以增加结构的延性，甚至可以适应 $\frac{1}{100}$ 的大变形，这种墙进入弹塑性状态后，墙仅产生分散于全墙面的细缝，不象一般实体墙产生集中的宽缝。竖缝宽为1厘米，缝长约为墙净高的一半，缝的间距约为缝长的一半，缝边配以直径较大的钢筋，墙板绝大部分是预制的，但也有现浇的。预制墙板与柱没有连接，仅用砂浆填塞。墙的上端以连接件与钢梁用高强螺栓连接，墙的下端除有临时固定件外，沿全长度埋置于现浇钢筋混凝土楼板内（图1.1.1）。

带竖缝抗震墙的受力特点是，当墙处于弹性阶段时，墙内应力较简单，缝间条板受剪和

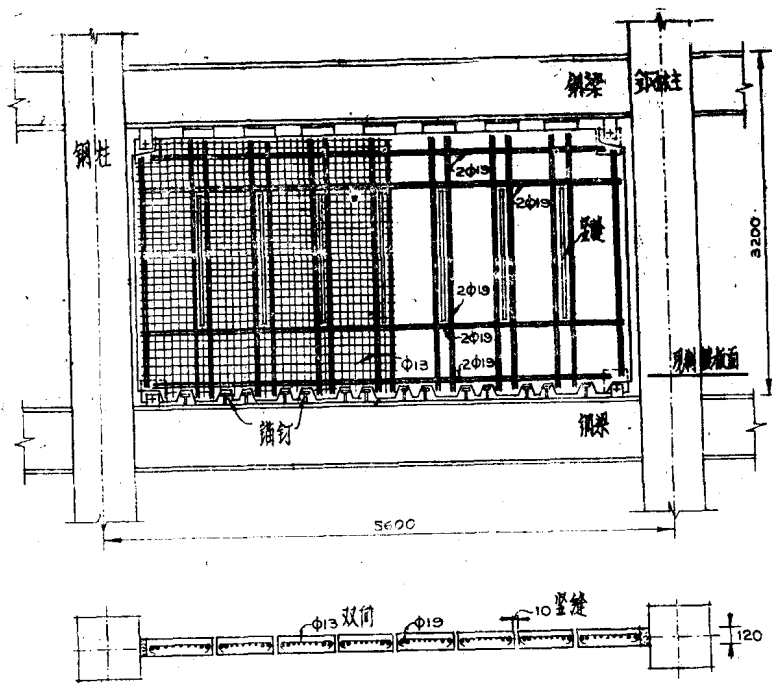


图1.1.1 带竖缝抗震墙结构构造

受弯。在大的水平力作用下墙产生裂缝后处于弹塑性阶段,墙体沿高度方向发生膨胀,但由于上下被约束,从而产生附加压应力(图1.1.2)。通过试验得知缝间条板平均压应力

为 $\delta_N = K \left(\frac{l}{D} \right) \bar{\tau}$; 式中 K 是轴压力系数,

当缝间条板屈服时 $K = K_y = 0.7$, 当缝间条板应力达极限时 $K = K_u = 0.9$, $\bar{\tau}$ 为墙板平均剪应力。 l 为缝长, D 为条板宽度。可见附加压应力与条板剪跨比和剪力大小有关。

带竖缝抗震墙已在东京新宿区50层的京王饭店和58层的三井大楼等工程使用。这方法是鹿岛建设技术研究所提出的。图1.1.1是正施工的池袋大楼的抗震墙做法。

2. 带横缝抗震墙——横缝使钢筋混凝土抗震墙分为上下两个部分, 缝间用约50厘米长的钢筋棒连接, (图1.1.3)。横缝一般在抗震墙的中部, 缝高约10厘米, 横贯整片抗震墙。抗震墙的上下两边与上下钢梁用刚性连接板以高强螺栓连接。为了做好连接板与混凝土墙板的连接和加强墙上下两部分的抗剪强度, 墙内配置较长的钢板和钢筋, 并与横缝边缘的钢包角焊接。

为了避免横缝处钢柱的应力集中, 墙板与钢柱脱开。带横缝的抗震墙已在东京新宿区49层的安田火灾海上保险公司大楼等工程使用, 这方法是大成建设提出的。

3. 可挠抗震墙——所谓可挠抗震墙是利用钢梁和抗震墙的柔性连接件的特殊构造达到增加抗震墙延性的目的。连接件有竖向和水平向两种, 这种做法混凝土墙板受力后不产生大的裂缝, 而产生的是较均匀的发丝裂缝。

图1.1.4和图1.1.5是竖向连接件可挠抗震墙的构造和配筋情况。钢筋混凝土预制墙板, 带有埋置在墙板内的钢边框和钢肋板以加强墙板的整体性、连接件与钢梁、墙板采用高强螺栓连接, 图1.1.4中绘有可挠抗震墙、一般抗剪墙和纯框架三者的变形比较曲线。曲线表明, 实体抗震墙破坏早、延性极差, 可挠抗震墙和纯框架均有较好的延性, 但可挠抗震墙抗力比纯框架大

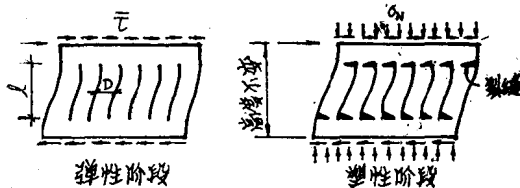


图1.1.2 带缝抗震墙受力状态

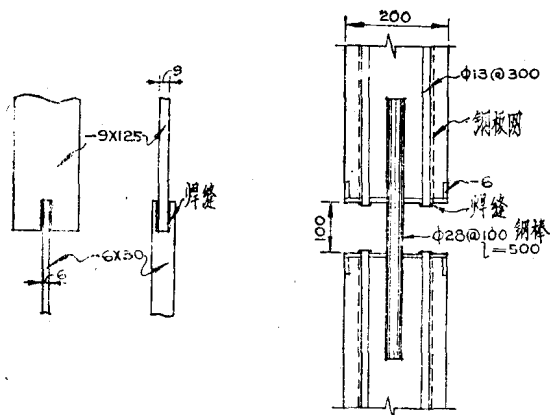
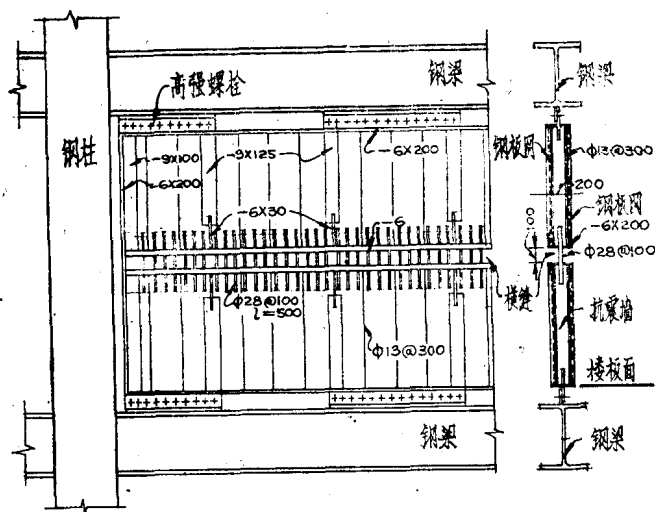


图1.1.3 带横缝抗震墙结构构造

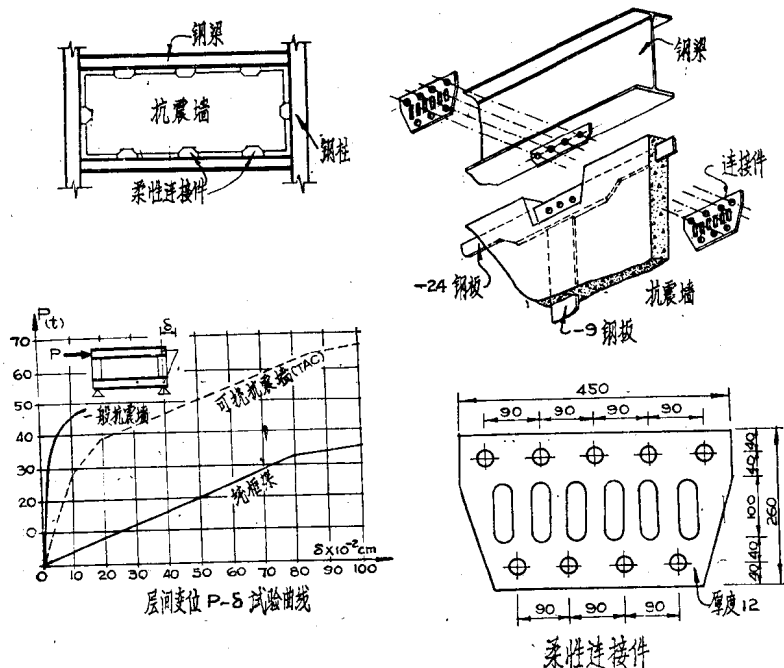


图1.1.4 可挠抗震墙构造连接

得多，在同一水平荷载下位移要小得多。

竖向连接件有四种做法（图1.1.6）。图1.1.7是连接板在剪力作用下孔边肋的受力状况孔边的编号是板孔边肋的屈服顺序。模型试验表明，银在边框内的墙体位移远小于墙板边框（梁与柱）的位移，因而墙体不致产生较大的裂缝。竖向连接件已在二十五层的大阪市广场旅馆等工程中使用。

图1.1.8是水平连接件可挠抗震墙的构造。这是经竖向连接件改进而成的。连接件仅置于混凝土墙板的顶部与钢梁的下翼缘连接，墙板的下边用实体的连接板固定。水平连接板的优点是墙板上不留缺槽，便于制造和施工，同时因梁与连接板间有间隙，在施工过程中，梁柱不断增加的荷重压力不致传递给墙板，使墙板受力复杂。试验表明连

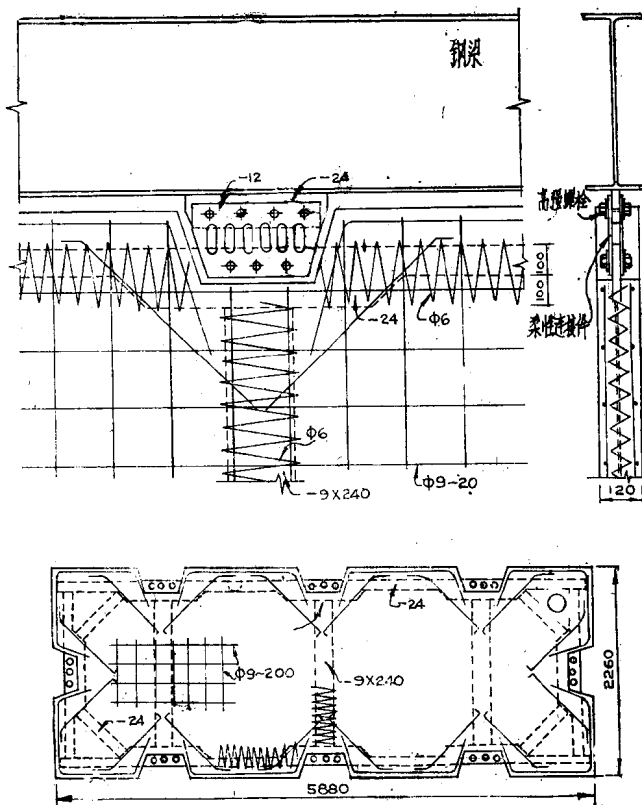


图1.1.5 可挠抗震墙墙板配筋图

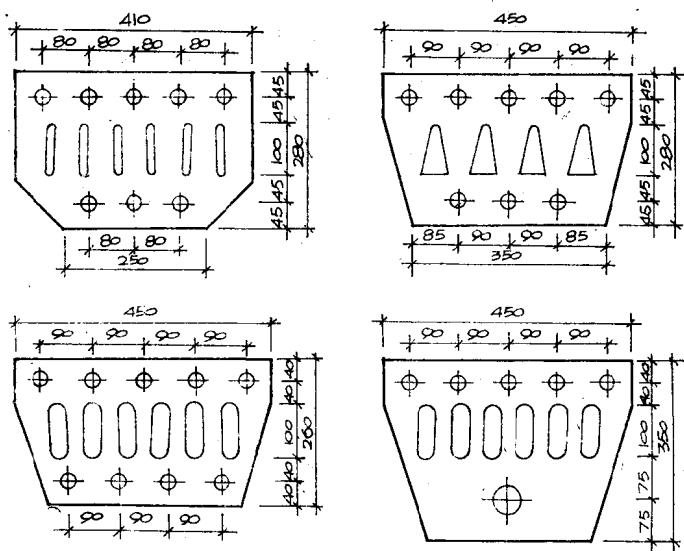


图1.1.6 竖向柔性连接板

(1) 延性与框架相类似，但没有象X型或K型支撑那样，在杆件失稳后发生强度降低的现象。

(2) 腹杆屈服后，支撑边框继续受力，此时，支撑刚度与边框框架极相近。

(3) Y型支撑的理想恢复力曲线可取三线型（图1.1.10）。

(4) 腹杆刚度对支撑刚度有很大的影响，因而在支撑的内力计算中要考虑腹杆及其节点区的剪切变形。

(5) 设计时应尽可能避免腹杆产生过大的剪切变形，因而要加强腹杆的肋板及腹杆与梁的节点板节点区最好做成刚性的。

(6) Y—形支撑的恢复力特性介于K形支撑和框架的恢复力特性之间。因而可以调整Y—形支撑的几何尺寸和截面以达到所要求的恢复力。

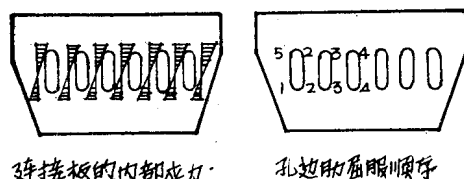


图1.1.7 连接板的应力和屈服状况

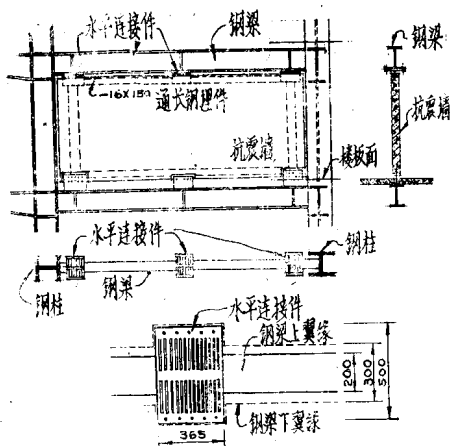


图1.1.8 带水平连接板的可挠抗震墙

接板的厚度应大于16毫米，否则容易产生扭曲。水平连接件可挠抗震墙已在41层的东京新大谷饭店中使用，这方法也是大成建设提出的。

4. Y-形抗震钢支撑——为了使抗震支撑具有较好的延性，采用局部杆件可以产生弯曲变形的Y-形支撑（图1.1.9）。这种支撑可以克服过去X-形和K-形支撑在非弹性区域不稳定的缺点。抗震支撑的杆件布置直接影响结构恢复力的性质。通过模型试验看出Y-形支撑有下列几个特点：

◆ 图1.1.9 Y形抗震支撑

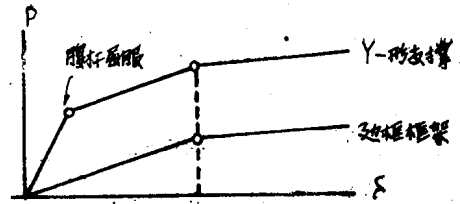
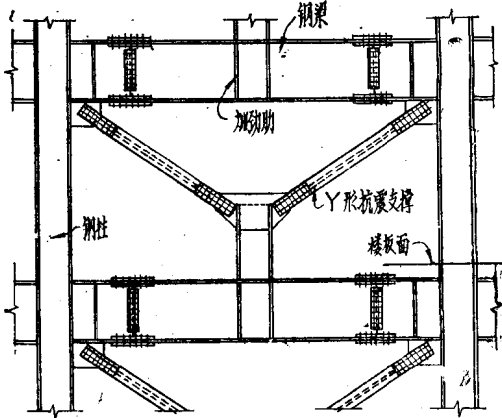


图1.1.10 Y形支撑及其边框框架P-δ曲线

图1.1.11 一般桁架式抗震钢支撑试验滞回曲线 ◆

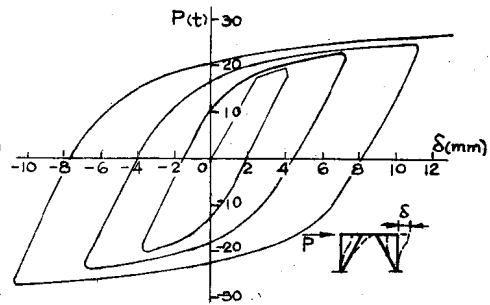
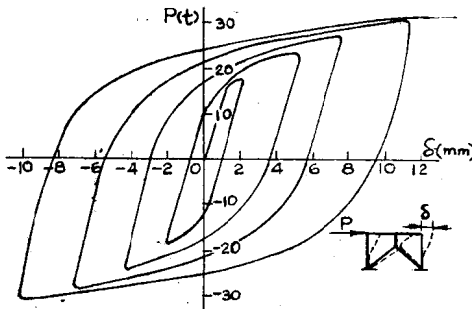
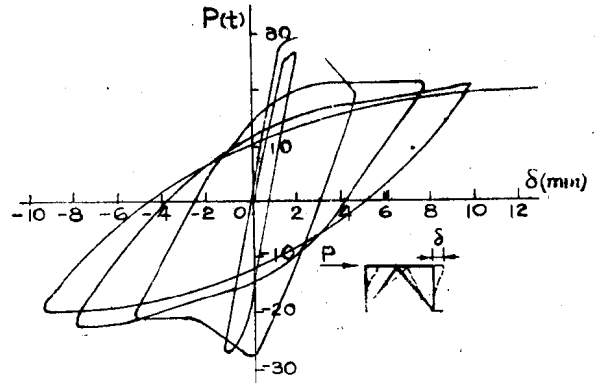


图1.1.12 可挠抗震支撑试验滞回曲线

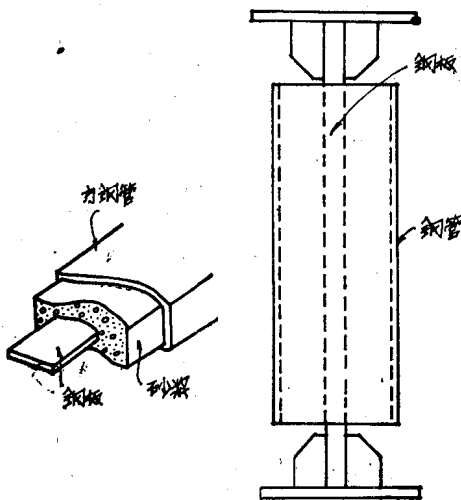


图1.1.13 组合抗震支撑

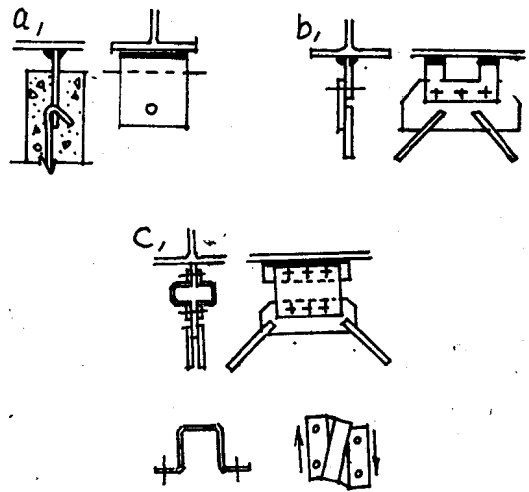


图1.1.14 可挠抗震墙连接件

Y形抗震支撑和其他柔性连接的抗震墙一样，对高层建筑是有广泛的发展前途的。图1.1.11是一般桁架式抗震钢支撑的滞回曲线，图1.1.12是Y形支撑和另一可挠抗震支撑滞回曲线。

5. 纤维泡沫砂浆抗震墙—纤维泡沫砂浆可以做为抗震钢支撑的外围填充料。使用Y形或其它可挠抗震支撑更能发挥此种墙板的材料特性。纤维泡沫砂浆抗震墙的特点是层间变位即使达到 $\frac{1}{50}$ ，墙面仅发生密布的发丝裂缝，不会出现一般混凝土破坏时产生的剥落裂缝，有利于抗震和地震后的修复工作。纤维泡沫砂浆的弹性模量约为一般混凝土的 $\frac{1}{10}$ ，抗压强度也较低，约为20公斤/平方厘米。

6. 带方钢管的组合抗震支撑——为了使抗震支撑杆件在受压屈服前不丧失稳定，提高结构的延性，更好地吸收地震能量，可采用组合抗震支撑（图1.1.13），其方法是在一般钢支撑外面包方钢管，中间填以砂浆，钢管的长度较杆件稍短，这种支撑杆件由于截面和截面惯性矩增大很多，避免了受压失稳现象在反复荷载下即使砂浆产生裂缝，因有方钢管的约束，砂浆不致剥落，用这种杆件组成的支撑是理想的抗震结构。方钢管的截面尺寸可以调节支撑的刚度和强度。

7. 竹中技术研究所曾对几种可挠抗震墙连接件的方案进行试验研究分析。图1.1.14是三种连接件的构造方案。第一种是钢板与钢筋的连接。第二种是板与板的连接，第三种是折板连接件。

计算分析是按边框和墙体两部分，分别计算。边框按挠角挠度法，墙体按有限元法。计算草图（图1.1.15）对一般抗剪墙，边框与墙体的连接为刚性链杆。对可挠抗震墙采用弹性链杆以协调墙体与边框的变形按弹性理论计算。对弹塑性理论分析尚在研究中。

8. 大林组技术研究所对几种新的抗震钢支撑进行的试验研究工作。

在高层建筑中使用抗震钢支撑对抵抗地震力是有效的。一般桁架式钢支撑（图1.1.16）刚度大，但延性差。在强地震力作用下结构进入弹塑性阶段，恢复力差，对抵抗动力的性能不好，构件容易在平面内和平面外产生失稳现象。这种结构形式使用于高层建筑对抗震不利。图1.1.17a是一般桁架式的支撑的动力试验恢复力曲线（滞回曲线）也可以参考图1.1.11的例子，从曲线上可以看到，图形繁乱，弹塑性模量无规律，无法利用对结构进行弹塑性分析，曲线盖括面积小，吸收动力能量差。因此有必要将上述支撑加以改进。提出以下几种方式：（1）在强震作用下拉杆先进行屈服方式。（2）在强震作用下横梁产生弯曲屈服或剪切屈服方式。（3）使用有折线杆件的支撑，使支撑中的一部分杆件产生弯曲屈服或剪切屈服。（4）使支撑杆件和柱、支撑杆件和梁、或支撑杆件和支撑杆件之间的连接节

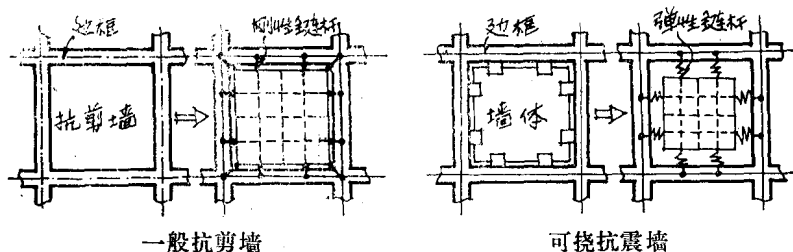


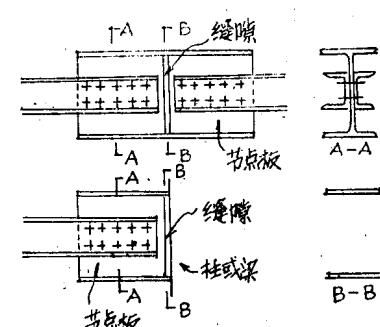
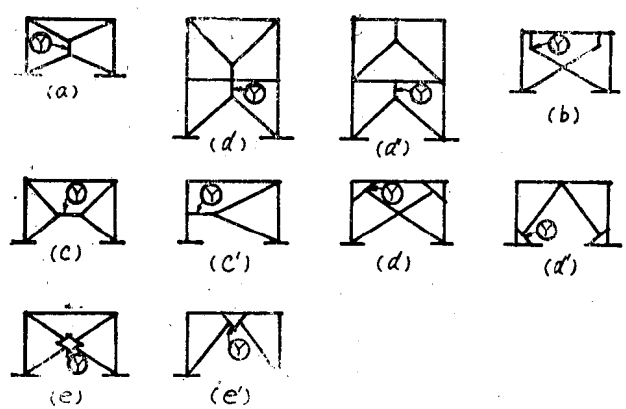
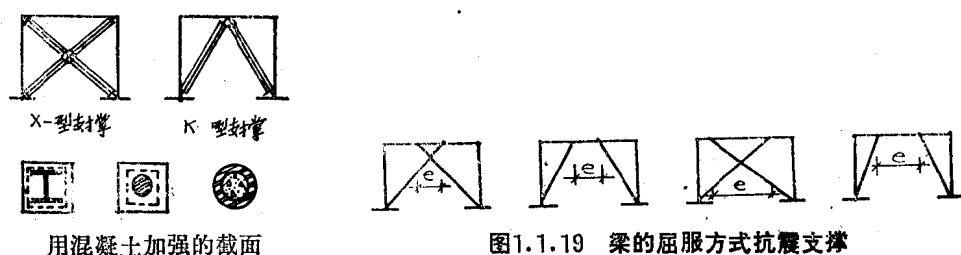
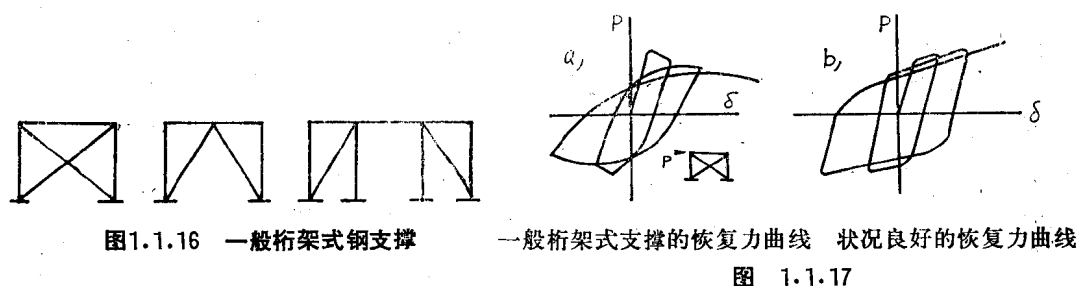
图1.1.15 抗震墙的计算草图

点产生屈服方式。(5)改进支撑杆件的截面以防止杆件压屈失稳的方式。下面介绍几种方式的结构布置。

(1) 拉杆屈服方式——拉杆屈服方式在一般桁架式支撑中加强其受压杆件,使其不在拉杆屈服前先行破坏,一般可用混凝土加强,使受压杆件减小长细比并提高抗压强度。混凝土对拉杆不起作用,因而改善了支撑的动力性能。图1.1.18是X型和K型支撑用混凝土加强的改进方式,加强的方式不限于使用混凝土。

(2) 梁的屈服方式——这种方式是把X-型支撑斜杆的交点上下移动形成的(图1.1.19),但不能使图中的 $e=0$,在强地震作用下斜杆要有足够的强度,使横梁首先产生弯曲或剪切屈服。这样的结构构造在进入塑性阶段它的弹塑性性质非常稳定,其试验恢复曲线较拉杆屈服方式更好(参见图1.1.12)因而延性亦好,变动图中 e 的距离以及各杆件的截面可以调节所要求的结构刚度和延性。

(3) 折线杆件屈服方式——布置支撑的杆件使其在杆件压曲之前一部分杆件受弯或受剪屈服。下图1.1.20提出10种具体做法。(a)和(d)是两种有代表性的做法,其它几种是



在这两种做法的基础上演变出来的。在强地震力作用下腹杆中的直杆或抹角杆件首先达到屈服（图中有(Y)记部分）。整个支撑的塑性变形主要是这些杆件提供的。在这类支撑中还应遵守受压斜杆不得先行破坏的原则来规定截面。

(4) 节点改良方式——改进支撑斜杆和梁、柱或斜杆和斜杆之间的节点的连接方法，以改善结构的抗震性能，有几种可以达到这个方法的目的。i, 利用高强螺栓的摩擦力和螺栓与孔间隙的方法。ii, 利用予应力的方法, iii改进节点板的方法。第i, ii种方法均有实际例子。第iii种方法是在H形钢节点板的腹板上开槽的办法。缝对受拉受压杆件均能起作用。这样构造的节点板与杆件连接就能起到改善整个支撑动力性能的作用(图1.1.21)

(二) 装 配 式 壁 板 建 筑

装配式壁板建筑, 具有工业化生产, 节约劳动力, 缩短工期等优点。日本从1956年开始建二层住宅, 1960年开始建四层住宅, 1965年以后, 开始企业化生产。现在大量建造的为五层, 二层的则用轻质钢筋混凝土。日本现行规范规定允许用装配式壁板建造五层房屋。日本的壁板建筑, 用钢量很大, 但有些试验研究成果可供我们参考。

壁板建筑的最重要部位是壁板构件间的联结接头。日本现在竖缝一般用湿接头, 水平缝则用干接头。所谓湿接头是在现场后浇混凝土或砂浆, 利用其强度将构件联结起来。仅仅是为了埋设钢筋而浇注的混凝土或砂浆不叫做湿接头。所谓干接头是将钢筋混凝土构件内的预埋件在现场焊接, 然后填充混凝土或砂浆, 这种后填的混凝土或砂浆不考虑起联结作用。但实际上, 壁板水平面由压应力产生的摩擦力是相当可观的。对壁板的竖缝和水平缝都做过试验。为了加强壁板间竖缝的联结, 在板的侧边设键, 键的深度(t)与高度(h)的比例一般取1:5。根据试验, $h/t > 5$ 时, 键受压破坏, $h/t < 5$ 时, 键被剪断。

为了检验装配式壁板建筑的抗震安全度, 日本对二层、五层住宅, 都做过实物试验。对高层壁板, 也做了一些试验, 现分别介绍于后。

1. 二层住宅 二层住宅, 一般采用轻质钢筋混凝土壁板, 独户式。(图1.2.1)是过去曾做过的一个二层住宅的试验结果。

最近, 对一种新的二层轻质钢筋混凝土壁板(型号为C35-A), 做了一片横墙的足尺试验, 并将试验结果用日本“工业化住宅认定制度”规定的S值加以衡量。这种二层壁板的节

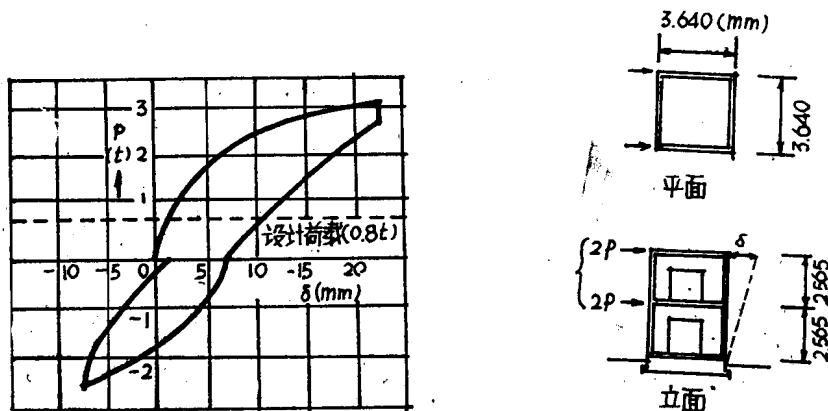
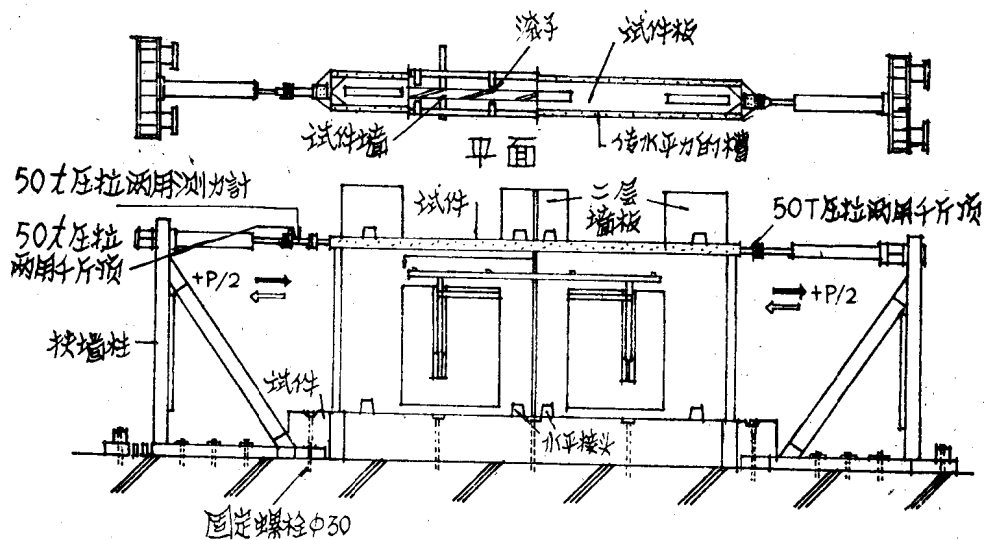
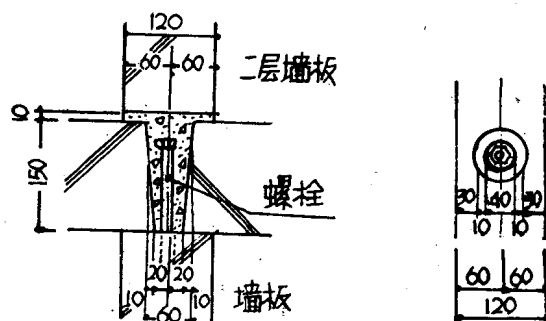
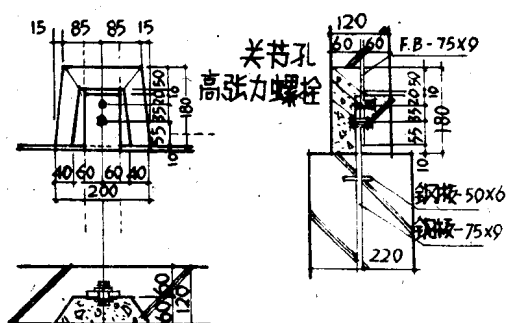
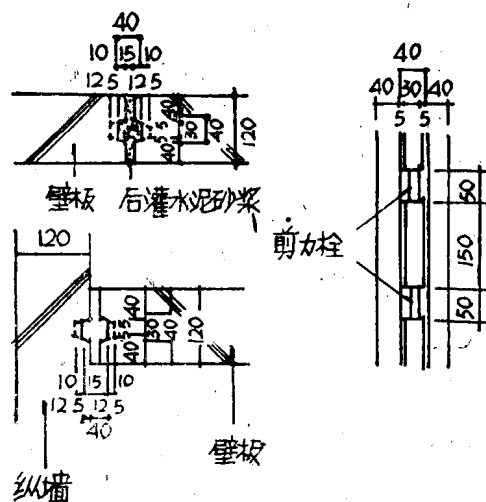
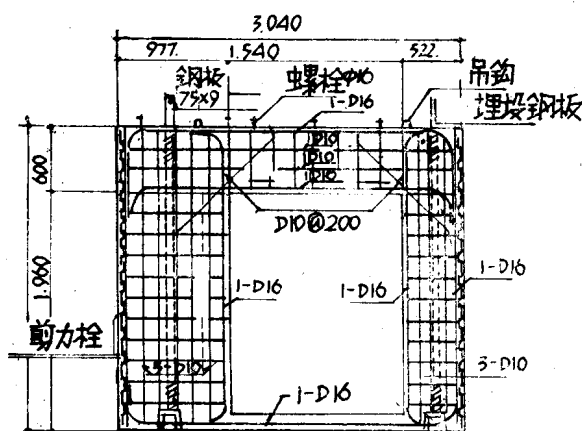
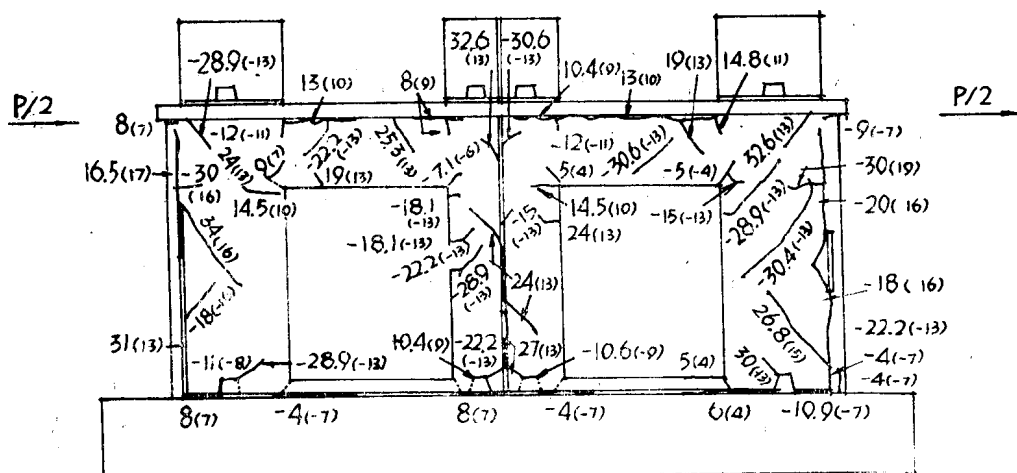
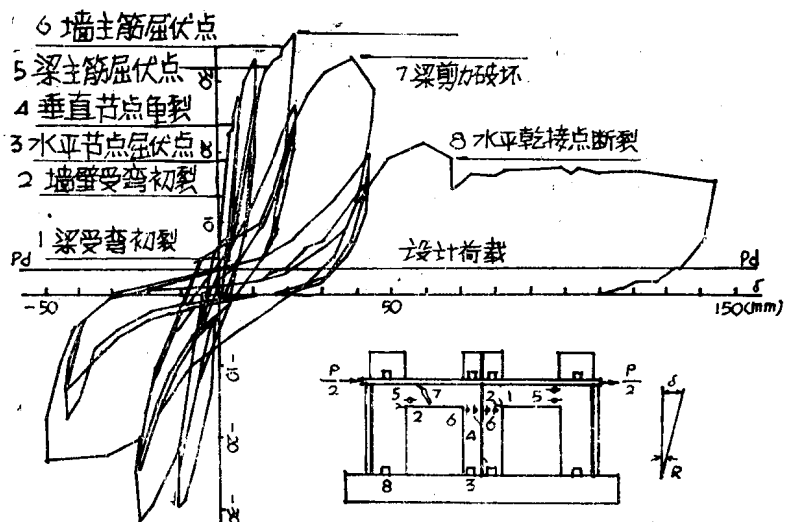
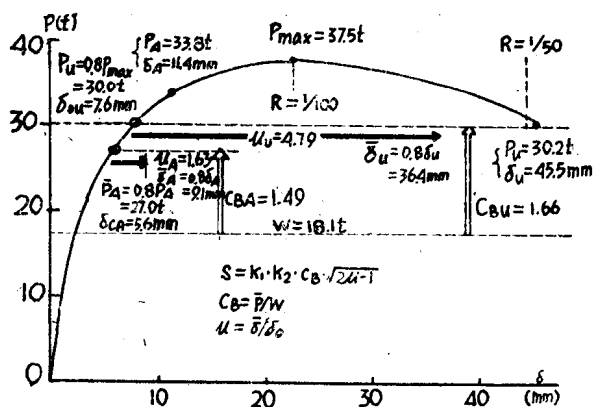


图1.2.1 P— δ 曲线





点与我国的有些做法类似,用S值评定,也是日本近年来才采用的方法。这种住宅,上下层两块壁板在水平缝位置用予埋钢板现场高强螺栓连接,每块板有二处连接,即所谓干接头做法。竖缝为湿接头,板侧不伸出钢筋,缝内也不加钢筋,靠后灌的砂浆连成整体。壁板板侧留有通长凹槽,并每隔15厘米设键,键高5厘米,深1厘米图1.2.2~图1.2.5。予制楼板的板缝与横墙的竖缝错开,以增加对墙体的约束力。试件是取一道横



墙的底层部分,由二块带门洞的内墙板(每块的宽高尺寸均为3.04米×2.56米)和二小段外纵墙(外纵墙取60厘米长)组成。内墙板厚12厘米,沿板的四周和门洞四边均置主筋1φ16,中间钢筋为φ10每20厘米,含钢率0.3%。加力方法为在板顶两端各用1个50吨压拉两用千斤顶,同时在水平方向反复加荷(图1.2.6)。结构重量为18.1吨,设计地震力为3.62吨($k=0.2$)。试验结果是:墙体顶端倾角1/100时,壁板内主筋屈服,达到最大承载力34.5吨,为设计荷载的9倍(图1.2.7—图1.2.9)。从试验看出,水平缝联结钢板屈服及螺栓滑动对最大承载力不起决定作用。外墙板与横墙共同作用,提高了承载力。各个部位发生裂缝、屈服及破坏时的荷载和位移见表1.1.1。

表1.1.1 各部位裂缝、屈服及破坏时的荷载和位移

	荷载P吨 ($\frac{P}{P_{设}}$)		位移δmm ($R \times 10^{-3}$)	
梁出现弯曲裂缝	5.0	(1.4)	0.44	(0.19)
壁板出现弯曲裂缝	16.3	(4.5)	2.79	(1.22)
水平缝钢板屈服	19.4	(5.4)	3.63	(1.60)
垂直缝槽齿开裂	24	(6.6)	4.45	(1.96)
梁主筋屈服	33.8	(9.3)	10.7	(4.72)
结构损害状态A	29.3	(8.1)	11.4	(5.02)
最大强度(柱主筋屈服)	34.5	(9.5)	22.8	(10.0)
梁剪切破坏	33.7	(9.3)	39.3	(17.3)
极限状态U	26.8	(7.4)	47.8	(21.1)
水平缝螺栓破坏			65	(28.6)

日本“工业化住宅认定制度”规定抗震性能系数 S ,

$$S = K_1 \cdot K_2 \cdot C_B \cdot \sqrt{2\mu - 1}$$

式中: K_1 : 壁板平立面布置不均匀系数, 0.7—1.0

K_2 : 楼板、屋顶平面水平刚度影响系数, 0.7—1.0

C_B : 强度系数

μ : 延伸系数

W : 试件负担的全部重量

对 S 值的要求

(1) 状态A 结构损伤(结构残留裂缝0.5^{mm}) $S \geq 0.4$

(2) 状态U 极限状态 ($R=1/50$) $S \geq 0.6$

本试验取 $K_1=0.9$, $K_2=1.0$, $W=18.1^t$ (设计), 将包络图计算数字代入

(1) 状态A 当顶端转角 $R=1/200$, 第二循环卸荷后, 水平节点附近残留剪切裂缝0.5^{mm}, 进入状态A

$C_B=0.8 \times 33.8/18.1=1.49$ (系数0.8是因为第二、三次循环, P 值降低)

$$\mu=0.8 \times 11.4/5.6=1.63$$

$$S=0.9 \times 1.0 \times 1.49 \sqrt{2 \times 1.63 - 1} = 2.02 > 0.4$$

(2) 状态U 顶端转角 $R=1/50$, 承载力为最大值(37.5吨)的80%, 进入极限状态

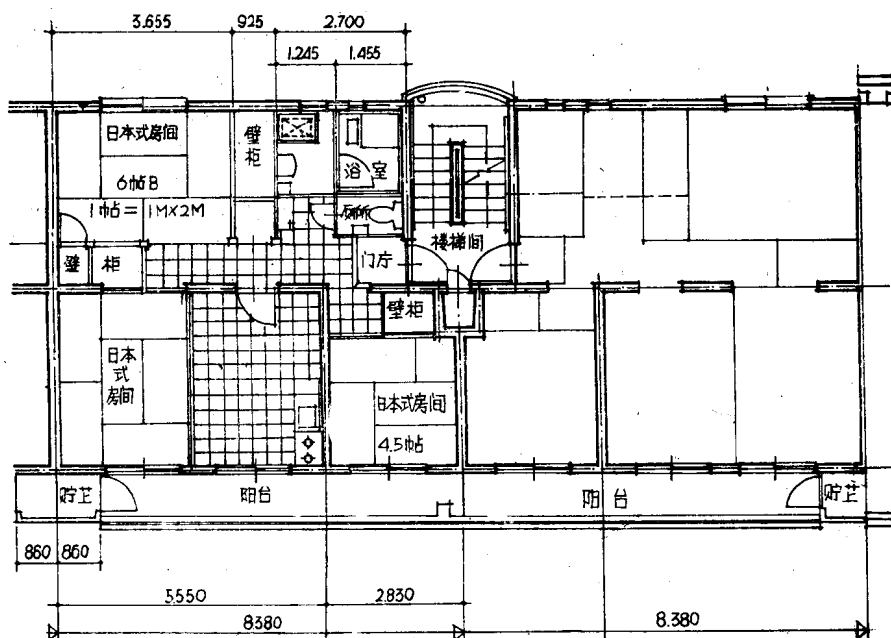


图1.2.10 TOP-A-3型通用住宅平面图

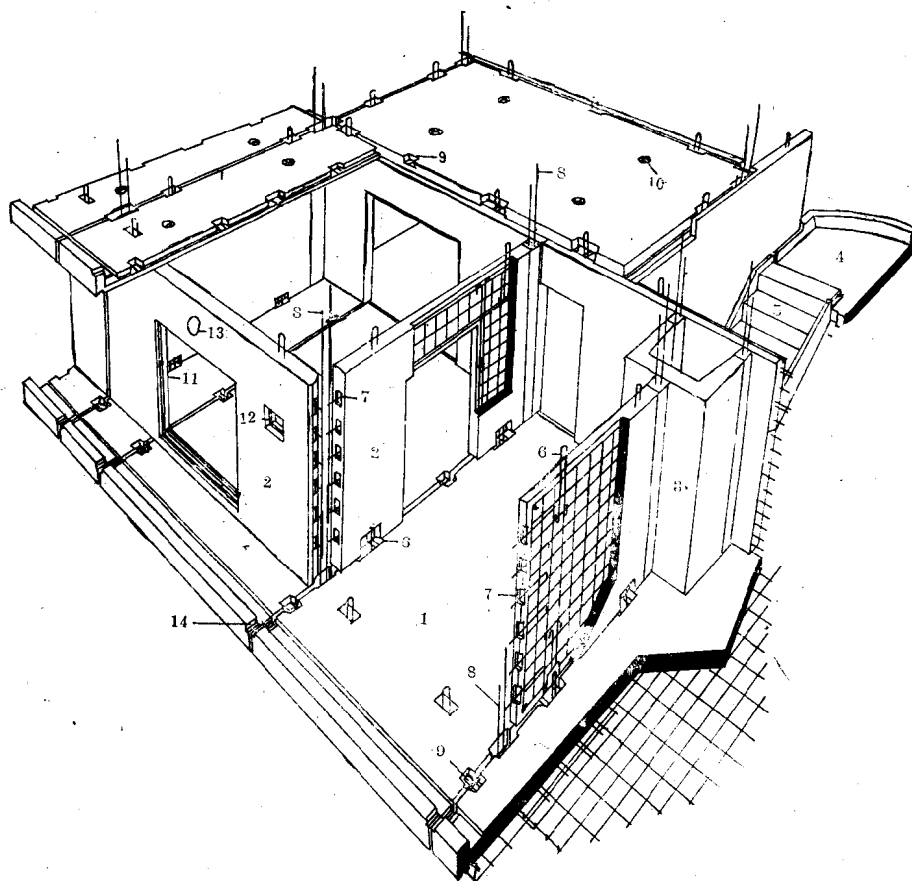


图1.2.11 TOP-A-3型通用住宅剖视图