

钢筋混凝土结构 计算规范·暨解释

1 9 7 5

下 册

日本建筑学会

鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説

昭和46年5月20日 第1版第1刷 発行 定价 3200円

昭和50年8月20日 第2版第1刷 発行

編 集 社団法人 日本 建築 学会
著 作 人

印 刷 所 株式会社 技 報 堂

发 行 所 社団法人 日本 建築 学会

104東京都中央区銀座3-2-19

电 话 ・ (03) 535 - 6511

郵便振替口座・東京8-17187

(C)1975

发 売 所 丸 善 株 式 会 社

印 刷 单 位

鞍 钢 报 社

西暦 4.62

附录 1 钢筋混凝土结构物的抗震对策

鉴于1968年十胜冲地震的受害

序

为使钢筋混凝土结构物抗震而采取措施是从关东震害后开始的，其后又经过数次地震的考验而总结为现在的〔建筑基准法暨实施令〕，以及日本建筑学会的〔结构计算标准法〕，但对其中采用的一些数字和公式所依据的背景却很少加以说明，日本建筑学会有鉴于此，所以在1966年发表了〔抗震建筑结构要项〕，它叙述了抗震注意事项，并拟予以推广。但是，正如它在序言中所说，其内容仍未超出以前的建筑基准法和日本建筑学会标准的范围之外，且仅限于对抗震结构的一般方法进行了说明，而这种说明还是不够充分的。

另外，随着超高层建筑物的普及因而发展了动力分析法和结构抗震性能的研究，所以现在的抗震设计除传统的纯属定性事项之外，尽可能地不断增加定量方面的内容。

在1968年5月16日十胜冲发生地震时，钢筋混凝土结构所遭受的震害包括微小裂缝在内仅占全部钢筋混凝土结构的10%。过去一直认为在几十年或更长的时间才发生的一次大地震时钢筋混凝土结构产生些较小裂缝，在设计上是予想到的事，对地震后受灾物之承载能力不产生不安全的现象仍可以继续使用的建筑物应该说是经济而合理的。

所幸这次震害没有发生由于钢筋混凝土结构物的倒塌而死人的现象，但震害中不仅有些柱的钢筋弯曲露出，还有些柱子被压坏而不能继续使用，因此使人们相应的感到钢筋混凝土结构物也是可能危及生命的和不够安全的，所以使人担心今后推广这种结构会受到影响。

本会为了清除这种不愉快不安全的感而分析了其原因，同时为了弥补标准上的缺点而正在研究，但真正得到解决估计还需要一段时间。所以现在只有根据迄今为止已经判明的研究成果和震害调查而发表了一些钢筋混凝土结构物抗震措施的概要，仅仅这些就足够作为受震害钢筋混凝土结构修复和修理的依据了，同时还可作为将来对这种建筑物安全度改进的依据。

并且，今后计划继续进行研究并逐步整理资料并将继续予以详细发表，用它对本报告的相应部分加以补充和修订。

1、关于结构

1.1、前言

地震时地面运动虽由于地基软硬的不同而其性质也有所差异，简单说即自振周期短的结构物会产生大的反应加速度，假如短周期结构物完全处于弹性阶段其反应加速度是地面加

(1) 转载自“建筑杂志”昭和44年1月85~88页。结构标准委员会(委员长：久田俊彦)，材料施工委员会(委员长：西忠雄)，钢筋混凝土结构震害对策特别委员会(主审：梅村魁)

速度的3倍到4倍，这在地震时的实际观测中经常见到。

推定大地震时的地表震度为0.2以上，亦即加速度为0.2g以上，所以短周期结构物的弹性反应加速度即或考虑了地基的影响也有明显超出设计规定的震度的可能。

就此而言，建筑物若能抵抗大地震就必须具备下列两条中之一条或是两者之组合，即：

(i) 具有对设计震度足够的多余强度，

(ii) 使结构各部发生屈服的震力(反应加速度)不超过某一数值之上并且在屈服后仍具有足够的粘结以抵抗由此产生之变形。

因此，对结构物的性能来说如其粘结性好则其设计震度即高，结构设计者是熟知此事的。

进一步来看，地震时就钢筋混凝土结构而言，其受震害的原因是承受地震所产生的力和变形以及相应的由于地基变形而产生的基础不均匀下沉导致的i) 强度不够，ii) 粘结不足。

建筑物在一定程度上若能确保相当的水平方向的强度则在地震时即或构件出现了屈服也不会发生急剧增加的变形。另外为了使这种变形在建筑物破坏之前就停止，这就要在屈服后有足够的粘结性能。

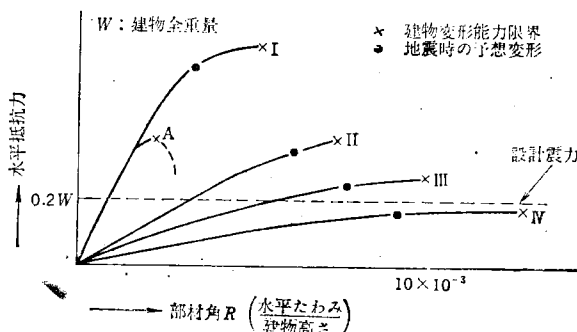
为了确保上述水平强度，在决定建筑的设计震度时，其定量的最低标准定为0.2，震度超过0.2时的抗震力的粘结问题目前只有定性的说明及间接的构造规定。也就是要求骨架均匀，柱上下端箍筋间距加密等都是〔抗震建筑结构要项〕。

另外、根据最近的实物试验和模型试验指出剪切破坏多是由于粘结力不足所致，特别要指出的是这次震害中的剪切破坏主要在厂房横向表现最为显著。

1.2、现在所设计的钢筋混凝土建筑物的抗震性能

遵照现行规范的设计震度为0.2所设计的建筑物，其最终强度和变形也是各式各样的，其破坏形态也很复杂，简化之后，其分类如付图1.1所示。

付图1.1是经过完整设计的建筑物的水平抵抗能力和水平位移(以构件角表示)关系曲线，(图中符号×为经过完整设计的建筑物的变形界限，符号·表示地震时予想变形)，对于超高层以外的一般建筑物，只要材质，强度能够保证，同时结构各处的允许应力都超过设计应力则其水平抗力必然是在0.2W以上。



付图1.1 建筑物的强度和韧性

附图1.1译注：

× 建物变形能力界限(建筑物抗变形能力极限) · 地震时的予想变形(地震时予想变形)，部材角(构件角)，たわみ(位移) 建物高さ(建筑物的高度)

(2) 根据地方不同要事先考虑降低值，如在东北地方其震度则为 $0.2 \times 0.9 = 0.18$

付图1.1中的

I形：墙壁多而刚度大的建筑物。

这种建筑物由于它是抗震壁相当多的建筑物，所以可不拘泥于设计震度，其真正的最终抗震能力可想而知是相当高的，即或墙壁出现些微小的剪切裂缝也绝不致于达到破坏的地步。

II形：虽然有些墙壁但仍属刚度高的框架式结构。

带有墙壁的建筑物其抗震墙是可能遭到破坏的，但若对梁，柱的韧性充分注意，骨架应该说安全的。框架结构虽然会出现弯曲和剪切裂缝但有抵抗变形的能力，只要梁，柱和接头处能充分防止剪切破坏，是不至于出现屈服的。

III形：无墙壁的纯框架结构，

该种建筑物的构件能引起弯曲屈服从而产生较大的塑性变形，但只要有充分的韧性是不会发生全面破坏的。但是，当刚度过小时其最终变形有可能超过骨架的抵抗变形能力。

IV形：超高层建筑物即或水平抵抗力在 $0.2W$ 以下也是安全的。

根据付图1.1可以看到由于各种原因使建筑物抵抗变形的能力界限（ $\times$ 号）降低而地震时其变形又超过了此抵抗变形能力时就会产生破坏，例如即是像I形较硬的建筑物当其变形能力界限处于比 $\cdot$ 号低的A点时，即使其抗振能力较设计震力高也要遭破坏了。

混凝土产生微小的弯曲裂缝，剪切裂缝是在建筑物抵抗变形能力界限之先很早就会出现

1.3 关于十胜冲地震时钢筋混凝土建筑物的震害原因和抗震措施。

首先对上面1.2项所述的结构类别的震害情况叙述如下：

i) I形墙壁多的结构物几乎没有发生震害，因为它好像壁式结构一样，纵横向都有墙壁，壁量占10多个 cm/m^2 的结构物完整得几乎没有剪切裂缝。

ii) II形是有些墙壁的框架结构，由于壁量的多少而遭受震害程度是不同的，当墙壁比较多的情况如3层到4层建筑物壁厚15cm，壁量为 $5\text{cm}/\text{m}^2$ 且配置合适的情况下，有的壁上虽然发生了颇多的剪切裂缝，但并未导致至框架破坏的例子。

另外，对震害区的大多数3层到4层的学校建筑作了重点调查，一层的壁率（柱断面除外单方向壁的水平断面/1层楼板面积）在 $100\text{cm}^2/\text{m}^2$ 以上的无震害，而壁率为 $50\text{cm}^2/\text{m}^2$ 左右时虽然也有无震害的情况，但它们的壁柱率（柱断面积 + 单方向墙壁水平断面/1层楼板面积）多在 $200\text{cm}^2/\text{m}^2$ 以上。

还有就是当壁量较少时，发生了数起墙壁遭到严重破坏，框架柱产生了较大的剪切裂缝，柱内受力主筋也发生了屈服变形。

iii) III型纯框架结构，无论柱被压坏而倒塌或者并未有倒塌的都包括在内，有数起其柱脚、柱顶处受力主筋以里直至核心部分的混凝土遭到了破坏而脱落，特别是将仅有的墙壁偏心配置时能发生平面扭曲者比较多。

iv) 在这次震害还没有属于超高层建筑的IV形

下面就现在所能考虑到的原因总括起来列举如下：

i) 混凝土的平均强度大部低于设计标准强度。

ii) 混凝土的浇灌，配筋方法不良。

- iii) 基础的不均匀下沉。
- iv) 柱的抗剪强度和韧性不足。
- v) 对于隅角柱的双向受力考虑不足。
- vi) 对扭曲考虑不足。
- vii) 对屋顶突出部分(烟囱, 屋顶小屋, 塔架)所作用的地震力估算过小。
- viii) 连接处或伸缩缝的设计, 施工不良。
- ix) 地震的振动性质。

上述 i), ii) 两项只要认真遵照现行规范和节点构造的要求就可以避免, 关于这一点请遵照下述的“2、材料、施工”, 关于保证混凝土的设计标准强度希望对其使用材料的材质, 施工水平等取较高值。很好搅拌而浇灌密实的混凝土对于提高钢筋混凝土构件的韧性是很有效的, 所以当设计制作构件时应采用塌落度小并尽可能搞制均匀密实的混凝土, 故对构件尺寸, 钢筋间距, 保护层厚度, 作明确规定是非常必要的。

iii) 项为由于基础不均匀下沉而产生的震害, 本次地震该种现象还比较少见, 但是, 关于不均匀下沉的问题, 常常是必须注意的。

iv) 项所述由于柱的抗剪强度, 韧性不够而遭的破坏, 这次这种现象是比较多的。关于这个问题, 有必要提出几点注意事项如下:

(a) 不要使柱的剪切应力值过大。

为了达到上述目的积极利用抗震墙或加大柱断面, 或是减少一根柱所承担的楼板面积, 可使柱的抗剪应力值尽量减小以避免剪切裂缝, 这样设计在大地震时有可能达到安全可靠的目的。

另外, 关于抗弯钢筋量的配置应该适当, 应使柱的剪力小于柱头、柱脚受弯屈服后所产生的剪力, 这样考虑是比较好的。因此要避免使抗弯钢筋量过大, 即在柱头, 柱脚受弯屈服后的情况下使其对应的最大剪力不要过大, 这是可以采用的设计方法之一。

(b) 垂壁, 腰壁应考虑在结构计算之内。

本次震害中比较显著的现象, 就是当柱子和垂壁, 腰壁等浇灌在一起时, 柱的净高减小了, 相应的柱的刚度显著提高, 剪力也就很容易集中。又因为剪切破坏很容易变成脆性破坏, 而部分柱子的破坏会导至其余柱子的应力集中, 这就必然造成建筑物的正体的破坏。

这就要求必须把垂壁, 腰壁等作为结构物的一部分将其计算在刚度之内, 必须根据这种计算所得应力选用安全的截面。还有边墙和壁柱等理所当然的应该承担剪力, 因此在应力计算时应该考虑进去, 这些问题对基础的影响也必需予以充分的注意。

(c) 增加抗剪钢筋量并采取有效处置。

在实际应力超过根据设计震度所确定的应力的情况下为了不使柱子出现剪切破坏, 在缩短箍筋间距及增加箍筋量的同时, 对箍筋的合理处置也是很必要的。因此, 箍筋端部必需弯成 135° 以上的弯钩, 也可以采用端部焊接为封闭形箍筋和螺旋钢筋, 或是当柱内受力主筋数量在一侧多放时同时设置附加钢箍, 或是由于将主筋直径加粗而减少根数使箍筋起到应有的作用, 总之, 可根据具体情况来采取相应的有效措施。是完全必要的。

已如上述只是为了使柱不出现剪切破坏而保证剪应力强度, 才采用柱头, 柱脚弯曲屈服情况下的剪力, 作为柱的最大剪力, 因此, 对这种剪力给以充分的补强也是一种有效的

方法。在这种情况下所谓柱的屈服强度就是在考虑竖向力的基础上用柱断面的极限强度式求算。据此就可算出剪力，另外，剪力钢筋量最好也用极限强度式求算。这时得的抗剪钢筋量要偏于安全，这都是在评价和应用极限强度式时应当予以注意的。

还需对这次没有发现受害的小跨度梁的剪切问题给予足够的重视。

v) 隅角柱的震害是最常见的。在平常设计中考虑地震时，为了方便常把地震力分为两个方向来分别予以计算，但实际上柱是同时承受双向应力的。特别是隅角柱在双向同时受弯，同时受剪之外，还要额外计算地震时由两个方向同时传来的竖向力，所以若按通常的单方向的计算角柱的应力和决定断面是可能发生危险的。特别是在上层都有抗震壁的框架的下层柱在地震时竖向力的影响很大。所以隅角柱的设计必需充分考虑其垂直相交的双向框架的应力。

vi) 关于扭曲问题，必需明确认识到对楼梯间，抗震壁的配置应尽量均等匀称，

通常的结构计算中常常忽视非结构构件的混凝土壁这也是造成扭曲的原因。另外，对楼梯间的计算为了方便常常分离出来单独考虑，而在构造上用伸缩缝隔开，但施工时常常没有隔开而实际上仍为正体作用，这也完全可能成为扭曲的原因。和上面已经说过的腰壁等一样，关于骨架的结构计算方案决不能轻率决定，以免因此而造成危害和遭到非议。

还有，关于构件的扭曲应力也应根据不同情况予以研究，和壁梁一样，当用与柱的尺寸比较尺寸相对小的梁时，必需设法不使梁和柱的偏心过大，在势不可免时，应认真研究由于偏心所产生的扭曲。

vii) 由于屋面突出部分的大变形而产生的震害在灾区是经常见到的现象，为此应该根据其不同形状有必要大幅度地增大其现行震度，其次，对沿高度方向刚度急剧变化的结构应在动力分析的基础上必须变化其设计震度。

viii) 续建接头处和安全梯等地方有数处遭到震害，甚至还有倒塌的，这些对振动来说比较复杂的现象是可以预见到的，所以深切希望能与原有建筑物牢固的连接起来。另外，对伸缩缝应该事先估计到地震时的变形而留有充分的空隙，但要考虑如密接在一起时尽可能将由于冲突而遭之震害限于局部的有效措施。

ix) 关于地面的振动，从八户市以及其它距震中距离相同的地区地面振动的最大加速度大概是200gal（震度0.2），其周期特性根据八户港的强震计记录为连续的超过0.2至1.0秒之间的波。但是，在地基比较好的地方的振动如广尾的记录来看多为超越0.2~0.25秒的波。

总之，在0.2~0.4秒的短周期的波中有不少大者在较长时间反复的继续着。这种长时间继续的点与过去日本和美国所遇到的地面振动相比有显著的不同，因为我国对外侧地震带的大地震强震记录的测定才仅仅开始，所以说出现这种现象可能是必然的。

总而言之，这很可能对已遭震害的钢筋混凝土结构，更加重遭受破坏，对特殊的钢筋混凝土结构的工作尤为不利。

上述诸原因多少重复了开始时讲过的全部受害中产生的现象。设计上应该留意到有全地下室的建筑物受害甚少。故在设计施工时对无地下室，有部分地下室及平面，立面不规则的建筑物要求特别慎重。

有必要关注建筑物的玻璃，装修材料，附属物等由于震动而破坏或脱落等问题。

其他有关结构上的一般注意事项可参照日本建筑学会“抗震建筑结构要项”。

2. 关于材料和施工

据分析在这次受害的建筑物中有些是由于材料及施工方面有各种缺陷造成的。也可认为这些也是带来这次受害的原因之一。

以下将对产生此类缺陷之原因及为了避免此类缺陷今后需采取那些必要的对策加以概述。

2.1、缺陷及其原因

i) 关于混凝土工程方面的缺陷

a) 有些混凝土的平均强度比设计标准强度低很多。考虑其原因为骨料质量不佳及对其措施不完善,在现场搅拌混凝土时实际用的混凝土配合比未按照设计配合比进行。

b) 由于混凝土浇捣不良使柱中部分混凝土不均匀,特别是柱脚及柱与梁联接处附近的较大蜂窝使构件截面削弱。

c) 由于施工缺陷而引起的上下层间的混凝土浇注联接处不良并有蜂窝,特别是屋面板与屋顶突出部份(烟囱阁楼等)间浇注联接部不良。

ii) 钢筋施工方面缺陷

a) 梁中钢筋锚固部分配筋不良及锚固长度不够。

b) 柱筋位置不正确,不直。

c) 箍筋位置不正确,箍筋末端弯钩角度不够(由于加工及配筋不当使末端弯钩之角度未达 135° 以上)。

这些缺陷也是柱与梁结合处,柱及柱脚部分产生破坏的原因之一。

上述缺陷是一般施工现场常见到的,并不是这次受害建筑物仅有的。但是总结这次受害的经验是若对包括基础在内的结构规划,结构计算等考虑欠周,又与多种施工缺陷积累在一起时,则各种小缺陷的重复可构成不可能由于其中一个缺陷而引起这样想象不到的大的震害,因此,必须认识到要在对现实的建筑工地具有的施工精度及其他技术水平十分了解的基础上进行结构设计,结构计算及编制施工计划。

2.2 今后对策

参考本次受害情况,略述为了今后不再产生此类受害需要的各种对策。所谓对策也仅是常识性的,原则上应按现行的JASS 5 钢筋混凝土工程标准说明书的规定如实施工。因此,在设计及施工阶段必需注意下述事项。

i) 设计者需对各地方的实际情况,如所使用的材料性质,混凝土施工时期的气候条件、施工人员的技术水平等实际情况了解清楚,在充分考虑这些条件的基础上进行设计,制订说明书。制定工程管理的方法时也要考虑这些条件。

ii) 在钢筋混凝土工程中,特别重要的是构件尺寸,配筋正确及对规定的混凝土强度浇捣密实均匀。因此,在设计时需考虑上述现场实际情况合理地确定混凝土的设计标准强度,必要时可搅拌较高强度的混凝土。相反,当现场施工技术水平不高时最好在结构计算时采用较低值的设计标准强度才能较为安全。

iii) 工程管理人员和施工人员对由设计方面提出的施工问题互相详细研究是必要的。例如对极重要部分的设计图不完全,配筋图由于配筋过密而使混凝土不易浇到,在重要部分有设备管道穿过从而对抗震有影响等;在此情况下工程管理人员及设计人员双方要共同研究并

采取适当的改进方法。

iv) 施工过程中必须有对钢筋混凝土工程有专门知识和经验的技术人员经常在现场。尤其在现场浇注混凝土时更为必要。此外, 正确讲述混凝土技术, 培养混凝土专业技术人员, 提高钢筋工, 混凝土工的技术水平等也是必要的措施。

就上各项措施来讲, 若是缺少每个技术人员对正确执行技术的热情, 再好的措施也将无用。因此, 要在每个阶段设负责人来加强, 即必需根据各工种的业务范围确定其应负的责任。

3. 结束语

以上的1、2章是根据十胜冲地震时钢筋混凝土建筑物受害的原因, 从建筑物的结构, 材料, 施工等方面阐述了以后的措施。受害建筑物中最明显的是由于柱被压坏而造成的不能使用状态。这些建筑物所以产生上述震害是由第1、2章中所述之各种原因造成的, 但最根本的原因是柱的根数及墙与地板面积之比较小的建筑物中柱的混凝土强度明显不足所致, 并认为若能保证混凝土强度则不致颓毁。混凝土不能达到预期强度的原因虽有东北、北海道地方的气候和材料等特殊情况, 但也有在管理混凝土施工方面必需改善之点。在第2章中对此进行了考查。

在钢筋混凝土结构中将混凝土浇注密实是最必要的。

其次明显看到的震害是在未完全破坏的短柱上含有大的x形裂缝, 钢筋露出。此处所谓短柱是指其上下与垂墙腰墙相联接, 柱的净高可认为与窗框相同的柱。

特别是沿垂直于跨度方向的柱的净尺寸有各种差别的建筑物受害最明显, 这种建筑物的受害用从来惯用的静的震度设计法来说明是很难的。从短柱开始依次发展的剪切裂缝, 在地震主震后仍要承受百次以上的大振幅的反复振动。因此会失去承载能力。各种尺寸的柱有个个被击破的迹象。

即或在柱上有x裂缝并露出钢筋, 但支持柱的基础下沉却意外的少见, 故多数可修复。

由于此类建筑物受害甚少, 故确定在何种建筑中会引起何种受害是很困难的, 但是对这类建筑物的健全设计至少要考虑垂墙, 腰墙, 边墙等在结构计算时对刚度的影响, 尤其要利用把柱的塑性, 动力的反应等考虑进去的现代超高层建筑物设计时采用的方法。需要再明确的是即或对低层建筑物也要用相当高水平的设计技术。

现在这类方法在无研究结果前要避免对柱用大量细筋作主筋, 可用粗筋, 箍筋要仔细缠好。考虑充分有效地利用增设有抗震墙作用的钢筋混凝土墙更好。

还可见到从建筑物突出的塔状结构物的受害, 以前是认为这类结构物是能够承受以上的震度的。有必要在今后通过动力的研究确定其抗震程度。

此外, 为增强建筑物的抗震性, 根据一般原则需使平面, 立面, 刚度均等, 对这样的建筑物用过去的标准法的方法大体上是安全的, 但对公共性强的建筑物或复杂的结构物要逐渐向动力的研究方向发展。

总之, 这次受害正如1、2章中反复说明的那样是由若干原因同时出现所致。由于钢筋混凝土结构物大部分为在现场生产的结构物, 故今后要在慎重的设计施工同时需要早日进行针对这次钢筋混凝土建筑物受害破坏情况进行基本的实验及理论研究。

附录 2 结构计算例题 1

I 前 言

1. 本计算例题宗旨

用钢筋混凝土结构作实际建筑物之结构设计时,多少都反映了设计者的意图,计算上所采用的方法也必然是不一样。特别是象抗震墙及其周边和地下部分等的处理方式也多根据设计者各自的研究考查而有多样方法。为此,为了使初学者了解设计计算过程,如取实际建筑物作设计例题时会由于理解不同而产生混乱。因此,现只以简单构架作例题,以初学者为对象来介绍一般结构计算的顺序。

计算例题文字根据一般常用计算书的形式来写,完全不附加说明。在实际建筑物设计中成为问题的情况及在例题中未遇到的重要情况或是为了说明计算方法本身等都用脚注形式在计算的各阶段表示出来,请参考。尤其是在所采取的具体的方法方面,读者可根据其他设计例题中之条文解释和给出之参考资料进行研究。

2. 结构设计计算概要

结构设计一般按下述顺序进行

(1) 结构方案

- i) 选用结构材料
- ii) 确定结构形式
- iii) 确定构架的配置,尺寸等

(2) 结构计算

A. 确定计算假设

- i) 确定建筑物所受荷载种类及大小,确定材料的容许应力值。
- ii) 假定构件截面尺寸。
- iii) 考虑对各种外力在承载能力,刚度上有利的构件截面,使所选构架理想化。

B. 构架的应力计算

- i) 准备计算(计算构件的刚度比,荷载及荷载项)。
- ii) 计算由垂直荷载产生之应力(对长期荷载,特殊时荷载分别计算)
- iii) 计算由水平荷载产生之应力(同上)。

C. 确定构架的设计用应力

分别按着长期荷载作用时,特殊时荷载作用时计算各截面产生之最不利之应力组合,分别为长期设计用应力及短期设计用应力。

D. 构架截面设计

以能够安全地承受由C项求得的设计用应力来确定柱,梁之配筋。

E. 基础板,楼板,楼梯等附带部分设计。

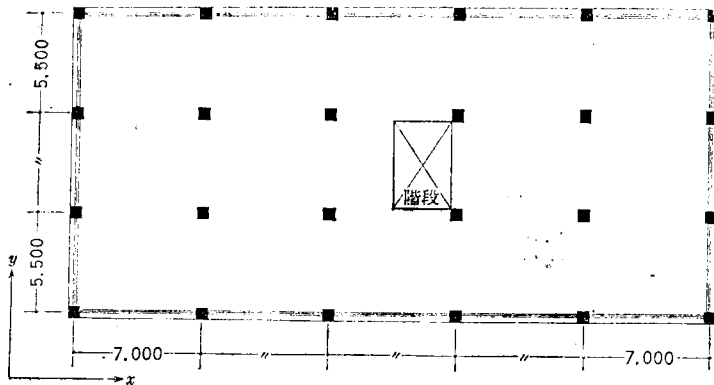
在以上设计中,若结构方案不适当,其截面计算结果不可能很好。在这种情况下可以改变截面或改变设计,若改变后建筑物之应力有显著变化时则必需再次给以计算。因为在实际设计时结构方案是综合粗略的结构计算和过去的经验,类似设计结果,结构力学及材料力学等知识进行的,所以结构方案及结构计算作为方法是一致的。

II 结构计算书

1. 一般事项

本节中,对需要计算的建筑物概要(结构种类,形状,用途,建筑地址,扩建计划,各部装修等)及计算方针概要(计算依据,荷载选定,材料,结构,构架选型,应力计算方法等)要明确地表达好。

1.1、建筑物概要



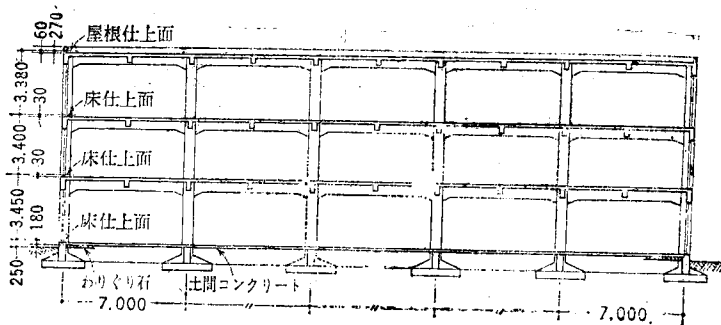
附图2.1 平面图

译注:阶段 (楼梯)

1、本建筑物为三层钢筋混凝土(无地下室)办公楼建筑,系在 x 方向上5跨 y 方向上3跨之等跨框架结构。建筑地址为东京近郊,地基估计为优质坚硬关东垆坭。

2、建筑物各部结构及装修概要

- i) 屋 面 屋面板厚12cm,沥青防水层上用砂浆勾缝装修,屋面板坡度取为1/100及1/200。
- ii) 2,3层地面 楼板厚12cm上贴沥青瓷砖。
- iii) 1层地面 混凝土垫层上铺沥青瓷砖。
- iv) 各层天棚 张贴吸音木纤维板。
- v) 外 墙 腰墙:两面贴铁丝石锦珍珠闪光板(厚12cm)
窗:玻璃,钢框。
- vi) 隔 墙 活动木隔墙
- vii) 梁, 柱 内外全系混凝土捣制



付図 2.2 断面図

译注：屋根仕上面（屋面装修面），床仕上面（楼面装修面）

土間 コンクリート（混凝土垫层），わりくり石（碎石），

1.2、设计方针概要

1. 本计算根据建筑标准法实施令，日本建筑学会计算规范进行。

2. 本计算书中仅仅表示对恒载 G ，活荷载 P （任何时候都是长期垂直荷载）及地震力 K （特殊时水平荷载）之计算。在此情况下虽应考虑值为 $50\text{kg}/\text{cm}^2$ 左右之长期雪荷载 S_1 ，但因其小于 P 而不需要计算。还有风压力 W （临时水平荷载）比地震力小所以也不需要计算。

恒载，活荷载按后述，根据建筑标准法取震度为 0.2 。

3. 使用材料，材料的容许应力值按后述。

4. 此建筑物可按由梁，柱单独构成之纯框架计算 $2), 3)$ 。

5. 最下层之柱脚与刚性基础梁连接，可承受柱脚弯矩，基础为单独基础，可考虑取为不动铰支撑。

6. 按固定法计算垂直荷载之应力。对水平力之应力计算可用武藤 清之简化计算方法。任何情况下计算最下层柱脚时都要考虑基础梁的变形 $4)$ 。

7. 应力计算时不考虑所有构件连接部分，梁腋的刚性影响，这样算出之框架节点弯矩即为构件端部截面的设计用弯矩 $5)$ 。

1.3、使用材料，材料的容许应力值及其他

1) 根据学会荷载规范，雪荷载作为长期荷载考虑，对多雪区域以外地区地震时其值可取为 0 （参照规范第七条解释。此外，当受吊车，机械，振动等荷载时需将该荷载之性质加以说明。

2) 设置承受部分地震力的抗震墙时，要概要的将其方针加以说明。

3) 本例题中的中间部分，没有用混凝土等刚性高的材料而是向钢筋架上贴附了石棉水泥板。在此部分上用了 10cm 左右的混凝土墙作为腰墙，但通常在结构分析上不考虑其影响。但是，在1968年十胜冲地震时证明这样的结构计算处理方法是不良的。在设计上要有统一的态度即当采用腰墙时在结构计算上要考虑它和其下部的梁共同工作，或是当在结构计算上不考虑共同工作时则需在实际上将它的边缘与其周围的构架切开以消除刚性。

4) 计算上取柱脚为嵌固，但此时，为满足该假定必需用有足够刚性的（内柱刚度比的2倍以上）基础梁。

混凝土：普通混凝土，设计标准强度 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ 。

钢筋：SD30（不小于D16） SR24（9 ϕ ，13 ϕ ）

混凝土·钢筋的容许应力值按附表2.1取用。

容许地耐力值应为：长期15t/m²，短期30t/m²。

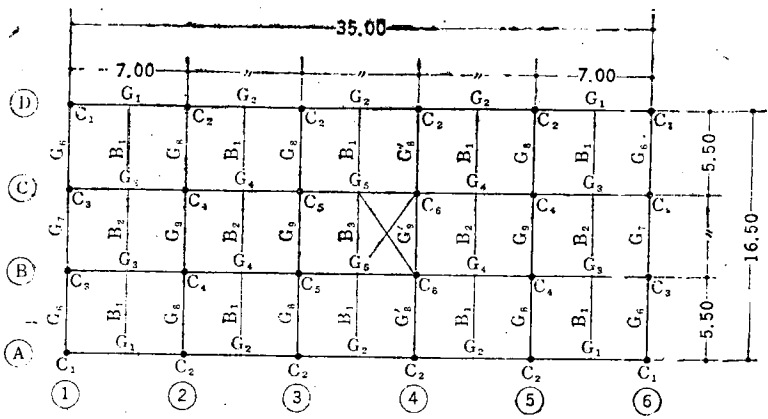
附表 2.1

(kg/cm²)

	长 期					短 期				
	受 压 $r f_c$ f_c	受 拉 f_t	受 剪 $w f_t$ f_s	粘 着 f_a		受 压 $r f_c$ f_c	受 拉 f_t	受 剪 $w f_t$ f_s	粘 着 f_a	
				受弯构件上部	其 他				受弯构件上部	其 他
SD30	2000	2000	2000	12.0	18.0	3000	3000	3000	18.0	27.0
SR24	1600	1600	1600	7.2	10.8	2400	2400	2400	10.8	16.2
混凝土	60	—	6	—	—	120	—	9	—	—

1.4 平面图·框架图

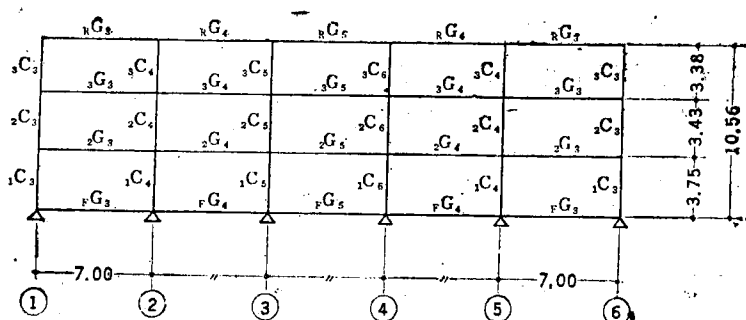
附图 2.3 为各层平面图，附图 2.4 为主要框架剖面图(6)·7)，梁、柱等符号标在图上。



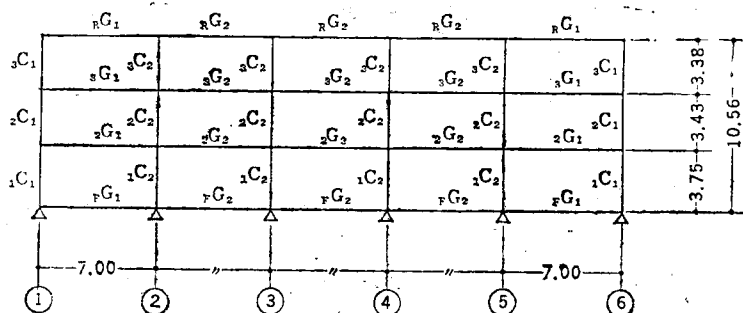
符号 G_n ：大梁 B_n ：小梁 C_n ：柱
表示指定层(n层)的楼板梁、柱时，在符号的左下端标出表示层数之n字
n:R屋面，3(3层)，2(2层)，1(1层)，F(基础)

附图 2.3 各层楼面平面图 (2~R)

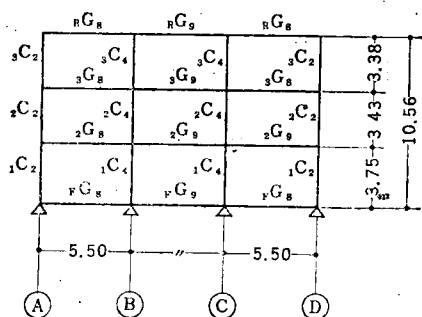
- 5) 在同一方向框架，其刚性区对框架影响有显著不同时，设计时宜考虑刚性区影响，例如本建筑物中有包含腰墙的墙梁时的侧框架即如此。〔附3、计算例题2〕还有，通常设计时认为在梁、柱联接处弯曲有足够的储备强度，所以多取梁、柱的交接处截面或刚性区端部作为危险截面。在这种情况下该危险截面的弯矩值取由水平力产生的弯矩，垂直力产生的弯矩取节点值，并应用上述值作为该危险截面的应力值。〔参照规范第8条2项介释〕。
本计算例题中为了简单或按纯框架计算时使具有足够的储备强度为目的，取由水平力产生的弯矩值作为设计的应力值。
- 6) 实际建筑物中，根据楼梯的配置方式，自动扶梯及其他平面设计的采用方法等有使大梁的配置方法改变的地方。这样的情况在框架图中不要漏写。本设计中为简单计使框架②③与框架④⑤的条件相同。此外，当有抗震墙时对其位置及开口等要标明。附图2.4中省略了框架①，⑥。
- 7) 原则上以上下梁中心间距作为框架层高。因此，一般与设计图上楼板的建筑层高不一致。特别是当采用墙梁等情况下，要注意即或在框架的同一方向上计算用的层高也有不一致的时候。



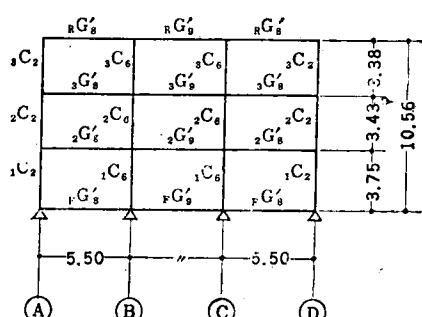
附图 2.4 (a) 框架①-①剖面图



附图 2.4 (b) 框架②-②剖面图



附图2.4 (c) 框架③-③剖面图



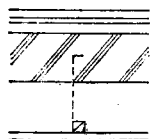
附图2.4 (d) 框架④剖面图

1.5 恒载, 活荷载的假定 8)

1. 楼面单位荷载

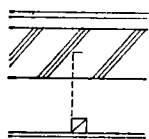
i) 恒载

屋 面



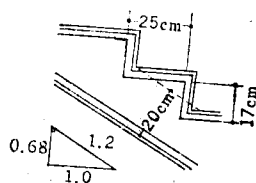
砂浆面层	3.0cm	60 kg/m ²
沥青防水层	0.9cm	14
找平层	2.0cm	40
板	12cm	288
天棚 (吸音木纤维板, 衬底垫木等)	15	
		417 → 420

2.3 层楼面



沥青磁砖	0.32cm	}	60
砂浆层	2.6cm		
楼 板	12.0cm		288
天棚 (同上)			15
木隔墙	0.4m ² /m ²		8
			371→380

楼梯 (对水平面)



人造水磨石	0.5cm	}	$60 \times \frac{25+17}{25} = 100$
砂浆层	2.5cm		
板	20.0cm		$480 \times 1.2 = 576$
天棚 (抹灰, 底层等)			$31 \times 1.2 = 37$
			713
			720←

ii) 楼面单位荷载表

附表 2.2

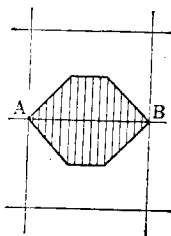
(单位 kg/m²)

	屋 面			2, 3 层 楼 面			楼 梯		
	恒载 ¹⁰	活荷载 ⁹	总 和	恒载 ¹⁰	活荷载	总 和	恒 载	活荷载	总 和
楼 板 用	420	180	600	380	300	680	720	300	1020
框 架 用	420	130	550	380	180	560	720	180	900
地 震 用	420	60	480	380	80	460	720	80	800

8) 根据已经假定的构件截面计算假定荷载。构件截面的假定过程通常在计算书中不写入。有关该项之计算问题可参照规范第7条介释及附录7。

9) 本建筑物中无通向屋面之楼梯, 实际设计时之屋面活荷载可取较此表中值更小的。

10) 一般设计时, 为了计算框架应力〔附表2.2框架用及地震用〕所用的楼板恒载值多将小梁·大梁的自重包含在内计算。现若以注1图中梁AB所受恒载为例, 阴影部分 (面积A) 的楼板荷载W₁与梁AB的自重W₂之和W=W₁+W₂即为所求。



注 1 图

此处若令 $w_1 = W_1/A$, $w_2 = W_2/A$, 则附表2.2给出之恒载值即为 w_1 。另一方面, 考虑在等跨框架中对各梁而言 w_2 值最好大致相等, 所以若能预先算出 $w_2 = W_2/A$ 之标准值, 则可容易的将各梁的总恒载近似的按 $W = (w_1 + w_2)A$ 算出来。考虑梁中产生的应力时, 由于 W_1 与 W_2 的荷载分布形式不同, 若将 $W = W_1 + W_2$ 取与 W_1 相同之荷载分布图形, 则求得的应力与实际情况会有某种差别, 但在一般框架中可以认为其误差是很小的。根据以上理由, 为了以后计算简便只用 $w_1 + w_2$ 表示计算框架及地震用的楼板恒载。

例如, 在本例中按此种恒载计算屋面板时则成下述情况。计算按梁两侧皆为板的情况进行。此时, 在注2二图中, x方向大梁承受之面积为纵线阴影部分, y方向大梁承受之面积为横线阴影部分之总面积。

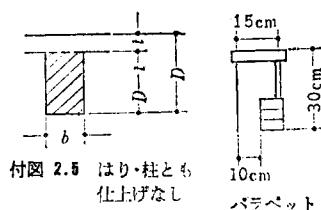
2 梁、柱、墙单位重量

i) 梁、柱单位重量 (附表2.3)

梁的单位重量按附图 2.5 斜线阴影部分
取用。有装修时必需包括装修重量

ii) 女儿墙单位重量

按附图2.5取0.13t/m



附图 2.5 はり・柱とも
仕上げなし

パラベット

附图2.5 无装修之梁、柱女儿墙

附表 2.3

		b (cm)	L (cm)	t (cm)	$b \times (D - t) \times 2.4 \times 1 =$ (m) (m) (t/m ³) (m)	w (t/m)
小 梁	1B1~1B3	25	50	12	$0.25 \times 0.38 \times 2.4 = 0.228$	0.23
	2B1~2B3, 2B1~2B3	25	55	12	$0.25 \times 0.43 \times 2.4 = 0.258$	0.26
大 梁	1G3~1G9'	30	55	12	$0.20 \times 0.43 \times 2.4 = 0.309$	0.31
	1G1~1G7, 1G8~1G9'	30	60	12	$0.30 \times 0.48 \times 2.4 = 0.346$	0.35
	2G1~2G7	30	65	12	$0.30 \times 0.53 \times 2.4 = 0.382$	0.39
	2G3~2G9	35	65	12	$0.35 \times 0.53 \times 2.4 = 0.446$	0.45
	2G1~2G7	35	70	12	$0.35 \times 0.58 \times 2.4 = 0.488$	0.49
柱	1C1~1C3	50	50	0	$0.50 \times 0.50 \times 2.4 = 0.600$	0.60
	2C1~2C3	55	55	0	$0.55 \times 0.55 \times 2.4 = 0.727$	0.73
	1C1~1C3	60	60	0	$0.60 \times 0.60 \times 2.4 = 0.864$	0.87

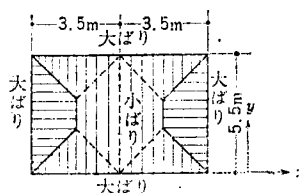
注 1 表

		w (t/m)	l (m)	W ₂ (t)	大 梁 承 受 面 积 A (m ²)	W ₂ (kg/m ²)
x方向	大 梁	0.35	7.0	3.72	$7 \times 5.5 - 13.1 = 25.4$	147
	小 梁	0.23	5.5			
y方向	大 梁	0.31	5.5	1.71	$3.5(5.5 - 1.75) = 13.1$	131

按注 1 表计算, 取大梁, 小梁的自重为150kg/m²。据此将附表2.2修正后即注二表。

注 2 表 (单位 kg/m²)

		屋 面		
		恒	活	总
楼 板 用		420	180	600
框 架 用		570	130	700
地 震 用		570	60	630



注 2 图

译注: 大ばり (大梁)

小ばり (小梁)

2 准备计算

本节是为了以后计算便利, 将计算得出之柱。梁的刚度比, 垂直荷载时之 C , M_0 , Q_0 , 柱轴向力, 地震时水平力, 土压力及水压力 (本例中无土压力及水压力) 等示出。

2.1 框架构件的刚度比

1 板的有效宽度 $B^{(1)}$

附表 2.4

(单位 cm)

方 向	梁 跨 l	梁间距 l'	梁 宽 b	邻梁宽 b'	0.5l	$a=l'\frac{b+b'}{2}$	λ	B	
								单侧板	双侧板
x	700	550	30	30	350	520	70	100	170
			35	35				105	175
y	550	700	30	30	275	670	55	85	140
			35	35				90	145

2 梁的刚度比¹²⁾ ($K_0 = 1 \times 10^3 \text{ cm}^3$)

附表 2.5

		b	D	B	t	B/b	t/D	ϕ	I_0 ($\times 10^5$)	I ($\times 10^5$)	I ($\times 10^2$)	K ($\times 10^3$)	k
R	G_1, G_2	30	60	100	12	3.33	0.20	1.63	5.4	8.8	7.00	1.26	1.3
3		30	65	100	12	3.33	0.18	1.61	6.9	11.1	7.00	1.59	1.6
2		35	70	105	12	3.00	0.17	1.54	10.0	15.4	7.00	2.20	2.2
R	G_3, G_4, G_5	30	60	170	12	5.67	0.20	1.97	5.4	10.6	7.00	1.51	1.5
3		30	65	170	12	5.67	0.18	1.95	6.9	13.5	7.00	1.93	1.9
2		35	70	175	12	5.00	0.17	1.86	10.0	18.6	7.00	2.66	2.7
R	G_6, G_7	30	60	85	12	2.83	0.20	1.53	5.4	8.3	5.50	1.51	1.5
3		30	65	85	12	2.83	0.18	1.51	6.9	10.4	5.50	1.89	1.9
2		35	70	90	12	2.57	0.17	1.44	10.0	14.4	5.50	2.62	2.6
R	G_8, G_8', G_9	30	55	140	12	4.67	0.22	1.86	4.2	7.8	5.50	1.42	1.4
3		30	60	140	12	4.67	0.20	1.84	5.4	9.9	5.50	1.80	1.8
2		35	65	145	12	4.14	0.18	1.75	8.0	14.0	5.50	2.55	2.6
R	G_9'	30	55	140	12	4.67	0.22	1.86	4.2	7.8	5.50	1.42	1.4
3		30	60	85	12	2.83	0.20	1.53	5.4	8.3	5.50	1.51	1.5
2		35	65	90	12	2.57	0.18	1.46	8.0	11.7	5.50	2.13	2.1
	$\text{FG}_1 \sim \text{FG}_5$	40	100	—	—	—	—	—	33.2	33.2	7.00	4.77	4.8
	$\text{FG}_6 \sim \text{FG}_9'$	40	100	—	—	—	—	—	33.2	33.2	5.50	6.07	6.1

11) 根据规范第8条确定板的有效宽度, a 按该条注释取值, 考虑以水平荷载为主时虽需用大梁间距确定, 但在本计算例题中由于有效宽度 B 值相同而用了小梁间距。