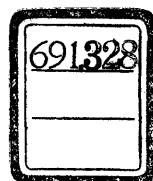
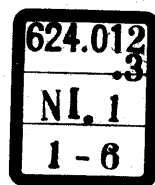


特殊コンクリート造関係
設計規準・同解説

日本建築学会

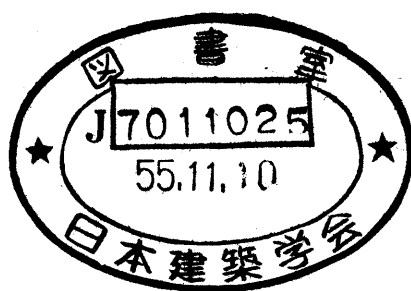


40. 6. 16



特殊コンクリート造関係 設計規準・同解説

日本建築学会



初 版 序

— 1952 —

学会においては「JES 建築 3001 建築物の構造計算」に基いて各種の構造計算規準の調査立案を行ない、木・鋼・鉄筋の3構造については昭和 22 年 11 月すでに成案を発表している。

組積構造についても同様の調査がなされていたが、この間、耐震試験委員会の主管する実験研究に協力するなど、逐次実験データの整備を進めていたのである。ところが、都市不燃化を目的とする耐火建築促進法実施も契機となって、最近、急速にその発達を見た特殊コンクリート構造、すなわち各種のコンクリートブロック造、組立鉄筋コンクリート造、鉄筋コンクリート壁構造、軽量コンクリートを用いた各種構造については、かねてから建築基準法施行令の制定あるいは準拠すべき構造設計規準の作製の要望が強かったので、建築基準法委員会では建設省の委託により昭和 23 年 5 月に構造標準委員会中の組積構造分科会、鉄筋コンクリート構造分科会、あるいは都市不燃化委員会の関係委員を始め、専門研究者・設計者、その他監督官庁側またはメーカー代表をもって構成する特殊構造小委員会を設け、政令案を目標とするこれら特殊構造の設計規準の調査が進められたのである。もともと組積構造設計規準の一部に含めて考えられていた構造がそれぞれ独立した規準体をなすに至ったので、前記以外のものすなわち、石造・れんが造を組積造規準として取扱い、審議機関も一連の思想のもとに立案することを妥当と認めて、この特殊構造小委員会が調査することとした。これら特殊コンクリート構造、組積造の立案審議は随時関係方面の批判、意見を聴きつつ検討が進められ、その大部分は本年 3 月をもって最終原案を讀了、同じく 4 月建築基準法委員会の審議により承認を得て、学会誌 27 年 5 月号に一応発表したのである。ただこの際、この種の構造がいまだ発達の過程にあり対象がきわめて複雑であるだけに、さらに慎重を期し、原案をただちに施行令とせず、一応日本建築学会の規準案の形として発表し、建設省はこの規準に基づいて取締る方法を講ずる一方、学会においては解説書の作成、講習会開催、さらに特殊コンクリート構造計算規準の作成などの方法により普及、徹底を図るとともに、この規準に対する一般の検討を受け、不備を修正し、完全を期したうえで正式の規準を決定しさらに施行令にとり入れることとなった。よって建築基準法委員会は、原案作成の主体をなす構造標準委員会と連名で本規準案を発表する次第である。

本規準の立案を担当した特殊構造小委員会の委員は別記の如くで、なお鉄筋コンクリート壁式構造設計規準案、軽量コンクリートを使用した各種構造設計規準案については、特に構造標準委員会鉄筋コンクリート構造分科会が、随時審議を主管したことを付記しておく。

昭和 27 年 10 月

日 本 建 築 学 会

改 定 序

—1955—

昭和 27 年 11 月本会が「特殊コンクリート構造設計規準・同解説」,「組積造設計規準・同解説」をはじめ公にいたしましてから,すでに 3 年の月日を経,その間皆様のご好評により 6 版を重ねてまいりました。

しかし,この種の新しい構造法は日進月歩,一日としてとどまることを知りません。きょう正しいと思っておりますことも,あすはすでに必ずしもお勧めできないようなことも起ってまいります。よって,本会では引続き従前からの特殊構造小委員会において,広く皆様の現場または設計上の経験に基づくご意見や,この構造に関連ある理論的または実験的な研究の結果などについて調査研究を進め,規準改定のためにたゆまざる努力を続けてまいりましたが,本年 4 月これら構造の重要性にかんがみ,本会構造標準委員会に特殊構造分科会を設けてその仕事を継承いたし,今日一応の改定案を決定するに至りましたので,ここに改定規準案としてこれを公にする次第であります。

帳壁ならびに軽量コンクリート関係は,まだ改定いたしてありませんので,新旧規準案を区別するため各規準案には年号を付することといたしました。

昭和 30 年 10 月

日 本 建 築 学 会

改 定 序

— 1964 —

本会が「特殊コンクリート造設計規準」を公にして、10年余を経過し、多くの方々から愛用されておりましたが、今回これを改定し「特殊コンクリート造関係設計規準・同解説」として刊行することになりました。

改定のおもな点は

1. 建築基準法施行令の改正に伴って、補強コンクリートブロック造の規準を一部改定した。
2. コンクリートブロック帳壁構造の規準を全面改定した。
3. プレキャストコンクリート組立床の設計規準を新たに追加した。
4. 時代の推移に伴い、平屋建の諸特定規準を削除した。

などであり、さらに軽量コンクリートで強度 120 kg/cm 以上のものは、一部本会の「鉄筋コンクリート構造計算規準」に編入されましたので、本書の規準はそれ以外のものに適用するものと解釈されて結構です。

終りに、本規準および解説の改定に多大の努力を払われた、特殊構造分科会の委員諸君に感謝の意を表します。

昭和 39 年 3 月

日 本 建 築 学 会

規 準 作 成 関 係 委 員

規準原案作成当時の関係委員（昭和27年10月）

一（五十音順・敬称略・以下同）一

構造標準委員会

委員長 二見 秀雄

幹 事 竹山謙三郎

特殊構造特別小委員会

主 査 武藤 清

幹 事 竹山謙三郎

幹事補佐 太田 泰男

委 員 坪井 善勝

専門委員 浅野 新一

小 場 晴夫

堀 内 朝雄

中 西 正光

前 田 勇

河 野 輝夫

松 下 清夫

佐々木省二

浜 田 稔

加 藤 六美

川 越 邦雄

佐 野 弘

野 平 忠

亀井幸次郎

平賀 謙一

村 井 進

石 井 貫一

菱 田 厚介

酒 井 勉

中井新一郎

成 田 春人

鎌 田 隆男

平 野 忠雄

白 山 和久

二見 秀雄

山 口 登

明 石 寿

久米権九郎

田 辺 富二

大 崎 順彦

栗 山 寛

大竹栄三郎

杉 山 武彦

狩 野 春一

佐々波秀彦

伊藤鉦太郎

富 井 政英

改定版作成当時の関係委員（昭和30年10月）

構造標準委員会

委員長 二見 秀雄

幹 事 竹山謙三郎

特殊構造分科会

主 査 加 藤 六美

幹 事 太田 泰男

委 員 浅野 新一

木 村 聚

沢 田 光英

伴 潔

荒 川 昌信

木 村 蔵司

竹之内清次

日 野 勝好

大竹栄三郎

栗 山 寛

竹山謙三郎

平 井 潔

奥 山 由雄

後 藤 一雄

富 井 政英

松 下 清夫

勝 田 千利

酒 井 勉

中 西 正光

吉 田 四良

材料施工規準委員会

委員長 下 元 連

幹 事 森 徹

第 11 分科会

主 査	十代田三郎				
幹 事	波多野一郎	田 村 恭			
委 員	狩野春一	加藤六美	酒井勉	松下清夫	大竹栄三郎
	太田泰男	木村蔵司			

改定版作成当時の関係委員（昭和 38 年 12 月）

構造標準委員会

委員長	仲 威 雄	
全体幹事	久田俊彦	松下清夫

特殊構造分科会

主 査	大竹栄三郎				
幹 事	木村蔵司	竹之内清次			
委 員	浅野新一	太田泰男	加藤一雄	加藤六美	葛西重男
	小滝市郎右衛門	小林 暢	興石 武	後藤一雄	富井政英
	中西正光	平井 潔	松下清夫	松崎 茂	松村 晃
	羽倉弘人				

解 説 ・ 設 計 例 原 案 担 当

1. 補強コンクリートブロック造設計規準解説	加藤 六 美
	勝田 千 利
	松村 晃
同 設計例	大竹 栄三郎
2. 型わくコンクリートブロック造設計規準解説	木村 蔵 司
同 設計例	興石 武
3. 組立鉄筋コンクリート造設計規準解説	後藤 一 雄
同 設計例	後藤 一 雄
4. 壁式鉄筋コンクリート造設計規準解説	富井 政 英
同 設計例	大竹 栄三郎
5. 壁式鉄筋軽量コンクリート造設計規準解説	竹之内 清 次
6. コンクリートブロック帳壁構造設計規準解説	松村 晃
7. プレキャストコンクリート組立床構造設計規準解説	後藤 一 雄
付 録	
付 1. 鉄筋軽量コンクリート構造設計規準解説	木村 蔵 司
	上村 克 郎
付 2. 組積造設計規準解説	松下 清 夫
付 3. コンクリートブロックへい設計要領	松崎 茂

目 次

本文ページ 解説ページ

立案の主旨	31
-------	----

1. 補強コンクリートブロック造設計規準・同解説

1 条 適用の範囲	1	40
2 条 コンクリートブロックの品質	1	42
3 条 補強ブロック造の種別	1	46
4 条 補強ブロック造の規模	1	47
5 条 耐力壁の配置	2	48
6 条 耐力壁の構造	3	61
7 条 まぐさの構造	4	76
8 条 がりょうの構造	5	77
9 条 床および屋根の構造	5	89
10 条 基礎の構造	6	90
11 条 鉄筋の継手および定着	6	97
12 条 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さなど	7	99
設 計 例		101

2. 型わくコンクリートブロック造設計規準・同解説

1 条 適用の範囲	8	117
2 条 型わくコンクリートブロックの品質	8	119
3 条 型わくブロック造の規模	9	124
4 条 第1種型わくブロック造の耐力壁の配置	9	123
5 条 耐力壁の構造	10	124
6 条 第1種型わくブロック造のまぐさ・床・屋根・がりょう・ 基礎・鉄筋の継手および定着ならびにかぶり厚さ	11	126
7 条 第2種型わくブロック造の構造	12	126
設 計 例		127

3. 組立鉄筋コンクリート造設計規準・同解説

1 条 適用の範囲	13	141
2 条 組立鉄筋コンクリート造の規模	13	145
3 条 既成部材の品質	13	145
4 条 構 造 計 算	13	147
5 条 耐力壁の配置	13	148

6 条	耐力壁の構造	14	151
7 条	柱の構造	15	153
8 条	はりの幅	15	153
9 条	軸組部材の接合	15	154
10 条	組立床	15	156
11 条	基礎の構造	16	156
12 条	既成部材および鋼材の被覆	16	157
13 条	許容応力度	16	160
	設 計 例		161

4. 壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	18	179
2 条	壁式構造の規模	18	180
3 条	耐力壁の配置	18	182
4 条	耐力壁の構造	19	188
5 条	壁ばりの構造	20	195
6 条	屋根および床の構造	20	197
7 条	基礎および基礎つなぎばりの構造	21	197
	設 計 例		199

5. 壁式鉄筋軽量コンクリート造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	22	226
2 条	軽量壁式構造の規模	22	226
3 条	耐力壁・壁ばり・屋根・床および基礎の配置と構造	22	226
4 条	鉄筋のかぶり厚さ	23	227
5 条	外壁の防水	23	227

6. コンクリートブロック帳壁構造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	24	230
2 条	コンクリートブロック	24	230
3 条	帳壁の規模	24	231
4 条	壁 厚	24	235
5 条	補 強 筋	25	238
6 条	帳壁の緊結	26	245
7 条	鉄筋の継手および定着	26	248

8 条	目地，空洞部およびかぶり厚さなど	26	249
-----	------------------	----	-----

7. プレキャストコンクリート組立床構造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	27	251
2 条	プレキャスト床を用いる建築物の構造	27	253
3 条	部材などの品質	27	260
4 条	プレキャスト床の構造	28	265
5 条	プレキャスト床の取付け	28	270
6 条	構造計算など	28	272
7 条	そ の 他	29	275

付 録

付 1. 鉄筋軽量コンクリート構造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	279	283
2 条	定 義	279	284
3 条	鉄筋軽量コンクリート構造の規模	279	286
4 条	軽量コンクリートの材料	279	287
5 条	軽量コンクリートの調合	280	291
6 条	鉄筋の継手および定着	281	294
7 条	鉄筋のかぶり厚さ	281	294
8 条	軽量コンクリートの許容応力度	282	297

付 2. 組積造設計規準・同解説

1 条	適用の範囲	306	311
2 条	組積造の種別	306	312
3 条	組積造の規模	306	314
4 条	壁の配置および長さ	307	315
5 条	壁の厚さ	307	317
6 条	壁の開口	308	319
7 条	開口上部の補強	308	321
8 条	壁のみぞ	309	322
9 条	木骨組積造または鉄骨組積造である壁	309	322
10 条	構造耐力上必要な部分のささえ	309	323
11 条	床および屋根	309	323
12 条	が り ょ う	309	323
13 条	基 礎	309	324

14 条	組積造のへい	310	325
15 条	組積造の壁の許容応力度	310	326
16 条	施 工	310	327
付 3.	コンクリートブロックへい設計要領		331
付 4.	計算用諸表		341
1.	鉄筋の断面積および周長表, 鉄筋直径倍数表, 鉄筋定尺表, 鉄筋の直径・断面積および周長表		341
2.	鉄筋コンクリート床スラブ配筋図表		342
付 5.	JIS A 5406 空胴コンクリートブロック		352
付 6.	JIS A 5002 構造用軽量コンクリート骨材		359

特殊コンクリート造関係設計規準

1 補強コンクリートブロック造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋により補強されたコンクリートブロック造の耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成される補強コンクリートブロック造（以下補強ブロック造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の補強ブロック造の部分に適用する。
2. 高さが 2.5 m 以下で、かつ延べ面積が 20 m² 以内の居住の用に供しない建築物については、6 条の 2 項および 8 条の規定を適用しないことができる。
3. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
4. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

2 条 コンクリートブロックの品質

コンクリートブロックは JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」の規定に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものとしなければならない。

3 条 補強ブロック造の種別

補強ブロック造は、その耐力壁の主体をなすコンクリートブロックの種別により、表 1 に示す 3 種に分かつ。

表 1

補強ブロック造の種別	耐力壁に使用されるコンクリートブロックの種別
A 種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」の A 種ブロックと同等以上の強度を有するもの
B 種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」の B 種ブロックと同等以上の強度を有するもの
C 種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」の C 種ブロックと同等以上の強度を有するもの

4 条 補強ブロック造の規模

補強ブロック造の階数および軒の高さ（高さが 1.2 m をこえるパラペットがあ

る場合は、その部分の高さを算入する。以下同様とする）は表2に示す数値以下としなければならない。

表 2

補強ブロック造の種別	階 数	軒 の 高 さ (m)
A種ブロック造	1	4
B種ブロック造	2	7
C種ブロック造	3	11

5 条 耐力壁の配置

1. 耐力壁は、建築物の平面上つり合いよく配置すること。
2. 上階の耐力壁は、下階の耐力壁の上に配置すること。ただし、剛ながりょうまたはラーメンなどによって、下階の耐力壁に上階のせん断力を十分に伝達することができるように設計した場合はこの限りでない。
3. 建築物の平面で耐力壁の中心線により囲まれた部分の面積は、 60 m^2 以下としなければならない。
4. 対隣壁の中心線間の距離は、耐力壁の厚さの 50 倍以下としなければならない。ここに対隣壁とは、壁に隣りあって接着する 2 つの耐力壁または剛なラーメンをいい、以下同様とする。
5. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、6条に規定する構造の耐力壁の長さの合計(cm)をその階の床面積 (m^2) で除した数値（以下壁量という）は、それぞれ表3に示す数値以上としなければならない。ただし、耐力壁の厚さ t が表4に示す厚さ t_0 より大きい場合には、その耐力壁の長さを t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとするが、この場合は耐力壁の実長の合計 (m) をその階の床面積 (m^2) で除した数値を、表3に示す数値からそれぞれ 3 cm/m^2 を引いた数値以上としなければならない。

表 3

ブロック造の種別	壁 量* (cm/m^2)		
	平家または最上階	最上階から数えて2つめの階	最上階から数えて3つめの階
A種ブロック造	15	—	—
B種ブロック造	15	21**	—
C種ブロック造	15	15**	24

* 広い壁の中にある換気口程度の開口部を有する耐力壁は、無開口の耐力壁として壁量を計算することができる。

** 表4の欄外の規定によって耐力壁の厚さを 18 cm 未満とした場合は、壁量を B 種 25 cm/m^2 以上、C 種 18 cm/m^2 以上としなければならない。

6. 壁の偏在が大きい建築物、積載荷重が特に大きい建築物または積雪量が大きい地方における建築物は、表3に示す壁量の数値を適当に割増ししなければならない。
7. 実長が短く、しかも荷重の負担が大きい耐力壁については、その安全性を確かめなければならない。

6 条 耐力壁の構造

1. 耐力壁の実長は 55 cm 以上あり、かつ、その壁の両側にある開口部の高さ（開口部の上部、または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする）の平均値の 30% 以上としなければならない。
2. 耐力壁の厚さ t は仕上げの部分を除き、表4に示す数値 t_0 以上としなければならない。

表 4

階	壁の厚さ t_0 (cm)	備 考
平家または最上階	15 かつ $h/20$	h : ブロック積み部分の高さ (cm)
最上階から数えて2つめの階	18* かつ $h/16^*$	
最上階から数えて3つめの階	18 かつ $h/16$	

* 2階建の場合は各階とも 15 cm 以上、かつ $h/20$ cm 以上とすることができる。

3. 耐力壁の配筋

- (1) 耐力壁にそう入する縦筋および横筋の直径と間隔は、表5に示す数値としなければならない。
- (2) 耐力壁の端部、取合せぐう角部および開口部の周囲は、表6に示す鉄筋またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋で補強しなければならない。

4. 目地および空洞部のてん充

縦目地および横目地、ならびに鉄筋のそう入される空洞部および縦目地に接する空洞部は、すべてモルタルまたはコンクリートを てん充しなければならない。

表 5

	縦 筋		横 筋	
	直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)
平 家	9 以上	80 以下	9	80 以下かつ $3/4 l$ 以下**
最 上 階	9 "	80* "	9	80 " かつ $3/4 l$ "
最上階から数えて2つめの階	$\begin{cases} 9 \\ 13 \end{cases}$ "	$\begin{cases} 50 \\ 80* \end{cases}$ "	$\begin{cases} 9 \\ 13 \end{cases}$	$\begin{cases} 60 \\ 80 \end{cases}$ " かつ $3/4 l$ "
最上階から数えて3つめの階	13 "	50 "	13	60 " かつ $3/4 l$ "

* 3階の場合は 50 cm 以下とすること。

** 横筋の間隔は $3/4 l$ にかかわらず、最低 60 cm とすることができる。

〔備考〕 1) l は耐力壁の実長 (cm)

2) 異形鉄筋を使用する場合は表中の直径 9 mm を 9.53 mm に、13 mm を 12.7 mm にそれぞれ読みかえる。

表 6

階	耐力壁の端部の補強筋		耐力壁の取合せぐう角部および 開口部の上下部の補強筋
	$h > 1.5 \text{ m}$	$h \leq 1.5 \text{ m}$	
平家または2階建の最上階	1-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
3階建の最上階または最上階 から数えて2つめの階	1-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
最上階から数えて3つめの階	1-16 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ

〔備考〕 1) h (m) : その壁の両側にある開口部の高さ (開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする)。

2) 異形鉄筋を使用する場合は 13 ϕ を D 13, 16 ϕ を D 16 とそれぞれ読みかえる。

7 条 まぐさの構造

- 開口部の上部には、直接鉄筋コンクリート造のがりょうがある場合を除き鉄筋コンクリート造のまぐさを設けるか、または小壁の部分をその自重に対して安全な構造としなければならない。
- まぐさ受けの部分の長さは 20 cm 以上で、かつ、上部の重量をささえるに十分な長さとし、まぐさ受け部分にコンクリートブロックの中空部がある場合においては、その中空部は下部の鉄筋コンクリート造の横架材まで、コンクリートまたはモルタルをてん充しなければならない。

3. まぐさとして既成部材を用いる場合は、1項および2項の規定によるほか、まぐさの両端を壁に十分緊結しなければならない。

8 条 がりょうの構造

1. 各階の耐力壁の頂部には、鉄筋コンクリート造のがりょうを有効に連続して設けなければならない。ただし、平家建で一体の現場打ち鉄筋コンクリート造の床スラブがある場合はこの限りでない。
2. がりょうのせいは、6条に規定する耐力壁の厚さ t_0 の 1.5 倍以上かつ、30 cm（平家建にあっては 25 cm）以上とし、鉛直荷重に対して十分な断面を有するものとしなければならない。
3. がりょうの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上としなければならない。
4. 剛な屋根スラブまたは床スラブと一体となっていないがりょうは、支持すべき水平方向の荷重に対して安全であるように、次の各号の規定に適合した設計としなければならない。
 - (1) がりょうの幅は、対隣壁の中心線間の距離の 1/20 以上とすること。

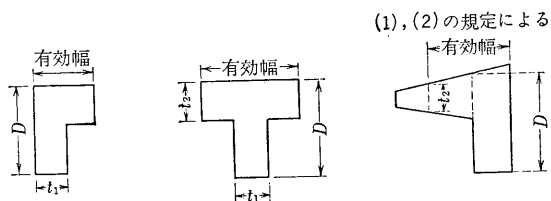


図 1

- (2) L形、T形などの断面を有するがりょうについては、厚さ 15 cm（平家建では 12 cm）以上のフランジ部分の幅を有効幅とみなすことができる。
 - (3) がりょうの水平方向の主筋は、地震力に対して安全な断面積を有する配筋としなければならない。
5. 小屋組の集中荷重はがりょうでささえなければならない。また、がりょうがない部分に大きな集中荷重がかかる場合には、鉄筋コンクリート造のまぐらを置くか、その荷重が下部の耐力壁に分散するような構造としなければならない。

9 条 床および屋根の構造

3階建の建築物においては、最下階の床を除き、屋根スラブおよび床スラブは鉄筋コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造としなければならない。

10 条 基礎の構造

1. 最下階の耐力壁の下部には各壁を安全に支持し、かつ、相互に連結するよう鉄筋コンクリート造の布基礎または基礎ばりを有効に連続して設けなければならない。
2. 布基礎または基礎ばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上としなければならない。
3. 布基礎または基礎ばりのせいは、軒の高さの $1/12$ 以上で、かつ、60 cm（平家建では 45 cm）以上としなければならない。
4. 布基礎または基礎ばりは複筋ばりとし、これに作用する曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であるような断面としなければならない。

11 条 鉄筋の継手および定着

耐力壁の補強筋の継手および定着は、溶接する場合を除き、次の各号の規定によらなければならない。

1. 補強筋（異形鉄筋を除く）の末端は、かぎ状に折り曲げる（フックを付ける）こと。
2. 縦筋はコンクリートブロックの空洞部内で継いではならない。ただし、縦筋を小径が 12 cm 以上あるコンクリートブロックの空洞部にそう入する場合は、この限りでない。
3. 補強筋の継手の重ね長さおよび定着部分の長さは、表 7 に示す数値以上とすること。

表 7

構 造 部 分		継手または定着部分の長さ			備 考
継 手	定 着	丸鋼	異 形 丸 鋼		
			フックなし	フックあり	
耐力壁の取合せぐう角部、開口部周囲などの主要箇所	主要箇所の縦筋をがりょう（がりょうのない場合は床スラブ）・布基礎または基礎ばりに埋込む場合・開口部上下の横筋を両側の壁部に定着する場合	40d	40d	30d	d：鉄筋の径（継手の場合は細いほうの鉄筋の径）
その他の箇所	その他の場合*	25d	25d	20d	

* 壁の端部で横筋の定着長さが十分とりたいときは、横筋のフックを定着しようとする部分の縦筋にひっかけてもよい。

12 条 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さなど

1. 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、表 8 に示す数値以上 としなければならない。

表 8

構 造 部 分	か ぶ り 厚 さ (cm)	* 室内側で鉄筋の耐久上有効な仕上げをした部分は 2cm 以上とすることができる。
耐 力 壁	2 (コンクリートブロックの部分の厚さを除く)	
が り ょ う	3*	
基 礎	4	
基 礎 底 面	6 (捨てコンクリートの部分を除く)	

2. 外壁で雨水が浸透する おそれのある部分がある場合は、適当な防水措置を講じなければならない。

2 型わくコンクリートブロック造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

- この規準は2条に定めるコンクリートブロックを 組み合わせて型わくとし、その中空部に鉄筋コンクリート造の部材を打込んで 耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）を形成する型わくコンクリートブロック造（以下第1種型わくブロック造という）、またはコンクリートブロックを単なる型わくとして使用し、その内部に鉄筋コンクリート造のラーメン、もしくは鉄筋コンクリート壁式構造の 耐力壁を形成する型わくコンクリートブロック造（以下第2種型わくブロック造といい、また第1種および第2種型わくブロック造を総称して型わくブロック造という）の建築物、またはこれらの構造とその他の構造とを 併用する建築物の 型わくブロック造の部分に適用する。



図 1 第1種型わくブロック造の例

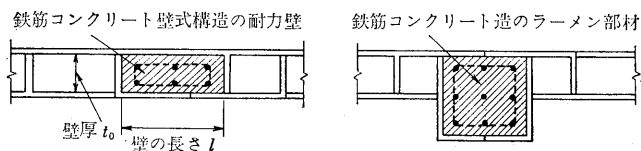


図 2 第2種型わくブロック造の例

- この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
- 特別の調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の耐力があると認められるものについては、この規準の一部を適用しないことができる。

2 条 型わくコンクリートブロックの品質

第1種型わくブロック造に用いる 型わくコンクリートブロック（以下型わくブロックという）の最小肉厚は 2.5 cm 以上とし、面圧縮による最小圧縮強度は

135 kg/cm² 以上としなければならない。

ここに、面圧縮による最小圧縮強度とは、任意に抜き取られた型わくブロック 5 個を 1 組とし、それらの組の各ブロックにつき、その平板部の両面にキャッピングを施し、面積 4 cm × 4 cm の鉄製加圧板を用いて圧縮試験を行なって算出した 4 週圧縮強度の最小値とする。

3 条 型わくブロック造の規模

型わくブロック造の階数および軒の高さ（高さが 1.2 m 以上のパラペットがある場合は、この部分の高さを算入する。以下同様とする）は、表 1 に示す数値以下としなければならない。

表 1

型わくブロック造の種別	階 数	軒 の 高 さ (m)
第 1 種型わくブロック造	3	11
第 2 種型わくブロック造	3	—

4 条 第 1 種型わくブロック造の耐力壁の配置

第 1 種型わくブロック造の耐力壁は、次の各号の規定に適合するように配置しなければならない。

1. 耐力壁は建築物の平面上つりあいよく配置すること。
2. 上階の耐力壁は下階の耐力壁の上に配置すること。ただし、剛ながりょうまたはラーメンによって、下階の耐力壁にせん断力を十分に伝達することができるように設計した場合はこのかぎりでない。
3. 建築物の平面を耐力壁の中心線で囲んだ部分の面積は 60 m² 以下とすること。
4. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、5 条に規定する構造の耐力壁の長さの合計 (cm) をその階の床面積 (m²) で除した数値（以下壁量という）は、それぞれ表 2 に示す数値以上としなければならない。

表 2

階	壁量* (cm/m ²)	* 広い壁の中にある換気口程度の開口部を有する耐力壁は無開口の耐力壁として、壁量を計算することができる。
最上階または最上階から数えて 2 つめの階	12	
最上階から数えて 3 つめの階	15	

ただし、耐力壁の厚さ t が表 3 に示す厚さ t_0 より大きい場合は、 t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとすることができるが、この場合耐力壁の実

長の合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値は表 2 に示す数値から、それぞれ $3 \text{ cm}/m^2$ を引いた数値以上としなければならない。

5. 壁の偏在が大きい建築物、積載荷重が特に大きい建築物、または積雪量が大きい地方における建築物は、表 2 に示す壁量の数値を 適当に割増ししなければならない。
6. 実長が短く、しかも 荷重の負担が大きい耐力壁は、その安全性を確かめなければならない。
7. 対隣壁間の中心距離は、耐力壁の厚さの 50 倍以下としなければならない。
ここに対隣壁とは、壁に隣りあって 接着する 2 つの耐力壁・控壁（壁の長さが高さの 30% 以上で、その基礎およびがりがりょうがこれに接する壁の基礎およびがりがりに連続し、かつ、その構造が 6 条の規定に適合するものをいう）または剛なラーメンをいい、以下同様とする。

5 条 耐力壁の構造

第 1 種型わくブロック造の耐力壁の構造は、下記によらなければならない。

1. 耐力壁の長さ

耐力壁の実長は 55 cm 以上とし、かつ、その壁の両側にある開口部の高さ（開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする）の平均値の 30% 以上とすること。

2. 耐力壁の厚さ

耐力壁の全壁厚 t_0 および打込みコンクリート部分の厚さは、表 3 に示す数値以上とすること。

表 3

階	全壁厚 t_0 (cm)	打込みコンクリート部分の厚さ (cm)	備 考
平 家	15 かつ $h/20$	9	h : 基礎上ばかりょう下ばまでの型わくブロック造の部分の高さ
最上階または最上階から数えて 2 つめの階	18 かつ $h/16$	12	
最上階から数えて 3 つめの階	20 かつ $h/15$	15	

3. 耐力壁の打込みコンクリート

耐力壁のすべての中空部には 4 週圧縮強度が $135 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上のコンクリートをてん充し、コンクリート中に含まれる 型わくブロックのウェブシールの断面積は耐力壁の断面積（1 条に図示する $t_0 \times l$ ）の 15% 以下とすること。

4. 耐力壁の配筋

- (1) 耐力壁にそう入する縦筋および横筋の径と間隔は、表4に示す数値またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋としなければならない。

表 4

階	縦 筋		横 筋	
	径 (mm)	間 隔 (cm)	径 (mm)	間 隔 (cm)
平 家	9	60以下	9	80 以下 かつ $3/4 l$ 以下
最 上 階	9	60以下	9	80 以下 かつ $3/4 l$ 以下
最上階から数えて2つめの階	9	40以下	9	40 以下 かつ $3/4 l$ 以下
最上階から数えて3つめの階	13	40以下	13	60 以下 かつ $3/4 l$ 以下
備 考	l : 耐力壁の実長 (cm)			

- (2) 耐力壁の端部、取合せぐう角部および開口部の周囲は、表5に示す配筋またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋で補強しなければならない。

表 5

階	耐力壁の端部の補強筋		耐力壁の取合せぐう角部および開口部の上下部の補強筋
	$h > 1 \text{ m}$	$h \leq 1 \text{ m}$	
平屋または最上階	1-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
最上階から数えて2つめの階	2-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
最上階から数えて3つめの階	2-16 ϕ	2-13 ϕ	1-13 ϕ
備 考	h : その壁の両側にある開口部の高さ (開口部の上部または下部に小壁があり、その構造が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする)		

6 条 第1種型わくブロック造の まぐさ・床・屋根・がりょう・基礎・鉄筋の継手および定着ならびにかぶり厚さ

まぐさ・床・屋根・がりょう・基礎・鉄筋の継手 および定着ならびにかぶり厚さについては、それぞれ「補強コンクリートブロック造設計規準」の7条から12条までの規定を準用する。

ただし、がりょうにブロックを型わくとして使用する場合には、打込みコンクリートの厚さは表3の打込みコンクリート部分の厚さより 3 cm を増した数値以上としなければならない。

7 条 第2種型わくブロック造の構造

第2種型わくブロック造で，型わくの内部に鉄筋コンクリート造の ラーメンを形成するものは「鉄筋コンクリート構造計算規準」に，鉄筋コンクリート壁式構造を形成するものは「壁式鉄筋コンクリート構造設計規準」に適合する構造としなければならない。

3 組立鉄筋コンクリート造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鋼材とコンクリートとよりなる 既成部材の柱・はりなどを現場で組立てた軸組に必要な量の筋かいを 設けた構造（以下組立鉄筋コンクリート造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の組立鉄筋コンクリート造の部分に適用する。
2. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造 および鉄骨造の部分については、それぞれ「鉄筋コンクリート構造計算規準」および「鋼構造計算規準」による。
3. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

2 条 組立鉄筋コンクリート造の規模

組立鉄筋コンクリート造の階数は3以下とし、軒の高さ（高さが1.2mをこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する。以下同様とする）は11m以下としなければならない。

3 条 既成部材の品質

柱・はり・床ブロックなどの主要な既成部材は、次に示す第1種製品または第2種製品のいずれかとしなければならない。

第1種製品：部材製造工場または工事現場において、鉄製その他の正確堅ろうな整備された型わくを用いて、振動その他の方法によりコンクリートを密実にする装置によって製作し、かつ、十分養生を行なった製品で、そのコンクリートの4週圧縮強度が 200 kg/cm^2 以上あるもの。

第2種製品：型わくおよび製造方法が第1種製品と同様であり、その養生および強度の均一性が特にすぐれ、コンクリートの4週圧縮強度が 300 kg/cm^2 以上あるもの。

4 条 構造計算

組立鉄筋コンクリート造の建築物は、すべて構造計算によってその安全性を確かめなければならない。

5 条 耐力壁の配置

1. 耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する筋かいを入れた軸組をいい、以下同様とする）は、建築物の平面上つりあいよく配置しなければならない。
2. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、耐力壁の長さ（軸組の両端の柱の中心距離をいい、以下同様とする）の合計（cm）をその階の床面積（ m^2 ）で除した数値（以下壁量という）は、表 1 に示す数値以上としなければならない。

表 1

階	壁量 (cm/m^2)	* 筋かいの断面が十分にあり、各部材の接合点における剛性が十分大きい場合は 16 とすることができる。
平家または最上階	12	
最上階から数えて 2 つめの階	12	
最上階から数えて 3 つめの階	18*	

3. 2 項の壁量の算定にあたって用いる耐力壁の長さは、次の各号に規定する。
 - (1) 1 本の筋かいが引張力または圧縮力のみを負担する場合
 - a) 同一軸組内にたすき掛けに入れた耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さ。
 - b) 同一構面に反対方向の応力に作用する一対の片筋かい入りの耐力壁があり、それぞれその長さが 90 cm 以上ある場合は短いほうの耐力壁の長さ。
 - (2) 1 本の筋かいが引張力および圧縮力の双方を負担する場合
 - a) 同一軸組にたすき掛けに入れた耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さの 1.5 倍の長さ。
 - b) 片筋かい入りの耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さ。
 - c) 筋かいを軸組部材ならびに外壁とともにコンクリートでかためたパネル状のものでは 2 倍の長さ。
 4. 建築物の平面を耐力壁の中心線で囲んだ部分の面積は、 60 m^2 以下としなければならない。
- 6 条 耐力壁の構造
1. 耐力壁の長さは、90 cm 以上としなければならない。
 2. 耐力壁に使用する筋かいは、その径が表 2 に示す鉄筋もしくは形鋼とし、またはこれらと同等以上の断面積を有するものとしなければならない。

表 2

階	鉄筋の筋かいの径 (mm)	形鋼の筋かいの寸法 (mm)
平家または最上階	12	40×40×3
最上階から数えて2つめの階	16	50×50×6
最上階から数えて3つめの階	16	50×50×6

3. 筋かいに鉄筋を使用する場合は、筋かいが常に緊張するようターンバックルを設けて締付けなければならない。

7 条 柱の構造

1. 柱の小径は、表3に示す数値以上としなければならない。

表 3

階	柱の小径 (cm)	備 考	*第2種製品の柱を用いる場合は、径が 15cm かつ $h/24$ cm 以上の柱を2本以上だき合わせて用いることができる。
最上階から数えて3つめの階	18* かつ $h/20$	h ：構造耐力上主要な鉛直支点間の距離 (cm)	
その他の階	15 かつ $h/24$		

2. 柱の配筋は、径が 9 mm 以上の鉄筋を4本以上用いて複配筋とするか、またはこれと同等以上の耐力を有する形鋼としなければならない。

8 条 はりの幅

はりの幅は第1種製品にあっては 12 cm 以上とし、第2種製品にあっては 9 cm 以上としなければならない。

9 条 軸組部材の接合

- 軸組部材は、ボルトまたは現場打ちコンクリートにより確実に結合し、その接合部分における局部応力に対して安全でなければならない。
- 部材をボルトにより接合する場合は、完全剛接とみなすことはできない。
- 主要な接合用ボルトの径は、1つの接合部をボルト1本で緊結するときは 16 mm 以上とし、ボルト2本以上用いて緊結するときは 12 mm 以上としなければならない。

10 条 組立床

- コンクリートブロックその他の既成部材を用いて組立てる床（以下組立床という）によって水平せん断力を各耐力壁に伝えるには、その周囲の部材と、モルタル、コンクリートまたはボルトで接合するなどの方法により、床ブロック

およびこれと軸組とが一体となるような構造としなければならない。

2. 組立床においては、床ブロック末端とはりとの接合部は、はずれることのないようにそのかかりを単に寄せ合わせとする場合は 4 cm 以上とし、かつ床の主要な鉄筋をはり中に定着するか、またはボルトで接合するなど適当な方法を講じなければならない。
3. 組立床ブロックの厚さは、第 1 種製品では 4 cm 以上、第 2 種製品では 3 cm 以上としなければならない。

11 条 基礎の構造

1. 最下階の下部には、構造耐力上主要な部分である柱および耐力壁を安全に支持し、かつ相互に連結するよう鉄筋コンクリート造の布基礎、または基礎ばりを有効に連続して設けなければならない。
2. 布基礎または基礎ばりの幅は、柱の小径以上としなければならない。
3. 布基礎または基礎ばりのせいは、建築物の軒の高さの $1/12$ 以上、かつ 60 cm (平家建にあっては 45 cm) 以上とし、複筋ばりとしなければならない。

12 条 既成部材および鋼材の被覆

1. 既成部材の鉄筋、床ブロックの主筋などに対するコンクリートのかぶり厚さは、表 4 に示す数値以上としなければならない。

表 4

既 成 部 材 の 種 類	かぶり厚さ (cm)
屋根ブロック・床ブロック	2
柱・はりなど軸組部材	2
地中にある部材	3
基礎の底面 (捨てコンクリートの部分を除く)	6

2. 小径が 20 cm 未満の柱および幅が 15 cm 未満のはりの鉄筋は、室内側に対しかぶり厚さも含め 4 cm (3 階建の最下階の柱の小径が 18 cm 未満で、かつ 3 方向以上室内側に面する場合は 6 cm) 以上の防火上有効な材料でおおわなければならない。ただし、平家建の場合はこのかぎりでない。この場合、防火構造とした天井・壁板などはこの厚さを被覆に算入することができる。
3. 鉄筋の筋かいまたは接合用鋼材などで直接コンクリートで包まれないものはさび落しののち、化成タールその他の有効なさび止め材料を塗布するか、またはこれと同等以上の効力のあるさび止め方法を講じなければならない。

13 条 許容応力度

鉄筋およびコンクリートの許容応力度は、建築基準法施行令第 90 条および第 91 条の規定による。ただし、成形装置・養生装置その他の工場設備が整備し、材料または製品の検査が確実に行なわれ、かつ、製品の質が均一な場合は、その工場の製品にかぎり、実験の結果に基づいてコンクリートの許容応力度を長期圧縮 100 kg/cm^2 、せん断および引張りはその $1/10$ 、短期はそれぞれその 2 倍まで採ることができる。ただし、目地その他部材の接触部におけるモルタルの長期許容せん断応力度は 4 kg/cm^2 以下、許容圧縮応力度は 40 kg/cm^2 以下、短期はそれぞれの 2 倍以下としなければならない。

また、特に施工良好なモルタルにおいては、前記の 1.5 倍まで増大することができる。

4 壁式鉄筋コンクリート造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋コンクリート造の耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成する鉄筋コンクリート造（以下壁式構造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の壁式構造の部分に適用する。
2. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
3. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の一部を適用しないことができる。

2 条 壁式構造の規模

壁式構造の地上階数は4以下とし、軒の高さ（高さが1.2mをこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する）は13m以下としなければならない。

3 条 耐力壁の配置

耐力壁は、次の各号の規定に適合するように配置しなければならない。

1. 耐力壁は建築物の平面上つりあいよく配置しなければならない。
2. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、4条に規定する構造の耐力壁の長さの合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値（以下壁量という）は、それぞれ表1に示す数値以上とすること。ただし、耐力壁の厚さ t が表2に示す厚さ t_0 より大きい場合には、その耐力壁の長さを t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとするが、この場合耐力壁の実長の合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値を、表1に示す数値からそれぞれ 3 cm/m^2 を引いた数値以上としなければならない。

表 1

階		壁 量 (cm/m^2)
地 上 階	最上階から数えて3つめの階以上の階	12
	4階建の1階	15
地 下 階		20

4 条 耐力壁の構造

耐力壁は、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 耐力壁の実長は 45 cm 以上あり、かつ、同一の実長を有する部分の高さの 30% 以上とすること。
2. 耐力壁の厚さ t は、それぞれ表 2 に示す数値 t_0 以上とすること。

表 2

階		壁の厚さ t_0 (cm)	備 考
地上階	平 家	12 かつ $h/25$	h : 構造耐力上主要な鉛直支点間の距離 (cm)
	階数が 2 の建築物の各階または階数が 3 以上の建築物における最上階	15 かつ $h/22$	
	そ の 他 の 階	18 かつ $h/22$	
地 下 階		21 かつ $h/18$	

3. 耐力壁には、横方向および縦方向にせん断補強筋を配置し、その鉄筋比（以下、せん断補強筋比という）は、コンクリートの単位鉛直断面積または単位水平断面積に対して、それぞれ表 3 に示す数値以上とすること。

表 3

階		せん断補強筋比 (%)
地上階	平家または最上階	0.15
	最上階から数えて 2 つめの階	0.20
	その他の階	0.25
地 下 階		0.25

4. 壁量が表 1 に示す数値より大きい場合におけるせん断補強筋比は、0.15% を下らない範囲で次式によって算定した数値まで減らすことができる。

$$\left(\begin{array}{c} \text{せん断補} \\ \text{強筋比} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{せん断補強筋比} \end{array} \right) \times \frac{[\text{表 1 に示す壁量 (cm/m}^2\text{)}]}{[\text{設 計 壁 量 (cm/m}^2\text{)}]}$$

5. 横筋および縦筋の直径は 9 mm（異形は 9.53 mm）以上とし、耐力壁の見付け面積に対する横筋および縦筋の間隔はそれぞれ 30 cm（平家建の場合は 45 cm）以下とすること。ただし、複配筋とする場合は、片側の横筋および縦筋の間隔は、それぞれ 45 cm をこえてはならない。
6. 耐力壁の端部、取合せぐう角部、開口部周囲など 構造上主要な部分には、3 項に規定するせん断補強筋以外に曲げ補強筋として、表 4 に示す配筋またはこ

れらと同等以上の鉄筋量を有する配筋をすること。

表 4

階	耐力壁の端部などの曲げ補強筋	
	$h > 1 \text{ m}$	$h \leq 1 \text{ m}$
平 家	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)
最上階または最上階から 数えて 2 つめの階	2-13 ϕ (異形は 2-D 13)	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)
そ の 他 の 階	2-16 ϕ (異形は 2-D 16)	2-13 ϕ (異形は 2-D 13)
備 考	h : 曲げ補強筋に沿った開口縁の高さ (cm) (開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする)	

7. 厚さが 18 cm 未満の最上階の耐力壁で、これに直交する耐力壁がある場合は 6 項の規定にかかわらず 1-13 ϕ (異形は 1-D 13) とすることができる。
 8. 厚さが 18 cm 以上の耐力壁の鉄筋は複配筋とし、これらの鉄筋は横筋または帯筋で有効に連結すること。
 9. 壁と床との交さ部には、直径が 13 mm (異形は 12.7 mm) 以上の補強筋を、また開口部のぐう角部には、表 4 に示す鉄筋の 1/2 以上の断面積を有し、かつ、直径が 9 mm (異形は 9.53 mm) 以上の斜め筋を配筋すること。
 10. 壁とこれに直角な方向の壁ばりまたは小ばりとの取合せ部分は、上部の荷重が安全に壁または他の部分に伝達されるような構造とすること。
- 5 条 壁ばりの構造

壁ばりは、鉛直荷重および水平荷重に対して十分安全な耐力を有するように設計するほか、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 各階の耐力壁の頂部には、壁ばりを有効に連続して設けること。
2. 壁ばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上とすること。
3. 壁ばりの配筋については 4 条 8 項の規定を、また主筋以外の横筋および縦筋は 4 条 3, 4 項および 5 項の規定を準用すること。
4. 剛な屋根スラブまたは床スラブと一体となっていない壁ばりの有効幅は、構造耐力上主要な水平支点間の距離の 1/20 以上とすること。

6 条 屋根および床の構造

屋根および床は、鉄筋コンクリート造、鉄筋軽量コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造のスラブとし、耐力壁または壁ばりと一体となるような構

造としなければならない。ただし、最下階の床および階数が2以下の建築物における屋根および床は、このかぎりでない。

7 条 基礎および基礎つなぎばりの構造

基礎および基礎つなぎばりは、鉛直荷重および水平荷重に対して十分安全な耐力を有するように設計するほか、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 建築物の最下階の下部には、布基礎またはつなぎばりを有効に連続して設けること。
2. 基礎および基礎つなぎばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上とすること。
3. 基礎の配筋については4条8項の規定を、また主筋以外の横筋および縦筋は4条5項の規定を準用すること。

5 壁式鉄筋軽量コンクリート造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、「鉄筋軽量コンクリート構造設計規準」の2条から4条までに定める軽量コンクリートと、鉄筋とによる耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成する鉄筋軽量コンクリート構造（以下軽量壁式構造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の軽量壁式構造の部分に適用する。

ただし、軽量コンクリートの設計用4週圧縮強度が 120 kg/cm^2 以上で、かつ $F > 75\rho$ (F は4週圧縮強度、 ρ は軽量コンクリートの気乾比重) の場合には、本条に規定するもののほかは「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」の2条から7条までの規定に従ってよい。

2. この規準による構造は、常時土または水に直接接する部分に用いてはならない。
3. この規準に規定する構造部分以外の部分で、鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定により、また鉄筋軽量コンクリート構造の部分については「鉄筋軽量コンクリート構造設計規準」の規定による。
4. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

2 条 軽量壁式構造の規模

軽量壁式構造の地上階数は3以下とし、軒の高さ（高さが1.2mをこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する）は11m以下としなければならない。

3 条 耐力壁・壁ばり・屋根・床および基礎の配置と構造

耐力壁・壁ばり・屋根・床および基礎の配置と構造については、それぞれ「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」3条から7条までの規定を準用する。ただし、壁量および壁の厚さについては、表1および表2を次のように改め、4条3項の規定の準用にあたっては、次の4項によってせん断補強を算定することができる。

表 1

階	壁 量 (cm/m ²)
各 階	14

表 2

階	壁の厚さ t_0 (cm)	備 考
平 家	14 かつ $h/22$	h : 構造耐力上主要な鉛直支点間の距離 (cm)
階数が2の建築物の各階, または階数が3の建築物の最上階	17 かつ $h/20$	
そ の 他 の 階	20 かつ $h/20$	

コンクリートの単位鉛直断面積および単位水平断面積の算定にあたっては, その耐力壁の実厚から 2 cm 差し引いた数値を用いて算定することができる。

4 条 鉄筋のかぶり厚さ

鉄筋に対する軽量コンクリートのかぶり厚さは, 軽量コンクリートの種別およびその調合ならびに建築物の構造部分および 耐久上有効な仕上げに応じて, 表 3 の数値以上としなければならない。

表 3

構 造 部 分 の 種 別		軽 量 コ ン ク リ ー ト の 種 別	
		ポルトランドセメントを使用した第1種および第2種, 高炉セメントまたはシリカセメントを用い, セメント使用量が 330 kg/m^3 をこえる第2種	高炉セメントまたはシリカセメントを使用した第1種, 高炉セメントまたはシリカセメントを用い, セメント使用量が 330 kg/m^3 をこえない第2種
床・耐力壁以外の壁	仕上げをしてあるもの	2 cm	3 cm
	仕上げをしないもの	3 "	4 "
耐力壁・はり	屋内面で仕上げをしてあるもの	3 "	4 "
	屋外のもの, 屋内面で仕上げをしないもの	4 "	5 "

5 条 外壁の防水

外壁で雨水が浸透するおそれのある部分がある場合は, 適当な防水措置を講じなければならない。

6 コンクリートブロック帳壁構造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

この規準は、2 条に示すコンクリートブロックを鉄筋により補強して組積する帳壁構造（以下ブロック帳壁という）に適用する。

ただし、外力に対して十分安全であるように構造計算、実験またはその他特別の調査研究に基づいて設計されたブロック帳壁については、この規準は適用しない。

2 条 コンクリートブロック

ブロック帳壁用コンクリートブロックは、JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」の規定に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものとしなければならない。

3 条 帳壁の規模

この規準に規定するブロック帳壁の規模は、次の各号による。

1. 壁体の上下または左右の向きあった2辺以上の周辺が主要な構造部分に固定されているものについては、主要支点間距離は 3.5 m 以下であること。
2. 壁体の下辺または下辺とそれに隣接する一側辺のみとが主要な構造部分に固定されているものについては、そのブロック積み部分の持放し長さの1つは 2.0 m 以下であること。

4 条 壁厚

ブロック帳壁の壁厚は、仕上げの部分を除き表1に示す数値以上とする。

表 1

帳 壁 の 種 類		壁 厚 (cm)	
		(1) 前条1項に規定するもの	(2) 前条2項に規定するもの
間 仕 切 壁		10 かつ $l_1/25$	10 かつ $l_2/15$
外 壁	(イ) 地盤からの高さ 8 m 以下の部分	15* かつ $l_1/25$	15* かつ $l_2/15$
	(ロ) 同 上 8 m をこえ 15 m 以下の部分		
	(ハ) 同 上 15 m をこえる部分	15 かつ $l_1/20$	15 かつ $l_2/10$

* 平家建の建物または最下階の外壁にあっては 10 とすることができる。

〔備考〕 1) l_1 は主要支点間距離、 l_2 はブロック積み部分の持放し長さを表わす。

2) 1つの帳壁が外壁の(イ)、(ロ)および(ハ)の2以上の部分に該当するとき、その帳壁の過半が属する部分の規定による（以下次条にても同じ）。

3) 外壁にあって、風圧が有効にさえぎられているものは、間仕切壁の欄の数値にすることができる（以下次条にても同じ）。

5 条 補強筋

1. ブロック帳壁にそう入する鉄筋の直径と間隔は、3条1項に規定するものにあつては表2に、同条2項に規定するものにあつては表3によらなければなら

表 2

帳 壁 の 種 類		主 筋				配 力 筋	
		$l_1 \leq 2.5 \text{ m}$		$2.5 \text{ m} < l_1 \leq 3.5 \text{ m}$		直 径 (mm)	間 隔 (cm)
		直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)		
間 仕 切 壁		6 以上	80 以下	6 以上	80 以下	6 以上	100 以下
外 壁	(イ) 地盤からの高さ 8 m 以下の部分	6 "	80 "	{ 6 " 9 "	{ 40 " 80 "	9 以上	100 以下
	(ロ) 地盤からの高さ 8 m をこえ 15 m 以下の部分	9 "	80 "	{ 9 " 13 "	{ 40 " 80 "		
壁	(ハ) 地盤からの高さ 15 m をこえ 31m 以下の部分	$l_1 \leq 2.3 \text{ m}$		$2.3 \text{ m} < l_1 \leq 3.5 \text{ m}$		9 以上	100 以下
		9 以上	80 以下	{ 9 以上 13 "	{ 40 以下 80 "		

- 〔備考〕 1) 主筋とは主要支点間方向の鉄筋をいう。
 2) 配力筋とは主筋と直角方向の鉄筋をいう。
 3) l_1 は主要支点間距離を表す。
 4) 異形鉄筋を使用する場合は、表中の直径 9 mm を 9.53 mm に、13 mm を 12.7 mm にそれぞれ読みかえる (表 3 でも同じ)。

表 3

帳 壁 の 種 類		主 筋				配 力 筋	
		$S \leq 1.1 \text{ m}$ の部分		$1.1 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$ の部分			
		直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)
間 仕 切 壁		6 以上	80以下	9 以上	80以下	6 以上	80以下
外 壁	(イ) 地盤からの高さ 8 m 以下の部分	9 "	80 "	9 "	40* "	9 以上	80以下
	(ロ) 同上 8 m をこえ 15 m 以下の部分	9 "	40 " (80)** "	13 "	40 "		
	(ハ) 同上 15 m をこえ 31 m 以下の部分	13 " (9)** "	40 "	13 "	40 "		

* 平家建または最下階で 15 cm 厚のブロックを使用する場合は、 $S \leq 1.6 \text{ m}$ の部分まで 80 とすることができる。

** パラペットのように、持放し端に接する窓などからの荷重のかからない構造のものにあつては、括弧内の数値を使用することができる。

- 〔備考〕 1) 主筋とは持放し方向の鉄筋をいう。
 2) 配力筋とは主筋と直角方向の鉄筋をいう。
 3) S は持放し端より測った距離を表す。

ない。

2. ブロック帳壁の持放し端部 および 開口部の周囲は直径 13 mm (異形は 12.7 mm) 以上の鉄筋で補強しなければならない。

ただし、間仕切壁および地盤からの高さ 8 m 以下の部分の外壁に使用するものについては、直径 9 mm (異形は 9.53 mm) 以上の鉄筋を用いることができる。

6 条 帳壁の緊結

ブロック帳壁は、壁面に垂直な外力により脱落することのないよう、鉄筋を主要な構造部分に定着するか、またはその他の方法により、主要な構造部分に緊結する構造としなければならない。

7 条 鉄筋の継手および定着

1. 地盤からの高さ 8 m をこえる部分のブロック帳壁の主筋は、溶接する場合を除き、継手を設けてはならない。
2. ブロック帳壁の鉄筋の重ね長さおよび 定着部分の長さは、表 4 に示す数値以上としなければならない。

表 4

構 造 部 分		継手または定着部分の長さ			備 考
継 手	定 着	丸鋼	異 形 丸 鋼		
			フックなし	フックあり	
引張応力の大きい箇所、 開口部の周囲など	3 条 2 項の帳壁の主筋を はりまたは柱に定着する 場合 開口部周囲の補強筋を両 側の壁部に定着する場合	40 <i>d</i>	40 <i>d</i>	30 <i>d</i>	<i>d</i> : 鉄筋の 径（継手 の場合 は 細いほう の鉄筋の 径）
その他の箇所	その他の場合	25 <i>d</i>	25 <i>d</i>	20 <i>d</i>	

8 条 目地、空洞部およびかぶり厚さなど

1. ブロック帳壁の、鉄筋をそう入した空洞部 および縦目地に接する空洞部は、モルタルまたはコンクリートで埋めなければならない。
2. 空洞部にそう入する鉄筋に対するコンクリート またはモルタルのかぶり厚さは、コンクリートブロックのシェルを除き、2 cm 以上としなければならない。
ただし、間仕切壁で、豆砂利コンクリート またはモルタルをてん充する場合には、かぶり厚さを 1 cm 以上とすることができる。

7 プレキャストコンクリート組立床構造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、プレキャストコンクリート部材（以下部材という）を用いて組立構成する床板（屋根板をふくみ、以下プレキャスト床という）に適用する。ただし、部材を単に型わく、仕上げなどの材料として用いるものについてはこの限りでない。
2. 特別の調査研究によって設計されたプレキャスト床で、この規準によるものと同等以上の安全性があると認められるものについては、この規準の規定の1部を適用しないことができる。

2 条 プレキャスト床を用いる建築物の構造

1. プレキャスト床を用いることのできる建築物の構造は、プレキャスト床を安全に支持し、かつ水平力をうけた場合、負担応力の集中が少ないように、骨組・壁などがつり合いよく配置されたものとする。
2. 水平力がプレキャスト床以外の主要な構造部分（以下構造主体という）のみで有効に伝達負担される構造の建築物にあっては、水平耐力を期待しないプレキャスト床を用いることができる。
3. プレキャスト床に水平力を負担させる建築物にあっては、組立床の構造、その緊結状況などを考慮した水平剛性にしたがって、骨組の横力分布を定めなければならない。

3 条 部材などの品質

1. 部材の強度上主要な部分に用いるコンクリート およびモルタルの4週圧縮強度は、普通骨材を用いるものにあつては 150 kg/cm^2 以上、軽量骨材を用いるものにあつては 120 kg/cm^2 以上でなければならない。
2. 部材の主たるシェルの厚さは 3 cm 以上なければならない。
3. 部材の主要な補強筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、2 cm 以上なければならない。
4. 部材の主要な補強鋼材の継手・仕口は、原則として溶接によらなければならない。
5. 部材は耐力上、および施工上に支障となるような寸法誤差・そり・ねじれ、または欠損などがあつてはならない。

4 条 プレキャスト床の構造

1. プレキャスト床は、部材がモルタル、コンクリート、鋼材などを用い、接着、かみ合せ、緊結など、相互に有効に結合されているものでなければならない。
2. プレキャスト床は、自重および積載荷重などの鉛直荷重に対して安全でなくてはならない。
3. プレキャスト床は、使用上の支障となるような振動および変形を生ずるものであってはならない。
4. 組立床で水平力を負担するものにあつては、部材を用いて構成された床面の単位の大きさ（床の周辺を固めている大ばりなどの構造の中心線で囲まれた面積）は 60 m^2 以下とし、かつその1辺の長さは 10 m 以下とする。
5. 部材を接合する目地モルタルおよび、てん充コンクリートは、プレキャスト床の耐力を確保するに十分な強度を有するものを使用しなければならない。
6. 目地モルタルまたはてん充コンクリート中に埋込む補強筋の継手は、付着応力に依存するものであってはならない。

5 条 プレキャスト床の取付け

1. プレキャスト床は、その負担する応力を伝達できるよう、かつ構造主体の変形に対しても安全であるよう、構造主体に十分に緊結支持されていなければならない。
2. プレキャスト床の構造主体へのかかりは、 3 cm 以上とする。ただし、現場打ち鉄筋コンクリートまたは補強鋼材などで、有効に接続されているものについてはこの限りでない。

6 条 構造計算など

1. プレキャスト床の構造計算にあたっては、実験にもとづく計算値を採用し、長期・短期ならびに完工前に起りうる使用応力に対して安全であることを確かめなければならない。
2. 鉛直荷重に対するプレキャスト床の計算は、原則として単一部材、または一方向にだけ結合された部材の単純ばりとして取りあつかう。この場合、その単純ばりは必要な断面耐力を有し、かつ鉛直荷重に対するたわみが支点間距離の $1/300$ かつ 20 mm をこえないような剛性を有することを確かめなければならない。
3. 水平せん断力を負担するプレキャスト床は、その床が負担するせん断力について部材の耐力、および部材相互の接合が安全であることを確かめなければなら

らない。

4. 部分的集中荷重を受けるプレキャスト床については、その荷重によって局部的破壊を生じないことを確かめなければならない。
5. プレキャスト床に使用するコンクリート、鋼材およびその溶接継目の許容応力度は、日本建築学会の関係構造の計算規準による。コンクリートの代りに使用するモルタルの許容応力度は、コンクリートのそれに準じて取りあつかうものとする。

7 条 その他

プレキャスト床の設計および施工にあたっては、次の各号を考慮しなければならない。

1. 屋根板その他雨がかり部分に用いるプレキャスト床については、有効な防水措置を講ずること。
2. 組立金物の防せい措置を講ずること。
3. 部材および結合部のコンクリートに対しては、穴明け、はつりなどを施さないことを原則とする。やむを得ず断面を欠損する場合は、構造耐力上、支障のないようにすること。
4. とくに耐火性を必要とする場合は、有効な防火措置を講ずること。

立案の主旨

立案の主旨

——この規準の正しい使用について——

1. 特殊コンクリート造とは？

この本に掲げてあります構造法は、いずれもわが国ではまだ経験が浅く、熟練した技術者の数も少ないので、その設計や施工については特に入念の注意を必要とするものばかりであります。最近ようやく一般に認められ数が増してまいりましただけに、——ちょうどはいだすようになった赤ん坊と同じで——いまがいちばん危険な時期であります。何ごとも初めのうちは「おっかなびっくり」慎重にいたしますから、むしろまちがいは少ないのですが、少しなれてきたころがいちばんまちがいが多いようであります。

したがって、ここ当分の間、特に厳しい技術的良心と特に深い愛情とをもってしなければ、まだまだ安心のできない構造法であります。この規準はその際の技術的良心の指針となるものでありますが、これに加えるに皆さまがたの特に深い愛情がなくてはこれらの構造は成立いたしません。特殊コンクリート造の特殊はこのような意味であろうと私は考えます。真にこの種の構造が発達して、特別の注意や特別の愛情が必要でなくなります時期が到来すれば、当然この名まえは返上いたします。どうかこの名まえがかぶっております間は、「目の離せないかわいいやつ」として、特に細心の注意をもって、めんどろをみていただきたいと思います。

2. 非適応症

よい薬でもその適応が違っていたり、その使用法がまちがっていたりしますと、かえって害になることがあります。この設計規準案はよい耐火建築を安全に、しかもできるだけ安く造ることを目的として作られたものでありますが、その適応がまちがえられたり、解釈がまちがっていたりいたしますと、この規準があるためにかえって危険な建物ができることにもなりますので、ここに立案の主旨を申し述べまして、この規準が正しく使用され、そして有効に皆さまのお役にたちますことを念願する次第であります。

一般に世の中のことは、すべてピンからキリまでありますが、特殊コンクリート構造においては特にその傾向は顕著であります。一つには施工上まだなれないためもありますが、最も大きな理由はこの構造の採用される動機が多くの場合、少しでも安く建てようということにあるからであります。

この動機が目的となり、さらに目的のために建物の安全さをかえりみられないような場合があったとしたら、この構造はずいぶん危険なものになります。

山道のつじつじに道しるべがあります。それを信頼し、そしてそのとおりに歩いていけば安全

な目的地に達することができますが、みずから安全を放棄する人があったとすれば、いくらでもわき道はあります。そのような人は、おそらくさくがあっても乗り越えてみずから迷い込んでしまうでしょう。この規準もつつじの要所に立てた道しるべではありますが、わき道のところにはいちいち「ここを曲がってはいけない」とは書いてありませんし、また太い道のところでは多少わん曲していてもいちいち立札は立ててありません。

道々注意深い判断によって、安全とお考えになる道をお選びください。そのとき、もし安全ということよりも安いということや、かっこうがよいということのほうを主眼として、あえてお選べるようになることができるような性質のかたはこの規準の適応の範囲外であります。道しるべがあるにもかかわらず、このほうが道が平たんだからとか、このほうがけしきがよさそうだからとかいうことのために、平気でわき道へはいることのできる人々にとっては山道は危険であります。同様にそのようなかたがたにとっては、特殊構造は危険でありますから、この畑に足をお入れにならないほうがよろしいと思います。

3. 基準と規準

建築の「キジュン」に2種類ありますことは、皆様ご承知のとおりであります。1つは基準法で、これは建築物として満たされていなければならない最低の条件であります。もう1つは設計規準とか計算規準とかに使っております、いわゆる標準的なものであります。必ずしもこれに従わなくてもほかに道はありますが、これに従えば、いちばんまちがいがいいし、むだも少ないという一種の道しるべであります。鉄筋コンクリートや鉄骨のようにある定まった材料を用い、定まった方法で構造するような場合には、このような規準はかなりの確に定めることができますが、ここに掲げる特殊コンクリート造のように、材料の質も形もいろいろ異なったものがあるような場合には、いちがいに標準的な規準を示すことはきわめて困難であります。

たとえば、強度の低いものと高いものがある場合、1つの規準に定めようといえますと高強度のものにとっては不経済となり、低強度のものにとっては危険側となります。したがって、ここには規準とは申すもののどちらかといえば、基準的な考えで一応守らなければならない最低限の値を出して「…以上でなければならない」というように定めてあります。すなわち、いかに条件のよい場合でもこの規準の値だけは必要とするわけで、通常の場合はこの値ではむしろ足りないことを意味しております。ちょうど、がけぶちに立てられている「これより先危険」の立札は最も条件のよい場合に限ってそこまで行かれますが、通常の場合は付近の地形や、その人の体の調子や、足もとのコンディションなどによって少しまえで立ちどまりませんと必ずしも安全ではありません。

これらのコンディションや、立ちどまらなければならない位置などについては、各規準の解説にそれぞれ詳しく記載されております。

4. 壁量と規模の制限

特殊コンクリート造は、いずれも主として壁によって鉛直ならびに水平の荷重を支持する構造ですが、それぞれの構法によって鉄筋の補強がはいりやすいものとそうでないもの、または入れた鉄筋がききやすいものとそうでないものなどいろいろあります。そこで、まず各構法による単位の壁が耐えることのできるせん断力の大きさから、一定規模の建物に必要な壁の量の最低限を定めて、地震力に対して必要な耐力を保持するようにしてあります。建物の平面当りのこのような壁の長さを壁量といっております。

しかし、この壁量が 25 cm ぐらいになりますと平面計画上だんだんと無理になってまいりますので、今度は各構法によってそれぞれ無理にならない程度に階数を制限いたします。

また、同じ階高でも広い室を造りますとどうしても一部の壁に力が集中したり、いろいろ弱い点も出てまいりますので、「耐力壁の中心線で囲まれた面積」を制限してその安全を計っております。

しかし、このような制限の値はそれぞれの構法の特徴を示すだけのもので、壁量の制限が小さくて済むからこの構法が優秀であるとか、階数の制限が低いからこの構法は劣っているとかそういう意味はけっしてありません。制限壁量の大きいものは壁の多い種類の建物に適し、制限階数の低いものはそのような規模に適するというにすぎません。

いちがいにこのような鉄筋量の少ない構造で、大規模な建物を造ることは特別に考慮された場合を除き不適当であります。たとえ、苦勞してできたとしても、けっしてほめたものではありません。かっぱは水中にあることがよく、からすは水にはいって魚をとらないことが賢明であります。

5. 壁はつりあいよく

俗に「つりあわぬが不縁のもと」と申しますが、特殊コンクリートでもまったくそのとおりです。この規準に定めてあります壁量・鉄筋量その他すべての規定は耐力を負担する壁が平面的にも、また立体的にもつりあいよく配置されている場合の算定値に基づいて定めてありますから、通常このようなことをまったく考えないで設計した場合、地震時建物にねじれが起ったり、部分的にはなほだしく力が集中したりしますと、この規準に定めた壁量または配筋ではもちろん危険であります。各章の中で「壁はつりあいよく」と簡単に書いてありますが、このことはきわめて重要な条件であることを覚えていただきたいと思ひます。

前記「耐力壁の中心線で囲まれた面積」の規定なども一つには壁の偏在を防ぐための手段でもあります。

やむをえず、つりあいのよくない壁の配置を採用する場合には、建物のねじれによる各部応力の増大を考慮して、必要なだけ壁量または鉄筋量を増大しなければなりません。

表題に特殊コンクリート構造規準でなく、特殊コンクリート造規準といたしておりますのはこのような構造では建物の規模や形の全体計画を切離しては規準を設けることができないからであります。

6. 石橋をたたいて渡る

各構造とも2階以下でかつ住居建築のように間仕切の多い建物では壁の配置がほぼつりあいよく、かつ全般的にこの規準に適合しておれば、壁量以外は特に算定を必要といたしません。3階以上の建物または2階以下でも特に間仕切の少ない建物、壁の偏在した建物などではこの規準によるのほか、さらに各設計者において壁量・配筋その他必要な算定を、適当と信ずる方法によって行なうことをたてまえといたしております。すなわち、規模の大きい建物では「壁はつりあいよく配置され」という字句は、きわめて厳密に解釈されるべきで、通常の設計の場合にはこの条件を満たすものは少ないとみななければなりません。一般に計算によって、この規準よりさらに増強する必要を認めた部分はその増大値を採用いたしますが、安全すぎと思われる場合でもこの規準の値は限度としてお守りいただきたいと思います。

7. 規準と安全さ

一般に鉄筋で補強されたコンクリートの最終強さは、鉄筋が有効に働いております場合はおおよそその鉄筋量に比例いたします。また、同時に構造体の工費も鉄筋量によって大きく左右されることは、ご承知のとおりであります。

しかし、ここに掲げられました各種の構造法は、ごらんのとおり壁の鉄筋量にかなりの開きがあり、補強ブロック造において最も少なく、壁式鉄筋コンクリート造において最も多く鉄筋を使用することになります。現場で一体的にコンクリートを打つことのできる壁式鉄筋コンクリートのほうが、あぶなっかしい目地で積んでいくブロック造よりも、多く鉄筋量を必要とすることは確におかしいことであります。実は補強ブロックでも、できれば壁式鉄筋コンクリートと同じくらいの鉄筋量はほしいわけですが、ブロックの空洞部に鉄筋をそう入していく現在の方法ではむやみに多く鉄筋を使っても、空洞の中に打った少量のコンクリートや、ブロックにその力を伝えきれませんし、鉄筋が多いためにかえってコンクリートの回りが悪かったりして、けっきょくこの規準の程度を適度と認めたからであります。したがって、最終耐力において、補強ブロック造は壁式鉄筋コンクリート造にはるかに劣ることは明らかであります。その代り補強ブロック造では壁の量や、配置やまたは建物の規模などで必要な制限を強化し、その他細部にわたって細心の注意をすることによって、その安全さを補うことにいたしておりますから、これらの一見うるさく見えるすべての規定が忠実に守られなければならないわけであります。型わくコンクリートブロック造、組立鉄筋コンクリート造についても同様であります。

たとえば建物の規模について、壁式鉄筋コンクリート造以外でも規準では一応3階まででよいことになっておりましても、実際の設計は壁の配置が必ずしもつりあいよくはないでしょうし、また施工上必ず起りうる不完全さもあり、特に厳重な監督がゆきとどく場合のほかは、3階建あるいは2階建でも学校建築のように大きな室をもつようなものは、一般にはお勧めでき

ません。

特殊コンクリート造の規準では、すべての条項が「心よく」満足されている場合に限って各条項が生きております。たとえば、階高の制限をあたかも既得の権利であるかのように主張しその他の規定や標準の仕様をいやな義務のように考えてしぶしぶ行なうとしたら、この規準は正しく使用されているとはいえません。「つりあい」は壁の配置ばかりでなく、この規準の各条項に対する心持についても、やはり「よく」なければなりません。

8. 解説と設計例

この本にある各種の構造は、いわゆる一すじなわではいかない構造ばかりであり、しかも同じ名称の構造でありながら細部はまちまちであります。したがって、前述のように規準としてはなかなかいちがいに規定しがたいものがたくさんありますし、また、あまり一律に定めるとそれぞれの長所を相殺し、または進歩を阻害したりいたしますので、本規準ではどうしてもこれだけはという最後の一線だけを定めて、詳細はなるべく拘束しないようにしてあります。しかし、これはけっして「細部はどうでもよい」という意味ではなく、むしろ逆に細部については特に慎重を要するがゆえにいちがいに規定しないで、その時と場合に応じた設計者の明確な技術的判断におまかせしているわけであります。しかし、はじめてこの種の設計や工事にたずさわられるかたがたにとっては、このような場合の判断の資料が必要と思いますので、各規準に解説を添えて、各規定の定まりました根拠、規定の言外に含めております意味、その他推奨すべき事項、注意事項などについて詳しく記載されております。どうかこれによって規準の表皮だけでなく、その意図する「ところ」をお読みとりいただき、規準を「いたずらに設計の自由を束縛するもの」とお考えにならないで、善意の道しるべとしてお考えいただきたいと思います。

さらに、本書には設計例を付して規準の適用に誤りのないよう完璧を期しておりますので、これらをあわせてお読みいただきまして、規準の不十分な点を補っていただければ幸であります。

9. 異種構造の混用

もともとこれらの特殊コンクリート造は、それぞれ異なった力学的特性を持っておりますので、1つの建築物の耐力上主要な構造部分に2つ以上の異なった構造を混用することはできません。ただし、鉄筋コンクリートラーメンを壁のわくとして余分に添加することはさしつかえないのみか、きわめて望ましいことであります。特に3階建以上の建物ではこのような措置をとることは、終局耐力増強のうえにきわめて有効であり、是非お勧めいたしたい手法であります。

なお、市街地の商店建築によくあるように、けた行方向を鉄筋コンクリートラーメン構造とし、スパン方向をブロック造とすることは一応さしつかえないものと考えております。

10. 施工こそ肝要

いかに石橋をたたいてみても、実際渡るときに足を踏みはずしてはなんにもなりません。うそのような話ですが、特殊コンクリートの現状では足の底が、60%ぐらいは橋の外にはみだしているものが少なくありません。まさにスリルですが事実です。目をおおいたくなるような現場が間々あります。

また、一般に特殊コンクリートでは小さな工事が多いので、専門の技術監督がゆきとどかない場合が多いように思われます。

特殊コンクリートの標準仕様書が本書とは別に刊行してありますが、この種の構造ではむずかしいことを考えるよりは、つまらないことでも確実に実施することが何よりたいせつであります。ばか正直ということばがありますが、特殊コンクリートの施工は仕様書どおり、ばか正直であることを望みます。特にここに掲げました規準は、この標準仕様書によって忠実に行なわれた場合を予想して、立案されておりますので、これが行なわれませんとこの規準はまったく根拠を失ってしまいます。

これらの点に関しては、設計監督ならびに施工業者のかたがたの積極的なご理解とご協力をせつに希望いたします次第であります。

11. 特殊構造の進歩をはばむもの

特殊コンクリート構造の発達に寄与するのは、なんでもかんでも特殊コンクリート造で造ろうとするのではなく、むしろこの構造に適するものと、適しないものをはっきり区別することにあると思います。

たとえば、不当に安い予算で請け合ったり、宣伝したり、平面や立面上この構造では無理な設計を受注したり、試みたりすることはこの種構造の信頼と発展を著しく阻害するものであります。その他、凝りすぎ、新しがり、はで好み、あるいはこれと正反対に不勉強、食わず嫌い、またはなんでも新しいものには、けちを付けたがる癖など、この構造の敵であります。どうかこの本をじっくり読んでいただいて黙々と地道に足もとを踏みしめながら——ちょうど、れんがやコンクリートブロックを1枚1枚積んでいくように——小さくとも完全な特殊コンクリートの家を1軒でも多く造っていただきたいと思います。このようなゆき方が組積造の原理でもあります。ファインプレーは、この構造の性分に合いません。「愚直」こそ、特殊コンクリート造のモットーとすべきであると思います。

1 補強コンクリートブロック造

設計規準・同解説

(1964改)

1 補強コンクリートブロック造設計規準・同解説 (1964)

補強コンクリートブロック造設計規準とは

補強コンクリートブロック造の家は、木造の柱・はり・筋かいにかわり、鉄筋で補強されたコンクリートブロック積みの壁が、家の骨組の主要部を構成する図 1.1 のような建築物である。

主要骨組が腐らない、燃えないコンクリートブロックで積まれた壁であるため、

- (1) 耐久的であること
- (2) 耐火的であること (簡易耐火的)
- (3) 耐震・耐風の構築できること
- (4) 防寒・防暑的であること、防音的であること
- (5) 工事費が鉄筋コンクリートより比較的安いこと

など、多くのすぐれた特長をもち、そのうえ、砂・砂利・火山砂利など日本特有の現地資材を有利に活用できるので、終戦後の転換期を契機として、日本全国にわたり急速に普及発達した構造法である。

その応用される範囲は、住宅・アパート・事務所・商店・病院・倉庫(くら)・農住宅・畜舎サイロ・貯蔵庫・たばこ乾燥庫・たい肥舎などのきわめて広範囲にわたっている。

木造建築があらゆる方面に害悪を残しつつある現状をみると、以上の事実は日本の将来のため祝福されてよいことである。

しかし、補強コンクリートブロック造の家に対しても、第一に要求されることは、その骨組があらゆる外力、特にわが国では暴風や地震に対しじょうぶであるということである。

補強コンクリートブロック造の家の主要骨組は、ブロックで積まれ鉄筋で補強された壁体であるから、この壁体* は屋根・床・壁などの家の自重や雪などの積載荷重をささえるほかに、暴風の風圧力や地震時のはげしい水平荷重にも耐えなければならない。

もし、壁の量が不足したり、壁に入れる鉄筋が少なかったり、ブロックが弱かったり、ブロック積み工事に欠点があると、地震時に壁が倒壊して家がつぶれるということもありうるわけである。ブロック造と類似の構造で、れんが造・石造があるが、これらの家は関東大震災に際

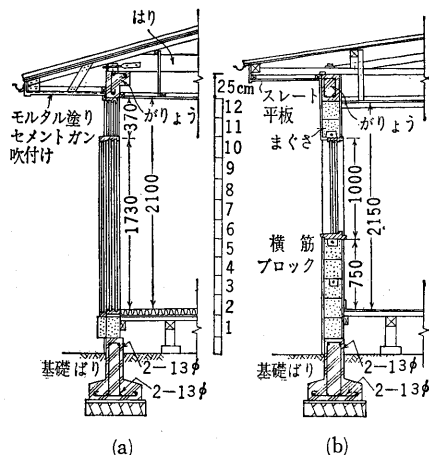


図 1.1 補強コンクリートブロック造建築物の構造 (その1)

* 1条 (1) により耐力壁と命名されている。

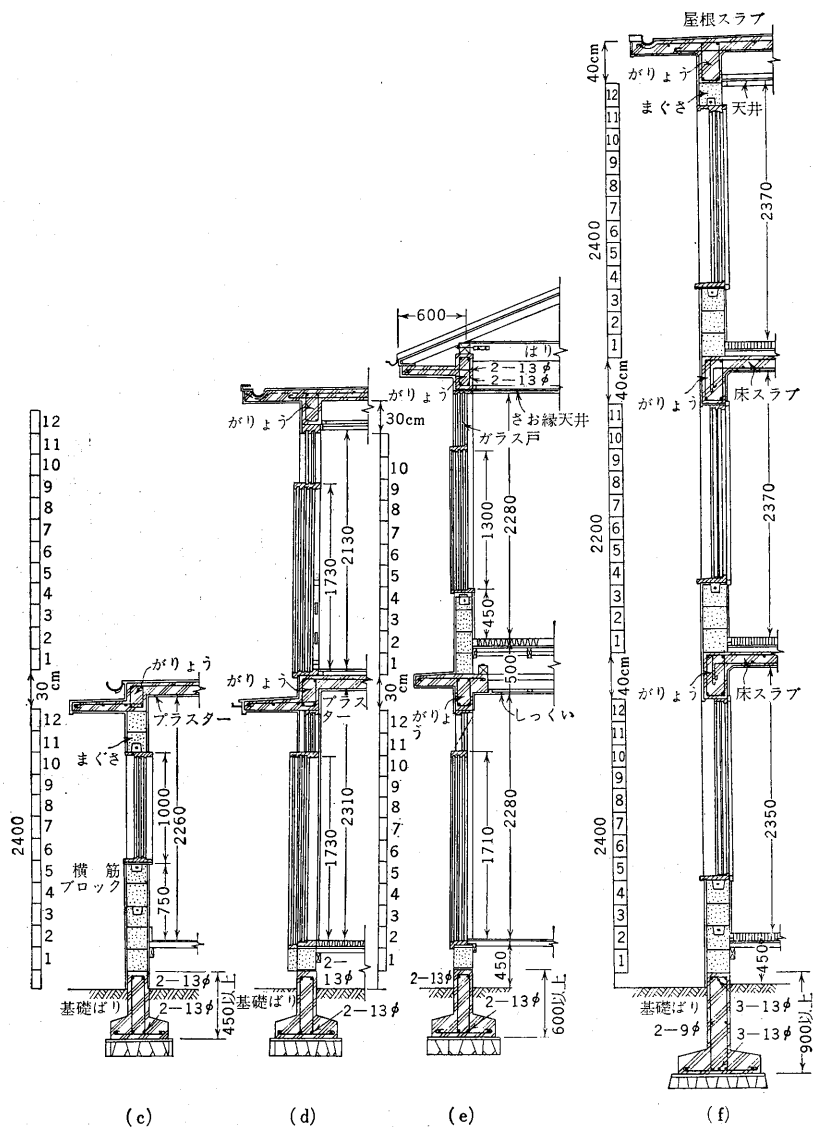


図 1.1 補強コンクリートブロック造建築物の構造 (その2)

し倒壊したものが多く、たいへん評判を悪くしている。

補強コンクリートブロック造の壁も鉄筋で補強されているが、れんが造、石造と同じく悪くいえば、積木細工のようなものである。もし、ブロック相互を密着させる目地モルタルのてん充が不十分であれば、完全な積木細工で、鉄筋が入れてあっても地震に對しまったく抵抗力なく、また関東大震災時のれんが造・石造の二の舞を演ずることはいうまでもない。

このように補強コンクリートブロック造の家は、多くのすぐれた特長をもち、将来普及発達することが望まれるにもかかわらず、前記のような不安の念を否定できないのも事実であってその設計と施工に対しては、周到な注意と絶えざる研究、ならびにブロック積みの誠実さが要求されるわけである。

したがって、本構造法がまだ発達の初期の段階にあり、かつ補強コンクリートブロック造のすべてを理解する人の少ない現在、設計・施工を無理解のままに、普及を野放しに放任することは危険といわざるをえない。

補強コンクリートブロック造建築が、今後大いに普及しようとする現在こそ、未来に禍根を残さぬような健全な設計・施工技術の種がまかれることが必要である。補強コンクリートブロック造建築は大地震に遭遇した経験なく、本構造法を理論的に裏づけする実験例がきわめて少ない現状ではあるが、上記の要望に応じて作成されたものが本設計規準である。

補強コンクリートブロック造はどんな建物に適しているか

本構造法は温暖地・寒冷地・積雪地・平野・山地の区別なく、全国的に、また建築種別も、住宅・アパート・商店・学校・農村諸施設など広範囲に普及する可能性があるが、どんな建築物に最も適しているであろうか、また何階までの建物ができであろうか。

建設省建築研究所などで、2階建実大試験家屋を造って、設計震度(0.2)の2~3倍の振動を加えてその安全性を検討した結果は、この程度の振動では壁にひび割れは発生するが、崩壊しないということであるから、壁量が多い2階建であれば、十分耐震的であるという結論である。

また、筆者の1人(勝田)が、昭和27年の十勝沖地震の際、簡易補強ブロック造平家建住宅の被害調査を行なった結果では、本規準程度の補強が施してあれば、木造住宅(筋かいのない)が倒壊するような地震に對しても、微細なひび割れを生じた程度で十分耐震的であるという結論であった。

以上の事実から、補強コンクリートブロック造建築物は壁量多く、構造につりあいごとである場合において、少なくとも平家建・2階建は十分耐震的であるということがいえるように思われる。

しかし、補強コンクリートブロック造はまだ本格的な大地震を受けた経験があるわけではなく、施工上にも現在の段階では、不信用を懸念されているところであるから、一足とびに4、5階の建物を建てることは無理であると思う。

元来、本構造物は壁体と床・屋根で骨組が構成されているから、原理的には壁式鉄筋コンク

リート構造と大差なく考えられる。したがって、4～5階までは一応建てられるように思われるかも知れないが、本構造法が壁式鉄筋と根本的に異なる第一の特徴は、壁式鉄筋がコンクリートの一体的な構造であるのに対し、本構造は壁体がコンクリートブロックで積まれてできた組積構造であるという点である。これは、マイナスのハンディキャップである。すなわち、たとえいかに誠実にブロック積みが行なわれているとしても、組積されていることのために壁体の強さは、一体的な壁体に比べ、約5割減の値を示すという宿命的な事実があり、補強コンクリートブロック造はこの点で構造的に大きな不利を招いている。これを具体的にいえば、ある建物を本構造法で建てようとする、両者コンクリート強度が等しいとすれば、壁式鉄筋に比べ2～3倍の正味壁量が必要ということになる。正味壁量を増すには、壁厚を増すか壁長を増すかであるが、これらはいずれにしても高層建築物を建てるのに都合の悪いことである。

もう1つ補強コンクリートブロック造として特殊な問題がある。壁式鉄筋の場合には、補強用鉄筋を思うことに入れることができ、それらのコンクリートとの定着も完全を期しえられるのが普通であるが、ブロック造の場合には、鉄筋の位置はブロックの寸法に制約されて自由がなく、コンクリートとの定着も完全を期しがたい（今後施工法、ブロックの形状のくふうにより改善されるであろうが）という事実である。これも、建築物が高層になるに従って、補強筋に頼る割合が多くなるから、つごうの悪いことである。

前記2点はブロック造の構造的な欠点ともいうべきものであるが、以上のほかに、現状のブロック造は施工上の不信用が大きいということがあり、よほど施工が誠実に行なわれていないかぎり、積木細工構造となる不安がある。

以上のような点をあわせ考えると補強コンクリート造の高層化は無理で、せいぜい2、3階以下の低層な住宅・アパート・病院のように間仕切壁の多い、そして開口部が大きい、建物に応用するのがよいということができよう。そうして最も適している建物は、2階以下の住宅・アパートそのほか事務所・商店・倉庫・諸農村建築物である。

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋により補強されたコンクリートブロック造の耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成される補強コンクリートブロック造（以下補強ブロック造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の補強ブロック造の部分に適用する。
2. 高さが2.5m以下で、かつ延べ面積が20m²以内の居住の用に供しない建築物については、6条の2項および8条の規定を適用しないことができる。
3. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
4. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

1. 前述したように、本構造法は3階以下の住宅・アパートに最も適しているので、本設計

規準は最も多く建てられることが想定されるこれらの建物を対象として、構造設計上の要点が規定されている。

その荷重状態は5条の解説に示すように、積雪量少なく荷重状態もごく普通で、平面図・立面図・断面図とも、構造的につりあいのとれた間仕切壁の多い住宅・アパートなどに対する設計規準である。

しかし、本構造法で建築されることが希望される建物は、住宅・アパートのほかには事務所・商店建築・学校建築・病院建築・農村建築などその種類多く、建築地も温暖地・寒冷地・多雪地など広範囲である。したがって、その荷重状態・平面図・構造法もきわめて多岐にわたるのもやむをえない。その間取・構造・荷重状態が、住宅・アパートと大差ない建物については、本規準をそのまま適用してもさしつかえない。しかし、事務所、多雪地の建物や倉庫のように荷重状態が異なる建物、学校建築における教室のように広い室で構成される構造の異なる建物などは、本規準を直接適用できない建物で、5条および6条の解説に一例を示すような方法で壁量そのほかにつき再検討を必要とするものである。

2. 居住の用に供さず、かつ規模のいちぢるしく小さい建物の場合には、逆に本規準によって設計すると安全すぎるということも起りうるかもしれない。このように、きわめて小規模のもの（規準では延べ面積 20 m^2 以内の居住の用に供しない建築物ということに規定されたが）については例外として扱い、したがって本規準のうち6条の(2)壁厚の規定および8条のがりょうの規定がはずされていて、規準によらず適宜に設計することが認められている。しかし、この場合も建物全体として構造耐力のバランスを検討し、十分な安全性を確保すべきことはもちろんである。
3. 補強コンクリートブロック造には、後に説明するようにコンクリートブロックを使用した部分以外に、基礎スラブ、がりょうのように鉄筋コンクリート造の部分がかかなりあるが、当然これらの部分を設計する際には、鉄筋コンクリート構造計算規準を参考にしなければならない。
4. 補強コンクリートブロック造は現在では発達の初期の段階にあるから、その材料・構造法ともに今後いよいよ進歩し、材料がさらに節約される新研究が生れるとか、現在ではむずかしいと思われる領域にまで伸びることなどが予想される。

本規準も現状に立脚しての規定であるから固定したものではない。研究の進歩に伴い、改訂が予想される性質のものであるから、すべてが本規準どおりでなければならぬというものでもない。そこに理論・実験に立脚した根拠があれば、必要に応じ、いくぶんの変更が認められてもよいものである。また、これから生れようとする新構造法に対しても同様で、あくまで本規準を適用しようとすることは、本構造法の進歩を阻害することにもなるので、その適用にあたってはいくぶんの融通性が認められてもよいと思われる。ただし、このような試みを実際の建物に適用しようとする場合には、しっかりした理論的根拠と実験的裏づけが必要なことは、いうまでもない。これらの新工夫・新研究が今後いよいよ助

長されて、より多方面に本構造法が利用されることが希望される。

2 条 コンクリートブロックの品質

コンクリートブロックは JIS A 5406「空洞コンクリートブロック」の規定に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものとしなければならない。

補強コンクリートブロック造の建物に使用されるブロックには、一般に空洞がある。正確には空洞コンクリートブロックといわれる。

日本工業規格 JIS A 5406「空洞コンクリートブロック」で、これに使用してよい材料や形状・寸法・重量・強さ・吸水率などにつき一定の規格を設けているから、この規格に合格するブロックを製作あるいは購入して使用すべきである。ブロックはその分類の仕方によって種々に分けることができる。

(1) 使用骨材による分類

- | | |
|------------------|-----------------|
| イ) 川砂利・川砂使用のもの | ロ) 火山砂利使用のもの |
| ハ) 炭がら使用のもの | ニ) 高炉水砕スラグ使用のもの |
| ホ) 風化砂れき使用のもの* | ヘ) ばた使用のもの |
| ト) 以上を混合して使用するもの | |

したがって、たとえば「川砂・川砂利ブロック」、「軽石ブロック」などとよばれる。

(2) 品質による分類

ブロックはその比重・強度・吸水量などの品質によって、表 1.1 のように A,B,C の 3 種に分類される。

表 1.1

種 類	気 乾 か さ 比 重	全断面積に対する圧縮強さ (kg/cm ²)	参 考 値 最大吸水率に対 する含湿率比
A種ブロック	1.8 未 満	25 以上	40 以下
B種ブロック		40 以上	
C種ブロック	1.8 以 上	60 以上	

ブロックの比重は 1.8 を境として、いわゆる軽量ブロックと重量ブロックに大別される。A 種・B 種は軽量で、C 種は重量である。比重が大きいほど、ブロックの強度は大となるが、断熱性が減少する欠点がある。軽量のブロックは平家・2 階建の住宅、アパートに、重量のブロックは 3 階建の建物に適している。

ブロックの強さは図 1.2 のように、湿潤状態のブロック上下両面に一樣な圧縮力をかけて、これをつぶして試験し、つぶれるときの力 $P(\text{kg})$ を求めて

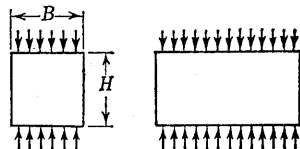


図 1.2 ブロックの圧縮試験

* 花こう岩・安山岩が風化したものを採集粉砕し、砂れき状にしたもの。

次式で計算される。

$$\text{全断面に対する圧縮強度 (kg/cm}^2\text{)} = \frac{P(\text{kg})}{\text{加圧断面積(cm}^2\text{)}}$$

以上のようにして試験した結果、その強さの大小により表 1.1 のように分類されるのである。なお川砂・川砂利などの硬質骨材だけを用いたコンクリートブロックはC種に限られる。

(3) ブロックの形と寸法による分類

ブロックは手で持って積上げるのであるから、両手でらくに運べるくらいの大きさであることが必要である。ブロックの寸法はその点が考慮されてきめられている。最も数多く使用されるものを基本型と称しているが、その基本型の寸法には数種ある〔表 1.2〕。

表 1.2

(単位 mm)

形 状	寸 法			許 容 差	
	長 さ	高 さ	厚 さ	長さおよび厚さ	高 さ
基本ブロック	390	190	190 150 100	± 2	± 3
異形ブロック	長さ、高さおよび厚さの最小寸法を 90 mm 以上とする。また、横筋用ブロック、すみ用ブロックのように基本ブロックと同一の大きさのものの寸法および許容差は基本ブロックに準ずる。				

【備考】 厚さ 190 mm については、北海道内では当分の間 180 mm でもよい。

またブロックの各型に対し横筋用ブロック・すみ用ブロックなどの「やくもの」として使用される補助ブロックがある。これは異形ブロックと称される。

以上は外形寸法であるが、ブロックの空洞部に対しては、形・容積割合の規定がない。しかし、ブロックの肉厚は 25 mm 以上という規定があり、また縦筋をそう入する空洞部の断面積は 60 cm² 以上（厚さ 100 mm のブロックについては 30 cm² 以上）で、その最小幅は 7 cm 以上、横筋をそう入する空洞部は最小径 6 cm 以上とするなど規定がある（厚さ 100 mm のブロックについては、それぞれ 5 cm, JIS A 5406 表 3）。

空洞部の形・配置については、その考案のいかんにより種々雑多で枚挙のいとまもないが、要は本設計規準にてらし、経済的かつ施工しやすいものがよい。町に早くから多く出回っているのは、図 1.3 のような 3 つの穴の通称アメリカ形であるが、わが国のように耐震設計の要求により、補強鉄筋を多く入れ、これらの効果を期待している設計では、鉄筋をそう入する空洞部が小にすぎる欠点があり、これは補強コンクリートブロック造の耐久性に悪影響を及ぼしているから、この型を今後引続いて継承してよいか否かは疑問で、それではどんな型がよいかはここで断定を下しがたい問題であり、今後の大きな研究課題でもある。

(4) 水密性による分類

1 基本ブロック例

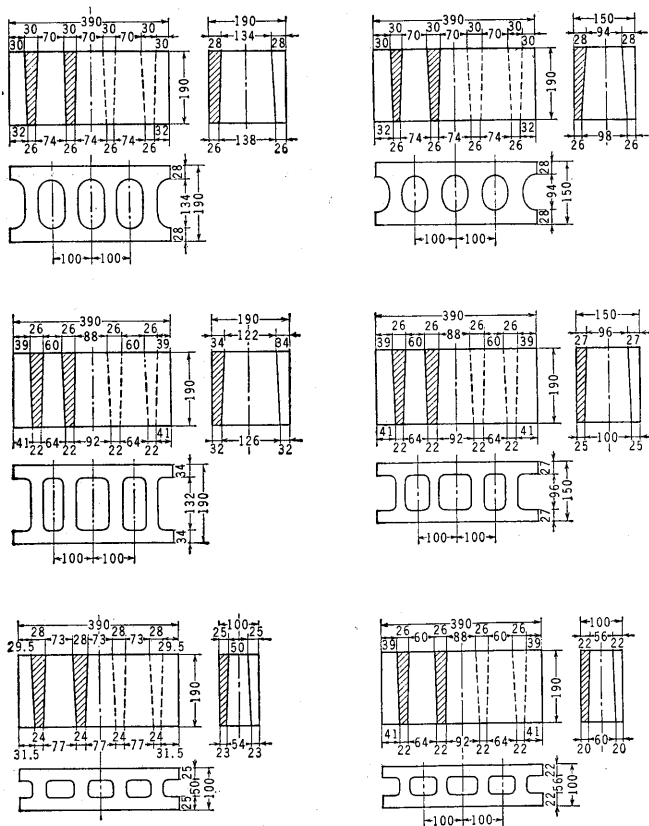
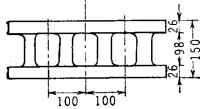
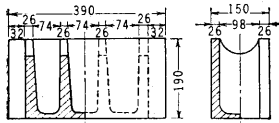
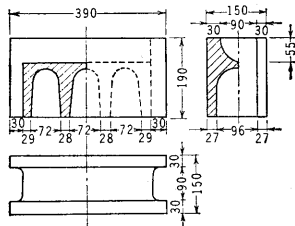


図 1.3 ブロックのいろいろ (その1)

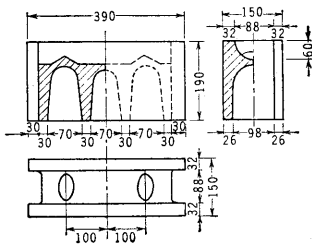
2 異形ブロック例
(150mm厚のものにつき例示)
横筋用ブロック



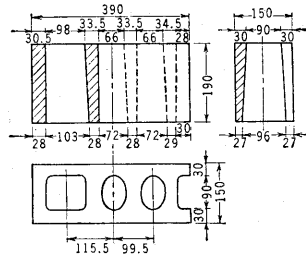
同上



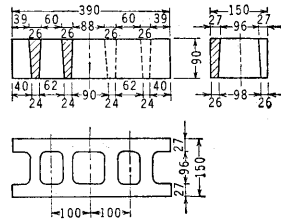
同上



すみ用ブロック



横半切りブロック



横筋用横半切りブロック

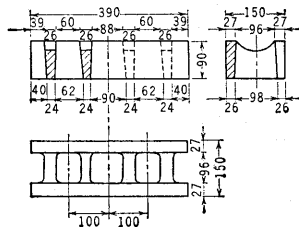
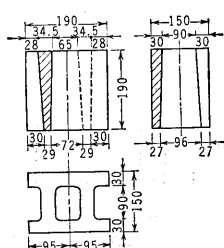
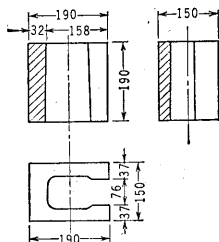


図 1.3 (その2)

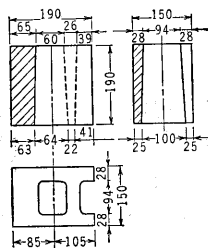
2 異形ブロック例(つづき) 縦半切りブロック



まぐさ用ブロック



すみ用縦半切りブロック



窓わく用ブロック

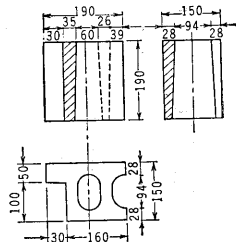


図 1.3 (その3)

ブロックは一般に軽量骨材を使用する場合が多い関係から、空げきが多くて壁体としての水密性を欠くものが多い。この欠点を除去するために普通のブロックの製造法と異なつて、材質を特に、ち密にしたり、防水剤を混用し、あるいは塗布したりして防水性を高めたブロックが製造されている。この性質を特に区分するために防水加工をしたブロックを防水ブロックとよび、そうでないものを普通ブロックとよんで区別することもある。

3 条 補強ブロック造の種別

補強ブロック造は、その耐力壁の主体をなすコンクリートブロックの種別により、表1に示す3種に分かつ。

表 1

補強ブロック造の種別	耐力壁に使用されるコンクリートブロックの種別
A種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」のA種ブロックと同等以上の強度を有するもの
B種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」のB種ブロックと同等以上の強度を有するもの
C種ブロック造	JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」のC種ブロックと同等以上の強度を有するもの

ブロック造建築物は、使用するブロックの品質によって、その強度などが大きな影響を受ける。したがって、異なる品質のブロックを使用した建築物はそれぞれ扱いが異なるべきである。本条では、使用するブロックの種別により

A種ブロックを使用するものを	A種ブロック造
B種 " "	B種ブロック造
C種 " "	C種ブロック造

と名づけ、また特別の場合のほか同一建物に異種ブロックを混用しないことをたてまえとした。

4 条 補強ブロック造の規模

補強ブロック造の階数および軒の高さ（高さが 1.2m をこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する。以下同様とする）は表 2 に示す数値以下としなければならない。

表 2

補強ブロック造の種別	階 数	軒の高さ (m)
A種ブロック造	1	4
B種ブロック造	2	7
C種ブロック造	3	11

解説の前文にも述べたように補強ブロック造の建物は、現状では 3 階建程度までが大体安全性が認められており、その理由によって本規準では一応規模の限界は 3 階までと規定され

A種ブロック造は 階数 1 まで、 軒高 4m まで

B種ブロック造は 階数 2 まで、 軒高 7m まで

C種ブロック造は 階数 3 まで、 軒高 11m まで

きめられている。

すなわち、平家建は A 種ブロック造でよいが（B 種、C 種ならばもちろんよい）、2 階建は B 種ブロック造（あるいは C 種）、3 階建は C 種ブロック造にしなければならないことがきめられている。

建物の高さは本構造物の主体を構成するブロック造の壁体の高さ、すなわち軒高で制限しむね高ではない。そして、高さの数値は主要用途を想定して 1 つの階の標準階高を 3.5m におさえ、これに予想される各種用途にてらして、平家建は住宅以外の用途も考えて 0.5m の余裕をとり軒高最大限を 4m におさえ、2 階建では標準階高に余裕あるものとみて軒高最大限を $3.5 \times 2 = 7\text{m}$ とし、3 階建ではときに標準階高では不足する場合のあることを考慮し、全体で 0.5m の余裕をとり、軒高最大限を $3.5 \times 3 + 0.5 = 11\text{m}$ としている。

なお、軒高とは図 1.4 により了解されるように、地盤面からブロック積み壁体の最高部までの高さで、これらから突出するパラペットや、がりょう、屋根スラブ上にのる屋根などの高さを含まなくてよいことになっている。

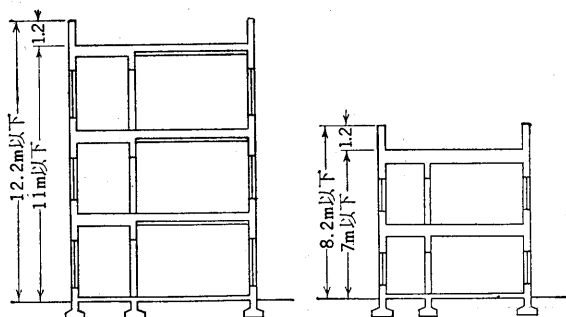


図 1.4 軒 高

ただし、パラベットの最高限は 1.2 m で、屋根裏は居住・物品格納の用途に供せられていない場合とする。

もし、屋根裏が居住あるいは格納に使用されている場合には、その荷重状態に応じ再検討されなければならない。

すなわち、軒高 11 m 未満で 3 階建の建物の場合には、上記のような屋根裏の使用は許されない。また、2 階建および平家建の建物の場合には、このような居住あるいは格納に使用される屋根が用いられることは、なんらさしつかえないが、軒高が 2 階あるいは平家としても、これらの建物は前者は 3 階建、後者は 2 階建と考えられるべきもので、厳密には前者は C 種ブロック造、後者は B 種ブロック造とすべきものとみられる。

5 条 耐力壁の配置

1. 耐力壁は、建築物の平面上つり合いよく配置すること。
2. 上階の耐力壁は、下階の耐力壁の上に配置すること。ただし、剛ながりょうまたはラーメンなどによって、下階の耐力壁に上階のせん断力を十分に伝達することができるように設計した場合はこの限りでない。
3. 建築物の平面で耐力壁の中心線により囲まれた部分の面積は、 60 m^2 以下としなければならない。
4. 対隣壁の中心線間の距離は、耐力壁の厚さの 50 倍以下としなければならない。ここに対隣壁とは、壁に隣りあって接着する 2 つの耐力壁または剛なラーメンをいい、以下同様とする。
5. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、6 条に規定する構造の耐力壁の長さの合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値 (以下壁量という) は、それぞれ表 3 に示す数値以上としなければならない。ただし、耐力壁の厚さ t が表 4 に示す厚さ t_0 より大きい場合には、その耐力壁の長さを t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとするが、この場合は耐力壁の実長の合計 (m) をその階の床面積 (m^2) で除した数値を、表 3 に示す数値からそれぞれ 3 cm/m^2 を引いた数値以上としなければならない。

表 3

ブロック造の種類	壁 量* (cm/m ²)		
	平家または最上階	最上階から数えて2つめの階	最上階から数えて3つめの階
A種ブロック造	15	—	—
B種ブロック造	15	21**	—
C種ブロック造	15	15**	24

* 広い壁の中にある換気口程度の開口部を有する耐力壁は、無開口の耐力壁として壁量を計算することができる。

** 表4の欄外の規定によって耐力壁の厚さを18cm未満とした場合は、壁量をB種25cm/m²以上、C種18cm/m²以上としなければならない。

6. 壁の偏在が大きい建築物、積載荷重が特に大きい建築物または積雪量が大きい地方における建築物は、表3に示す壁量の数値を適当に割増ししなければならない。
7. 実長が短く、しかも荷重の負担が大きい耐力壁については、その安全性を確かめなければならない。

補強コンクリートブロック造の建物は、鉄筋で補強されたブロック積みの壁が主体となる骨組であるから、この壁は

- i) 固定荷重・積載荷重などの鉛直荷重
- ii) 地震力や風圧力などの水平荷重

をささえなくてはならない。このように鉛直荷重や水平荷重を分担する壁を耐力壁というがこの大切な耐力壁に対し、その配置・構造法につき一定の制約が設けられることはやむをえない。5条は主としてその配置方法、6条はその構造法についての規定である。

耐力壁をいかに配置するかは、補強コンクリートブロック造建物を設計する場合、その平面計画と密接な関係があるから、耐力壁の概念を説明する。

(1) 地震力が耐力壁設計上の支配的要素となる

耐力壁は鉛直荷重と水平荷重を安全にささえることができるよう設計されなければならないが、過去の地震による組積構造物の被害状況が教えるところに従い、特に地震力に対し安全に抵抗できるよう設計する必要がある。

耐力壁に地震力が作用すると、図1.5に示すようにせん断作用と曲げ作用を同時に受けるが、この耐力壁が倒壊破損することなく、地震力に安全に抵抗するためには、いわゆる耐力壁自身のほかに、開口部上下の補強ブロック造と鉄筋コンクリート造のがりょう・基礎ばり・基礎(控壁)さらに2、3階建物の場合には鉄筋コンクリート造床スラブが不可欠な協力構造体である。

(2) ブロックの単体強度が大きいほど、じょうぶである

耐力壁は地震力により、曲げとせん断の両作用を受ける。曲げ作用に対しては壁端部・開口部周囲の鉄筋が抵抗し、せん断作用に対してはブロック積みの壁自身が抵抗する。し

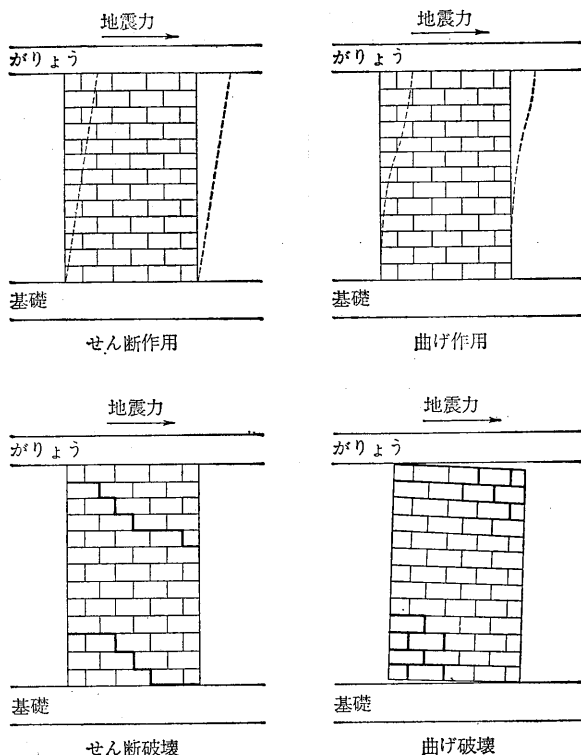


図 1.5

たがって、目地強度および空洞部で充填コンクリート強度が同じである限り、単体強度の大なるブロックを使用したほうが強度が大きい。

耐力壁に作用するせん断力は高層になるほど大となるので、ブロック積み壁体のせん断ひび割れ防止を目的として、

- 1階建は A種ブロック以上
- 2階建は B種ブロック以上
- 3階建は 必ずC種ブロック

とすべきことが、4条に規定されているわけである。

(3) 耐力壁が多いほど、じょうぶである

補強コンクリートブロック造の建物の耐震性を増すには、耐力壁の量を増すのが最も確実な方法である。個々の壁体の水平長さを壁長というが、この場合壁長を増しても、壁厚を増してもよい。住宅・アパートなどは壁を多くとれるので本構造に適した建物である。

普通の事務室や学校の教室などは壁の量に比べ床面積が過大な場合が多いから、このような建物はブロック造に適さないという考え方もあるくらいに、壁が多くとれるかどうかが本構造の適・不適のかぎになっている。

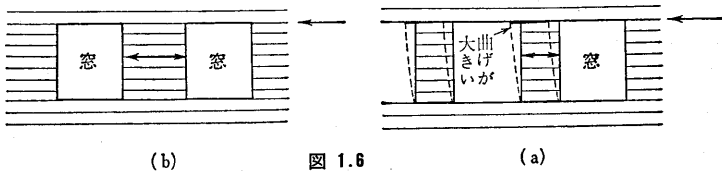
また、同じ住宅やアパートでも木構造の影響や古来の風習で、窓を極端に大きくして壁量を少なくする設計も現われているが、これは建物の耐震性を著しく減ずるもので望ましくないことである。

5条5項には、この傾向を阻止するため壁量の最小限を規定している。

こういうと補強コンクリートブロック造は設計に自由がなく、窮屈に感ぜられるかも知れないが、住宅・アパートなどであれば、この程度の壁量は少しも設計の自由を束縛するものではない。意匠的・計画的に開口部大なる設計を望む場合には、鉄骨造あるいは鉄筋コンクリート造とすればよいのである。ブロック造にはブロック造の特長と使命が多いのであるから、これを生かすよう設計せらるべきものと思う。

(4) 短かい壁は耐震性がない

家全体の壁の量が同一でも、狭い壁がたくさんあるよりも、長い壁が重点的にあったほうが壁の耐震力が大である。狭い壁は壁に作用する曲げ作用のため、壁の上下端にたやすく水平び割れを発生し家が変形しやすく、壁自身のせん断耐力にも信頼性が少ないからである〔図1.6〕。この意味で耐力壁としての壁長の最小限は55cmとし、かつその壁の両側にある開口部の高さの平均値の30%と規定されている〔6条1項〕。



(5) 耐力壁の配置方法についての注意

建物のあらゆる壁を全部ブロック造とすることは、工費がかさむこと、壁厚が厚くなるので利用できる空間が狭くなって不経済であること、間仕切を将来変更したりするとき不便があること、などの理由で一般には行なわれない。ブロック造の耐力壁・間仕切壁（壁厚10cm）、木造壁を適材適所に組み合わせて配置する。すなわち、

- a) ブロック造耐力壁は、耐力上必要な量（長さ）を建物の要所（外周壁・控壁・独立耐力壁）に配置する。
- b) 内部の壁は、耐力上あるいは防寒・防音上、必要以外の部分は木造あるいはブロック造帳壁とする。

の方針に従って耐力壁を平面上つり合いよく配置する。そのほか耐力壁配置上留意すべき点は次のとおりである。

- c) 建物のすみずみや中間の要所には直交する耐力壁をL形、T形あるいは+形に配置す

る。2, 3階の建物の場合には特にこの注意が必要である。これは壁は偏平で壁面に垂直な方向に対して弱いから、一型をさけ、L形、T形に組み合わせて、互に補強し合うようにするためである。

- d) 鉄筋コンクリート造の屋根スラブや床スラブを受ける小ばりの下には、なるべく耐力壁を設け、小ばりの荷重を直接耐力壁が支持できるようにする。そして、これらの断面はL形あるいはT形にするのがよい〔図1.13参照〕。

以上の概念を知ったうえで、次に条文について説明をする。

1. 耐力壁は平面上つりあいよく配置する

これも平面計画と関係あることであるが、壁量が規定量以上あっても耐力壁が平面上片寄って配置されていると、地震時建物には偏心によるねじりモーメントが余分に作用し、ある特定の壁に特に大きなせん断力が働くという結果を生じ、その壁が早くこわれることになって、建物の耐震性を減じ望ましくない。たとえば、図1.7(a)のように壁の配置がけた行・はり間の両方向に対しほぼ対称で、壁断面図の重心と建物の重心との偏心距離 e が少ない場合には地震時建物がねじれるようなことはないが、同図(b)のように壁の配置が、けた行・はり間両方向につき片寄っていて、前記の偏心距離 e が大きい場合にはこの偏心のため地震時に建物がねじり振動を起し、同図(a)に比べ(b)のほうが大きくゆれて耐震的でない。

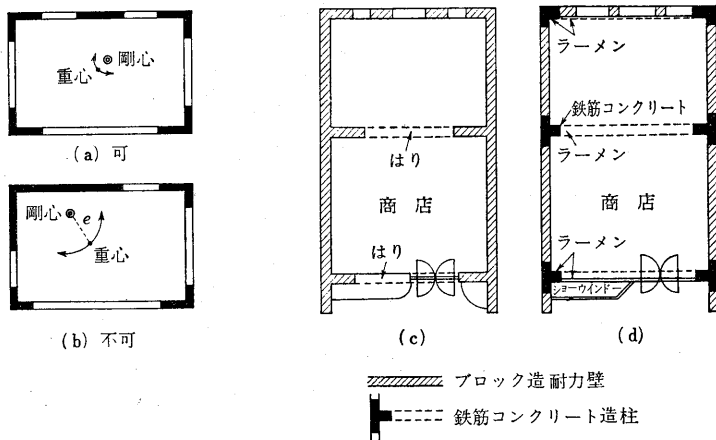


図 1.7 耐力壁をつりあいよく配置しなければならない

住宅の場合には南側に開口部を多くとり北側がはいして開口部が狭く小さいから、けた行の方向に対し偏心になりやすいのであるが、本規準は偏心の少ない場合を想定して規定されているから、できるだけ壁の偏在を少なくするように努力し、それでも偏在がある場合には、けた行方向の壁量を増すなどの補助工作でこれを補うことが望ましい。

なお、商店建築のように街路面をできるだけ広く開口したい場合には、ブロック造のみでこの要求をみたすことは困難で〔図 1.7 (c)〕、鉄筋コンクリート造のラーメン骨組をつりあいよく混用することのほうがよい場合がある〔図 1.7 (d)〕。

2. 上階の耐力壁は下階の耐力壁の上に配置する

以上は平面についてであるが、建物の立面・断面についても違った意味で壁（いいかえれば窓）を規則的に配置することが望ましい。図 1.8 (a) は望ましい壁の配置方法である。もし、同図 (b) のように大きな開口部の上に耐力壁がのるなど規則的でない配置を行なうとすれば、危険な応力を発生し構造的に不利であるとともに、このような壁体構造の応力計算もきわめて難解で、正しい補強手段を講ずることは困難であるから、できるだけ避けなければならない。

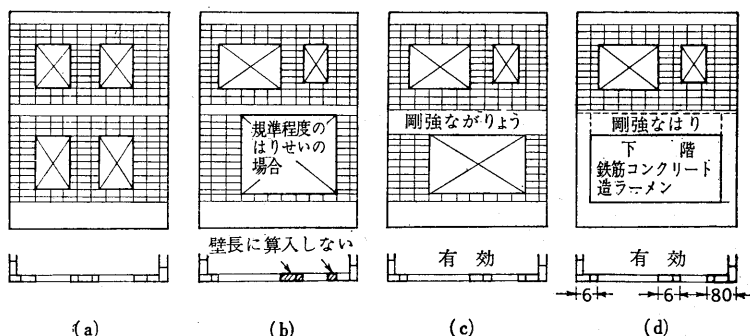


図 1.8

要は上階の壁が下階の壁に連続してのよう設計すべきである。やむをえない場合は、図 (c), (d) のような剛強なはりを設ける。はりの所要せいは構造計算による。

3. 建築物の平面で耐力壁の中心線により囲まれた部分の面積（分割面積という）は 60 m² 以下とする

建築面積の大きな建物では、壁の偏在を防ぎ各耐力壁に均等なせん断力を伝えるため、分割面積はできるだけ小さいほうがよい。分割面積のはかり方は図 1.9 のとおりである。この分割面積の最大限を 60 m² (約 18 坪) としているが、この面積は辺長で示せば 7.7 × 7.8, 7 × 8.6, 6 × 10 を意味し、持放しブロック壁長としてはかなり長い場合で、この場合は床を剛強な床スラブとしたときの最大限と解すべきであらう。簡易耐火造の建物の場合には、床が鉄筋コンクリートスラブでないので上記の意味でこれ以下の数値 45 m² 以下におさめるのがよく、各分割面積についての単位面積当りの壁量（5 項で説明する）もできるだけ相等しい値に調節することが、耐力壁に均一なせん断力を伝えるために望ましい方法である。

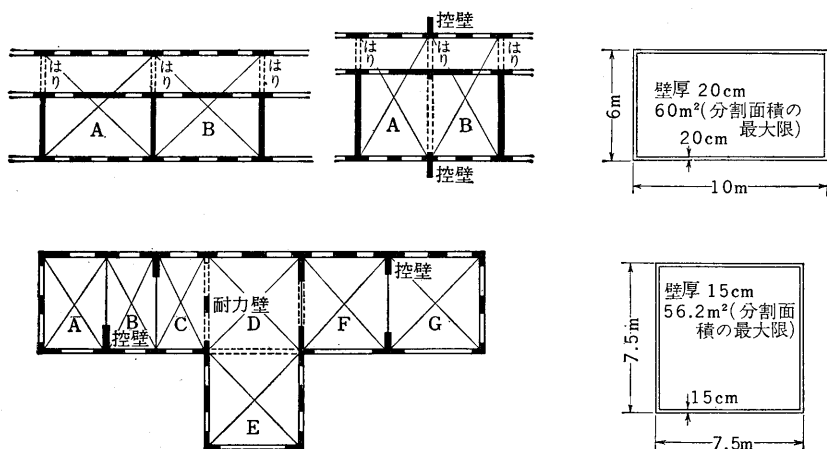


図 1.9 分割面積のはかり方

〔注〕旧規準では分割面のおおのに対して、建物全体に要する壁量から 5 cm/m^2 を減じたものを各分割面についての壁量として要求している。

この主旨をおせば、分割面積を小ならしめるために控壁あるいは独立耐力壁が必要となるが、これらが支持壁としての機能を発揮できるためにはこの控壁・独立耐力壁は周壁と基礎ばりおよびがりょうで連結され、かつ壁の長さはブロック壁の高さの 30% 以上であることが必要である〔6条1項〕。

なお、これに関連して次項は持だし壁長と壁厚との関係を規定している。

4. 対隣壁中心線間の距離

耐力壁で囲まれる区画の最大面積は 60 m^2 であるが、設計上区画のとり方によっては 1つの壁の長さが相当なものまで取りうることになる。しかし極度に長い壁は面外方向に

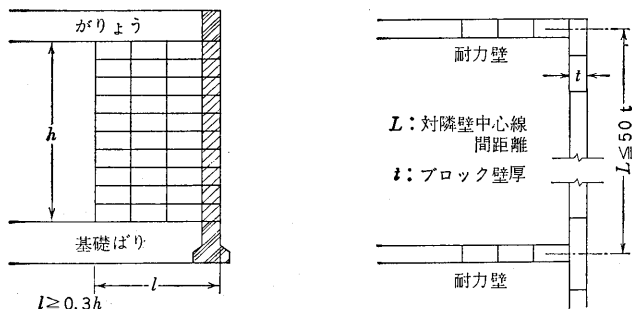


図 1.10 対隣壁中心線間距離

安定が悪く、災害時に思わぬ破壊を起す危険がある。規準では対隣壁の中心線間距離の最大は壁厚の 50 倍以下と定められたが、これによれば、たとえば厚さ 15 cm の耐力壁の対隣壁中心線ではさまれる最大壁長は 7.5 m ということになる。対隣壁中心線間の距離とは、ある壁面を直角に支持する支点間距離を意味し、その壁面に直交する相隣る 2 耐力壁（6 条に規定する構造を有するもの）間の距離である。すなわち、上述の壁長のことであるが、開口をも含むものである。その 2 耐力壁のがりょうおよび基礎ばりは必ずそ壁面ののそれらに連結されていなければならない〔図 1.10〕。

5. 壁 量

(1) 壁量の規定

補強コンクリートブロック造の建物の耐震性を増すには、耐力壁の壁量を増すことが最も効果的であると述べた。

特に耐力壁は、その長手方向で力に耐えるのであるから、壁厚を増すより壁長が長いほど耐力も大きくなる。建物全体についていえば、各耐力壁の長さの合計が大なるほど建物としての耐震性が大となる。しかし、建物の荷重や地震力は、ほぼその建物の床面積に比例するから、床面積が大となるほど床荷重や地震力も大となるので、全体の耐力壁の長さの合計も、床面積に比例して大となる必要がある。この耐震上必要な耐力壁の長さの割合を表わすために、「建物の耐力壁の長さの合計を床面積で割った値」すなわち「単位床面積当りの耐力壁の長さ」を壁量と名づけて、この値でその建物の耐力壁が多いか少ないかを比較するのである。

それでは耐震上どのくらいの壁量が必要であろうか、本項は住宅・アパートのような建物で、耐力壁が平面上つりあいよく配置されている場合を前提条件として、各種ブロック造に対し最小限壁量を規定しており、これが規準の表 3 である。説明のために表 1.3 に再録する。ただし、壁量とは、考えている階の 1 方向ごとの耐力壁の長さ（耐力壁の厚さ t が 6 条に規定する厚さ t_0 より大きい場合には、その耐力壁の長さを t/t_0 の比で割増した長さとする）の合計（cm）をその階の床面積（ m^2 ）で割った数値である。したがって、建物のはり間方向とけた行方向につき、おのおの壁量が算出される。

表 1.3 (規準表 3)

ブロック造の種別	壁 量 (cm/m ²)		
	平家または最上階	最上階から数えて 2 つ め の 階	最上階から数えて 3 つ め の 階
A 種ブロック造	15	—	—
B 種ブロック造	15	21 (25)	—
C 種ブロック造	15	15 (18)	24

() 内は壁厚 15 cm の場合*

* 2 階建は壁厚 15 cm でもよい。しかし 18 cm 以上とするのがよい。

壁量に関連して6条2項に規定される標準壁厚 t_0 は表 1.4 のとおりである。

表 1.4

階	壁 厚 (t_0)
平 家 また は 最 上 階	15 cm
最上階から数えて 2 つめの階	18 cm
最上階から数えて 3 つめの階	18 cm

ここで、上記の規定のみによると壁厚を標準厚の2倍あるいは3倍にすると、壁長合計を1/2あるいは1/3にしてよいことになるが、このようなことは耐力壁に地震力を分担させる精神に反する。そこで、このような場合については壁の実長（割増ししない前の壁長）に対する壁量につき制限があり、上記のように壁の実長を無制限に減少できないようにしている。そして壁の実長についての壁量の最小限は表 1.3 の値から 3 cm/m^2 減じたものである。

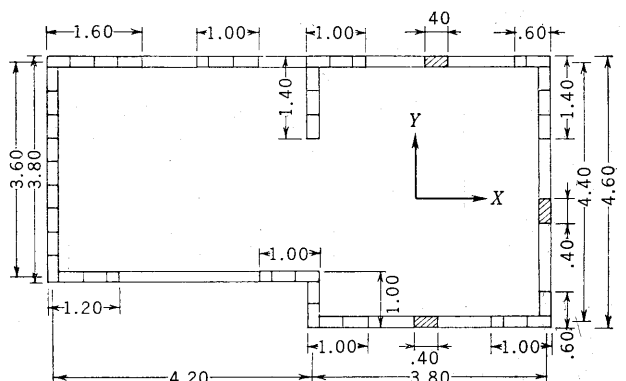
以上のような壁量の規定は、基本的には震度 0.2 以下の地震では、ブロック積み壁体にせん断ひび割れを発生させないということがその主目的である。

この目的を強力に押し進め、壁式鉄筋程度の耐力を要求するとすれば、さらに3～4割増ぐらいの壁量が必要であるが、住宅・アパートなどに使用する実用上の要求が考慮に入れられて、表 1.3 のような値に落ちついたのである。したがって、この壁量は構造計画がつりあいよく理想的に行なわれたときの壁量で、真の意味の最小限であることに注意されたい。すなわち、平面上耐力壁の配置が片寄っていたり、床荷重が多い場合には適当に壁量の割増しを行なわなければならないもので、どんな場合にも通用するという壁量ではない。

壁量の最小限を決定するに至るまでの構造計算過程を表 1.4～1.7 により、研究されれば、この最小限值がどの程度のものであるかがおのずから了解されるものと思う。

(2) 壁量の計算方法

- 耐力壁は、はり間方向、けた行方向の2つあるから別々に計算する〔図 1.11 参照〕。
- 耐力壁の長さは最も少ないところではかる。要するに、平面図に表わされる壁でその長さをはかる〔図 1.12 参照〕。この場合平面図に表わされないような幅 40 cm、高さ 20 cm 以下程度の通気口・換気口・煙突貫通口などがあっても、この部の耐力壁は無開口と考えて、これらの開口部を無視した壁の長さをはかってよい〔5条5項表 3 の * 印〕。
- 壁長の短い壁は耐力壁とすることができない。
- 耐力壁の厚さが表 1.4 の規定厚より大きいときは、実際の長さを割増しして計算する。
- 下階に連続して耐力壁がない上階の耐力壁は、その負担するせん断力を下階に伝達



床面積	$3.6 \times 4.2 + 4.4 \times 3.8 = 15.12 + 16.72 = 31.84 \text{ m}^2$		
壁実長	X 方向 $(1.6 + 1.0 + 1.0 + 0.6) + (1.2 + 1.0) + (1.0 + 1.0) = 8.4 \text{ m}$		
	Y 方向 $(3.8) + (1.0 + 1.4) + (0.6 + 1.4) = 8.2 \text{ m}$		
壁量	X 方向 $= \frac{840}{31.84} = 26.3 \text{ cm/m}^2$	Y 方向 $= \frac{820}{31.84} = 25.7 \text{ cm/m}^2$	
もし標準壁厚	$t_0 = 15 \text{ cm}$ で、この建物の壁厚が 19 cm とすれば (平家),		
壁量	X 方向 $= 26.3 \times 19 \div 15 = 33.3$	Y 方向 $= 25.7 \times 19 \div 15 = 32.5$	

図 1.11 壁量の計算例

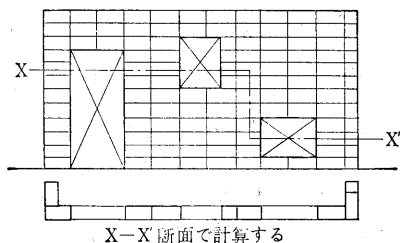


図 1.12

しがたい。したがって、その耐力壁は耐力壁としての存在価値が少ないから、その部分の長さを除いて、上階の壁量を計算する〔図 1.8 (b)〕。しかし、その耐力壁の下に耐力壁の応力を十分伝達できるよう設計された、鉄筋コンクリート造のはりまたはラーメンがある場合は、その耐力壁が有効であるから、その壁長を加算してもよい〔図 1.8 (c), (d)〕。なお、耐力壁の長さのはかり方は図 1.11 による。

(3) 壁量規定の根拠

a) 補強コンクリートブロック造耐力壁の許容応力度

補強コンクリートブロック造の耐力壁の断面算定に際して、必要な全断面に対する

許容応力度は表 1.5 によることとする。

表 1.5

許容応力度 ブロック造の種別	長期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)		短期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)	
	圧縮	引張り・せん断	圧縮	引張り・せん断
A 種 ブロック 造	6.0	0.6	12	1.2
B 種 ブロック 造	8.0	0.8	16	1.6
C 種 ブロック 造	11.0	1.1	22	2.2

表 1.5 の値は既往のブロック積み壁体についての実験結果を参考とし、次式で求められたものである。

(壁体に対する短期許容応力度)

$$= (\text{ブロックの強度}) \times (\text{組積係数}) \div (\text{短期用真の安全率})$$

(壁体に対する長期許容応力度)

$$= (\text{ブロックの強度}) \times (\text{組積係数}) \div (\text{長期用真の安全率})$$

ここに、(ブロックの強度) = (乾燥ブロック平均全断面強度)

(組積係数) = (組積されていることに原因する壁体強度の減少係数)*

$$\text{圧縮・せん断とも} \begin{cases} 0.6 & \text{A 種ブロック造} \\ 0.5 & \text{B, C 種ブロック造} \end{cases}$$

短期用真の安全率 = 1.5

長期用真の安全率 = 3.0

そして、表 1.6 のようにして、耐力壁の許容応力度が算定された (短期許容応力度の場合を示し、長期のそれは省略する)。なお短期の真の安全率は 1.5 であるから、表 1.5 の許容応力度値を用いて設計した建物は (震度 0.2 で計算する場合)、震度約 0.3 前後で耐力壁にせん断ひび割れを発生するものと推定される。

なお、高度の安全を要求される建物の場合には、より大なる安全率を用いた許容応力度値によって構造計算すべきである。

b) 壁量の算定

i) ブロック造建物の重量 (t/床面 m²) および地震力

地震力計算用の建物重量および地震力を表 1.7 のように仮定する。主として、住宅・アパートの場合に相当する。

* 現在わが国で使用されているいろいろな A 種、B 種あるいは C 種ブロック造壁体について、圧縮試験・せん断試験を行わなければ、各種ブロック造壁体についての正確な組積係数を求めることができない。現状では浅野新一氏の 2, 3 の実験的資料があるのみで、これのみでは正確な組積係数をきめえない事情にあるが、一応浅野氏の資料に基づき、圧縮・せん断のおののに対し、上のように仮定した。

[昭和 27 年度版規準解説参照]。

表 1.6

ブロックの圧縮強度 (kg/cm ²)			短期許容応力度 (kg/cm ²)	
ブロック湿潤時の全断面強度 (最小)	ブロック乾燥時の全断面強度 (平均)		圧 縮	引張り・せん断
A 種 25	30		$30 \times 0.6 \times \frac{1}{1.5} = 12$	$12 \times 0.1 = 1.2$
B 種 40	50		$50 \times 0.5 \times \frac{1}{1.5} = 16$	$16 \times 0.1 = 1.6$
C 種 60	70		$70 \times 0.5 \times \frac{1}{1.5} = 22$	$22 \times 0.1 = 2.2$

表 1.7

階 の 位 置	$w(t/m^2)^*$	$\sum w(t/m^2)$	$Q=0.2 \sum w(kg/m^2)$
平家または最上階	0.8	0.8	160
上から数えて2つめの階	1.2	2.0	400
上から数えて3つめの階	1.2	3.2	640

w : 各階床面 $1m^2$ 当り建物の重量*

$\sum w$: 考えている階以上にある建物の床面積 $1m^2$ 当りの重量

Q : 地震時考えている階に作用する水平せん断力の床面 $1m^2$ 当りの値 (震度 0.2)

ii) 壁量の算定

上記のせん断力 Q に対し、床単位面積当りの所要壁量 $l_0(cm/m^2)$ を次式により求めれば、表 1.8 のような数値となる。

$$l_0 = \frac{Q}{f_s \cdot t} \cdot \alpha$$

ここに t : 壁厚 (cm)

f_s : 壁体の短期許容せん断応力度 (kg/cm²)

α : 集中係数=1.5 (仮定値)

α は耐力壁の不均整配置、耐力壁構造の不均一、床・屋根構造の剛性不足などの原

* 補強ブロック造建物の荷重内訳

1) $1m^2$ についての荷重

(a) 固定荷重

屋根および各階床	0.37 t/m ²
がりよう	0.10 "
ブロック造壁	0.54 "
木造間仕切	0.05 "

(b) 積載荷重

各階床用	0.06 t/m ²
屋根用	0 "

2) 地震力用の $1m^2$ についての荷重

- a) 屋根用 $0.37 \times 1.1 + 0.10 + (0.54 + 0.05)/2 = 0.8025 \approx 0.8 t/m^2$
 b) 各階床用 $(0.37 \times 1.0 + 0.10 + 0.54 + 0.05) + 0.06 = 1.12 \approx 1.2 t/m^2$

因で起る耐力壁せん断応力度の部分的増加に起因するいわゆるせん断応力度の増加係数で、一般に集中係数といわれる。せん断力が各耐力壁に均等に分布する場合が $\alpha = 1$ であるが、このようなことは実際にはありえない。

表 1.8 所 要 壁 量 (cm/m^2)

ブロック造の種別	壁厚 (cm)	平家または最上階	最上階から数えて2つめの階	最上階から数えて3つめの階
A種ブロック造	15	14.2 (15)	—	—
	18	11.8 (15)	—	—
B種ブロック造	15	10.6 (15)	25.5 (25)	—
	18	8.8 (15)	21.3 (21)	—
C種ブロック造	15	— (15)	18.7 (18)	29.4 —
	18	— (15)	15.6 (15)	24.6 (24)

()内の値は規準で規定された値であるが、上表計算値は平家建を除き、規定値をやや上回っていることが知られる。集中係数 1.5 は一般の建物の場合、最小限として仮定されるべき値であるから、できうるならば、表 1.8 の計算値以上 (かつ 15 cm 以上) を標準壁量として用いられることが望まれる。この意味で条文に規定する壁量 は実際上の要求を考慮しての真の最小限壁量と解していただきたいと思う。

なお、最近厚さ 15 cm のブロックが広く市販され、2 階建の建物にも厚さ 15 cm のブロックが用いられる傾向が多いが、表 1.8 をみても了解されるように壁量を多くとれば別問題であるが、壁量を規定いっぱいにとって危険をおかすようなことは避けたほうがよい。平面計画のつごうで壁量を 20 cm/m^2 ぐらいに止めたいのであれば、壁厚を 18 cm 以上にすることを推奨したい。

6. 特別の場合の壁量の割増し

また特別の場合として、建物の重量や積載荷重が住宅・アパートに比べて大なるような建物、多雪地の建物、あるいは耐力壁の配置が片寄っている建物などの場合には、前記 Q の値を割増ししたり、集中係数 α の割増しを行なって所要壁量の再計算を行ない、表 1.8 の値をさらに割増した壁量を用いて設計すべきである。

7. 大なる鉛直荷重をささえる壁

耐力壁はみな鉛直荷重をささえているから、とりだして説明するまでもないようなことであるが、特に大なる鉛直荷重を支持する耐力壁について次の注意が必要である。

2, 3 階の建物での 1 階の耐力壁について問題になる例が多いが、平面のつごうで壁長 小な耐力壁に特に大なる荷重が作用する場合がある。バルコニーのある建物でこれを支持しなければならない耐力壁 [図 1.13 (a)], または小ばりの交点にある耐力壁 [図 1.13 (b)] の例であるが、これらの耐力壁の圧縮応力 N はかなり大きな値になる。この場合には次式で、その安全なりや否やを吟味し、もし圧縮応力度 σ_c が長期許容圧縮応力度 f_c

〔表 1.5〕を超過する場合には、耐力壁長を割増しして耐力壁の全断面積 A を増加しなければならない。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_c$$

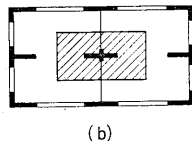
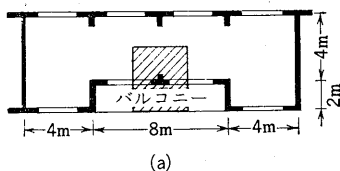


図 1.13

支持面積 = 16 m²

荷 重

屋上階 550 kg/m²

3 階 720 kg/m²

2 階 720 kg/m²

1 990 kg/m²

1 階耐力壁圧縮応力 $N = 1\,990 \times 16$

= 31.8 t

耐力壁所要断面積 $A = \frac{N}{f} \left(\begin{array}{l} \text{C種ブロック} \\ \text{構造} \end{array} \right)$

$$= \frac{31\,800 \text{ kg}}{11 \text{ kg/cm}^2} = 2\,880 \text{ cm}^2$$

壁厚 = 19 cm として所要壁長 l

$$l = \frac{2\,880}{19} = 152 \text{ cm}$$

このように大きな壁長が必要になる。

6 条 耐力壁の構造

- 耐力壁の実長は 55 cm 以上あり、かつ、その壁の両側にある開口部の高さ（開口部の上部、または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする）の平均値の 30% 以上としなければならない。
- 耐力壁の厚さ t は仕上げる部分を除き、表 4 に示す数値 t_0 以上としなければならない。

表 4

階	壁 の 厚 さ t_0 (cm)	備 考
平家または最上階	15 かつ $h/20$	h : ブロック積み部分の高さ (cm)
最上階から数えて 2 つめの階	18* かつ $h/16^*$	
最上階から数えて 3 つめの階	18 かつ $h/16$	

* 2 階建の場合は各階とも 15 cm 以上、かつ $h/20$ cm 以上とすることができる。

3. 耐力壁の配筋

- 耐力壁にそう入する縦筋および横筋の直径と間隔は、表 5 に示す数値としなければならない。
- 耐力壁の端部、取合せぐう角部および開口部の周囲は、表 6 に示す鉄筋またはこれらと同等

以上の鉄筋量を有する配筋で補強しなければならない。

4. 目地および空洞部のてん充

縦目地および横目地，ならびに鉄筋のそう入される空洞部および縦目地に接する空洞部は，すべてモルタルまたはコンクリートをてん充しなければならない。

表 5

	縦 筋		横 筋	
	直径 (mm)	間 隔 (cm)	直径 (mm)	間 隔 (cm)
平 家	9 以上	80 以下	9	80以下かつ 3/4 l 以下**
最 上 階	9 "	80* "	9	80 " かつ 3/4 l "
最上階から数えて2つめの階	{ 9 " 13 "	{ 50 " 80* "	{ 9 " 13 "	{ 60 " かつ 3/4 l " 80 " かつ 3/4 l "
最上階から数えて3つめの階	13 "	50 "	13	60 " かつ 3/4 l "

* 3階の場合は 50 cm 以下とすること。

** 横筋の間隔は 3/4 l にかかわらず，最低 60 cm とすることができる。

〔備考〕 1) l は耐力壁の実長 (cm)

2) 異形鉄筋を使用する場合は表中の直径 9 mm を 9.53 mm に，13 mm を 12.7 mm にそれぞれ読みかえる。

表 6

階	耐力壁の端部の補強筋		耐力壁の取合せぐう角部および開口部の上下部の補強筋
	$h > 1.5 m$	$h \leq 1.5 m$	
平家または2階建の最上階	1-13φ	1-13φ	1-13φ
3階建の最上階または最上階から数えて2つめの階	1-13φ	1-13φ	1-13φ
最上階から数えて3つめの階	1-16φ	1-13φ	1-13φ

〔備考〕 1) h (m) : その壁の両側にある開口部の高さ (開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は，その部分の高さを加算した高さとする)。

2) 異形鉄筋を使用する場合は 13 φ を D13，16 φ を D16 とそれぞれ読みかえる。

1. 前条解説(4)で説明したように，耐力壁は建物全体として壁長の総和が同じでも，個々の壁長の小さい壁が沢山あるより壁長の大きい壁が重点的にあるほうが耐震力は大い。小壁長の壁は曲げ作用の影響によってひび割れを発生しやすく，せん断抵抗が少ない。したがって，規準ではある程度以上の壁長を有するもの以外は，耐力壁として認めないこととした。壁の耐震性は縦横の比に関係し，理論的・実験的研究によると壁高に対する壁長の比がおおよそ 0.3 より少なくなると，せん断より曲げの影響が主となり，壁体のせん断抵抗は急速に減ずる。これを基にして壁長の開口部高さの 30% 以上が限度とされ，かそつの最低数値として 55 cm が定められた。これはブロック約 1 枚半の長さで，ブロック壁としては最低の条件であろう。また，測定すべき両側の開口部高さが異なる場合は，そ

の平均値をとる。また、開口部高さは小さくとも開口部上下にある小壁部分が耐力壁の構造より弱い場合（たとえば、十分に配筋しないブロックを単に積んだような場合）は、耐力壁を拘束する効果が少ないのでその場合は、それらの小壁を無視して開口部高さを測ることにした〔図 1.14〕。

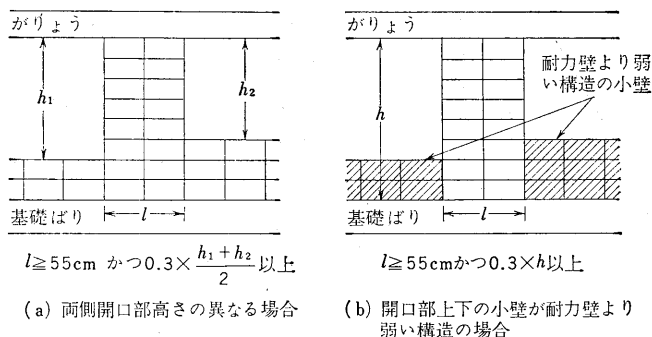


図 1.14 壁長の最低限

2. 耐力壁は壁長が大で、かつ厚いほどじょうぶで耐震的である。したがって、下階の壁ほど厚くしたほうがよい。また、壁自体としても壁厚に対する壁高の比が小さいほど安全性がよく、施工もしやすい。この意味から規準の表 4 のように、最低壁厚は絶対値およびブロック壁高さとの比率で表わされた。

ただ、同じく上から 2 つめの階でも 3 階建のそれと 2 階建のそれとでは、後者のほうが災害時の変形とか危険度が小さいと思われるので、実際の設計上の問題をも考慮し若干の緩和値が採用されている。

なお、これらの壁厚は構造耐力上の規定であるから、仕上部分の厚さは計算に入れない。

3. 耐力壁の配筋

(1) 補強筋の必要な理由と役目

コンクリートブロックは骨材をセメントで固めたもので、一般のコンクリートと同じくろい材料である。これを積んだブロック造の壁体も、一般のれんが造・石造壁体と同様に地震力の作用に対してもろい構造体で、組積されただけの壁体は地震に抵抗力がなく、わが国では存在価値が少ないのである。補強コンクリートブロック造は戦後どうしてこのように普及したか。これのおもな原因は、コンクリートブロックの成形が自由で空洞があり、ブロック造壁体の要所要所を鉄筋で補強できることにありと思われる。自由に鉄筋を入れることができれば、ブロック造といえども鉄筋コンクリート造とほとんど同じで、地震力などの外力に対し粘り強い構造物にすることができる。図 1.15 は無筋ブロック造壁体と補強コンクリートブロック造壁体との荷重変形曲線の比較である。

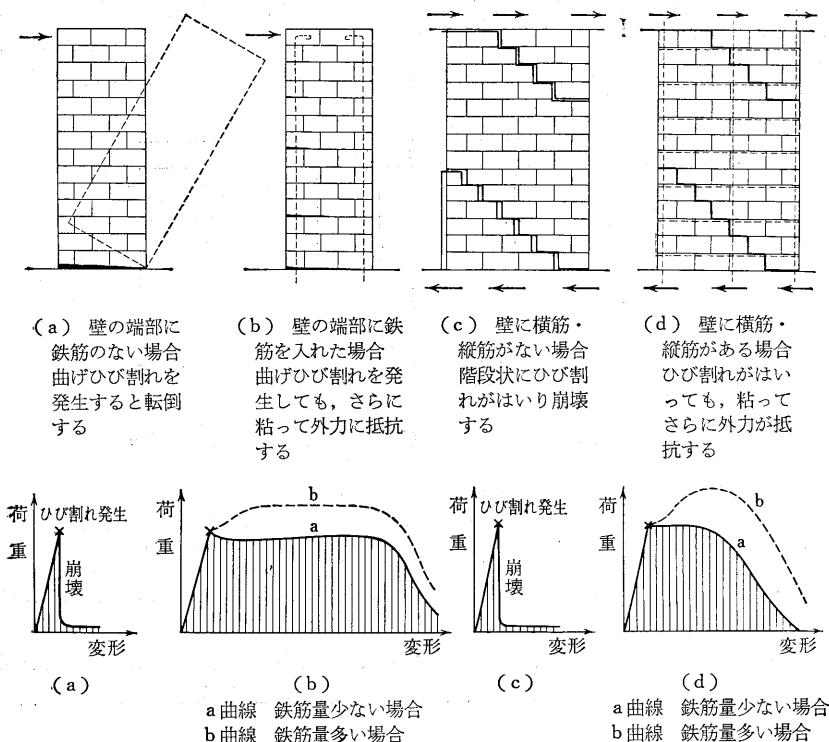


図 1.15

無筋の場合には壁体にひび割れが発生すると同時に、壁体の耐力は0となって崩壊するが、補強筋がある場合にはひび割れが発生しても耐力は急減せず、このひび割れは鉄筋でその拡大が防止されて、さらに大なる力と変形に耐えることができることを示している。このように壁体が大なる力と変形に耐え、図 1.15 の荷重変形曲線のハッチした面積が大きいは、地震動を受けた場合、建物が地震のエネルギーを多量に吸収してくれることを意味するから、耐震的に望ましい性質である。したがって、補強コンクリートブロック造の建物はたとえ組積されているとしても、鉄筋が必要量入れてあれば十分耐震的な構造物といえることができる。

そして、補強コンクリートブロック造の建物は壁式鉄筋コンクリート造と同じく、骨組が壁体で構成されたラーメン構造物であるから、地震時の水平荷重の作用により、耐力壁には曲げモーメントとせん断力が作用する。したがって、鉄筋は図 1.15 に示されるような壁体の曲げ破壊、せん断破壊を防ぐために、曲げに対しては耐力壁の端部、取

合せぐう角部および開口部の周囲に配置され、せん断に対しては横筋・縦筋の形で壁の中間部に縦横に配置されるのである。

しかし、これらの鉄筋が補強筋として有効に働くためには、ブロック壁体と密着して一致協力できることが必要で、鉄筋はコンクリートにより十分被覆されており、鉄筋相互はその端部にかぎを設けて結合され、その分担する応力が他の部分に完全に伝達されるようではなならない。要するに鉄筋を無意味に入れたのではその効果がなく、鉄筋細部の工作、空洞へのコンクリートてん充には十分な注意が必要で、11条の規定に従い完全な設計施工を行なうべきである。この際、横筋の端部における縦筋との緊結は、横筋のせん断補強の役目を果さしめるうえに特に大切である。

なお、鉄筋は空洞部に入れられるのであるから、補強筋としては細いものを分散して使用するのがよく、一般に $9\text{mm}\phi$ 、 $13\text{mm}\phi$ が使用される。 $16\text{mm}\phi$ 以上は端部工作、空洞部へのそう入も困難で、このような太い鉄筋は、ブロック造壁との協力も満足には行なわれたいから使用しないほうがよい。3階建の建物で、1階開口部周囲の一部に使用される程度である。

(2) 鉄筋をどのくらい入れたらよいか

鉄筋を多くいれるほど強くなる。

前述したような理由で補強筋を耐力壁に入れるが、この必要鉄筋量はどのくらいかということが次の問題となる。図 1.16 には鉄筋を少し入れた場合、鉄筋を適量入れた場合、鉄筋を多量入れた場合の荷重変形曲線を示している。この図でわかるように、鉄筋の多少にかかわらずひび割れを発生する荷重は同一で、ひび割れを発生してから後、鉄筋量の多少で耐えられる最大荷重が違ってくるのである。

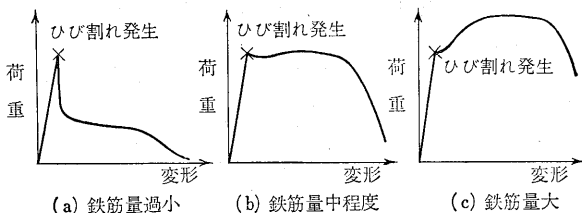


図 1.16

もし、鉄筋量が過少ならば、たとえ鉄筋がはいっていても(a)の曲線が示すように、壁体の耐力を増すことに役だたず、ひび割れを発生した後耐力は激減してわずかに粘る程度で、ブロック造壁体は崩壊する。これは鉄筋を必要量入れてなければ、壁の耐力を増すのに役だたないことを示している。

また、鉄筋量が適量である場合は(b)の曲線が示すように、壁体にひび割れを発生しても耐力が激減するようなことなく、ひび割れ荷重とほぼ同じ力で大きな変形まで耐

え好ましい粘りを示す。壁体には少なくともこの程度の鉄筋を入れなくては健全な設計とはいえないのである。

さらに、鉄筋量が多い場合にはc曲線が示すように、壁体にひび割れを発生してからさらに大なる荷重に耐え、鉄筋量にほぼ比例して最大荷重も増大する。

このようなわけで、実際上の限界はあるが、同じ壁体でも鉄筋を合理的に多量入れれば鉄筋量に比例して壁体の耐力を増すことができるのである。

以上の関係は壁体の曲げ補強、せん断補強の両者に対してほぼ同様に成立し、同じ壁量の場合で建物の耐震性を大にしようと思えば、鉄筋量を増せばよいのである。しかし、これにもおのずから経済的限界もあるので、一般には震度0.2の地震力によって生ずる応力に対して、所要鉄筋量を求めこれを配筋する。

(3) せん断補強筋について

壁体のせん断補強のためには、主として横筋に頼り縦筋を補助的にそう入する。したがって、横筋の施工には注意しなければならない。

規準で定められた鉄筋直径および間隔は規準の表5のとおりで、これを表1.9に再録する。

この場合、規準の表の備考にもあるように異形丸鋼を使用するときは表の鉄筋径に最も近い公称直径のものが最低限になる。これは次項の表6についても同様である。

表 1.9 (規準表 5)

	縦 筋		横 筋	
	径 (mm)	間 隔 (cm)	径 (mm)	間 隔 (cm)
平 家	9 以上	80 以 下	9 以上	80 かつ $\frac{3}{4}l$ 以下 **
最 上 階	9 "	80* "	9 "	80 かつ $\frac{3}{4}l$ "
最上階から数えて 2つめの階	$\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ " } \\ 13 \text{ " } \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ " } \\ 80 \text{ " } \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 9 \text{ " } \\ 13 \text{ " } \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 60 \text{ かつ } \frac{3}{4}l \text{ " } \\ 80 \text{ かつ } \frac{3}{4}l \text{ " } \end{array} \right.$
最上階から数えて 3つめの階	13 "	50 "	13 "	60 かつ $\frac{3}{4}l$ "

* 3 階の場合は 50 cm 以下とすること。

** 横筋の間隔は $3/4l$ にかかわらず、最低 60 cm とすることができる。

〔備考〕 1) l は耐力壁の実長 (cm)。

2) 異形鉄筋を使用する場合は表中の直径 9 mm を 9.53 mm に、13 mm を 12.7 mm にそれぞれ読みかえる。

a) せん断補強筋の規定根拠

地震時せん断破壊が想定される壁は開口部が多い壁面で、住宅・アパートの場合に

は南側あるいは北側の壁面がこれに相当する。これらの面の耐力壁は十分せん断補強されなければならない。いま、このような壁面に地震力が作用し、ひび割れが発生する場合を想像すると、図 1.17 (a) のようで、ほぼ 45° 方向のひび割れが斜めまたは段形に伸展し、さらに左右から地震力が働くので、図(c) のように多数のひび割れが発生する可能性がある。このひび割れを縫うように配置された横筋がないと、縦筋があっても図(b)のようにひび割れを境として上部と下部が離れ離れとなり、建物が崩壊するに至る。

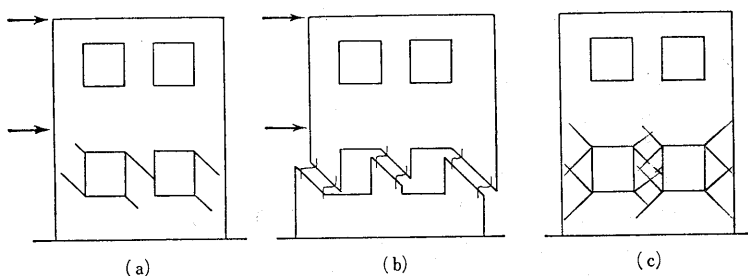


図 1.17

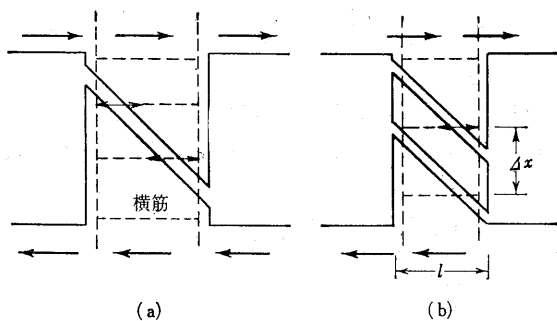


図 1.18

一部を拡大して、この関係を図示すると、図 1.18 (a) のようで、横筋は上の部分と下の部分を引張って結びつけ（横筋には引張力が働く）、左右に離れるのを防ぐのである。図では有効に働いている横筋が 2 本あるが、何本(n) 有効に働くかは、壁長 l と間隔 $4x$ とに関係があり、

$$n \approx j/4x$$

$$j \approx \frac{3}{4}l$$

耐力壁としては、常に斜めひび割れ上に最小限 1 本の横筋がほしいから、次の必要

条件式になりたつ〔図 1.18 (b) 参照〕.

$$\Delta x < \frac{3}{4}l$$

上式は、主として壁長小なる耐力壁について要求される条件であるが、耐力壁の各部に対し設計上必要とされる横筋の径および所要間隔は、ひび割れ発生後は震度 0.2 の地震力をすべてこれの横筋が分担しなければならないという条件から算定される.

そこで、壁量算定の際の数値を参照することとし、

Q : 地震時考えている階に作用する水平せん断力の床面 1 m^2 当りの値
(震度 0.2)〔表 1.7 参照〕

l_0 : 設計壁量 (cm/m^2)

t : 壁厚 (cm)

α : 集中係数

τ : 壁のせん断応力度 (kg/cm^2)

$\bar{Q}$: 壁単位長さが分担するせん断力 (kg/cm)

とすると、集中係数 $\alpha=1$ とした場合、

$$\tau = \frac{Q}{tl_0} \quad \bar{Q} = \tau t = \frac{Q}{l_0}$$

ひび割れが 45° 方向にはいるとして、壁単位垂直長さに必要な鉄筋量 a_t は

$$a_t = \frac{\bar{Q}}{f_t}$$

f_t : 鉄筋の短期許容応力度 $= 2.4\text{ t/cm}^2$

したがって、1本の鉄筋の断面積を a とするとき、その鉄筋についての所要間隔 Δx は

$$\Delta x \cdot a_t = \Delta x \cdot \frac{\bar{Q}}{f_t} = a \quad \text{から}$$

$$\Delta x = \frac{f_t a}{\bar{Q}}$$

$$9\text{ mm}\phi \text{ のとき} \quad \Delta x = \frac{0.64\text{ cm}^2 f_t}{\bar{Q}}$$

$$13\text{ mm}\phi \text{ のとき} \quad \Delta x = \frac{1.33\text{ cm}^2 f_t}{\bar{Q}}$$

そこで、規準壁量のときの横筋間隔を求めると表 1.10 のとおりである. 参考値として、集中係数 $\alpha=1.5$ としたときの値もあわせ記してある.

横筋間隔はブロック単体の高さに関係があるので計算どおりにはいかないが、横筋間隔の規準値は方針として集中係数 $\alpha=1$ と $\alpha=1.5$ の中間値をとることとし、間隔をあまり大にすることは組積体の安全を期しがたいので、その最大限を 80 cm とお

さえてある。

表 1.10 横 筋 間 隔 $4x$

階	Q (kg/m ²)	壁 厚 (cm)	壁 量 (cm/m ²)	$\bar{Q}$ (kg/cm)	横 筋 間 隔 $4x$ (cm)					
					径 9 mm			径 13 mm		
					$\alpha=1$	$\alpha=1.5$	規 準	$\alpha=1$	$\alpha=1.5$	規 準
平 家	160	15	15	10.7	144	96	80	299	199	—
最 上 階	160	15	15	10.7	144	96	80	299	199	—
最上階から数えて2つめの階	400	15	18	22.2	69	46	60	143	96	80
		18	15	26.7	58	39	60	120	80	80
最上階から数えて3つめの階	640	18	24	26.7	58	39	—	120	80	60

なお、壁量算定の場合と同様であるが耐力壁の配置が不均整な建物、さらに安全を期したい設計の場合には、 α を1.5より多くとって鉄筋径・間隔を再計算することが望ましい。また平家建の建物でも、水平せん断力が特に集中すると考えられる耐力壁についても、この考慮が必要である。多雪地の建物、鉛直荷重がより大なる建物についても Q が増大するから、やはり再計算することが望ましく規準値を無反省に使用することを避けてほしい。

b) 縦筋も必要

以上開口部にはさまれた部分の耐力壁について、せん断補強のため横筋が必要であることを説明したが、横筋のほかに縦筋も必要である。

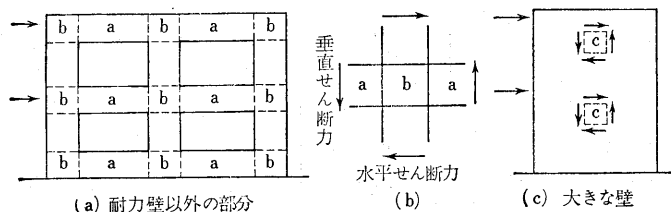


図 1.19

縦筋が不可欠とされる部分は、図 1.19 における a, b, c 部で同図 (b) に示されるように、a 部は曲げに伴い垂直せん断力が存在するので、横筋よりもむしろ縦筋が必要であり、b, c 部は垂直・水平両せん断力が存在するので、横筋・縦筋の双方を必要としていることなど前項の説明でほぼ了解されると思う。しかし、部分的にかく区別することは煩雑なので、耐力壁を含む全壁面につき横筋とともに縦筋を配置するのである。

規準の縦筋間隔は、上記の目的とあわせてブロック積みの確実性を保持する目的でブロックの立て目地ごとに配筋することとし、50 cm 以下と定められている。平家建の場合は事情がやや異なり、上記の力学的な必要が少ないので 80 cm 以下とする。

なお、縦筋は上記の役目のほかに、壁面直角方向の不測の外力（地震力を含む）による壁体のわん曲破壊を防ぐ役目のあることも忘れてはならないことである〔図 1.20〕。

耐力壁以外の壁

縦筋と関連して、耐力壁以外の壁も補強筋を必要とすることは上記のとおりであるが、これらの部分〔図 1.19 a, b 部〕は、平面上耐力壁とされていないため、軽視されがちである。しかし、これらの部分はラーメン材の一部として耐力壁と協力する大切な部分であるから、耐力壁以外の壁もすべて、耐力壁と同等の補強が施されなくてはならないことはいうまでもないことである。

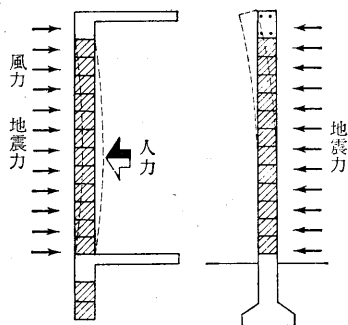


図 1.20

(4) 曲げ補強筋について

壁体の曲げ補強のために、耐力壁の端部、取合せぐう角部および開口部の周囲に、表 6 に示す鉄筋を配置して補強することになっている。これを表 1.11 に再録する。

表 1.11 曲 げ 補 強 筋

階	耐力壁端部の補強筋		耐力壁取合せぐう角部および開口部上下の補強筋
	$h > 1.5 \text{ m}$	$h \leq 1.5 \text{ m}$	
平家または 2 階建の最上階	1~13 mm ϕ	1~13 mm ϕ	1~13 mm ϕ
3 階建の最上階または最上階から数えて 2 つめの階	1~13 mm ϕ	1~13 mm ϕ	1~13 mm ϕ
最上階から数えて 3 つめの階	1~16 mm ϕ	1~13 mm ϕ	1~13 mm ϕ

a) 曲げ補強筋の規定根拠

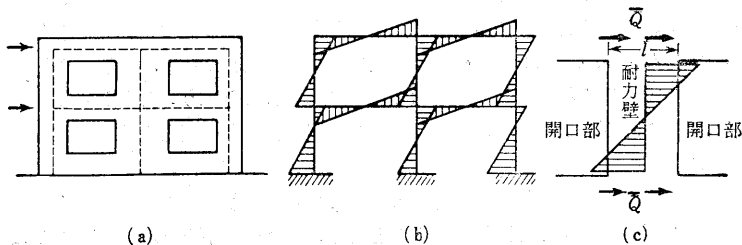


図 1.21

図 1.21 (a) のような建物に、地震力が作用すると一種のラーメンであるから、曲げモーメント図は (b) のようになる。したがって、曲げ補強筋は耐力壁の端部に配置されると同時に、開口部周囲にも配置されなければならない。

耐力壁端部の縦筋

耐力壁の上下端に発生する曲げモーメントを考えてみる。正確な計算は、これをラーメンとしての応力計算によるべきであるが、平面・立面ともに千差万別な建物を包括して規準値をきめるのであるから、仮定が必要である。そこで、図 1.21 (c) のように、反曲点の位置が開口部高さの中央にあると考え、せん断補強筋算定の際の $\bar{Q}$ [表 1.10] の値を参照することとして、耐力壁上・下端に生ずる曲げモーメントを求めると、*

$$M = \bar{Q} \cdot l \cdot \frac{h}{2}$$

ここに $\bar{Q}$: 耐力壁単位長さが分担するせん断力 (kg/cm)

l : 耐力壁の長さ (cm)

h : 耐力壁の高さ (cm)

したがって、曲げ補強筋の所要面積 a_t は

$$a_t = \frac{\bar{Q} \cdot l \cdot \frac{h}{2}}{f_t \cdot j} = 1.15 \bar{Q} \frac{h}{2 f_t}$$

ここに $j = 0.87 l$

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度 = 2.4 t/cm²

h を 150 cm および 200 cm としたときの a_t を算定すると、表 1.12 のとおりである。

表 1.12 耐力壁曲げに対する所要鉄筋量

階	壁 量 (cm/m ²)	$\bar{Q}$ (kg/cm)	鉄 筋 量 a_t (cm ²)					
			$h=2\text{m}$		$h=1.5\text{m}$		規 準 値	
			$\alpha=1$	$\alpha=1.5$	$\alpha=1$	$\alpha=1.5$		
平 家	15	10.7	0.51	0.76	0.39	0.59	1.33	1-13 ϕ
最 上 階	15	10.7	0.51	0.76	0.39	0.59	1.33	1-13 ϕ
最上階から数えて 2つめの階	18	22.2	1.07	1.61	0.80	1.20	1.33	1-13 ϕ
	15	26.7	1.28	1.98	0.96	1.44	1.33	1-13 ϕ
最上階から数えて 3つめの階	24	26.7	1.28	1.98	0.96	1.44	1.33	1-13 ϕ $h \leq 1.5\text{m}$
							2.01	1-16 ϕ $h > 1.5\text{m}$

* 反曲点が高さの midpoint からずれる場合には式より M が大となり、不安全側の誤差を生ずるが、この計算では軸圧力を無視しているので、この不安全側の誤差は帳消しになる。

計算の経路には反曲点高さを $h/2$ とするなど大きな仮定を含んでいるから、この仮定が成立しない特別の場合がありうることに留意しながら表 1.12 をしらべると、規準値はその耐震性を重視して集中係数 α を 1.5 としたときの値にとられていることが了解される。しかし、特殊の事情にある建物については、せん断補強筋の場合にも注意したことであるが、改めて再計算を行ない端部鉄筋直径を算定されたいと思う。

開口部上下の曲げ補強筋

上階と下階の開口部にはさまれる壁のように、図 1.19 (a) の a 部のはりに相当する壁は耐力壁以外の壁であるが、耐力壁が有効に働くためには大切な壁であるから、ラーメン材の一部として、それらが負担する曲げモーメントに耐えうるよう壁の上下両端に、いいかえれば開口部の上下に、曲げ補強筋を横筋として配置しなければならない。なお、この壁は一種のはりであるから、鉛直荷重（または地盤の反力）によって生ずる曲げモーメントを負担することも忘れてはならない。

補強筋の直径は、特殊の場合についてはラーメンの応力計算結果に基づき算定されるべきである。表 1.11 に示す規準値は、壁が図 1.21 (a) のように規則的に開口されている場合を想定して決定された。一般にこの部分の端部曲げモーメント値は耐力壁上下両端の曲げモーメント値とほぼ同一と考えられるので、開口部上下の補強筋は耐力壁端部縦筋と同一直径で、各階とも 13 mm 以上とされている。

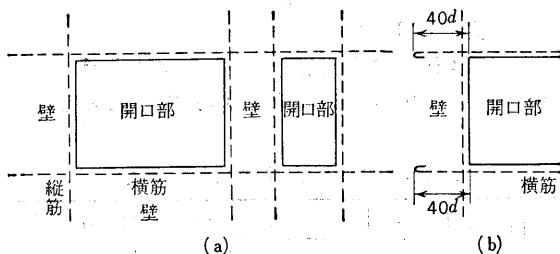


図 1.22

b) 曲げ補強筋の施工について

横筋が有効にはたらくためには、鉄筋端部の埋込みが十分であることが大切である。できれば、この横筋を左右壁中に深く長く配置するのがよいが〔図 1.22 (a)〕、11条に規定されるように、通常 $40 \times d$ (直径) の埋込長さは最小限必要であり、端部にはかぎを設け埋込部分に特に入念にコンクリートをてん充しなければならない。

縦筋も同様に埋込部分にコンクリートをよくてん充し、鉄筋が十分におおわれるよう施工し、上下端は長く伸して、がりょうまたは基礎ばりに定着させる。

開口部の端部はコンクリートでよくおおいたい箇所であるが、図 1.23 を参考にして、壁と一体になるよう施工することが大切である。

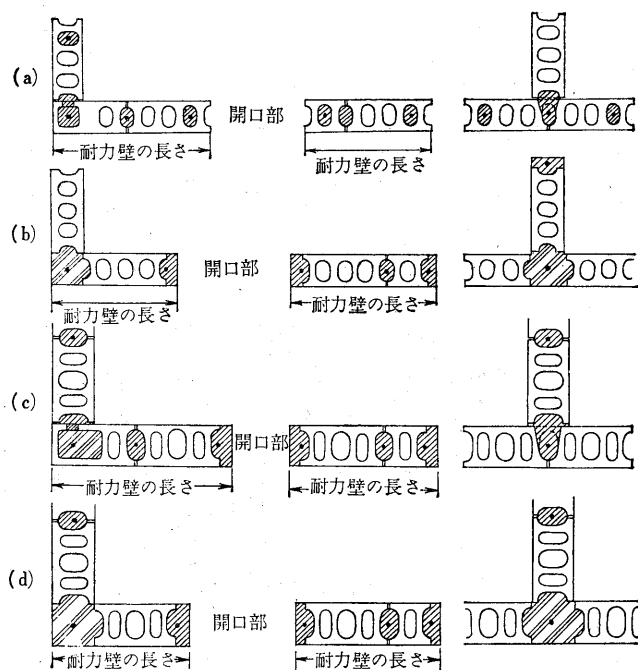
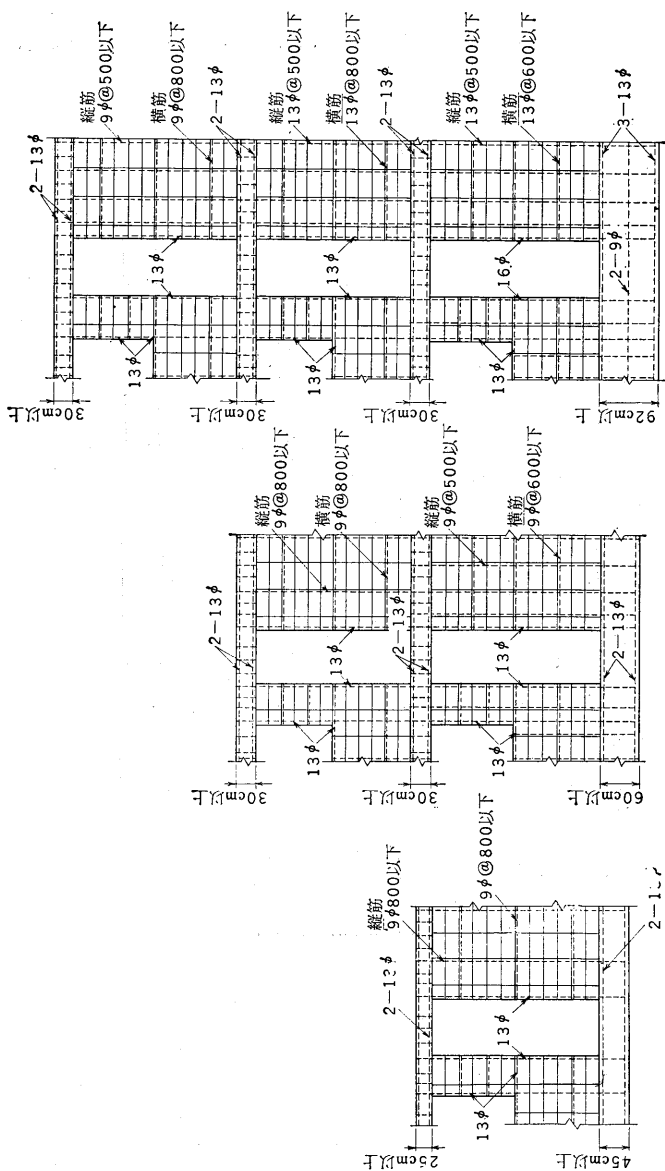


図 1.23 曲げ補強用縦筋の入れ方



3階建配筋図

2階建配筋図

平家建配筋図

図 1.24 耐力壁配筋図の一例

4. 本解説の初頭にたびたび繰返したように、補強コンクリートブロック造の建物は鉄筋で補強されているとはいえ、コンクリートブロックを組積した積木のような家である。したがって、コンクリートブロック相互が密着しているか否かは、建物の耐震性に影響するところきわめて大きいのである。

2, 3階建の建物の場合このことが特に重要で、密着不十分であれば地震時豆腐のようにくずれることは明らかで、これが補強コンクリートブロック造建物の致命的欠点ともなるのである。現在、建築されている補強コンクリートブロック造建物の施工状態をみるのに、3つ穴式（アメリカ形）ブロックの形状からくる欠点の手伝い、立て目地に対するモルタルの充てん不十分なもの多く、寒心にたえないものがある。

以上の点を考慮して、本項が規定してある。

特に重要なのは縦目地空洞部のコンクリートてん充である。

この規定は芋目地積み・破れ目地積みの区別なく、縦筋のはいる空洞部には当然コンクリートをてん充して鉄筋を被覆しなければならないが、鉄筋がそう入されない縦目地部の空洞にも、コンクリートをてん充しなければならないと決めているのである。

従来、鉄筋がそう入されない縦目地部は、狭いブロック接着部にモルタルをつめてブロック積みしている程度で、この部分に大きな欠陥があった。このような耐震上好ましくない施工法をなくすために、2, 3階建は原則として縦目地ごとに縦筋を入れ（縦筋間隔 50

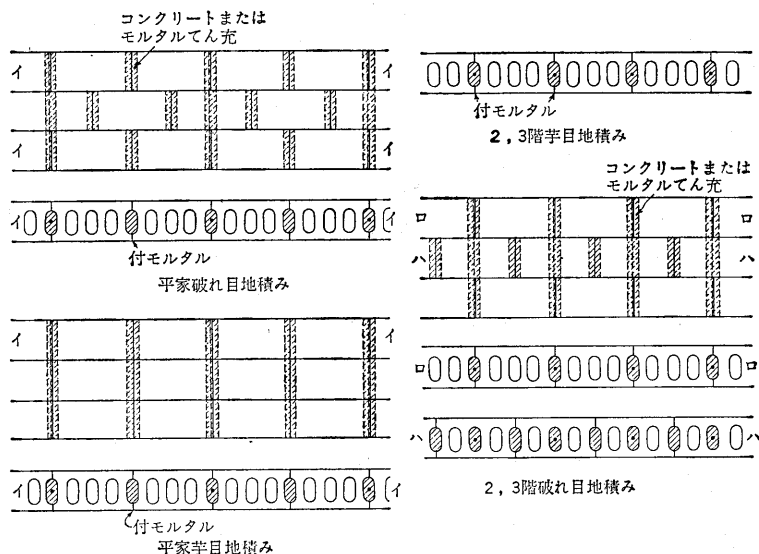


図 1.25 モルタルまたはコンクリートのてん充方法

cm 以下), これにコンクリートをてん充することとし, 平家建の場合は (縦筋間隔 80 cm 以下) 鉄筋のない縦目地部空洞にもコンクリートを必ずてん充することとしたものである。

元来コンクリートブロックの空洞部は材料の節約に役だっており, このために本構造法の成立の意義もあるのである。

上記規定はこの特長をやや減殺する性質のものではあるが, 耐震上やむをえない規定である。2, 3 階建の場合もそうであるが, 平家建の場合, 特に影響甚大であるから, 本規定に適合する最も経済的なブロックの形が将来考案さるべきものと思われる。

図 1.25 に縦目地空洞部のコンクリートてん充の例を図示する。

7 条 まぐさの構造

1. 開口部の上部には, 直接鉄筋コンクリート造のがりょうがある場合を除き鉄筋コンクリート造のまぐさを設けるか, または小壁の部分とその自重に対して安全な構造としなければならない。
2. まぐさ受けの部分の長さは 20 cm 以上で, かつ, 上部の重量をささえるに十分な長さとし, まぐさ受け部分にコンクリートブロックの中空洞がある場合においては, その中空部は下部の鉄筋コンクリート造の横架材まで, コンクリートまたはモルタルをてん充しなければならない。
3. まぐさとして既成部材を用いる場合は, 1 項および 2 項の規定によるほか, まぐさの両端を壁に十分緊結しなければならない。

1. 窓・出入口の上にはまぐさばりを設ける

開口部の上部には直接鉄筋コンクリート造のがりょうがある場合を除き, 鉄筋コンクリート造のまぐさを設けるか, または小壁の部分とその自重に対して安全な構造としなければならない。

まぐさの工事はなかなかめんどうであるから, まぐさのない構造, すなわち開口部上ばかりょうに接する構造にするのがよいが, 設計上開口部上に小壁を設ける場合には, 小壁の重量を支持するに足りるまぐさを設けなければならない。一般には, 開口部幅小なる場合 (幅 1 m 以下) には横筋ブロックを反転して並べ (横みぞが下にくる), ここに 9φ を入れて, 横みぞ部にコンクリートを上から流し込む程度でよい [図 1.26 (a)], 幅 1~2 m ぐらいの開口部の場合には, 半せいみぞ形ブロックを並べ, これに 2-9φ を入れてコンクリートをてん充する程度とし [図 1.26 (b)], 幅 2 m 以上の開口部の場合にはみ

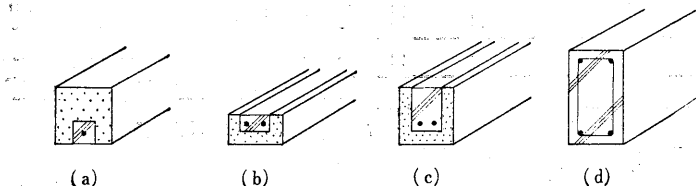


図 1.26

ぞ形ブロックを並べて、同図(c)のように配筋してコンクリート打ちするか、図(d)のように型わく現場コンクリート打ちとする。鉄筋直径、本数は開口部幅小壁の重量により異なるから、両端支持ばりとしての構造計算によるべきである。

2. まぐさばりの両端のささえ

まぐさの末端はブロック壁中に突込まれ、はりの両端はブロック壁にささえられる。このはりをささえる部分はじょうぶである必要があるから、規準では、まぐさ受けの部分の長さは 20 cm 以上で、かつ上部の重量をささえるに十分な長さとし、まぐさ受け部分にコンクリートブロックの中空部がある場合においては、その中空部は下部の鉄筋コンクリート造の横架材まで、コンクリートまたはモルタルをてん充しなければならないことが規定されている。図 1.27 に、支持端構造の一例を示した。

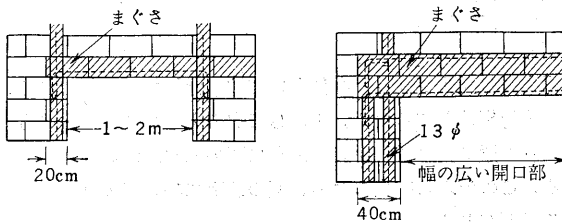


図 1.27 ハッチした部分にコンクリートでん充

3. まぐさの現場コンクリート打ちをきらう。(コンクリート打ちで工事がのびるから) 場合には、既成の鉄筋コンクリート造まぐさを使用してもよい。この場合には支持端の構造が大切で、壁端部の縦筋がまぐさを貫通して上にのびることができ、かつまぐさ支持部下の空洞にコンクリートをてん充できなければならないから、はりの両端に約 12 cm 角のたて穴があいている必要がある。

8 条 がりょうの構造

1. 各階の耐力壁の頂部には、鉄筋コンクリート造のがりょうを有効に連続して設けなければならない。ただし、平家建で一体の現場打ち鉄筋コンクリート造の床スラブがある場合はこの限りでない。
2. がりょうのせいは、6 条に規定する耐力壁の厚さ t_0 の 1.5 倍以上かつ、30 cm (平家建にあては 25 cm) 以上とし、鉛直荷重に対して十分な断面を有するものとしなければならない。
3. がりょうの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上としなければならない。
4. 剛な屋根スラブまたは床スラブと一体となっていないがりょうは、支持すべき水平方向の荷重に対して安全であるように、次の各号の規定に適合した設計としなければならない。
 - (1) がりょうの幅は、対隣壁の中心線間の距離の 1/20 以上とすること。
 - (2) L 形、T 形などの断面を有するがりょうについては、厚さ 15 cm (平家建では 12 cm) 以上のフランジ部分の幅を有効幅とみなすことができる。

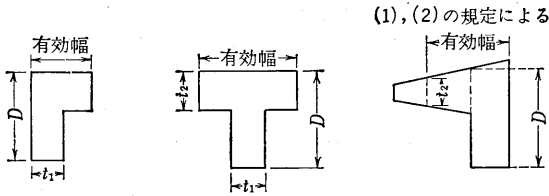


図 1

(3) がりょうの水平方向の主筋は、地震力に対して安全な断面積を有する配筋としなければならない。

5. 小屋組の集中荷重はがりょうでささえなければならない。また、がりょうがない部分に大きな集中荷重がかかる場合には、鉄筋コンクリート造のまくらを置くか、その荷重が下部の耐力壁に分散するような構造としなければならない。

がりょうと基礎ばり

ブロック造の耐力壁は元来ブロックを積上げて造った組積構造物である。がりょうと基礎ばりとは建物を一体的構造とするため、主として次のような理由で設けられる。

- (1) 地震時ブロック壁は図 1.28 (a) のように壁の頭がふれ、壁には (b) のような縦ひび割れを発生する。この横ぶれ防止のため、壁の頂部に横方向の曲げに対してしょうぶなはりをよこたえる必要がある。

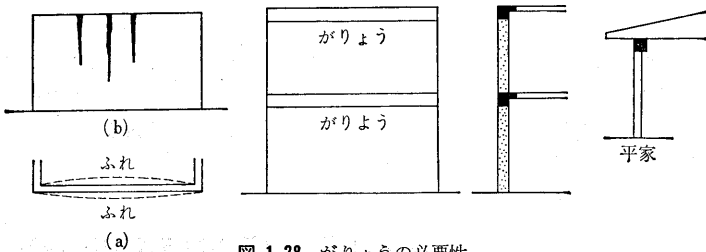


図 1.28 がりょうの必要性

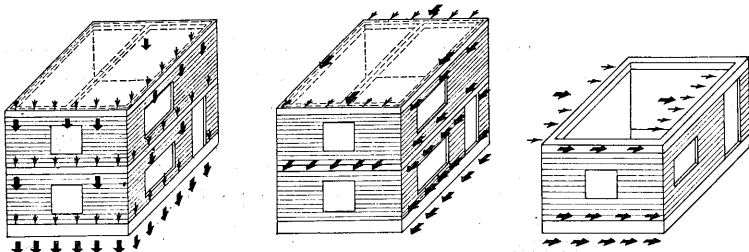


図 1.29 がりょうが分担する荷重

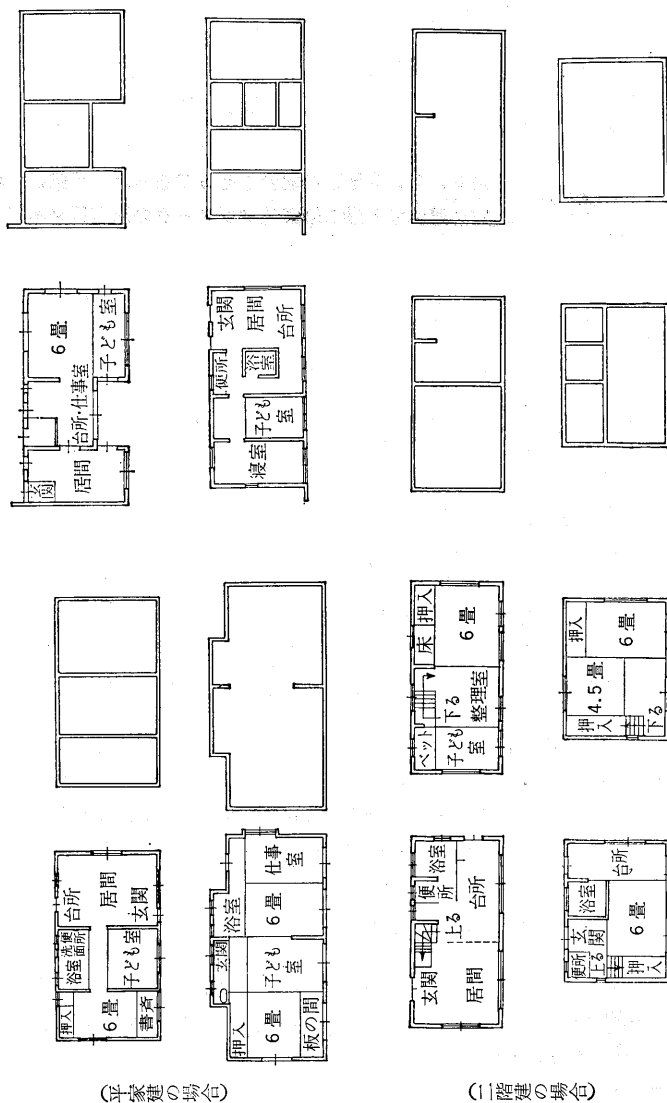


図 1.30 平面図とがりよりの配置例

- (2) ブロック壁ではこれを耐震的にするため、縦筋を 40~80 cm 間に配置する。この縦筋を効果あらしめるためには、その両端をじょうぶなものの中に埋込まなければならない。したがって、各階ブロック壁の上下端には、鉄筋埋込みに十分な鉄筋コンクリート造のはりが必要である(がりょうと基礎はり)。
- (3) 建物全体としてみると、耐力壁は各部ばらばらに配置されている。これらが全部協力して地震力に抵抗できるためには、耐力壁相互を連結するためのじょうぶなわくのような骨組が必要である。
- (4) 基礎の不同沈下や、地震時地盤反力の局部集中による壁の直接被害を緩和するためにじょうぶな基礎はり・がりょうの類が必要である。
- (5) 開口部の不規則な配置に基づく悪影響を軽減するために、各階ブロック壁境界層に信頼できるじょうぶな鉄筋コンクリート造のはりを設ける必要がある。
- (6) 木造または鉄筋コンクリート造の小屋組や、はりを耐力壁がささえる場合には、その支持端にまくら木に相当するはりが必要である。
1. がりょうは上に説明したように、いろいろの要求をみたすために設けられる大切なはりであるが、その役割が雑多であるだけに、がりょうが分担しなければならない部材応力の算定も、建物の設計法の変化に伴って複雑である。

しかし、そのおもな役目ははりとして、1) 鉛直荷重をささえること、2) 地震力をささえることの2点で、これに耐えるような断面のはりを設置すればよいのである。

この際、注意を要するのは 2) の役目で、屋根や床が鉄筋コンクリート造床スラブのように剛強な(水平荷重に対し)場合は別として、床組や屋根組が木造である場合や、剛でない組立式鉄筋コンクリート造となっている場合には、がりょうが水平面の骨組として有効に働いてくれることが肝要で、がりょうはこの意味で次の条件を満足していなければならない。

がりょうは各耐力壁を連絡して、閉鎖した水平面の骨組(ラーメン構造、がりょう交点は剛節とする)を構成すること。

2. がりょうのせい

がりょうのせい D の最小限は規定により、耐力壁の厚さ t_0 の 1.5 倍以上かつ 30 cm (平家建にあっては 25 cm) 以上ときめられている。この最小限せいは主として縦筋をがりょう中でつないだり〔図 1.31〕、定着しなければならないという要求からきめられたものである。

しかし、これはがりょう下に開口部のない場合、または比較的幅の小さい開口部(2m 未満程度)のある場合などに妥当な数値であって、開口部が 2m 以上もあるような場合や開口幅 2m 未満でもその上に小屋はり・小ばりの末端がかかってくる場合、および積雪荷重が多い場合などには規定の値では危険なこともある。そのときには、がりょうのせい D は、構造計算により両端固定または状況に応じた支持条件のはりとして決定すべき

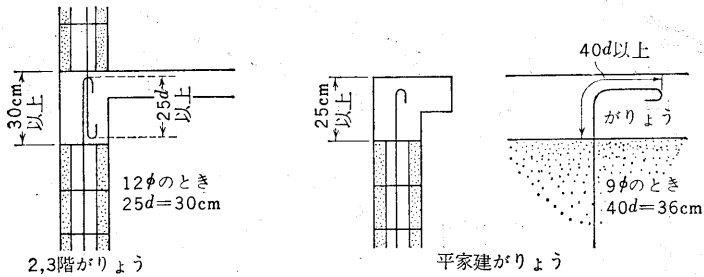


図 1.31 がりょうのせい

ものである。

3. がりょうは前に述べたように壁体を通じて鉛直荷重および水平荷重を安全にささえ、応力を均等に伝達しなければならない役目をもつ。

そのためには、がりょうの幅は少なくともそれに接する耐力壁の厚さ以上は必要である。

4. 剛なスラブと一体になっていないがりょうの幅

屋根組・床組が木造のような剛でない構造の場合、がりょうの幅 B は対隣壁中心線間距離を l とするとき $B \geq l/20$ 以上ときめられている。また、その絶対値の最小限は建築基準法施行令によって 20 cm ときめられた。

これらの規定による、がりょうの所要幅を表示すれば表 1.13 のようである。

表 1.13

対隣壁間距離 l (m)	3	4	5	6	7	8	9
$l/20$ cm	20	20	25	30	35	40	45

しかし、上記の規準値はごく普通の建物の場合であって特殊の事情により対隣壁となるものが、不完全な控壁程度のものである場合、スパン l の中間に大なる集中荷重が作用する場合、積雪荷重がきわめて大なる地方の場合には、本規準の最小限規定値では危険であり、各場合に適合した構造計算により算定してみる必要がある。

がりょうの有効幅 B

前記の要求により、がりょうの幅は一般に壁厚よりも大となる。そこで、がりょうの幅を増すためにいろいろの設計が行なわれるが、これらの場合に規準は、がりょうとして希望される各部寸法と有効幅のとり方を規定している。

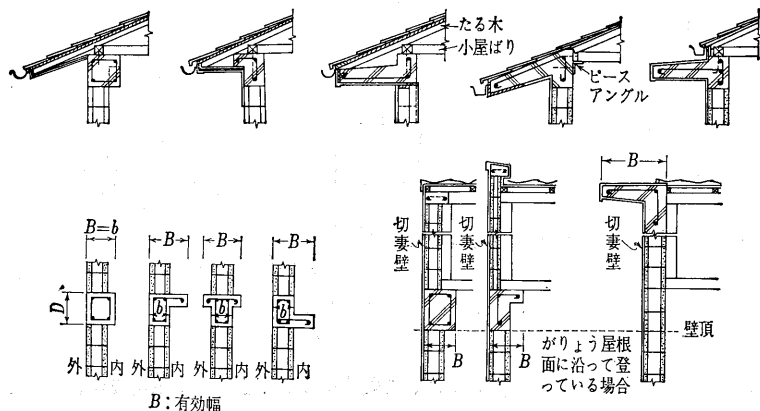


図 1.32 がりょうのいろいろ

5. がりょうは荷重や応力の局部的集中を緩和して応力を伝達し、壁体の直接被害を防ぐものであるから、小屋組などの集中荷重はもちろん、がりょうがささえるようにしなければならない。しかし、構造上どうしてもがりょうのない部分に大きな集中荷重がかかるようであれば、鉄筋コンクリートのまくらなどで受けて、いくぶんなりと集中荷重を緩和させる方を講じなければならない。

がりょうの断面算定および配筋について

8条2項および4項は、がりょうはこれに作用する鉛直および水平荷重に対し、十分な断面を有していなくてはならないと規定している。これらについては、がりょうが負担する鉛直荷重・水平荷重に対し安全なるよう、断面を構造計算により算定することになる。

(1) 配筋の最小限

一般に配筋の最低限度としては、主筋には径 13 mm 以上の鉄筋を用い、鉛直・水平両方向に対して複筋配置とすべきである。また、せん断補強筋も最低で径 6 mm 以上の鉄筋を 30 cm 以下の間隔で配置すべきであろう。壁頂部にのっている場合、あるいは水平力を負担しない場合のがりょうの配筋については、ある程度計算によらずに最低の常識的配筋をしておけばよいが、そうでない場合は鉄筋コンクリートのはりとしての構造計算をする。以下に断面算定の概略を説明する。

(2) 鉛直荷重に対する応力計算

普通はがりょうがその上にのる開口部の幅を、はりのスパンとした両端固定のはりとして、せん断力・曲げモーメントが計算される。特別な場合は一端を半固定またはピンとしたはりともみなすこともある。作用する荷重は、屋根荷重・積雪荷重・床荷重、

床の積載荷重、壁荷重などであるが作用状態は、建物の構造計画により変化する。

(3) 水平荷重に対する応力計算

地震時がりにょうに水平力として作用するものは、これに接する壁の上側半分と下側半分との壁重量によるもの、がりのょうの自重によるもの、および屋根組または床組の固定荷重と積載荷重（あるいは屋根固定荷重と積雪荷重）によるものなどである。これらがいかなる分布状態でがりにょうに水平荷重として作用するかは、建物の構造計画によりいろいろであるが〔一例 図 1.33 (a)〕、がりのょうの応力はおおよそ次のようにして計算される。

a) 地震力の計算

固定荷重はそのまま

床積載荷重は住宅 60 kg/m^2 、事務所 80 kg/m^2 、商店 130 kg/m^2

多雪区域では積雪荷重として、最大積雪荷重の 35% をとる。

以上の合計に震度 0.2 を乗じて地震力とする。

b) 応力計算

壁面に垂直方向にかかる地震力に対し、がりにょう全体を閉鎖形ラーメンとして応力算定する方法もあるが、略算的には一例として図 1.33 に示すような方法もある。

壁面に平行に、面内にかかる地震力に対しては図 1.36 のように一種の長方形ラーメンとして考えることもできる。適当と思われる略算法によるべきである。

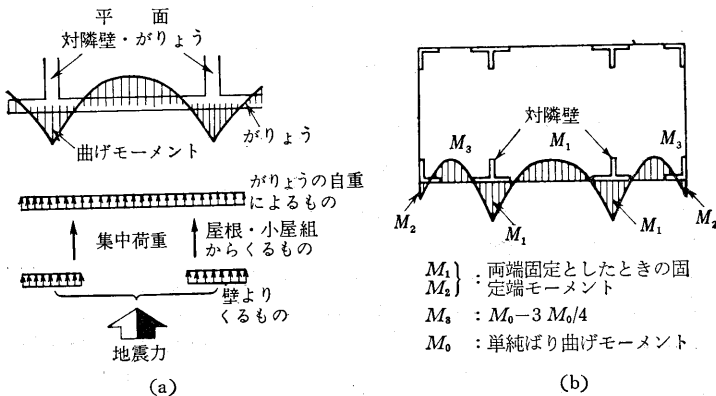


図 1.33

(4) 断面算定

鉄筋コンクリート造のはりとして、断面を算定すればよい。小屋組・はりなどの集中荷重が作用する場合には、せん断力により断面が決定されることがあるから、この

ような場合にはせん断力に対する吟味も必要である。

(5) 配 筋

簡易な平家建の場合の配筋法の一例を図 1.34 に示す。図 (a), (b), (c), (d) に示す配筋は、鉛直および水平のそれぞれの方向に複配筋とみなしてよい。

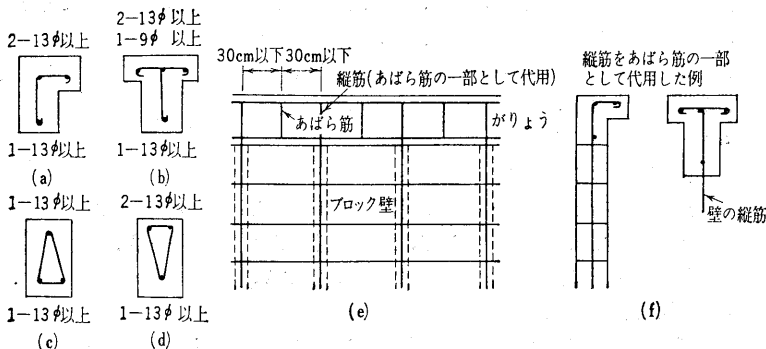


図 1.34

がりょう断面の目安

正確な計算を行なう前に、ある程度のがりょう断面の目安をつけることが必要な場合が多いから、次にその一般的目安を算出してみる。

a) 鉛直荷重によるがりょうの応力と断面

屋根組・床組の構造法で異なるが、次のような仮定を行なって概算してみる。

w = 単位面積当りの建物の重量 (kg/m^2)

= 800 kg/m^2 (屋根)

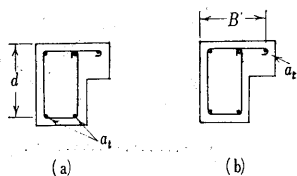
= 1200 kg/m^2 (2 階床)

がりょうの長さの合計*を $L(\text{m})$ とし、床面積を $A(\text{m}^2)$ とすると、がりょう単位長さ当りの荷重 w' は近似的に wA/L であらわされる。がりょうに生ずる曲げモーメント M は等分布荷重・両端固定ばりとみなして次のようになる。

$$M = \frac{1}{12} w' l^2 = \frac{1}{12} \cdot \frac{wA}{L} l^2$$

l : 開口部の幅 (m)

がりょうの上下端に入れる鉄筋断面算を a_t とするとき、がりょうの所要有効せ



d は、はり上ばから下側鉄筋までのせい
 B' は、はり側面から反対側の鉄筋までの水平距離

図 1.35

* 床荷重を支持しているがりょうの長さの合計。

い d は次のようになる〔図 1.35 (a)〕.

$$d = \frac{\frac{1}{12} \cdot \frac{wA}{L} l^2}{\frac{7}{8} a_t f_t}$$

f_t : 鉄筋の許容引張応力度 $= 1.6 \text{ t/cm}^2$

(例—1) 幅 3 m の開口部の場合で $A/L = 1.5 \text{ m}$ のとき

2-13 ϕ ($a_t = 2.65 \text{ cm}^2$) を使用するとすれば

$$\text{屋上階がりょう} \quad d = \frac{0.8 \times 1.5 \times 3^2}{12 \times \frac{7}{8} \times 2.65 \times 1.6} = 32.4 \text{ cm}$$

$$2, 3 \text{ 階がりょう} \quad d = \frac{1.2 \times 1.5 \times 3^2}{12 \times \frac{7}{8} \times 2.65 \times 1.6} = 36.5 \text{ cm}$$

A/L , スパン l を変化させたときのがりょう所要有効せいは表 1.14 のようである.

表 1.14 がりょうの所要せい d^* cm (引張補強筋 2-13 ϕ)

$\frac{A}{L}$ (m)	$\frac{wA}{L}$ (t/m)	開口部の幅 (m)				
		2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
0.8	屋上	27.0	27.0	27.0	27.0	30.0
	2, 3階	27.0	27.0	27.2	35.5	45.0
1.2	屋上	27.0	27.0	27.0	35.5	45.0
	2, 3階	27.0	30.0	40.7	53.3	67.3
1.6	屋上	27.0	27.0	36.2	47.0	60.0
	2, 3階	27.0	40.0	54.3	71.0	69.0
2.0	屋上	27.0	33.0	45.0	59.0	75.0
	2, 3階	35.0	50.0	68.0	89.0	102.0
2.4	屋上	32.0	46.0	64.0	83.0	104.0
	2, 3階	48.0	70.0	95.0	124.0	157.0

b) 壁面に垂直な水平荷重によるがりょうの応力と断面

これも屋根組・床組の構造法で異なるが、断面の目安を求めるために、次のような仮定を行なって概算してみる.

w : 単位面積当りの建物の重量 (kg/m^2), 屋根組・床組が木造の場合には荷重がやや低減するはずであるが、この場合には、構造的に荷重が集中してかかることを考慮して、前ページと同一な値をとり、地震力に対し

$$w = 800 \text{ kg/m}^2 \quad \text{屋 根}$$

$$w = 1200 \text{ kg/m}^2 \quad \text{2, 3 階}$$

* がりょうのせいが過大なものは引張鉄筋 2-13 ϕ の代りに 3-13 ϕ または 4-13 ϕ などを使用し、そのせい d を 2/3 または 1/2 にする.

震度を0.2とし、がりょうには等分布荷重が作用し、両端固定ばりとみなして曲げモーメントを求めると

$$M = \frac{1}{12} w' l^2 = \frac{1}{12} \cdot \frac{wA}{L} \cdot 0.2 l^2$$

l : がりょうについての対隣壁間距離

がりょうの左右両端に入れる引張鉄筋断面積を a_t とすると、がりょうの所要有効幅 B' 〔圧縮縁より引張鉄筋中心までの距離、図 1.35 (b)〕は次のようになる*。

$$B' = \frac{\frac{1}{12} \cdot \frac{wA}{L} \cdot 0.2 l^2}{\frac{7}{8} a_t f_t}$$

f_t : 鉄筋の短期許容応力度 = 2.4 t/cm²

(例-2) 対隣壁間距離 $l=6$ m の場合で $A/L=1.5$ m のとき 1-13 ϕ ($a_t=1.33$ cm²) を使用するとすれば、がりょうの所要有効幅 B' は

$$\text{屋上階} \quad B' = \frac{0.8 \times 1.5 \times 0.2 \times 6^2}{12 \times \frac{7}{8} \times 1.33 \times 2.4} = 25.8 \text{ cm}$$

$$2, 3 \text{ 階} \quad B' = \frac{1.2 \times 1.5 \times 0.2 \times 6^2}{12 \times \frac{7}{8} \times 1.33 \times 2.4} = 38.7 \text{ cm}$$

前例にならない A/L , 対隣壁間距離を変化させたときのがりょう所要有効幅 B' は表 1.15 のとおりである。

表 1.15 がりょうの所要有効幅 B' cm (引張補強筋 1-13 ϕ)**

$\frac{A}{L}$ (m)	$0.2 \frac{wA}{L}$ (t/m)	対 隣 壁 間 距 離 (m)				
		4	5	6	7	8
0.8	屋上	17.0	22.0	27.0	32.0	37.0
	2, 3階	17.0	22.0	27.0	32.0	37.0
1.2	屋上	17.0	22.0	27.0	32.0	37.0
	2, 3階	17.0	22.0	31.0	42.0	55.0
1.6	屋上	17.0	22.0	27.6	37.3	49.0
	2, 3階	18.4	28.7	41.3	56.0	74.0
2.0	屋上	17.0	24.0	34.0	50.0	61.0
	2, 3階	23.0	36.0	52.0	70.0	92.0
2.4	屋上	17.0	27.0	39.0	53.0	70.0
	2, 3階	28.0	43.0	62.0	84.0	110.0

c) 上下に大きな開口のあるがりょうの応力と断面

さきに壁面に垂直な水平荷重を受けるがりょうの断面を概算したが、がりょうは

* L は 48 ページ脚注による。

** B' の過大なものは引張鉄筋 1-13 ϕ の代りに 2-13 ϕ を使用し、その幅 B' を 1/2 にする。

このほかに壁面に平行な方向でも水平荷重の影響を受ける。特にがりの上下に大きな開口のある図 1.36 のような場合は、地震力によって壁面に平行な面内の曲げモーメントとせん断力を受ける。このがりの断面設計にあたっては、鉛直荷重時応力を長期応力とし、これとこの水平荷重時応力の和を短期応力として計算しなければならない。

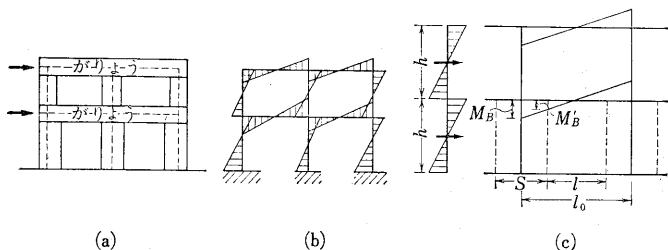


図 1.36

大開口を有するブロック壁の水平荷重時応力解析は不明確な点が多いが、一応耐力壁を柱とみなしたラーメン応力をもって推定することが行なわれている。

以下にこの場合の断面の大略の目安をつけるための概算を行なってみる。開口がほぼ均等に近く配置されていて、図 1.36 (a) の線材をもって描くラーメン応力が、がりょう応力を決定すると仮定する。

水平荷重の応力は次のように考える。柱の反曲点は略算の場合、開口高さの中央に仮定する。階高は各階同一とする。各階の単位壁長あたりの平均層せん断力を $\bar{Q}_n$ 、壁長を S とすれば、各壁の分担するせん断力は $\bar{Q}_n \cdot S$ となる。各階のがりょう断面、壁長、 l_0 などがほぼ等しいとすると、

$$n \text{ 階の柱端モーメント} \quad {}_nM_c = \bar{Q}_n \cdot S \cdot \frac{h}{2}$$

$$n \text{ 階のはり端モーメント} \quad {}_nM_B = \frac{{}_nM_c + {}_{n-1}M_c}{2} = \frac{h \cdot S}{4} ({}_n\bar{Q} + {}_{n-1}\bar{Q})$$

$$\text{最上階のはり端モーメント} \quad {}_rM_B = \frac{{}_{r-1}M_c}{2} = \frac{h \cdot S}{4} \bar{Q}_{r-1}$$

外ばり外端モーメントはそれぞれ上記の約 2 倍となるが、がりょうの節点拘束効果は半減するから、ここでは約 1.5 倍と考える。開口端モーメント M_B' は

$${}_nM_B' = {}_nM_B \cdot \frac{l}{l_0} = \frac{h \cdot S}{4} \cdot \frac{l}{l_0} (\bar{Q}_n + \bar{Q}_{n-1}) = \frac{h \cdot l}{4} \left(1 - \frac{l}{l_0}\right) (\bar{Q}_n + \bar{Q}_{n-1})$$

となる。

l/l_0 は平面図上の開口率ともいうべきもので、住宅・事務所などの設計では 0.5 ~ 0.8 の範囲が多い。

鉛直荷重時の応力は a) に述べたように求められる。ただし、最上階のがりょう外端は固定度が少ないので、モーメントは若干小さくなる。ここでは簡単のため、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の小はり応力にならない、各点のモーメントを図 1.37 のようにとる。スパン l は開口部長さであるが、剛域の影響を考慮して $l + 1/2 D$ の値をスパンととる。

以上の水平荷重時・鉛直荷重時の応力から、長期・短期設計応力が定まり、がりょうの断面寸法が既知であれば配筋が決定できる。

所要寸法を仮定して、配筋計算を試みたものが表 1.16 である。た

だし、建物重量は a), b) に同じ。 $\bar{Q}_n$ として表 1.10 の $\bar{Q}$, $h=3\text{ m}$, $l/l_0=0.7$, $A/L=2.0\text{ m}$, がりょうのせい D は屋階で 35 cm, 3 階ばりで 40 cm, 2 階ばりで 45 cm とした。鉄筋許容応力度は長期で 1.6 t/cm^2 , 短期 2.4 t/cm^2 とする。

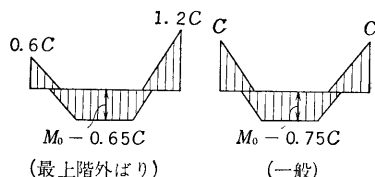


図 1.37

表 1.16 開口の大きい場合のがりょう配筋例 (3 階建)

階 層	内 ば り						外 ば り					
	l (m)	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	l (m)	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
屋 根 ば り $D=35\text{ cm}$	端	2-16φ 2-16φ 3-16φ 3-16φ 3-16φ					外端	2-13φ 2-16φ 2-16φ 3-16φ 3-16φ				
							内端	2-13φ 2-16φ 3-16φ 3-19φ 3-19φ				
	中央	2-13φ 2-13φ 2-16φ 2-16φ 3-16φ					中央	内ばり中央に同じ				
							中央					
3 階 ば り $D=40\text{ cm}$	端	3-16φ 3-19φ 3-19φ 3-22φ 3-22φ					外端	3-19φ 3-19φ 3-22φ 3-25φ 3-25φ				
							内端	2-13φ 2-16φ 3-16φ 3-16φ 3-19φ				
	中央	2-13φ 2-16φ 2-16φ 3-16φ 3-19φ					中央	2-13φ 2-16φ 3-16φ 3-16φ 3-19φ				
							中央					
2 階 ば り $D=45\text{ cm}$	端	3-16φ 3-19φ 3-22φ 3-22φ 3-25φ					外端	3-19φ 3-22φ 3-25φ 3-25φ 4-25φ				
							内端	3-19φ 3-22φ 3-25φ 3-25φ 4-25φ				
	中央	3 階ばり中央に同じ					中央	3 階ばり中央に同じ				
							中央					

〔備考〕 1) 端部は上下同配筋，中央は下側配筋とする。

2) 3.2 階外ばり内端は内ばり端に同じ。

3) 外端部の配筋は、外縁の壁柱の断面が内壁柱より小さい場合は、少なくすることができる。

上表は大きな仮定を含んだ数値であるから、このまま使用するというだけでなく、設計当初の参考としてもらいたいと思う。

がりょうのぐう角部・取合せ部の構造

がりょうの交点（節点）の構造は剛（剛節）であることが必要である。構造法の要領を図 1.38 に図示した。鉄筋の埋込長さは大体 $40 \times$ 鉄筋直径以上でなければならない。設計上許すならば、角にハンチをつける。配筋が楽になるからである。しかし鉄筋埋込みが十分であれば、これは必要条件ではない。

あばら筋は径 6 mm 以上とし、その間隔は 30 cm 以下程度にしなければならない。壁の縦筋をあばら筋の一部として代用してもよい〔図 1.38 (f),(g)〕。あばら筋は水平・垂直両方向に対して必要である。

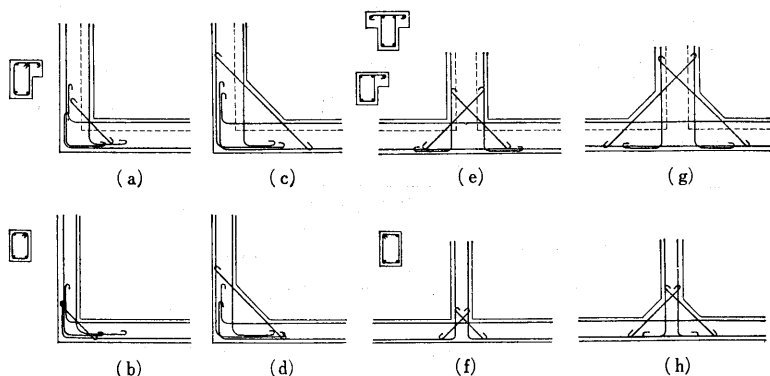


図 1.38 がりょうのぐう角部・取合せ部の構造
(基礎ばりもこの方法による)

9 条 床および屋根の構造

3 階建の建築物においては、最下階の床を除き、屋根スラブおよび床スラブは鉄筋コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造としなければならない。

補強ブロック造の各耐力壁が有効に協力するためには、床が鉄筋コンクリートスラブのような剛強な床で固められていることが有利である。こうすれば各所に耐力壁が散在する場合でも、おのおのが耐力壁として有効に働いてくれる可能性がある。特に 3 階建の建物の場合には、地震力も大きなものになるから、それに対応して十分安全性を保つためには、必ず各階の床を剛な鉄筋コンクリート造あるいは組立鉄筋コンクリート造とすることが必要であるので、規準で強く要求されている。

現在 2 階建の簡易耐火造アパートで、屋根・2 階床ともに木造とされている例を多くみるが〔図 1 (d)〕、このような建物の場合には、耐力壁の配置に十分な注意が必要である。地

震時有効に働くとは考えられないような、幅狭くせいの高い控壁を配置して、規準に合格していると満足している例も見られるが、考えものである。これらの場合には、少なくとも2階床だけは剛な床ばりとし、控壁上下には控壁の分担応力にふさわしいがりょう・基礎つなぎばりを設けることが望ましい。

最下階については、建物が基礎および基礎ばりで地盤に固着されているから、必ずしもそのような床を設けることは要求されていないが、もちろんできればコンクリート床で固めることは望ましいことである。

組立鉄筋コンクリート造の床を使用する場合は、プレキャストコンクリート組立床構造設計規準に適合するものを用いなければならない。この構造は工場製プレキャストコンクリート床板を連結して床を形成するものであるが、この条項の目的で使用するには、特に十分な水平せん断耐力を有する構造でなければその効果を発揮できない。条文の剛強という表現はその意味であって、ただ単に床板を敷並べたような組立床ではいけない。設計に当っては同規準およびその解説を参照のうえ、目的にかなった床を採用しなければならない。

10 条 基礎の構造

1. 最下階の耐力壁の下部には各壁を安全に支持し、かつ、相互に連結するよう鉄筋コンクリート造の布基礎または基礎ばりを有効に連続して設けなければならない。
2. 布基礎または基礎ばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上としなければならない。
3. 布基礎または基礎ばりのせいは、軒の高さの $1/12$ 以上で、かつ、60 cm (平家建では 45 cm) 以上としなければならない。
4. 布基礎または基礎ばりは複筋ばりとし、これに作用する曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であるような断面としなければならない。

1. 基礎ばりの役目の大略は8条の解説のはじめにがりょうと関連して述べたが、要するに基礎ばりは建物の最下部で、各耐力壁の脚部を連結してそれを固定状態に保ち、地盤の不同沈下や局部加力に基づく壁体の損傷を防ぐと同時に、地盤に平均した荷重を伝えるために設けられるものである。

したがって、基礎ばりはできるだけせいが高く強剛であることが肝要で、かつ耐力壁下部に連続して閉じたわく形に配置されることが必要である。

2. 基礎ばりの幅りは壁厚にそろえるか、やや大にするのが普通である。これは、がりょうの幅がそれに接する耐力壁の幅と同等か、それ以上のものを要求されていることと同じ理由によるものである。
3. 建設省建築研究所の実物大建物の実験結果によると、基礎ばりが強剛であれば、上部構造が一体的な箱形構造となるので、大地震に遭遇しても、ロッキング振動とせん断振動が主となり、強剛な基礎ばりが建物を一体的ならしめるうえにきわめて有効であったことが実証されている〔図 1.39〕。この意味で、基礎ばりのせいはなるべく高いのがよいのであ

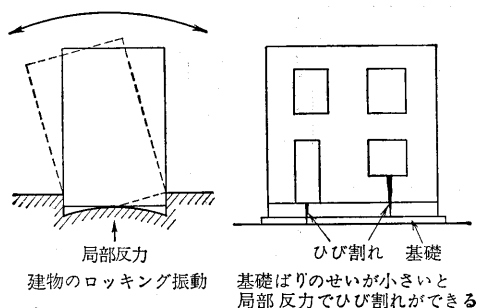


図 1.39 基礎ばりの効果

るが、規準によると基礎ばりのせい D は

2, 3 階建物 60 cm 以上

かつ 軒高の $1/12$ 以上

(2 階 軒高 7 m の場合 60 cm 以上)

(3 階 軒高 11 m の場合 92 cm 以上)

平家建建物 45 cm 以上

ときめられている。

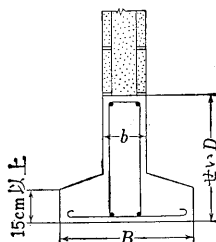


図 1.40

しかし、これらの規定は最小限の規定で、開口部幅が大で地盤反力による曲げモーメントが大きい場合、つなぎばりとしての持放し長さが大なる場合には、状況・目的に応じ、断面寸法の割増しを要することはいうまでもない〔図 1.41〕。

4. 基礎ばりの配筋

前述したように基礎ばりの役目は複雑であるが、少なくとも基礎ばりは耐力壁の脚部を

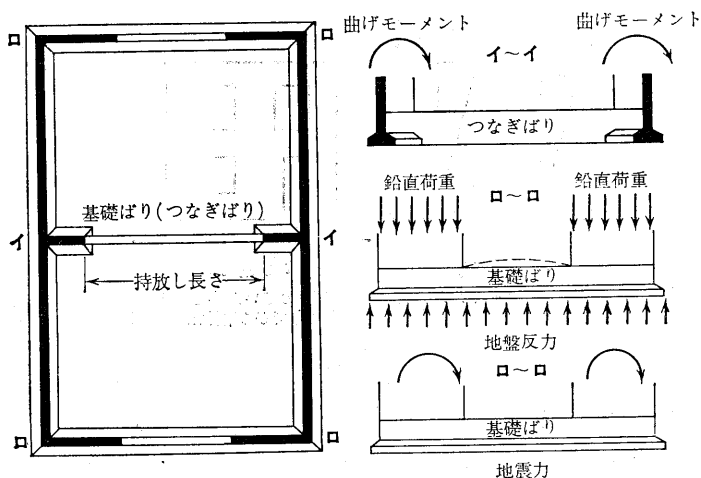


図 1.41

固定することと、開口部分の地盤反力を左右の耐力壁に伝えることとの一応ははっきりした力学的な任務をもっている。基礎ばりはこのための荷重を受け部材応力とし、せん断力・曲げモーメントを生ずるが、本項はこれらの応力に対し、安全な断面を有していなくてはならないと規定しているのである。したがって、基礎ばりの配筋をきめるためには、この規定により応力計算を行なって、断面算定を行わなければならない。

(1) 最小限の配筋

本規準にはこの規定はないが、簡易な平家建のような場合には最低条件として次の程度は必要であろう。

布基礎または基礎ばりの主筋は、その径を 13 mm 以上とし、かつ 4 本以上の鉄筋を用いて複筋ばりとするか、またはこれと同等以上の耐力を有するような配筋とし、あばら筋はその径を 6 mm 以上とし、30 cm 以下ごとに設ける〔図 1.42〕。

したがって、平家建の建物の場合にはまずこの程度の配筋を行なえば一応すまされることになる。

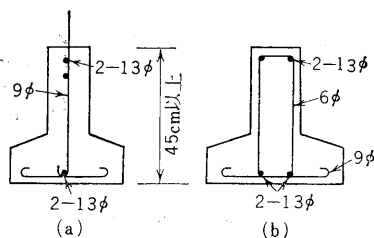


図 1.42 平家建基礎ばり

しかし、2, 3 階建の建物の場合には、基礎ばりの負担する応力はさらに大となるはずであるから、上の規定は真の最小限とすべきであると思う。

(2) 基礎ばりの剛性

元来本構造物は組積造部分と鉄筋コンクリート造部分との混在した構造であるから、基礎ばりの有効断面と考えられる部分につき疑いを生ずる場合がある。基礎ばりの断面は、鉄筋コンクリート造の部分のみであると定められている。しかし、事実上ブロック造の壁が有効に協力する場合もあるのであるから、協力できる部分はこれを基礎ばりの一部として活用し、構造の経済化をはかるのが得策と考えられる。図1.43(a)は基礎ばり上面まで開口がある場合で、当然基礎ばりは鉄筋コンクリート造の部分のみが有効である。同図(b)または(c)は、窓下にもブロック壁を積んだ場合で、壁内補筋筋と基礎ばり連結筋とが十分に入っていれば、ハッチした部分が基礎ばりとある程度一体的に働き、剛性を増すと考えられる。基礎ばりの剛性が増すことは、建物をしょうぶにするうえで望ましいことである。

ただし、計算上は、このブロック壁部分を基礎ばりに算入することは難かしいので、標準ではこの扱いは定めないが、設計上の配慮としてこの協力を考えることはさしつかえない。もちろん、ブロック壁の協力部分は、十分の鉄筋を入れることはいうまでもない。

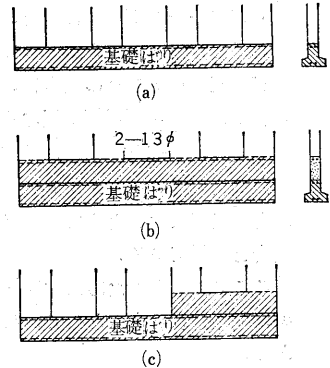


図 1. 43

(3) 基礎ばりの配筋例

基礎ばりのせいを、標準3項で定められた寸法にとり、主筋の径は 13 mm 以上としかつ 4 本以上の鉄筋を用いて複配筋とすれば開口部幅 2 m 以上の場合および端部スパンを除き、基礎ばりの負担する応力に対しておおよそ安全で、A,B,C 種構造のおおのにつき、適当な基礎ばり断面を参考として例示すれば図 1.44 のようである。

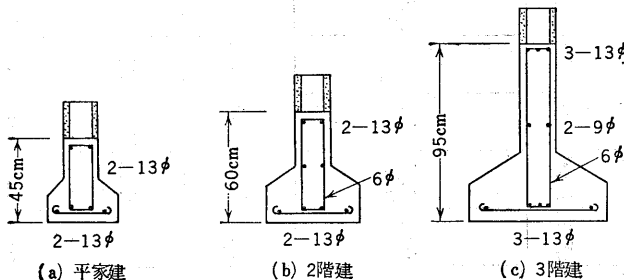


図 1. 44

あばら筋は径 6 mm 以上の鉄筋を使用し、その間隔は 30 cm 以下とするのがよいが図 (a) の配筋の場合には、壁の縦筋をあばら筋の一部として代用してよい。

その他、計算上の詳細は「鉄筋コンクリート構造計算標準」によらるたい。

(4) 基礎フーチング

布基礎フーチングは基礎ばりをかねるのが普通である。つなぎばりとして基礎ばりを働かせる部分には基礎フーチングをつけない。幅の大きな (2m 以上) 開口部下の基礎ばりにフーチングをつけると、はりに大きな負の曲げモーメントを生じて損であるからこの部分にはフーチングをつけないでつなぎばりとしたほうがよい。

布基礎フーチングの幅 B は、建物の規模・構造・地耐力により異なる。基礎に作用する荷重はその場所場所で異なるから、その部分が負担する荷重に対して、フーチング幅が算定されるべきである。基礎フーチングに作用する荷重は、鉛直荷重によるものと地震力による曲げモーメントであるから、これらの荷重によって生ずる圧縮力度が許容地耐力以下になるように基礎ばり幅をきめる。これは鉄筋コンクリート造の T 形ばりの場合と同様である。

ここでは参考のために本標準が目標としている建物について、荷重が布基礎全体に均等に配分されるものとして、布基礎フーチングの幅 B を概算するとすれば、次のようである。

$$B^* \geq 2 \frac{\sum w \frac{A}{L} + 0.4 \times 3}{f_e}$$

f_e : 地盤の短期許容地耐力度 (t/m^2)

上式で $f_e = 15 \text{ t/m}^2$, 20 t/m^2 , 30 t/m^2 とする場合につき B を算定して一例を表示すれば、表 1.17 のようになる。おおよその目安として参考とされたい。

表 1.17

$\frac{A}{L}$ (m)	布基礎 1 m 当りの荷重 $\sum w \frac{A}{L} + 0.4 \times 3$ (t/m)	B (cm)		
		$f_e = 15 \text{ t/m}^2$	$f_e = 20 \text{ t/m}^2$	$f_e = 30 \text{ t/m}^2$
0.8	平	1.84	28	—
	2	2.80	34	—
	3	3.76	53	27
1.0	平	2.00	30	—
	2	3.20	48	24
	3	4.40	66	33
1.2	平	2.16	33	—
	2	3.60	54	27
	3	5.02	75	38
1.4	平	2.32	34	—
	2	4.00	60	30
	3	5.70	85	43
1.6	平	2.48	37	—
	2	4.40	66	33
	3	6.30	94	47

* 地震時には鉛直荷重のみによる土圧力度の 2 倍の応力度を生ずるものと仮定する。

(5) 基礎フーチングの配筋

計算の詳細は「鉄筋コンクリート構造計算規準」を参照されたい。目安を表示すれば表 1.18 のようである。

表 1.18

B (cm)	長期許容 地耐力度 (t/m^2)	フーチン グ厚 t (cm)	配 筋
40	{ 10 15	15 15	9 ϕ
50	{ 10 15	15 18	
60	{ 10 15	20 15	9 ϕ
70	{ 15 10	22 18	
			30 ctc
			20 ctc

(6) 基礎および地盤

補強コンクリートブロック造の家は、木造・鉄骨造のような構造法に比較すると融通のきかない剛な建物である。したがって、基礎ばり・がりょうにより補強されているとはいえ、基礎に不同沈下があると、その結果は修理の方法のない壁の大きなひび割れとなって現われ、ブロック造建物の

強度を低下させる原因となる。したがって、本構造物の場合には、設計上フーチング底面の地盤圧縮応力度が均等になるようフーチング幅 B を決定すると同時に、建築地の地盤調査を十分に行ない、少しでも不同沈下が起らぬよう注意することが肝要である。これに関連した注意を二、三列挙すれば次のようである。

a) 一 般

- i) 季節的に膨張収縮の激しい土質の場合には、基礎フーチングを地盤面下 1 m 以上の位置に設ける(地表面近くでは雨季と乾燥季の地盤上下変動が約 3 cm にも達することがある)。このような地盤では寒地の基礎にならい、人工地盤を造るのがよい。
- ii) 樹木は水分を吸い上げたり根を伸長させるので、建物の近くに植樹することは禁物である。大木はきり倒して抜根する。
- iii) 軟弱地盤の場合、がけ地の近くに家を建てるときは、くい打ち地業・ろうそく地業にするが、図 1.45 (a) のように、くいは耐力壁下の要所に配置し、窓・出入口下には設けないこととする。基礎ばりに不利な応力を生ぜしめないためである。
- iv) 地山が岩盤の場合はもちろん、地耐力大なる良質地盤で地山が露出している場合には割ぐり地業の必要はない。

b) 寒冷地の基礎工事

北海道・東北・裏日本・中部高冷地のように、寒気のきびしいところでは、凍上による被害防止を考えなければならない。

凍上を起しやすい地盤は粘土交じりの地盤で、凍上を起さない地盤は粘土のような微細な粒子を含まない砂層・砂交じり砂利層・砂交じり火山砂利層である。

同図 (b) のようにフーチングをその土地の凍結深度以下約 30 cm に設けるのが最もよい。その土地の気候をよく調査し、凍結深度を研究判定して根切りをする。極寒地では根切りの深さが 1.2~1.5 m になる場合もある。基礎工事の経費を節約する場合には、フーチングを凍結線下まで下げずに、図 (c) のように、砂交じり砂利層あるいは

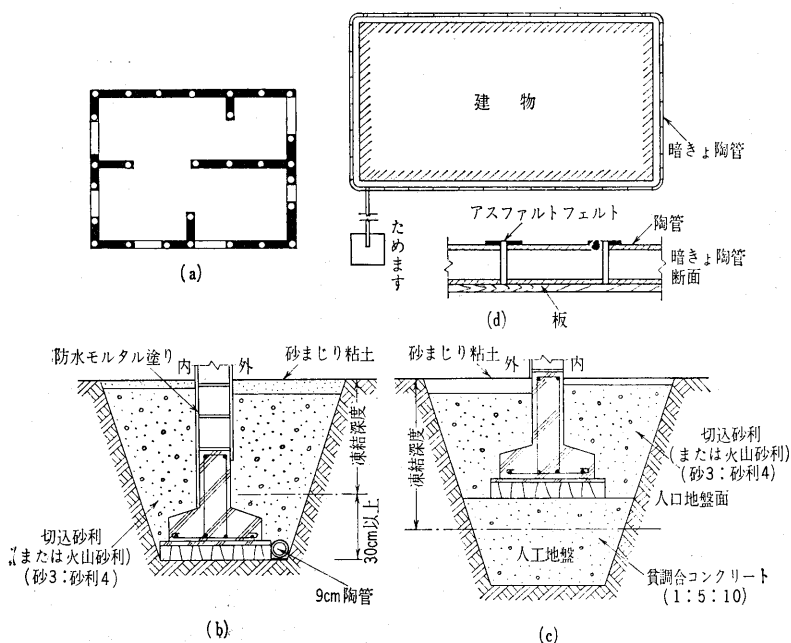


図 1.45

は貧調合のコンクリート層をフーチングの下に造って（人工地盤）凍上を防いでもよい。このほか注意事項を列挙すれば次のようである。

i) 敷地の選定

土じょうは粘土質を避け、火山砂利質・砂質を選ぶ。盛り土地盤は特に避けたい。地盤の排水施設を完備し、湿地では暗きょ排水して地下水面を下げなければならない〔図 1.45 (d) 参照〕。

ii) 基礎

凍結深度以下に基礎を築き、基礎ばり外側の地盤の凍結による側面からの凍上を防ぐ。このため基礎土台のまわりに防寒土台を設けるか、図 (b) および (c) のように基礎の両側は、切込砂・砂利または火山砂利（砂 3：砂利 4）で埋もどしを行なう。できれば図 (d) のように暗きょ排水をする。

iii) 平面形

家の外形に凸凹があると凸部は 3 方から冷やされ、その部分が凍上に対し不利になる。特に煙突などが外壁から突出することは、別の意味からも避ける。外壁の形は長方形が望ましい。

iv) 給排水工事

給排水工事は特に漏水のないように注意するほかに、凍結による破損を防ぐため、地中に深く掘下げるなどの方法を講ずる。

11 条 鉄筋の継手および定着

耐力壁の補強筋の継手および定着は、溶接する場合を除き、次の各号の規定によらなければならない。

1. 補強筋（異形鉄筋を除く）の末端は、かぎ状に折り曲げる（フックを付ける）こと。
2. 縦筋はコンクリートブロックの空洞部内で継いではならない。ただし、縦筋を小径が 12 cm 以上あるコンクリートブロックの空洞部にそう入する場合は、この限りでない。
3. 補強筋の継手の重ね長さおよび定着部分の長さは、表 7 に示す数値以上とすること。

表 7

構 造 部 分		継手または定着部分の長さ			備 考
継 手	定 着	丸 鋼	異 形 丸 鋼		
			フックなし	フックあり	
耐力壁の取合せぐう角部、開口部周囲などの主要箇所	主要箇所の縦筋をがりよう（がりようのない場合は床スラブ）・布基礎または基礎ばりに埋込む場合 開口部上下の横筋を両側の壁部に定着する場合	40d	40d	30d	d：鉄筋の径（継手の場合は細いほうの鉄筋の径）.
その他の箇所	その他の場合*	25d	25d	20d	

* 壁の端部で横筋の定着長さが十分とりたいときは、横筋のフックを定着しようとする部分の縦筋にひっかけてもよい。

1. 補強筋の末端は、付着および定着性をよくするためにフックを設けるのが普通である。ただし、異形鉄筋は付着性がよいから、継手および定着には一般にフックを付けなくてもよいが、特に安全のためフックを設ける場合は継手の重ね長さや定着長さは若干緩和される。
2. 縦筋の継手

補強コンクリートブロック造では溶接するか、異形鉄筋を用いるか、または鉄筋のそう入される空洞部分の最小径が 12 cm 以上の場合のほか、ブロック壁の途中で縦筋の継手を設けてはならない。したがって、縦筋には 1 本ものの鉄筋を用いて、基礎（あるいはがりょう）から立ち上げ、真上のがりょうに達するように配筋する。

この理由は、元来ブロックの空洞部の径は 7～8 cm 程度できわめて狭く、この中で縦筋を継ぐことは、1) この部分でのコンクリートのつまりが悪くなること、2) コンクリートのかぶりが少なくなり、さび止めが不完全になること、3) 縦筋としての応力の伝達が不完全になること、など致命的な欠陥を生ずるからである。

しかし、ブロックで径が 12 cm 以上の空洞部がある場合には、かぎをつけて継手を設けることは、強度上、さび止めに、大きな支障がないから、途中で継手を設けてよいことになっている。この除外例の目的はブロック積み工事を容易にするためのものであるから、悪用しないよう注意してほしい。

横筋の継手

横筋はどうしても壁の途中でつがなければならない。横筋も縦筋と同様ないせつな鉄筋で、原則としては縦筋と同等な制限が必要である。したがって、横みぞ部の最小径を 10 cm* 以上とするか、異形鉄筋を用いるかである。

がりょう・基礎ばりの主筋の継手の重ね長さは、溶接する場合を除き、引張力の小さな部分に設ける場合は $25d$ 以上、その他の部分では $40d$ 以上としなければならない。

3. 鉄筋の定着など

原則として縦筋の端部は基礎ばり・がりょう中に定着される。開口部上下の横筋の端部

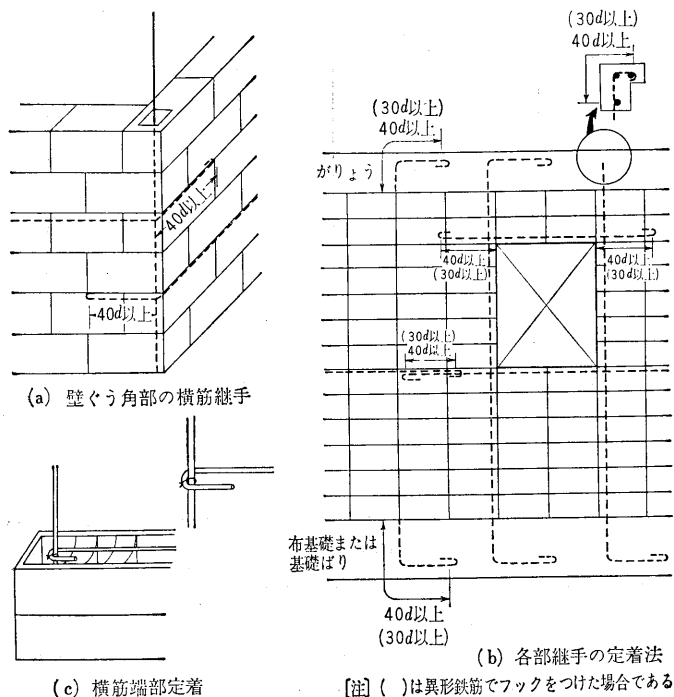


図 1.46 鉄筋の継手・定着

* 横みぞにはコンクリートがつめやすいから縦筋用空洞最小径 12 cm に比較して小でよい。

も左右ブロック壁中に定着される。耐力壁用横筋の端部もなんらかの方法で定着されなければならない。この場合の定着長さの規定が表7のとおりである。

この場合問題になるのは、耐力壁の端部における横筋の定着である。壁のぐう角部・取合せ部では図1.46(a)のようにするが、開口部両側の端部については $40d$ の定着長さをとることが困難である。規準では*印により一応「壁の端部で横筋の定着長さが十分とりたいときは、横筋のフックを定着しようとする部分の縦筋にひっかけてもよい」として、一つの便法を示しているが、この構法は不完全になりやすい。この部分の鉄筋工作には十分注意するとともに、縦筋空洞部には、すきなく十分にコンクリートをてん充することが肝要である。この定着法を同図(c)に示す。

12 条 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さなど

1. 鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、表8に示す数値以上としなければならない。

表 8

構 造 部 分	か ぶり 厚 さ (cm)	* 室内側で鉄筋の耐久 上有効な仕上げをし た部分は2cm 以上 とすることができる。
耐 力 壁 が り ょ う 基 礎 基 礎 底 面	2 (コンクリートブロックの 部分の厚さを除く)	
	3 *	
	4	
	6 (捨てコンクリートの部分 を除く)	

2. 外壁で雨水が浸透するおそれのある部分がある場合は、適当な防水措置を講じなければならない。

1. 補強コンクリートブロック造建物の耐久力を決定するものは、鉄筋のコンクリートによるかぶり厚さである。コンクリートブロックは一般に多孔質であり、ブロック壁は組積されたものであるから、雨水の浸透容易でコンクリートブロック壁自身には防水性やさび止め効果はないものと考えなければならない。そこで、鉄筋は必ずコンクリートで被覆されなければならない。この場合のコンクリートかぶり厚さは規準表8に規定されている。

耐力壁の空洞部にコンクリートをてん充する場合には特に注意が必要で、空洞の径が割合少ないから、鉄筋は空洞の中心にくるように努力する。横筋・がりょう筋を設置する場合、上記のことに無関心に、底面近くに接着して配筋している例をみるが、よくないことである。

2. 壁体外表面の防水措置

補強ブロック造建物の耐久力の増大、凍害防止、断熱力の低下防止、美観保持の目的から、コンクリートブロック造壁体の外表面には、必ず防水措置を施すようにしたい。方法にはいろいろあるが、その代表的なものは次のようである。

- (1) 1:3 防水モルタル塗 (1.5 cm 厚) セメントウォーター 2 回塗仕上げ
- (2) 1:1 防水モルタルのろびき セメントウォーター 2 回塗仕上げ
- (3) けい素樹脂系防水塗料の吹付け

参 考 文 献

- (1) 日本建築学会; 特殊コンクリート構造設計規準・同解説, 組積造設計規準・同解説 (昭和 27 年)
- (2) 日本建築学会; 特殊コンクリート造設計規準・同解説 (昭和 30 年)
- (3) 日本コンクリートブロック協会; ブロック建築入門
- (4) 住宅金融普及協会; ブロック造住宅設計図集, 新建築社
- (5) 勝田千利; コンクリートブロック住宅, 相模書房
- (6) 同上; コンクリートブロック農村建築, 相模書房
- (7) 平井 潔; だれにもわかるブロック建築の実際, オーム社
- (8) 木村蔵司; ブロック建築の品質と施工, 彰国社建築文庫
- (9) 工業技術院監修; どんなブロックを選ぶか, 日本コンクリートブロック協会

補強コンクリートブロック造設計例

- (1) 本設計例は、2階建の独立住宅をほぼ規定の壁量の限度に近い例で平面を選定した。補強ブロック造の2階建で上下の平面の異なるものは、上下の耐力壁をそろえることは、所要壁量が20以上になると設計上なかなか困難である。

商店建築のように1階の壁が偏在するか、壁量が不足しがちの場合は、ラーメン構造として、帳壁ブロック造としたほうが設計はらくである。

(2) 壁量の計算

次に述べるほかは、壁式鉄筋コンクリート造の設計例および解説を参照願いたい。

ブロックは芋目地積みとし、4すみのほかはブロック中に鉄筋を通さずに済むようにした。すなわち、耐力壁の端部は基本ブロックの外側に縦筋を通し、それから5cmのコンクリートを打つようにした。

すみを異形ブロックとしたのは、外部表わしの場合の積み方を示したままで、モルタル塗とする場合には、すみおよび交さ部は、壁厚角の現場打ちコンクリート造としたほうが設計も施工もらくであり、鉄筋の定着もよい。

(3) 下階に耐力壁がない場合の上階の壁量算定

規準では、剛ながりょうが中間にある場合は、下階に耐力壁がない部分も上階の耐力壁を壁長に算入してもよいことになっている。剛なはりの限界というより、上下の壁の配置の方法によって算入できる場合を示せば次のようである。

- a) 下図の場合 W_0 は全部算入できる。

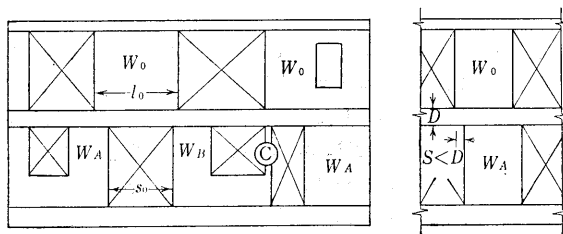


図 1.47

すなわち、 $l_0 \geq s_0$ で、 W_0 が W_A, W_B に少しでも引かかっておればよい。

- b) W_0 が W_A または W_B の直上についている場合、 W_A よりがりょうのせいほど、はみ出しても W_0 を全部算入してもよい。

(4) がりょうおよびつなぎばりの検討

補強ブロック造の応力（特に地震力による）解析が確立されていないので、耐力壁については、一応規定の壁量が安全なものとして、がりょうおよびつなぎばり（横架材）は、鉛直荷重に対する場合と地震力とが加わった場合とに対し、安全かどうか、その

耐力を大略あたってみる程度の検討を要求されている。したがって、この検討は横架材全部について行なう必要はなく、最も危険と思われる部材についてあたって、他はその断面で設計する。

a) 鉛直荷重に対する耐力の検討

持放し部分の多いものについて検討する。壁長の短い耐力壁に接する端部は半固定、他端は、それに応じて固定端モーメントを割増しするほかは、両端固定として応力を略算した。

b) 地震力が加わった場合の耐力の検討

耐力壁の応力解析は、補強ブロック造自体が不明であり、かつ鉄筋コンクリート造のがりょう、つなぎばりと結合されているので、その計算方法は種々提案されている〔「特殊コンクリート造設計規準」1952 年度版付録 1.1 浅野新一氏論文その他〕。

本設計規準では、「耐力壁が地震力によって変形したとき、弾性範囲をこえて塑性変形を生じたときの応力を考えて、耐力壁の水平せん断力は一様に負担される」と仮定して計算している。かような場合、その上下に接する横架材の応力は、やはり各耐力壁のせん断力によって生ずる曲げモーメントを負担するものと仮定して計算せざるを得ないであろう。

しかし、耐力壁が、壁長が比較的小さく柱のように上下の横架材間同一断面で持放しになっている場合は単純であるが、壁長が壁高近く大きくなったり、または、小壁・腰壁が接している（隣接する耐力壁どうしが結合して開口部のある耐震壁に似たような状態にあるとき）場合には、耐力壁の曲げモーメントの状況が不明であるので、これに接する横架材の端モーメントを算出することは困難である。かようにがりょう、つなぎばりの剛比に比べて、耐力壁の剛比が著しく大きい場合は、弾性理論上からの一般的性状としては、耐力壁の上下の曲げモーメントはおおのに接する横架材の剛比に比例し、左右の横架材の剛比に比例する。したがって、横架材の上にさらにブロック造の腰壁がある場合、それに接する耐力壁では、反曲点は壁頂にあるとみてよいであろう。

本計算例では、耐力壁の曲げモーメントは、すべて、その持放し高さ（開口部の高さ、両端の開口部の高さが異なる場合はその平均高）の $1/2$ の点に反曲点があるものとし、これに接する横架材の端モーメントは、おおのの剛比の比で負担するものと仮定して計算した。

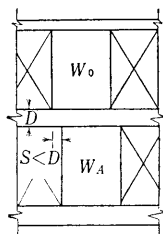


図 1.48

1. 一般事項

- a) 日本建築学会「補強コンクリートブロック造設計規準」による。
- b) 建築物の構造の概要および用途

2 階建住宅

C 種補強コンクリートブロック造

屋根および 2 階床

鉄筋コンクリート造

耐力壁その他主要構造部の配置は図 1.53 および図 1.54 による。なお、記号について

は次のとおり

W: 耐力壁

G: がりょう

FG: 基礎ばり

S: スラブ

各記号, 右に階, 左下に部材番号を付す. この場合たとえば, G_1 は 10 番台の部材 (G_{11} , G_{12}) を代表することにする.

c) 荷重および許容応力度など

積載荷重 $\left\{ \begin{array}{l} \text{(屋根)} \quad \text{考慮せず} \\ \text{(2階)スラブ用 } 180 \text{ kg/m}^2, \text{ 耐力壁用 } 130 \text{ kg/m}^2, \text{ 地震用 } 60 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$

積雪荷重 $2.0 \times 30 \text{ cm} = 60 \text{ kg/cm}^2$ (短期)

震度 0.2

コンクリート 4 週強度 $F_c = 135 \text{ kg/cm}^2$

許容地耐力 $\text{ローム層 } 15 \text{ t/m}^2$ (長期)

d) 使用ブロック

耐力壁用 基本ブロック C種ブロック 厚さ 150 mm

異形ブロック 横筋用〇〇式 寸法は基本ブロックと同じ

すみ用〇〇式 寸法は $390 \times 190 \times 150$

帳壁用 軽量空洞ブロック 寸法 $390 \times 190 \times 100$

2. 壁 量

a) 各階床面積

2 階 本屋 (2 階建) $5.04 \times 8.52 + 1.15 \times 2.16 = 45.5 \text{ m}^2$

バルコニー屋根 $8.52 \times 0.875 = 7.45 \text{ m}^2$

壁量算定用床面積¹⁾ $A_2 = 45.5 + \frac{7.45}{2} = 48.7 \text{ m}^2$

1 階 本屋 $5.04 \times 8.52 + 1.15 + 2.16 = 45.5 \text{ m}^2$

バルコニー $8.52 \times 0.875 = 7.45 \text{ m}^2$

壁量算定用床面積¹⁾ $A_1 = 45.5 + \frac{7.45}{2} = 48.7 \text{ m}^2$

b) 各階耐力壁長計および壁量

1 階 $\sum l_x = \overset{(W_1)}{(135+135+95)} + \overset{(W_2)}{(115+115+95)} + \overset{(W_3)}{(135+155+140)} = 1120 \text{ cm}$

$$L_x = \frac{\sum l_x}{A_1} = \frac{1120}{48.7} = 21.5 > 18$$

$\sum l_y = \overset{(W_4)}{(160+260)} + \overset{(W_5)}{(120+140+115)} + \overset{(W_6)}{(220+80+80)} = 1175 \text{ cm}$

$$L_y = \frac{\sum l_y}{A_1} = \frac{1175}{48.7} = 22.1 > 18$$

$$2 \text{ 階} \quad \sum l_x = (135 + 235 + 95) + (115 + 115) + (135 + 155) = 985 \text{ cm}$$

$$L_x = \frac{\sum l_x}{A_2} = \frac{985}{48.7} = 20.2 > 15$$

$$\sum l_y = 520 + (100 + 240) = 860 \text{ cm} \quad L_y = \frac{\sum l_y}{A_2} = \frac{860}{48.7} = 17.7 > 15$$

【注】 1) 壁量算定用床面積については壁式鉄筋コンクリート造設計例解説参照。

2) $2W_4$ は 1 階に開口部があるが、両端が 1 階の耐力壁に支持されているので全部有効とした〔本設計例解説参照〕。

また $2W_{ss}$ は長さ 60 cm あるが、壁高の 30% 未満であり、 $2W_{ss}$, $2W_{ss}'$ は上部ががりょうまで達していないのでいずれも壁長に算入しない。

3. がりょう

a) 鉛直荷重による応力

開口部の比較的大きい G_1, G_2, G_3, G_5 について検討する。なお、各はりのスパンは持出し長さにはりせいの 1/2 の長さを加えたものとした。

RG₁₁

$$w = 0.47 \text{ t/m}^2 \times (0.87 + 3.12/2) = 1.14 \text{ t/m} \quad l = 2.0 + 0.2 = 2.2 \text{ m}$$

$$C = \frac{wl^2}{12} = \frac{1.14 \times 2.2^2}{12} = 0.46 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 1.5 C = 1.5 \times 0.46 = 0.68 \text{ t} \cdot \text{m} \quad Q = 1.14 \times l/2 = 1.25 \text{ t}$$

* スラブ 12 cm 厚, 防水モルタル 60 kg/m² ボード天井 20 kg, がりょう 100 kg/m²

RG₁₂

$$w = 1.14 \text{ t/m}^2 \quad l = 1.9 + 0.2 = 2.1 \text{ m}$$

$$C = \frac{wl^2}{12} = \frac{1.14 \times 2.1^2}{12} = 0.46 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 1.5 C = 1.5 \times 0.46 = 0.68 \text{ t} \cdot \text{m} \quad Q = 1.14 \times l/2 = 1.25 \text{ t}$$

RG₂₁

$$w = 0.47 \times \frac{5.04}{2} = 1.18 \text{ t} \cdot \text{m} \quad l = 2.4 + 0.2 = 2.6 \text{ m}$$

$$C = 1.18 \times 0.56 = 0.66 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_0 = 1.5 C \times 0.66 = 0.99 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = 1.18 \times 1.3 = 1.53 \text{ t}$$

RG₂₂

$$w_0 = 0.47 \text{ t/m}^2$$

(S₄ より)

$$\lambda = \frac{3.95}{1.92} \times 2.06 \quad C = 0.47 \times 1.0 = 0.47 \text{ t} \cdot \text{m} \quad M_0 = 0.47 \times 1.6 = 0.75$$

$$Q = 0.47 \times 1.3 = 0.61$$

(S₂ より)

$$\lambda = \frac{3.96}{3.12} = 1.27 \quad C = 0.47 \times 1.55 = 0.73 \quad M_0 = 0.47 \times 2.4 = 1.16$$

$$Q = 0.47 \times 1.9 = 0.89$$

$$\Sigma C = 0.47 + 0.73 = 1.2 \quad \Sigma M_0 = 0.75 + 1.16 = 1.91 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma Q = 0.61 + 0.89 = 1.5$$

RG₅₁

$$w = 0.47 \text{ t/m}^2 \quad l_x = 2.68 + 0.2 = 2.88 \text{ m} \quad \lambda = 1$$

$$C = 0.47 \times 0.6 \times 2 = 0.56 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = 0.47 \times 1.05 \times 2 = 0.99 \text{ t}\cdot\text{m} \quad Q = 0.47 \times 1.05 \times 2 = 0.99 \text{ t}$$

RG₅₂

$$w = 0.47 \text{ t/m}^2 \quad l_x = 1.52 + 0.2 = 1.72 \text{ m} \quad \lambda = 1$$

$$w_{\max} = 0.47 \times \frac{1.72}{2} = 0.405 \quad C = \frac{5wl^2}{96} = 0.19 \times 0.4 \times 2 = 0.15$$

$$M_0 = 1.6 \times 0.15 = 0.24 \quad Q = \frac{1}{4}wl \times 2 = 0.4 \times 0.86 = 0.34 \text{ t}$$

2G₁₁

$$w = 0.54^{1)} \times 2.43 = 1.3 \text{ t/m} \quad l = 2.2 \text{ m}$$

$$C = 1.3 \times 0.4 = 0.52 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_0 = 1.5 \times 0.52 = 0.78 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$Q = 1.3 \times 1.1 = 1.43 \text{ t}$$

- 1) スラブ 10 cm 厚, 床仕上げ 40 kg/cm², 天井仕上げ 30 kg/m², おりょう 100 kg/m²,
L.L. 130 kg/m²

2G₂₁

$$w = 0.54 \times 5.04/2 = 1.36 \text{ t/m} \quad l = 2.6 \text{ m}$$

$$C = 1.36 \times 0.565 = 0.77 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M_0 = 1.5 \times 0.77 = 1.16 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$Q = 1.36 \times 1.3 = 1.77 \text{ t}$$

2G₂₂

$$w = 0.54 \times 5.04/2 = 1.36 \text{ t/m (等分布荷重と仮定)} \quad l = 3.0 + 0.22 = 3.22 \text{ m}$$

$$C = 1.36 \times 0.86 = 1.17 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = 1.5 \times 1.17 = 1.75 \text{ t}\cdot\text{m} \quad Q = 1.36 \times 1.61 = 2.19 \text{ t}$$

2G₅₁

$$w_0 = 0.54 \quad l_x = 2.9 \text{ m} \quad \lambda = 1$$

$$C = \frac{0.54}{0.47} \times 0.56 = 0.64 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_0 = \frac{0.54}{0.47} \times 0.99 = 1.14 \text{ t}\cdot\text{m} \quad Q = \frac{0.54}{0.47} \times 0.99 = 1.14 \text{ t}$$

$2G_{s2}$

$$l_x = 1.72 \text{ m} \quad \lambda = 1$$

$$C = 1.15 \times 0.15 = 0.172 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_0 = 1.15 \times 0.24 = 0.276 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = 1.15 \times 0.34 = 0.39 \text{ t}$$

b) 地震力による応力

地震力

$$\left. \begin{array}{ll} 2 \text{ 階} & 0.8^{2)} \text{ t/m}^2 \times 48.7^{3)} \times 0.2 = 7.8 \text{ t} \\ 1 \text{ 階} & 1.2^{2)} \times 48.7 \times 0.2 = 11.7 \end{array} \right\} 19.5 \text{ t}$$

- 2) 本設計の程度の規模・構造・用途・仕上げでは屋根 0.8 t/m^2 、2階床 1.2 t/m^2 と略算しても大差ない。ただし、階高が高い場合、屋根仕上に防水層押さえコンクリートを打ったりした場合、または多雪地区では、精算する必要がある。本設計例の精算値を掲げると

3) 壁量算定用床面積

屋根面 床	$0.47 \text{ t/m}^2 \times 60.0 \text{ m}^2 = 28.2 \text{ t}$	} $\frac{38.0 \text{ t}}{48.7} = 0.78 \text{ t/m}^2$
ブロック壁	$0.33 \times \frac{58.0}{2} = 8.7$	
木造壁	$0.08 \times \frac{18.0}{2} = 0.7$	
窓	$= 0.4$	
2階床 床	$0.54 \times 51.5 = 27.8$	} $\frac{53.4}{47.7} = 1.1 \text{ t/m}^2$
ブロック壁	$0.30 \times \frac{(58.0 + 74.0)}{2} = 20.0$	
	$0.20 \times \frac{33.0}{2} = 3.3$	
木造壁	$0.08 \times \frac{36.0}{2} = 1.5$	
窓	$= 0.8$	

壁長 1 m 当りの平均せん断力 $\bar{Q}$

$$2 \text{ 階} \quad \bar{Q}_x = \frac{7.8}{9.85} = 0.79 \text{ t/m} \quad \bar{Q}_y = \frac{7.8}{8.6} = 0.91$$

$$1 \text{ 階} \quad \bar{Q}_x = \frac{19.5}{11.2} = 1.74 \text{ t/m} \quad \bar{Q}_y = \frac{19.5}{11.75} = 1.66$$

各耐力壁のせん断力、反曲点高さ、がりょうなどの曲げモーメント

$$\begin{array}{l} W_{11}, W_{12} \\ W_{21}, \end{array} \quad 2 \text{ 階} \quad Q = 0.79 \times 1.35 = 1.07 \text{ t}$$

$$1 \text{ 階} \quad Q = 1.74 + 1.35 = 2.34 \text{ t}$$

$$W_{23} \quad 1 \text{ 階} \quad Q = 1.74 \times 0.95 = 1.65 \text{ t}$$

$$W_{51} \quad 1 \text{ 階} \quad Q = 1.66 \times 1.2 = 2.0 \text{ t}$$

$$W_{53} \quad 1 \text{ 階} \quad Q = 1.66 \times 1.4 = 2.32 \text{ t}$$

$$W_{22} \quad 2 \text{ 階} \quad Q = 0.79 \times 1.15 = 0.91 \text{ t}$$

$$1 \text{ 階} \quad Q = 1.74 \times 1.15 = 2.06 \text{ t}$$

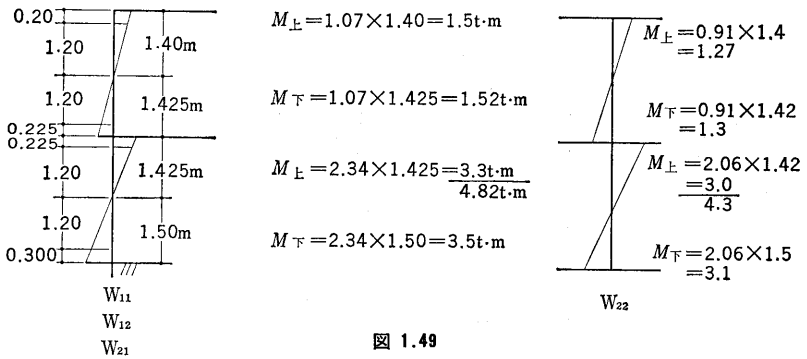


図 1.49

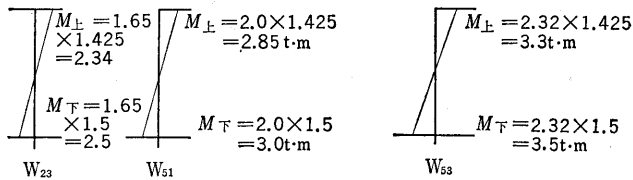


図 1.50

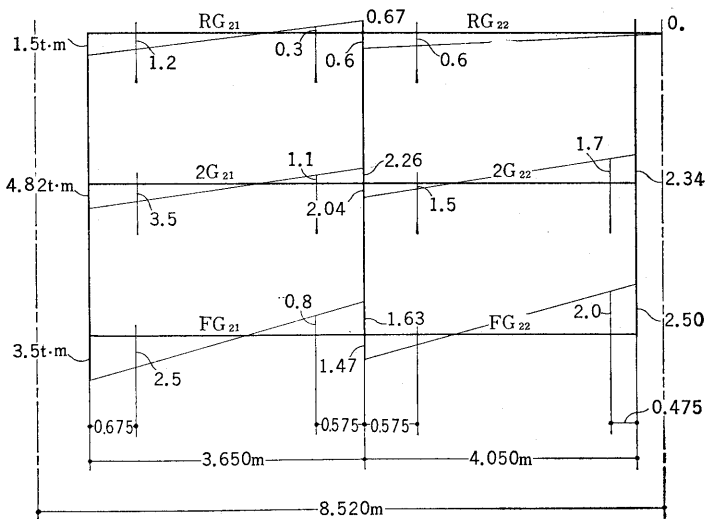


図 1.51 (a)

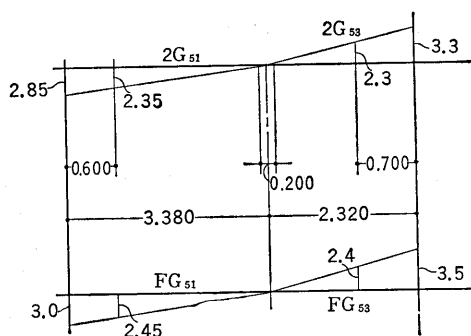


図 1.51 (b)

c) 断面設計

断面	RG ₁	$D=40, d=36, j=31.5$	$b=15$
	RG ₂	$D=34, d=30, j=26.2$	
	RG ₃	$D=30, d=26, j=22.7$	
	2G ₁ , 2G ₂	$D=45, d=41, j=36$	$b=18$
	2G ₃	$D=45$	$b=15$
	RG ₄₁ , RG ₅₁ , RG ₆₁	$D=34$	
	RG ₄₂ , RG ₅₂ , RG ₆₂	$D=30$	
	2G ₄ , 2G ₅ , 2G ₆	$D=45$	

各はりの抵抗モーメントおよびせん断抵抗 (上段 短期)
(下段 長期)

	M	Q
RG ₁	(2-16φ) $M=a_1 f_t j=4.02 \times 2.4 \times 31.5=3.0 \text{ t} \cdot \text{m}$ (短)	$Q=b f_t j=15 \times 9.0 \times 31.5=4.3$ (短)
RG ₂	(2-16φ) $4.02 \times 2.4 \times 26.2=2.5$ (短) $4.02 \times 1.6 \times 26.2=2.0$ (長)	$15 \times 9.0 \times 26.2=3.5 \text{ t}$ (短) 1.8 (長)
RG ₃	(2-13φ) $2.65 \times 2.4 \times 22.7=1.4$ (短)	$15 \times 9.0 \times 22.7=3.1 \text{ t}$ (短)
RG ₅₁	(2-13φ) $2.65 \times 2.4 \times 26.2=1.7$ (短)	$15 \times 4.5 \times 26.2=1.8$ (長)
2G ₁ , 2G ₂	(3-16φ) $6.03 \times 2.4 \times 36=5.2$ (短) (2-16φ) $4.02 \times 2.4 \times 36=3.5$ (中) (2-13φ) $2.66 \times 2.4 \times 36=2.3$ (中)	$18 \times 9.0 \times 36=5.9 \text{ t}$ (短) 2.9 (長)
2G ₃ , 2G ₅	(2-16φ) 3.4 (短)	$18 \times 9.0 \times 36=5.9 \text{ t}$ (短) 2.4 (長)
2G ₄ , 2G ₆	(2-13φ) 2.3 (短)	

各はりの応力（上表のはり耐力と比較する）

	(鉛直+水平=短期 M)	(鉛直+水平=短期 Q)
RG ₂₁ (外端)	$0.66+1.2=1.86<2.5 \text{ t}\cdot\text{m}$	$1.8>1.53+0.6=2.13<3.5 \text{ t}$
(中央)	$0.33+0.45=0.78$	
(内端)	$0.66+0.3=0.96$	
RG ₂₂ (内端)	$1.2+0.6=1.8<2.5$	$1.8>1.5+0.15=1.65$
(中央)	$0.71+0.3=1.01$	
(外端)	$1.2+0=1.2$	
2G ₂₁ (外端)	$0.77+3.5=4.27<5.2$	$2.9>1.77+1.95=3.72<5.9$
(中央)	$0.39+1.2=1.59<3.5$	
(内端)	$0.77+1.1=1.87<5.2$	
2G ₂₂ (内端)	$1.17+1.5=2.67<5.2$	$2.9>2.19+1.08=3.27<5.9$
(中央)	$0.58+0.1=0.68$	
(外端)	$1.17+1.7=2.87<5.2$	
RG ₅₁ (外端)	$1.7>0.56$	$1.8>0.99$
(中央)	0.43	
(内端)	0.56	
2G ₅₁ (外端)	$0.64+2.85=3.49<3.5$	$2.4>1.14+0.84=1.98<5.9$
(中央)	$0.5+1.43=1.93$	
(内端)	$0.64+0=0.64$	

4. 耐力壁の直圧の検討

最も不利な ($W_{22}+W_{52}$) について検討する。耐力壁の見掛け断面積 $15 \times (115+40-15) = 2100 \text{ cm}^2$

直圧 (1階下端)

$$\begin{aligned}
 &\text{屋根および床} \quad (0.47+0.54) \text{ t/m}^2 \times \left(\frac{8.52}{2} \times \frac{5.04}{2} \right) = 1.01 \times 10.7 = 10.8 \text{ t} \\
 &\text{壁自重} \quad 0.30 \times 1.2 \times 2.4 \times 2 = 1.72 \text{ t} \\
 &\sigma_c = \frac{12520}{2100} = 5.95 < 11.0 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} &\text{屋根および床} \\ &\text{壁自重} \end{aligned}} \right\} 12.52 \text{ t}$$

〔C種ブロック造全断面長期許容圧縮応力度
「補強コンクリートブロック造設計規準・同解説」表1.5参照〕

5. 基礎

a) 基礎幅

布基礎とし、各壁は無開口とし、床の負担面積を考慮して概算する。

床荷重	1.01 t/m^2
壁	$0.30 \times 2.40 \times 2 = 1.44 \text{ t/m}$
基礎	$2.4 \times 0.18 \times 0.5 = 0.22 \text{ t/m}$

各壁の礎盤上の荷重 $P \text{ (t/m)}$

$$W_1 \quad 1.01 \times 2.43 + 1.44 + 0.22 = 2.44 + 1.44 + 0.22 = 4.1 \text{ t/m}$$

$$W_2 \quad 1.01 \times 2.52 + 1.66 = 4.19 \text{ t/m}$$

$$W_3 \quad 1.01 \times 0.96 + 1.66 = 2.62 \text{ t/m}$$

$$W_4 \quad 1.01 \times \frac{3.12}{4} + 1.66 = 2.45 \text{ t/m}$$

$$W_5 \quad 1.01 \times \frac{3.12}{2} + 1.66 = 3.24 \text{ t/m}$$

$$W_6 = W_4$$

$$\text{基礎の自重} \quad 2.4 \times 0.15 = 0.36 \approx 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{基礎の所要幅} \quad B = \frac{P}{15.0 - 0.4} = \frac{P}{14.6}$$

$$\left. \begin{array}{ll} W_1, W_2 & B = \frac{4.19}{14.6} = 0.29 \\ W_3, W_4, W_5 & B = \frac{3.24}{14.6} = 0.222 \end{array} \right\} \text{設計 } 0.40 \text{ m}$$

礎盤の配筋は「補強コンクリートブロック造設計規準・同解説」表1.18より、 $9\phi 30 \text{ cm}$ 間隔。ただし、 FG_{11} , FG_{21} , FG_{22} , FG_{51} , FG_{52} はつなぎばりのみとし、この分の荷重は W_{11} , W_{12} , W_{21} , W_{22} , W_{23} , W_{51} , W_{52} 下部に次のように礎盤を集中させる。

$$\text{礎盤の幅} \quad 0.29 \times \frac{1.35 + \frac{2.0}{2}}{1.95} = 0.35 \rightarrow 0.6 \text{ m}$$

FW_{11} , FW_{12}

$$\text{礎盤の長さ} \quad 1.35 + 0.6 = 1.95 \text{ m}$$

$$\begin{array}{ll} FW_{21}, FW_{22} & \begin{array}{l} \text{幅} \quad 0.29 \times \frac{1.15 + \frac{2.4}{2}}{1.8} = 0.38 \rightarrow 0.6 \text{ m} \\ \text{長さ} \quad 1.15 + 0.65 = 1.8 \text{ m} \end{array} \\ FW_{23} & \begin{array}{l} \text{幅} \quad 0.29 \times \frac{0.95 + \frac{3.0}{2}}{1.6} = 0.44 \rightarrow 0.6 \text{ m} \\ \text{長さ} \quad 0.95 + 0.65 = 1.6 \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} FW_{51} & \begin{array}{l} \text{幅} \quad 0.22 \times \frac{1.2 + \frac{2.7}{2}}{1.8} = 0.31 \rightarrow 0.6 \text{ m} \\ \text{長さ} \quad 1.2 + 0.6 = 1.8 \end{array} \\ FW_{52} & \begin{array}{l} \text{幅} \quad 0.22 \times \frac{0.2 + \frac{2.68}{2}}{0.8} = 0.42 \rightarrow 0.6 \text{ m} \\ \text{長さ} \quad 0.2 + 0.6 = 0.8 \end{array} \end{array}$$

b) つなぎばり

地震力による曲げモーメントのほか鉛直荷重による地盤反力を受ける。持放しの大きい部分は、つなぎばりのみとし、その他の布基礎部分は腰壁があるので応力は小さいから無視できる。

したがって、地震力による応力は $2G$ より小で、かつ断面が大きいから安全である。

6. 床スラブ、その他

a) 床スラブは、図表〔付4〕より配筋を決定。

b) 階段 上下端単純支持の床スラブ（はり）として断面を決定する。



図 1.52

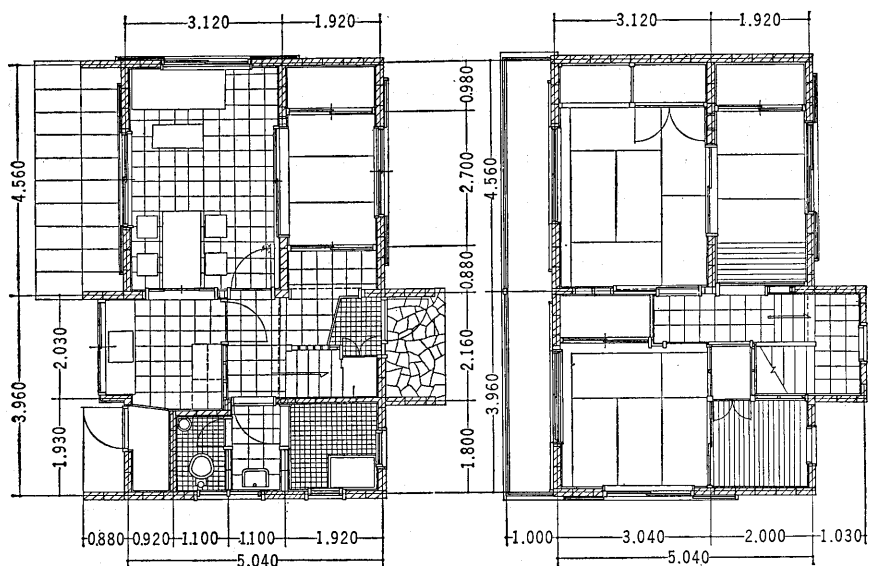


図 1.53

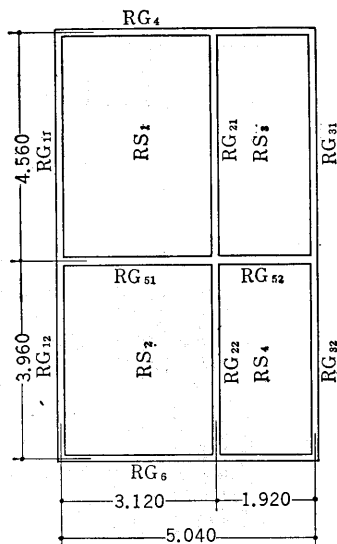


図 1.54 (a)

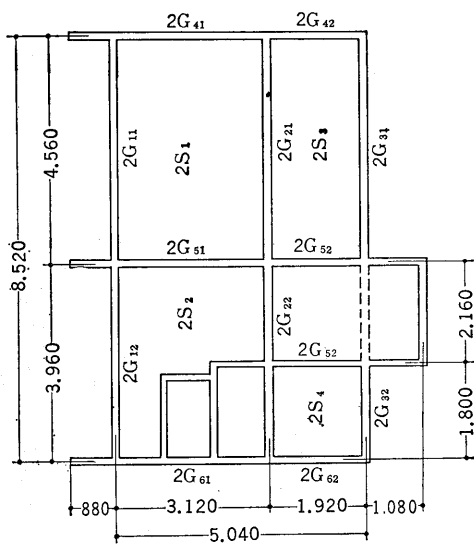


図 1.54 (b)

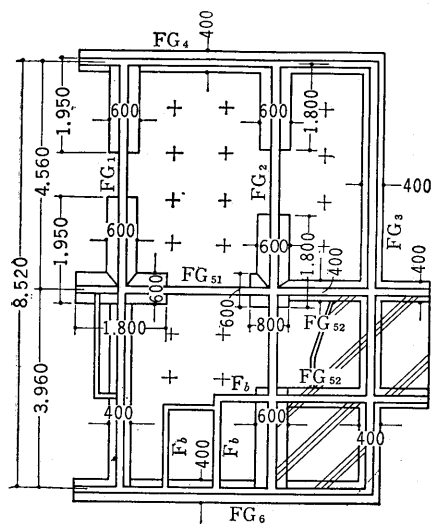


図 1.54 (c)

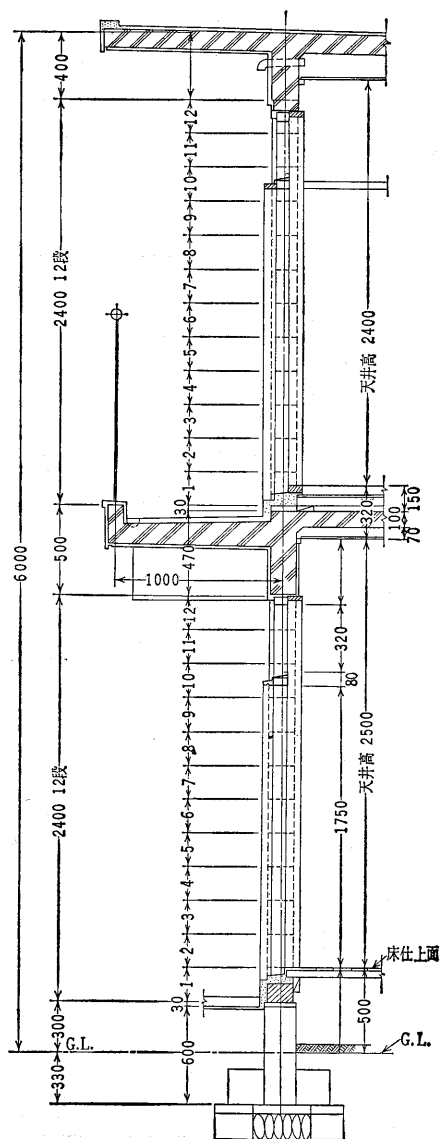


図 1.55

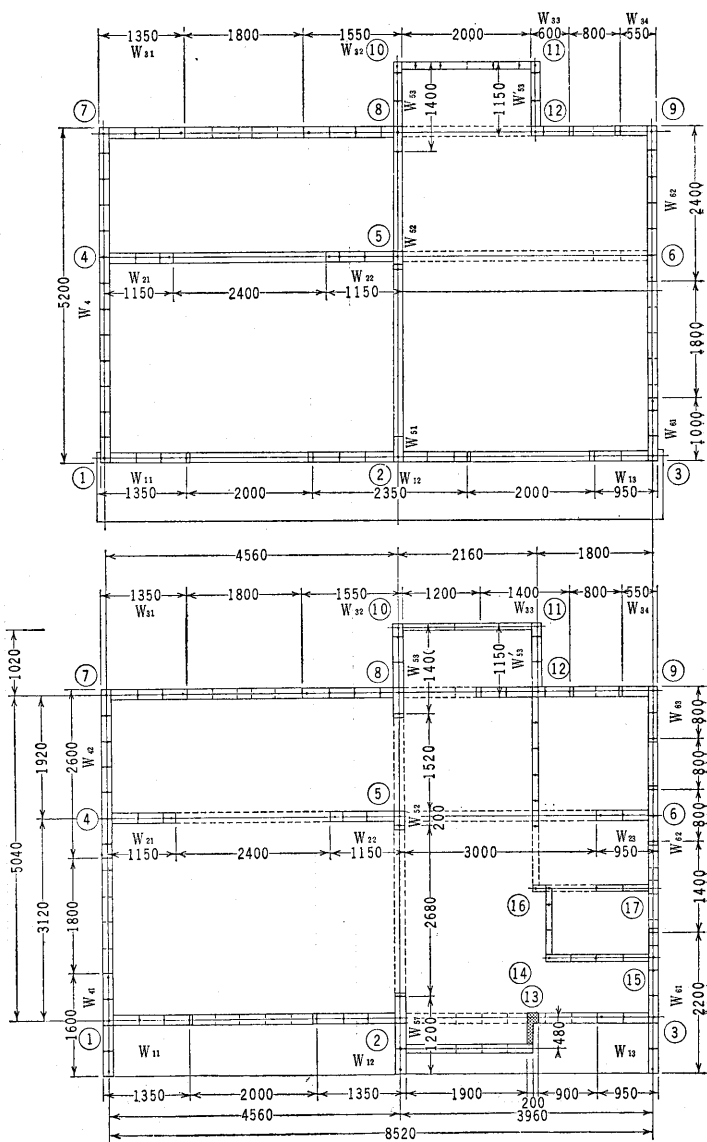


図 1.56

RG	RG ₁	RG ₂	RG ₃	RG ₄	RG ₅	RG ₆
$t=12$ $D = \begin{cases} 400 \text{ (RG}_1\text{)} \\ 340 \text{ (RG}_2\text{)} \\ 300 \text{ (RG}_3\text{)} \end{cases}$ 主筋端, 中間とも 上下2-16φ ただしRG₃は2-13φ スターラップ9φ@200				断面寸法 RG₁と同じ 主筋端, 中間とも 上下2-13φ スターラップ9φ@200		

2G	2G ₁	2G ₂	2G ₃	2G ₅	2G ₄	2G ₆
$t=100$ $D = \begin{cases} 400 \text{ (2G}_1\text{)} \\ 340 \text{ (2G}_2\text{)} \\ 300 \text{ (2G}_3\text{)} \end{cases}$ 主筋端上3-16φ 他は2-16φ スターラップ9φ @300				断面寸法 2G₃と同じ 主筋端中央とも 上下各2-16φ スターラップ9φ @300		

FG	FG ₁	FG ₂	FG ₅	FG ₃	FG ₄	FG ₆	FG ₅	F ₆ (間仕切ブロック下)
$t=150$ $D = \begin{cases} 400 \text{ (FG}_1\text{)} \\ 340 \text{ (FG}_2\text{)} \\ 300 \text{ (FG}_3\text{)} \end{cases}$ 主筋端上3-16φ 他は2-16φ スターラップ9φ@200								断面寸法 F₆と同じ 主筋端中央とも 上下各2-13φ スターラップ9φ @300

床面積 $A_2 = 4.95 \times 8.35 + 0.93 \times 2.00 = 43.3 \text{ m}^2$ バルコニー $8.35 \times 1.0 = 8.4 \text{ m}^2$
 $\Sigma l_x = (120 + 112.5 + 100) + (120 + 112.5) + (125 + 117.5 + 182.5) = 990$
 $\Sigma l_y = 510 + (105 + 95 + 60) = 510 + 260 = 770$

床面積 $A_1 = 43.3 \text{ m}^2$ バルコニー 8.4 m^2
 $\Sigma l_x = 120 + 112.5 + 75 + 60) + (120 + 112.5 + 100) + (120 + 112.5 + 182.5) = 1115.0$
 $\Sigma l_y = (175 + 280) + (135 + 125) + (275 + 90 + 60) = 1240$

図 1.57

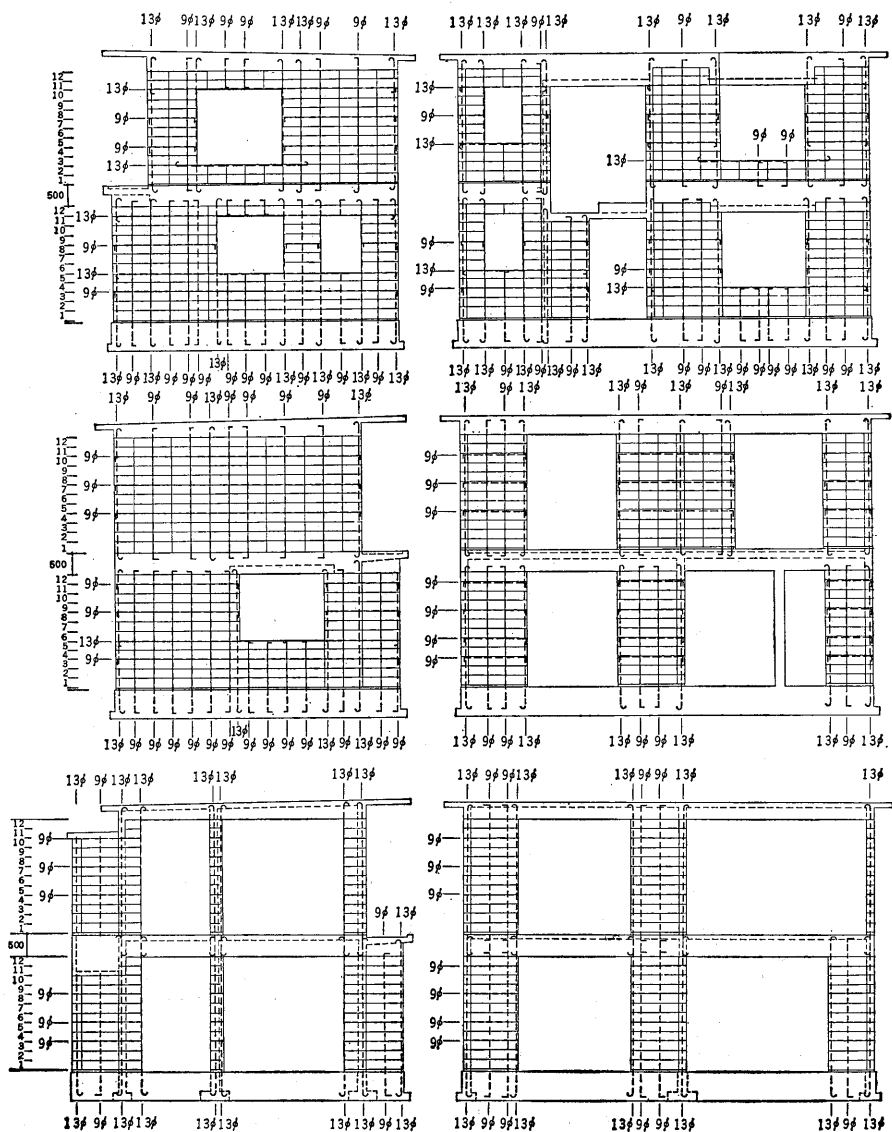


図 1.58

2 型わくコンクリートブロック造

設計規準・同解説

(1964 改)

2 型わくコンクリートブロック造設計規準・同解説

この規準は、L型、T型、Z型、H型などのコンクリートブロックを組み合わせて型わくとして、それらの中空部に鉄筋コンクリートを打込んでブロックを含んだ耐力壁を形成するか、あるいはブロックを単に型わくにだけ利用して鉄筋コンクリート造のラーメン部材または耐力壁を形成する構造を対象としたものである。

この規準では主として第1型型わくブロック造について定めており、第2型型わくブロック造については、内部に打込まれる構造体（鉄筋コンクリート造ラーメンまたは壁式構造）の設計によるべきものとして、構造規模のほかは特別に規定していない。

1 条 適用の範囲

1. この規準は2条に定めるコンクリートブロックを組み合わせて型わくとし、その中空部に鉄筋コンクリート造の部材を打込んで耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）を形成する型わくコンクリートブロック造（以下第1型型わくブロック造という）、またはコンクリートブロックを単なる型わくとして使用し、その内部に鉄筋コンクリート造のラーメン、もしくは鉄筋コンクリート壁式構造の耐力壁を形成する型わくコンクリートブロック造（以下第2型型わくブロック造といい、また第1種および第2型型わくブロック造を総称して型わくブロック造という）の建築物、またはこれらの構造とその他の構造とを併用する建築物のわく型ブロック造の部分に適用する。
2. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
3. 特別の調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の耐力があると認められるものについては、この規準の一部を適用しないことができる。

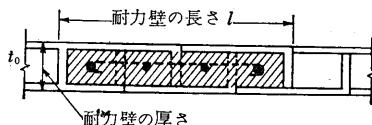


図 1 第1型型わくブロック造の例

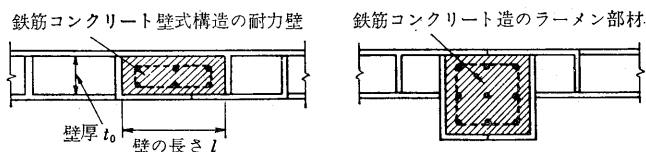


図 2 第2型型わくブロック造の例

この条では1項において「型わくブロック造」および「耐力壁」を定義するとともに、この標準の適用範囲を規定している。

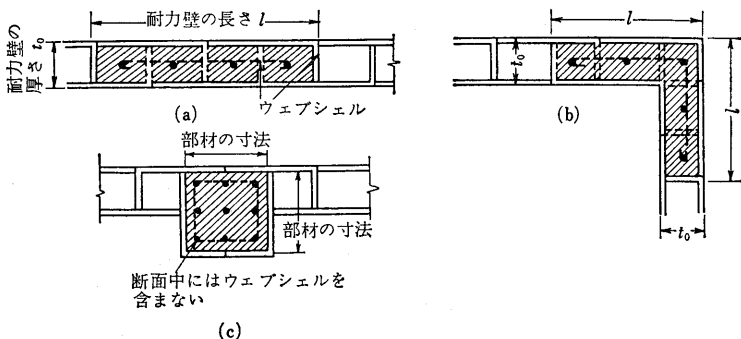


図 2.1

第1種型わくブロック造とは、次の条件に従って図 2.1 (a) および (b) のように、型わくブロックと中空部に打込んだ鉄筋コンクリートとを組み合わせる耐力壁を形成し、補強ブロック造と同様に取扱いするように規定した構造の総称である。

- ブロックの強度ならびに肉厚に一定の制限を設ける。
- 打込みコンクリート量ならびにその品質を規定する。
- ブロック壁の中空部に打込まれる鉄筋コンクリートの耐力壁の中には、一定量まではウェブシエルがはいることを認める。
- 耐力壁の配置・壁量ならびにその構造を規定する。

第2種型わくブロック造とは、図 2.1 (c) のようにコンクリート断面中にはウェブシエルを含まないものとし、主体構造は通常の鉄筋コンクリートラーメン、または壁式構造とまったく異ならない部材を形成せしめる構造の総称である。

第1種型わくブロック造・第2種型わくブロック造のいずれも、この種の構造ではブロックが型わくとなるために、打込んだコンクリートの養生については通常の木製型わくを用い、わりに早期に型わくを除去するようなコンクリート造よりも確かに有利であるが、反面次のような不利な点も認められる。

- 比較的狭いブロック壁の中空部にコンクリートを打込むためにコンクリートのつまりが不良となりやすい。
- ブロックが薄肉で目地接着面積が少ないために、コンクリート打込みの際「はらみだし」のおそれがあるため十分突き込みができない。
- 木製型わくのように取りはずさないから、コンクリート打ちの良否を見きわめることができない。

d) 数段に分けてコンクリートを打つので、打ち継ぎ面が多くなる。

すなわち、上記のように強度上・耐久上の不安が少なからずあるので、今日の段階においてはなるべく大規模の構造物を避けることとし、3条の規模制限を設けることとした。

第2型わくブロック造において、コンクリート断面中にブロックのウェブシェルを含ませないこととしたのは、主体構造体には異種材を含まないことを前提としたことにほかならない。しかしながら、ブロックの強度が打込みコンクリートの強度以上に確保されていれば、打込まれたコンクリートとの付着性を増すためにブロック内面に設けるわずかの凹凸程度のもものは、打込みコンクリートの断面にはいり込んでも支障ないことにした。

第1型わくブロック造において、ブロックが安定よく組積されていて、しかもウェブシェルをコンクリートの断面中にそう入しない構造は、さらに好ましい構造といえよう。第1型わくブロック造において、ウェブシェルがコンクリートを個々に仕切るようにそう入されることは、けっして好ましいことではないと考える。

特殊工法が進んで、ブロックの内部に形成される鉄筋コンクリート部分の品質・強度または耐力が、一般の木製型わくを用いる方法に比べてひけめがないと認められるようになった場合には、一般鉄筋コンクリート構造の規準によってもよいと思われるが、現状では遺憾ながらもまったくひけめがないとは認められないので、一応現在のところこのような取扱いとした。また、将来特別の実験的調査研究または構造計算によってその耐力が十分認められるようになった場合には、本規準の一部は適用しないことができるようにした。

なお、本規準は最低限の規準を示すものであるから、必要な壁以外の壁も耐力壁と同程度の構造とすることが望ましいが、帳壁構造とする場合には、「コンクリートブロック帳壁構造設計規準」に準じて設計するか図2.2の例による。

この場合、鉄筋がそう入されるブロックの空洞部にはコンクリートを充てんするが、鉄筋の端部は柱・はりまたは耐力壁などの中に定着する。

2 条 型わくコンクリートブロックの品質

第1型わくブロック造に用いる型わくコンクリートブロック（以下型わくブロックという）の最小肉厚は 2.5 cm 以上とし、面圧縮による最小圧縮強度は 135 kg/cm^2 以上としなければならない。

ここに、面圧縮による最小圧縮強度とは、任意に抜き取られた型わくブロック5個を1組とし、それらの組の各ブロックにつき、その平板部の両面にキャッピングを施し、面積 $4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$ の鉄製加圧板を用いて圧縮試験を行なって算出した4週圧縮強度の最小値とする。

第1型わくブロック造に使用するブロックは、耐力壁が1つの部材として働くためには、打込みコンクリートとその隔壁になっているブロックシェルとの付着が十分であることを前提としている。したがって、表面がなめらかで、後から打込んだコンクリートとの付着がわるいようなブロックは適当ではない。

第1型わくブロック造に使用されるブロックの肉厚は、あまり薄くなると目地接着面積

が小さくなるばかりでなく、輸送上ならびに取扱い上破損するおそれが多くなるので、なるべく肉厚を増すが望ましい。しかしながら、あまり肉厚を増すとブロックを含めた壁の全厚が大きくなって、この構造の特質が失われるし、普通の壁厚では内部に打込まれるコンクリートの量が減少する。この種の構造はその耐力を主として打込みコンクリートに依存するものであるから、普通の壁厚で内部の打込みコンクリートの断面も過小にならないように、最小肉厚は 2.5 cm と規定した。

ブロックの強度を規定したのは、打込みコンクリートの断面中にはいり込むウェブシェルがあまり弱いと、壁体の強度が低下する不安があるからである。

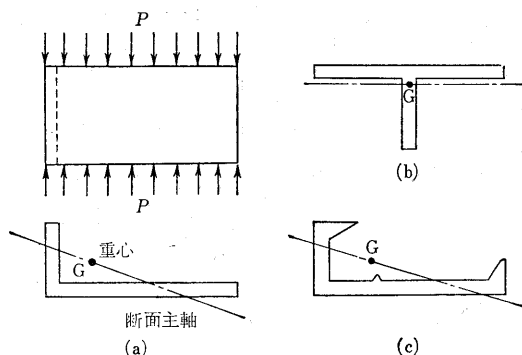


図 2.3

ブロックの強度試験方法としては種々あると考えられるが、図 2.3 (a)の方法によるときは、ブロックの形状によってその図心を詳細に考慮する必要があるばかりでなく、図 (a) および (b) のように端部が閉鎖形をなしていない場合には、横倒れ座屈の現象が発生するから実状に沿わない。また、図 (c) のようにリブを突出させるなどの各種の工夫が行なわれるようになると、これまた試験法によって同質のブロックでも試験片の形状による影響を考慮する必要が発生し、調合と成形法に基づくブロックの材質を簡単に検討するという主旨に沿わない結果となるので、どのような場合にも適用しうる簡単な試験法が望まれるわけである。幸いにも、本構造においてはほとんど肉厚が一定している実状にあるので、面圧縮による強度判定法が採用されることになった。

図 2.4 は加圧板の直径を変化し、加圧面積が圧縮強度に及ぼす影響を調査した結果で、材料の種類によっていくぶん変化はあるようであるが、加圧面積が 16 cm^2 以上になれば加圧板の大きさによる影響はほぼ無視できるようであるので、実用上はモルタル試験用加圧板が利用できるようにして、 $4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$ の加圧板で面圧縮試験を行なうことにした。

しかしながら、ここに規定された面圧縮強度はシリンダー強度に比べると約 30% 高く現われているが、打込みコンクリートの断面積に比べて内部にはいり込むシェルの断面積は非

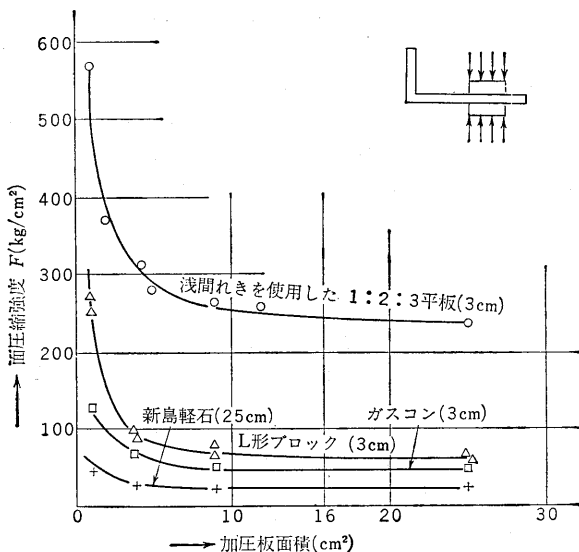


図 2.4

常に小さい値であるので、この程度の強度が確保されていれば打込みコンクリートに及ぼす影響はほぼ無視しうるものとした。

なお、本試験法はブロックの強度試験を随時かつ簡易に実施して、この種構造の健全な発展に寄与せんとした意図も多分にあることを付記しておく。

3 条 型わくブロック造の規模

型わくブロック造の階数および軒の高さ（高さが 1.2m 以上のパラペットがある場合は、この部分の高さを算入する。以下同様とする）は、表 1 に示す数値以下としなければならない。

表 1

型わくブロック造の種別	階 数	軒 の 高 さ (m)
第 1 種型わくブロック造	3	11
第 2 種型わくブロック造	3	—

第 1 種型わくブロック造においては、ほとんどの耐力を内部に打込んだ鉄筋コンクリートに依存しているので補強ブロック造より気が楽であるが、1 条の解説において述べたような欠点もあるので、一応構造物全体の高さおよび階数の制限を設けて安全を保つこととした。

第 2 種型わくブロック造においては、「鉄筋コンクリート構造計算規準」によって各部の耐力が確かめられるので、あまり制限を設ける必要もないが、ブロックを型わくとするかぎり

1条の解説で述べた欠点もあるので、一応階数の制限を設けることとしたものである。なお、第2型わくブロック造においては軒の高さは規定していないが、その限度はおおよそ11m程度となることを考えているものである。

4 条 第1型わくブロック造の耐力壁の配置

第1型わくブロック造の耐力壁は、次の各号の規定に適合するように配置しなければならない。

1. 耐力壁は建築物の平面上つりあいよく配置すること。
2. 上階の耐力壁は下階の耐力壁の上に配置すること。ただし、剛ながりょうまたはラーメンによって、下階の耐力壁にせん断力を十分に伝達することができるように設計した場合はこのかぎりでない。
3. 建築物の平面を耐力壁の中心線で囲んだ部分の面積は 60 m^2 以下とすること。
4. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、5条に規定する構造の耐力壁の長さの合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値 (以下壁量という) は、それぞれ表2に示す数値以上としなければならない。

ただし、耐力壁の厚さ t が表3に示す厚さ t_0 より大きい場合は、 t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとしてすることができるが、この場合耐力壁の実長の合計 (cm) をその階の床面積 (m^2) で除した数値は表2に示す数値から、それぞれ 3 cm/m^2 を引いた数値以上としなければならない。

表 2

階	壁 量* (cm/m^2)	* 広い壁の中にある換気孔程度の開口部を有する耐力壁は無開口の耐力壁として、壁量を計算することができる。
最上階または最上階から数えて2つめの階	12	
最上階から数えて3つめの階	15	

5. 壁の偏在が大きい建築物、積載荷重が特に大きい建築物、または積雪量が大きい地方における建築物は、表2に示す壁量の数値を適当に割増ししなければならない。
6. 実長が短く、しかも荷重の負担が大きい耐力壁は、その安全性を確かめなければならない。
7. 対隣壁間の中心距離は、耐力壁の厚さの50倍以下としなければならない。ここに対隣壁とは、壁に隣りあって接着する2つの耐力壁・控壁 (壁の長さの30%以上で、その基礎およびがりょうがこれに接する壁の基礎およびがりょうに連続し、かつ、その構造が6条の規定に適合するものをいう) または剛なラーメンをいい、以下同様とする。

本条以下6条までは、第1型わくブロック造についての標準で壁厚・壁量・鉄筋量などの数値は多少異なるが、構造法やそれに対する注意事項は補強コンクリートブロック造と同じである。したがって、以下の説明は補強ブロック造と異なる点についてのみ述べることにし、他は補強コンクリートブロック造の解説を参照されたい。

耐力壁の壁量はけた行およびはり間方向それぞれについて、建物 1 m^2 当り 12~15 cm 程度としてその安全性を確保した。この壁量は、鉄筋コンクリート壁式構造の壁量と比べるとほぼ等しくなって、補強ブロック造の壁量よりはるかに小さい値となっている。このことは型わくブロック造においては5条に示すように、ブロックの型わく内に打込まれるコンク

リート厚が平家の場合には 9 cm, 上から 2 つめの階で 12 cm, 3 つめの階では 15 cm となっていて, しかもそのコンクリートの 4 週圧縮強度は 135 kg/cm^2 以上にきめられているので, 壁体の耐力を(断面積 $\times$ 材料強度)として比較してみると, 単位長さ当りの強度は補強ブロック造の場合よりも大きくなるし, 構造的にもむしろ鉄筋コンクリート壁式構造に近い構造となるので, 壁量としては鉄筋コンクリート壁式構造を参考として決定したものである。

5 条 耐力壁の構造

第 1 種型わくブロック造の耐力壁の構造は, 下記によらなければならない。

1. 耐力壁の長さ

耐力壁の実長は 55 cm 以上とし, かつ, その壁の両側にある開口部の高さ(開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は, その部分の高さを加算した高さとする)の平均値の 30% 以上とすること。

2. 耐力壁の厚さ

耐力壁の全壁厚 t_0 および打込みコンクリート部分の厚さは, 表 3 に示す数値以上とすること。

表 3

階	全壁厚 t_0 (cm)	打込みコンクリート部分の厚さ (cm)	備 考
平 家	15 かつ $h/20$	9	h : 基礎上ばから がりょう下ばまでの 型わくブロック 造の部分の高さ
最上階または最上階から数えて 2 つめの階	18 かつ $h/16$	12	
最上階から数えて 3 つめの階	20 かつ $h/15$	15	

3. 耐力壁の打込みコンクリート

耐力壁のすべての中空部には 4 週圧縮強度が 135 kg/cm^2 以上のコンクリートをてん充し, コンクリート中に含まれる型わくブロックのウェブシールの断面積は耐力壁の断面積(1 条に図示する $t_0 \times l$) の 15% 以下とすること。

4. 耐力壁の配筋

(1) 耐力壁にそ入する縦筋および横筋の径と間隔は, 表 4 に示す数値またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋としなければならない。

表 4

階	縦 筋		横 筋	
	径 (mm)	間 隔 (cm)	径 (mm)	間 隔 (cm)
平 家	9	60 以下	9	80 以下かつ $3/4 l$ 以下
最 上 階	9	60 以下	9	80 以下かつ $3/4 l$ 以下
最上階から数えて 2 つめの階	9	40 以下	9	40 以下かつ $3/4 l$ 以下
最上階から数えて 3 つめの階	13	40 以下	13	60 以下かつ $3/4 l$ 以下
備 考	l : 耐力壁の実長 (cm)			

(2) 耐力壁の端部, 取合せぐう角部および開口部の周囲は, 表 5 に示す配筋またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋で補強しなければならない。

表 5

階	耐力壁の端部の補強筋		耐力壁の取合せぐう角部および開口部の上下部の補強筋
	$h > 1 \text{ m}$	$h \leq 1 \text{ m}$	
平家または最上階	1-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
最上階から数えて2つめの階	2-13 ϕ	1-13 ϕ	1-13 ϕ
最上階から数えて3つめの階	2-16 ϕ	2-13 ϕ	1-13 ϕ
備 考	h : その壁の両側にある開口部の高さ(開口部の上部または下部に小壁があり、その構造が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする)		

1. 耐力壁とは鉛直および水平荷重を負担する主要な構造体で、外力による応力をかりょうおよび基礎に伝えて地盤に散逸せしめる働きをするから、あまり長さの短い壁は不安であるし、せん断補強筋ならびに曲げ補強筋をそう入しう程度の断面も必要とするから、少なくとも 55 cm 以上なければならぬことに規定した。しかしながら、両側に窓・出入口などの開口のある場合には、耐力壁の性状は開口による壁長と壁高の比率で変化し、壁の高さに対して壁長が 30% 以下になると壁体は曲がりやすくなり、せん断耐力壁としての性状が失われるから高さとし長さとの比率も規定する必要があるので、開口部の高さの平均せいの 30% 以上の長さを必要とすることが追加されている。開口部の高さの平均せいの算出法は補強ブロック造と同じである。

耐力壁の長さおよび厚さの計り方は、設計の便宜上図1のようにブロックのシェルを含めてよいことにした。

2. 耐力壁の厚さは、打込みコンクリートに主たる耐力を依存しているものであるから、打込みコンクリート部分の厚さは厳格に守られなければならない。

耐力壁の厚さおよび配筋は本構造の中でも最も重要な部分である。

3. コンクリートの4週圧縮強度を 135 kg/cm^2 と規定したことは、耐力壁の強度を規定したものであり、この値を耐力壁においても確保するためにコンクリートに含まれるブロックのウェブシェルの断面積は耐力壁の断面積の 15% 以下とすることとした。普通の場合ではコンクリート中にはいり込むウェブシェルの断面積はおおよそ 10% 程度である。
4. 耐力壁の中にそう入される鉄筋は鉄筋コンクリート壁式構造に準じて設けることが望ましいが、この構造は鉄筋コンクリート壁式構造よりも若干耐力が劣ることはやむをえないが、個々に計算を行なうわずらわしさを避けて、耐力壁が建物の平面においてつりあいよく配置されていることを条件として、この程度の縦横筋(せん断補強筋)をそう入して建物の安全をはかることとした。この補強筋量は、鉄筋コンクリート壁式構造よりはむしろ補強ブロック造の補強筋量に近い。しかしながら、耐力壁として最も重要な部分は端部の補強であるから、耐力壁の端部には壁式鉄筋コンクリート造と同量の曲げ補強筋をそう入して耐力壁の周囲を固め、ひび割れの発生を防止するとともに建物の安全を確保すること

としてある。

なお、耐力壁の中に帯筋をそう入する場合は、鉄筋径が本規準に適合していれば、横筋として作用しうることが考えられるので、横筋量に算入してもよい。

6 条 第1種型わくブロック造のまぐさ・床・屋根・がりょう・基礎・鉄筋の継手および定着ならびにかぶり厚さ

まぐさ・床・屋根・がりょう・基礎・鉄筋の継手および定着ならびにかぶり厚さについては、それぞれ「補強コンクリートブロック造設計規準」の7条から12条までの規定を準用する。

ただし、がりょうにブロックを型わくとして使用する場合には、打込みコンクリートの厚さは表3の打込みコンクリート部分の厚さより3cmを増した数値以上としなければならない。

この条については補強コンクリートブロック造と同じである。しかし、壁厚と等しい幅のがりょうでは最小限の壁厚の場合、両側のブロック型わくの厚さを除いた内部のコンクリート幅は、がりょうとしてはやや不安定となるので、耐力壁打込みコンクリートの最小限の厚さより3cm増しとすることとした。この種の構造では図2.5のように、がりょう側面にもブロックを使用し化粧を兼ねしめる用法が多いので、一応このような取扱いもできるようにしたものである。もちろん、壁厚（がりょう幅）が最小限厚さより大きく、両面にブロック型わくを使用しても、打込みコンクリートの最小限厚さが確保できる場合は支障ない。

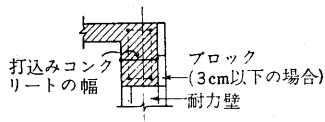


図 2.5

がりょうコンクリートの打込み幅を明記すれば、表2.1のとおりである。

表 2.1

階	がりょうの打込みコンクリートの最小幅 (cm)
平家または最上階	12
最上階から数えて2つめの階	15
最上階から数えて3つめの階	18

7 条 第2種型わくブロック造の構造

第2種型わくブロック造で、型わくの内部に鉄筋コンクリート造のラーメンを形成するものは「鉄筋コンクリート構造計算規準」に、鉄筋コンクリート壁式構造を形成するものは「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」に適合する構造としなければならない。

第2種型わくブロック造においては、それぞれその構造によって「鉄筋コンクリート構造計算規準」および「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」に適合するように規定されたので、3条の規定以外はそれぞれの規準によればよい。

型わくコンクリートブロック造設計例

本設計は、L型ブロックによる型わくブロック造公営住宅標準設計 52 DC の平面によるものである。

型わくブロック造としては、本規準では、第2種構造に属し、内部に鉄筋コンクリート造ラーメンを打込んだものである。したがって、計算方法としては普通のラーメン構造の計算によるものである。断面寸法のとり方は応力計算の場合は全断面とし、断面計算の場合はラーメン方向の長方形断面をとっている。本計算書は、計算の要領を示すものとして、途中の計算の記載は省略した。

1. 一般事項

- この建物はL型ブロックを使用した型わく鉄筋コンクリートブロック造（第2種）2階建の共同住宅である。内部に打込んだ部材は鉄筋コンクリート造ラーメンとし、その構造計算は「鉄筋コンクリート構造計算規準」によった。
- 天井は2階木ずりしっくい、1階はしっくい仕上げとし、屋根は防水モルタル仕上げとする。
- 外壁はブロック化粧目地仕上げとする。
- 屋根の床スラブ厚は 12 cm とする。
- 壁体の構造は図 2.6 による。
- 各階平面図および断面図は図 2.9 による。

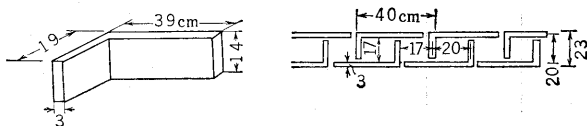


図 2.6

2. 許容応力度その他

a) 許容応力度

(kg/cm²)

	長期に対する値				短期に対する値			
	f_c	f_t	f_s	f_b	f_c	f_t	f_s	f_b
鉄筋	1 600	1 600	—	7	2 400	2 400	—	14
コンクリート	45	—	4.5		90	—	9	
許容地耐力	45				30			

b) 床 荷 重

(1) 固定荷重

屋根用	防水モルタル	$20 \times 3 = 60$
	スラブ自重	$2400 \times 0.12 = 288$
	天井木ずりしっくい	$= 35$
	計	383 kg/m^2
床スラブ用	畳 敷	$= 35$
	スラブ自重	$= 288$
	天井しっくい	$= 35$
	計	358 kg/m^2

(2) 床荷重表

(t/m²)

	屋 根			床		
	D.L.	L.L.	T.L.	D.L.	L.L.	T.L.
床 ス ラ ブ	0.385	0.090	0.48	0.36	0.18	0.54
ラ ー メ ン	0.420	0.065	0.49	0.45	0.13	0.58
地 震	0.420	0.(3)	0.45	0.45	0.06	0.51

(3) 柱用床荷重表

(t/m²)

支持する 床 数	減 少 割 (%)	固定荷重	積 載 荷 重		
			屋 根	居 室	
1		0.42	$0.065 \times 1 = 0.065$		—
2		0.45	$0.065 \times \frac{95}{10} = 0.062$	$0.130 \times \frac{95}{10} = 0.124$	
支持する 床 数	減 少 割 (%)	固定荷重	各 階 柱 用 床 荷 重		
			屋 根	居 室	全荷重
1		0.42	2 階 用 $0.42 + 0.065 = 0.485$	—	0.49
2		0.45	1 柱 用 $0.42 + 0.062 = 0.482$	$0.45 + 0.124 = 0.574$	1.06

(4) 壁荷重その他

コンクリートブロック	$2000 \times 0.03 \times 2.85 + 2400 \times 0.17 \times 0.17 = 0.24 \text{ t/m}^2$
ベランダ	$2400 \times 1 \times 0.1 = 0.24 \text{ t/m}$
ひさし	$2400 \times 0.1 \times 0.3 = 0.07 \text{ t/m}$

3. 床スラブ・はり・柱およびラーメンの配置

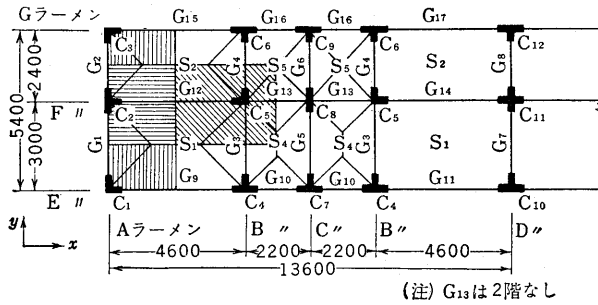
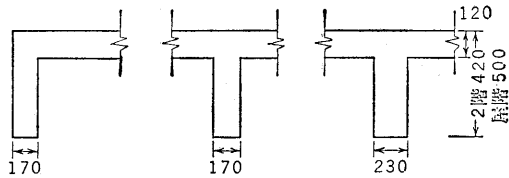


図 2.7

4. 断面2次モーメントおよび剛比

柱およびはりは次のとおり仮定する。

は り



2階のはりせい……42 cm

屋階のはりせい……50 cm

(中央ラーメン水上、水下側でDに相違あるので平均値すなわち中央のFラーメンのはりせいとした)

柱

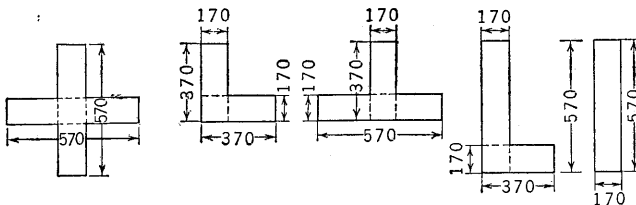


図 2.8

柱・はりの剛比一覧表

 $(k=K/10)$

	b	D	ϕ	I_0	I	l	K	k
r G ₁	17	50	1.5	17.0	24.5	3.00	8.1	0.8
2 G ₁	17	42	1.5	10.8	16.2	3.00	5.5	0.6
r G ₂	17	50	1.5	17.0	24.5	2.80	9.0	0.9
2 G ₂	17	42	1.5	10.8	16.2	2.80	6.0	0.6
r G ₃	23	50	2.0	25.0	50.0	3.00	16.7	1.7
2 G ₃	23	42	2.0	14.0	28.0	3.00	9.3	0.9
r G ₄	23	50	2.0	25.0	50.0	2.80	18.5	1.9
2 G ₄	23	42	2.0	14.0	28.0	2.80	10.0	1.0
r G ₅	17	50	2.0	17.0	34.0	3.00	11.3	1.1
2 G ₅	17	42	2.0	10.8	21.6	3.00	7.2	0.7
r G ₆	17	50	2.0	17.0	34.0	2.80	12.0	1.2
2 G ₆	17	42	2.0	10.8	21.6	2.80	7.7	0.8
r G ₉	17	50	1.5	17.0	24.5	4.60	5.3	0.5
2 G ₉	17	42	1.5	10.8	16.2	4.60	3.5	0.4
r G ₁₀	17	50	1.5	17.0	24.5	2.20	11.0	1.1
2 G ₁₀	17	42	1.5	10.8	16.2	2.20	7.0	0.7
r G ₁₂	23	50	2.0	25.0	50.0	4.60	11.0	1.1
2 G ₁₂	23	42	2.0	14.0	28.0	4.60	6.0	0.6
r G ₁₃	23	50	2.0	25.0	50.0	2.20	22.6	2.3

柱

ϕ	b	B	t	D	b/B	t/D	μ	I_0	I	l	K	k
	17	37	17	37	0.46	0.46	0.66	15.6	10.3	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 4.0 \\ 3.8 \end{cases}$	$\begin{cases} 0.40 \\ 0.40 \end{cases}$
	17	57	17	37	0.30	0.46	0.48	57.0	27.0	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 10.5 \\ 10.0 \end{cases}$	$\begin{cases} 1.10 \\ 1.00 \end{cases}$
	17	57	17	37	0.30	0.46	0.51	24.0	12.2	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 4.8 \\ 4.5 \end{cases}$	$\begin{cases} 0.50 \\ 0.50 \end{cases}$
	17	57	17	37	0.30	0.46	0.51	24.0	12.2	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 4.8 \\ 4.5 \end{cases}$	$\begin{cases} 0.50 \\ 0.50 \end{cases}$
	17	37	17	57	0.46	0.30	0.66	57.0	37.5	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 14.6 \\ 13.9 \end{cases}$	$\begin{cases} 1.50 \\ 1.40 \end{cases}$
	—	57	—	17	—	—	—	—	23.0	5.25	0.4	0.04
	—	17	—	57	—	—	—	—	27.0	$\begin{cases} 2.55 \\ 2.70 \end{cases}$	$\begin{cases} 10.5 \\ 10.0 \end{cases}$	$\begin{cases} 1.10 \\ 1.00 \end{cases}$

柱の自重

形	$b \times D$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	骨組の重量	仕上材の重量	重量 (t/m)
L	$17 \times (37+20)$	0.096	2.32	62	0.29
L	$17 \times (57+20)$	0.130	3.14	176	0.49
⊥	$17 \times (57+20)$	0.130	3.14	155	0.47
I	17×57	0.097	2.32	92	0.32
+	$17 \times (57+40)$	0.147	3.53	214	0.57

5. 鉛直荷重によるラーメン材応力

- 鉛直荷重時 C, M, Q の算定 (略)
- 鉛直荷重による各階柱および基礎軸方向力算定 (略)
- ラーメン応力

F ラーメン以外は中間に支柱 (C') があるので、はりの曲げモーメントは著しく小さいので無視できるから計算しない。

6. 水平荷重時ラーメン材応力算定 (武藤博士の略算法による)

- $\bar{k}, a, D, D'$ の算定 (略)
- D の一覧表 (略)
- 各柱のせん断力算定 (略)
- 水平荷重時ラーメン材応力算定 (略)

7. 大ばりの設計

- 設計応力表

符 号	短期荷重設計用応力				符 号	短期荷重設計用応力			
	曲げモーメント			せん断力		曲げモーメント			せん断力
	外 端	内 端	中 央			外 端	内 端	中 央	
$r G_1$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.90 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.41	$r G_4$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.22 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.71
$2 G_1$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 2.35 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	1.36	$2 G_4$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.45 \end{Bmatrix}$	M_2	M_2	2.32
$r G_2$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.83 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.51	$r G_5$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.67
$2 G_2$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 2.49 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	1.55	$2 G_5$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.15 \end{Bmatrix}$	M_2	M_2	2.15
$r G_3$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.20 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.64	$r G_6$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$	M_1	M_1	0.75
$2 G_3$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.44 \end{Bmatrix}$	M_2	M_2	1.80	$2 G_6$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.15 \end{Bmatrix}$	M_2	M_2	2.41

符 号	短期荷重設計用応力				符 号	短期荷重設計用応力			
	曲げモーメント			せん断力		曲げモーメント			せん断力
	外 端	内 端	中 央			外 端	内 端	中 央	
r G ₇	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.02 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.01 \end{Bmatrix}$	0.67	2 G ₉	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.48 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.35 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.07 \end{Bmatrix}$	0.61
2 G ₇	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.15 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.30 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 0.08 \end{Bmatrix}$	2.15	r G ₁₀	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.22 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.95 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.14 \end{Bmatrix}$	0.47
r G ₈	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.00 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.10 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.05 \end{Bmatrix}$	0.75	2 G ₁₀	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.84 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.28 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 0.28 \end{Bmatrix}$	1.12
2 G ₈	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.15 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.60 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 0.23 \end{Bmatrix}$	2.41	r G ₁₁	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.51 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.60 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.05 \end{Bmatrix}$	0.24
r G ₉	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.59 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.51 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.04 \end{Bmatrix}$	0.24	2 G ₁₁	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.35 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 1.86 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.26 \end{Bmatrix}$	0.70

符 号	長期荷重設計用応力				水 平 荷 重 時				短期荷重設計用応力			
	曲げモーメント			せん断力	曲げモーメント			せん断力	曲げモーメント			せん断力
	外端	内端	中央		外端	内端	中央		外端	内端	中央	
$r G_{12}$	1.08	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.16 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 1.40 \end{Bmatrix}$	2.05	0.87	0.60	0.13	0.32	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 1.95 \end{Bmatrix}$	2.76	1.57	2.37
$2 G_{12}$	1.75	2.56	1.59	2.58	1.92	4.25	1.17	1.34	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 3.67 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_4 \\ 6.81 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.76 \end{Bmatrix}$	3.92
$r G_{13}$	1.00	0.10	(-0.10)	0.55	1.30	0	0.75	0.28	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 2.30 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.10 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_1 \\ 0.85 \end{Bmatrix}$	0.83
$r G_{14}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.16 \end{Bmatrix}$	1.78	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 1.10 \end{Bmatrix}$	2.05	0.60	0.88	0.12	0.31	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.66 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.66 \end{Bmatrix}$	1.32	2.36
$2 G_{14}$	2.56	2.28	1.30	2.58	4.25	1.92	1.17	1.34	$\begin{Bmatrix} M_4 \\ 6.81 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 4.20 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} M_2 \\ 2.47 \end{Bmatrix}$	3.92

(はりのせん断力はすべて許容応力度以下である)

外側はりおよび Y 方向のラーメンについては、サポート形式のヒンジが多いため鉛直荷重は考慮に入れず、水平荷重のみについて断面を検討した。

はりの設計にあたって、あらかじめ抵抗モーメントおよびせん断抵抗力を算出し配筋を決定した。

断面表 (略)

b) はりの抵抗モーメントおよびせん断抵抗力

i) 抵抗モーメント

2-13φ の場合 $a=2.65 \text{ cm}^2$ 形式 M_1

$D=50 \text{ cm}$ の場合 (屋根)

$$M_1 = a f_t j = 2.65 \times 1.4 \times 0.46 = 1.71 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (長)}$$

$$= 2.65 \times 2.1 \times 0.46 = 2.56 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (短)}$$

$D=42\text{ cm}$ の場合 (2 階)

$$M_1 = af_{tj} = 2.65 \times 1.4 \times 0.38 = 1.4 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{長})$$

$$= 2.65 \times 2.1 \times 0.38 = 2.12 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{短})$$

2-16 ϕ の場合 $a=4.02\text{ cm}^2$ 形式 M_2

$D=50\text{ cm}$ の場合 (屋根)

$$M_2 = af_{tj} = 4.02 \times 1.4 \times 0.46 = 2.58 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{長})$$

$$= 4.02 \times 2.1 \times 0.46 = 3.86 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{短})$$

$D=42\text{ cm}$ の場合 (2 階)

$$M_2 = af_{tj} = 4.02 \times 1.4 \times 0.38 = 2.14 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{長})$$

$$= 4.02 \times 2.1 \times 0.38 = 3.2 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{短})$$

4-16 ϕ の場合 $a=804\text{ cm}^2$ 形式 M_3

$D=42\text{ cm}$ の場合 (2 階)

$$M_3 = af_{tj} = 8.04 \times 1.4 \times 0.38 = 4.28 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{長})$$

$$= 8.04 \times 2.1 \times 0.38 = 6.40 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{短})$$

5-16 ϕ の場合 $a=10.05\text{ cm}^2$ 形式 M_4

(ただし $b=23\text{ cm}$ の場合だけ使用するものとする)

$D=42\text{ cm}$ の場合

$$M_4 = af_{tj} = 10.05 \times 1.4 \times 0.38 = 5.35 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{長})$$

$$= 10.05 \times 2.1 \times 0.38 = 8.0 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (\text{短})$$

ii) セン断抵抗力 Q'

$$Q' = f_s b j$$

長期できまる場合

$$\left. \begin{aligned} Q' &= 4.5 \times 17 \times 40.2 = 3.07 \text{ t} \\ &= 4.5 \times 23 \times 40.2 = 4.15 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{屋 階}$$

$$\left. \begin{aligned} &= 4.5 \times 17 \times 33.2 = 2.24 \text{ t} \\ &= 4.5 \times 23 \times 33.2 = 3.42 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{2 階}$$

短期できまる場合

$$\left. \begin{aligned} Q' &= 9.0 \times 17 \times 40.2 = 6.14 \text{ t} \\ &= 9.0 \times 23 \times 40.2 = 8.3 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{屋 階}$$

$$\left. \begin{aligned} &= 9.0 \times 17 \times 33.2 = 4.48 \text{ t} \\ &= 9.0 \times 23 \times 33.2 = 6.84 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{2 階}$$

$Q' > Q$ の場合は、セン断補強筋は必要としない。

8. 柱 設 計

a) 柱応力表

符 号	方 向	長期荷重設計用応力				水 平 荷 重 時				短期荷重設計用応力		
		曲 げ モーメント		せん 断力	軸 方 向 力	曲 げ モーメント		せん 断力	軸 方 向 力	曲 げ モー メント	せん 断力	軸 方 向 力
		柱 頭	柱 脚			柱 頭	柱 脚					
2C ₁ (2C ₉)	x	—	—	—	2.92	0.59	0.40	0.40	0.24	0.59	0.40	3.16
	y	—	—	—	2.92	0.90	0.60	0.59	0.41	0.90	0.59	3.33
1C ₁ (1C ₉)	x	—	—	—	9.19	1.08	1.62	1.00	0.85	1.08	1.00	10.03
	y	—	—	—	9.19	1.75	2.56	1.60	1.77	2.56	1.60	10.96
2C ₂	x	1.08	1.07	0.85	4.29	0.87	0.58	0.57	0.32	1.95	1.42	4.61
	y	—	—	—	4.29	1.20	1.05	0.90	0.10	1.20	0.90	4.39
1C ₂	x	0.68	0.37	0.39	11.39	1.34	2.02	1.24	1.66	2.39	1.63	13.05
	y	—	—	—	11.39	2.54	3.20	2.12	0.29	3.20	2.12	12.68
2C ₄ (2C ₉)	x	—	—	—	4.14	1.73	1.15	1.13	0.23	1.73	1.13	4.37
	y	—	—	—	4.14	1.20	1.03	0.89	0.64	1.20	0.89	4.78
1C ₄ (1C ₉)	x	—	—	—	12.54	3.00	4.25	2.80	0.74	4.25	2.80	13.28
	y	—	—	—	12.54	2.40	3.00	2.01	2.44	3.00	2.01	14.98
2C ₅	x	1.16	1.25	0.95	5.41	1.90	1.55	1.35	0.04	3.06	2.30	5.45
	y	—	—	—	5.41	1.52	1.30	1.12	0.07	1.52	1.12	5.48
1C ₅	x	1.31	0.47	0.66	12.96	2.70	6.40	3.38	1.38	6.87	4.04	14.34
	y	—	—	—	12.96	2.70	3.37	2.25	1.50	3.37	2.25	14.46
2C ₇ (2C ₉)	x	—	—	—	3.01	1.90	1.56	1.36	0	1.90	1.36	3.01
	y	—	—	—	3.01	1.00	0.85	0.74	0.67	1.00	0.74	3.68
1C ₇ (1C ₉)	x	—	—	—	9.87	3.40	4.54	2.80	0	4.54	2.80	9.87
	y	—	—	—	9.87	2.30	2.84	1.90	2.82	2.84	1.90	12.69
2C ₈	x	0	0	0	4.29	0	0	0	0	0	0	4.29
	y	—	—	—	4.29	2.12	1.80	1.57	0.08	2.12	1.57	4.37
1C ₈	x	0	0	0	11.63	0	0	0	0	0	0	11.63
	y	—	—	—	11.63	5.10	6.24	4.24	0.34	6.24	4.24	11.97
2C ₁₀ (2C ₁₂)	x	—	—	—	5.23	1.20	1.00	0.86	0	1.20	0.86	5.23
	y	—	—	—	5.23	1.00	0.85	0.74	0.67	1.00	0.74	5.90
1C ₁₀ (8C ₁₂)	x	—	—	—	15.91	2.76	4.16	2.56	0	4.16	2.56	15.91
	y	—	—	—	15.91	2.30	2.84	1.90	2.82	2.84	1.90	18.73
2C ₁₁	x	0	0	0	8.07	1.75	1.50	1.26	0	1.75	1.26	8.07
	y	—	—	—	8.07	2.12	1.80	1.57	0.08	2.12	1.57	8.15
1C ₁₁	x	0	0	0	20.72	3.44	5.00	3.12	0	5.00	3.12	20.72
	y	—	—	—	20.72	5.10	6.24	4.24	0.34	6.24	4.24	21.16

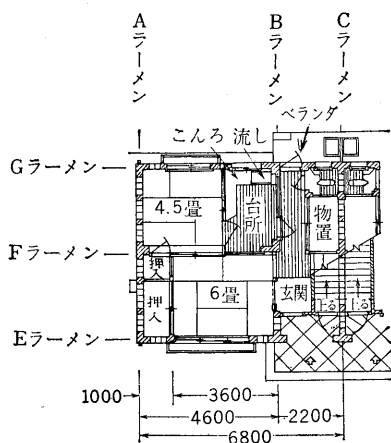
b) 断面の設計

	2 C ₂				2 C ₃				2 C ₁	
	x		y		x		y		短 期	
	長 期	短 期	長 期	短 期	長 期	短 期	長 期	短 期	x	y
<i>b</i>	17		17		17		17		17	17
<i>D</i>	37		57		57		37		37	37
<i>P</i>	4 290	4 610	—	4 390	5 410	5 450	—	5 480	3 160	3 330
<i>M</i>	108 000	195 000	—	120 000	125 000	306 000	—	152 000	59 000	90 000
<i>D/bD</i>	6.8	7.3	—	4.5	5.6	5.65	—	8.7	5.0	5.3
<i>M/bD²</i>	4.6	8.4	—	2.2	2.3	5.5	—	6.5	2.0	4.0
<i>P_t (%)</i>	0.25	0.3	—	0.1	0	0.2	—	0.15	—	0.1
<i>a_t</i>	—	1.9	—	1.0	—	1.9	—	0.95	—	0.6
<i>N</i>	2-13 φ		2-13 φ		2-13 φ		2-13 φ		2-13 φ	2-13 φ

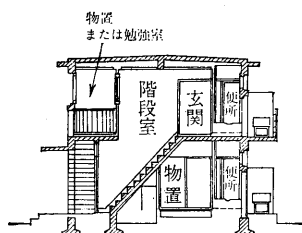
	1 C ₂				1 C ₃				1 C ₁	
	x		y		x		y		短 期	
	長 期	短 期	長 期	短 期	長 期	短 期	長 期	短 期	x	y
<i>b</i>	17		17		17		17		17	17
<i>D</i>	37		57		57		37		37	37
<i>P</i>	11 390	13 050	—	12 680	12 960	14 340	—	14 460	100 030	10 960
<i>M</i>	68 000	239 000	—	320 000	131 000	687 000	—	337 000	108 000	256 000
<i>D/bD</i>	18.0	20.6	—	13.0	13.4	14.7	—	23.0	16.0	17.4
<i>M/bD²</i>	2.9	10.0	—	5.8	2.4	12.4	—	14.5	4.6	10.4
<i>P_t (%)</i>	0	0.3	—	0	0	0.3	—	0.75	—	0.35
<i>a_t</i>	—	1.9	—	1.0	—	1.9	—	4.7	—	2.2
<i>N</i>	2-13 φ		2-13 φ		2-13 φ		4-16 φ		2-13 φ	2-13 φ

	2 C ₄		2 C ₇		2 C ₈		2 C ₁₀		2 C ₁₁	
	短 期		短 期		短 期		短 期		短 期	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
<i>b</i>	17	17	17	17	57	17	17	17	17	17
<i>D</i>	57	37	57	37	17	57	57	37	57	57
<i>P</i>	4 370	4 780	3 010	3 680	4 290	4 370	5 230	5 900	8 070	8 150
<i>M</i>	173 000	120 000	190 000	100 000	—	212 000	120 000	100 000	175 000	2 120
<i>P/bD</i>	4.5	7.6	3.10	5.9	—	4.5	5.4	9.4	8.3	8.4
<i>M/bD²</i>	3.1	5.2	3.4	4.3	—	3.8	2.2	4.3	3.2	3.8
<i>P_t (%)</i>	0.1	0.15	0.1	0.1	—	0.2	0.1	—	—	—
<i>a_t</i>	1.0	0.95	1.0	0.6	—	1.9	1.0	—	—	—
<i>n</i>	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ

	1 C ₄		1 C ₇		1 C ₈		1 C ₁₀		1 C ₁₁	
	短 期		短 期		短 期		短 期		短 期	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
<i>b</i>	17	17	17	17	57	17	17	17	17	17
<i>D</i>	57	37	57	37	17	57	57	37	57	57
<i>P</i>	13 280	14 980	9 870	12 690	11 630	11 970	15 910	18 730	20 720	21 060
<i>M</i>	425 000	300 000	454 000	284 000	—	523 000	416 000	284 000	500 000	624 000
<i>P/bD</i>	13.7	23.8	10.0	20.0	—	12.3	16.5	30.0	21.6	21.8
<i>M/bD²</i>	7.7	12.9	8.2	12.2	—	9.5	7.5	12.2	9.0	11.3
<i>P_t (%)</i>	0.1	0.65	0.2	0.5	—	0.28	0.10	0.55	0.25	0.40
<i>a_t</i>	1.0	4.1	1.9	3.16	—	2.7	1.0	3.5	2.4	3.90
<i>n</i>	2-13 φ	2-16 φ 1-13 φ	2-13 φ	2-16 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ 1-13 φ



1階平面図



断面図 (階段室その他)

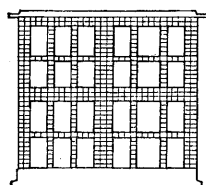
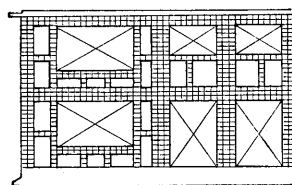
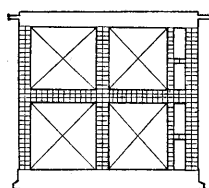
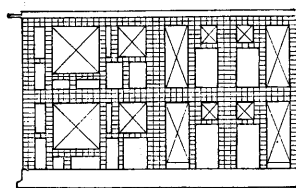
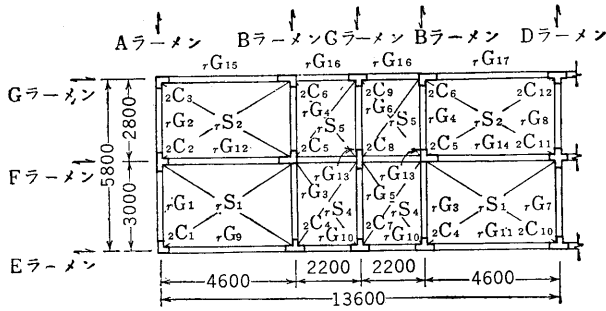
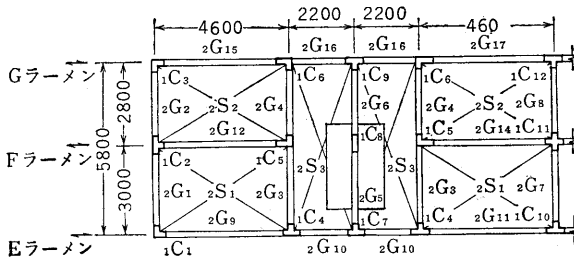
軸組図
(Aラーメン)軸組図
(Eラーメン)軸組図
(Bラーメン)軸組図
(Gラーメン)

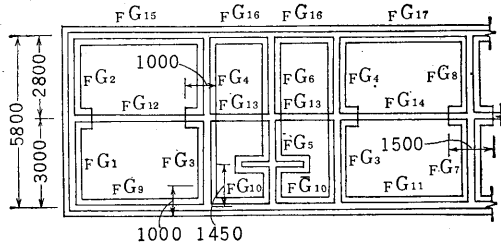
図 2.9



屋階はり伏せ図

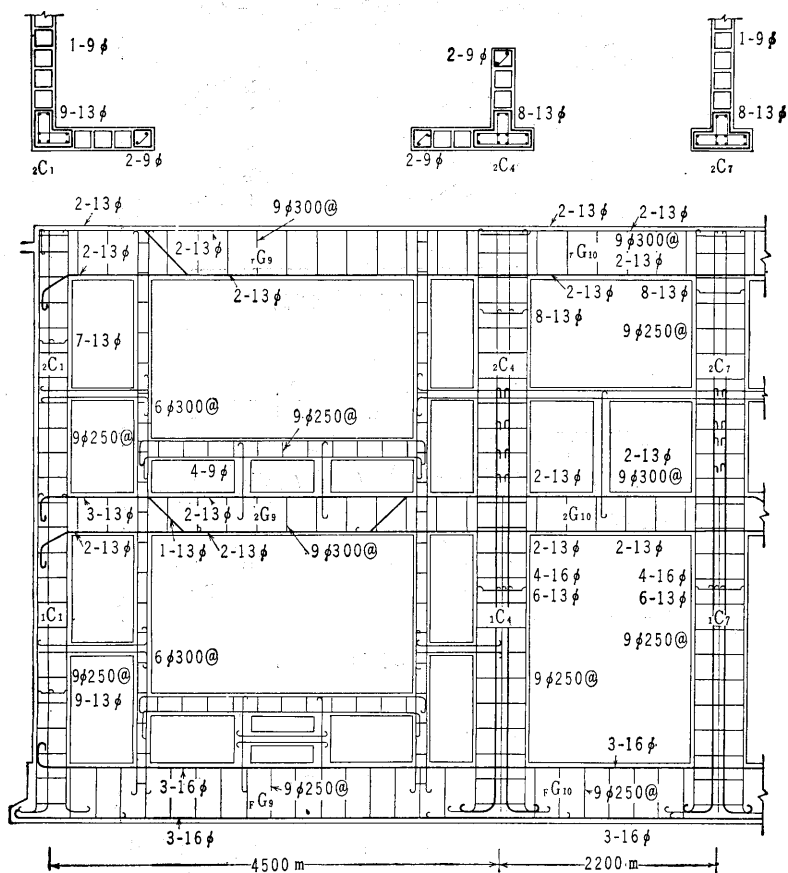


2階はり伏せ図



基礎伏せ図

図 2.10



Eラメン配筋図

図 2.11

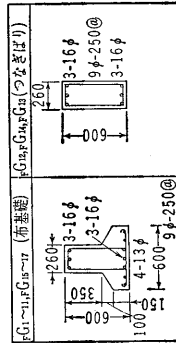
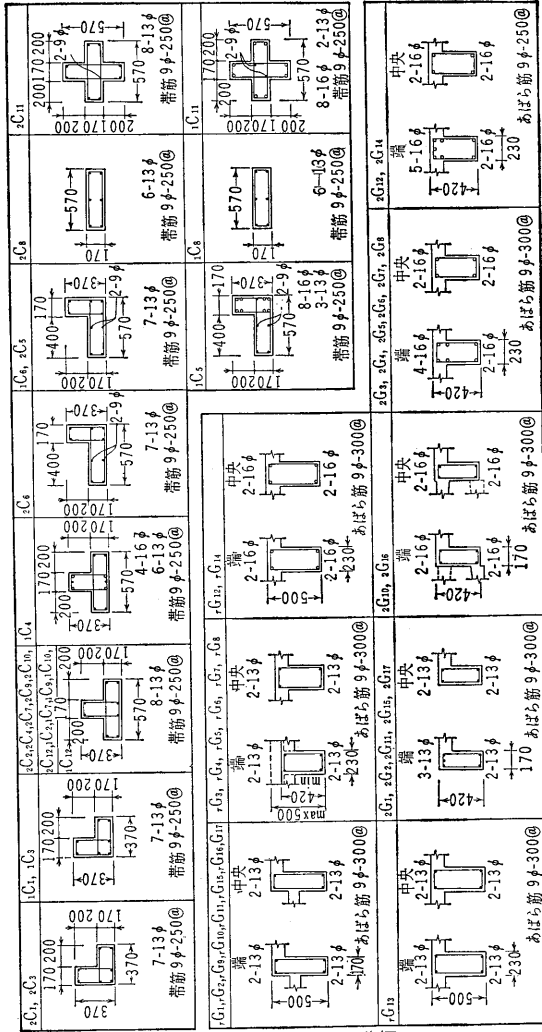


図 2.12

3 組立鉄筋コンクリート造

設計規準・同解説

(1964改)

3 組立鉄筋コンクリート造設計規準・同解説

この規準は組立コンクリート用の部材を生産する会社または組立コンクリートを工夫しようとする設計者と、これらの部材を使用して建築を設計しようとする人々との両方を対象としている。部材を生産しようとする人および部材そのものを設計しようという人には、この全条を熟知することが必要だが、既成部材を使って設計しようという人には全部は必要でない。

すなわち 2, 5, 7, 11 ならびに 12 条だけを見ればよい。4 条に組立コンクリートに構造計算を行なうべきことが規定されているが、これは部材供給者が、部材設計を行なうときに、自ら行なわなければならないものであり、部材使用者は必ずしも行なう必要がないものである。もちろん、建築の申請には構造計算書を付さなければならないが、これは部材設計者のデータに基づけばよいのであって、ただ基礎の構造計算だけを行なわなければならないが、これはどの構造でも同じことである。しかし、多少不経済なことを承知であるなら、2 階以下では構造計算を行わずに 12 条の解説に付された表を準用すればよい。なお、この構造に使用される組立床はプレキャストコンクリート組立床の規準による。

この構造を耐火構造とするには、耐火構造の規準に適合せしめなければならない。しかし、これらの構造は軽量化を尊ぶので薄肉となり、また接続金具などが露出しやすく、これらの点で規準に合わないことが生じやすい。しかし、せっかく工場生産のものであるから、安易に厚肉とすることはその意義を失いかねない。また、金具の露出もコンクリートの面から一部が出ているようなものは、実際にはだいたい安全なものである。また露出した鉄筋筋かいが、耐火構造に反するか、反しないかは規定では一応被覆するとされていても大いに研究の余地のあるところで、低層のものにまで適用することは問題がある。また、同じ金属でも、その筋かいを耐熱鋼にしたときはどうかとなると、まったく不明である。それゆえに、単に法規に適合させるよう苦勞するより、工場生産の特長を生かして複合材とするなどの方法を講ずるとともに、火災試験を行なって認定してもらう方向にもってゆくのがよいであろう。

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鋼材とコンクリートよりなる既成部材の柱・はりなどを現場で組立てた軸組に必要量の筋かいを設けた構造（以下組立鉄筋コンクリート造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の組立鉄筋コンクリート造の部分に適用する。
2. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造および鉄骨造の部分については、それぞれ「鉄筋コンクリート構造計算規準」および「鋼構造計算規準」による。
3. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

組立鉄筋コンクリートの適用範囲を定めることは、なかなか困難である。それは組立鉄筋

コンクリートとして考えるものは多種多様であり、ブロックなどのように、必然的にある範囲内に限定されるものと異なるからである。したがって、主として現在一般に実用化しているものの設計程度を対象として取扱った。すなわち、その構造は筋かいを使用し、部材の接合が比較的簡単で、接合部にやや大なる変形が存在する可能性のあるトラス構造、あるいは既成コンクリートと既成コンクリートとをコンクリートあるいはモルタルなどで結合する床スラブなどの手法によるものを対象としている。したがって、これ以外の手法によるもの、あるいは現在のものが相当改良され発達した場合には、1条の4項を適用し、たとえば日本不燃建築協会特殊コンクリート構造設計相談所のようなものを通じて特例として扱い、発展の状況に応じて増補改訂することとした。

現在、この例として、本規準の耐力壁における柱・筋かい・はり・壁板などを一体とした一種のパネル構造が最近出現したが、同様のケースとして扱われている。

なお、接合部・構造材などが十分鉄骨造として取扱いうるものは、鉄骨造としてこの規準の制限を受けないでもよい。

組立鉄筋コンクリート構造の組積造に比べての大きい違いは、その組立てられる部材がすでに相当な構造的要素を持った大形の鉄筋コンクリート部品であるということである。

これらの部品は、工場生産もしくは現場の地上であらかじめ打込まれ成形される。したがって、その生産のコンディションは現場打込みよりはるかに良好であるが、製品をして現場打ちより信頼性・確実性をともに高める方法は一に工場管理が合理的にゆき届いているか否かにある。組立コンクリートと解せられるものには次のような種類がある。

- (1) 完全ピン節点によるトラス構造
- (2) 完全剛節点によるラーメン構造
- (3) 半剛節点によるラーメン構造
- (4) 半剛節点によるトラス構造
- (5) パネル形耐力壁と完全ピン節点架構とを組み合わせた構造
- (6) パネル形耐力壁と半剛節点架構とを組み合わせた構造
- (7) パネル形耐力壁と剛節点架構とを組み合わせた構造
- (8) 組立パネル構造
- (9) 剛節点反曲点接合構造

このような構造のうち、(2)、(3)、(7) および (9) のラーメン構造に属するものは本規準外とし、主としてトラス形式のものに関して規定した。

これらの各種について若干の説明をする。なお、この事がらはひとり組立鉄筋コンクリート構造のみのことでなく、一般の構造に共通の事がらである。

(1) 完全ピン節点による構造

本構造は応力状態が、比較的明確なことで隣接架構の状況によってメンバーの応力が左右されないから、大量生産構造として適当だという利点がある。しかし、接合の部分の精

度がわるいと節点部に軸方向の変形が発生し、これによる変形の増大により骨組の剛性低下を著しくまねくことになる。

剛性の低下が耐震的によいか悪いかは論議のあるところであるが、たとえ骨組自体の破壊損傷に対して絶対安全に設計されている場合でも建物の仕上げにひび割れを生じたり、建具を損傷せしめる可能性があって好ましくない。また、変形の大きいことは地震時などにおいて心理的な不安をいだかせやすい。

このようなトラス構造の変形は木構造と同じく仕口変形を加えた計算式によって算出する。すなわち、

$$y = \sum \frac{\bar{N}N}{EA} l + \sum \bar{N} \Delta$$

N : 軸応力

$\bar{N}$: 変形を求めんとするところに1の力を加えたときの各骨組に生ずる応力
(仮想応力)

Δ : 設計応力に対して軸方向に生ずる仕口の変形

〔詳細は木構造設計規準参照〕

完全ピン構造は計算外のアクシデントに対し非常に弱いという欠点がある。ピン節点であるがゆえに、他のメンバーにいかに余力があっても、1つのメンバーの破壊に対して救助の手をのべることができない。したがって、運転をあやまった自動車が飛込んで柱を1本折ったというようなことだけで、骨組の崩壊を完全ならしむこととなる。

(2) 完全剛節点によるラーメン構造〔本規定外〕

完全剛節点ラーメン構造の特長は、完全ピン節点トラス構造とまったく対称的である。すなわち、節点の変形による架構剛性の低下がなく、不静定構造の特長として余力のあるメンバーが余力のないメンバーの応力に協力することである。このことは設計の不備によるあるメンバーの強度不足がカバーされるとか、各種のアクシデントに対してなお相当の耐力を保ちうるなどである。

その反面応力の不明確による危険が存在し、特に不同沈下による応力状況の変化は最も著しい。さらに、あるメンバーの応力が、隣接の架構に発生する応力状況により左右されるから、一定規格部品として工場で大量生産することが困難である。また接合点を完全剛とするための結合上の難点が生ずる。

(3) 半剛節点によるラーメン構造〔本規定外〕

部品を普通のボルトなどで剛節に近く緊結し、骨組をラーメンとした構造があるが、このような構造を剛節点ラーメンと考えることは危険である。それは節点には、なにがしかのゆるみがあり、またそのゆるみや、部材断面の急激な変化に伴う節点部材の剛性低下によって、必ず節点には変角を生ずるからである。

しかも、この節点の剛性は施工の良否によって変化する可能性があるので、その応力の

状態は不確実となる。したがって、このような構造は特に節点のところが画期的に考案されていないかぎり好ましい構造ではない。

(4) 半剛節点によるトラス構造

同じく半剛節でありながらトラス構造としたものは、半剛節ラーメンに似てはいるがその考え方は著しく異なる。

この構造は半剛節骨組の変形が増大し、節点におけるモーメント応力がある値まで増大すると、節点機構によって降伏点に達し、以後はピン節点として考えられるトラス機構に移るものである。これは前述のピン節点構造の特色にこれと相反する剛節点の特色を加味して、ピン節点の欠点を緩和した構造と考えられる。

この構造では、施工の不備によって節点の剛性に変化があっても、構造的にはさしつかえない。ただ、接合機構にデリケートな役を遂行せしめるのであるから、接合機構の設計が悪いと、適当なところに降伏点が生ぜず過大の2次応力が発生して、柱やはりもしくは節点それ自身を破壊する可能性がある。

(5)～(7) パネル形耐力壁と架構とを組み合わせた構造

上記(1)および(4)で述べたトラス構造において、柱とはりと筋かいでかためたトラス骨組は、それ全体として1つの剛体であるから、それをそのまま1枚のパネルとしても同じことになる。これによって骨組の剛性をさらに高めうるとともに、壁板を仕上材としてのみでなく、構造耐力部分として動員できるので経済的となり、部材接合の数も少なくなるから簡易的になる。耐力壁以外のところは柱・はりの骨組とすれば、開口を大きくとることも可能である。

(8) 組立パネル構造

上記(5)～(7)の構造のはりと柱とを廃して、ユニットの壁パネルとユニットの組立床とで箱形の構造としたものである。

各ユニットをさらに大きくして全壁面・床全面を1枚の板としたのが、いわゆるティルトアップ構造で、これはまた壁式構造の部品化と解しうるものであるから、このユニットパネル式は壁式と骨組式との中間構造と考えられる。しかし、現在では一応本組立鉄筋コンクリート造の範囲にはいるものとして扱っている。

組立鉄筋コンクリートの耐火性については、既成部品である以上、どうしてもその断面は小となる傾向があり、したがって熱容量が小さいこと、およびもともとがぎりぎりの計算によって設計されているから、必要強度に対する火災後の強度低下率は、ゆとりのある現場打ちコンクリートに比べて大きいことに留意しなければならない。構造によっては被災後新品と交換することも考えられているが、一般にはこれが困難と考えて、メンバーになるべく余裕をとり、防火被覆その他に十分の配慮を行なうなどの注意が必要である。

(9) 剛節点反曲点接合構造〔本規定外〕

ラーメン形の各反曲点をピン接合としたもので、接合部を剛節としなければならないト

ラブルから解放され、また反曲点を逆に規定してモーメント応力をコントロールするという利点があるが、へたにすると不安定構造となることがあるから注意しなければならない。

本規準においては、メンバー自体の構造強度設計に関して規定することは、種々の考案の出現を考慮するとき困難なので、主としてメンバーを組み合わせて得られるところの平面計画上の問題と、メンバーに関しては耐火上から得られる形状限界とを規定するにとどめた。

したがって、トラス構造のものは前述のようにメンバーの必要強度が一定になるので、既成部品を生産会社において適当に設計しておけば、設計者は後述の規定に従って壁量と耐火仕上のみに注意して設計することにより事足り、比較的簡便となる。

2 条 組立鉄筋コンクリート造の規模

組立鉄筋コンクリート造の階数は3以下とし、軒の高さ（高さが1.2mをこえるバレーペットがある場合は、その部分の高さを算入する。以下同様とする）は11m以下としなければならない。

組立鉄筋コンクリートは理論的には強度解析も確実に行なうことができ、メンバーは工場生産品であるから、その信頼度も高いのですぐれた構造たりうるのであるが、現在までに出現しているものは前述のように歴史が浅く、種々な災害に対して十分なテストをされていないこと、メンバーも運搬移動のため極端に細くなりがちであり、したがって火災時の強度にも心配があり、さらに改良の余地も見受けられるので、補強ブロックと同様の規模制限を加えたのである。将来この構造改良進歩に従い、この制限も改められるであろう。

3 条 既成部材の品質

柱・はり・床ブロックなどの主要な既成部材は、次に示す第1種製品または第2種製品のいずれかとしなければならない。

第1種製品：部材製造工場または工事現場において、鉄製その他の正確堅ろうな整備された型わくを用いて、振動その他の方法によりコンクリートを密実にする装置によって製作し、かつ、十分養生を行なった製品で、そのコンクリートの4週圧縮強度が200 kg/cm²以上あるもの。

第2種製品：型わくおよび製造方法が第1種製品と同様であり、その養生および強度の均一性が特にすぐれ、コンクリートの4週圧縮強度が300 kg/cm²以上あるもの。

組立コンクリートは部品の大量生産化により高い信頼度をもち、それによって安全率の縮小を企図し、材料・工程を節約して低廉化するのがその身上である。したがって、現場で現在のコンクリート工事と大差のない生産法で製作するものは、この規準では扱わないこととした。

組立コンクリートの部品は、精度のよい信頼度の高いものでなければならない。そのかわり、他のコンクリートでは許されない各種の恩典を受けることができるのである。生産者はこのこと自体が大量生産の本質であることを十分理解すべきであって、これがなしえないようでは、本規準の有無にかかわらず会社の発展はおぼつかないといって過言でない。

コンクリートを密実にてん充するために振動、タンピング、プレスなどを加えることは大切であり、またこれによりその生産に要する時間・手間などを節約しうるのであるが、注意を要することはコンクリートはスランプ 5 cm 以下とすべきで、さらに型わくも十分堅固で漏水のないものであることが大切である。そうでないと、振動中に骨材分離を生ずる。部品のエッジが堅くきれいにでき上がらない場合は、ほとんど漏水によるものであると思ってよい。

振動、タンピングなどを加えると鉄筋の位置が狂いやすくなるので、鉄筋位置は厳重に保持されるよう心がける必要がある。

蒸気養生は従来は 55~70°C が標準で、コンクリートの温度が 75°C をこえることは好ましくないと考えられていた。これはそれ以上の温度になると、養生後の強度の上昇がなくなり、安全性が減ずるということによる。しかし、最近は、必要な強度が得られればそれ以上強度をあげて、ばく然と安心感を有するということより、80°C 程度で養生し、短時間で成形を終了して生産性を高め、いつまでも収縮変形を起すこともなくしたほうがよいという考えに変わりつつある。

さらにオートクレープを使用し、一足とびに高温の 135~180°C に加熱すると 80°C 付近の養生と異なって、良好な硬化性を示すとともにこのような温度にすると、けい砂類も活性化してセメント中の遊離カルシウムと反応を生じ、非常によい結果をうる。また、プレスされているコンクリートを 100°C 付近に加熱するという方法もある。

部材内の鉄筋加工は鉄骨構造または鉄筋コンクリート構造の標準仕様に準じ、主筋のアーク溶接は 1 級溶接工の手によって行ない、溶接棒は JIS または ASTM の規格に合格したものを使用すべきである。

近時、抵抗溶接が発達し、黒皮付きの鉄材や丸鋼どうしの接合も安定して行なえるようになった〔溶接工作規準参照〕。

鉄材の露出した部分はとくにさび止め処理を行なって、養生およびストック期間中にさびを発生させないようにしなければならない。

部材の精度特に接合部の精度は非常に重要である。これが悪いと、そのゆるみのために骨組の剛性が落ちるというだけでなく、修正のために穴のあけ直しや、コンクリートのはつりなどにより、必要な断面を減じて強度が確保できなくなる。しかも組立部材は細断面であるからその影響がはなはだ大きいこととなるので、非常に大切な事である。したがって、これが悪いものは各種の制限を厳重にしなければならない。

そして、これらの工程が厳密にかつ良好に行なわれ、コンクリート強度も 300 kg/cm² 以上ある製品を第 2 種製品といい、これに対しては相当の特典が与えられている。どの程度をもって厳密と称せられるかという標準は次のようである。

製品そのものを適当な個数にサンプリングして、これに使用状態に類する荷重を加え、その破壊強度を検し、さらに配筋位置の誤差、成形寸法の誤差などを検し、次の検査の出た場

合にはその前後の製品を廃棄または第1種へ格下げにするとか、一品ごとに使用荷重までを一応加えてその強度の保障をするなど、またこれらに類似の方法によって、製造者が十分安全であるとともにその精度が十分であることを責任表示することをいうのである。

これは建築材料としては、いままで習慣として行なわれていなかったことであるから、非常に厳格なように考えられるが、他の工業製品では、すでに日常行なわれていることであり、これらの実行状況によってはコンクリートの許容強度その他の引上げなどが、本規準よりさらに行なわれるに至る可能性を生む事からであって、資材の節約、現場持込み後の不良品発見による損失の減少およびその他の利益は、検査の費用を十分カバーしてあまりあるものと考えられる。

この結果、第2種製品ではコンクリートの長期圧縮許容強度を 100 kg/cm^2 、長期せん断および付着許容強度を 10 kg/cm^2 にとることができるのであるが、この生産管理の実行程度によってはさらに高い値を許容することが可能である。

そして、ここに特にことわっておかなければならないことは、許容強度の上昇が、決して平均強度の増加のために許されたものではないということである。火災時の爆裂現象などからみて、必ずしも高強度のコンクリートが望ましいとはいえないのである。いかに平均値が高くても強度にむらがあり、図3.1(A)のように低強度のものが相当存在するのでは、粗悪な建築が相当できることを意味し、決して望ましいことではない。平均強度は低くても品質が均一で、発生のある最低強度が高いもの〔図3.1(B)〕がよいのであり、このようになるにしたがって許容応力度を高めうることになる。このような製品を均質化するためには、すぐれた工程管理の実施によってはじめて達するものである。

部材には見やすいところに部品記号をしるして、部材性状を明確にしておく必要がある。できれば1か所だけでなく、数か所にしるしておくのがよい。これは組立の能率化および誤配置の防止および発見に有効である。

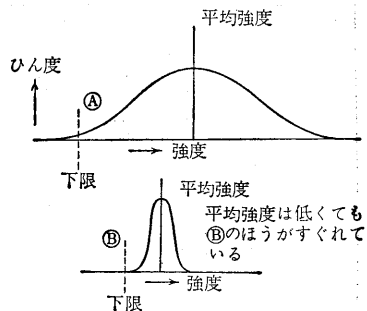


図 3.1

4 条 構造計算

組立鉄筋コンクリート造の建築物は、すべて構造計算によってその安全性を確かめなければならない。

組立コンクリートはブロックその他の構造に比べて、構造が簡明で計算にのりやすい。したがって、その特長を生かし構造計算を必ず行なうこととし、それと引替えに他の制限をブロックなどより緩和することとしたのである。

しかし、2階建以下のもので小規模のものでは、本規準によって設計することにより、建物の設計に際して構造計算を行なう必要がないように、部品メーカーが部品の構造・強度などを定めることが可能である。本規準はそんなことが可能となるように工夫されている。

構造計算中、骨組の応力はピン節点のトラス構造として計算すればよいのであるが、この計算法その他は組立鉄筋コンクリート造設計例に詳述する。

5 条 耐力壁の配置

1. 耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する筋かいを入れた軸組をいい、以下同様とする）は、建築物の平面上つりあいよく配置しなければならない。
2. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、耐力壁の長さ（軸組の両端の柱の中心距離をいい、以下同様とする）の合計（cm）をその階の床面積（ m^2 ）で除した数値（以下壁量という）は、表1に示す数値以上としなければならない。

表 1

階	壁 量 (cm/m^2)	* 筋かいの断面が十分にあり、各部材の接合点における剛性が十分大きい場合は 16 とすることができる。
平家または最上階	12	
最上階から数えて2つめの階	12	
最上階から数えて3つめの階	18*	

3. 2項の壁量の算定にあたって用いる耐力壁の長さは、次の各号に規定する。
 - (1) 1本の筋かいが引張力または圧縮力のみを負担する場合
 - a) 同一軸組内にたすき掛けに入れた耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さ。
 - b) 同一構面に反対方向の応力に作用する一対の片筋かい入りの耐力壁があり、それぞれその長さが 90 cm 以上ある場合は短いほうの耐力壁の長さ。
 - (2) 1本の筋かいが引張力および圧縮力の双方を負担する場合
 - a) 同一軸組にたすき掛けに入れた耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さの1.5倍の長さ。
 - b) 片筋かい入りの耐力壁は、その長さが 90 cm 以上あるものの長さ。
 - c) 筋かいを軸組部材ならびに外壁とともにコンクリートでかためたパネル状のものでは2倍の長さ。
4. 建築物の平面を耐力壁の中心線で囲んだ部分の面積は、 60 m^2 以下としなければならない。

1条の解説で述べたように、この規準で扱っている構造は筋かいを使用したトラス構造式のものである。したがって、組立鉄筋コンクリートにおいて耐力壁と称するものは、軸組の中で筋かいの取付いている部分をいうのであって、それが必ずしもいわゆる壁となっていないこともよいのである。したがって、耐力壁の長さということは、筋かいの取付いている両端の柱心々距離（控の場合は1方の柱心から筋かいの足もとまで）のことである。この筋かいを柱・はりおよび壁板と一体としたパネル形のものも、これと同様に扱う。これは筋かいによるトラス構造よりも剛性が高く、強度も強いので、トラス形より有利に考えてよい。た

だし、応力が集中するだけ転倒についてはいっそうの注意を要する。

筋かいの配置はできるかぎり平面上、左右・前後均等に配置することが望ましい。均等でないものは、偏心計算を行なう必要がある。偏心ある場合の計算法および配置に関する注意は、「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」の解説を参照されたい。

組立鉄筋コンクリート構造は、すべて構造計算によっているので、筋かいの数量および長さなどは計算で要求された限度でよいはずであるが、筋かいをむやみに太くして数量を減ずるといようなことになると、少ない壁に非常に大きな応力が集中するという結果となり、その間の応力伝達機構その他に無理や粗漏が生じやすく、かつまた建物の剛性も減じ、仕上げその他にひび割れを生じやすくなる。これらを考慮して壁量の最低値を定めた。そして、これは 60 m^2 ごとの区画について満足されなければならないのである。

3階建の最下階では一般には壁量は 18 cm/m^2 である。しかし、筋かいその他の部材間の接合部における変形が少ないものは、 16 cm/m^2 まで低下してもよいことになっている。変形の少ない接合法ということは、設計応力を骨組に加えたとき、骨組の変形は下式によって定まるが、下式の第2項が無視しうるほど小さい場合をいうのである。

$$y = \sum \frac{\bar{N}N}{EA} l + \sum \bar{N} \Delta$$

一般にはその接合部が、リベット結合、穴とのはめ合せ度のよいみがきボルト締め、あるいは摩擦ボルト、引張ボルト仕口、溶接などによったものをいうのであるが、これらによらずとも実験によって確かめられた手法で、この条件を満足するものであればさしつかえない。そして、この最低耐力壁長の規定でいう壁の長さは、以下のような解釈となっている。

すなわち、筋かいには引張りまたは圧縮のみに耐えうるものと、引張りおよび圧縮の両方に耐えうるものとあるが、前者の場合耐力壁の長さとは筋かいがたすきにはいつている場合の長さのことをいうのである。片筋かいの場合は、同一構面内にこれと反対向の片筋かいが相対して存在しないと有効でない。これは片筋かいでは1方向の水平力には有効だが、反対方向には無効だからである。したがって、相対して片筋かいがある場合両者の長さが同じであって、ちょうどたすき掛け筋かいの耐力と同じとなるわけであるから、両者のどちらかの長さの壁、すなわち両者あわせての壁長の $1/2$ が相当有効壁長となる。両者の長さが同じでないときは、どちらかの方向の応力に対しては、短いほうの壁の応力しか働かないので、短いほうの壁の長さを有効長さとする。長いほうの壁に比べて太い筋かいを短い壁に使用すれば、長い壁の耐力と同じとすることができるのであるが、これはいろいろの点で間違いを生じやすいから考慮しないこととした。

引張りおよび圧縮の両方に耐えうる筋かいでは、片筋かいでたすき掛けと同じこととなるので片筋かいの壁長をそのまま耐力壁長とすることができる。さらに引張り・圧縮両方にきく筋かいをたすきに入れた場合には、その長さの2倍をもってその有効長さとしてよいわけであるが、このような筋かいは、仕口などのぐあいではどちらかの水平応力方向に対し、効き

（剛性が小さいこと）が悪いことが多いので、2倍の有効長さとししないで1.5倍の長さにする事とした。しかし、パネル形の場合には、その応力は左右等しいので2倍の有効長さとして考えることができる。

筋かいによる耐力壁は、その筋かいの傾斜があまり大となると急速にその剛性を失うので、耐力壁の最小長さを90cmとした。特に仕口に変形のある場合は、仕口の变形特性として設計応力に関係のない一定変形量を示す（たとえば、工作誤差によるゆるみのように）ものが多いので、骨組の変形を求める式からわかるようにこの傾向は著しくなる。したがって、ある程度以上に筋かいの傾斜が急なものは耐力壁として認めないこととした。

筋かいに準じて控柱を耐力壁と考えることができる。しかし、図3.2のようにたすき掛けの控壁を設ける場合は、図中(A)の部分が構面外座屈をするから、図3.3のように頭のふれ止めを設けなければならない。

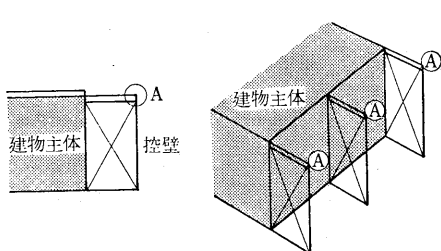


図 3.2

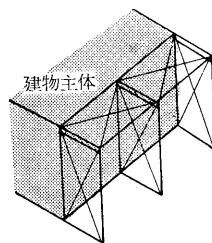
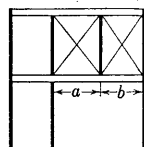


図 3.3

筋かいを図3.4のように逆控柱形に設けること、また図3.5のように上階の筋かい入り骨組の端部の柱が下階の柱でささえられないことは、はりの曲げ変形が数倍となって耐力壁の変形に加わることとなり、耐力壁の変形を著しく増大するだけでなく、はりの曲げ変形は減衰性が少ないので建物の振動性状を悪くする。したがって、このようなことはできるかぎり避けるべきである。やむをえずこのようにする場合、取付かれるはりはその高さおよび幅を60cm×15cm以上としなければならない。しかし、図3.5のような場合で両方の耐力壁長



図 3.4



aとbの長さが同じなら
ばさしつかえない

図 3.5

が等しいときはさしつかえない。

耐力壁の分担する力は他の構造と同じく、一部筋かいの降伏を予想して、各耐震壁の耐力を算術的に加え合わせることにしている。したがって、最大地震時には相当の変形が予想され壁仕上のぐあいによっては、相当のひび割れあるいははく落が生ずるものと思わなければならない。これを避けて万全のものとするためには、耐力壁の応力分布をやはり長さの2乗に比例して考えると、短い長さの耐力壁の筋かいを急激に太くすると、壁仕上にモルタル、しっくい、タイル張りなどを用いず、トロッケンバウとする必要がある。

耐力壁はそこに水平応力が集中するので転倒を起すようになる。これを防止するのがつなぎばりあるいは布基礎の役である。耐力壁は幅の割に高さが高いほど転倒しやすくなるから、壁を設けるときは長さの小さいものをたくさんつくるより、長いものを数少なくしたほうが有利である。そうでないつなぎばりあるいは布基礎の負担が大きくなり、このように相当の鉄量を要することとなる。2階、3階のあるときは耐力壁を市松状に配置するのも有利である。

これら特殊構造では、耐力壁の中心線で囲んだ部分の面積を 60 m^2 以下でおさえることとしたが、この規準は木構造に比べて厳格に過ぎている。したがって、普通木造の規模のものでも制限を受ける場合が生ずるが、これは組立鉄筋コンクリートが木造に劣るというわけでない。これは組立床の実験結果からも推察しうる。しかし、本規準の場合は設計に際して、いちいち構造計算を行なわない建前となっており、したがって粗漏の生ずる可能性があること、またこれら新構造においては、いかなる不備なものが考案されるかわからないので安全を考えて設けたものである。構造の十分確実なものにはきのどくであるが、必要に応じて日本不燃建築協会の相談所に提出し許可をうるようにはしていただきたい。

6 条 耐力壁の構造

1. 耐力壁の長さは、90 cm 以上としなければならない。
2. 耐力壁に使用する筋かいは、その径が表2に示す鉄筋もしくは形鋼とし、またはこれらと同等以上の断面積を有するものとしなければならない。

表 2

階	鉄筋の筋かいの径 (mm)	形鋼の筋かいの寸法 (mm)
平家または最上階	12	40×40×3
最上階から数えて2つめの階	16	50×50×6
最上階から数えて3つめの階	16	50×50×6

3. 筋かいに鉄筋を使用する場合は、筋かいが常に緊張するようターンバックルを設けて締付けなければならない。

組立鉄筋コンクリート造の耐力壁は前述のように、筋かいの取付いた軸組のことである。筋かいとしては鉄筋、鉄筋コンクリート、鉄骨、鉄骨コンクリートなどがあるが、鉄筋コ

ンクリート、または鉄骨コンクリートなどとした場合のほかは、筋かい仕口のゆるみおよび変形さらに鉄材のわずかの曲がりが一種のゆるみとして働き、筋かい引張応力に対して筋かいの見掛けの伸びが大きくなり、耐力壁の剛性を著しく落すこととなる。耐震的にいって、耐力壁の剛性が大きいほうがよいということは疑義のあるところであるが、骨組が簡単にゆれるということは仕上げにひび割れを生じたり、不安感を与えるから、一般には剛にしておくほうがまちがいない。

筋かいが鉄筋である場合には、必ずわずかの曲がりが存在し、それは除き切れるものではない。したがって、この場合には必ずターンバックルを付して、これによって緊張させなければならない。筋かいを緊張させると、他のメンバーにも元応力を生じさせるから、各部材接合部のゆるみも除去される。ターンバックルは数日の間隔を置いて数回締め直すことが大切である。これは部材接合部のゆるみにはクリープ性があるので、1回締めただけでは数日後には筋かいの緊張は消えてしまうからである。この緊張力は元応力の理論からしてもなるべく高いほど有利である。

アングル筋かいを使用するときは、ターンバックルで締めるわけにいかない。それで相当大形のアングル以上を使用することとしたのである。

アングルのかわりに軽量形鋼を使用することは有利であるが、筋かいの交点、その他の仕口などで、ガセット類が局部座屈を生じないように注意しなければならない。

鉄筋を使用する筋かいはその仕口のところが変形しやすく、これによって剛性が低下するから、その形式および工作には十分の注意が必要である。図3.6に示すように(a)では×印のところが正確でない曲がりがある。また、同図(b)では△印のところのすき間がゆるみとなる。このゆるみをとるにはループを小さく造り、リーマーなどでボルト径にぴったりとなるまで穴だけを広げるか、同図(c)のようにするのがよい。

上記の注意は組立鉄筋コンクリート造のみでなく、一般鉄骨構造でも同様注意しなければならない事がらである。

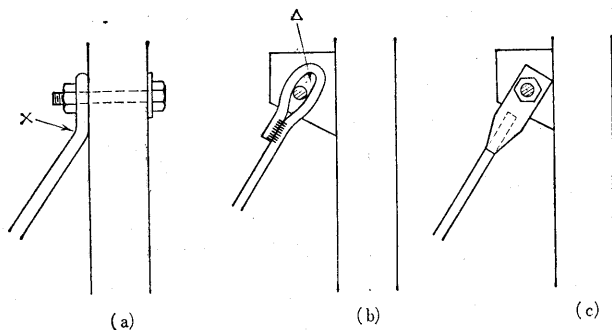


図 3.6

7 条 柱の構造

1. 柱の小径は、表3に示す数値以上としなければならない。

表 3

階	柱の小径 (cm)	備 考	* 第2種製品の柱を用いる場合は、 径が 15 cm かつ $h/24$ cm 以上の 柱を 2 本以上だき合わせて用いる ことができる。
最上階から数えて 3つめの階	18* かつ $h/20$	h : 構造耐力上主 要な鉛直支点 間の距離 (cm)	
その他の階	15 かつ $h/24$		

2. 柱の配筋は径が、9 mm 以上の鉄筋を 4 本以上用いて複配筋とするか、またはこれと同等以上の耐力を有する形鋼としなければならない。

柱の径があまり小さいものは、わずかの鉄筋の偏心によって座屈強度に著しい影響を生じ、また耐火性が急激に低下するので、この7条に最小径を定めたのである。

柱の耐火性は1方向加熱なら、15 cm 角でも3時間の火災に十分耐えられる。しかし、4方向加熱の場合は、かろうじて1時間の火災に耐えうる程度である。ただ組立鉄筋コンクリート構造は損傷した部品を新品に取替えるので、これを原則とするならば損傷した現場打ちコンクリート類の補修したものなどより、まちがいないこととなるので、これでよいとした。

しかし、3階建の最下階は荷重も大であり、新品の交換も施工上困難であり、万一崩壊した場合には影響も大きいので 18 cm 角とした。ただ、第2種製品によるものは強度も強く、火災後の残留強度も相当存在すると考えうるので、最小径を 15 cm とし、2本だき合わせて全断面積を 18 cm 角より大きくしたものはよいとした。

工場生産の高強度コンクリートでは柱の耐力は細い割に相当大きい。しかし、工場・現場間の輸送中にひび割れを入れると剛性が落ち、座屈耐力は急に低下する。したがって、あまり少ない鉄筋量とならないよう 9 mm 以上の鉄筋を 4 本以上入れるように規定した。

8 条 はりの幅

はりの幅は、第1種製品にあっては 12 cm 以上とし、第2種製品にあっては 9 cm 以上としなければならない。

細い断面のはりは火災時、内部の鉄筋の温度上昇が大きく、鉄筋の膨張のためコンクリートに引張りのひび割れを生じて剛性を低下する。それで、はりの最小幅を第1種製品では 12 cm とした。第2種製品は強度も大きく、鉄筋位置の精度も高いので被覆厚もまちがいなく確保されるものとして 9 cm とした。しかし、なんといっても 9 cm では熱容量も少なく、多少無理である。それで重要なはりあるいは大スパンのはりなどでは 12~15 cm とするか、はりの側面にコンクリート壁板などを添え付けて全体の幅が 12~15 cm となるようにすることが望ましい。

9 条 軸組部材の接合

1. 軸組部材は、ボルトまたは現場打ちコンクリートにより確実に結合し、その接合部分における局部応力に対して安全でなければならない。
2. 部材をボルトにより接合する場合は、完全剛接とみなすことはできない。
3. 主要な接合用ボルトの径は、1つの接合部をボルト1本で緊結するときは 16 mm 以上とし、ボルト2本以上用いて緊結するときは 12 mm 以上としなければならない。

軸組部材の結合は、組立鉄筋コンクリートにおいて最も重要なところである。そして、この結合法には各種の考案があって、その方式は千差万別であり、またこれが常に改良されているから、どの形でなければいけないということはいえない。要は確実に応力が伝達されて、ゆりみや変形が少なく、かつ2次応力の発生が適当におさえられているものであれば、なんでもよいわけである。しかし、接合部の応力状況は複雑であるから、よほど気をつけなければ思わぬ失敗をする。

一般に現場打ちコンクリートで一体とするものでないものは、部品相互の応力伝達は鉄部を介して鉄と鉄との接触で行なうのが無難である。これは鉄材が適当な降伏点を有しているために、局部的な応力集中に対して安全であること、したがって少々こじれたり、接触面が完全でなかったり、組立時に衝撃が加わった場合にも、それが局部破壊を生ぜしめて、その破壊ひび割れにおける応力集中がさらにひび割れを増大して破壊に至るということがないからである。ところで、この場合、鉄部に加えられた外力が適当な考慮のもとにコンクリートに伝わり、そして鉄筋コンクリートとして働くように工夫されていないと、鉄かコンクリートかのどちらかが単独に働く結果、思わぬ破壊をきたす。図3.7は、この鉄からコンクリートへ応力が伝達する機構の工夫の例である。

2つの部材をボルト接合するときはゆりみがないとしても、その部分はボルトの引張応力によるか、またはピンによるせん断によるかのいずれかになるのが普通である。両者ともその部分は鉄材のみが働くわけであるから、コンクリート断面も含む他の部分より著しく剛性が小さい(鉄筋コンクリートラーメン構造では各部材の剛性を初期変形段階で考えている)。さらに引張ボルトの締めぐあいや、ピン穴のはまり合いの精度により、その剛性は常に変化する。したがって、この場合、この接合点を剛節とみることはできない。これが9条の2項に関する規定である。

部材と部材間をコンクリートまたはモルタルで充填する場合、コンクリートまたはモル

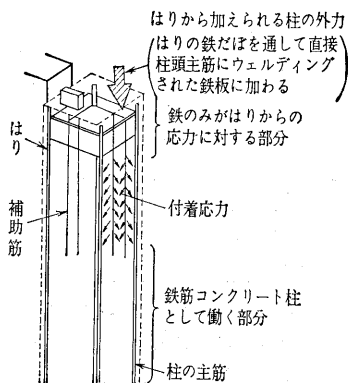


図 3.7

タルの収縮・セッティングなどを考慮し、旧コンクリートと新コンクリートとは付着しないものとして扱わなければならない。たとえば、図 3.8 のような場合、上の荷重はコンクリートからコンクリートへ全面的に伝達せず、コンクリートのセッティングのため上のコンクリートとてん充コンクリートとの間は、すきまを生ずる傾向となり大部分は鉄筋を通して下方に伝わると思われるべきである。

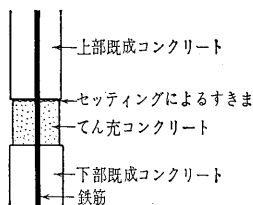


図 3.8

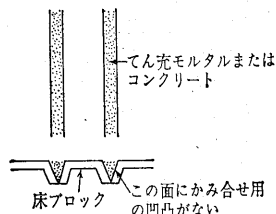


図 3.9

また床ブロックの結合のような場合、図 3.9 のような方法では水平のスラストは伝達しないと考えるべきで、必ず歯形を設けるなどにより機械的に応力を伝達するように、工夫しなければならない〔プレキャストコンクリート組立床構造設計規準参照〕。

図 3.10 のような手法を採る場合は同図に示すような応力が既成部材に働き、したがって部材の埋込み部分には大きなせん断力が働くものと考えて設計しなければならない。

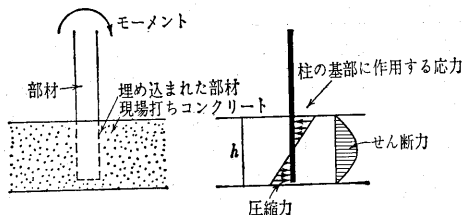


図 3.10

なお、部材をボルトで接合する場合、そのボルトが受ける可能性のある各種の応力に対し十分であっても、建築用のボルトはあまり細いものは製作が悪く、耐力に不安があることと、腐食による耐力の低下に対する考慮および、われわれが日常に経験しているところの物体の大きさ・重さなどに対するある最低耐力の必要というばく然とした、だが重要な事がら——たとえば、外壁というようなものを考えた場合にも、風圧に耐えるか、耐えないかという構造計算上必要な強度のほかに、押したときへこまぬとか、野球のボールでこわされぬとかいうようなある程度のばく然とした強度の要求——とによってその接合ボルトの最小径を 1 本のときは $16\text{ mm } \phi$ 以上（ただし、高張力ボルトの場合は $1/2'' \phi$ 以上）、2 本のときは $12\text{ mm } \phi$ 以上（ただし、高張力ボルトの場合は $3/8''$ 以上）とすることとした。これは同時に、構

造計算上の粗漏によって落されていた応力の存在に対しても役だつことと考えられる。

10 条 組立床

1. コンクリートブロックその他の既成部材を用いて組み立てる床（以下組立床という）によって水平せん断力を各耐力壁に伝えるには、その周囲の部材と、モルタル、コンクリートまたはボルトで接合する方法により、床ブロックおよびこれと軸組とが一体となるような構造としなければならない。
2. 組立床において、床ブロック末端とりの接合部は、はずれることのないようにそのかかりを単に寄せ合せとする場合は 4 cm 以上とし、かつ床の主要な鉄筋をはり中に定着するか、またはボルトで接合するなど適当な方法を講じなければならない。
3. 組立床ブロックの厚さは、第 1 種製品では 4 cm 以上、第 2 種製品では 3 cm 以上としなければならない。

組立床は、別に「プレキャストコンクリート組立床構造設計規準」があるので、これを参照されたい。

11 条 基礎の構造

1. 最下階の下部には、構造耐力上主要な部分である柱および耐力壁を安全に支持し、かつ相互に連結するよう鉄筋コンクリート造の布基礎、または基礎ばりを有効に連結して設けなければならない。
2. 布基礎または基礎ばりの幅は、柱の小径以上としなければならない。
3. 布基礎または基礎ばりのせいは、建築物の軒の高さの $1/12$ 以上、かつ 60 cm 平家建にあっては 45 cm 以上とし、複筋ばりとしなければならない。

耐力壁は横力によって転倒しようとする。いいかえれば、耐力壁の柱には引抜応力を生ずる。これに対して柱の支持する鉛直応力、基礎の自重などが一部をキャンセルすることになるが、多くの場合引抜応力のほうが大きいのが常である。これを引止める役をし、あわせて耐力壁の剛性を増大する役をするのが基礎ばりである。したがって、この基礎ばりには曲げモーメントを生じ〔図 3.11〕、これに耐えるだけの強度と相当の剛性が要求される¹⁾。11

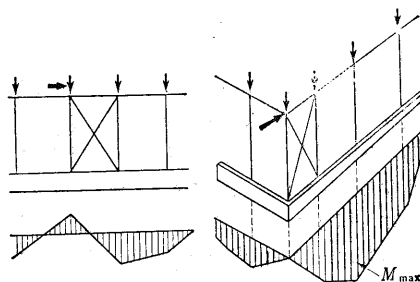


図 3.11

条ではこのような理由によって、基礎ばりの最小断面の大きさと強さを要求しているのである。このことは同時に、基礎ばりを有していない耐力壁は無効なことを示すものである。

基礎ばりの設計法は計算標準のほうに詳述する予定であるが、基礎ばりを適当なところ切断して考えると便利である。また、コンクリートを手練りとするときは、付着については十分考慮を要する（強さを $1/2$ に低下して計算することをすすめる）。

同時にアンカー長さも規定よりも長めにする必要がある。これは単に組立鉄筋コンクリートのみのことでなく、他の構造にも共通の事がらである。

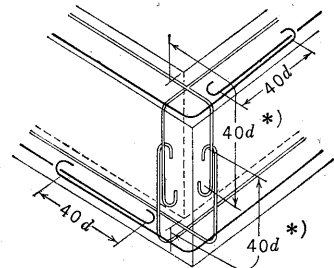
基礎ばりの鉄筋を計算するのが、やっかいな場合は表 3.1 の配筋を行なっておけばさしつかえないが、不経済であるからこれによらないほうがよい。

表 3.1

階 高	主 筋 (上下おのおのに)	帯 筋 間 隔	
		ミキサー練り	手 練 り
2 階 建	4-16 ϕ または 3-19 ϕ	$3/4 D$	2-9 ϕ @ 15 cm
平 家	3-13 ϕ または 2-16 ϕ	$3/4 D$	$3/4 D$

D : 基礎ばり高さ

基礎ばりは往々布基礎を兼ねる。組立鉄筋コンクリート造、補強ブロック造などの基礎ばりの端部およびぐう角部は配筋法をあやまりやすいので、その一例を特に図 3.12 に掲げた。



*) ぐう角部に筋かい付柱がないときには $25d$ でよい

図 3.12

12 条 既成部材および鋼材の被覆

1. 既成部材の鉄筋、床ブロックの主筋などに対するコンクリートのかぶり厚さは、表 4 に示す数値以上としなければならない。

表 4

既 成 部 材 の 種 類	かぶり厚さ (cm)
屋根ブロック、床ブロック	2
柱・はりなど軸組部材	2
地中にある部材	3
基礎の底面(捨てコンクリートの部分を除く)	6

2. 小径が 20 cm 未満の柱および幅が 15 cm 未満のはりの鉄筋は、室内側に対しかぶり厚さも含め 4 cm (3 階建の最下階の柱の小径が 18 cm 未満で、かつ 3 方向以上室内側に面する場合は 6

- 1) 布基礎に働くモーメントの詳細については次を参照されたい。
後藤一雄；木構造の計算，相模書房，1961 年。

cm)以上の防火上有効な材料でおおわなければならない。ただし、平家建の場合はこのかぎりでない。この場合、防火構造とした天井・壁板などはこの厚さを被覆に算入することができる。

3. 鉄筋の筋かいまたは接合用鋼材などで直接コンクリートで包まれないものはさび落しのち、化成タールその他の有効なさび止め材料を塗布するか、またはこれと同等以上の効力のあるさび止め方法を講じなければならない。

この条文には、「かぶり」と「被覆」との2つの表現が用いられているが、かぶりとは部品コンクリートによる直接の鉄筋被覆厚のことであり、被覆とは部材の外面に使用される仕上材その他の不燃性材料の厚みと、かぶり厚さを含めたものをいうのである。

鉄筋コンクリートのかぶり厚さは、耐火および耐久の見地と、鉄筋をコンクリート中に確実に保持するとの2つの立場から定められているが、現場打ちコンクリートの場合は精度が悪く、被覆が確実であるといえない場合が多い。これに反して、工場生産の部品はその精度が高いと考えられるので、現場打ちコンクリートの場合よりもかぶり厚さを減じてもしつかなないと考えられる。12条に定められてある値はその値である。

ただ、あまり細断面の部材では熱容量の関係から火災時の温度上昇が大きく、鉄筋の温度上昇をおさえるためには被覆を一般の鉄筋コンクリートより大きくする必要があるので、不燃材の仕上げをさらに付加して、少し大きい被覆を形成するように規定した。

鉄筋・鉄骨・ボルトなどがコンクリートに被覆されずにむき出しになっているところは、さび止めを十分施さなければならない。さび止め処置で最も重要な事からは、最初のさび落しである。これを十分行なわなければさび止め塗装をいかに行なってもだめである。さび落しが十分行なわれていれば、コールタールを石灰で中和した化成タールあるいはコールタールに少量のセメントを混じったものを塗装する程度で十分である。コールタールは少々べとつくが、焼付けるよりはけ引きのほうが好ましい。日光にさらされるところでは老化するから、他のさび止め塗装をする必要がある。

鉛丹は十分乾燥期間(1~6か月)のあるときはよいが、期間のないときはジクロメート塗装その他とすべきである。ボルトやターンバックルなどは、締付けに際してさび止め塗料をはがしてしまう場合が多く、組立後この部分をもう一度塗装しなおす必要がある。

亜鉛めっきは亜鉛の厚さが、十分あればすぐれたさび止め処置となるが、日本の現状では多くの亜鉛めっきは不良であり信用できない。ユニクロムめっきであれば、だいじょうぶであろう。

普通のクロムめっきはさび止め処置としては適当でない。

組立壁板：

組立壁板については標準に明記されていない。その厚みは耐火構造の法規によることになっている。しかし、耐火構造の法規では不十分の点があるので、以下に補足することとする。

既成の壁板を軸組部に取付ける構造の特長は、成形機によって高強度の薄いデリケートな

壁板を製作し、それによって建物重量の大部分を占める壁の重量と資材とを減少することである。しかし、可能であるからといって、あまり薄いものでは9条にも述べたように、ばく然と要求される最低強度に不足をきたし、耐火法規も考慮すれば、少なくとも3cm以上の厚さを内外に対して設けたほうがよいと考える。すなわち、3cm厚壁板を2重とするのである。しかし、ウェファース状にリブがついた壁板ではその1枚の厚さが平均3cmあればよいと考える。ただし、最小厚が2cmをわることは危険である。リブ付きの壁は火災時において、リブ中間の薄い無筋部とリブとの境界にひび割れを生じて抜けやすくなる欠点があるが、壁が2重であり、またリブ中の鉄筋は被覆が厚くなって耐久性の点で有利であるから、これを3cm厚と同等に考えることとしたのである。

壁を2重とし、その間隔を相当に採れば断熱効果もすぐれ、また、なにか壁にぶつかった場合（これは火事場では非常に可能性のあることである）、1方の壁が破れてももう1枚があるということで安全性が高い。したがって、2枚の壁板は密着させず3cm以上互に離して設けることがよいと思う。壁の厚みが5cm以上となれば2重としないでも破損その他の心配が少なくなるから、5cm以上ならば2重とする必要はないであろう。

壁板中の補強鉄線は構造体の主筋ではないのでおろそかに扱われやすいが、この鉄線の被覆が少ないとさびを生じて壁板を押し割ることになり、耐久性を著しく阻害するから注意しなければならない。

損傷せる使用部材：

組立部材は運搬中に破損する可能性がしばしばある。破損の程度によっては使用してさしつかえないものもあるし、決定的に不可能なものがあるから、その検査には十分の注意を要する。たとえば、付着にあまりたよらない部材設計を行なってあるものは、引張筋の被覆が部分的にはく落した程度では、現場で補修することによって十分使用できる。しかし、ボンドにたよっている部材では不可である。

床スラブ上ばのように常に圧縮応力のみを受けているものは、ヘヤクラックぐらいは多少振動剛性は低下する程度で問題とする必要がない。しかし、クラックがV字形になっているものはいけない。

柱の場合クラックは剛性を低下し、座屈強度を下げる傾向があるから好ましくない。

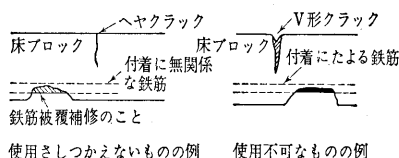


図 3.13

13 条 許容応力度

鉄筋およびコンクリートの許容応力度は、建築基準法施行令第 90 条および第 91 条の規定による。ただし、成形装置・養生装置その他の工場設備が整備し、材料または製品の検査が確実に行なわれ、かつ、製品の質が均一な場合は、その工場の製品にかぎり、実験の結果に基づいてコンクリートの許容応力度を長期圧縮 100 kg/cm^2 、せん断および引張りはその $1/10$ 、短期はそれぞれその 2 倍まで採ることができる。ただし、目地その他部材の接触部におけるモルタルの長期許容せん断応力度は、 4 kg/cm^2 以下、許容圧縮応力度は 40 kg/cm^2 以下、短期はそれぞれの 2 倍以下としなければならない。

また、特に施工良好なモルタルにおいては、前記の 1.5 倍まで増大することができる。

組立鉄筋コンクリート造設計例

1. 部材の計算

(1) 許容応力度

	長期 (kg/cm ²)						短期
	f_c	f_t	f_b	f_s	$f_{接}$	f_{bond}	
鋼材一般	1600	1600	1600	800	4600	10	} $\times 1.5$
ボルト	—	800	1600	600	—	—	
溶接	—	1400	—	800	—	—	
コンクリート	100	—	—	10	—	10	$\times 2$
てん充モルタル	40	—	—	4	—	—	$\times 2$

(2) ヤング係数

鋼材

2 100 000 kg/cm²

コンクリート (強度計算)

175 000 kg/cm² (高強度なるゆえ)

(剛性計算)

234 000 kg/cm² (")

(3) 床

スパン 4 m

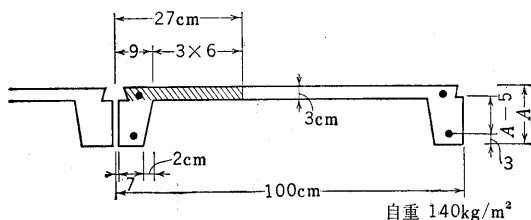
 $A=19$ cm下ば筋 1-16 ϕ (2.01 cm) の場合

図 3.14

$$j = A - 5 = 14 \text{ cm}$$

$$M = f_t \cdot j \cdot a_t = 1600 \times 14 \times 2.01 = 45\,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

耐えうる荷重

$$w = \frac{8M}{l^2} = \frac{8 \times 450}{16} = 225 \text{ kg/m}$$

$$p = \frac{225}{0.5} - 140 = 310 \text{ kg/m}^2$$

教室用に使用しうる	積 230	} 計 280
	仕上げ 30	
	天井 20	

$$w' = 0.5 \times (280 + 140) = 210 \text{ kg/m}$$

圧縮側コンクリートの検討

上ば筋 1-13 ϕ (1.33 cm²) として $b = 6t + 9 = 27 \text{ cm}$

$$F_c = (b \times t + a_c \times r) c f_c = (3 \times 27 + 1.33 \times 12) \times 100$$

$$= 9700 \text{ kg} > a_t f_t = 3200 \text{ kg} \quad \text{可}$$

中立軸の検討省略

Deflection の検討

$$a_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad a_t' = r a_t = 2.01 \times 9 = 18.1$$

$$a_c' = r a_c + b \times t = 1.33 \times 9 + 3 \times 27 = 93 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{a_t'}{a_t' + a_c'} j = \frac{18.1}{18.1 + 93} \times 14 = 2.28$$

$$I = 18.1 \times (14 - 2.28)^2 + 93 \times 2.28^2 = 2969 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{5 \times 2.1 \times 400^4}{384 \times 234000 \times 2969} = 1.01 \text{ cm} \div \frac{l}{400} \quad \text{可}$$

Bond の検討

$$Q = 210 \times \frac{4}{2} = 420 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{bond}} = \frac{Q}{\psi \times j} = \frac{420}{5.03 \times 14} = 6 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{bond}} \quad \text{可}$$

床の許容せん断力 (短期)

$$Q = f_s \times t \times l = 20 \times 3 \times 400 = 24000 \text{ kg}$$

(あるいは 1 m 当り 6 t)

(4) 床の結合部のせん断耐力

設計せん断耐力を m 当り 3 t とする.

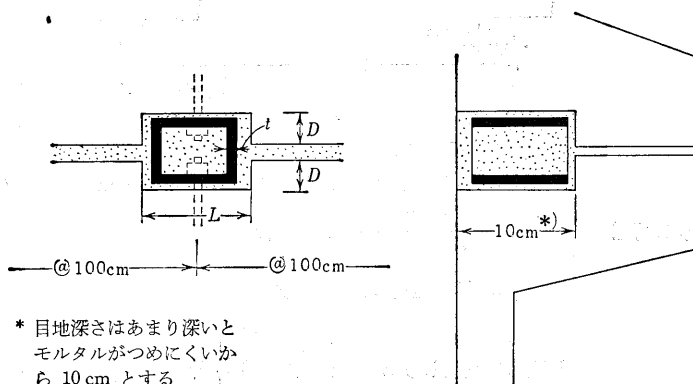


図 3.15

モルタルだけでもたせるとした場合

$$L = \frac{3000}{10 \times 8} = 40 \text{ cm} \text{ となって長くなり過ぎる}$$

鋼材にせん断力を負担させれば

$$t = \frac{Q}{2 \times s f_s \times 10} = \frac{3000}{2 \times 1200 \times 10} = 0.13 \text{ cm}$$

コンクリートの圧力分布を三角形分布でなく、一定にするために剛性をもたせることとし、3mm とする。

$$D = \frac{Q}{10 \times m f_c} = \frac{3000}{10 \times 80} \approx 4 \text{ cm} \rightarrow 5 \text{ cm}$$

L は $2D$ よりやや大きめとする $\approx 15 \text{ cm}$

(5) 床の端部〔図 3.17 参照〕

(6) は り

$$y = h - \frac{4h}{l^2} x^2$$

$$R = \frac{wl}{2}$$

$$H = \frac{wl^2}{8h} = \frac{wl^2}{280} \quad h : 35.0 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{\left(\frac{wl}{2}\right)^2 + \left(\frac{wl^2}{8h}\right)^2} = wl \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{l^2}{78400}}$$

スパン 4 m 主筋 2-19 ϕ (5.67 cm²)

$$w' = \frac{5.67 \times 1600}{400 \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{160000}{78400}}} = 15 \text{ kg/cm}$$

$$w = 1500 - 75 \approx 1425 \text{ kg/m}$$

$$\text{圧縮側} \quad H = \frac{15 \times 400^2}{280} = 8571 \text{ kg}$$

$$(a_c \times 12 + 81) \times 100 = 8571 \times \omega$$

ω の値は床のクランプおよびキップリングによって定まり、確実な値を計上しえないので、とりあえず 1.5 とする (実験の結果はこれで十分完全なることが証せられた)。

$$1200 a_c = 12900 - 8100$$

$$a_c = 4.0 \text{ cm}^2 \quad 2-16 \phi$$

すなわち、下ば筋を 2-19 ϕ 、上ば筋を 2-16 ϕ 、とした 4 m パラボラ形のはりは 1425 kg/m の積載荷重用として使用する。

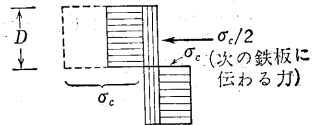


図 3.16

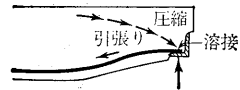


図 3.17

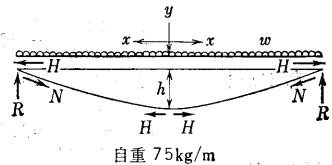


図 3.18

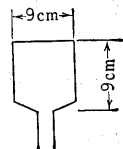


図 3.19

(7) はり端部

だばの断面積

計算では比較的小さくてよいことになるが、実験の結果はある程度の剛性を要することがわかり、その経験に従って定める。すなわち、 $1.6\text{ cm} \times 6\text{ cm}$ とする。

溶接長さ

鶴田博士の実験より、のど厚を $d/2$ としたとき $a=5d$ とする。

はり端プレート

$$P_A + P_B = 2520 \rightarrow 2550 \text{ kg}$$

(16ϕ , 2 m 筋かいの応力)

$$P_A = 2P_B \text{ とする} = 1700 \text{ kg}$$

$$M = \frac{1700 \times 5}{4} = 2125 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Z = \frac{2125}{2400} \approx 0.9 \text{ cm}^3$$

$0.9 \times 9 \text{ cm}$ とすれば

$$Z = \frac{9 \times 0.9^2}{6} = 1.2 > 0.9 \quad \text{可}$$

軸ボルト

$$P_A = 1700 \text{ kg}$$

$$B = \frac{1700}{1200} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 1-16\phi \text{ (} 2.01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

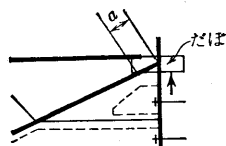


図 3.20

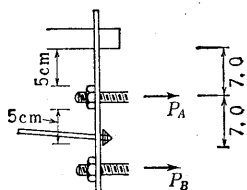


図 3.21

(8) 柱

柱頭部の鉄筋耐力

2階よりの応力は鉄筋全面に加わり、筋かいよりの応力は片側に偏心して加わる。1階のはりは偏心の場合とふり分けの場合とある。

1階柱頭部の鋼材耐力 (主筋 $4-13\phi$, 補助筋 $8-9\phi$ とする)

長期耐力

全部偏心のないとき

$$P_1 + P_2 = (4 \times 1.33 + 8 \times 0.64) \times 1600 = 10.44 \times 1600 = 16700 \text{ kg}$$

片側にもみはりのあるとき

はりはスパン 4 m 主筋 $2-19\phi$ とする。

1階はりの応力

$$1500 \text{ kg/m} \times 2 \text{ m} = 3000 \text{ kg}$$

2階よりの応力は均等に柱筋に加わるとすれば、はりのかかっている側の鉄筋には2階の応力を均分した値と、は

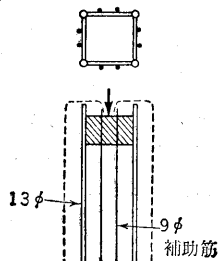


図 3.22

りからの応力を柱片半分の鉄筋で分担したときの値とが加わるることとなる。すなわち

$$\frac{P_2}{\Sigma A} + \sigma_{\text{偏心力を受けているもの}} \leq f_c$$

$$\sigma_{\text{偏}} = \frac{\text{はり支持力}}{\frac{\Sigma A}{2}} = \frac{3000}{\frac{10.37}{2}} = 580$$

受けうる上階よりの応力

$$P_2 = \Sigma A (f_c - \sigma_{\text{偏}}) = 10.37 \times (1600 - 580) = 10600 \text{ kg}$$

そして、後の偏心座屈耐力より

$$P_2 = 8500 \text{ kg とする。}$$

短期耐力

筋かい 1-16φ とする。

柱に加わる応力 4100 kg

はりの偏心と同様に扱う（筋かいによる垂直応力ははり端プレートを通してはりのたばに伝わり、柱を圧することとなる）。

はりが偏心せず筋かいのみのとき

$$\sigma_{\text{偏}} = \frac{4100}{\frac{10.37}{2}} = 790$$

$$P_1 + P_2 = 10.37 \times (2400 - 790) = 16700 = \text{無偏心のときの長期耐力 } 16700$$

はりと筋かいが偏心したとき

$$\sigma_{\text{偏}} = 790 + 580 = 1370 \text{ kg}$$

$$P_2 = 10.37 \times (2400 - 1370) = 10700 > 10600 \text{ kg}$$

柱の座屈耐力

偏心のないとき

$$P = \left(1.4 - 0.0258 \frac{l}{D} \right) f_c \cdot A^{1)}$$

$$= \left(1.40 - 0.0258 \frac{350}{14^*} \right) \times 100 \times (4 \times 1.33 \times 12 + 193)$$

*) ぐう角部の切込みを考慮した結果

$$= 19300 \text{ kg} > 16700 \text{ kg} \quad \text{可}$$

偏心のあるとき

$$P = \left[a + (1-a) \cos \frac{\pi \lambda}{290 - 30m} - \frac{b \lambda}{1+b \lambda} \right] \{ (A - A_s) \sigma_B + A_s \sigma_y \} \left(1 - \beta \frac{e}{h} \right)^{2)}$$

- 1) 坂 静雄；鉄筋コンクリートの設計、この式はコンクリートの強度・鉄筋量などが本設計の柱のそれぞれと異なった値において導かれたものであるが、実験の結果、この式を本柱に適用しても誤差少なくなかつそれが安全誤差なることがわかったので、この式を用いることとする。

田辺、後藤ほか2名；プレコン柱の強度試験、日本建築学会研究報告、18号、昭和28年5月。

- 2) 坂 静雄；鋼筋コンクリート柱の終局強度、日本建築学会論文集、39号。

$$a = 0.55 + (0.048 + 0.009 p) m$$

$$b = 0.01 m \{0.00032 \sigma_B + 0.01 \times (5 - p)\}$$

p : 全鉄筋比 (単位) ただし $p < 5\%$

m : 偏心率 $\frac{6e}{h}$ ただし $0 < m \leq 3$

β : 右表より

h : 柱の幅

A : 柱の断面積

A_2 : 鉄筋の総断面積 $= p \cdot A / 100$

σ_B : σ_C (28日) $= 300 \text{ kg/cm}^2$

σ_y : 鉄筋降伏点強度 $= 2800 \text{ kg/cm}^2$ (断面小のとき)
 $= 2400 \text{ kg/cm}^2$ (断面大のとき)

μ : 安全率 0.48 (短期の場合)

$P = 8500 \text{ kg}$ と仮定

$$e = 5 \times \frac{3000}{8500 + 3000} = 1.3, \quad l_k = 380, \quad i = \frac{15}{3.5}$$

$$m = \frac{6 \times 1.3}{15} = 0.52, \quad \lambda = 89$$

$$p = \frac{5.31}{193} \times 100 = 2.8\%$$

$$a = 0.55 + (0.04 + 0.009 \times 2.8) \times 0.52 = 0.59$$

$$b = 0.01 \times 0.52 \times \{0.00032 \times 300 + 0.01 \times (5 - 2.8)\} = 0.00061$$

$$\frac{p}{100} \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_B} = 0.028 \times \frac{2800}{300} = 0.26, \quad \beta = 1.94$$

$$P = \left[0.59 + (1 - 0.59) \cos \frac{\pi \cdot 89}{290 - 30 \times 0.52} - \frac{0.00061 \times 89}{1 + 0.00061 \times 89} \right] \{ (193 - 5) \times 300 + 5.3 \times 2800 \} (1 - 1.94 \times 0.087) \times 0.48$$

$$= 0.75 \times 204800 \times 0.17 \times 0.48 = 12500 \text{ kg} < 8500 + 3000 \text{ kg} \quad \text{可}$$

主筋に 13φ 4 本を使用し、補助筋に 9φ 8 本を使用したものは、
 次のような耐力を有する。

長期耐力 $\left\{ \begin{array}{l} \text{偏心なきとき} \quad 16700 \text{ kg} \\ \text{その階に偏心あるとき} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{偏心荷重 } 3000 \text{ kg に対し} \\ \text{上階よりの荷重 } 8500 \text{ kg} \end{array} \right. \end{array} \right.$

筋かいによる短期応力は考慮の必要はない。

柱頭の鉄板

板厚

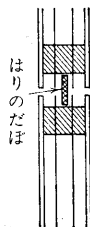


図 3.23

2階およびはりの荷重はだぼを通して柱頭鉄板に加わる。だぼは四方に必ず設ける。

$$P = \frac{16700}{4} = 4180$$

$$t = \frac{P}{f_{\text{接}} \times \text{はりのたば厚み}} = \frac{4180}{4600 \times 1.6} = 0.57 \rightarrow 0.6 \text{ cm}$$

溶接の長さ

のど厚 0.5 cm

$$l = \frac{\frac{P}{2}}{a \times f_s(\text{溶})} = \frac{2090}{0.5 \times 800} = 5.2 \rightarrow 6 \text{ cm}$$

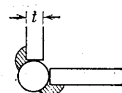


図 3.24

補助筋の長さ

40 d をとり、約 40 cm とする。

(9) 筋かい止め付けボルト 1-16 φ のとき

22 φ とすれば谷断面積 2.72 cm²

$$\tau = \frac{4100}{2.72} = 1510 \text{ kg}$$

$$\sigma_x = \frac{2550}{2.72} = 940 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2} = 470 + \frac{1}{2} \sqrt{940^2 + 4 \times 1510^2}$$

$$= 2052 < 2400 \quad \text{可}$$

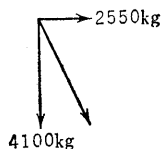
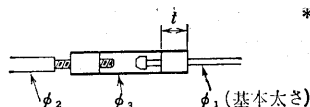


図 3.25

(10) 筋かいターンバックル

ϕ_1	ϕ_2		ϕ_3	l
	黒皮	みがき		
16 φ	25 φ	19 φ	13 φ	4 cm
2.01 cm	$\frac{4.91 \text{ cm}^2}{2}$	$\frac{1.96 \text{ cm}^2}{2}$ (谷断面)	$2 \times 1.33 \text{ cm}^2$	$3 \times d$



*)

図 3.26

2. 建物の計算

建築面積	1 階	42.5 m ²	} 85 m ²
	2 階	42.5 m ²	

*) 鶴田 明; 丸鋼と鋼板の溶接重ね継手について, 日本建築学会研究報告, 12 号, 昭和 26 年 6 月.
 仲 威雄ほか 4 名; 鉄筋の溶接について, 日本建築学会研究報告, 33 号, 昭和 30 年 10 月.

仕上概要	屋根	{ 特種アルミサンドウィッチぶき 組立コンクリートスラブ	
	2階	{ 組立コンクリートスラブ フロアリングまたは畳敷き	
	外壁	2重組立コンクリート板, モルタル仕上げ	
	内部	木造造作 階段 鉄筋コンクリート現場打ち	
地耐力	15 t/m ² (長期)	30 t/m ² (短期)	震度 0.2

(1) 荷 重

積載荷重 床 180 kg/m² 柱・はり・基礎 130 kg/m² 地震 60 kg/m²

固定荷重	屋 根	アルミ, 下地とも	20 kg/m ² (水平面)
		もや, その他	5 kg/m ²
		天井 (ハードテックス)	15 kg/m ²
		組立コンクリートスラブ	140 kg/m ² (周囲だめコンクリートとも)
		計	180 kg/m ²

2階床間	組立コンクリートスラブ	140 kg/m ²
	畳	35 kg/m ²
	天井	15 kg/m ²
	計	190 kg/m ²

浴 室	現場打ちコンクリート	250 kg/m ²
	タイルおよび防水	85 kg/m ²
	天井	15 kg/m ²
	計	350 kg/m ²

各部荷重	はり・けた	75 kg/m	65 kg/m ²
	柱・間柱	150 kg/本	55 kg/m ²
	壁 (モルタル仕上げとも)	120 kg/面m ²	230 kg/m ²
	木造仕切, 建具類		50 kg/m ²

(2) 耐力壁の算定

規準による必要最低量 $42.5 \text{ m}^2 \times 12 \text{ cm/m}^2 = 5 \text{ m}$

地震力

$$2 \text{ 階} \quad \Sigma H = \left(180 + 65 + \frac{55}{2} + \frac{230}{2} + \frac{50}{2} \right) \times 0.2 \times 42.5$$

$$\approx 3520 \text{ kg}$$

筋かい 1 個につき

X 方向

$$H = \frac{3520}{2} = 1760 \text{ kg}$$

$$F = 1760 \times \frac{\sqrt{230^2 + 235^2}}{235} \approx 2500 \text{ kg}$$

$$a_d = \frac{2500}{2400} \approx 1.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{筋かい筋 } 13\phi$$

Y方向は13φにて十分なることは明らかにつき計算せず

$$\begin{aligned} 1 \text{ 階} \quad \Sigma H &= (60 + 190 + 65 + 55 + 230 + 50) \times 0.2 \times 35 \\ &\quad + (60 + 350 + 65 + 55 + 230 + 50) \times 0.2 \times 7.5 + 3520 = 9300 \text{ kg} \end{aligned}$$

X方向 筋かい1個につき

$$H = \frac{9300}{2} = 4650 \text{ kg}$$

$$F = 4650 \times \frac{\sqrt{235^2 + 270^2}}{235} = 7100 \text{ kg}$$

$$a_d = \frac{7100}{2400} = 2.96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{筋かい筋 } 22\phi$$

Y方向 筋かい右側

$$H = \frac{9300}{2} = 4650 \text{ kg}$$

筋かい左側

$$2\text{m 筋かい (2か所)} \quad H = \frac{2}{2 \times 5} 9300 = 1860 \text{ kg}$$

$$1\text{m 筋かい} \quad H = \frac{1}{2 \times 5} 9300 = 930 \text{ kg}$$

$$F = 4650 \times \frac{\sqrt{485^2 + 270^2}}{485} = 5320 \text{ kg}$$

$$a_d = \frac{5320}{2400} = 2.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 19\phi$$

$$F = 1860 \times \frac{\sqrt{185^2 + 270^2}}{185} = 3300 \text{ kg}$$

$$a_d = \frac{3300}{2400} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow 13\phi$$

$$F = 930 \times \frac{\sqrt{85^2 + 270^2}}{85} = 3110 \text{ kg}$$

$$a_d = \frac{3110}{2400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

13φ で十分であるが剛性を考慮して 16φ とする.

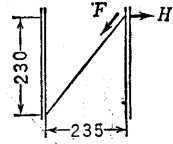


図 3.27

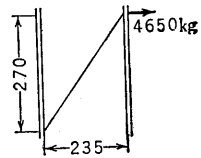


図 3.28

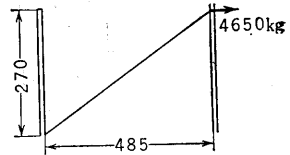


図 3.29

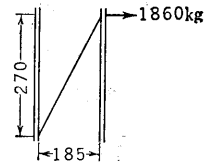


図 3.30

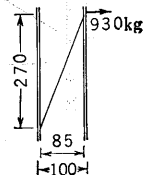


図 3.31

(3) 耐力の垂直応力

2階 X 方向

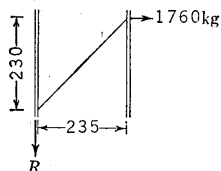


図 3.32

$$R = H = 1760 \text{ kg}$$

2階 Y 方向 右側

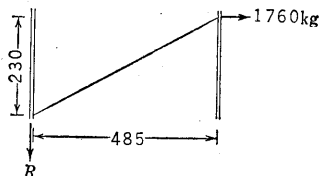


図 3.33

$$\text{右側} \quad H = 1760 \text{ kg}$$

$$\text{左側 2 m} \quad H = \frac{2}{5} \times 1760 = 705 \text{ kg}$$

$$R = 1760 \times \frac{230}{485} = 835 \text{ kg}$$

2階 Y 方向 左側

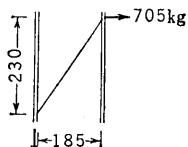


図 3.34

$$R = 705 \times \frac{230}{185} = 875 \text{ kg}$$

1階 X 方向

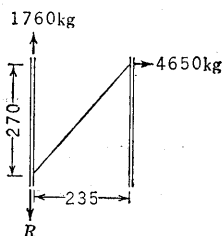


図 3.35

$$R = 4650 \times \frac{270}{235} + 1760 = 5340 + 1760 = 7100 \text{ kg}$$

Y 方向 右側

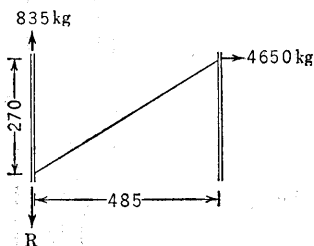


図 3.36

$$R = 4650 \times \frac{270}{485} + 835 = 3425 \text{ kg}$$

左側

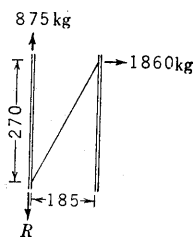


図 3.37

$$R = 1860 \times \frac{270}{185} + 875 = 2720 + 875 = 3595 \text{ kg}$$

(4) 柱の応力

2階 (A・1), (A・4), (C・1), (C・4)

$$\begin{aligned}
 &185 \text{ kg/m}^2 \times 2.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} + 75 \text{ kg/m} \\
 &\times (2.5 + 1.5) \times 150 \text{ kg/本} + 120 \times (2.7 \\
 &\times 1 + 1.6 \times 1) \times 2 = \frac{2125 \text{ kg}}{\text{(長期)}} \quad \boxed{\text{偏心}}
 \end{aligned}$$

$$2125 + 875 = \frac{3000 \text{ kg}}{\text{(短期)}}$$

(A・2), (A・3), (C・2), (C・3)

$$180 \times 2.75 \times 2.5 + 75 \times (2.75 + 2.5) + 150 + 120 \times 1.6 \times 1.25 \times 2 = \frac{2260 \text{ kg}}{\text{(長期)}} \quad \boxed{\text{偏心}}$$

$$2260 + 1760 = \frac{4020 \text{ kg}}{\text{(短期)}}$$

1階 (A・1)

$$(130 + 350 + 50) \times 2.5 \times 1.5 + 300 + 150 \times 1.5 + 1160 = 3675 \text{ kg (偏心)}$$

$$150 + 750 = 900 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{長期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 2125 + 900 = 3025 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 3675 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{短期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 3000 + 900 = 3900 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 3675 + 2720 = 6395 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

(A・4), (C・1), (C・4)

$$3675 - (350 - 190) \times 1.5 \times 2.5 = 3075 \text{ kg (偏心)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{長期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 3025 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 3075 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{短期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 3900 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 3075 + 2720 = 5795 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

(A・3), (C・2), (C・3)

$$(130 + 190 + 50) \times 2.75 \times 2.5 + 75 \times 2.5 = 2730 \text{ kg (偏心)}$$

$$75 \times 2.75 + 150 \times 2 + 120 \times 1.6 \times 1.25 \times 2 \times 2 + 580 = 2050 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{長期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 2260 + 2050 = 4310 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 2720 \text{ kg} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{短期} \left\{ \begin{array}{ll} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階} & 4020 + 2050 = 6070 \text{ kg} \\ \text{偏心荷重} & 2730 \text{ kg} \downarrow \\ & 5340 \text{ kg} \rightarrow \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

柱の引抜き (積載荷重はないものとする)

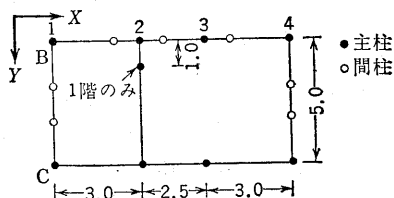


図 3.38

$$7100 - 4310 - 2730 + 130 \times 2.75 \times 2.5 = 950 \text{ kg}$$

(A・2)

$$(130 + 350 + 50) \times 1.5 \times 0.5 + 210 + 300 + 960 = 1870 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{l} \text{短期} \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ 階および } 1 \text{ 階 } 4020 + 1870 = 5890 \text{ kg} \\ \text{偏心} \quad \quad \quad 5340 \text{ kg} \end{array} \right. \end{array}$$

柱の引抜き

$$7100 - 2260 - 1810 + 130 \times 1.5 \times 0.5 = 3130 \text{ kg}$$

(B・2)

$$400 + (130 + 190 + 50) \times 2.0 \times 2.75 + 75 \times 2 + 150 = 2340 \text{ kg} \quad (\text{長期}) \quad \boxed{\text{偏心}}$$

(5) 基礎

(A・1), (A・4), (C・1), (C・4)

$$\text{柱より} \quad 6.10 \text{ t} \cdots \cdots [3.075 + 3.025]$$

$$\begin{array}{l} \text{基礎自重} \quad 0.3 \\ \hline 6.40 \text{ t} \quad (\text{長期}) \end{array}$$

$$A = \frac{6.40}{15} = 0.425 \text{ m}^2 \quad 0.65 \text{ m} \times 0.65 \text{ m}$$

無筋にて可

(A・1), (A・2), (A・3), (C・2), (C・3)

$$\text{柱より} \quad 6.70 \text{ t} \quad \text{または} \quad 14.2 \text{ t} \cdots \cdots [6.070 + 2.730 + 5.340]$$

$$\begin{array}{l} \text{基礎自重} \quad \frac{1.0 \text{ (長期)}}{7.7 \text{ t}} \quad \quad \quad \frac{1.0 \text{ (短期)}}{15.2 \text{ t}} \end{array}$$

$$A = \frac{15.2}{30} = 0.51 \text{ m}^2 \quad 0.75 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}$$

$$Q = \frac{0.25 \times 30}{2} \times (0.25 + 0.75) = 3.75 \text{ t}$$

$$j = 50 \times \frac{7}{8} = 45$$

$$\psi = \frac{3750}{45 \times 14} = 6.0 \text{ cm} \quad 4-13 \phi$$

つなぎばり

$$Y \text{ 方向} \quad 15 \times 60 \quad 2-9 \phi \text{ 上下}$$

X 方向

独立基礎を含む布基礎有効自重を 300 kg とする.

$$P = 3130 - 300 = 2830 \text{ kg}$$

$$M_A = \frac{Pab}{2l^2} (l+b)$$

$$= \frac{2830 \times 2.5 \times 3.0}{2 \times 5.5^2} \times (5.5 + 3.0) = 3000 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

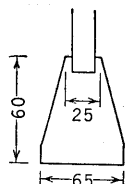


図 3.39

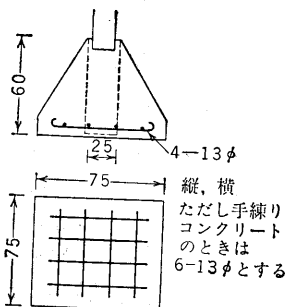


図 3.40

$$M_C = \frac{2830 \times 2.5^2 \times 3.0}{2l^3} \times (2 \times 5.5 + 3.0) = 2240 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$Q = P \frac{a^2(2l+b)}{2l^2} \quad \text{あるいは} \quad P \left\{ 1 - \frac{a^2(2l+b)}{2l^2} \right\}$$

$$= 2830 \times 0.855 = 2420 \text{ kg}$$

$$Aa_t = \frac{300000}{2400 \times 45} = 2.8 \text{ cm}^2 \quad 4-13 \phi \quad (5.31 \text{ cm}^2, 16.34 \text{ cm})$$

$$Ca_t = \frac{224000}{2400 \times 45} = 2.1 \text{ cm}^2 \quad 2-13 \phi \quad (3.92 \text{ cm}^2, 13.83 \text{ cm})$$

$$\psi = \frac{2420}{45 \times 14} = 3.8 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{2420}{45 \times 25} = 2.15 < 7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{帯筋 } 2-9 \phi @ 30 \text{ cm}$$

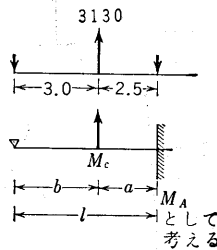
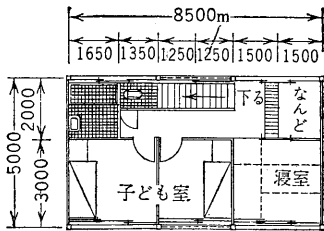
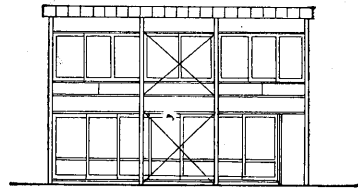


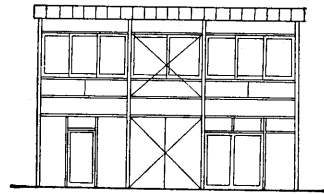
図 3.41



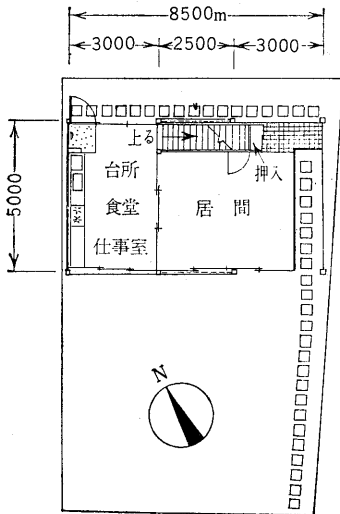
2 階平面図



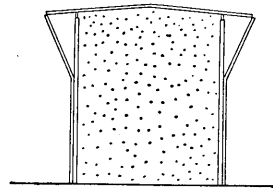
南立面図



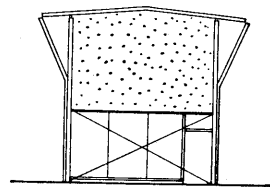
北立面図



1 階平面図



西立面図



東立面図

図 3.42

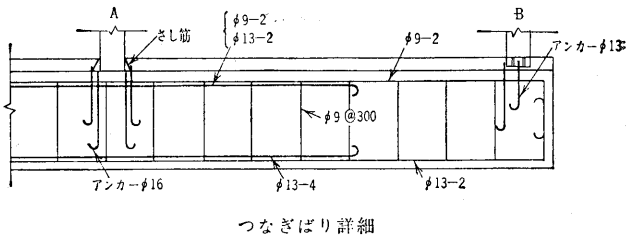
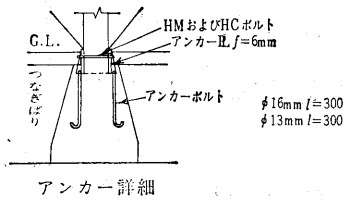
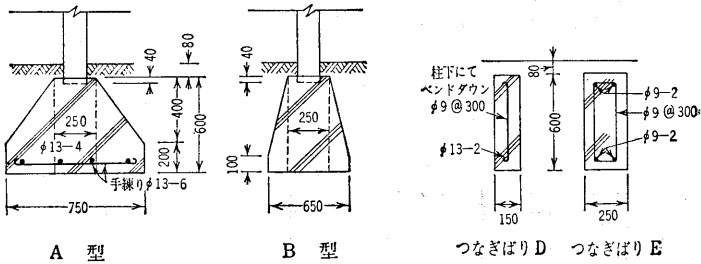
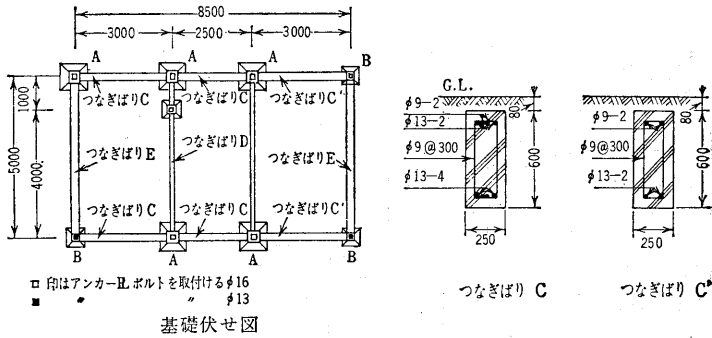
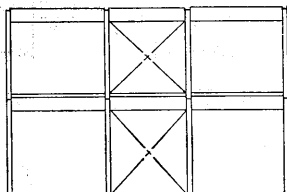
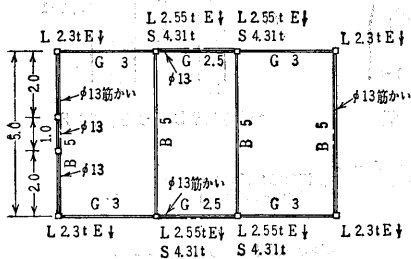
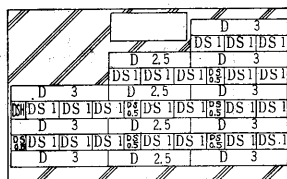
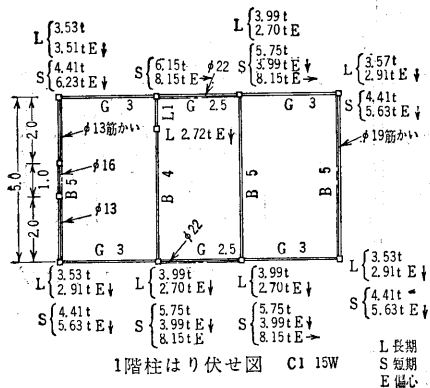


図 3.43



面積
1階 42.5m²
2階 42.5m² = 85.0m²

2階筋かいφ13mm
1階筋かいφ13mm

図 3.44

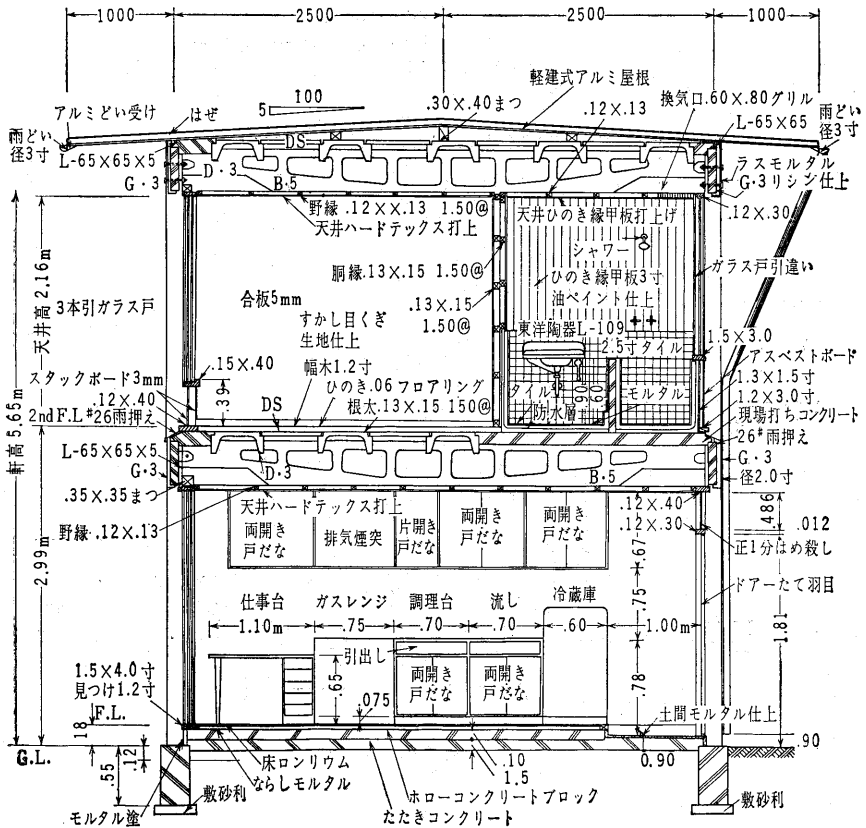


图 3.45

4 壁式鉄筋コンクリート造

設計規準・同解説

(1964改)

4 壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋コンクリート造の耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成する鉄筋コンクリート造（以下壁式構造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の壁式構造の部分に適用する。
2. この規準に規定する構造部分以外の鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定による。
3. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の構造耐力があると認められるものについては、この規準の一部を適用しないことができる。

（1）規準の立案主旨

住宅の平面計画では、一般にある程度の壁量は支障がない。ラーメン式構造とした場合には、柱およびはりのそで壁はほとんど計算外の余力として構造計算からはずされている場合が多い。低層の建物では、この計算外の壁を計算にのせれば、これに取付く柱およびはりを壁の厚さまで減らしても十分地震力に耐えうる場合が考えられる。はり形および柱形の凹凸がなく使用空間が有利で、しかも経済的な壁式構造は、このような場合には構造的にも無理のないものといえよう。このような構造は、戦後国庫補助住宅として各地に建設されている公営アパートに広く採用され、最近では「鉄筋アパート」といえば、ほとんど「壁式アパート」を意味するまでに、簡単な鉄筋コンクリート構造として普及している。しかし、壁式構造に関する計算法は、剛域を考慮したラーメン解法その他きわめて複雑な解析を必要とし、一般的な実用計算法の確立という段階にまで達していない現状である。これらの実状を考慮し、さらに不燃住宅の健全な促進を計るため、現在建てられている建設省形の壁式アパートを念頭において立案したものが本設計規準である。ゆえに、

- i) 平面形が長方形の概念から著しくかけはなれた不整形な建物
 - ii) 積載荷重が住宅に比べてかなり大きい建物
 - iii) はり間方向またはけた行方向に関し、ラーメン構造を混用する建物
- などには、もちろん本規準を適用することができない。

（2）規準の運用

鉄筋コンクリート壁式構造は鉄筋コンクリート構造の1つである。ゆえに、原則として「鉄筋コンクリート構造計算規準」に従って設計を行なうべきであるが、同規準は主としてラーメン構造を対象として立案されているため、その規定の一部には壁式構造に対しては厳にすぎるきらいのものや、壁式構造に対しては規定しておかなければつごうな規定が欠けていたりしているので、これらの点を本設計規準に掲げた。ゆえに、本設計規準に

規定する以外の部分は、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定に従うことになっている。

また、壁式構造の歴史は浅く、今後の研究課題として多くの問題が残されている。本設計規準の立案にあたっては、多くの仮定をおいているので今後の研究調査にも基づいて、より合理的なものに改善されていくことが期待される。

2 条 壁式構造の規模

壁式構造の地上階数は4以下とし、軒の高さ(高さが1.2mをこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する)は13m以下としなければならない。

本設計規準の適用を受ける壁式構造は

- i) 耐力壁がつりあいよく配置されている〔3条1項〕
- ii) 壁量および壁厚が規定されている〔3条2項、4条2項〕
- iii) 屋根および床は原則として剛な構造とする〔6条〕

ことが要求されているので、軒高だけを制限し、建築面積については特に制限を加えていない。

1条解説の(1)で断っておいたように、本設計規準は平面形が長方形をなす建設省形のアパートを念頭においており、軒高が高くなれば建物の重心も高くなり、はり間方向に関しては、地震時において端部の浮き上がり(動的にはロッキングを起すことを意味する)の問題が起きてくる。

i) 地盤反力は三角形分布

ii) 建物の重心は側面の中心と一致する

仮定をおき、建物の側面の形状 S/H 、震度 k 、底辺の浮き上がり部分の長さ αS の関係を求めてみると、図4.1のようになる。たとえば、

$\frac{S}{H}=0.4$ の場合には

- $k \leq 0.133$ のとき $\alpha=0$ (浮き上がらない)
- $k = 0.200$ のとき $\alpha=0.25$ (底辺の1/4が浮き上がる)
- $k = 0.267$ のとき $\alpha=0.50$ (底辺の半分が浮き上がる)
- $k = 0.333$ のとき $\alpha=0.75$ (底辺の3/4が浮き上がる)
- $k \geq 0.400$ のとき $\alpha=1.00$ (転倒を起す)

となる。基準法で要求されている構造計算用の震度(一般には $k=0.2$)は、現行の許容応力度設計法に合わせて規定されたもので、必ずしも予想される最大震度(関東大震災や福井震災の記録は完全に採られていないが、震源地付近では $k>0.4$ といわれている)を採っていないと考えると、たとえ動的にはロッキング現象が免震作用をなすとしても、側面の形状は

$$\frac{S}{H} \geq 0.4$$

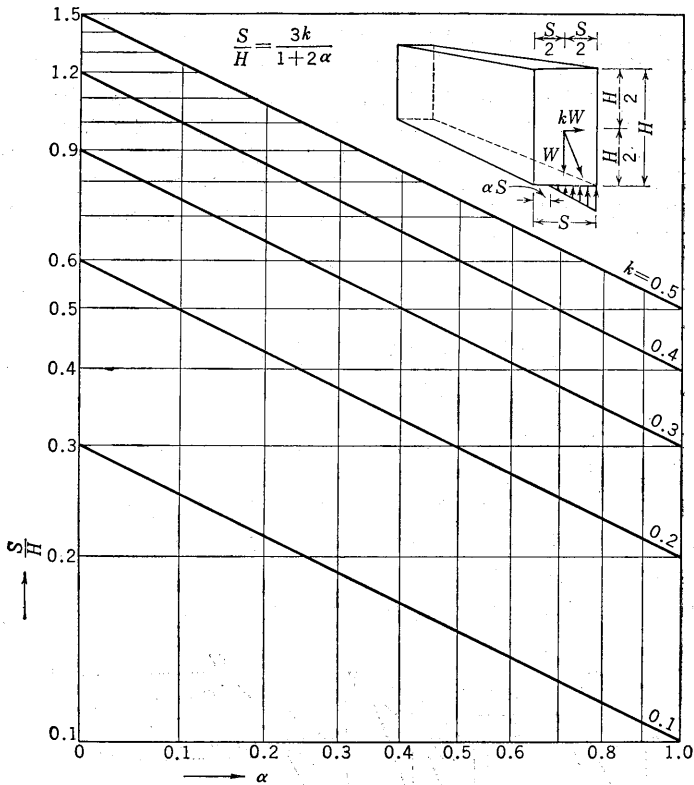


図 4.1 建物の浮き上がりに関する検討図表

となるようにおさえることが望ましい。本設計規準で規定される最高軒高 $H=13\text{m}$ の場合に必要なのは間方向の長さは

$$S \geq 0.4 \times 13\text{m} = 5.2\text{m}$$

となり、現在建てられている壁式アパートでは、軒高を 13m 以上とすることは、その平面形を長方形から L 形・工形・ト形など安定性の高いものにするか、転倒モーメントに抵抗できる地下階を設けなければ危険な場合がでてくることが予想される。

いくら壁量や壁厚を増し、適正な壁配置に心がけてみても、転倒を防ぐことはできない。ゆえに、構造計画の出発点は、浮き上がりや転倒に対する検討にあるといってもいいすぎではない。

3 条 耐力壁の配置

耐力壁は、次の各号の規定に適合するように配置しなければならない。

1. 耐力壁は建築物の平面上つりあいよく配置しなければならない。
2. 各階のはり間およびけた行のそれぞれの方向について、4条に規定する構造の耐力壁の長さの合計(cm)をその階の床面積(m^2)で除した数値(以下壁量という)は、それぞれ表1に示す数値以上とすること。ただし、耐力壁の厚さ t が表2に示す厚さ t_0 より大きい場合には、その耐力壁の長さを t/t_0 の比で割増した長さを耐力壁の長さとするが、この場合耐力壁の実長の合計(cm)をその階の床面積(m^2)で除した数値を、表1に示す数値からそれぞれ 3 cm/m^2 を引いた数値以上としなければならない。

表 1

階		壁 量 (cm/m^2)
地 上 階	最上階から数えて3つめの階以上の階	12
	4階建の1階	15
地 下 階		20

1. 耐力壁の配置計画

耐力壁の適正な配置計画は、健全な壁式構造を設計する第一歩である。以下耐力壁の平面計画および立面計画に関する基本的な問題を述べて、壁式構造の設計の参考に供する。

a) 耐力壁の平面計画

図 4.2 (a) は箱形の建物が水平力 Q を受けたときの変形状態をあらわし、ABDC,

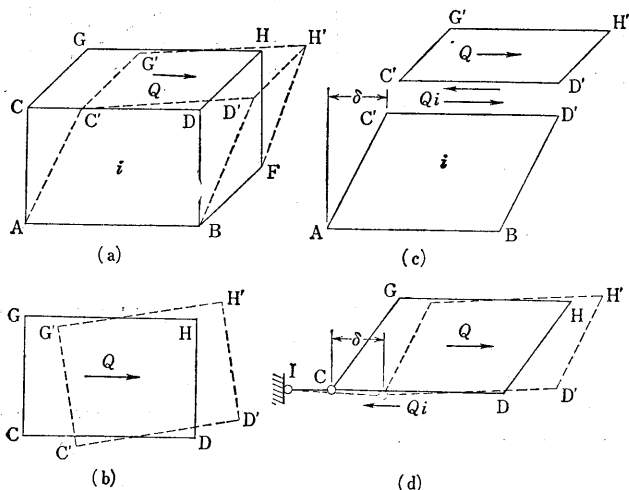


図 4.2

BFHD などは耐力壁, CDHG は屋根スラブをあらわす. 同図 (b) は屋根スラブから受ける力と変形の関係を示したもので, 耐力壁は水平力を受けて変形を起す. 屋根スラブからいえば各耐力壁から受ける水平力 Q_i の合力と, 地震力 Q とがつりあう. この場合, 耐力壁 i はねじれるが耐力壁にはねじれに対する抵抗力はなく, また面外の力にも耐えられないものと考え, 図 (c) の Q_i は AB に平行で, δ に比例した力となるから, 図 (d) のように, 耐力壁 i を変位 δ に対して Q_i なる反力を生ずるような弾性部材 CI におきかえて考えることができる.

このように耐力壁を等しい剛性をもつ弾性部材におきかえれば, 弾性部材でささえられた剛板 (屋根スラブ) の問題となり見やすくなる. 図 4.3 の (a)~(e) は建物のプランで太線は耐力壁をあらわす.

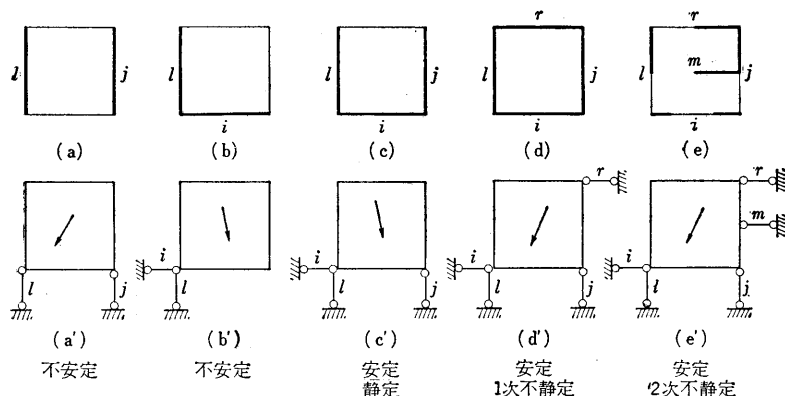


図 4.3

同図 (a) のように2枚の耐力壁 l, j をもつ建物は, 図 (a') のような弾性材 l, j でささえられた剛板におきかえられる. いうまでもなくこのような構造は不安定である. 図 (b) のような配置も不安定で, 屋根スラブは l, i 耐力壁の交点を中心に回転し, 耐力壁は全然効力を発揮しない. 図 (c) のような配置を行なってはじめて耐力壁がその効力を発揮する. 図 (c') は静定で, 各弾性部材に加わる軸力 (すなわち各耐力壁に分担されるせん断力) は, 弾性部材 (耐力壁) の剛性には無関係に, 力のつりあいのみによってきまる. 図 (d), (e) のように配置されてはじめて耐力壁の剛性が関係する. このような場合の耐力壁が分担するせん断力は, おきかえた不静定トラスを解くことによって求めることができる.

図 4.3 (a), (b) のような配置が不安定なことは明らかであるが, 図 4.4 に示したのもすべて不安定な壁配置であることに注意されたい. 図中O点は回転の中心である.

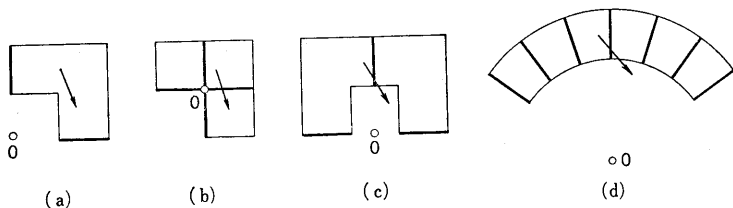


図 4.4

以上述べたことからわかると思うが、安定な壁配置の必要条件は、各耐力壁の壁線（延長線を含む）の交点が2つ以上存在することである。

上述のような不安定構造は別としても、耐力壁の配置にバランスがとれていないと、建物にねじれが起る。したがって、スラブは移動とともに回転を起し、回転軸から離れた耐力壁にはせん断力の部分的増加をきたす。このような回転を起させる力は建物の重心Oと剛心G（耐力壁の剛性の重心）との距離に総水平力を乗じたモーメントであるから、まず剛心Gをできるだけ重心Oと一致させるように耐力壁を配置させる必要がある。第2にねじれに対する抵抗力を大きくすることも必要である。耐力壁*i*におけるねじれによるせん断力の部分的増加率は

$$1 + \frac{\sum D_x \cdot e}{J_p \cdot y_i}$$

$\sum D_x$: *x* 方向の耐力壁の横力分布係数の和

J_p : 剛心Gに関する耐力壁の横力分布係数の

極2次モーメント

のようにあらわされるから、 J_p/y_i が大きくなるように配置すればよい。

この2つの条件は、柱材に対して荷重が偏心にならないようにすることと、偏心による曲げに耐えるように断面係数を大きくするのが有利であると同様な見方からも理解されよう。

耐力壁の辺長比の差異に基づく剛性の不均一や、部分的欠陥に起因するせん断応力の部分的過負担から生ずる耐力壁の障害は、ひび割れの発生をみても適切に補強されている場合はそのせん断応力が平均化されるのに反し、おもに均衡のとれない耐力壁配置に基づくせん断応力の部分的過負担から生ずる耐力壁の障害は、塑性変形による減衰振動の問題を離れた静学的見地からは、ひび割れの発生とともに、一般に剛心Gの位置を不利な方向へ移動させることになるから、耐力壁配置に関する平面計画にあたっては十分の注意を払わなければならない。

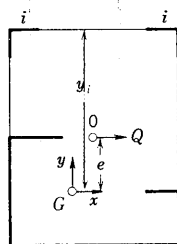


図 4.5

b) 耐力壁の立面計画

耐力壁の平面計画についてはかなり気を配りながら、その立面計画についてはほとんど無関心な場合が多い。耐力壁は、建物に作用する水平力を地盤に伝える取次役を務めているものであるから、その立面計画をないがしろにすることは許されない。各耐力壁を相互に連結する壁ばりは、その境界端の曲げモーメントおよびせん断力によって耐力壁の浮き上がりや転倒を阻止し、耐力壁のせん断抵抗の低減を防ぐ重要な役割を負っている〔図 4.6 参照〕。もしこの壁ばりが弱い場合には、各耐力壁が将棋倒しとなり、ほとんど水平力を負担できないことになる〔図 4.7 参照〕。各耐力壁が一体になってはじめて大きなせん断抵抗が期待できることに留意し、耐力壁相互を連結する壁ばりは十分強剛なものとしなければならない〔5条の解説参照〕。

耐力壁を図 4.6 のように重ねて配置することは本設計規準の適用を受ける比較的低層な建物に関しては、まず無難な方法といえよう。耐力壁を重ねて配置しない場合には、その周辺を十分剛強な壁ばりで固めるほか、耐力壁の回転を阻止するに有効な鉛直の受け材を下端に設けておくことが望ましい。この受け材は、耐力壁の回転を有効に阻止できるよう、なるべく耐力壁の両端近くに配置することが望ましく、具体的には

- i) 上下の耐力壁の端部を重ねて配置する
- ii) 耐力壁と直交する耐力壁を配置する
- iii) 支柱を設ける

などの方法が考えられる。

支承面が小さい場合には、これらの受け材にはかなりの集中応力が作用することになるから、該部の補強は十分注意する必要がある〔4条10項の解説参照〕。受け材にリブを付し、L形・T形・+形とすれば、局部座屈の防止に有効である。耐力壁の周辺を十分固め、平面計画もじょうずに行なえば、連層耐力壁とするよりも応力集中が少なく、かつ曲げ変形も少なくなるから、有利となる場合も考えられる。

2. 壁 量

床面積 1 m^2 当りの耐力壁〔4条参照〕の長さを壁量 L (cm/m^2) と呼ぶ。規準本文中

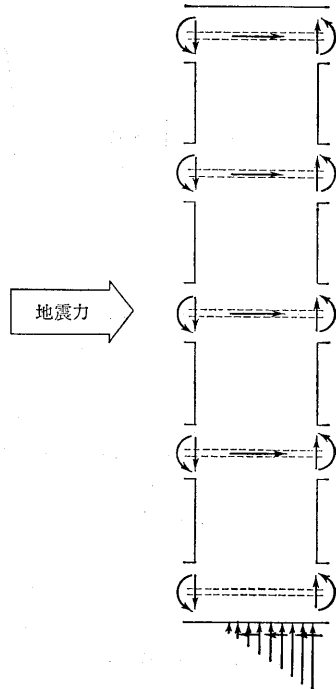


図 4.6 耐力壁に作用する
外力のつりあい

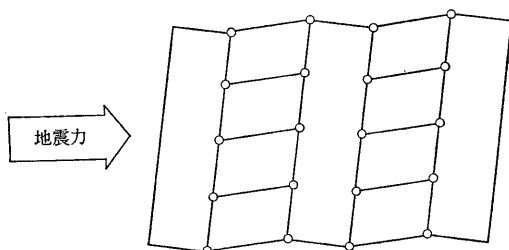


図 4.7

の表 1 に掲げた規定壁量 L_0 (cm/m²) は、適正な構造計画がなされた壁式アパートの実例を調査し、設計上支障がなく、かつ、構造的にも安全なことが検討されている。

各階における床面積 1 m² 当りの水平荷重時に対する建物重量 (自重 + 積載)

$$W_0 = 1200 \text{ kg/m}^2$$

を仮定し、これに基準法の規定震度

$$k_0 = 0.2$$

を乗じ、各階の床面積 1 m² 当りの水平力

$$Q_0 = k_0 W_0 m = 0.2 \times 1200 m = 240 m \text{ kg/m}^2$$

ただし m : 上から数えた階数

を求め、これを規準の表 1 に掲げた各階の耐力壁の規定壁量 L_0 (cm/m²) に表 2 に掲げた各階の耐力壁の規定壁厚 t_0 (cm) を乗じて与えられる各階の床面積 1 m² 当りの耐力壁の断面積

$$A_0 = t_0 L_0 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

で除し、各階の耐力壁の平均せん断応力度

$$\bar{\tau}_0 = \frac{Q_0}{A_0} = \frac{240 m}{t L_0} \text{ kg/cm}^2$$

を求めてみると、表 4.1 のようになる。

下端が固定されている耐力壁で、上端に材端モーメントとせん断力が働く場合について、せん断力 Q とせん断変形 R の関係を弾性論によって求めてみると、次のようになる。

$$\tau = \frac{Q}{t l} = \frac{R E}{f}$$

$$\text{ただし} \quad f = 2 \left\{ \kappa (1 + \nu) + (3y - 1) \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right\}$$

t : 壁厚

l : 壁の長さ

h : 壁の高さ

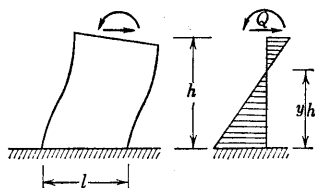


図 4.8

y : 壁の高さに対する反曲点高さの割合

κ : せん断剛性に関する形状係数 $\kappa=1.2$

ν : コンクリートのポアソン比 $\nu=1/6$

E : コンクリートのヤング係数 $E=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

上式は、同一せん断変形 R における各耐力壁のせん断応力 τ_i は、辺長比 l/h が大きいもの（高さ h が一定ならば長さ l が長いもの）、また反曲点高率 y が小さいもの（反曲点が低いもの）ほど大きくなることを示している。各耐力壁に取付く壁ばりの剛度が等しいものとするれば、辺長比 l/h が大きいものは反曲点高率 y も大きくなるので、両者の影響は多分に相殺されているものと考えられる。

表 4.1 各階の耐力壁の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_0$ (kg/cm²)

		4 階建	3 階建	2 階建	平家建
4	階	1.33	—	—	—
3	階	2.22	1.33	—	—
2	階	3.33	2.22	1.33	—
1	階	3.56	3.33	2.67	1.66
地	階	2.86	2.28	1.71	1.14

前述の平均せん断応力度〔表 4.1 参照〕

$$\bar{\tau} = \frac{\sum Q_i}{\sum t_i l_i} = \frac{RE}{\sum t_i l_i} \sum \frac{t_i l_i}{f_i}$$

に対する最大せん断応力度

$$\tau_{\max} = \frac{RE}{f_{\min}}$$

の割合（集中係数と考えてもさしつかえない）

$$\mu = \frac{\tau_{\max}}{\bar{\tau}} = \frac{\sum t_i l_i}{f_{\min} \sum \frac{t_i l_i}{f_i}}$$

は、壁量として算入される耐力壁の辺長比が

$$\frac{l}{h} \geq 0.3$$

と規定されている〔4 条 1 項参照〕ことを考慮すれば

$$\mu = 1.5 \sim 2.0$$

程度を考えておけば、一般に十分であろう。

ゆえに、偏心の少ない適正な耐力壁配置を前提とすれば、耐力壁の辺長比の差異による応力集中を考えても、震度 0.2 に対してはせん断ひび割れの発生をみないことが、表 4.1 の結果から察知される。

壁式構造は、薄板を組み合わせた構造であるから、せん断ひび割れが発生すると急激に進展し、種々の障害が予想されるから、そのせん断応力度はコンクリートの短期許容せん断応力度（コンクリートの圧縮強さの $1/15$ ）以下におさえておく必要がある。

耐力壁の壁厚を規準の表 2 に掲げる規定壁厚以上に増大した場合は、これに応じて壁の長さを割増しして壁量の算定をすることになっているが、極端に壁厚を増し、壁の実長を減らすような設計は、壁式構造の概念からはずれる（ラーメン式構造に近くなる）ので、少なくとも耐力壁の実長の合計（cm）をその階の床面積（ m^2 ）で除した値は、表 1 に掲げる規定壁量（ cm/m^2 ）から $3 \text{ cm}/\text{m}^2$ を引いた数値以上とすることが要求されている。なお、部分的に壁厚を増した場合は応力集中に備えて、耐力壁周辺の構造を十分固めておく必要がある。

4 条 耐力壁の構造

耐力壁は、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 耐力壁の実長は 45 cm 以上あり、かつ、同一の実長を有する部分の高さの 30% 以上とすること。
2. 耐力壁の厚さ t は、それぞれ表 2 に示す数値 t_0 以上とすること。

表 2

階		壁の厚さ t_0 (cm)	備 考
地 上 階	平 家	12 かつ $h/25$	h : 構造耐力上主要な鉛直支点間の距離 (cm)
	階数が 2 の建築物の各階または階数が 3 以上の建築物における最上階	15 かつ $h/22$	
	そ の 他 の 階	18 かつ $h/22$	
地 下 階		21 かつ $h/18$	

3. 耐力壁には、横方向および縦方向にせん断補強筋を配置し、その鉄筋比（以下、せん断補強筋比という）は、コンクリートの単位鉛直断面面積または単位水平断面面積に対して、それぞれ表 3 に示す数値以上とすること。

表 3

階		せん断補強筋比 (%)
地 上 階	平家または最上階	0.15
	最上階から数えて 2 つめの階	0.20
	そ の 他 の 階	0.25
地 下 階		0.25

4. 壁量が表 1 に示す数値より大きい場合におけるせん断補強筋比は、 0.15% を下らない範囲で次式によって算定した数値まで減らすことができる。

せん断補強筋比=表3に示すせん断補強筋比 $\times \frac{\text{表1に示壁量 (cm/m}^2\text{)}}{\text{設計壁量 (cm/m}^2\text{)}}$

- 横筋および縦筋の直径は 9 mm (異形は 9.53 mm) 以上とし、耐力壁の見付け面積に対する横筋および縦筋の間隔はそれぞれ 30 cm (平家建の場合は 45 cm) 以下とすること。ただし、複配筋とする場合は、片側の横筋および縦筋の間隔は、それぞれ 45 cm をこえてはならない。
- 耐力壁の端部、取合せぐう角部、開口部周囲など構造上主要な部分には、3 項に規定するせん断補強筋以外に曲げ補強筋として、表 4 に示す配筋またはこれらと同等以上の鉄筋量を有する配筋をすること。

表 4

階	耐力壁の端部などの曲げ補強筋	
	$h > 1 \text{ m}$	$h \leq 1 \text{ m}$
平 家	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)
最上階または最上階から数えて 2 つめの階	2-13 ϕ (異形は 2-D 13)	1-13 ϕ (異形は 1-D 13)
その他の階	2-16 ϕ (異形は 2-D 16)	2-13 ϕ (異形は 2-D 13)
備 考	h : 曲げ補強筋に沿った開口縁の高さ(cm)(開口部の上部または下部の小壁が耐力壁と同等以上の構造でない場合は、その部分の高さを加算した高さとする)	

- 厚さが 18 cm 未満の最上階の耐力壁で、これに直交する耐力壁がある場合は 6 項の規定にかかわらず 1-13 ϕ (異形は 1-D 13) とすることができる。
- 厚さが 18 cm 以上の耐力壁の鉄筋は複配筋とし、これらの鉄筋は横筋または帯筋で有効に連結すること。
- 壁と床との交差部には、直径が 13 mm (異形は 12.7 mm) 以上の補強筋を、また開口部のぐう角部には、表 4 に示す鉄筋の 1/2 以上の断面積を有し、かつ、直径が 9 mm (異形は 9.53 mm) 以上の斜め筋を配筋すること。
- 壁とこれに直角な方向の壁ばりまたは小ばりとの取合せ部分は、上部の荷重が安全に壁または他の部分に伝達されるような構造とすること。

1. 耐力壁の実長

壁式構造における重要なせん断抵抗材として、その水平断面の実長が、同一の実長を有する部分の高さ〔図 4.9 参照〕の 30% 以上あり、かつ 45 cm 以上あるものを耐力壁と呼ぶことにし、以下の各項でその構造細則をとりきめてある。

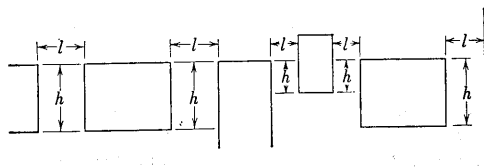


図 4.9

2. 耐力壁の壁厚

表2に掲げる規定壁厚は、上から数えて第2層以下（ただし2階建の1階を除く）の耐力壁をすべて複筋配置としても施工上支障がないように定めた〔本条8項参照〕ほか、面外の座屈に対しても安全であるように、主要な鉛直支点間距離との比に関しても制限を与えた。剛な屋根スラブまたは床スラブでささえられている場合は、それら相互の中心間距離を主要鉛直支点間距離とみなしてさしつかえない。

最下階で1階の床を木造とした場合には、これと直交する剛なつなぎばり基礎ばりがある場合にはその中心から上階の床の中心までの距離を、直交する有効なつなぎばりがない場合には基礎下ばから上階の床の中心までの距離をそれぞれ主要鉛直支点間距離とみなさなければならない。1階の床はできるだけ鉄筋コンクリート造とし、建物の足下を十分固めておくことが望ましい。施工上の関係で揚床位置に床スラブの設けられない場合には、地盤面上に鉄筋コンクリート造の土間床を設けてもよい。

軸方向力および壁面に直角な曲げモーメントが大きく、面外座屈のおそれがある場合には、これらの応力を柱の規定に準じて表4.2の割合で増大して検討を加えなければならない。

表 4.2 軸方向力および壁面に直角な曲げモーメントの割増係数¹⁾

壁 厚 構造耐力上主要な鉛直支点間距離	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{25}$
増 大 の 割 合	1.00	1.25	1.75

アメリカの ACI 規準²⁾ では壁厚に関しては、壁の頂部（連層の場合にはその頂部を意味する）より下 $15' = 4.58 \text{ m}$ までの部分は $6'' = 15.2 \text{ cm}$ 以上、それより下部にあっては $25' = 7.63 \text{ m}$ を増すごとに $1'' = 2.5 \text{ cm}$ 増しと規定されている（ただし2階建以下にあっては高さに関係なく $6'' = 15.2 \text{ cm}$ ）。また壁厚と構造耐力上主要な鉛直支点間距離に関しても $1/25$ 以上の制限があり、その比が小さくなるに従って、コンクリートの許容圧縮応力度を低減することになっている。

表2に適合する耐力壁は、防火壁としての性能をも満たしていることが、表4.3に掲げる防火壁として必要な壁厚を与えたイギリスの BSCP 規準³⁾によって推察される。

表 4.3 火災抵抗のための必要壁厚（イギリス BSCP 規準³⁾）

火 災 抵 抗 の 級		6 時 間	4 時 間	2 時 間	1 時 間	1/2 時 間
必要壁厚	第1級骨材使用の場合	8" (20.3 cm)	6" (15.2 cm)	4" (10.2 cm)	3" (7.6 cm)	3" (7.6 cm)
	第2級骨材使用の場合	9" (22.9 cm)	7" (17.8 cm)	4" (10.2 cm)	3" (7.6 cm)	3" (7.6 cm)

備考 第1級骨材：気ほうのあるスラグ・軽石・水砕スラグ・破碎れんが・上焼クリンカー（透化れんが、または炭がら）・破碎石灰岩。

第2級骨材：けい質骨材（火打石・砂利・花こう岩および石灰岩以外のすべての自然石）、普通コンクリートはこれに属する。

3. 耐力壁のせん断補強筋比

耐力壁は、せん断ひび割れを許さない方針で設計されているが、コンクリートの収縮ひび割れなど不測の事態に対処して、コンクリートの引張強さを無視してせん断補強筋を算定しておくべきである。耐力壁の鉛直応力度を無視した場合におけるせん断補強筋比 p_s と許容せん断応力度 τ の関係は次式で与えられる²⁾。

$$\tau = p_s f_t$$

ただし f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度

鉄筋として SS 39 ($f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$) を使用するものとし、表 3 に掲げる各階の耐力壁のせん断補強筋比から各階の耐力壁の許容せん断応力度を示すと表 4.4 のようになる。

表 4.4 各階の耐力壁の許容せん断応力度 τ (kg/cm^2)

	4 階 建	3 階 建	2 階 建	平 家 建
4 階	3.6	—	—	—
3 階	4.8	3.6	—	—
2 階	6.0	4.8	3.6	—
1 階	6.0	6.0	4.8	3.6
地 階	6.0	6.0	6.0	3.0

壁の辺長比の差異による応力集中の問題は、せん断ひび割れの発生によって応力の再配分が行なわれて緩和されることを考慮し、表 4.1 に掲げた各階の耐力壁の平均せん断応力度と表 4.4 に掲げた各階の耐力壁の許容せん断応力度を比較すると、偏心の少ない適正な耐力壁配置を前提とすれば、震度 0.2 に対してはせん断ひび割れがたとえ発生しても十分安全のように、各階の耐力壁のせん断補強筋比が規定されていることが察知される。

4. 壁量が規定壁量をこえた場合のせん断補強筋比の低減

壁量 L が表 1 に掲げた規定壁量 L_0 をこえた場合には、耐力壁の平均せん断応力度 τ は表 4.1 に掲げた耐力壁の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_0$ より小さくなる。すなわち

$$\bar{\tau} = \frac{L_0}{L} \bar{\tau}_0$$

となるから、これに応じて耐力壁のせん断補強筋を減ずることとした。しかし、あまりせん断補強筋比を小さくすると、不測の事態におけるねばりがなくなるので、最低せん断補強筋比を 0.15% でおさえた。アメリカ ACI 規準²⁾ では、最低せん断補強筋比を横筋は 0.25%，縦筋は 0.15% でおさえられているが、同規準ではせん断補強筋比の算定式を与えていないため多少余裕をとって規定してあるものと思われる。

せん断補強筋比 p_s から鉄筋間隔 $x(\text{cm})$ を求める式は次のとおりである（ただし、複筋配置とする場合の鉄筋間隔は $2x$ ）。

$$x = \frac{a_t}{p_s t}$$

ただし a_t : セン断補強筋の断面積 (cm^2)

t : 壁厚 (cm)

セン断補強筋として $9\text{mm}\phi$ ($a_t=0.64\text{cm}^2$) を用いた場合における, セン断補強筋の所要間隔は表 4.5 のようになる。

表 4.5 セン断補強筋 (9ϕ 使用の場合) の所要間隔算定表 間隔: cm

壁 厚 (cm)	セ ン 断 補 強 筋 比 ρ , (%)										
	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.25
単 配 筋	12	35.6	33.4	31.4	29.7	28.1	26.7	25.4	24.3	23.2	22.3
	13	32.9	30.8	29.0	27.4	25.9	24.0	23.5	22.4	21.4	20.5
	14	30.5	28.6	26.9	25.4	24.1	22.9	21.8	20.8	19.9	19.0
	15	28.5	26.7	25.1	23.7	22.5	21.3	20.3	19.4	18.6	17.8
	16	26.7	25.0	23.5	22.2	21.1	20.0	19.1	18.2	17.4	16.7
	17	25.1	23.5	22.1	20.9	19.8	18.8	17.9	17.1	16.4	15.7
	18	23.5	22.0	20.7	19.5	18.4	17.4	16.5	15.7	15.0	14.3
複 配 筋	19	47.4	44.5	41.9	39.5	37.5	35.6	34.9	32.4	31.0	29.7
	20	45.0	42.1	39.7	37.4	35.5	33.7	32.1	30.7	29.3	28.1
	21	42.7	40.0	37.7	35.6	33.7	32.0	30.5	29.1	27.8	26.7
	22	40.7	38.1	35.9	33.9	32.1	30.5	29.0	27.7	26.5	25.4
	23	38.8	36.4	34.3	32.3	30.6	29.1	27.7	26.5	25.3	24.3
	24	37.1	34.8	32.8	31.0	29.3	27.8	26.5	25.3	24.2	23.2
	25	35.6	33.4	31.4	29.7	28.1	26.7	25.4	24.3	23.2	22.3
	26	34.2	32.0	30.1	28.5	27.0	25.6	24.4	23.3	22.3	21.4

- [注] i) 壁厚 18 cm 以上は複筋配置とした場合の間隔 (cm) が示してある。
 ii) セン断補強筋として 9ϕ , 13ϕ 交互を使用する場合の間隔 (cm) は, 上表の数値を 1.5 倍する。
 iii) セン断補強筋として 13ϕ を使用する場合の間隔 (cm) は, 上表の数値を 2 倍する。

5. 耐力壁のセン断補強筋の直径および間隔

セン断補強筋の直径は, 他の構造体の補強筋との振合いから 9mm 以上 (ACI 規準²⁾で

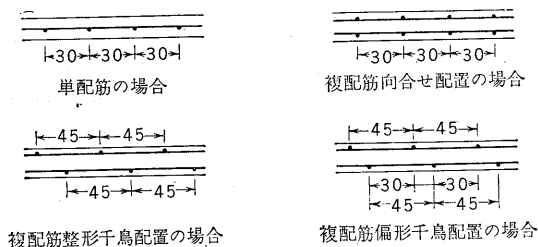


図 4.10 セン断補強筋 (縦筋および横筋とも) の制限間隔

は $3/8''=9.5\text{ mm}$) とし、その間隔は、ひび割れ発生時の衝撃緩和、ひび割れの進展抑制、収縮ひび割れなどの面から、耐力壁の見付け面積に対して 30 cm 以下 (ただし平家建は 45 cm) で、千鳥に複筋配置とした場合でも片側のせん断補強筋の間隔は 45 cm をこえないよう規定した (ACI 規準では $18''=45.8\text{ cm}$) [図 4.10 参照]。

6. 耐力壁の曲げ補強筋

耐力壁の曲げ補強筋比は、一般につりあい鉄筋比以下となっていることを考慮し、柱の場合に準じて、その曲げ耐力を求めると次のようになる。

$$M = a_t f_t j + 0.3 N l$$

$$\approx (0.8 a_t f_t + 0.3 N) l$$

ただし a_t : 引張側の曲げ補強筋の断面積 (cm^2)

f_t : 曲げ補強筋の短期許容引張応力度 (kg/cm^2)

N : 耐力壁の鉛直圧縮力 (kg) (圧縮を正とする)

l : 耐力壁の長さ (cm)

j : 耐力壁の水平断面の応力中心距離 (cm)

$$j = \frac{7}{8} d \approx 0.8 l$$

($\therefore$ 耐力壁の水平断面の有効せい $d \approx 0.9 l$)

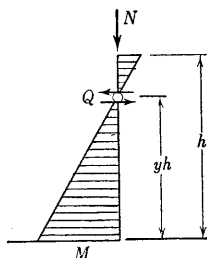


図 4.11

上式に

$$M = yhQ = yhl t \tau$$

ただし yh : 反曲点高さ (cm)

t : 壁厚 (cm)

Q : 耐力壁のせん断力 (kg)

τ : 耐力壁のせん断応力度 (kg/cm^2) $\tau = \frac{Q}{lt}$

を代入し、耐力壁の許容反曲点高さを求めると次のようになる。

$$yh = \frac{0.8 a_t f_t + 0.3 N}{t \tau}$$

上式に

i) 表 4.1 に掲げた各階の耐力壁の平均せん断応力度

ii) 表 2 に掲げた各階の耐力壁の規定壁厚

を代入し、表 4 に掲げた各階の耐力壁の曲げ補強筋 (材質: SS 39, $f_t = 2400\text{ kg}/\text{cm}^2$) に対する許容反曲点高さを求めてみると、図 4.12 のようになる。図 4.12 は、耐力壁の鉛直圧縮力が、許容反曲点高さ (曲げ耐力と考えてもよい) に大きな影響を与えていることを示している。しかし、表 4 に規定した開口縁の曲げ補強筋量は、偏心の少ない適正な耐力壁配置を前提とすれば、耐力壁の辺長比の差異による応力集中〔3 条 2 項の解説参照〕

を考へても（注：集中係数 μ を採れば許容反曲点高さは $1/\mu$ になる），震度 0.2 に対しては耐えうるものと考えられる。

アメリカの ACI 規準では，すべて $2-\frac{5}{8}\phi=2-15.9\text{mm}\phi$ が要求されている。

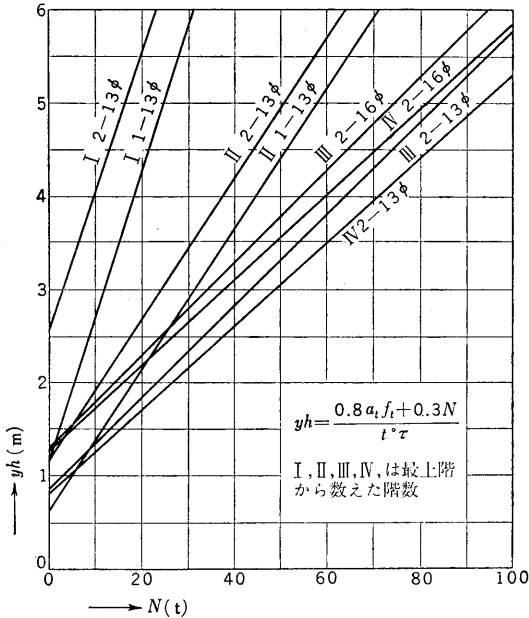


図 4.12 各階の耐力壁の許容反曲点高さ

7. 耐力壁の曲げ補強筋に関する特例

表 4 に規定した最上階の曲げ補強筋 2-13φ は，壁面に直角な曲げ抵抗を考慮して複筋配置するように定めたもので，壁面内の曲げに対しては 1-13φ でも十分なのが図 4.12 によって察知されるので，T 形，L 形，+ 形など壁面に直角な曲げに対して有効な形状を持つ耐力壁は，その壁厚が 18 cm 未満の場合（18 cm 以上あるものは 8 項によって複配筋が要求されている）には，無理に曲げ補強筋だけを複筋配置としないでもよいとした。

8. 耐力壁の壁筋の配置

厚さが 18 cm 以上の耐力壁は，主として 3 階建および 4 階建に使われることを考慮し，壁面に直角な曲げに対してもある程度の抵抗を持たせるとともに，壁表面の収縮ひび割れの防止などのため，複筋配置とすることを規定した。

9. 開口ぐう角部の斜め補強筋

開口ぐう角部には引裂形の斜めひび割れを生ずるから、これに対して十分な補強をする必要がある。開口周囲の曲げ補強筋は、引裂形の斜めひび割れと 45° に交じわるため、有効断面積としては実断面積の $1/\sqrt{2}$ しか採れず、その効率はこのひび割れと直交する斜め筋より低い。ゆえに斜め筋を併用することをした規定。

10. 耐力壁に作用する集中応力の処理

直角方向の壁ばりまたは小ばりの取合せ部は、境界端の曲げモーメントやせん断力を十分負担できるよう、控壁を設けるか、ねじれ抵抗の大きい壁ばりを設けるなど十分安全な構造としなければならない。取合せ部に控壁を設けることができない場合は、耐力壁の縦筋および横筋をそれぞれ複筋配置とし、壁面に直角な曲げモーメントに対して十分安全であるように補強することが必要である。ACI 規準では、集中荷重の検討にあたって採るべき壁の有効長さとして、次のうちのいずれか小さい

ほうの値を規定している〔図 4.13 参照〕。

- i) 集中荷重間の中心間距離 x
- ii) $d+4t$ 、ただし d : 集中荷重の作用部分の長さ
 t : 壁厚

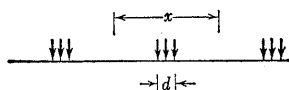


図 4.13

5 条 壁ばりの構造

壁ばりは、鉛直荷重および水平荷重に対して十分安全な耐力を有するように設計するほか、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 各階の耐力壁の頂部には、壁ばりを有効に連続して設けること。
2. 壁ばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上とすること。
3. 壁ばりの配筋については 4 条 8 項の規定を、また主筋以外の横筋および縦筋は 4 条 3, 4 項および 5 項の規定を準用すること。
4. 剛な屋根スラブまたは床スラブと一体となっていない壁ばりの有効幅は、構造耐力上主要な水平支点間の距離の $1/20$ 以上とすること。

壁ばりは、その両端に取付く耐力壁の浮き上がり転倒によるせん断抵抗の低減を阻止する重要な役割を知らされている〔3 条 1 項の解説参照〕から、この役割を果たすに十分な耐力を有するように設計しなければならない。

短期荷重時に対する壁ばりの断面検討は、精算によらない場合は

- i) 耐力壁のせん断力 $Q = t l \bar{\tau}$

ただし t : 耐力壁の厚さ

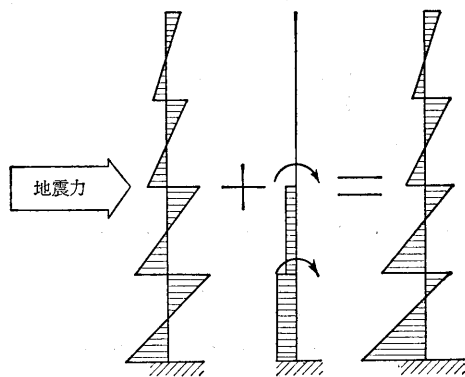
l : 耐力壁の長さ

$\bar{\tau}$: その階の総水平力を耐力壁の断面積の総和で除した平均せん断応力度で、特に算定しない場合は、表 4.1 の値を採ってもさしつかえない。

- ii) 耐力壁の反曲点高さは、その実長部分の高さ〔4 条 1 項の解説参照〕の中央

を仮定し、耐力壁および壁ばりの各中心線の交点における上下の耐力壁の曲げモーメントの和を求め、これを両側のはりにつりあいよく分け、水平力に関する略算法〔鉄筋コンクリート構造計算規準 8 条 3 項解説〕に準じて、求められる水平荷重時の応力に長期荷重時の応力を加算した短期荷重時の応力に対して行なう。

耐力壁の長さが大なる場合は、耐力壁のせん断力も大きくなり、壁ばりの設計が苦しくなるが、主筋を多く配置できるよう壁ばりの厚さを耐力壁の厚さより大にするなどして、つとめて節点における耐力壁の曲げモーメントを取りきるようにしたい。もし、節点における耐力壁の曲げモーメントを取りきれない場合は、その不足分の節点モーメントをそれより下の耐力壁に加算し〔図 4.14 参照〕、耐力壁の断面を再検討する〔4 条 6 項の解説参照〕とともに、この不足分のモーメントを下階の壁ばりまたは最下階のつなぎばりで完全に取りきることを忘れてはならない。



標準 B.M.D. + 不足 B.M.D. = 設計用 B.M.D.

図 4.14 壁ばりの不足曲げモーメントの処理

上記の各算定のほか、壁ばりは次の (1)～(4) の限度に従うことを規定した。

1. 壁ばりの配置

再三述べてきたように、壁ばりは耐力壁の浮き上がり転倒を阻止する重要な役割を果たすもので、各階の耐力壁の頂部には壁ばりを有効に連続して設けなければならない。

2. 壁ばりの厚さ

一般に、壁ばりの剛度は耐力壁の剛度より小さくなりがちであるから、耐力壁の反曲点を中央にもってくるためにも（この仮定は、すでにはりの断面算定で使われている）、壁ばりの厚さは、これに接する耐力壁の壁厚以下にすることは不適當である。

3. 壁ばりのせん断補強筋

壁ばりのせん断補強筋（主筋を除く縦筋および横筋）は、それに接する耐力壁に準じて

配筋する。

4. 剛な屋根スラブまたは床スラブと一体となっていない壁ばりの有効幅

壁式構造は剛な屋根スラブまたは床スラブを設けることがたてまえであるが、6条のただし書きによってこれを剛なものとしなない場合は、その有効幅（水平の幅をいう）が構造耐力上主要な水平支点（壁ばりの構面と直交する剛な構面）間距離の $1/20$ 以上あるがりょう兼用の壁ばりを設け、水平力に対する構面外への曲げに対して十分安全であるように補強する必要がある。

6 条 屋根および床の構造

屋根および床は、鉄筋コンクリート造、鉄筋軽量コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造のスラブとし、耐力壁または壁ばりと一体となるような構造としなければならない。ただし、最下階の床および階数が2以下の建築物における屋根および床は、このかぎりでない。

屋根および床は、地震力を耐力壁に伝える重要な役割を負っており、剛な構造とすべきである。一般の鉄筋コンクリート構造では、屋根および床は鉄筋コンクリート造とすることが常識となっているが、壁式アパートなどでは、その1階の床を木造としている場合が見られるが、これは構造的には好ましくない。建物の足下も十分固めておきたいものである。

7 条 基礎および基礎つなぎばりの構造

基礎および基礎つなぎばりは、鉛直荷重および水平荷重に対して十分な耐力を有するように設計するほか、次の各号の規定に適合する構造としなければならない。

1. 建築物の最下階の下部には、布基礎またはつなぎばりを有効に連続して設けること。
2. 基礎および基礎つなぎばりの幅は、これに接する耐力壁の厚さ以上とすること。
3. 基礎の配筋については4条8項の規定を、また主筋以外の横筋および縦筋は4条5項の規定を準用すること。

つなぎばりも壁ばりと同様に、耐力壁の浮き上がり転倒を阻止する重要な役割を負わされているから、耐力壁脚部の曲げモーメントを十分取りきれるよう壁ばりの場合に準じて算定する。

基礎の底面積も地耐力に対して安全であるよう設計すべきことはいうまでもない。

なお、上記の算定のほか、基礎およびつなぎばりは、次の1～3項の限度に従うことを規定した。

1. 布基礎およびつなぎばりの配置

耐力壁の浮き上がり・転倒・移動などによってそのせん断抵抗が低下しないように、最下階の耐力壁の下部には、布基礎または基礎つなぎばりを有効に連続して設ける。

2. 布基礎の立上り部分および基礎つなぎばりの幅

耐力壁の脚部はなるべく固定条件（この仮定はすでにはりの断面算定で使われている）に近くするため、これに取付く布基礎および基礎つなぎばりは剛度の大きいものを設計す

ることが望ましい。そのために、これらに接する耐力壁の厚き以上とすべきである。

3. 布基礎の立上り部分および基礎つなぎばりのせん断補強筋

布基礎の立上り部分および基礎つなぎばりのせん断補強筋は、地反力その他を考慮して算定するほか、その径は 9 mm ϕ 以上、間隔は 30 cm 以下（平家建にあっては 45 cm 以下とし）、幅が 18 cm 以上の場合は複配筋とすることを規定したものである。

引用文献

- 1) 日本建築学会；鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，昭和 37 年。
- 2) ACI Standard Building Code. ACI 318-56, Feb. 1951.
- 3) British Standard Code of Practice. CP 114, 1948.
- 4) 梅村 魁；鉄筋コンクリート断面の終局強度決定法について，日本建築学会研究報告，17 号，昭和 27 年 3 月。

壁式鉄筋コンクリート造設計例

(1) 本設計例は、3階建アパートの実施設計をほぼそのまま4階建に修正して設計したものである。

4階建にした場合その1階部分では必要壁量が 15 cm/m^2 以上になったのに対して、原設計(2階以上の部分と同一)ではY方向(はり間方向)で若干壁量が不足するので、1階部分のみ階段わきにそで壁を設けて耐力壁の不足を補った(設計例の選定に際しては試験的の意味で必要最小限の壁量を有するような平面を対象とした)。

(2) 構造計画上特に留意した事項

- a) X方向中通りの壁体(W_2)は、開口部の持出し長さが大きく、耐力壁および壁はり WG_2 は鉛直荷重による応力が相当大きくなることが考えられ、特に最上階においては、配筋上、壁厚(はり幅) 15 cm では不足することが予想されるので下階と同様 18 cm とした。
- b) 壁式構造では、対隣壁間の距離(間隔)が制限されていないが、 W_1 のようにあまり長いと、床スラブによる曲げモーメントや軸方向力などによって、壁長の短い耐力壁に応力が集中するとともに、壁ばりのねじり抵抗が減少して耐力壁の座屈を生ずるおそれがあるので、壁ばりの剛性を増す意味で、材軸と直交して「せい」の高い小ばりを中間に設けた。かような補剛の方法のほかに、中間の耐力壁(たとえば W_{12}, W_{13})の断面をL形またはT形状にリブ(そで壁)を設けるのも有効であろう。
- c) 1階の床を剛な鉄筋コンクリート造床としない場合には、特に断面の十分大きい(幅・せいとも)つなぎばりまたは布基礎を設けなにかぎりは、1階の壁の高さは礎盤面から測ることになるので、この高さに対する最小壁厚の制限から1階の壁が不足する場合がある(特に基礎が深いような場合)。

本規準では、原則として1階床も剛な鉄筋コンクリート造床とすることになっているが、工費の増加や施工上の困難のためこれに代るものとして地盤面上に鉄筋コンクリート造のたたき床を設けるとか、耐力壁の壁面に直角方向に補剛する方法をとることがある(たとえば、十分断面)大きいがりょうまたはつなぎばり、あるいは前項 b) に述べたような小ばりを設けるなど。本設計例では、後者の次善策の例として、 W_1, W_2, W_3 に直交するせいの高い小ばり(Fb)を設けた。

(3) 床面積の算出方法について

本規準では、床面積はその建築物の全重量(鉛直荷重)を表わす数値とみなしている。したがって、床面積の算出は建築基準法などに示される床面積の算出方法にとらわれることなく、建物の実際の重量を考慮して行なう必要がある。たとえば、バルコニーが相当面積ある場合に

は、建築基準法では床面積に算入しない場合でも、本規準の壁量計算の場合の床面積に算入するとか、または、1 とうの建物のうちに階数の異なる部分がある場合には、上方に階のない部分の床面積は、割引いて算入するようなことである。以下具体的に述べると、

a) バルコニーの床面積

本設計例の床面積の算出方法の差と、実際の全重量との関係は次のようになる。

床面積

$$\textcircled{1} \quad (\text{バルコニーを除く床面積}) \quad 6.40 \text{ m} \times 7.75 \times 6 + 1.2 \times 2.4 \times 3 = 49.6 \text{ m}^2 \times 6 + 2.9 \times 3 \\ = 297 \text{ m}^2 + 8.7 = \underline{305.7 \text{ m}^2}$$

$$\textcircled{2} \quad (\text{バルコニー}) \quad 1.10 \times 7.75 \times 6 = 8.5 \times 6 = \underline{51 \text{ m}^2}$$

$$\textcircled{3} \quad (\text{バルコニーを加えた全床面積}) \quad \textcircled{1} + \textcircled{2} = 356.7 \text{ m}^2$$

$$\textcircled{4} \quad (\text{バルコニー床面積の } 1/2 \text{ を加えた床面積}) \quad \textcircled{1} + \textcircled{2}/2 = 331.2 \text{ m}^2$$

各階(床面)重量(地震力用) t/m^2

	t	W/③	W/④	W/①
R階床面 W=331		0.93	1.00	1.06
4階床面	345	0.97	1.04	1.13
3階床面	352.5	0.99	1.06	1.16
2階床面	365	1.02	1.10	1.20

上表を設計規準作製根拠となった地震力用各階荷重 1.2 t/m^2 と比較すると、バルコニー面積を加えない場合 ① には、実際荷重が超過するおそれがある。また、バルコニー床面積をそのまま加えると、③ 約 20% の余裕があり、バルコニー床面積の $1/2$ を加えた場合 ④ は約 10% 余裕がある。

本計算では ③ の算出方法を採用したが、① の面積に比べて ② の面積が割に多い場合は、② の $1/2$ の面積を算入する ④ の方法によってもよい。

なお、2階以下程度の小規模住宅では、本設計例の7項に行なったような地震力の計算のための建物重量計算は、詳細にやらずに次のように簡単に計算してもよいであろう。

$$\begin{array}{lll} \text{地震力} & \text{屋階} & kW = 1.0 \text{ t/m}^2 \times k \\ & \text{その他の階} & kW = 1.2 \text{ " } \times k \end{array}$$

$$\text{平均せん断応力} \quad \bar{\tau} = \frac{kW}{L \times t} \quad (L, t \text{ はそれぞれ壁量および壁厚を示す})$$

b) 階数の異なる部分がある場合

$$\left. \begin{array}{lll} \text{たとえば} & 3 \text{ 階建の部分の床面積} & A_3 \\ & 2 \text{ 階建} & A_2 \\ & 1 \text{ 階建} & A_1 \end{array} \right\} \text{ の場合}$$

本規準では表面上各階とも実面積をとることになっているが、壁量算定の場合の各階床面積は次のように行なってもよいであろう。() 内は実際の床面積。

3		
2	2	
1	1	1

A ₃	A ₂	A ₁
----------------	----------------	----------------

断面

平面

- 3階 $A_3 \cdots \cdots (A_3)$
 2階 $A_3 + A_2 \times 1/2 \cdots \cdots (A_3 + A_2)$
 1階 $A_3 + A_2 \times 2/3 + A_1 \times 1/3 \cdots \cdots (A_3 + A_2 + A_1)$

なお、かような場合、建物の重量と耐力壁の配置との関係はつりあいのとれず、耐力壁の偏在による応力の集中が生ずる傾向があるから、耐力壁の配置に注意を要する。

(4) 壁ばりの応力算定について

壁式構造では、応力解析を行なって断面を決定すべきであるが、壁ばり耐力壁のせん断変形を考慮した計算法はもちろん、剛域をとった普通のラーメン計算することも非常に複雑になり、設計規準の制定の意味がなくなる。

それで本規準では、複雑な計算は行なわなくとも自動的に安全になるように設計を制限したわけであるが、ただ、はりについては地震力のみならず、鉛直荷重も加わって複雑な応力を生ずるので、規準では定めず一応計算するたてまえとしている（改訂前の規準では計算するたてまえをとらなかったで、実施設計例には壁ばりの耐力がきわめて小さいものが多かった）。ただし、このはりの計算方法も本格的な計算ではなくて、単にだいたい安全かどうかを検討するにとどめた。

すなわち、耐力壁の地震力によるせん断力は、平均せん断力 τ に断面積を乗じた数値とし、これによる耐力壁の曲げモーメントも材長の中央に反曲点があるものとおおまかな仮定をしている（この仮定は壁長の短い耐力壁に対してはよいが、長い耐力壁では仮定が狂うことが考えられるし、また1階および最上階では上下に移動するのが普通であるが、計算の単純化を重視してこの程度にとどめた）。

(5) 計算書の記載例について

以下に、本設計例の計算書の記載例を掲げたが、2階建以下の建物で、次のような条件がみられている場合には、補強コンクリートブロック造の計算例の場合と同様に、壁量・壁ばり・床スラブ・基礎などの耐力について記載すれば足りるであろう。

- i) 荷重が本計算例の程度のものであること（屋根長期積雪なし、防水モルタル仕上げ、各階積載荷重は住宅・事務所の数値）
- ii) 耐力壁の配置上、著しい偏在がないこと
- iii) 各階高が約 3 m 以下であること

1. 構造設計の準拠

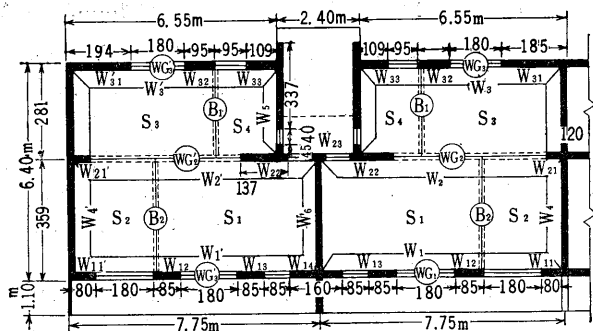
本構造設計は、「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」（以下単に設計規準という）に基づき行なったが、小ばり・床スラブ・基礎などの部分については「鉄筋コンクリート構造計算規準」に基づいて行なった。

2. 構造の概要および記号

本建物は壁式鉄筋コンクリート造 4 階建の共同住宅であって、各階同一平面の住戸 6 戸を対

象的に配置し、ペントハウス屋上に鉄製貯水タンク（全荷重 5 t）を設けた。

耐力壁の壁厚は内外とも 4 階 15 cm (W_2' , W_2 のみ 18 cm) 3, 2, 1 階 18 cm とした。



W_1, W_2 …壁体 B_1, B_2 …小はり S_1 … S_2 …床スラブ
 W_{12}, W_{32} …耐力壁 WG…壁ばり（壁長単位 cm）

図 4.15 耐力壁配置および記号

3. 荷重および許容応力度

a) 床 荷 重

（単位 t/m^2 ）

	屋 根			床		
	D.L	L.L	T.L	D.L	L.L	T.L
床 ス ラ ブ 用	0.37	0.18	0.55	0.32	0.18	0.50
ラ ー メ ン 基 礎 用	0.37	0.13	0.50	0.32	0.13	0.45
地 震 力	0.37	0.06	0.43	0.32	0.06	0.38

D.L ははり重量含まず

D.L

屋 根	コンクリート（厚さ 12 cm）	0.288	0.363 $\approx$ 0.37 t/m^2
	防水モルタル（厚さ 3 cm）	0.060	
	天井テックス（下地とも）	0.015	
居室床	コンクリート（厚さ 10.5 cm）	0.252	0.317 $\approx$ 0.32 t/m^2
	畳床	0.035	
	天井プラスター	0.030	

b) 壁その他荷重

内外壁 鉄筋コンクリート（厚さ 15 cm） $2.4 \times 0.15 + 0.06$ （内外仕上げ） $= 0.42 t/m^2$

〃 鉄筋コンクリート（厚さ 18 cm） $2.4 \times 0.18 + 0.06 = 0.49 t/m^2$

そで壁（バルコニー間仕切）鉄筋コンクリート（厚さ 10 cm）

$2.4 \times 0.1 + 0.06 = 0.30 t/m^2$

木造間仕切 $=0.08 \text{ t/m}^2$ 建具スチールサッシ $=0.04 \text{ t/m}^2$

パラペット (厚さ 12 cm, 高さ 30 cm) $=0.10 \text{ t/m}^2$

ペントハウス重量

壁 (厚さ 15 cm) $0.42 \times 2.4 \times 2.81 \times 2 \times 2.3 = 13.00$
 床 (厚さ 12 cm) $0.35 \times 2.4 \times 3.91 = 3.28$ } 16.3 t

屋上水タンク

水, 鉄製容器とも 5.00 }
 水タンク支持壁ばり 1.00 } 6.0 t

c) 許容応力度

	長 期 (kg/cm ²)				短 期 (kg/cm ²)			
	f_c	f_t	f_s	f_b	f_c	f_t	f_s	f_b
鉄 筋 コンクリート	1 600 4.5	1 600	4.5	7.0	2 400 9.0	2 400	9.0	14.0
地 耐 力	15.0 t/m ²				30.0 t/m ²			

4. 各階壁量

各階とも平面形は同一であるので, 床面積ならびに耐力壁の長さおよび配置はほぼ同一である。

必要壁厚 t_0 (規準 2 条 1 項による最小壁厚)

4 階 $15 \text{ cm} > 300/22 = 13.6$ 3, 2 階 $18 \text{ cm} > 265/22 = 12$

1 階 $18 \text{ cm} > (270 + 60^*)/22 = 15$

設計壁厚 4 階 15 cm (W_2 および W_2' 18 cm) 3, 2, 1 階 18 cm

(* 1 階では床スラブがないのでつなぎばりの中心線までの寸法を壁高とおさえた。
 規準解説参照)

床 面 積

$(6.40 \times 7.75 + 1.10^* \times 7.75) \times 6 + (1.2 \times 2.4) \times 3 = 356.7 \text{ m}^2$

(* バルコニーが相当面積を占めるような場合には床面積に算入する)

X 方向の耐力壁の長さの合計

$\Sigma l_X = \{(80 + 85(W_1) + 85 + 80) + (1.37(W_2) + 60) + (1.85 + 95(W_3) + 109)\} \times 6$
 $= 54.96 \text{ m} \dots\dots\dots 1, 2, 3 \text{ 階}$

$\Sigma l_X = \{(80 + 85(W_1) + 85 + 80) + (1.37 + 60) \times \frac{18}{15} + (1.85 + 95 + 109)\} \times 6$
 $= 57.36 \text{ m} \dots\dots\dots 4 \text{ 階}$

Y 方向の耐力壁の長さの合計

$\Sigma l_Y = \{6.58 \times 4 + 3.77 \times 3 + (2.37 + 45) \times 6\} = 54.87 \text{ m} \dots\dots\dots 1 \text{ 階}$

階段部分そで壁

$$\Sigma L_Y = 54.87 - (40 \times 6) = 52.47 \text{ m} \cdots \cdots 2, 3, 4 \text{ 階}$$

壁 量

X方向

$$1, 2, 3 \text{ 階} \quad L_X = \frac{5496 \text{ cm}}{356.7} = 15.3 > 15$$

$$4 \text{ 階} \quad L_X = \frac{5736 \text{ cm}}{356.7} = 16 > 12$$

Y方向

$$1 \text{ 階} \quad L_Y = \frac{5487 \text{ cm}}{356.7} = 15.3 > 15$$

$$2, 3, 4 \text{ 階} \quad L_Y = \frac{5247 \text{ cm}}{356.7} = 14.7 > 12$$

5. 鉛直荷重による壁体の直圧

1階壁の最下端における直圧を算出する.

a) 耐力壁用床荷重

	固定荷重	積載荷重	計
屋 根	0.37	$0.18 \times 0.85 = 0.15$	0.52
各 階	$0.32 \times 3 = 0.96$	$0.13 \times 0.85 \times 3 = 0.33$	1.29
			$\left. \begin{array}{l} 0.52 \\ 1.29 \end{array} \right\} = 1.81 \text{ t/m}^2$

b) 床荷重負担面積

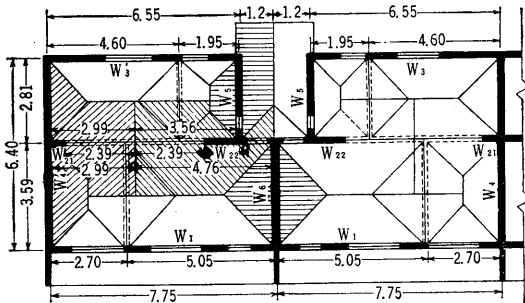


図 4.16 床荷重負担面積

$$\begin{aligned}
 W_1' (W_1) &= \left\{ 5.05 \times 3.59 - \left(\frac{3.59}{2} \right)^2 \right\} \times \frac{1}{2} + 3.59 \times 2.7 \times \frac{1}{4} + \left(\frac{2.7}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} + 7.55 \times 1.1 \\
 &= (18.2 - 3.24) \times \frac{1}{2} + 2.45 + 0.91 + 8.6 = 19.44 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$W_{22} = (3.56 - 1.95) \times \frac{2.81}{2} + 2.81 \times 1.95 \times \frac{1}{4} + \left(\frac{1.95}{2} \right)^2 \times \frac{1}{2} + 4.76 \times \frac{3.59}{2}$$

$$\begin{aligned}
& -\left(\frac{3.59}{2}\right)^2 \times \frac{1}{2} + \left(\frac{2.4}{2}\right)^2 \times \frac{1}{2} \\
& = 1.61 \times 1.4 + 1.37 + 0.96 \times \frac{1}{2} + 4.69 \times 1.8 - 3.24 \times \frac{1}{2} + 1.44 \times \frac{1}{2} = 11.51 \\
W_3 & = \left\{ 4.6 \times 2.81 - \left(\frac{2.81}{2}\right)^2 \right\} \times \frac{1}{2} + 2.81 \times 1.95 \times \frac{1}{4} + \left(\frac{1.95}{2}\right)^2 \times \frac{1}{2} \\
& = (13.0 - 1.96) \times \frac{1}{2} + 1.38 + 0.46 = 7.36 \\
W_4' (W_4) & = (2.81 + 3.59) \times \frac{2.99}{2} + \left(\frac{2.81}{2}\right)^2 \times \frac{1}{2} + \left\{ 3.59 \times \frac{2.7}{2} - \left(\frac{2.7}{2}\right)^2 \right\} \times \frac{1}{2} \\
& \quad (W_{21} \text{ を含む}) \\
& = 6.4 \times 1.50 + \frac{1.96}{2} + (4.72 - 1.82) \times \frac{1}{2} = \frac{12.23 (W_4')}{24.46 (W_4)} \\
W_5 & = 2.81 \times \frac{1.95}{2} - \left(\frac{1.95}{2}\right)^2 + 1.2 \times (2.81 + 1.10) - \frac{(1.2)^2}{2} \\
& = 2.76 - 0.96 + 4.7 - 1.56 = 4.94 \\
W_6 & = \left(\frac{3.59}{2}\right)^2 \times 2 = 6.46
\end{aligned}$$

c) コンクリート造壁体面積および窓面積 (m²)

	4 階	3, 2 階	1 階
W ₁	7.75×3.0-(1.8×1.9 ×2+0.85×1.0) =23.2-7.69=15.51	7.75×2.65-(1.8×1.9 ×2+0.85×1.0) =20.6-7.69=12.91	7.75×3.1-(1.8×1.9 ×2+0.85×1.0) =24.1-7.69=16.41
W ₂₂ (W ₂₃ を含む)	2.37×3.0-1.9×0.9 =5.46	2.37×2.65-1.9×0.9 =4.57	2.37×3.1-1.9×0.9 =6.66
W ₃	6.5×3.0-(0.95×1.0 +1.8×1.34) =19.5-3.36=16.14	6.5×2.65-(0.95×1.0 +1.8×1.34) =17.2-3.36=13.84	6.5×3.1-(0.95×1.0 +1.8×1.34) =20.2-3.36=16.84
W ₄ (W ₂₁ を含む)	(6.4+1.2)×3.0=22.8 W ₄ '…19.2 W ₂₁ '…3.6	(6.4+1.2)×2.65=20.2	(6.4+1.2)×3.1=23.6
W ₄ ' (W ₂₁ ' を含む)	(6.4+0.6)×3.0=21 W ₄ '…19.2 W ₂₁ '…1.8	(6.4+0.6)×2.65=18.55	(6.4+0.6)×3.1=21.7
W ₅	2.92×3.0-(0.4×0.5) =8.56	2.92×2.65-(0.4×0.5) =7.7	3.32×3.1-(0.4×0.5) =9.8 階段部分そで壁
W ₆	3.59×3.0=10.8	3.59×2.65=9.5	3.59×3.1=11.2

全 面 積		4 階		3, 2 階		1 階	
		壁	窓	壁	窓	壁	窓
	$W_1 \times 6$	93.0	46.2	77.5	46.2	98.0	46.2
	$W_2 \times 6$	32.7	10.2	27.4	10.2	39.9	10.2
	$W_3 \times 6$	97.0	20.2	83.0	20.2	101.0	20.2
	$W_4 \times 2$	45.6 $\left(\begin{smallmatrix} 38.4 \\ 7.2 \end{smallmatrix} \right)$	0	40.4	0	47.2	0
	$W_4' \times 2$	42.0 $\left(\begin{smallmatrix} 38.4 \\ 3.6 \end{smallmatrix} \right)$	0	37.1	0	43.5	0
	$W_5 \times 6$	51.4	1.2	46.2	1.2	58.8	1.2
	$W_6 \times 3$	32.4	0	28.5	0	33.6	0
	計	394.1 $\left(\begin{smallmatrix} 383.3 \\ 10.8 \end{smallmatrix} \right)$	77.8	340.1	77.8	422	77.8

() 内の数字は、 W_4 、 W_{21} または W_4' 、 W_{21}' に分けたもの。

なお、この壁面積にはそで壁（バルコニー間仕切）は含まれていない。

そで壁部分の面積

	4 階	3, 2 階	1 階
面 積	$1.10 \times 3 = 3.3 \text{ m}^2$	$1.10 \times 2.65 = 2.9 \text{ m}^2$	$1.10 \times 3.1 = 3.4 \text{ m}^2$

d) 直 圧 $P(t)$

木造間仕切 $0.08 \text{ t/m}^2 \times 38.0 \text{ m}^2 = 3.04 \text{ t/戸}$

床面積 1 m^2 当り $3.04/47.6 \approx 0.06 \text{ t/m}^2$ 床に一樣に分布するものとする。

はり自重 WG_2 $0.18 \times 0.66 \times 2.4 = 0.28 \text{ t/m}$

B $0.15 \times 0.66 \times 2.4 = 0.24 \text{ 〃}$

	壁 そ の 他 の 荷 重		床 荷 重	$P(t)$
W_1	小はり $0.24 \times \frac{3.59}{2} \times 4 = 1.75$ バラベット $0.11 \times 7.75 = 0.85$ 壁 $0.49 \times (12.91 \times 2 + 16.41) = 20.8$ $0.42 \times (15.51) = 6.5$ $0.3 \times (3.3 + 2.9 \times 2 + 3.4) = 4.05$ $[\{ 0.3 \times (3.3 + 2.9 \times 2 + 3.4) \} \times 1.5 = 6.05]$ 窓 $0.04 \times 7.69 \times 4 = 1.23$	35.2 (37.2)	$(1.81 \text{ t/m}^2 + 0.06)$ $\times 19.44 \text{ m}^2 = 36.4 \text{ t}$	71.6 (73.6)
W_{22}	はり $0.28 \times 2.4 \times 4 = 2.70$ $0.24 \times \frac{2.81}{2} \times 4 = 1.34$ 壁 $0.49 \times (4.57 \times 2 + 6.66 + 5.46) = 10.4$ ドア $0.08 \times 1.71 \times 4 = 0.55$	15.0	$(1.81 + 0.06) \times 11.51$ $= 21.5$	36.5

W_3	小はり $0.24 \times \frac{2.81}{2} \times 4 = 1.34$ バラベット $0.11 \times 6.65 = 0.73$ 壁 $0.49 \times (13.84 \times 2 + 16.84) = 21.8$ $0.42 \times 16.14 = 6.9$ 窓 $0.04 \times 3.36 \times 4 = 0.53$	31.3	$(1.81 + 0.06) \times 7.36$ $= 13.8$	45.1
W_4' $(W_{21}' \text{ を含む})$	小はり $0.28 \times 2.4 \times 4 = 2.7$ $0.24 \times \frac{3.59}{2} \times 4 = 1.75$ バラベット $0.11 \times 0.64 = 0.7$ 壁 $0.49 \times (18.55 \times 2 + 21.77) = 33.6$ $0.49 \times 1.8 = 0.89$ $0.42 \times 19.2 = 8.5$	48.2	$(1.81 + 0.06) \times 12.23$ $= 22.9$	71.1
W_4 $(W_{21} \text{ を含む})$	はり $2.7 \times 2 = 5.4$ $1.75 \times 2 = 3.5$ 壁 $0.49 \times (20.2 \times 2 + 23.6) = 36.4$ $0.49 \times 3.6 = 1.53$ $0.42 \times 19.2 = 8.5$	55.4	$(1.81 + 0.06) \times 24.46$ $= 45.8$	101.2
W_5	ベントハウス $= 8.2$ (水タンク) $= (3.0)$ 壁 $0.49 \times (7.7 \times 2 + 9.8) = 12.4$ $0.42 \times 8.56 = 3.6$ 窓 $0.04 \times 0.2 \times 4 = 0.032$	24.2 (27.2)	$(1.81 + 0.06) \times 4.94$ $= 9.3$	33.5 (36.5)
W_6	壁 $0.49 \times (9.5 \times 2 + 11.2) = 14.8$ $0.42 \times 10.8 = 4.54$	19.4	$(1.81 + 0.06) \times 6.64$ $= 12.0$	31.4

() 内は W_1 の項においては W_1' 、 W_5 の項においては水タンクのある場合を示す。

e) $1W_{12}$ 、 $1W_{22}$ の圧縮応力度 σ_c

特に応力が集中するとみられる W_{12} 、 W_{22} に対して検討する。

$$W_{12} \quad W_1 \text{ の全荷重 } 73.6 \text{ t, } W_{12} \text{ の負担荷重 } \frac{73.6}{7.75} \times (0.85 + 1.8) = 25.2$$

$$\sigma_c = \frac{25200}{85 \times 18} = 16.3 < 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{22} \quad \text{全荷重 } 36.5 \text{ t} \quad \sigma_c = \frac{36500}{137 \times 18} = 14.8 \text{ kg/cm}^2 < 45 \quad \text{可}$$

6. 耐力壁の補強筋

$$\left. \begin{array}{l} \text{規準 4 条 4 項により} \\ P_t = P_0 \times \frac{L_0}{L} \\ a_t = t \times P_t \end{array} \right\} \text{配筋決定 (または図 4.17 より決定する)}$$

P_t : 単位断面積に対する鉄筋比

L_0 : 必要な壁量 (規準による)

P_0 : 必要な鉄筋比 (規準による)

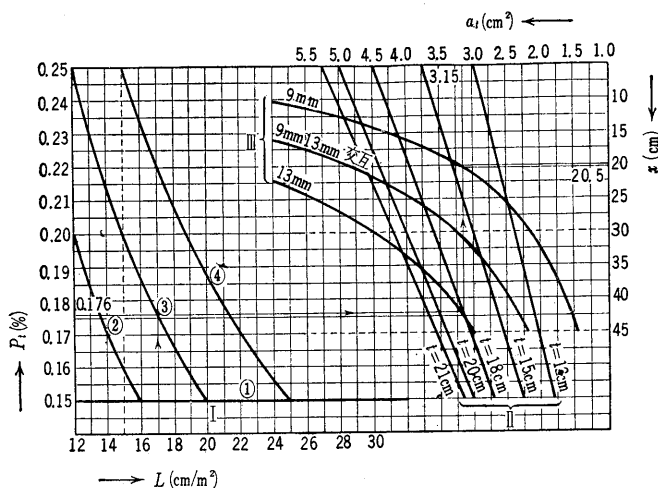
L : 壁量

a_t : 壁長または壁高 1 m 当りの所要鉄筋断面積 t : 実際の壁厚

図表より鉄筋量および配筋を決定する (配筋間隔はすべて見付け面積に対する間隔を示す)

a) 横筋 (せん断補強筋)

	階 数	L	P_t	t	配 筋 設 計
x 方向	4	16.0	0.15	15 } 18 }	{ 9 ϕ —25 ctc (シングル) 9 ϕ —20 ctc (チドリ)
	3	15.3	0.16	18	9 ϕ —20 ctc (チドリ)
	2	15.3	0.20	18	9 ϕ —12.5 ctc (ダブル)
	1	15.3	0.25	18	9 ϕ —10 ctc (ダブル)
y 方向	4	14.7	0.15	15	9 ϕ —25 ctc (シングル)
	3	14.7	0.16	18	9 ϕ —20 ctc (チドリ)
	2	14.7	0.20	18	9 ϕ —12.5 ctc (ダブル)
	1	15.3	0.25	18	9 ϕ —10 ctc (ダブル)



- I... L と P_t のグラフ L : 壁量 (壁長の計 $\times \frac{t}{t_0}$) t : 実際の壁厚 t_0 : 第2表の必要最小壁厚 ①... 上から数えて 1 番めの階
 II... P_t と a_t のグラフ P_t : 単位断面積に対する鉄筋比 ②... " 2 番めの階
 III... a_t と x のグラフ a_t : 壁長または壁高 1 m 当りの所要断面積 ③... " 3 "
 x : 鉄筋間隔 ④... " 4 "

使用方法 例. 4 階建 2 階部分の壁配筋 (壁厚 18 cm, 壁量 17 cm/m², 9 mm 使用)

I: L から垂線をたて, ② との交点から P_t を読む. $P_t = 0.176\%$

II: 交点から右に水平面を引き $t = 18$ cm の交点から a_t を読む $a_t = 3.15$ cm²

III: $t = 18$ cm の交点から垂線をたて 9 mm の曲線の交点から x を読む. $x = 20$ cm

図 4.17 鉄筋コンクリート壁式構造配筋算定図表 (学会規準 1955 制定による)

b) 縦筋 (せん断補強筋および曲げ補強筋)

(1) 壁長 $l=2.00\text{m}$ 未満の耐力壁

	階 数	せん断補強筋				曲げ補強筋
		t	l	a_t	設 計	
W_{11}'	4	15	89	2.0	4-9 ϕ	1-13 ϕ
	3	18	89	2.5	4-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	89	3.1	5-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	89	3.9	7-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{11} W_{14}	4	15	160	3.6	6-9 ϕ	1-13 ϕ
	3	18	160	4.5	8-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	160	5.65	9-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	160	7.1	12-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{12} W_{13}	4	15	85	1.9	4-9 ϕ	2-13 ϕ
	3	18	85	2.4	4-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	85	3.0	5-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	85	3.7	6-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{21}'	4	18	69	1.9	3-9 ϕ	2-13 ϕ
	3	18	69	2.0	4-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	69	2.5	4-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	69	3.0	5-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{21}	4	18	120	3.2	6-9 ϕ	2-13 ϕ
	3	18	120	3.7	6-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	120	4.2	7-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	120	5.3	9-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{22}	4	18	137	3.7	6-9 ϕ	2-13 ϕ
	3	18	137	3.9	7-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	137	4.8	8-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	137	6.0	10-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{31}'	4	15	194	4.4	7-9 ϕ	1-13 ϕ
	3	18	194	5.5	9-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	194	6.9	11-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	194	8.6	14-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{32}	4	15	95	2.1	4-9 ϕ	2-13 ϕ
	3	18	95	2.7	5-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	95	3.5	6-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	95	4.2	7-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{33}	4	15	109	2.5	4-9 ϕ	1-13 ϕ
	3	18	109	3.1	5-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	109	3.9	7-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	109	4.8	8-9 ϕ	2-16 ϕ
W_{31}	4	15	45	1.0	2-9 ϕ	1-13 ϕ
	3	18	45	1.3	2-9 ϕ	2-13 ϕ
	2	18	45	1.6	3-9 ϕ	2-16 ϕ
	1	18	45	2.0	4-9 ϕ	2-16 ϕ

(2) $l=2.0\text{ m}$ 以上の耐力壁および開口部上下の壁配筋

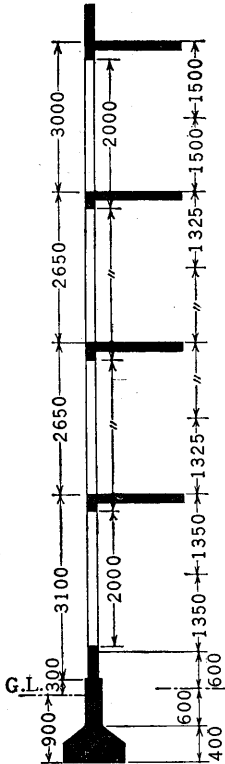
階 数	せん断補強筋			曲 げ 補 強 筋
	P_t	t	設 計	
4	0.15	15	シングル 9φ-20 ctc	1-13φ
3	0.16	18	チドリ 9φ-10 ctc	2-13φ
2	0.20	18	ダブル 9φ-10 ctc	2-16φ
1	0.25	18	9φ-10 ctc	2-16φ

(注) せん断補強筋と曲げ補強筋は重複しないことをたてまえとしているので、壁長の小さい壁では、間隔のみ定めるとし重複する場合があるので、せん断補強筋は所要断面積および本数を求め、これを曲げ補強筋の間に配筋する必要がある。ただし、壁長が 2.0 m 以上ある場合は間隔を定めて配筋しても、たいして影響がないので(2) によることにした。

7. 壁ばりの設計

a) 地震力

$K=0.2$

	W	KW	ΣKW	
	水タンク =6 ペントハウス 16.4×3=49.2 パラペット 0.11×{6.4×2+(6.55+7.75)×6}=10.8 屋根 0.43×356.7=154.0 壁 (0.49×10.8+0.42×383.3+0.3×3.3+0.06×77.8+3.04×6)× $\frac{1}{2}$ =92.6 はり {0.28×4.88+0.24×(3.59+2.81)}×6=17.5	331 t	66	66 t
	床壁 0.38×356.7=136.0 =92.6 (0.49×340.1+0.3×2.9+0.06×77.8+3.04×6)× $\frac{1}{2}$ =99.0 はり =17.5	345	69	135
	床壁 0.38×356.7=136.0 99×2=198 はり =17.5	352	70	206
	床壁 =136.0 =99.0 (0.94×422+0.3×3.43+0.06×77.8+3.04×6)× $\frac{1}{2}$ =113.0 はり =17.5	365	73	278

b) 平均せん断応力度

耐力壁の総断面積

$$\begin{aligned}
 \text{X 方向} \quad & 15 \times 57.36 = 86.0 (\times 10^3 \text{ cm}^2) \cdots \cdots 4 \text{ 階} \\
 & 18 \times 54.96 = 99.0 (\quad " \quad) \cdots \cdots 3, 2, 1 \text{ 階} \\
 \text{Y 方向} \quad & 15 \times 54.87 = 82.0 (\quad " \quad) \cdots \cdots 4 \text{ 階} \\
 & 18 \times 52.47 = 94.5 (\quad " \quad) \cdots \cdots 3, 2 \text{ 階} \\
 & 18 \times 54.87 = 98.8 (\quad " \quad) \cdots \cdots 1 \text{ 階}
 \end{aligned}$$

$$\text{平均せん断応力度} = \frac{\text{その階の地震力}}{\text{その階の耐力壁の総断面積}} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

階 数	X 方 向 $\bar{\tau}$	Y 方 向 $\bar{\tau}$	$\bar{\tau}_0$
4	$\frac{66}{86} = 0.77$	$\frac{66}{82} = 0.81$	1.33
3	$\frac{135}{99} = 1.36$	$\frac{135}{94.5} = 1.43$	2.22
2	$\frac{206}{99} = 2.09$	$\frac{206}{94.5} = 2.19$	2.67
1	$\frac{278}{99} = 2.80$	$\frac{278}{98.8} = 2.80$	3.56

すなわち、平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ は、「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」の仮定条件とした最大平均せん断応力度 $\bar{\tau}_0$ (必要最小断面積を有する 耐力壁の平均せん断応力度) よりいづれも小であるから、規準の結果を包含すると認めることができる。

c) 地震力による壁ばりの曲げモーメント

各階とも壁長方向の地震力による耐力壁の曲げ応力は、反曲点が階高の中央にあるものと仮定して算出し、この応力による壁ばりの端部曲げモーメントは、耐力壁に接する壁ばりの剛比の比により配分した (壁ばりのせいが一樣と仮定して、そのスパンの反比により略算配分した)。

$$\text{耐力壁の上下端の曲げモーメント } M_c = Q_c \times \frac{h}{2}$$

 $Q_c = \bar{\tau} \times t \times l \cdots \cdots$ 耐力壁のせん断力

 $h \cdots \cdots$ 壁ばり中心間の鉛直方向距離 (注: 通常最上階, 最下階を除いて階高と一致する)

$$4 \text{ 階} \quad h = 3.0 - 1.00/2 + 0.66/2 = 2.83$$

$$3, 2 \text{ 階} \quad h = 2.65$$

$$1 \text{ 階} \quad h = 2.70 - 0.66/2 + 1.20/2 = 2.97$$

WG₂

階の位置	$\bar{\tau}$ (kg/cm ²)	W ₂₁ ' l=69		はりの M 計		W ₂₂ l=137		はりの M 計		W ₂₁ l=120		はりの M 計	
		Q _c	M _c			Q _c	M _c			Q _c	M _c		
{ 4 3 2 1	0.77	1.0	1.5	R	1.5			R	2.8			R	2.5
				4	3.8	1.9	2.8	4	7.3	1.7	2.5	4	6.3
	1.36	1.7	2.3	3	5.8	3.4	4.5	3	11.2	2.9	3.8	3	9.8
	2.09	2.6	3.5	2	8.7	5.1	6.7	2	17.0	4.5	6.0	2	14.9
	2.80	3.5	5.2	F	5.2	6.9	10.3	F	10.3	6.0	8.9	F	8.9

WG₁

	$\bar{\tau}$	W ₁₁ l=89		はりの M 計		W ₁₂ , W ₁₃ l=85		はりの M 計		W ₁₁ l=160		はりの M 計	
4 3 2 1	0.77	1.0	1.5	R	1.5			R	1.5			R	2.8
				4	4.4	1.0	1.5	4	4.3	1.9	2.8	4	8.0
	1.36	2.2	2.9	3	7.3	2.1	2.8	3	7.0	3.9	5.2	3	13.2
	2.09	3.3	4.4	2	11.1	3.2	4.2	2	10.6	6.0	8.0	2	20.1
	2.80	4.5	6.7	F	6.7	4.3	6.4	F	6.4	8.1	12.1	F	12.1

WG₃

	$\bar{\tau}$	W ₃₁ l=194		はりの M 計		W ₃₂ l=95		はりの M 計		W ₃₃ l=109		はりの M 計	
4 3 2 1	0.77	2.3	3.4	R	3.4			R	1.6			R	1.9
				4	9.8	1.1	1.6	4	4.6	1.3	1.9	4	5.5
	1.36	4.8	6.4	3	16.1	2.3	3.0	3	7.8	2.7	3.6	3	9.1
	2.09	7.3	9.7	2	24.3	3.6	4.8	2	12.0	4.1	5.5	2	13.7
	2.80	9.8	14.6	F	14.6	4.8	7.2	F	7.2	5.5	8.2	F	8.2

各 WG のモーメントは図 4.18 による。

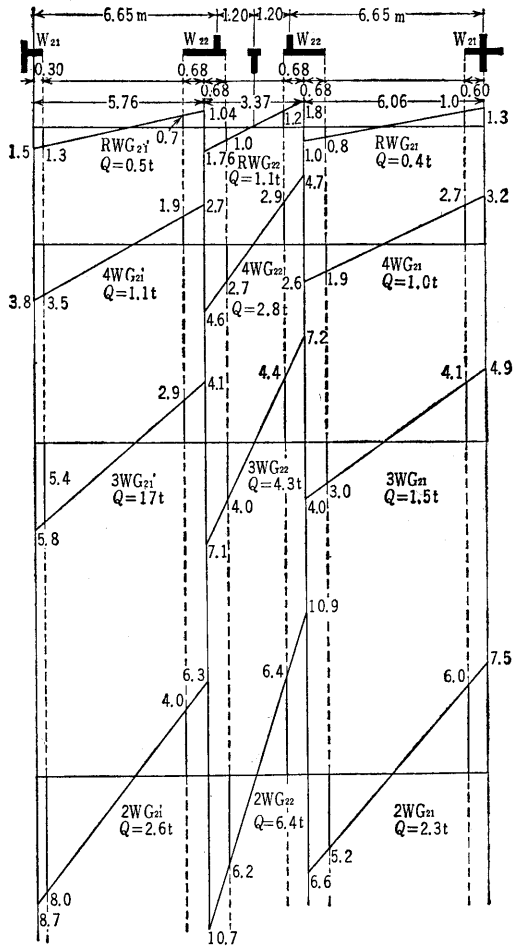


図 4.18

d) 鉛直荷重によるはりの曲げモーメント

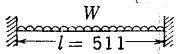
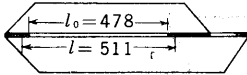
WG₂₁, WG₂₁'

図 4.19

床の荷重分布は図 4.19 のとおりであるが、等分布荷重として計算する。スパン l は、剛域部分を除くものとして持放し長さ l_0 に $D/2$ を加えた。

$$l = 478 + 66/2 = 511 \text{ cm}$$

はり自重……0.3 t/m

$$(\text{屋根}) w = 0.55 \text{ t/m}^2 \times 6.4/2 \text{ m} + 0.3 \text{ t/m} = 2.1$$

$$(4, 3, 2 \text{ 階}) w = 0.50 \times 6.4/2 + 0.3 = 1.9$$

	R _B	4, 3, 2B
W (t/m)	2.1	1.9
$C = \frac{Wl^2}{12} = 2.18 \times W$	4.5 t·m	4.2 t·m
$M = 0.5 C$	2.3	2.1
$R = \frac{Wl}{2} = 2.56 \times W$	5.3 t	4.9 t

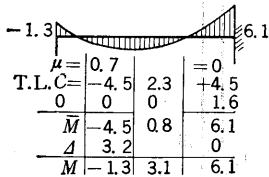


図 4.20

WG₂₁' 以外のはりのすべて、および WG₂₁' の 4 階以下のはりについては、両端固定とみなすことができるが、屋階 RWG₂₁' の外端は固定とみなし得ないので、2 cycle method で概算する。

e) 断面の設計

RWG₂ 以外のはりは鉛直荷重による応力が小さい (スパンが短いため $M \approx 0.5 \text{ t} \cdot \text{m}$) ので無視し、単に水平荷重による応力に対して断面を検討する。

WG₂ については、鉛直および水平荷重による応力を合わせて検討し、断面を定める。検討の方法としては、各はりの断面が数種類にかぎられるので、あらかじめ各形式のはりの抵抗モーメントおよびせん断抵抗力を算出しておき、これと設計応力とを比較して形式を選びだした。

設計応力および配筋

WG₂

	階 数	長期荷重設計応力				水平荷重応力				短期荷重設計応力			
		曲げモーメント			せん断力	曲げモーメント			せん断力	曲げモーメント			せん断力
		外 端	内 端	中 央		外端	内端	中央		外 端	内 端	中央	
WG ₂₁ '	R	1.3	6.1M ₂	3.1M ₂	6.2	1.3	0.7		0.5	2.6M ₂	6.8	3.1	6.7
	4	4.2	4.2M ₂	2.1M ₂	4.9ST	3.5	1.9		1.1	7.7M ₂	6.1		6.0
	3	4.2	4.2	2.1M ₂	4.9ST	5.4	2.9		1.7	9.6M ₂	7.1M ₂		6.6
	2	4.2	4.2	2.1M ₂	4.9ST	8.0	4.0		2.6	12.2*M ₂	8.2M ₂		7.5
WG ₂₂	R						1.2		1.1		1.2M ₂		1.1
	4						2.9		2.8		2.9M ₂		2.8
	3						4.4		4.3		4.4M ₂		4.3
	2						6.4		6.4		6.4M ₂		6.4
WG ₂₁	R	4.5M ₂	4.5M ₂	2.3M ₂	5.3	0.8	1.0		0.4	5.3	5.5		5.7
	4	4.2	4.2	2.1M ₂	4.9ST	1.9	2.7		1.0	6.1M ₂	6.9M ₂		5.9
	3	4.2	4.2	2.1M ₂	4.9ST	3.0	4.1		1.5	7.2M ₂	8.3M ₂		6.4
	2	4.2	4.2	2.1M ₂	4.9ST	5.2	6.0		2.3	9.4M ₂	10.2M ₂		7.2

* 応力は抵抗モーメントをこえるが、これは FWG₂₁' で負担させる〔規準解説参照〕

WG ₁					WG ₃				
短期荷重設計応力					短期荷重設計応力				
符 号	階 数	曲げモーメント		せん断力	符 号	階 数	曲げモーメント		せん断力
		外 端	内 端				外 端	内 端	
WG ₁₁ '	R	1.0M ₁	0.4M ₁	0.8	WG ₁₁ '	R	2.0M ₁	0.5M ₁	1.4
	4	3.0M ₁	1.2M ₁	2.3		4	5.7M ₁	0.7M ₁	3.8
	3	4.9M ₂	2.9M ₂	4.0		3	9.6M ₂	1.0M ₂	6.0
	2	7.1M ₂	3.7M ₂	5.4		2	14.8M ₂	1.2M ₂	9.2
WG ₁₂	R	0.5M ₁	0.4M ₁	1.4	WG ₁₂	R	0.6M ₁	1.0M ₁	1.7
	4	1.4M ₁	1.3M ₁	1.7		4	1.1M ₁	2.3M ₁	3.6
	3	2.3M ₂	1.9M ₂	2.5		3	1.6M ₂	3.1M ₂	5.0
	2	3.7M ₂	3.1M ₂	2.7		2	2.7M ₂	4.8M ₂	8.0
WG ₁₃	R	0.4M ₁	0.5M ₁	1.1					
	4	1.1M ₁	1.5M ₁	3.0					
	3	1.8M ₂	2.3M ₂	5.0					
	2	2.6M ₂	3.2M ₂	7.2					

(注) M₁~M₃ は配筋形式を示す。

ST はスターラップを必要とするとき (せん断抵抗力<せん断力)

各はりの抵抗モーメントおよびせん断抵抗

せ い		$D=66$	$D=100$		$D=128$
適用位置		$2-4WG_1$ $2-4WG_2$	RWG		$2-4WG_3$
d (cm)		61	95		123
j		53.3	83		107
b		18	18	15	18
Q	(長)	4.3 t	6.75 t	5.6 t	8.7 t
	(短)	8.6	13.5	11.2	13.0
M_1		主筋上下とも $2-13\phi$ $a_t=2.65\text{ cm}^2$			
	(長)	$2.3\text{ t}\cdot\text{m}$	$3.5\text{ t}\cdot\text{m}$	$4.5\text{ t}\cdot\text{m}$	
	(短)	3.4	5.3	6.8	
M_2		主筋上下とも $2-16\phi$ $a_t=4.02$			
	(長)	3.4	5.4	6.9	
	(短)	5.1	8.1	10.4	
M_3		主筋上ば $4-16\phi$ その他 $2-16\phi$ $a_t=\begin{pmatrix}\text{上} \\ \text{下}\end{pmatrix}\begin{matrix} 8.04 \\ 4.02 \end{matrix}$			
	(長)	6.8	10.8	13.8	
	(短)	10.2	16.2	20.8	
ST		スターラップ $2-9\phi$ @ 15 cm			
(長)		$a=\frac{Fj}{x}=7.2\text{ t}$	11.2		
(短)		10.8	16.9		

FG については、はりせいが大きいので、十分安全である。

FG₁, FG₈ 上下とも 2-16 ϕ

FG₂ 端部上下とも 4-16 ϕ , 中間 2-16 ϕ

8. 小はり・床スラブ・階段その他の設計

a) B₁, B₂ B₁ について算定する。

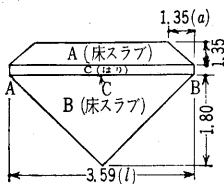


図 4.21

荷重状態 $D=66$ $d=61$ $b=15$ $j=53.3$

	A	B	C
C	$w_0 \times 1.2$	$w_0 \times 1.2$	$\frac{wl^2}{12}$
M_0	$w_0 \times 1.8$	$w_0 \times 2.0$	$1.5 C$
R	$\frac{l-a}{2} w_0 \cdot a$	$\frac{1}{8} w_0 l^2$	$\frac{wl}{2}$

荷重状態	A		B		C	計	
階 別	R _B	4,3,2	R _B	4,3,2	R _B 4, 3, 2	R _B	4,3,2
w ₀	0.55	0.5	0.55	0.5			
C	0.66	0.60	0.66	0.60	0.25	1.6	1.5
M _D	0.99	0.90	1.1	1.0	0.13	2.2	2.1
R	0.84	0.76	0.89	0.81	0.43	2.2	2.0

配 筋

設計用モーメントは、端部・中央とも固定端モーメントを採用する。

$$M=1.6 \quad a_t = \frac{160}{1.4 \times 61} = 1.97 \text{ cm} \quad \text{配筋} \begin{cases} \text{上 } 2-13\phi & a_t = 2.65 \text{ cm}^2 \\ \text{下 } 2-13\phi & \end{cases}$$

$$Q=R=2.2 \text{ t} \quad \bar{\tau} = \frac{2200}{15 \times 53.3} = 2.8 \text{ kg/cm}^2 < 4.5$$

スターラップ (2-9φ) 30 cm etc

- b) 床スラブ (略)
 c) 階段 (略)
 d) その他 (バルコニーなど) (略)

9. 基礎の設計

BC間コンクリート重量

$$2.4 \times 0.22 \times 0.9 = 0.48 \text{ t/m}$$

AB間コンクリート重量

$$2.4 \times 0.3 = 0.72 \text{ t/m}$$

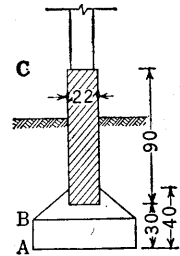


図 4.22

a) B面における荷重

	基礎の長さ L_F	P	$P = \frac{P}{L_F}$	$P' (\text{t/m})$
F_1	7.75	71.6 (73.6)	9.3 (9.5)	$9.3 + 0.48 = 9.8$ $(9.5 + 0.48 = 10.0)$
F_{22}	3.00	36.5	12.2	$12.0 + 0.48 = 12.7$
F_3	6.55	45.1	6.9	$6.9 + 0.48 = 7.4$
(W ₂₁ 'を含む) F_4'	7.00 $\begin{pmatrix} 6.4 \\ 0.6 \end{pmatrix}$	71.1	10.2	$10.2 + 0.48 = 10.7$
(W ₂₁ を含む) F_4	7.60 $\begin{pmatrix} 6.4 \\ 1.2 \end{pmatrix}$	101.2	13.3	$13.3 + 0.48 = 13.8$
F_5	2.81	30.4 (33.4)	10.8 (11.9)	$10.8 + 0.48 = 11.3$ $(11.9 + 0.48 = 12.4)$
F_6	2.64	31.4	11.9	$11.9 + 0.48 = 12.4$

F_1 の () は F_1' , F_3 の () は水タンクのある場合。

基礎の長さ L_F は重複する部分を差し引いたものとする (F_5 , F_6)。

b) 基礎の底面積（布基礎幅）

地盤の許容応力度（長期） 15.0 t/m^2

$$\text{布基礎必要幅} = \frac{P'}{15.0 - 0.72} = \frac{p'}{14}$$

$$\sigma_c = \frac{P'}{B'} + 0.72$$

	基礎底面の必要幅 B	設 計 B'	σ_c
F_1	$9.8/14=0.70$ ($10.0/14=0.72$)	1.00	10.5 (10.7)
F_{22}	$=0.91$	1.20	11.3
F_3	$=0.53$	0.75	10.6
F_4' (F_{21} を含む)	$=0.77$	1.00	11.1
F_1	$=0.99$	1.20	12.2
F_3	$=0.81$ ($12.4/14=0.89$)	1.00 (1.20)	12.0 (11.0)
F_3	$=0.89$	1.20	(11.0)

c) 基礎スラブの配筋

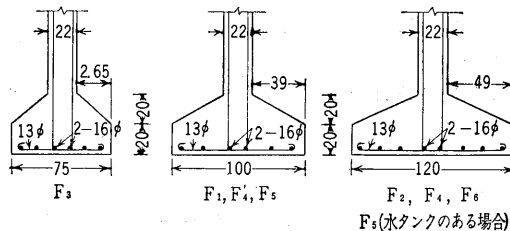
地盤の反力の自重を除き 13 t/m^2 として配筋を決定する。

図 4.23 基礎断面

$$D=40, d=34, j=29.7, B=75$$

$$[F_3] \quad Q=13.0 \times 0.265=3.44$$

$$\phi = \frac{Q}{f_b \times j} = \frac{3.44}{7 \times 29.7} = 16.5 \text{ cm}$$

設計 $13 \phi - 24 \text{ ctc}$ ($\phi=17 \text{ cm}$)

$$[F_1, F_4', F_3] \quad B=100$$

$$Q=13.0 \times 0.39=5.06$$

$$\phi = \frac{5.06}{7 \times 29.7} = 24.4 \text{ cm}$$

設計 13 ϕ —15 ctc (27.2 cm)[F₂, F₄, (水タンクのある場合) F₅, F₆] B=120

$$Q=13.0 \times 0.49=6.46$$

$$M=\frac{6.46 \times 0.49}{2}=1.58$$

$$a_t=\frac{1.58}{1.6 \times 29.7}=3.34$$

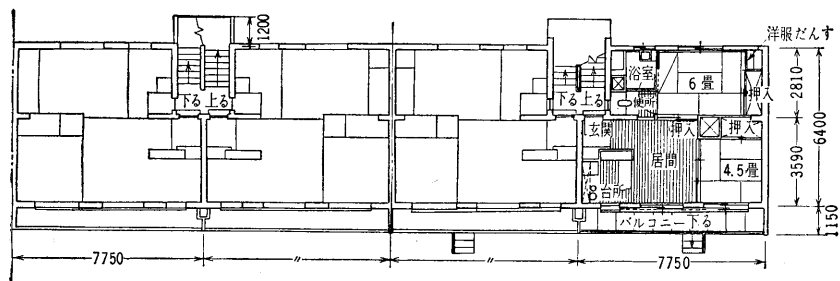
$$\phi=\frac{6.46}{7 \times 29.7}=31.2$$

設計 13 ϕ —12 ctc (34 cm)



北立面図

南立面図

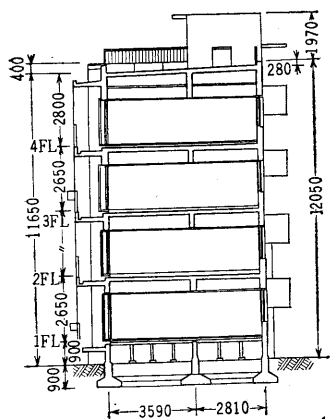


4, 3, 2 階平面図

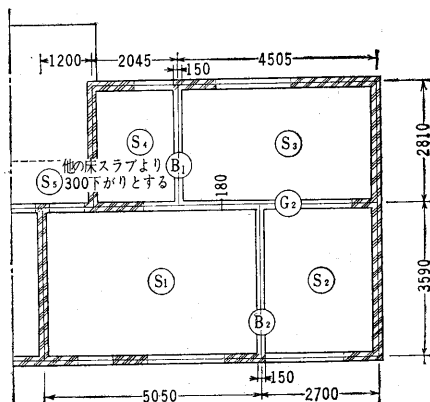
1 階平面図

図 4.24

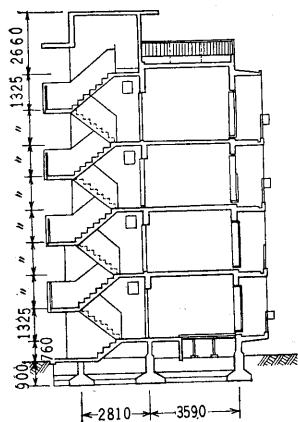
屋根こう配約 1/50



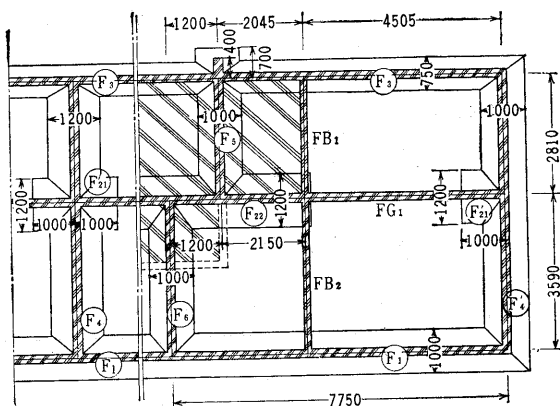
断面図



はり伏せ図

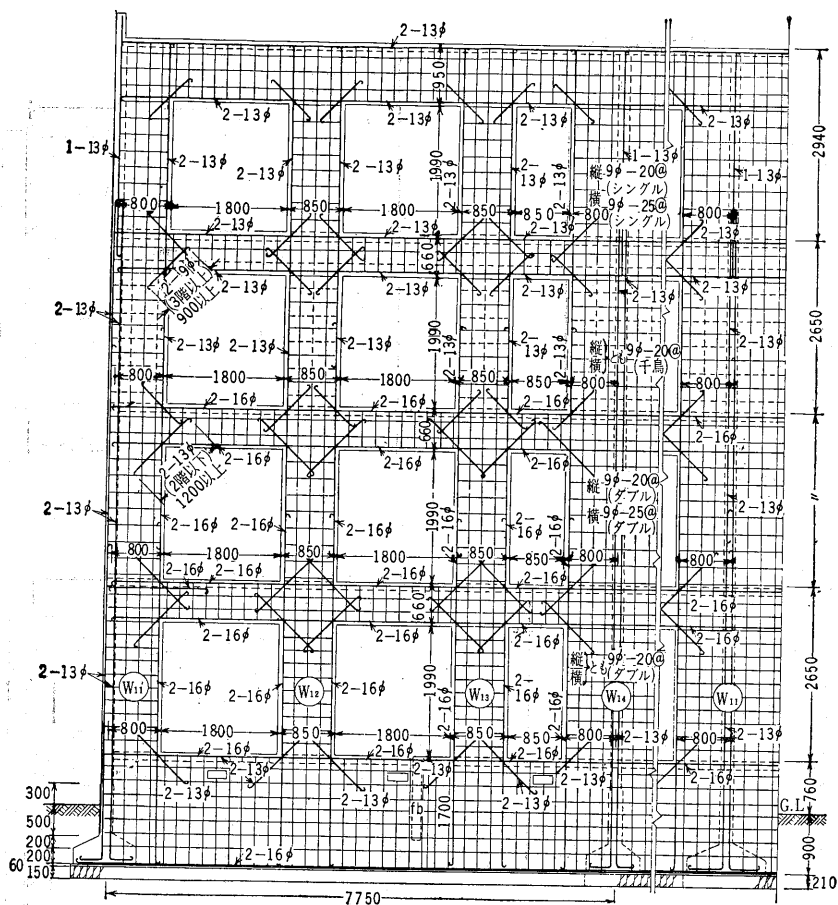


断面図



基礎伏せ図

図 4.25



W₁₁, W₁₂, W₁₃, W₁₄ 壁配筋図
 特記なき鉄筋はすべて9φとする
 外側鉄筋
 内側鉄筋

W₁₁ 壁配筋図

図 4.26

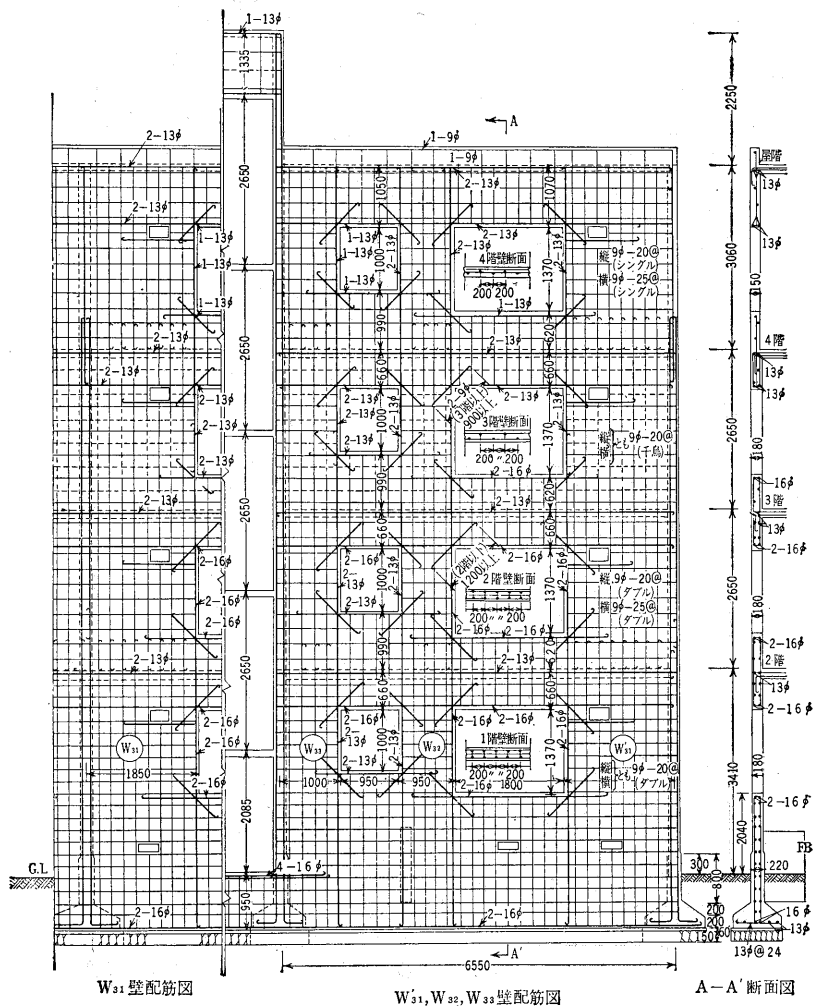


图 4.27

5 壁式鉄筋軽量コンクリート造 設計規準・同解説

(1964改)

5 壁式鉄筋軽量コンクリート造設計規準・同解説

(改訂要旨)

従来の設計規準では、軽量コンクリートを使用した壁式構造は普通コンクリートを使用した場合に比べ、建物規模、壁量、壁厚などについて表 5.1 のように相違した制限を受けていた。

表 5.1

項 目		普 通 壁 式	軽 量 壁 式
階	数	4 階 以 下	3 階 以 下
軒	の 高 さ	13 m 以 下	11 m 以 下
3 階 建 の 壁 量		12 cm/m ² 以 上	14 cm/m ² 以 上
壁厚	最 上 階	15 cm 以 上	17 cm 以 上
	そ の 他	18 cm 以 上	20 cm 以 上

このため、コンクリート量では約 30% の増加、鉄筋量も若干増加する傾向となり、軽量コンクリートの軽いという利点が構造的に生かされず、結果として軽量壁式が経済的でないのであまり使用されていない現状である。しかし、最近では軽量コンクリートの施工技術も一般に普及してきたので、上記の点を検討し軽量壁式でも十分使用できるように改訂することにした。

これらの検討は本会構造標準委員会鉄筋コンクリート構造分科会、同特殊構造分科会、材料施工規準委員会の合同による小委員会で作成された。

その結果は、

軽量コンクリートの材質として川砂を使った第2種軽量コンクリート（4週圧縮強度が 120 kg/cm²、比強度＝圧縮強度/比重＝75 kg/cm² 以上）では、普通コンクリートの壁式構造設計規準を準用してよいことにした。

しかし、上記の品質からはずれる軽量コンクリート（4週圧縮強度 75 kg/cm² 以上）では本規準によることになる。

その理由としては、普通鉄筋コンクリートの比重 2.4 に対し、軽量鉄筋コンクリートの比重は 1.9～1.7 程度であるので、比強度 75 kg/cm² 以上の軽量コンクリートを使った軽量壁式は、普通コンクリートの 4週圧縮強度 180～150 kg/cm² 程度のものを使った普通壁式と同じ程度の建物強さを有することになるからである。

以下、要点のみを各条ごとに解説するが、詳細は「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」、その他の関連規準の解説と重複するので省略する。

1 条 適用の範囲

1. この規準は、「鉄筋軽量コンクリート構造設計規準」の2条から4条までに定める軽量コンクリートと、鉄筋とによる耐力壁（水平荷重および鉛直荷重を負担する壁をいい、以下同様とする）によって構成する鉄筋軽量コンクリート構造（以下軽量壁式構造という）の建築物、またはこの構造とその他の構造とを併用する建築物の軽量壁式構造の部分に適用する。

ただし、軽量コンクリートの設計用4週圧縮強度が 120 kg/cm^2 以上で、かつ $F > 75\rho$ (F は4週圧縮強度、 ρ は軽量コンクリートの気乾比重) の場合には、本条に規定するもののほかは「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」の2条から7条までの規定に従ってよい。

2. この規準による構造は、常時土または水に直接接する部分に用いてはならない。
3. この規準に規定する構造部分以外の部分で、鉄筋コンクリート造の部分については、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の規定により、また鉄筋軽量コンクリート構造の部分については「鉄筋軽量コンクリート構造設計規準」の規定による。
4. 特別な調査研究に基づいて設計された建築物で、この規準によるものと同等以上の耐力があると認められるものについては、この規準の規定の一部を適用しないことができる。

軽量コンクリートの4週圧縮強度が 120 kg/cm^2 以上で、かつ軽量コンクリートの気乾比重 ρ の75倍より強度が大なるものを使用する場合は、その軽量コンクリートの性状はかなり構造体として信頼がおけるので、壁式構造の建物規模、耐力壁の配置、耐力壁の構造、壁ばりの構造、屋根および床の構造などについては、「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」が適用できることとした。この結果、従来は軽量コンクリートの場合はいかなる場合でも、原則として3階建までであったが、この場合は4階建まで実施することが可能である。

しかし、4週圧縮強度が 120 kg/cm^2 以下（もちろん 75 kg/cm^2 以上は必要であるが）の場合は、本規準の各条項が適用されるから、この点誤解のないように注意されたい。

建物の基礎のように、常時土または水に接する部分は、耐久上不利となるので強度が 120 kg/cm^2 以上であっても、一応使用しないことに決定された。

2 条 軽量壁式構造の規模

軽量壁式構造の地上階数は3以下とし、軒の高さ（高さが 1.2 m をこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する）は 11 m 以下としなければならない。

軽量コンクリートの4週圧縮強度が 75 kg/cm^2 以上 120 kg/cm^2 以下のものを使用する場合は、建物の規模は本条によることを原則とする。

3 条 耐力壁・壁ばり・屋根・床および基礎の配置と構造

耐力壁・壁ばり・屋根・床および基礎の配置と構造については、それぞれ「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」3条から7条までの規定を準用する。ただし、壁量および壁の厚さについては、表1および表2を次のように改め、4条3項の規定の準用にあたっては、次の4項によってせん断補強を算定することができる。

表 1

階	壁量 (cm/m^2)
各 階	14

表 2

階	壁の厚さ t_0 (cm)	備 考
平 家	14 かつ $h/22$	h : 構造耐力上主要な鉛直支 点間の距離 (cm)
階数が2の建築物の各階, または階数 が3の建築物の最上階	17 かつ $h/20$	
そ の 他 の 階	20 かつ $h/20$	

コンクリートの単位鉛直断面積および単位水平断面積の算定にあたっては, その耐力壁の実厚から 2 cm さしひいた数値を用いて算定することができる。

120 kg/cm² 以下の軽量コンクリートを使用する場合は, その壁量は各階とも 14 cm/m² 以上を必要とし, 耐力壁の壁厚は表 2 の数値以上が要求される。

ただし, 耐力壁の横方向または縦方向のせん断補強鉄筋比を算定する場合は, その耐力壁の実厚から 2 cm をさしひいた数値を使用してさしつかえないことにした。

4 条 鉄筋のかぶり厚さ

鉄筋に対する軽量コンクリートのかぶり厚さは, 軽量コンクリートの種別およびその調合ならびに建築物の構造部分および耐久上有効な仕上げに応じて, 表 3 の数値以上としなければならない。

表 3

構 造 部 分 の 種 別		軽 量 コ ン ク リ ー ト の 種 別	
		ポルトランドセメントを使用した第1種および第2種, 高炉セメントまたはシリカセメントを用い, セメント使用量が 330 kg/m ³ をこえる第2種	高炉セメントまたはシリカセメントを使用した第1種, 高炉セメントまたはシリカセメントを用い, セメント使用量が 330 kg/m ³ をこえない第2種
床・耐力壁以外の壁	仕上げをしてあるもの	2 cm	3 cm
	仕上げをしないもの	3 "	4 "
耐力壁・はり	屋内面で仕上げをしてあるもの	3 "	4 "
	屋外のもの, 屋内面で仕上げをしないもの	4 "	5 "

軽量コンクリートの鉄筋に対するかぶり厚さは, その強度のいかにかわらず, 軽量コンクリートの種類と構造部分の種別によって, 表 3 の数値以上を要求される。

5 条 外壁の防水

外壁で雨水が浸透するおそれのある部分がある場合は, 適当な防水措置を講じなければならない。

軽量コンクリートの場合は耐久性を考慮してこの条項をとくにそう入したもので, 防水モルタル, その他適当な防水措置を行なうことが必要である。

6 コンクリートブロック帳壁構造

設計規準・同解説

(1964改)

6 コンクリートブロック帳壁構造設計規準・同解説

この規準は 1952 年に作成された同じ題の規準を、その後の用途の拡張、建築技術および工法の変遷に伴い、また各種の施工の経験による知識を考慮に入れ、新しい考え方で修正して再作成されたものである。したがって、今後はすべて新規準によることになるが、これには旧規準と同様な趣旨で残された条項もあり、まったく新しい条項もある。旧規準に関連のある条文については、旧規準との差をそのたびに指摘するが、読者は必ずしも旧規準に通じていなくてもよい。

規準は、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造、補強ブロック造の構造物中における、鉄筋で補強されたコンクリートブロック帳壁構造の設計に際してよるべき要項を示したものである。

規準作成の方針：

帳壁は建物自体の強度とは関係のないものであるが、防災の立場からみれば、建物主要部に劣らずきわめて重要である。帳壁はそれ自体の維持強度はもちろん、はく離脱落などの災害を起さないための必要な緊結などの考慮が払われなければならない。わが国および諸外国の過去の大地震の例においても、帳壁の破壊や脱落による被害は大きい。近くは 1957 年のメキシコ市地震に際しても、帳壁の破壊が多くみられた。建物の主要部ではないという理由で、往々設計施工が簡略にされがちなからである。既往のサンフランシスコ大地震などによって、帳壁の破壊による被害を多く経験したアメリカでは、この構造の規定を特にきびしくしている。

わが国では、近年建物が高層不燃化するに従い、高層ビルのラーメン架構にブロック帳壁を間仕切として用いる傾向が増加してきた。高層化すればするほど、震力の影響と破壊によって生ずる被害の程度は大きくなる。加うるに、わが国は有数の台風国でもある。昭和 34 年(1959 年)の伊勢湾台風において、風圧によって破壊されたブロックへい、帳壁の類は相当の数に上った。これらが最近特に帳壁の構造規定を改めることになった主要な因子である。

旧規準は震力に対してはかなりの考慮を払っているが、台風による風圧の被害が往々にして震力の被害を上回ることの考慮には及んでいない。これは前述のように、当時が現在ほど建築物高層化の傾向が著しくなかったためでもある。

新規準は特に風圧の影響を重要視し、また高層化による設計上の影響を考慮して、種々の場合に対処できるコンクリートブロック帳壁構造の規定を作成した。したがって、規準の表現法は旧規準に比べて、やや複雑となったところもあるが、これは適用の適正を期したためであり、全体の主旨としては、なるべく本会の規準として、わかりやすさと実用性を主体にした。

1 条 適用の範囲

この規準は、2条に示すコンクリートブロックを鉄筋により補強して組積する帳壁構造（以下ブロック帳壁という）に適用する。

ただし、外力に対して十分安全であるように構造計算、実験またはその他特別の調査研究に基づいて設計されたブロック帳壁については、この規準は適用しない。

一口にコンクリートブロック帳壁（規準ではブロック帳壁という呼称に統一）といっても種々のものがある。ブロックの形状、大きさ、組積法、補強法によっては、まったく同一の規準では扱えないものもある。また、ブロックを積んでつくる壁体の高さ、幅も小さいものからきわめて大きいものまである。本規準は計算規準ではないので、これらのすべてに適用する標準を要領よくまとめることは不可能であるから、規準の最初に、この規準が対象とするブロック帳壁とはどのようなものかということ述べてある。

建築に使われるコンクリートブロックは、例外的なものを除き、JIS（日本工業規格）に適合するものを使用するのが原則である。したがって、この規準の帳壁は、原則としてJISに規定するような〔2条参照〕空洞コンクリートブロックを組積し、かつ通常行なわれるように空洞部に鉄筋を通しコンクリートをてん充して補強した帳壁をいう。

帳壁は建物にかかる水平荷重、鉛直荷重を負担する必要はなく、ただ、壁体の自重と壁体自身にかかる震力・風圧などの外力に耐えられればよい。

帳壁でも独自の計算や実験で、上記の荷重に耐えられと証明されたものとか、特別の調査研究に基づいて作られた全然別種の帳壁でも、安全でさえあればさしつかえないわけであるが、それらはこの規準から除外した。それは規準作成の意図が通常のブロック帳壁を設計する場合に、計算の手間を省いて安全な設計をしたい設計者のために役だつことであるから、手間をいとわず構造計算をする人には無理に規定を適用する必要があるからである。別種の帳壁とは、たとえば、特異な形状強度のブロックを用いるものとか、ダブル配筋のように特別の補強法を採用したものである。なお、旧規準は、型わくコンクリートブロックを使用する帳壁にも適用されたが、本規準では除外された。しかし、その設計要領はこの規準に準じたものが、型わくコンクリートブロック造設計標準の解説に載せられているので、型わくコンクリートブロックを帳壁として使用したいときにはそれを参考にされたい。

2 条 コンクリートブロック

ブロック帳壁用コンクリートブロックは、JIS A 5406「空洞コンクリートブロック」の規定に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものとしなければならない。

ブロック帳壁に使用するコンクリートブロックは、補強ブロック造に使用するものと同じく、JIS A 5406「空洞コンクリートブロック」の規格に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものと定められた。この規格には品質によってA、B、Cの3種があるが、帳壁は自重と壁体にかかる外力以外に、建物にかかる荷重は負担する必要はないから、

強度は最低のA種のものを用いてもよい。ただし、外力が特に大きいおそれのある箇所ではB種以上のブロックを使用することは自由であるし、また望ましいことである。

条文に、これと同等以上の品質を有するものと表現されてある意味は、現在まだ全国で生産されているコンクリートブロックが、すべて JIS マークを表示するまでには至っていない現状から、JIS 工場の製品でなくても品質がそれと同等以上であれば、使用してもさしつかえないということである。

3 条 帳壁の規模

この規準に規定するブロック帳壁の規模は、次の各号による。

1. 壁体の上下または左右の向きあった2辺以上の周辺が主要な構造部分に固定されているものについては、主要支点間距離は 3.5m 以下であること。
2. 壁体の下辺または下辺とそれに隣接する一側辺のみが主要な構造部分に固定されているものについては、そのブロック積み部分の持放し長さの1つは 2.0m 以下であること。

通常使用される帳壁の大きさや形はいろいろなものがあるが、外力特に風圧力のように面外からの力が加わったときに生ずる壁体内の応力は、大きさ、形によって著しく異なる。これに対して、一律な規準で補強することは不合理であるし、また無限大の帳壁もこの規準のみで設計できるということは望ましくないので、この規準の対象とするブロック帳壁の規模をこの条で定めた。

この条の1項で規定するものは、ごく通常みられるラーメン架構内におさまった帳壁のことで、開口部などがあることも考え最低の条件として、向きあった2辺が周辺架構に固定されているものとし、主要支点間支持最大長さは 3.5m をこえないものとした。

この条の2項で規定するものは架構内におさまってはいるが、腰壁・そで壁のようなもの、パラペット、へいのようなもので1辺または隣りあう2辺のみが固定されている壁を意味し、そのブロック積み部分の持放し長さは 2.0m をこえないものとした。

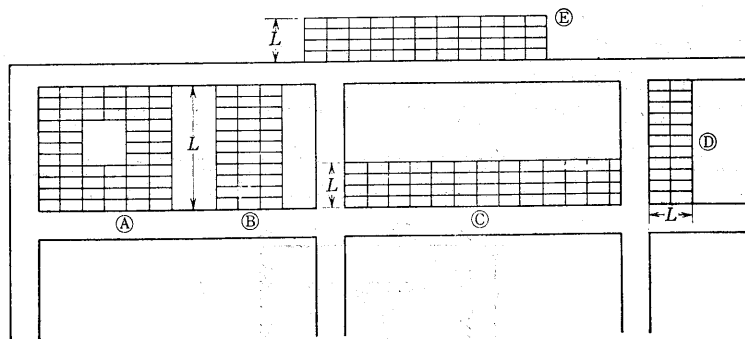


図 6.1 帳壁の種類

スラブと同じ応力状態になる〔図 6.3〕. そこで帳壁をA種ブロック強度をもつ均質な鉄筋コンクリート単筋スラブと考えると, そのコンクリート強度, 目地間隔, 壁厚の実用上の範囲内では, 自から耐力の限度が定まってくる. したがって耐力の限度内で, 建築基準法で考え

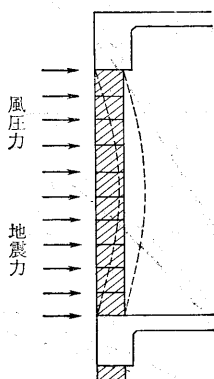
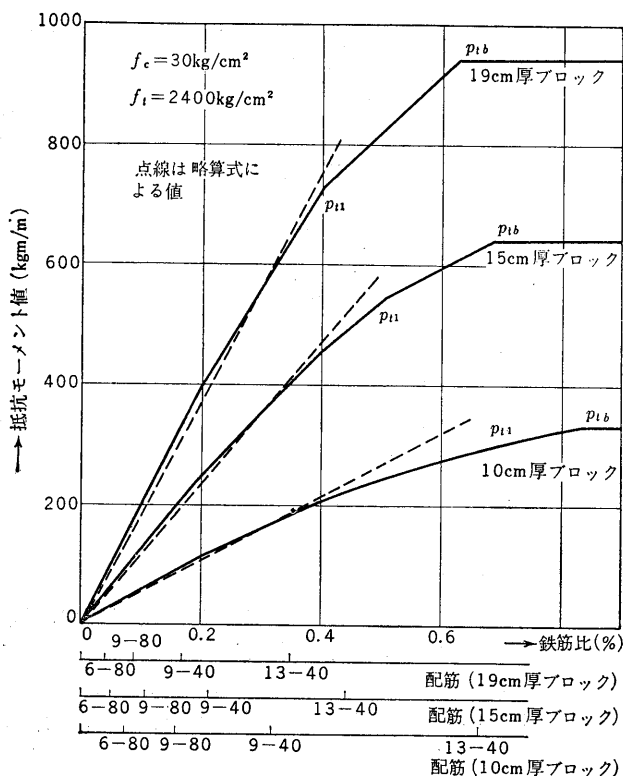


図 6.3

られる震力・風圧力をささえるためのスパン, 持だし長さを目安として, 1項では3.5 m, 2項では2.0 mの長さが決定された. 説明の一例として, 建築基準法で定める高層風圧(地上高30 m程度)を受けた場合に, ブロック帳壁がそれに耐えられる支点間距離(スパン)および持だし長さ(カンチレバースパン)限度を, 上述の考えで計算したものを表6.1に示す(だいたい常識的な配筋では, スパン限度は規準の制限長さ程度であることがわかる. これ以上配筋を増しても, 鉄筋量が終局つりあい鉄筋比を越すので耐力の上昇は期待できない)〔図6.4参照〕.

表 6.1 高層風圧を受ける帳壁のスパン限度 (cm)

板の種類 壁 厚 配 筋	2辺支持板のスパン限度			カンチレバーのスパン限度		
	9φ-400 @	12φ-400 @	13φ-400 @	9φ-400 @	12φ-400 @	13φ-400 @
10 cm	220	300	320	110	150	160
15 "	270	360	390	135	180	195
19 "	310	420	440	155	210	220
備 考	風圧 270 kg/m ² (地上高 15~30 m, 妻壁面) 計算は鉄筋コンクリート略算式 $j = \frac{7}{8}d$, $d = \frac{1}{2} \times \text{壁厚(壁厚=ブロック厚)}$					



[注] 6-80 とは径6mm筋80cm間隔を示す
 p_{1b} はつり合鉄筋比, p_{11} は中立軸がフェースセル内にある限度の鉄筋比

図 6.4 面外力に対するブロック壁体の断面耐力 [239 ページ脚注参照]

この制限は、限度を越える大きな帳壁は次条以下に定める通常の補強方法では危険なことを意味するものである。ただし、条文の意図は大きな帳壁を禁止するのではなく、それらは本標準の規定によらず別途の考慮を払うべきことをいっているのである。

なお、規準には主要支点間以外の支点距離の限度については何も規定していないが、これは帳壁はその性質上、常に主体架構になんらかの方法で区切って緊結されるのが普通であるので、特に定める必要がないと考えられたからである。しかし、ごく特殊の設計で1方向に相当長く築造される場合もあるかも知れない。そのような場合は計算外の不慮の危険に対処する意味で、設計者の判断である程度の限界長さ（たとえば、補強ブロック造の場合の限度、壁厚の50倍以下）をもって、架構への緊結や設計の変更などを考えるのが妥当であると思われる。

4 条 壁厚

ブロック帳壁の壁厚は、仕上げの部分を除き表1に示す数値以上とする。

表 1

帳 壁 の 種 類		壁 厚 (cm)	
		(1) 前条1項に規定するもの	(2) 前条2項に規定するもの
間 仕 切 壁		10 かつ $l_1/25$	10 かつ $l_2/15$
外 壁	(イ) 地盤からの高さ 8m 以下の部分	15* かつ $l_1/25$	15* かつ $l_2/15$
	(ロ) " 8m をこえ 15m 以下の部分		
	(ハ) " 15m をこえる部分	15 かつ $l_1/20$	15 かつ $l_2/10$

* 平家建の建物または最下階の外壁にあっては 10 とすることができる。

〔備考〕 1) l_1 は主要文点間距離、 l_2 はブロック積み部分の持放し長さを表わす。

2) 1つの帳壁が外壁の(イ)、(ロ)および(ハ)の2以上の部分に該当するときは、その帳壁の過半が属する部分の規定による(以下次条にても同じ)。

3) 外壁にあって、風圧が有効にさえぎられているものは、間仕切壁の欄の数値によることができる(以下次条にても同じ)。

外力に対する帳壁自体の構造の安全性を確保するために4条、5条が設けられた。4条では帳壁のスパンに対応して壁厚を規定し、5条では同じく帳壁のスパン、帳壁の位置(地上よりの高さ)に対応して配筋を規定した。いずれもこれらの規定をつくる基礎となった外力の設定、配筋計算の設定が前提としてあるのだが、これらは規準には載せていない。計算法のみを示す規準を作るということも考えられるが、帳壁は構造計算上でいわゆる構造耐力上主要な部分ではないので、設計者にとってはむしろ、計算を必要としない配筋一覧表のほうが便利であることと考えて規準では補強ブロック造規準にならった表形式を採用してある。

ブロック帳壁の壁厚は、通常組積するブロック単体の幅に、その仕上げの厚さを加えたものになる。しかし、この条では構造耐力上からの規定であるから仕上げの厚さは考慮せず、ブロックそのものの壁厚を問題としている。ブロック帳壁の厚さは構造上の耐力と同時に、施工性と関係する。計算上は薄い壁でもよいことになって、過度に薄いものは組積できないし、少しの振動にも変形する。また、ブロック帳壁は鉄筋で補強して組立てられているがこれは鉄筋コンクリートの補強理論を借用したもので、したがって次条のブロック帳壁の補強筋決定も、鉄筋コンクリートの理論で割り出されているが、ブロック帳壁は小さなブロックを積み上げるものであるから、一体に打込まれる普通のコンクリート構造よりも弱くなることはもちろんである。この組積のための弱点は、ブロック壁が薄いほど現われてくるし、厚くなれば鉄筋コンクリートの計算式を適用してもさしつかえないほど安定してくる³⁾。

3) 木村蔵司; 補強ブロック壁体の曲げ強度性状に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集 63 号, 昭和 34 年。

したがって、本標準では、構造上、施工上種々の観点からブロック帳壁の厚さを検討し、次条の補強筋の規定とにらみ合わせただうで、外力および規模の各場合において十分の安全性があるように壁厚の規定をきめた。

標準の表1を説明すると、たとえば屋内間仕切壁については最小厚 10 cm、かつ前条1項に該当する帳壁（すなわち、普通の帳壁）ではスパンの $1/25$ 以上とし、前条2項に該当する帳壁（すなわち、腰壁の類）では持放し長さの $1/15$ 以上となっている。外壁に使用する帳壁については、それが直接の風雨を受けるために屋内間仕切壁よりきびしく、最小厚 15 cm 以上を原則とし、スパンまたは持放し長さに応じてその何分の1以上ということが定められている。この規定の定め方は、次条の補強筋の規定と一体になって、風圧・震力・スパンに応じて適当な配筋、適当な壁厚となるように組み合わせたものである〔次条解説を参照〕。

旧標準では一律にブロックの最小厚 9 cm かつスパンの $1/30$ 以上となっているが、JIS規格が改正になり最小ブロック厚は 10 cm になった。また、スパン 3 m にも達するブロック壁が 10 cm 厚程度では施工上も種々難点があり、あまり好ましくないことのために、新標準では、ややきびしい規定となっている。外壁でも平家建または最下階では風圧も少ないので、緩和規定として 10 cm 厚を用いることが認められている。

その他同表の扱い方の注意としては、外壁の規定が（イ）、（ロ）、（ハ）のように地上高によって3部分に分かれているが〔この分け方については次条解説を参照〕、1つの帳壁が規定

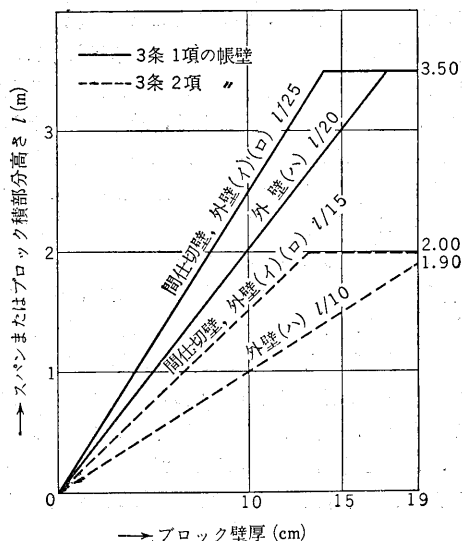


図 6.5 (a) 各場合におけるブロック積み許容高さ（スパン）

の異なる2以上の部分にまたがって存在するときは、その帳壁の大半が属している部分の規定によればよい。また、外壁の規定が風圧に対処して作成されているので、明らかに風圧が有効にしゃへいされている外壁については、間仕切壁の規定によって設計することができる。これらの注意は次条でも同じ扱いを受ける。

表1のスパンと壁厚の規定をわかりやすく図示すると、図6.5のようになる。JISのブロックの厚さは、10 cm, 15 cm, 19 cm の3種類だけであるから、図もこの3種の壁厚にした場合のスパン限度のみを示した。図によれば、たとえば高層部分の外壁に腰壁のようなブロック帳壁を積む場合は、15 cm 厚ブロックならば1.5 m まで、19 cm 厚ブロックならば1.9 m までしか組積できないことを示している。

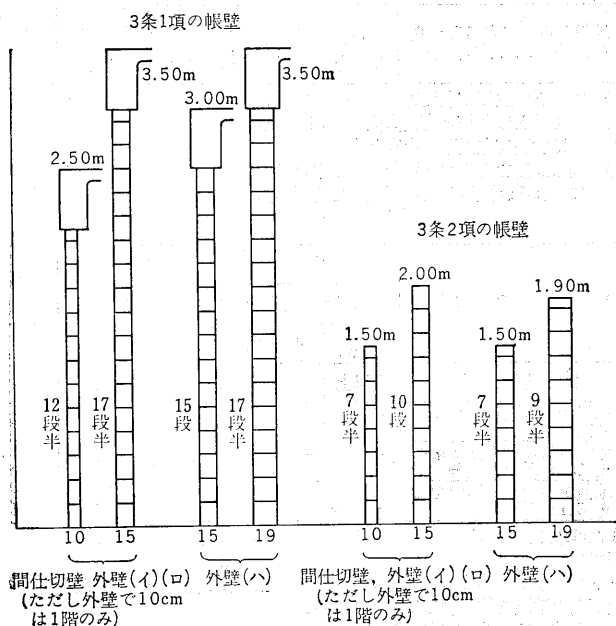


図 6.5 (b) ブロックを積んだ場合のスパンおよび持だし高さを
段数で表わした限度(横軸の数字は壁厚を表わす)

5 条 補強筋

1. ブロック帳壁にそう入する鉄筋の直径と間隔は、3条1項に規定するものにあつては表2に、同条2項に規定するものにあつては表3によらなければならない。

表 2

帳 壁 の 種 類		主 筋				配 力 筋	
		$l_1 \leq 2.5 \text{ m}$		$2.5 \text{ m} < l_1 \leq 3.5 \text{ m}$		直 径 (mm)	間 隔 (cm)
		直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)		
間 仕 切 壁		6 以上	80 以下	6 以上	80 以下	6 以上	100 以下
外	(イ) 地盤からの高さ 8m 以下の部分	6 "	80 "	{ 6 "	{ 40 "		
	(ロ) 地盤からの高さ 8m をこえ 15m 以下の部分	9 "	80 "	{ 9 "	{ 40 "		
壁	(ハ) 地盤からの高さ 15m をこえ 31m 以下の部分	$l_1 \leq 2.3 \text{ m}$		$2.3 \text{ m} < l_1 \leq 3.5 \text{ m}$		9 以上	100 以下
		9 以上	80 以下	{ 9 以上 13 "	{ 40 以下 80 "		

- 〔備考〕 1) 主筋とは主要支点間方向の鉄筋をいう。
 2) 配力筋とは主筋と直角方向の鉄筋をいう。
 3) l_1 は主要支点間距離を表わす。
 4) 異形鉄筋を使用する場合は、表中の直径 9 mm を 9.53 mm に、13 mm を 12.7 mm にそれぞれ読みかえる (表 3 でも同じ)。

表 3

帳 壁 の 種 類		主 筋				配 力 筋	
		$S \leq 1.1 \text{ m}$ の部分		$1.1 \text{ m} < S \leq 2.0 \text{ m}$ の部分			
		直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)	直 径 (mm)	間 隔 (cm)
間 仕 切 壁		6 以上	80 以下	9 以上	80 以下	6 以上	80 以下
外 壁	(イ) 地盤からの高さ 8m 以下の部分	9 "	80 "	9 "	40* "	9 以上	80 以下
	(ロ) 地盤からの高さ 8m をこえ 15m 以下の部分	9 "	40 " (80)** "	13 "	40 "		
	(ハ) 地盤からの高さ 15m をこえ 31m 以下の部分	13 " (9)** "	40 "	13 "	40 "		

* 平家建または最下階で 15 cm 厚のブロックを使用する場合は、 $S \leq 1.6 \text{ m}$ の部分まで 80 とすることができる。

** バラベットのよう、に、持放し端に接する窓などからの荷重のかからない構造のものにあつては、括弧内の数値を使用することができる。

- 〔備考〕 1) 主筋とは持放し方向の鉄筋をいう。
 2) 配力筋とは主筋と直角方向の鉄筋をいう。
 3) S は持放し端より測った距離を表わす。

2. ブロック帳壁の持放し端部および開口部の周囲は直径 13 mm (異形は 12.7 mm) 以上の鉄筋で補強しなければならない。

ただし、間仕切壁および地盤からの高さ 8 m 以下の部分の外壁に使用するものについては、直径 9 mm (異形は 9.53 mm) 以上の鉄筋を用いることができる。

1. ブロック帳壁の補強筋は、補強ブロック造と同じく縦横に配筋する。壁面に垂直な力に対する主要な支持方向に配置した鉄筋を主筋といい、それに直角に配置した鉄筋を配力筋と呼ぶ。外力に対して最も重要な役割を果たす鉄筋は主筋である。配力筋は主筋を補助し帳壁を一体化する役割を持つから、たとえば2対辺固定で他辺が自由端の帳壁でも配力筋を設けたほうがよい。主筋の径と間隔は、帳壁を垂直な外力に対する壁板と考えれば鉄筋コンクリートの計算式により求められる（ただし、鉄筋は壁断面の中央に配置されているから、断面の有効せいは壁厚の半分となる）。以下本規準の配筋表作成の基礎となった計算法を若干解説する。

配筋表の根拠：

帳壁は破壊に対する安全性があればよいから、断面計算は終局強度式によれる。この場合、鉄筋の降伏点応力度は 2400 kg/cm^2 をとり、コンクリートブロック壁体の最大応力度は、A種コンクリートブロックの4週強度に、空げきの影響、組積の影響、終局安全率を考慮した値をとる（ 30 kg/cm^2 程度）。通常の配筋では終局つり合鉄筋比よりはるかに以下であるから、略算式によってもよい〔図6.4参照〕。

外力は、間仕切壁には帳壁の自重に水平震度を乗じた地震力を、外壁には地震力と風圧力のうち大きいほうをとる。風圧力は建築基準法施行令の規定により高層部になるに従い、高さの2乗根に比例した速度圧をもとにして算定するが、簡便のため旧建築規格 3001 号で採用した3段階分布方式をとる。これが規準の表1に示した外壁の(イ)、(ロ)、(ハ)の区分である〔図6.6〕。これに通常の

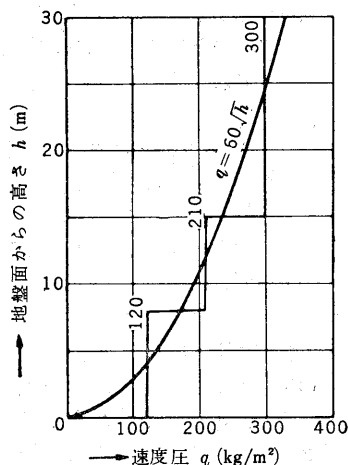


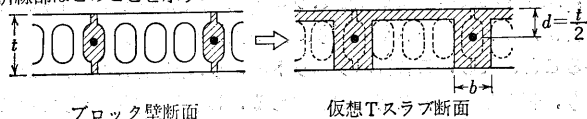
図 6.6 速度圧分布図

* ブロック壁体の最大応力度の決定は以下のようになされた。

$$f_c = (\text{全断面強度/実質率}) \times (\text{組積係数}) \times (\text{終局応力係数})$$

A種ブロックの全断面強度を気乾状態で 30 kg/cm^2 とし、実質率を 0.5、組積係数を種々の研究の結果より 0.6 を採用し、終局応力係数は ASCE の規準にならって 0.85 をとると $f_c = 30 \text{ kg/cm}^2$ となる。

断面計算にあたっては、下図のようにブロックの中間ウェブ部分を無視するとT形ばりの連続のように考えられる。鉄筋比の増大に伴い中立軸はフランジ部からはずれず、図6.4のブロック壁体耐力曲線の最初の折線部はこのことを示す。



場合は風上側妻壁の風力係数 0.8 を乗じた下記の値を風圧力とする。ただし、パラベットや上部に吹抜けの開口があるものは風力係数 1.2 を乗ずる。

外壁 (イ)	地上高 0～8 m	風圧力 = 96 kg/m^2 (パラベットの場合 144 kg/m^2)
" (ロ)	" 8～15 m	" = 168 " (" 252 ")
" (ハ)	" 15 m 以上	" = 240 " (" 360 ")

本条の配筋規定は高さ 31 m 以上は一応考えていない。これは法規上の市街地一般建築物の高さが 31 m が上限だからである。しかし、法規の条件によっては、これ以上の高さの建築物も建てられるが、一般性が少ないという点からして、これらは特殊の場合として補強の割増しを行ない、1 条ただし書きによって設計してもらうこととした。

地震力は上述のようにブロック帳壁の自重に水平震度を乗じたものであるが、水平震度は、建築基準法施行令によれば高層部では若干増大する。たとえば、地上高 30 m 前後では 0.24 をとる必要がある。本規準の基礎計算には安全側をとり、震度 0.24 を採用してある。これで数種の壁厚の帳壁に対する地震力を略算してみると表 6.2 のとおりである。

表 6.2 ブロック帳壁の地震力

ブロック厚 (cm)	ブロック 比 重	ブロック自重 (実質率 60% として (kg/m^2))	内外に 1.5 cm 厚のモルタル仕 上げとして (kg/m^2))	壁体自重 (kg/m^2)	地震力 ($\alpha=0.24$) (kg/m^2)
10	1.8	108	} +60	168	41
15	1.8	162		222	53
19	1.8	205		265	64

帳壁に生ずる応力は、周辺の架構への取りつけ状況によって異なる。規準の表 2、表 3 の製作の基礎となった応力の仮定は次のとおりである。

まず、3 条 1 項に示す帳壁（すなわち、ごく普通でいう帳壁）は 4 辺支持、3 辺支持、2 対辺支持がよく見られる取りつけ状況である。開口部その他の都合により常に最良の条件は期待できないから、2 対辺支持が安全の仮定である。かつ最も普通の支持状況は上下下辺が支持されている状況であるが、下辺はほぼ固定の状態に近いが、上辺は施工上固定条件は望めないから半固定程度の支持条件を予想すべきである。したがって、帳壁に生ずる最大曲げモーメントは上述の外力を w/m^2 とすると $1/10 w l^2$ 前後 (l はスパン) 程度が予想される。

3 条 2 項に示す帳壁（すなわち腰壁の類）はブロック自重がかかるという条件から、通常下辺は固定とみなして、カンチレバーのような応力状況として扱ってよい。そして、通常みられるように、主体架構間にはまる腰壁のような帳壁で壁上に壁に定着された窓サッシがはまっている場合は、ガラスが破れない限り窓面が受ける風圧力の一部が腰壁上縁に縁辺外力としてかかることになる。これはパラベットのように壁面自体のみにかかる外力を受ける場合と異なり、著るしく不利な応力状態である。しかし、帳壁としてはこの外力にも

耐えなければならないから、規定の数値の決定にはこの考慮が入っている。

この縁辺外力は想定することが困難であるが、本規準の場合は普通のラーメンの内法高さが約 2~3m 程度であることから、内法高さ 2.5m のラーメン架構内の腰壁が、その上部開口全面に受ける風圧の下半分を縁外力として受ける場合を想定する〔図 6.7〕。しかるとき、帳壁に生ずる最大曲げ応力は、下辺に図 6.8 のような応力の組合せとして考えられる。

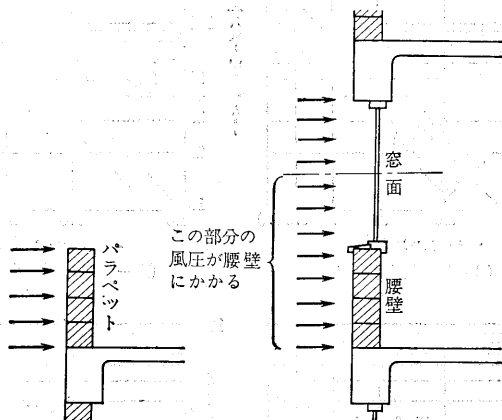


図 6.7 腰壁にかかる外力

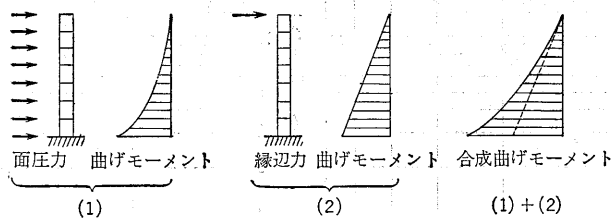
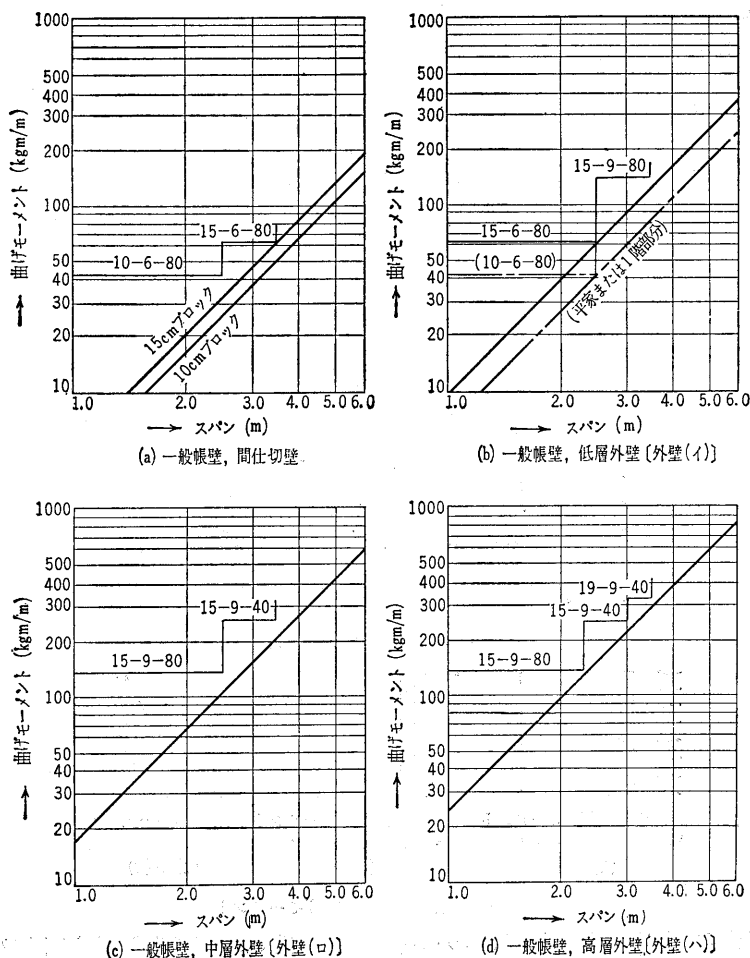


図 6.8 腰壁に生ずる曲げモーメント

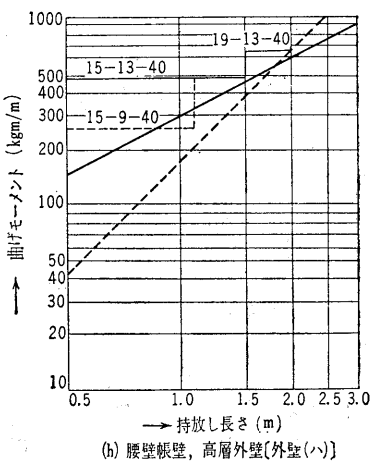
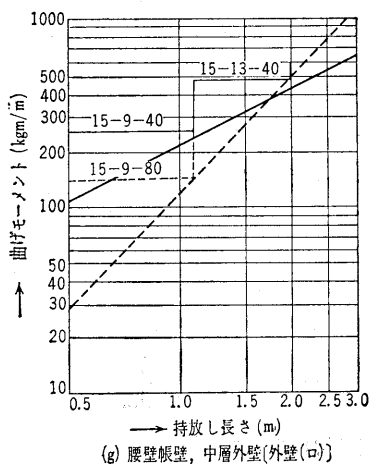
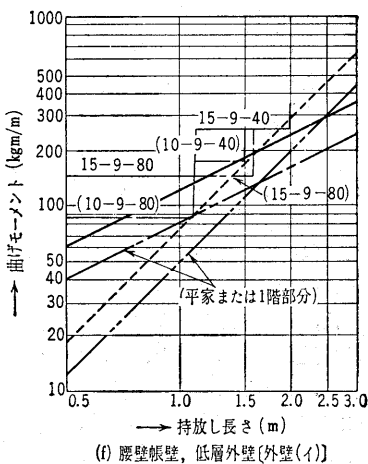
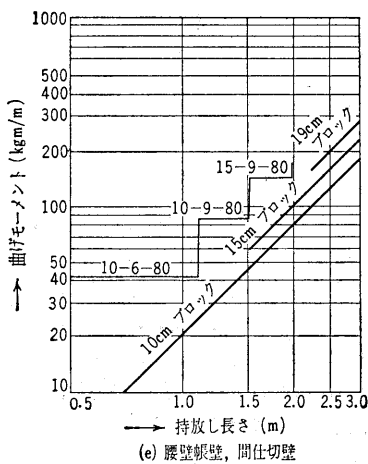
上部が吹抜けの開口の腰壁やパラベットの類の帳壁では、このような縁辺外力はなく面圧力のみによる応力を考えるだけでよい。この応力はこの場合の風力係数 1.2 を考慮してもなお、上の応力よりは少なくなるので規準の表 3 の配筋規定の数値は括弧内のゆるやかなものをとることができるようになる。

以上の断面算定式、荷重・応力に対して、各場合の帳壁の必要配筋を計算し、それを実用的に簡略化したのが規準の表 2、表 3 である。応力はスパンの 2 乗に比例して増加するから、配筋表も何段にも変化させて規定すべきであるが、それでは実用的でないから、通



【注】 図中斜線は外力による面外方向曲げモーメント，段状折線は規準値の帳壁の耐力
 -----はパラベット状の壁の場合，記号の「10-6-80」10cm厚ブロックで6φ
 を80cm間隔に配した壁を示す

図 6.9 (A) ブロック帳壁の設計用応力と断面耐力の関係



〔注〕 図中斜線は外力による面外方向曲げモーメント, 段状折線は標準値の帳壁の耐力
はバラベット状の壁の場合の外力曲げモーメント, 記号の「10-6-80」は
 10cm厚ブロックで6φを80cm間隔に配した壁を示す

図 6.9 (B)

常よく使われるスパン 2.5 m または 1.1 m で 2 段に配筋を分けた。このほかに 4 条で定めたように、スパンによって壁厚の変化が自動的に織り込まれるから、この表によって配筋した帳壁の耐力は、スパンの増加によって 2~3 段に変化することになる。この壁体設計用応力と耐力との関係を図表化して例示すると、図 6.9 のようなものである。配筋表は多少の余力のある部分もあるが、想定荷重や現場施工が予想よりも不利の場合も考えられるので、決して余裕過剰ではない。

また、帳壁の耐力はこれからみてもわかるように、スパン・壁厚・配筋の 3 つの組合せによって、さまざま変化するものであるから、規準の表どおりの設計以外にも、同程度の耐力で異なる設計はいくらでも考えられよう。これはしばしば述べてきたように設計の簡易さと自由度とのせり合関係であるが、特に自由度を尊重したい向きはこれらの図表を参照のうえ、1 条ただし書きによって研究・設計をしていただきたい。

表 2 の見方を説明すると、スパン 2.5 m (高層部の外壁のみは 2.3 m) で 2 種に配筋が分かれる。スパン 2.5 m 以下の帳壁は「 $l_1 \leq 2.5 \text{ m}$ 」の下欄の数値により、スパン 2.5 m をこえる帳壁は「 $2.5 \text{ m} < l_1 \leq 3.5 \text{ m}$ 」の下欄の数値による。そしてこの表はスパン 3.5 m をこえる帳壁には適用しない。外壁の主筋直径と間隔の欄で $\begin{cases} 6 \text{ mm 以上} \\ 9 \text{ " } \end{cases}$ $\begin{cases} 40 \text{ cm 以下} \\ 80 \text{ " } \end{cases}$ とあるのは、6 mm 筋なら間隔 40 cm 以下で、9 mm 筋なら間隔 80 cm 以下の意味である。

表 3 の見方も表 2 にはほぼ等しいが、異なるのは持放し部分 S の測り方である。

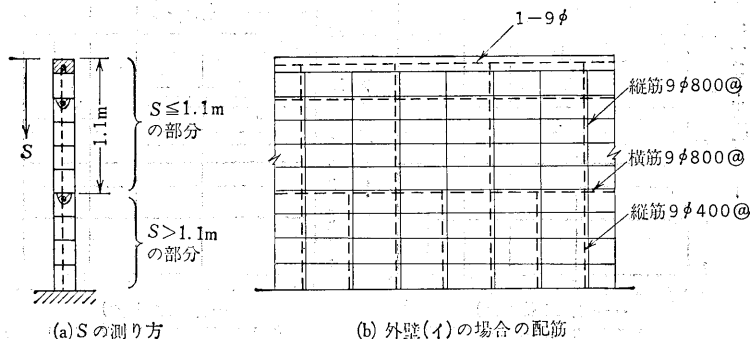


図 6.10 腰壁帳壁の S の測り方と配筋例

図 6.10 に示すように、 S は帳壁の自由端から測り、1.1 m を境にして 2 段の配筋表を与えている。表 1 の帳壁配筋はそのスパン別によって帳壁全部に一樣配筋とするが、表 2 の適用に際しては同一帳壁でも $S \leq 1.1 \text{ m}$ の部分と、 $S > 1.1 \text{ m}$ の部分とに分けて異なる配筋としてもよい。もちろんこの場合、応力の伝達が十分行なわれるように、鉄筋端は有効に定着されるように、横筋に引掛けるなどの方法を講じなければならない。同図 (b) に

この種の配筋図例を示す。

2. 本項には、帳壁の端部の補強について規定がある。開口部周囲や端部は建具類から荷重を受けたり、面内の曲げ応力などを受ける。補強は開口部周囲とか、自由端部には必ず 13 mm 径以上の鉄筋で補強することを原則としている。間仕切壁と地上高 8 m 以下の部分の外壁は 9 mm 径の鉄筋でもよいことにしてある。これは想定外力が少ないからである。

6 条 帳壁の緊結

ブロック帳壁は、壁面に垂直な外力により脱落することのないよう、鉄筋を主要な構造部分に定着するか、またはその他の方法により、主要な構造部分に緊結する構造としなければならない。

前条までは架構面内における帳壁自体の構造規定であるが、本条に建築物の主体構造と帳壁との緊結が規定されてある。これは旧規準の精神となら変りはない。

前述のように、帳壁は大地震の際倒壊または崩壊しやすいから、壁面に垂直な力によってそのおそれがないよう、周囲の構造主体に補強筋を定着するか、または形鋼やボルトなどで緊結しなければならない。多くの場合、構造主体は鉄筋コンクリート造であろう。

なるべく帳壁のブロックをさき積みし、補強筋を壁外にのばしておいて、構造全体のコンクリートをあと打ちとするようにしたいが、やむをえずブロック帳壁をあと積みする場合、たとえば図 6.11 に示すような方法で緊結しなければならない。

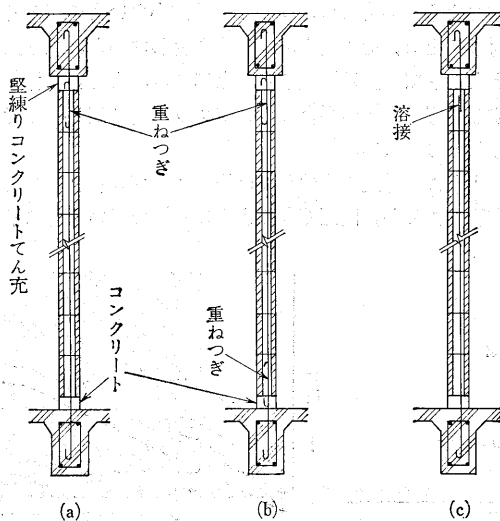


図 6.11 (A)

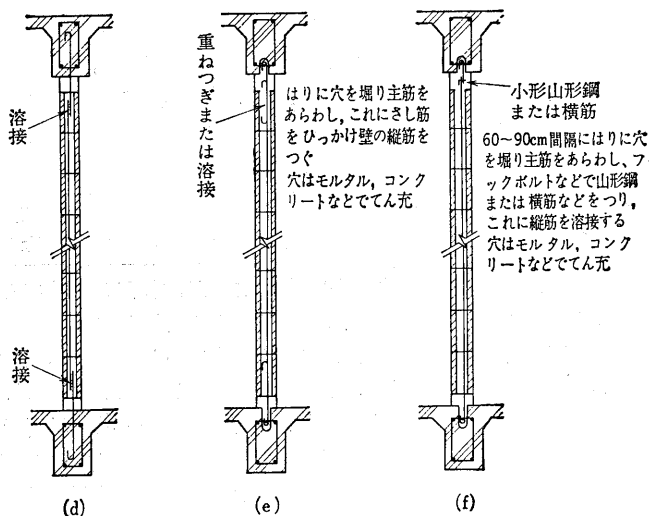


図 6.11 (B)

しかし、主体構造が鉄骨造のような場合には、骨組の剛性が小さいものも多く、このような骨組にブロック帳壁を取付けるとき、その間を巧みに取り合わないと、水平力はほとんどブロック壁に負担されることとなって帳壁は破壊することになる。また、鉄骨の骨組のブロック壁面に直角な方向に対する変形の大きい場合にも、ブロック壁を倒して足元より破壊することになるので注意しなければならない。

すなわち、図 6.12 (a) のように鉄骨造の剛性が高い場合にはブロック壁を緊密に取付けるほど骨組は丈夫になって有利であるが、同図 (b) のように剛性の低い場合は不利になる。

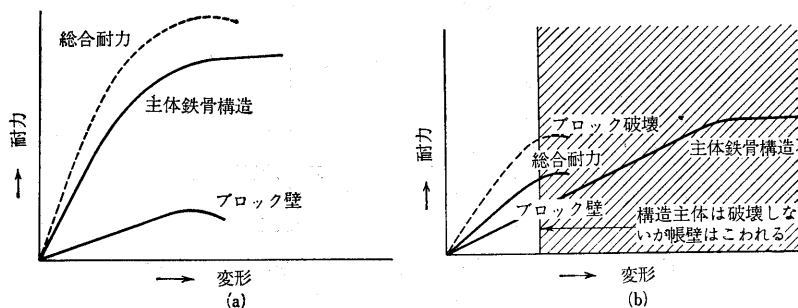


図 6.12 (A)

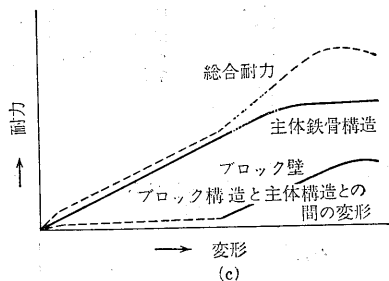


図 6.12 (B)

このときは同図(c)のように、ブロック壁と鉄骨主体構造との間に変位を生ぜしめて、最終の変形を一致せしめるようにしなければならない。

変形の大きい鉄骨造とは、図 6.13 のような筋かいによる鉄骨造、3 ヒンジアーチ、2 ヒンジアーチ、柱の細いラーメン形などである。

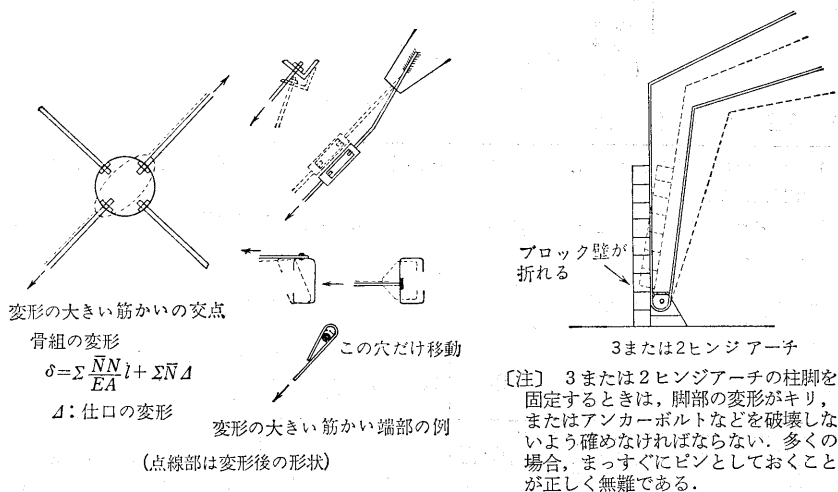


図 6.13

このように、剛性の低い鉄骨にブロック帳壁を取り付けるには、鉄骨の変形が伝わらずにしかも帳壁が倒れないようにするか、または変形してブロックが一部破壊してもさしつかえないような緊結法を工夫しなければならない。

例を図 6.14 に示す。

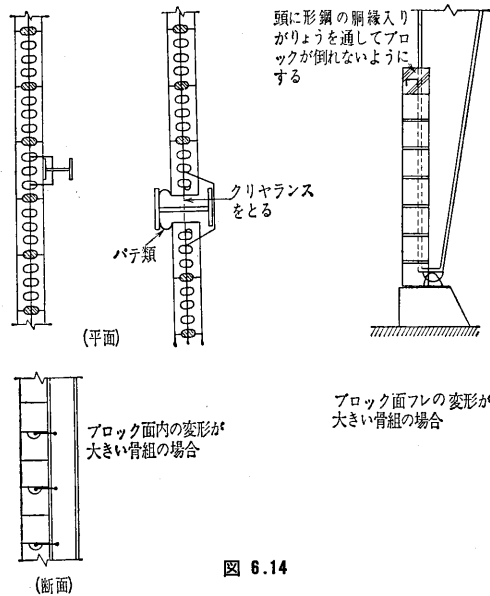


図 6.14

7 条 鉄筋の継手および定着

1. 地盤からの高さ 8 m をこえる部分のブロック帳壁の主筋は、溶接する場合を除き、継手を設けてはならない。
2. ブロック帳壁の鉄筋の重ね長さおよび定着部分の長さは、表 4 に示す数値以上としなければならない。

表 4

構 造 部 分		継手または定着部分の長さ			備 考
継 手	定 着	丸 鋼	異 形 丸 鋼		
			フックなし	フックあり	
引張応力の大きい箇所、開口部の周囲など	3条2項の帳壁の主筋をはりまたは柱に定着する場合 開口部周囲の補強筋を両側の壁部に定着する場合	40d	40d	30d	d：鉄筋の径 (継手の場合は 細いほうの鉄筋の径)
その他の箇所	その他の場合	25d	25d	20d	

鉄筋で補強されたブロック帳壁は、鉄筋コンクリート理論により構造が成り立っているが、その構造耐力を確保するためには、構造の本質を保証するような設計上、施工上の諸注意が

必要である。7, 8条では、構造規準としてみずぐすことのできない重要な設計施工上の注意のみを取上げてある。ここに述べてある以外の設計施工上の注意については、補強ブロック造のそれに準じて取り扱うことになる。

1. スパンの長い帳壁に配筋する場合とか、半端ものの鉄筋を有効に使用しようとすると、どうしても継手が生ずるが、ブロック帳壁では補強筋をそう入する空洞が限られた大きさなので、空洞内で継手を設けるとてん充コンクリートの回りが悪く、かつかぶりが薄くて十分応力を伝達することは難しいので、大きな応力を受ける高所の帳壁の主筋には、溶接以外の継手を設けることを禁じてある。
2. ブロック帳壁の鉄筋の定着長さは、3条2項に規定する腰壁式帳壁の主筋に対して主筋径の40倍以上、その他の鉄筋に対しては径の25倍以上と定められた。補強ブロック造または鉄筋コンクリート造の建築物の主要構造部分に規定される鉄筋の定着は、径の40倍以上であるが、帳壁は主要構造部分に比してさしたる応力を受けず、また短期時に弾性限度内でなくても最小限脱落を防ぎ得ればよいとされるから、定着長さはかなり緩和されている。腰壁式帳壁のみは固定端の主筋が唯一の壁体保持部分であるから、 $40d$ の定着長さをとることが必要である。

異形鉄筋を用いる場合は、コンクリートとの付着がよいので、帳壁では一般に鉄筋端部にフックを設けなくてもよい。しかし、安全のため特にフックを設けて使用するときには普通鉄筋の場合の定着長さ40倍以上に対しては30倍以上に、25倍以上に対しては20倍以上にそれぞれ緩和してもよい。

8条 目地、空洞部およびかぶり厚さなど

1. ブロック帳壁の、鉄筋をそう入した空洞部および縦目地に接する空洞部は、モルタルまたはコンクリートで埋めなければならない。
2. 空洞部にそう入する鉄筋に対するコンクリートまたはモルタルのかぶり厚さは、コンクリートブロックのシェルを除き、2cm以上としなければならない。
ただし、間仕切壁で、豆砂利コンクリートまたはモルタルをてん充する場合には、かぶり厚さを1cm以上とすることができる。

1. ブロック帳壁の各目地および鉄筋のそう入される空洞部、縦目地に接する空洞部には、すべてモルタルまたはコンクリートをてん充しなければならない。これは補強ブロック造の規定とまったく同様である。元来、面外力を受けるブロック壁体は、縦横に配置された補強筋によって抵抗する1種の格子ばりとして働くものであるから、目地相互が変形によってずれることは耐力を減退させる。そのために、縦横の各目地と鉄筋空洞部はもちろん、鉄筋の入っていない縦目地にもコンクリートなどをてん充して、面外力に対してはなるべく一体の板に近い構造として働くようにすることが安全性を上昇する方法である。したがって、旧規準にはなかった規定であるが、新規準では特に1項として定められた。
2. 本条2項は旧規準7条の規定そのままであって、精神はなんら変化がない。すなわち、

鉄筋の腐食防止と鉄筋の壁体強補の効果を確実にするために、鉄筋はコンクリートまたはモルタルで完全に包むようにしなければならない。したがって、鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、普通の粒大の骨材を用いたコンクリートを使用する場合は、ブロックのシェルを除き 2 cm 以上にしなければならない。ただし、特に豆砂利コンクリートやモルタルを用いる場合は、てん充が比較的容易なので間仕切壁に限り 1 cm 以上とすることができる。

7 プレキャストコンクリート組立床構造

設計規準・同解説

(1964)

7 プレキャストコンクリート組立床構造設計規準・同解説

1 条 適用の範囲

1. この規準は、プレキャストコンクリート部材（以下部材という）を用いて組立構成する床板（屋根板をふくみ、以下プレキャスト床という）に適用する。ただし、部材を単に型わく、仕上げなどの材料として用いるものについてはこの限りでない。
2. 特別の調査研究によって設計されたプレキャスト床で、この規準によるものと同等以上の安全性があると認められるものについては、この規準の規定の1部を適用しないことができる。

この規準は、プレキャスト床を一般構造体に適用、使用しうるように考慮して作成せられたものである。すなわち、高・低層の鉄筋コンクリート造、鉄骨造、特殊コンクリート造（ブロック造、組立コンクリート造など）に使用する場合のプレキャスト床自体に関するものと、それを使用する構造体に関する注意とである。ただし、同じプレキャスト床でも、全床を1枚のプレキャスト床とするティルトアップ式のものは含まない。

したがって、本規定には、プレキャスト部材そのものを設計する設計者およびそれを製作するメーカーにとって必要な部分と、この既成の床部材を用いる主体構造あるいは関連構造体を設計する設計者ならびに現場工事関係者、すなわち使用者側に必要な部分とがある。前者のメーカー側においては、この規定は全面的に理解されていなければならないが、後者においてはこの規定の一部のみで事足りる。メーカーまたは部品設計者の心得べきものと、使用者の心得べきものとが混同されると、使用者としては混乱して、かえって重点を失わしめることになるので、使用者に便利のように、メーカーにのみ関する解説部分には「…」印を付して区別するようにした。

プレキャストコンクリート部材を用いて床を造る場合、プレキャスト部材自体が床そのものとなる場合と、これを型わく代りとし、天井被覆材を兼ねしめ、この上に現場打ち鉄筋コンクリートのスラブを施工するものがある。後者については、この規定では触れないこととし、もっぱらプレキャスト部材が床主体の強度メンバーとなるものについて規定した。

プレキャストスラブと称するものには数種の方式が見られ、その具体的設計は多様である。これらを分類列記すれば

(1) 施工法による分類

- i) 口字形、 π 字形、 Γ 字形などの細長い既成の鉄筋またはPSコンクリート部材を現場で列べて組立構成するもの。
- ii) 特殊のブロックを鉄筋またはピアノ線などで締付けで一応細長い材として形成し、これを現場で並べて構成するもの。
- iii) 特殊ブロックを現場支持わく上で板状に列べ、これに鉄筋をはめ込むか、ピアノ線な

どで締付け，グラウトなどにより固定するもの。

- iv) 上記の方法を併用するもの〔例 1方向は i) または ii) の方法で，他方向は iii) の方法を取るなど〕。

(2) 構造力学的的方法による分類

a) 支持方法によるもの

- i) 1方向両端支持または固定とするもの
- ii) 2方向支持または固定とするもの

b) 元応力によるもの

- i) 大きい元応力を加えるもの
- ii) わずかの元応力を加えるもの
- iii) 元応力を加えないもの

(3) 形態による分類

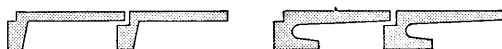
i) 口または多孔形



ii) π ， Γ ，または Π ， $\sqcap$ 形



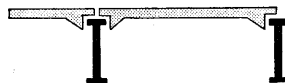
iii) 「形または $\sqcap$ 形



iv) Tまたは $\sqcap$ 形



v) 根太+はめ込み板形



(4) 材料による分類

a) コンクリートによるもの

- i) 高強度コンクリートによるもの
- ii) 軽量コンクリートによるもの
- iii) 超軽量コンクリートによるもの

b) 補強筋によるもの

- i) 普通鉄筋を使用するもの
- ii) 高張力鋼を使用するもの
- iii) ピアノ線を使用するもの

大体以上であるが、本規準では以上のものにつき、ほとんどを含めて通用するようになっている。しかし、既成材であっても、主筋に相当するものが露出しているようなもの〔図 7.1 参照〕は鉄骨造とみなし、この規定から除外することとした。

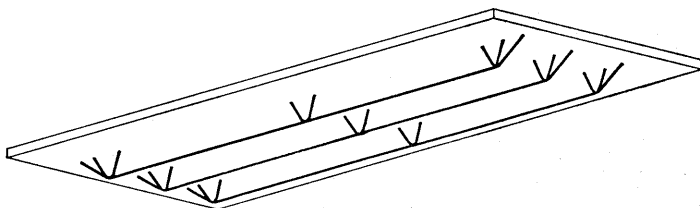


図 7.1

また、この種の構造は新工夫のものが現われるもので、これについては予測ができないために必ずしもこの規定に合わないもの、あるいは規定に包含されないようなものが発生する可能性がある。これらのものでも、実験などにより安全確実なことが証せられたなら、別個に認定を得て使いうるよう規定にはその道を開いてある。

2 条 プレキャスト床を用いる建築物の構造

1. プレキャスト床を用いることのできる建築物の構造は、プレキャスト床を安全に支持し、かつ水平力をうけた場合、負担応力の集中が少ないように、骨組・壁などがつり合いよく配置されたものとする。
2. 水平力がプレキャスト床以外の主要な構造部分（以下構造主体という）のみで有効に伝達負担される構造の建築物にあっては、水平耐力を期待しないプレキャスト床を用いることができる。
3. プレキャスト床に水平力を負担させる建築物にあっては、組立床の構造、その緊結状況などを考慮した水平剛性に仕掛けて、骨組の横力分布を定めなければならない。

『普通』の概念として組立床は、現場で一体的に打たれたコンクリート床より水平剛性が低いと、漠然的に考えられている。この観念は後に述べるように、必ずしも正しいといえないのである。しかし、かりにそうであるとしても、鋼構造、ブロック造などでは、すでに剛性の低い木造床を使用しており、特に鋼構造では永年の伝統ともなっている。もちろん、この場合、水平力伝達のために水平のブレーシングが設けられるのが普通であるが、在来この種構造における水平ブレーシングの剛性は非常に低いと考えられる。

- 1) これは主としてブレーシングの仕口の不完全からくるものである。本解説者はこのような実施例について多数例を指適することができる。

ものが多く存在している¹⁾。さらに、装置構造²⁾のように、ほとんど床というものはなく、それでありながら各高所に重量物が取付いているものが多数建造されており、しかも幾度かの災害時にも、特にそれによる欠陥が現われなかった点よりして、これら鋼構造のような構造にプレキャスト床を適用することは、一応問題ないものと考えられる。』

『鉄筋コンクリート造においてもその構造計算規準には一応「床の剛性の低い場合の注意」〔鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 12 条〕があり、剛性が低い床も適当に考慮すればさしつかえないことになっているから、鉄筋コンクリート構造にも同様適用しうと思われる。しかし、同規準の建前が、全般として床が非常に剛であるということによって成り立っているので、このような構造に適用するには、十分慎重に考慮、検討する必要がある（ただし、現実には大きい吹抜きのある建物が認められており、吹抜きは剛性 0 の床ともみなしうるので、考え方によってはそれほど重大に考えることもないともいえるが、これはむしろ普通鉄筋コンクリート造の構造計画で再検討すべき事だろう）。ところで、プレキャストコンクリート床の水平剛性は、はたしてそれほど現場打ちコンクリート床に比して低いものであるかどうか、これを確かめてみる必要がある。このために委員会は、代表的な市販プレキャストコンクリート床の数種と、現場打ちの普通ならびに軽量鉄筋コンクリート床について実験を行なった³⁾。』

『実験における試験体の想定は鉄筋コンクリート造の床で、上階の耐震壁がその階止りとなり、上階耐震壁の負担する層せん断力が床の水平せん断力となって、離れた位置になる下層の耐震壁に伝達されるという最も不利な場合を考えた。さらに、床をかこむはり類はその強さが大きいと有利になるので、普通ビルに採用されていると思われる最小断面のはりとは鉄筋量とをもって行なった。実験装置と結果は図 7.2 と図 7.3 に示す。』

『ただし、ここでことわっておくことは、プレキャストコンクリート床は所要のせん断耐力を決定すれば、それに応じて設計する建前であるが、取りあえずは市販の特殊構造用の低いせん断耐力に設計されたものを使用したこと、これに対して現場打ちコンクリート床では、構造計算に当ってほとんどその水平せん断力をチェックすることがないという点からして、実験結果における強度の高低を比較しても無意味であって、その力学的一般特性について比較して論ずべきであるということである。しかし、実験に使用されたプレキャスト床の一例では設計水平せん断耐力 3 t/m^2 に対して、その 2.5 倍の耐力を示し、またある設計事務所設計された多数の鉄筋コンクリート造を分析した結果、1 階床⁴⁾

- 2) ガスタンク、クラッキングタワー、溶鋼炉などのように、機械装置自体が、支援構造体と一体になっているもの。
- 3) 後藤、安藤：現場打ちコンクリート構造に適用せんとするプレキャストコンクリートスラブのせん断実験，日本建築学会論文報告集 69 号，昭和 36 年 10 月。
- 4) 部材の接合線 1 m ごとに対するせん断耐力〔本規準中の組立鉄筋コンクリート設計例参照〕
- 5) 1 階床は地下室の外側壁が剛なため、それに連結する床には相当大きい水平せん断応力が生ずる計算となり、チェックの結果 15 cm 厚以下の床では許容耐力超過のおそれある場合があった。またこの床

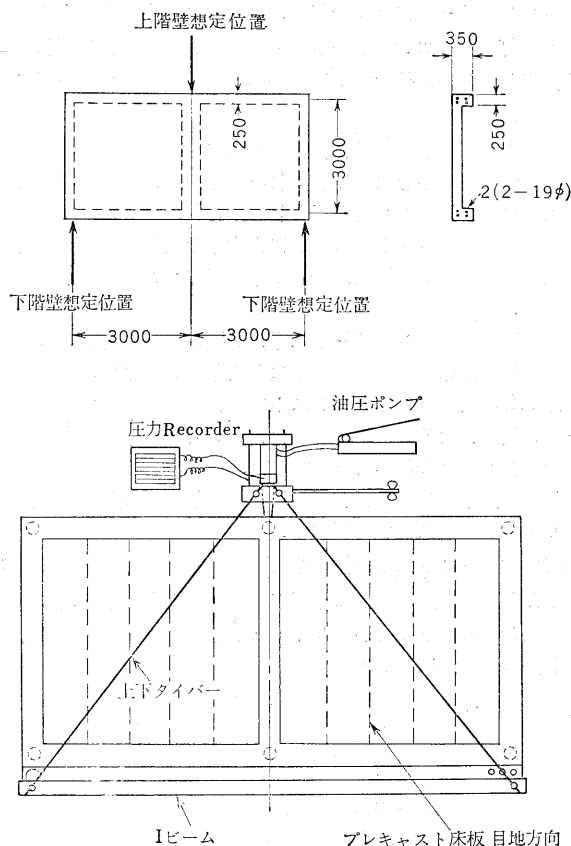


図 7.2

を除いた一般階の床では水平せん断応力は $2 \sim 4 \text{ t/m}$ であったから、現在の市販プレキャスト床をそのままでも多くの場合は十分であることを念頭におかれて実験結果を判断されたい。なお、すべての床は積載荷重 300 kg/m^2 を目標として設計したもので、現場打ちコンクリートの厚さは 10 cm 、その圧縮強度は普通コンクリート 240 kg/m^2 、軽量コンクリート 168 kg/m^2 である。この結果では、次のことが知らされた。』

自重を軽くしてみても構造的に有利となることはほとんどないので、したがって1階床をプレキャスト床とすることは得策でないと思われる。なお、このことは現場打ちコンクリート床でも、1階床については水平せん断耐力のチェックを行なうことの必要を示すものである。少数の実例において、水平せん断力が床せん断耐力を超過する可能性のあるものが見られた。

- i) 軽量コンクリート類（現場打ち、ブロックとも）はもろく、急激に破壊する。
- ii) 現場打ち軽量コンクリート床では大きいせん断ひび割れが1本だけ突然生ずる傾向があるが、他の床では細かいせん断ひび割れが一面に分散して徐々に発生する。
- iii) プレキャスト床の目地は荷重の増大に従って、水平の曲げ応力により引張側のほうが開き勝手となりひび割れを生ずるが、これの結果による目地のせん断ずれ、あるいは破壊などは見られなかった。
- iv) これらプレキャスト床は、特に大水平せん断力に耐えるよう設計されたものではないが、その剛性は 10 cm 厚の軽量コンクリート床よりわずかに高い値を示した。
- v) 普通現場打ちコンクリート床も、周囲のはりが弱いときは水平曲げ応力で破壊し、その際床の配力筋の効果はあまり現われない。
- vi) 図 7.2 のような条件下のテストでは、床の水平曲げ変形およびはりの水平ラーメン構造による抵抗の存在のため、シェルの厚みの変化による床の水平剛性への影響は相当少ないことを示した。
- vii) しかし、床のせん断ひび割れ発生時の強度は（シェル厚強度）×（シェルコンクリート強度）にほぼ比例する。』

『どうしてプレキャスト床と一体打ちとの床において、その剛性がこのように差のないこととなったかを、多少理論的に考察すれば次のようである。』

『現場打ちコンクリートおよびプレキャスト床の水平変形は、せん断変形と曲げ変形の和から成り立っている¹⁾。すなわち

$$y = y_s + y_M \quad (7.1)$$

y_s : せん断変形

y_M : 曲げ変形

y_s は材のせん断弾性係数、シェルの厚さ、および目地のずれ、ならびに床の取付け部の変形によって左右される。すなわち

$$y_s = A \frac{l}{G \cdot t} + B \Delta + C \Delta' \quad (7.2)$$

$G \sim E$

$$\therefore y_s = A' \frac{l}{E \cdot t} + B \Delta + C \Delta' \quad (7.3)$$

A, B, C : 定数

G : コンクリートのせん断弾性係数

t : シェル厚

Δ : 目地のずれ

1) 山田孝一郎；一層建築物における組立コンクリート床板変形の横分布力に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集 65 号，昭和 35 年 6 月。

Δ' : 床取付け部の変形

E : コンクリートのヤング係数

l : スパン

『 $\Delta' \frac{l}{E \cdot t}$ については、プレキャスト床は一般に t が小さいので不利である。しかし、高強度コンクリートを使用するものでは、 E の値が大きいため E の値の小さい現場打ち軽量コンクリートと比較してほとんど同じになる。 Δ および Δ' の値は設計の悪い床では相当大きな値を示す可能性があるが、今回実験したものでは無視できるほどに小さいようである。』

『曲げ変形 y_M は床の両端に付属するはりと、床のシェルとで構成するチャンネル形の断面 2 次モーメントによって決定せられる。チャンネルのフランジに相当するはりの断面積は小さいものではないから、これが 2 次モーメントの値を圧倒的に支配する。それで中間のウェブに相当する床のシェル厚が少々大きくとも小さくとも、また目地の存在によってその引張側コンクリートは最初から働かないと考える場合でも、 y_M にはほとんど響かない。すなわち、 y_M に関しては、現場打ち床でもプレキャストコンクリート床でも、大差がないといつてよい。』

『したがって、 y_M が y_S より大きい値となるような平面形、すなわち、細長いプランで、かつ耐震壁間隔が大きい建物の、長手に直角方向の変形はプレキャスト床と現場打ちコンクリート床とで大差がなくなる。すなわち、床の水平剛性は両者とも変りがないことになる。同じプランの建物の長手方向の変形は、比率としては両者の差は高くなるが、その絶対値はスパンの小さいことから非常に小さくなるので、横力分布係数に与える影響は少なく、結局これも両者大差のないことになる。したがって、プレキャスト床の水平せん断剛性が問題になるのは方形に近い建物と、設計の不良によって生ずる Δ および Δ' の大きい床ということになる。』

『ところで、現在無限剛としてあつかわれている軽量コンクリートのヤング係数は、普通コンクリートの $1/1.5 \sim 1/2$ である。これに対しシェルの薄いプレキャストコンクリート床では $1.2 \sim 1.4$ 倍高いコンクリートが使われている。(7.3) 式に示したように E が高ければ t がそれだけ薄くともさしつかえない。すなわち、プレキャスト床でシェルが 4 cm 厚のものは現場打ち軽量コンクリート 10 cm 厚の床のせん断剛性と同じとなる。それで、正方形に近い建物であっても現場打ち軽量コンクリートとは同じ床剛性が得られると考えてよい。』

『以上によって、プレキャストコンクリート材で構成せられた床でも、設計が良く、 Δ および Δ' が小さければ十分の剛性が得られることがわかった。さらにまた、図 7.3 に示す実験のカーブからわかるように、コンクリート床類は床面にひび割れが入ると急に剛性が低下するが、現場打ちコンクリートの実際の建物にはしばしば収縮ひび割れが生じている。特に軽量コンクリートの場合はそれが著しい。これに対してプレキャスト

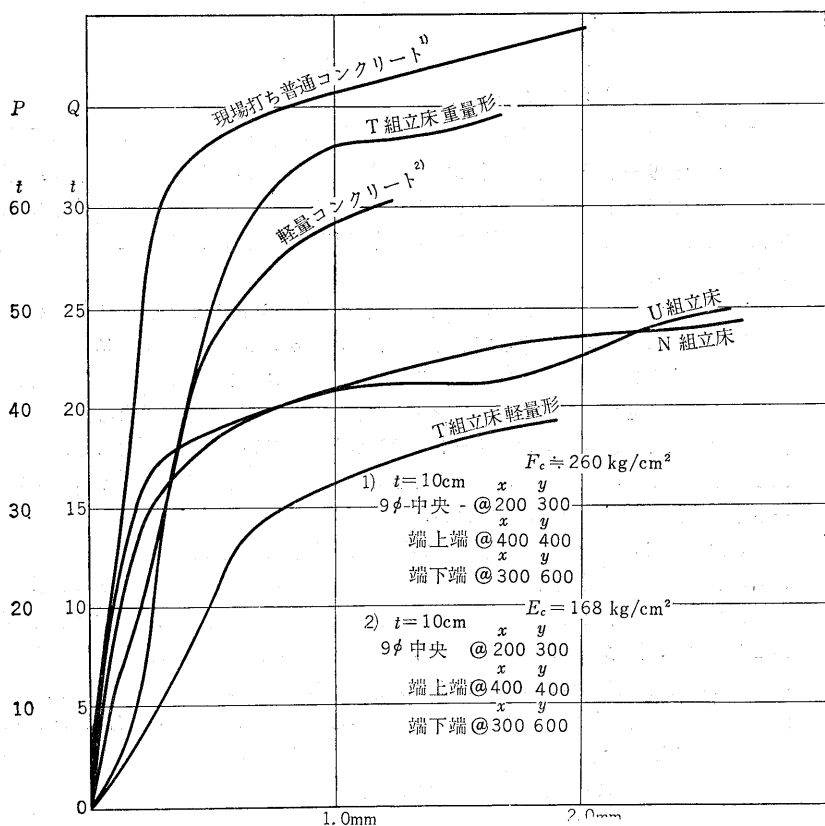


図 7.3

床には収縮ひび割れを生ずることはまずないと考えられる。しかも実験では、現在無限剛として扱われている現場打ち軽量コンクリート床と同等以上の剛性を示し、かつ破壊性状も良いのであるから、プレキャスト床を無限剛として扱ってもさしつかえないようにも十分考えられる。しかし、プレキャスト床はその目的上の本質のために、コンクリート実体は薄くできているので、現場打ち普通コンクリート床より、せん断剛性がそれだけ低いことも確かで、また、今回実験の床板では目地のずれは認められなかったが、床板目地の設計・施工のいかんによって目地にずれを生ずるようなものが今後現われる可能性もあるから〔4条および5条の解説参照〕、取りあえずは慎重に考え、プレキャスト床を使用する鉄筋コンクリート造の場合では、現場打ち床の場合よりも、骨組の横

力分布係数を1¹⁾の値に近付けるよう修正するか、あるいは耐力壁の負担しうる範囲、すなわち、1つの耐力壁が影響を及ぼしうる範囲を限定することが望ましく、無難であろう（このことは同様に現場打ち軽量コンクリート造を設計するときにも考慮されるべき事からである。）

『前者の正確な解法については「武藤 清；構造設計法，建築学大系第14巻」を参考とされるがよく、また後者については「山田孝一郎；一層建築物における組立コンクリート床版変形の横力分布に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集 65,67 号，昭和 35 年 6 月，36 年 2 月」を参考とされたい。操作の点からいえば後者のほうが楽であろう。その大体の要領は、一応プレキャスト床の剛性を無限大とみて、プレキャスト床の剛性（実

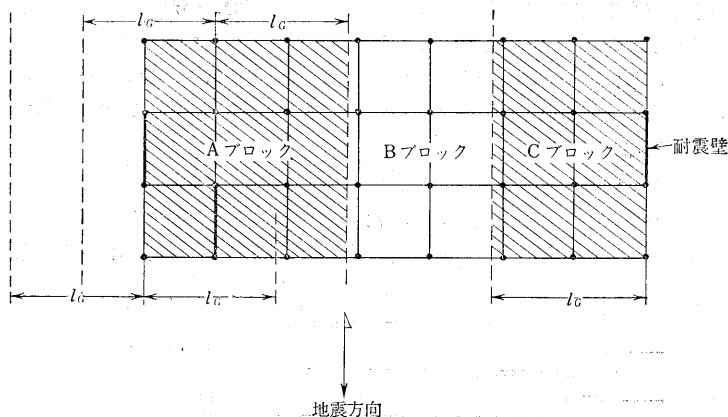


図 7.4

験値を参考とする）に応じて、1つの耐力壁の負担しうる範囲を壁の両側にある距離内に限定するもので、たとえば l_G をその有効限界とすれば、図 7.4 のとおりで、図中ハッチをほどこしたところおよび中間の無ハッチ部分を各独立ブロックとみなし、そのブロックごとに普通に横力分布係数を求めて耐震計算を行なうのである。ただしこの際、現場打ちコンクリート床でも変形するわけであるから、当然 l_G が存在する。しかし、現在の規準では一応 $l_G \rightarrow \infty$ に考えている（もちろん建物の大きさは有限であり、プランの形状によって分割して考えるのが常識であるが、規準の表面上の表現はそうならない）ことを考慮してみる必要がある。すなわち、普通鉄筋コンクリート床とのバランスについて考えるならば、理論上の l_G よりは実際には大きめにみてよいのではあるまいか。山田氏の論文によれば l_G の値として 10~20 m が提案されている。』

1) 横力分布係数で1より大きいものも、小さいものも1の方向に近付ける。

例 3 → 2 0.5 → 0.7

『以上は一般の現場打ちコンクリートに適用する場合を述べたが、現場打ちコンクリートをはじめ、その他の構造体の中には骨組が独立して水平外力に耐える方式のものも多い。また鋼構造などでは水平の筋かいを用いて水平力を伝達し、床の水平せん断耐力を期待しないものもある。これらの場合にはプレキャストコンクリート床の水平せん断耐力、水平せん断剛性などは問題にする必要はないと考えられる。しかし、各骨組独立の構造方式でも、各骨組が同一位相で一斉に等量変形したほうが、骨組と直角のけた類・壁類に無理を生ぜず望ましいことであるので、やはり床は相当に剛なものとすべきであろう。』

『また、鋼材の水平筋かいを使用する構造では、簡単に工作したプレキャストコンクリート床でもこのほどの剛性があるに高いのが普通で、筋かいには応力が伝わらずコンクリート床のほうにのみ応力が集中し、スラブが破壊してから筋かいに応力が加わる形となる。したがって、このような場合には、プレキャストコンクリート床のみが水平せん断応力に耐えるように水平せん断耐力の高い床を用い、筋かいは無視して設計するほうがよい。』

『しかし、わざわざプレキャストコンクリート床を互に結合せず、せん断変形を起しやすきようにした床の利用法もある。たとえば、2つの建物の間を接続する場合などは、この方法を使うと便利である。図7.5はその場合の1例を示したものである。』

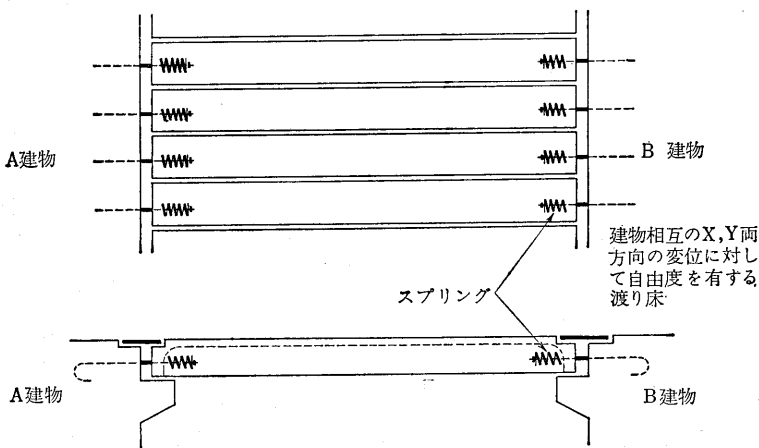


図 7.5

3 条 部材などの品質

1. 部材の強度上主要な部分に用いるコンクリートおよびモルタルの4週圧縮強度は、普通骨材を用いるものにあつては 150 kg/cm^2 以上、軽量骨材を用いるものにあつては 120 kg/cm^2 以上で

なければならない。

2. 部材の主たるシェルの厚さは 3 cm 以上なければならない。
3. 部材の主要な補強筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、2 cm 以上なければならない。
4. 部材の主要な補強鋼材の継手・仕口は、原則として溶接によらなければならない。
5. 部材は耐力上、および施工上に支障となるような寸法誤差・そり・ねじれ、または欠損などがあってはならない。

1. プレキャスト部材は、一般コンクリート造より肉厚が小さいことが1つの特長となるものである。また、プレキャスト成形品の高精度という点から、特典としてかぶりも少なくなっている。また、輸送、建て込みなどによって外傷を受けやすい。したがって、そのコンクリートは普通基準の最低値より相当高い強度を有していることが望ましいのである。しかし、一部には現場打ちコンクリートを併用するものなどがあるので、とりあえずはあまりきつい最低値制限とせず、普通コンクリートで造る場合 4 週圧縮強度の最低値を 150 kg/cm^2 以上、軽量コンクリートでは 120 kg/cm^2 以上とした。この値はプレキャスト部品に対し、決して不利な値ではなく、それによる特典、あるいは特長の発揮、信頼性などよりして有利に働くものであると信ずる。

なお、従来の経験では部材の破損率は $F_c=200 \text{ kg/cm}^2$ 以下では急激に増大し、かつ見掛けもよくゆき難いから、製作者は本条の制限とは別に 250 kg/cm^2 以上を目標とするほうが無難である。

しかし、以上は一般論であって、応力の特に少ない部分においては、部材を軽くし、耐火性・断熱性を増す目的で、強度の低い非常に軽いコンクリート（たとえば、泡コンクリートのような）を使うことはいっとうさしつかえのないことである。

2. ここに「主たるシェル」と称するものは、床板の主要な応力を受け持ちあるいは床板の主筋の相互位置を保持するに必要なシェルをいうもので、その例を図 7.6 に示す。

図 7.6 (a) は上面のシェルが「主たるシェル」で、下面は単に天井もしくは防火被覆として働くだけのものであるから、「単なるシェル」と称することとする。単なるシェルについては、防火上の考慮以外には構造に関しては厚さの制限はない。しかしそれでも、2 cm よりは薄くしないほうが無難である。

また、図 (b) の下面のシェルは上面の荷重を受けるものではないが、重要な強度メンバーであるので主たるシェルと解される。図 (c) のような材はこの上に床仕上げがあるので、普通では直接荷重がシェルに加わることはない。しかし、板として左右のリブを結合する重要な役を有しており、また施工中には物品、人間などが乗る場合が予想され、その場合の危険や傷害を考慮して「主たるシェル」と考えるのがよい。したがって、図 (d) のように図 (c) と同じ形であっても、シェルに長さ方向に直角のリブがところどころにあってこれが左右の主要リブを結合しており、かつ主要リブ間隔がある程度以下に狭い直接シェルに人などが乗ることがないと思われるものの場合には、「単なるシェル」とみることがで

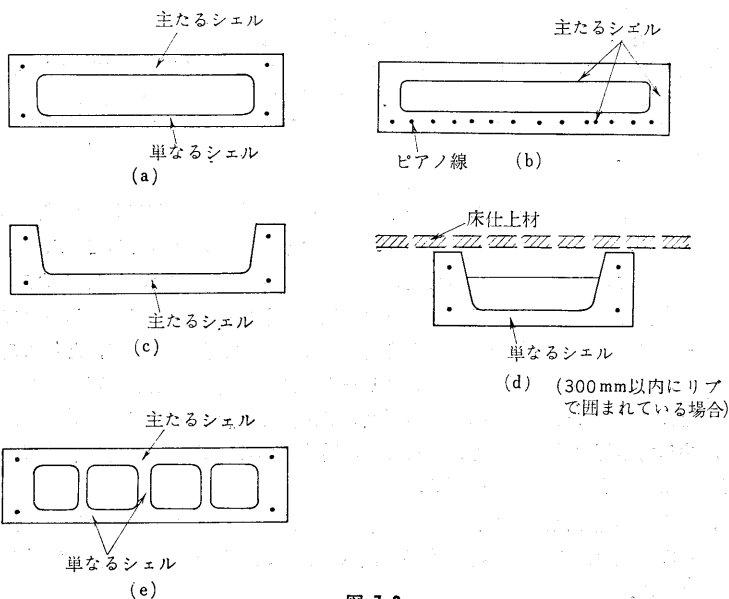


図 7.6

きる。このように主たるシェルは、上面に加わる荷重、あるいはその他複雑な外力を受けもつものであるから、それらに対し安全であることが必要である。そのためには、主たるシェルの厚さは経験的に高強度コンクリートにおいても、約 3 cm 以上が必要であると認められている。標準ではそれで 3 cm を最低値とした。しかし、いうまでもなくコンクリート強度が低いもの、あるいは他の条件のものではもっと厚くしなければならない。すなわち、厚さ 3 cm というのは圧縮強度が 250 kg/cm^2 以上のコンクリートで、リブで囲まれるシェルの面区画が $100 \times 100 \text{ cm}$ 以下の場合の標準値である。したがって、コンクリート強度が低い場合、たとえば圧縮強度が 150 kg/cm^2 のコンクリートでは 3.5~4 cm 以上の厚さが望ましく、また 120 kg/cm^2 程度の軽量コンクリートでは 4~4.5 cm 厚以上が必要と思われる。逆に、低強度コンクリートで厚さを小さくすることが望まれる場合は、リブによる区画を小さくすればよいのである。しかしそれでも、3 cm 以下にすることはあらゆる場合によくないようである。

3. ここにいう主筋とは、床スラブの主要な応力に対して設けられたものをいい、単にひび割れ防止などのためにシェル中に設けられた鉄筋などは含まない。

主筋の周囲にはさびを防ぐための保護と、ボンド応力確保のために、普通コンクリート 2 cm 以上のかぶりが必要である。さらに、プレキャストコンクリート部材では、その主要リブははりとしての性能を兼ねるので、一般コンクリートばりの基準である 3 cm とす

ることが望まれる。しかし、プレキャストコンクリートは現場打ちコンクリートより誤差が少ないこと、強度も高いことなどの有利性を考えて、本規準では一様に 2 cm とした。しかし、軽量コンクリートあるいはフライアッシュの多いコンクリートは、さびを防ぐ性質が弱いので 3 cm 以上とるべきであろう。また、既成の部材の穴に補強筋を通して床板を形成せしめる場合、補強筋の周囲に 5 mm 程度のグラウト¹⁾ がほどこされたものでは、その周囲の既成コンクリートを含めてかぶり厚さとしてよい。この場合グラウトの厚さはあまり厚いとペーストは縮少して空げきを生じ、また薄過ぎでは鉄筋周囲にペーストが完全に回らないから注意を要する。

4. プレキャスト部材は、必然的にコンクリートの断面が最少限に縮少される。このような小断面のコンクリート内で、コンクリートを介して鉄筋または鋼材の応力を伝えること（たとえば、重ね継ぎなど）は不適当である。それで鋼材の継手・仕口などは、すべて直接鋼材から鋼材へ応力が伝わるようにすることにした。この際、その結合は原則として溶接とするが、適当な手法であるならねじその他の方法によってもよい。しかし、溶接以外の結合法では、往々にしてその結合部分に偏心応力を生じたり、大きい変形を呈するなどのことがあるので、その設計には十分注意を要し、できれば実験によって保障付けるようにすることが望ましい。

5. プレキャストコンクリート部材は、メーカーの技能程度、あるいは仮わくの質、ならびにその製作の状態などによって非常に精度のよいものから悪いものまでできる。某プレキャストコンクリート製造会社の例を挙げると、精度に対する認識の少ない初期の製品は 20 cm の床幅に対して、両端は 10 mm ほど小さく、中央では 50 mm 以上も広がったものを出荷した例がある。これでは、床は規定どおりに並ばないだけでなく、両端には大きいすき間を生じてどうにもならない。しかし、同じ会社が現在では、400 cm の長さに対して設計された床の設計寸法に対し 1 mm 程度、すなわち 0.025% 程度の誤差におさめている。経験が浅く、また特に現場などで簡単な木型を使って製作するような場合は、上記のような大きい誤差を生じ、非常に困ることがあるから注意すべきである。

部品の製作に金型を使えばさらに精度を上げ、コンクリートの表面もきれいにすることができる。このことはメーカーの標準品を使えば精度の良いものが入手できるが、小中量の特別発注品では精度が落ちることを示す。特に中量の場合は木型が損耗してくるので、精度の非常に悪いものが混入する可能性を生ずる。これを避けるには、金型としなければならないから、小中量では単価の上昇はやむを得ない。したがって、特別設計のものを入札にかけるときは、このことを考慮して行なわないと失敗することがある。同一仕様書によって指示しても、安い会社のものと高い会社のもとのが、同一程度であるということにはならない場合が多いからである。各会社の規格既製品を見比べて選定使用するのが無難であり、これがプレキャストコンクリート部材の正しい使用方法である。

1) グラウトポンプにより、水セメント比 45% 以下のセメントペーストを注入せるもの。

なお、特別に設計したり、あるいは部材などを検査する場合には、次のようなことを心得て設計・検査する必要がある。すなわち、いま 10 m のところに部材を 10 枚並べるといような例において、各部材を $1.000 \text{ mm} \pm n \%$ としたのではおさまらない。かりに全部の部材が $\oplus$ の方向の誤差をもってれば、各部材の誤差が 0.1% 以下のような微量であっても、それが集積して大きくなりまた部材と部材の間は高張力鋼で締付けても微量のすき間が残存するから、その全幅は $1.000 + 10 + \alpha$ となる。したがって、部材製作用の図面ならびに型わくは、図上の分割寸法よりわずか小さめに記入製作する必要がある。しかし、この逃げを大きくとり過ぎると、部材間に大きいすき間を生じもしくは片方に寄りができるということになってしまう。この部材製作寸法の決定がメーカーのこつであり、苦心の存するところである。したがって、部材を現場などで製作するときは、多数の部材が連続して並ぶような設計を避けるか、最初から大きめの目地をとってモルタルやコーキング材を後からてん充するなどの手法を講じるほうが無難である。

逆に、プレキャストコンクリート材より、それが取付けられる主体構造の精度が落ちる場合がある。現場打ちコンクリートは正にその代表で、その精度はプレキャストコンクリートとは比較にならぬほど悪い。アンカーなどにしても、鉄骨を現場打ちコンクリートに取付けるときは多少の融通も効き、場合によっては溶接を使用して取りつくろうことができるが、プレキャストコンクリートではそれが効かないから現場打ちコンクリートと取合うときは、現場打ちコンクリートをプレキャスト部材すえ付け後に打ち込むようにするほうが無難である。どうしても後打ちが困難なときは、太めの剛性の大きいアングルなどを取合い部に定規として使用するなどの考慮をしたほうがよい。

また、優良なプレキャストコンクリート部材では、鉄骨の精度より高いことを知っておく必要がある。鉄骨は精度が高いものと簡単に考えるが、現在の鉄工所で製作される鉄骨はその精度が割合低い。特に、溶接を多く使用した軽量鉄骨やH形鋼などのものが低い。さらに、はり間隔やその他においても、鉄骨おのおのは合うが、規準的にできているのではないので、合うということが正確であるということにはなっていない。また、普通の鉄骨は現場打ちコンクリートと異なって、大きいわん曲や、レベルの不良などは少ないか、あるいは修正しうが、局部的なアングルのゆがみ(フランジの建て込み運搬中の変形や、直角の不良など)、ひねりなどがあり、なじみの悪いところにモルタルをてん充するといようなこともできないで困ることがある。

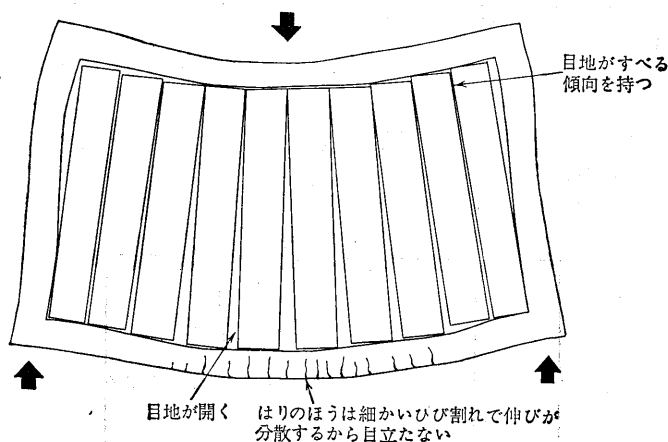
プレキャストコンクリートの製作に金型を使っても、金型にゆがみを生じたり、ボルトが穴に通らなかったり、ひねりを生じて座りが悪かったりすることがある。金型がゆがむのは金型の設計不良であるが、ボルトが通らない場合はコンクリートが穴の中にはみ出ているか、穴がまっすぐにあいていないで通らない場合が多い。特に、穴がまっすぐにあいていないものは金型の設計不良で、打ち込み中に曲がるように設計されているとみてよい。ひねりはストック中に生ずるものが大部分で、これは脱型後の部材集積を粗略に扱う

ことによって生ずるのである。現場のような不備なところで製作するときは、脱型直後にすえ付けるのがよいようである。

4 条 プレキャスト床の構造

1. プレキャスト床は、部材がモルタル、コンクリート、鋼材などを用い、接着、かみ合せ、緊結など、相互に有効に結合されているものでなければならない。
2. プレキャスト床は、自重および積載荷重などの鉛直荷重に対して安全でなくてはならない。
3. プレキャスト床は、使用上の支障となるような振動および変形を生ずるものであってはならない。
4. 組立床で水平力を負担するものにあっては、部材を用いて構成された床面の単位大きさ（床の周辺を固めている大ばりなどの構造の中心線で囲まれた面積）は 60 m^2 以下とし、かつその1辺の長さは 10 m 以下とする。
5. 部材を接合する目地モルタルおよび、てん充コンクリートは、プレキャスト床の耐力を確保するに十分な強度を有するものを使用しなければならない。
6. 目地モルタルまたはてん充コンクリート中に埋込む補強筋の継手は、付着応力に依存するものであってはならない。

1. プレキャストコンクリート床は、水平せん断力を伝達しなければならないことはもちろん、水平せん断力を伝える必要のないものも程度の差はあっても互に結合されていることが望ましい。もっとも後者の場合の結合は、各床板が単独にたわまぬということが主眼である。並べられた床板が1枚ごとに単独にたわむ場合は、床のたわみ剛性が低下するのみ



〔注〕この図は誇張してある。こんなに口をひらいたり、スリップしたりするわけではない

図 7.7

ならず、床仕上げなどにひび割れを生じやすい。したがって、結合が困難な形式のプレキャスト床板では、各個のたわみ剛性を高く設計する必要がある。また、十分に結合しても単独沈下をする形式のものがあるから、これについても注意しなければならない。図7.7は、そのような結合を十分に行なっても単独沈下をなす床形式の例である。

水平せん断力を伝達する床では、当然この結合は確実に行なって十分な耐力を有するようになさなければならない。そしてその際注意すべきことは、図7.8に示すように曲げ応力のため、引張側において床の結合目地が、開き勝手となることである。したがって、図7.9のように単に平目地による結合モルタルの工法では、目地が切れてしまい、効力を失う。周囲のはりの剛性が大きくて目地が開くおそれのないものでも、プレキャストコンクリード（特に強度の高いもの）と現場施工モルタルとは接着性が少なく、施工中の振動や、モルタルの収縮によっても、はだ分かれる可能性がある。それゆえ、床相互の結合は図7.10に示すようなかみ合せ目地、または図7.11に示すような配力筋を結合する工法、あるいは図7.12に示す埋設金具の溶接など、少々目地の開きによってせん断力が低下し

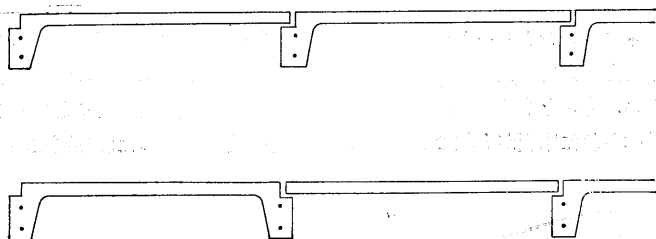


図 7.8

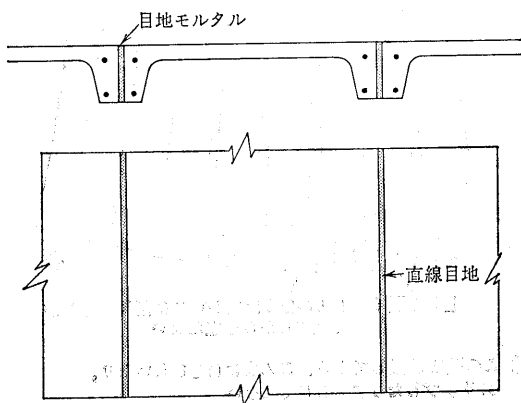


図 7.9

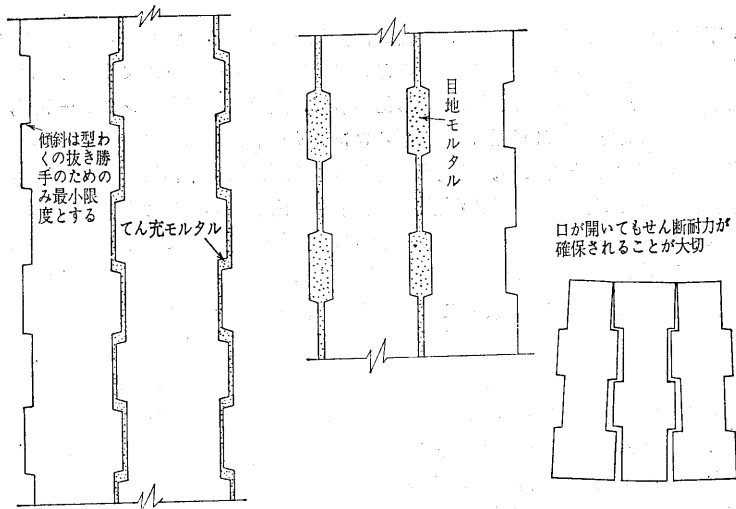


図 7.10

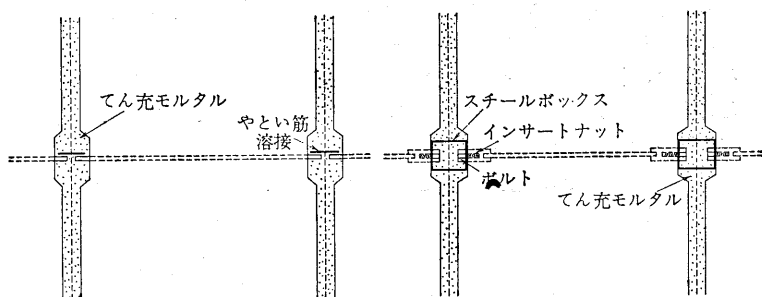


図 7.11

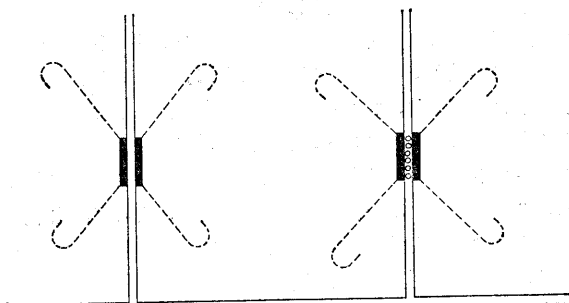


図 7.12

ない工法によることが必要である。ただし、図 7.9 の工法は、プレキャストコンクリートの製造の容易さや、現場施工の容易さのために歯の面がテーパになるので、目地が開くとせん断変形を生ずる可能性があり、したがって、鉄骨造、組立コンクリート造、ブロック造などの床には適しているが、現場打ちコンクリート造の床には感心しない。

材料化学の発達にともない、出現する新しい接着剤にはすぐれたものがある。その中で強力性があり、収縮性の少ない強力な接着剤を使えば図 7.9 のようなかみ合せのない目地でも、結合させることが可能である。しかし、接着剤は非常にすぐれていても、コンクリート自体が、湿気などによって変質し、接着面に「あく」を析出するなどのことがあると、そのために接着力が失われることもあるので、十分の検討を行なって使用すべきである。

『2.3. プレキャスト床は自重と積載荷重とに耐えなければならないのは当然であるが、振動障害を生じたり、たわみそれ自体による障害を生ずるものであってはならない。これについては6条でも述べるが、プレキャスト床においては強度よりたわみで制限されることが多く、特にピアノ線コンクリート床はこの点に注意を払う必要がある。この際、木造の床よりもたわみの少ない部材を採用することが大切で、それは一般の通念が木造はゆれるもの、コンクリートはゆれぬものということになっているため、同一振動では心理的にコンクリート材に対して不安の念をいだかしめるからである。また、木造より減衰性も少ないので、振動が感じやすい。このほか、床の継目などで仕上材にひびが入りやすく〔図 7.13〕、これに対してはこの部分の上端筋を接続するとか、床全体のたわみを小さくするとかするのがよい。』

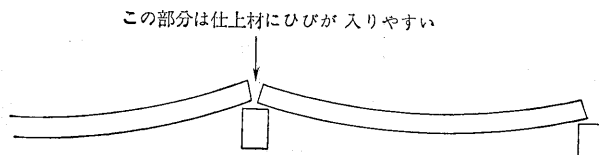


図 7.13

『4. 前述の実験によっても感得されるが、鉄筋コンクリートフレーム中にてん充されたブロック構造の実験¹⁾でも示されていることに、鉄筋コンクリートのフレームで、しっかり囲まれた内部では、ブロックその他の部材間に十分な結合がされていなくとも、そのせん断応力の一部はフレームが負担し、すべり変形を生じないということがある。プレキャスト床部材の結合は現場で行なわれるので、不完全になる場合が予想されるから、この効果はぜひ取り入れるべきであろう。よって、水平力を負担する床では本項規定のような制限を付することとしたのである。ちなみに、あまりスパンの大きい床部材は、たわみの制限のほうから、リブの高さを相当大としなければならず、

1) 建設省建築研究所 木村蔵司氏の研究。

そのために重量が増大し、プレキャスト床の効果が減ずるのみならず、運搬、すべ付けなどの工費も大となって不経済となる。したがって、ある程度のスパンに限定しても、プレキャスト床としてそう不利になることはないものと考えられる。』

『5. 目地のせん断耐力は本条の1項で述べたように、特別の接着剤によるものでないかぎり付着せん断耐力に依存することは危険で、歯の加圧耐力、くさび材(鉄もしくはモルタル)のせん断耐力などによって応ぜしめる必要がある。このとき、モルタルまたはコンクリートが直接くさび材となるもの以外でも、部材との接触を良好とするなどのためにモルタルもしくはコンクリートが充てんせられ、これらを介して応力が伝わるようになることが多い。したがって、このモルタル類は普通の左官材料とは異なり、強度部材であることを念頭において施工する必要がある。この充てんの不備はせん断強度のみならず、水平剛性の低下もまねくのであるから十分注意することが必要である。』

『6. 前記のように目地類のモルタル、コンクリートは注意して施工しなければならないが、目地類の形が狭いこととの関係から、この中に埋め込んだ鉄筋を普通の重ね継ぎとすることは強度上不安であるのみならず、モルタル類のてん充を困難ならしめて施工不良をまねきやすいから、主筋においては不安であり使用はやめるべきで、接続が必要なときは溶接、もしくはねじ接合などによるべきである。すなわち、図 7.14 のような手法は採用しないこととした、しかし、補助筋類においては、十分用に足りうることもある。たとえば同図 (b) の場合のように、床の端部上端筋などで単に仕上材のひび割れ発生に対処する程度のもの〔本条 3, 4 項〕の解説、図 7.13 参照〕においてはさしつかえない。しかし、なるべくこれも重ね継ぎでない方法とすることが望ましい。』

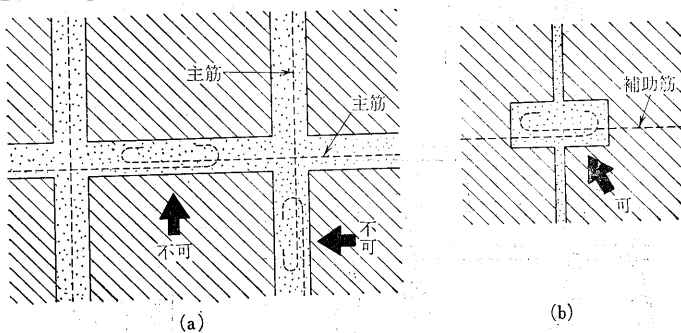


図 7.14

- 1) 理論的にはスパン 2.5~3m が最も軽くなる。はりの手間を考慮しても 4m ぐらいが最も経済的なスパンと予測される。

後藤一雄：耐火建築物の軽量化に対する私見，建築雑誌 Vol. 69, No. 807, 昭和 29 年 2 月。

5 条 プレキャスト床の取付け

1. プレキャスト床は、その負担する応力を伝達できるよう、かつ構造主体の変形に対しても安全であるよう、構造主体に十分に緊結支持されていなければならない。
2. プレキャスト床の構造主体へのかかりは、3 cm 以上とする。ただし、現場打ち鉄筋コンクリートまたは補強鋼材などで、有効に接続されているものについてはこの限りでない。

『1. プレキャスト床と構造主体との取合いは、何といたっても床が自重および積載荷重によって落下することのないようにしなければならない。さらに、水平せん断力を負担するものでは、その水平せん断力が主体構造からプレキャスト床へ、プレキャスト床から主体構造へと十分円滑に、かつ大きい剛性をもって受授されるような構造とする必要がある。そして、この剛性が特に重視される場合は、現場打ちコンクリート構造体にプレキャスト床を適用する場合である。このような場合、剛性を確保するためには、主体構造のはりをプレキャスト部材設置後に周囲をかこむようにして打込むのがよい〔図 7.15(a) 参照〕。2 条の解説で述べた本委員会実施の実験で得られた、プレキャストコンクリート床の高い剛性は、床の周囲を後打ちコンクリートで囲んだ形の試験体で得られたものである。これを逆にして先打ちの現場打ちコンクリートの上、に後からプレキャスト床を乗せたような形〔たとえば図 7.15(b)〕では、このよ

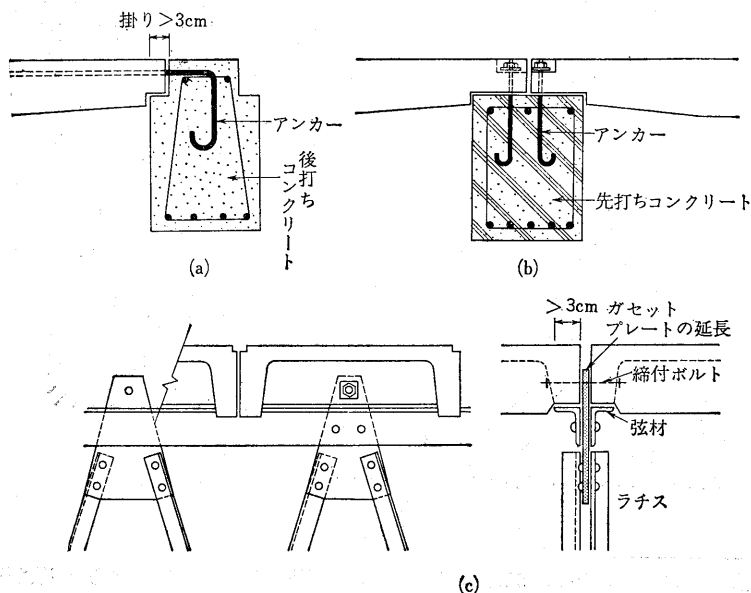


図 7.15

うに高い剛性は得られなかったであろう。」

「また、鋼構造のような場合では、構造主体のほうが床の剛性より小さく地震時などにはりなどが水平変形をして、そのために床がはずれ落ちたり、また部材のほうが不測の応力を受けたりすることもあるから注意しなければならない。特に図7.5に示したように、床を支持する構造体が相互に大きい変位を呈する可能性のあるようなものでは、床と構造体とをよく緊結して地震時に両建物を同位相で振動させるようにするのもよいが、これには相当連結する床が強力でなければならないので、むしろ同位相で振動しないことを建前としたほうがよい。図7.5の例では、十分大きいブラケットを用いるとともに、床の片寄りを防ぐためにスプリング付きのアンカーを使用している。」

「2. プレキャストコンクリートと、現場打ちコンクリートとは接着性が少ないので、新旧コンクリート接合部において、せん断力のみによって床を支持するような構造とすることは好ましくなく、現場打ちコンクリートはり、あるいは鋼材はりまたはそれから持ち出されたブラケットなどで、下から支持する方法によることが大切である。この際、構造体の変形、施工の誤差などを考えてその掛りは3cm以上とし、さらに不測のことににより落下しないよう、アンカーまたはボルトなどで支持体と緊結することが必要である。また、このことによって、床のせん断力を主体構造に伝達することの補助になしうる。その1, 2の例を図7.15に示した。」

「しかしさらに注意を要することは、図7.16のように、床主筋の端部ぎりぎりに支持点があると先端のコンクリートが欠けるおそれのあることである。したがって、一般には3cmの掛りでは、この点で不足することが多いから注意しなければならない

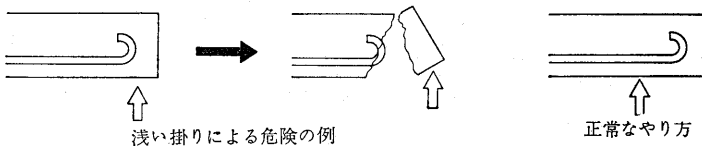


図 7.16

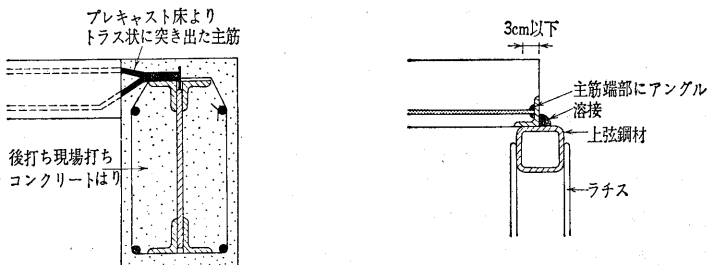


図 7.17

い、やむを得ず、掛りを少なくする必要のあるときは、図 7.17 のようにするなど適当な処置をしなければならない。」

6 条 構造計算など

1. プレキャスト床の構造計算にあたっては、実験にもとづく計算値を採用し、長期・短期ならびに完工前に起りうる使用応力に対して安全であることを確かめなければならない。
2. 鉛直荷重に対するプレキャスト床の計算は、原則として単一部材、または一方向にだけ結合された部材の単純ばりとして取りあつかう。この場合、その単純ばりは必要な断面耐力を有し、かつ鉛直荷重に対するたわみが支点間距離の $1/300$ 、かつ 20 mm をこえないような剛性を有することを確かめなければならない。
3. 水平せん断力を負担するプレキャスト床は、その床が負担するせん断力について部材の耐力、および部材相互の接合が安全であることを確かめなければならない。
4. 部分的集中荷重を受けるプレキャスト床については、その荷重によって局部的破壊を生じないことを確かめなければならない。
5. プレキャスト床に使用するコンクリート、鋼材およびその溶接継目の許容応力度は、日本建築学会の関係構造の計算規準による。コンクリートの代りに使用するモルタルの許容応力度は、コンクリートのそれに準じて取りあつかうものとする。

1,3,4. プレキャスト床の構造設計に際し、非常に単純でわかりきったことに対しては、慣用の構造計算法でその耐力を設計することができる。しかし、特別な点、特に局部的なもの、たとえば仕口の耐力、シェルのパンチング、あるいは水平せん断耐力などとなると、その応力状態は単純でなく解析の方法についても現在では不明確な場合が多い。これをカバーするために、規準では次の方法をもってすることを規定した。すなわち

- i) 代表的な部材と、それによって形成する床とについて実験を行なう。
- ii) この実験により「設計方法の原則」あるいは「その耐力などの数値」を見出す。
- iii) これによって他の異なった形の床を設計し、再度実験を行なう。
- iv) 2度目の実験によって、原則あるいは数値の適用方法が信頼できるかを検討する。
- v) 適当な安全率を確定する。
- vi) 以後はこの設計法に従って各種のサイズ、要求の変化などに対する部品の設計を行なう。

以上によると、「設計方法の原則」とは、厳密詳細な理論解析であることは必ずしも必要でなく、いままでの経験例からして実験式などで十分と考えられる。安全率については、その生産方式、施工状況によって定める必要があるが、上記のような検討の順序を採用することですべての形や、設計について耐力をいちいち試験して認定する煩雑さがはぶけ、しかも相当信頼度の高いものが得られると考えられる。

しかし、その代表として選ばれた試験体、行なわれた実験方法、求められた計算システムあるいは安全率などが適当であるかどうかは大切なことであるので、十分検討のうえ決

定しなければならない。

床板には、いわゆる建築構造上の外力による応力のほか、板の輸送中であるとか、現場で地上に置かれたとか、あるいは建て込み中に特別な外力が加わることなどの特別な外力に注意しなければならない。これらの外力とは、振動・衝撃・局部応力、および使用状態と逆の応力などであって、プレキャスト床はこのような外力を受けるのがむしろ普通である。ただし、これらの外力の大きさは輸送に対する荷作りの行ない方、輸送方法、運送取扱者の程度、着荷駅の設備、搬入現場の整理ならびに管理の良否、建て込み業者（下請を含む）の程度および理解、つり込み時に関する指定仕様のいかに、つり込み設備および小運搬の方法などによってすべて異なってくる。したがって、この大きさは経験によって決定する以外にはないが、安全をとり過ぎて過剰に補強することは不経済な結果となる。理想としては、「製造—輸送—建て込み」を一貫した直営にて行ない、これによりある水準を確保して、これにあわせて設計することであろう。破損によって生じた不足を補うため僅少の板を特別に追加輸送することは、輸送費が増大し工期を遅らせるなど大きい損失をまねくものである。プレキャスト板による経済性、能率なども、これによってはじめて十分に発揮せられることを理解しなければならない。

2. プレキャスト床の大部分は方向性をもっている。したがって、鉛直荷重に対し原則としては、主筋方向におけるユニット幅の単純ばりとして設計計算をするのがよいと思われる。しかし、床の構造によっては（たとえば、ピアノ線を x, y に張って締めたようなもの）2方向支持として計算してさしつかえない。

このとき、床板は強度に耐えるのみでなく、たわみに対して十分に考慮をばらう必要がある。屋根のような場合には少々のたわみは問題とならないように思えるが、目切れによる雨仕舞の悪化などがあるので、やはり適当にたわみを押えたほうがよく、とりあえずの目安として計算上の最大たわみをスパンの $1/300$ とした。

床の場合は、振動障害と4条の解説で述べたように仕上材のひび割れなどに対して設計することが必要である。これらはたわみのスロープすなわち $(\text{スパン})/m$ として、 m およびたわみの絶体量をおさえることにより規制することができる。規準では $m \geq 300$ すなわち $(\text{スパン})/300$ 以下、あるいは 200 mm 以内のたわみとすることになっているが、これはやや大きい値で木造床でもこの程度にはおさえることになっている。コンクリートの床は振動の減衰性や、心理的な問題もあって実質的なたわみはもっと小さくすることが望ましいのであるが、それにもかかわらず木造と同程度とした理由は、床素板の計算において1方向支持の単純ばりとしての扱いで $(\text{スパン})/300$ 程度のたわみにしておき、現実には隣接床スラブと互にしっかり結合することにより周辺支持の形に近くすることによって（ただし、図 7.9 に示したような床ではこの効果はない）実際割合剛となり、経験的にさしつかえないと考えられたので、一応この程度とした。したがって、図 7.9 に示したような各スラブが単独に沈下する形式の床、あるいは2方向支持の形でたわみを計算する床で

5. プレキャストコンクリート床に使用される材料の許容応力度は、それぞれの学会規準に

よる。すなわち

軽量コンクリート：鉄筋コンクリート構造計算規準

普通コンクリート：

{	鉄筋コンクリート構造計算規準
	または
	プレストレストコンクリート設計施工規準

鉄筋：鉄筋コンクリート構造計算規準

ピアノ線：プレストレストコンクリート設計施工規準

アングルその他形鋼 { 鋼構造計算規準

および普通ボルト： { 薄板鋼構造計算規準

高張力ボルト：高張力ボルト摩擦接合設計施工規準（案）

アーク溶接：溶接工作規準

抵抗点溶接：溶接工作規準

『なお、これらの規準にはないが、プレキャスト床構造の主要点に使われるものにモルタルがある。主として結合目地の充てんに使われるが、水平せん断力の伝達などに重要な役をはたす。このモルタルの許容応力度については、配合が 1:3 程度で正常に施工¹⁾ されれば一般にはコンクリートより強度が大きい。しかし、実際の現場におけるモルタル施工はなかなかそのようにはゆかない。ブロックのように吸水は多くないのでその点は有利であるが、床であるため次の点でしばしば不良施工となりがちである。その例を挙げると

- 結合目地のモルタルが完全に硬化しない以前に床上を人が歩くと、床板が振動して目地が切れるおそれがある。
- 目地にごみが溜りやすく、これをよく掃除して施工しなければならないが、実行されないことがしばしばある。
- 左官職人は目地の見えがかりだけをふさぐことを考えて、奥まで充てんするといふ考えがないため、完全に充てんされないことがある。
- 目地が小さいと乾燥して硬化不十分となる。
- 手練り、練置きなどのため、配合・強度にむらを生ずる。

などである。これらのことを考えて、「組立鉄筋コンクリート造設計規準」では、モルタルの長期許容圧縮応力度を 40 kg/cm^2 、短期はこの 2 倍に一応押えてある。プレキャスト床でもこの値をとるのが望ましいが、配合・施工などが確実な場合は長期許容応力度を $45 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 程度、グラウトされたようなものでは部材コンクリート強度に近い程度まで採ることができると考えられる。』

7 条 その他

プレキャスト床の設計および施工にあたっては、次の各号を考慮しなければならない。

- 1) 補強コンクリートブロック工事標準仕様書の「てん充用モルタル」に準じて行なう。

1. 屋根板その他雨がかかり部分に用いるプレキャスト床については、有効な防水措置を講ずること。
2. 組立金物の防せい措置を講ずること。
3. 部材および結合部のコンクリートに対しては、穴明け、はつりなどを施さないことを原則とする。やむを得ず断面を欠損する場合は、構造耐力上、支障のないようにすること。
4. とくに耐火性を必要とする場合は、有効な防火措置を講ずること。

「1. プレキャスト床を屋根板として使用するとき、板のところから雨のもるという心配が少ないので、その目地の雨仕舞を確実にすれば事足りる特長がある。しかし、板から雨がもらないということは絶対ではない。それは

- a) 主体にブロックを使用したものは、ブロック自体の透水性も大きく、集結目地のところからもりやすい。
- b) 一体的にプレキャストされたものでも
 - i) 運搬中にひびが入りやすい（この心配はピアノ線コンクリートスラブでは非常に少ない）。
 - ii) シェル部分の収縮でひびが入る（富調合の高強度コンクリート、あるいは逆に軽量コンクリートほど可能性が大きい）。」

「しかし、全体としては目切れの部分が限定されており、下部構造の変形によって床板それ自体のひび割れを生ずることはほとんどないから、適当な目地込め防水材を使用するなら比較的確実な防水工事ができる。ただ、しばしば施工落ちとなって漏水の原因となるのは、床板をひさしのように建物構造体の外側に突出せしめた場合の鼻のところの縦目地で、ここの防水を忘れたために水の回ることが多い。また、普通のルーフィングでは板目地のところが切れて、かえって漏水することがしばしばある。」

「目地の変形、目切れは床のたわみ、建物の変形などで生ずるが、より大きな原因に「床板のすわり不良」がある。すなわち、床のすえ付けに際し、すえ付け面に不陸があったり、床にねじれがあったりするとすわりが悪く、がたがたして目地が切れるのである。これには周囲の支持コンクリートを後打ちにするのが最も良い方法であるが、鉄骨上に並べるような場合は、メーカーの製品精度、特にねじれに対して十分の注意がそそがれたものを使用することが大切である。」

2. プレキャストスラブには結合のため、部材外端に露出した金具が設けられていることが多い。これらの金具は、貯蔵・輸送などの間にさびるので、さび止め処置を十分ほどこしておることが大切である。ただし、組立に際して溶接を行なうものでは、さび止め材料として溶接にさしつかえないものを使用するか、溶接時に除去するかしなければならない。また、組立後においてもコンクリートあるいはモルタルなどで被ふくされないものは、特に厳重にさび止め処置を行なう必要がある。さらに、敷きプレート、結合ボルトなどはコンクリートに囲まれてはいるが、被覆されているわけでなく、しかも再塗装が困難であ

るから、このようなものは、なおいっそう嚴重にさび止め処置をほどこさなければならない。

『3. プレキャストコンクリート床は大部分が薄肉で強度の大きいコンクリートを使用するので、現場ではずることは周囲にまでひびを入らせたり、被覆を除去してしまったりするので好ましくない。場合によっては、はずりの結果、結合部の接触面積の不足を招くなどのことを生ずることもあるので、このような現場のはずり加工は原則として行わないように規定した。』

4. シェルが単層のプレキャスト部材を使用する床では、そのシェルが薄いと部材自体は火に耐えても、熱容量の不足から床上面に温度を伝えて、耐火規則によって要求される裏面温度以上になってしまう傾向がある。したがって、耐火建築とする場合には、この点のチェックを行なって耐火規則の要求に合うようにしなければならない。シェル厚 3 cm のものでは、十数分で裏面が木材の発火温度に達する。シェル厚を仕上モルタル + 5 cm もしくは 3 cm のもの 2 重（ボックス形）とすれば、耐火規則に大体当てはまるが、へたをすると現場打ち 10 cm 厚の鉄筋コンクリート程度の重量となって、工期の短縮にはなっても建物重量軽減の効果を失うおそれがあり、注意を要する。いままでの研究では、トムレックスあるいはパーライトモルタルを床下面に被覆したもの、あるいはシェルの部分を 10 cm 厚の超軽量コンクリートにおき代えたものなどが非常にすぐれた耐火性を示し、重量も増大せず具合がよいが、これについては目下の現状としてはメーカーが独自の工夫を凝らしてみる必要があろう。工夫されたそれぞれの形式は、標準の耐火試験を行なって認定を受ければよい。また、適当な防火天井を設けるのも一案である。

以上のほかに、メーカーは部材の見やすいところに部材の規格を表示することをぜひ行なってほしい。これは誤用を避けるためのみでなく、現場の混伸を防止するためである。

部材を積み上げたときにも見えるように、その表示は材の側面に刷り込むとよいが、1 方向だけでは横に材が積み上げられていると見えないので、2 方向以上に表示するのがよい。

なお、組立運搬上便利のように、また部材などを破損しないようにつり込み用穴、またはフックなどを備えることは大切なことがらである。

『最後に発注者に対する注意として、次のことを付記する。』

- 『a) 床板の性能に間違いがないように、データーをととのえて発注すること。特に次の点について指示することが大切である。
- i) 積載荷重の大きさ（床仕上材ならびに天井材の重量を含む）
 - ii) 所要の水平せん断力
 - iii) 床仕上の方法
- b) 次の点をメーカーとよく打合せて採用すること。

- i) なるべく既成のサイズを使って設計する¹⁾。
- ii) なるべく素板が単独で沈下しない形式のものを選ぶ。
- iii) 床のたわみに対してチェックする。
- iv) 床板相互および床板とはりの結合法は、その工事現場に適した方式のものを選ぶ。特に床板とはりの結合に関しては、ディテールにわたりメーカーと打合わせる必要がある。
- v) 床の耐火性、断熱性、水平せん断耐力、単位面積当り重量などを比較して適当なものを選ぶ。
- vi) 床にあらかじめ埋込んでおくべきコンジット類、あるいはそれを通過せしめるべき穴の類を最初から明けるようにして現場で、はずるようなことをしないようにする。¹⁾

おわりに：

建物の重量のうち、大きい部分を占めるのは床と壁である。特にフロア面積が大きく間仕切の少ない建物では、床の重量はもっとも主要な荷重となる。そして、普通の鉄筋コンクリート造では、床の自重が積載する荷重の2倍近くなることもめずらしくない。このことは、それを支持する構造体に余計な負担をかけていることとなり、これを軽くすることは直接の支持応力を減ずるだけでなく、地震力を軽減することになって、建物全体を経済化しうることになる。

さらに、適当に工夫することによって、工期、仮わく費を著しく節減しうることと思われる。

そのような大きい効用を考えて、委員会としては、比較的寛大な規準を作成した次第である。これはこのような画期的な構造法の取扱いとしては相当大膽な試みであるから、実行にあたっては慎重にも慎重に取りあつかい失敗をすることのないようにしていただきたい。そのためには、これが一般に間違いない形で普及するまでは、設計者もメーカーも、また認可の衝に当られる方々も、当分の間よく、本会または日本不燃建築協会と連絡をとり、認定された形で実行されることを望むものである。

1) 建築家はとかく自己流の特別な設計による床板を使用したがるが、その設計の床板が将来他の構造にも商品として適用できるものでない場合は、既成の部品を使用しこれに合わせるようにするのが、本当のプレキャスト材を使用する態度である。

付 録

付 1 鉄筋軽量コンクリート構造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋軽量コンクリート構造、もしくは鉄骨鉄筋軽量コンクリート構造の建築物、またはこれらの構造とその他の構造とを併用する建築物の鉄筋軽量コンクリート構造の構造部分に適用する。
2. 土あるいは水に常時直接接する部分には、この規準に規定する構造を使用してはならない。

2 条 定 義

この規準において軽量コンクリートというのは、鉄筋軽量コンクリート造に使用する軽量コンクリートで、次のいずれかによるものとする。

第1種：骨材として軽砂と軽砂利とを用いた現場打ちコンクリート。

第2種：骨材として普通砂と軽砂利とを用いた現場打ちコンクリート。

ここに、普通砂とは粒の乾燥時の平均見掛け比重 2.5 以上の砂をいう。

軽砂および軽砂利とは、火山れき・軽石・溶岩などの天然軽量材またはそれらの加工物、黒曜石焼成品、ひる石焼成品などの人工軽量材および熔融状炭がら、膨張スラグなどの工業副産物として生ずる軽量材からなるそれぞれ細骨材および粗骨材をいう。

3 条 鉄筋軽量コンクリート構造の規模

鉄筋軽量コンクリート構造の地上階数は 3 以下とし、軒の高さ（高さが 1.2 m をこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する）は 11 m 以下としなければならない。

4 条 軽量コンクリートの材料

軽量コンクリートの材料は次の各号に定めるように、製造または処理したうえで供給されたものでなければならない。

1. 骨材は、JIS A 5002「構造用軽量コンクリート骨材」に適合すること。
2. 骨材は、清浄で耐久的、かつ耐火的な物質であること。
3. 軽砂および軽砂利の粒度は、表 1 の範囲内にあること。
4. 骨材・混和剤および水は、鉄筋をさびさせまたは軽量コンクリートの凝結および硬化を妨げるような酸・塩・有機物またはでい土を含まないこと。
5. 軽量骨材の強熱減量は 15% 以下、軽量骨材中の SO_3 は JIS R 5202「セメントの化学分析方法」により定量し 0.3% 以下、CaO は 50% 以下、NaCl は

表 1

種 類	粒 の 大 き さ	絶乾重量百分率
軽 砂	5 mm ふるいを通過する量	90 以上
	0.3 mm "	20 以上 40 以下
軽 砂 利	25 mm ふるいを通過する量	100
	20 mm "	90 以上
	10 mm "	25 以上 75 以下
	5 mm "	15 以下

0.01% 以下であること。

- 軽砂および軽砂利の原料は、海中から採取したものではないこと。また、これが海岸近くから採取されたものの場合または炭がらを使用する場合には、清水にて十分水洗いしたものであること。
- セメントは、JIS R 5210「ポルトランドセメント」、JIS R 5211「高炉セメント」、JIS R 5212「シリカセメント」または JIS R 5213「フライアッシュセメント」の規定に適合するものであること。

5 条 軽量コンクリートの調合

- 軽量コンクリートの設計用 4 週圧縮強度は、 90 kg/cm^2 以上でなければならない。
- 砂と砂利とは別々に計量しなければならない。
- 軽量コンクリートのセメント使用量は、 1 m^3 につき第 1 種の場合分は、表 2 のとおりとし、第 2 種の場合は 300 kg 以上でなければならない。

表 2

砂 利 の 種 類	セメント使用量
気ほうの細かい火山れき、または黒曜石焼成品	330 kg
溶融状炭がら、気ほうのあらい火山れき、膨張スラグ、またはひる石焼成品	360 kg

- 軽量コンクリートは、打上りが均一で密実になるように調合を定めなければならない。
- 軽量コンクリートには、AE 剤・分散剤などの混和剤を加えて、ワーカビリティをよくする方法を講じなければならない。
- 軽量骨材は、表面乾燥、内部飽水に近い状態で混和打込みをしなければならない。

7. 軽量コンクリートの水セメント比は、セメントペーストの部分について 75 % 以下でなければならない。

6 条 鉄筋の継手および定着

鉄筋の継手の重ね長さおよび定着部分長さは、表 3 に示す数値以上としなければならない。

表 3

構 造 部 分		継手または定着部分長さ			備 考
継 手	定 着	丸 鋼	異 形 丸 鋼		
			フック なし	フック あり	
引張応力の大きい 箇所の主筋、耐力 壁の端部および取 合せぐう角部、耐 力壁開口部周囲	はりの引張鉄筋を 柱に定着する場合 耐力壁をはりまた 基礎ばりに定着 する場合 耐力壁開口部周囲 の鉄筋を定着する 場合	50 <i>d</i>	50 <i>d</i>	40 <i>d</i>	<i>d</i> ：鉄筋の径 (継手の場合は 細いほうの鉄 筋の径)
その他の箇所	その他の場合	30 <i>d</i>	30 <i>d</i>	25 <i>d</i>	

7 条 鉄筋のかぶり厚さ

表 4

構造部分 の種別	耐久上有 効な仕上 げの有無	第1種および第2種軽量コンクリートで、ポルトランドセ メントを用いた場合または第2種軽量コンクリートで高炉 セメントA種もしくはシリカセメントA種およびフライア ッシュセメントA種を 330 kg/m^3 以上用いた場合 (cm)	左欄以 外の場 合 (cm)
屋内に面 する部分 の床およ び耐力壁 以外の壁	仕上げを した場合	2	3
	仕上げを しない場 合	3	4
屋外に面 する部分 の耐力壁 以外の壁	—	3	4
耐力壁・ 柱および はり	屋内に面 する部分 で仕上げ をした場 合	3	4
	屋外に面 する部分 および仕 上げをし ない場合	4	6

鉄筋に対する軽量コンクリートのかぶり厚さは、軽量コンクリートの種別およびその調合ならびに建築物の構造部分、および耐久上有効な仕上げに応じて、表4の数値以上としなければならない。

8 条 軽量コンクリートの許容応力度

軽量コンクリートの許容応力度は、表5の数値によらなければならない。

表 5

長期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)				短期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)					
圧	縮	引張り	せん断	付着	圧	縮	引張り	せん断	付着
使用するコンクリートの4週圧縮強度の1/3で、かつ40以下とする。		圧縮の許容応力度のそれぞれ1/10とする。		6	長期応力に対する圧縮・引張り・せん断または付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。				

鉄筋軽量コンクリート構造設計規準・同解説

(1964改)

不燃構造の軽量化ということは、きわめて有意義なことである。戦前のわが国では、鉄筋コンクリート造と鉄骨鉄筋コンクリート造以外はほとんど行なわれなかったが、この種工法によるとわが国の高層ビルでは固定荷重は積載荷重の6倍以上に達し、最下階の柱の設計には積載荷重と固定荷重とが実に1:18の割合で影響するのが普通である。いわば、鋼材は人をいれるためではなく、コンクリートをささえるために使われている觔がある。

外国では以前から各種の軽量構造が行なわれていた。経済的に恵まれ、かつ鋼材の豊かなアメリカにおいてもしかりである。経済的に恵まれず、かつ鋼材の乏しいわが国では、ことに盛んに軽量構造を用いるべきであったのが、事実はまさに反対であった。

戦後、ようやく軽量不燃構造が盛んに行なわれる機運が生じた。その種類は数多いが、高層建築の軽量化という点で最も利用される可能性があるのが、ここに解説する鉄筋軽量コンクリート構造である。そのうえ、これらの構造は前述のように固定荷重の減少のほかに、軽量コンクリートの熱伝導率の小さいことによって、暖房または冷房の費用が著しく節減される。これは外国において特に注目されている点である。しかし、これらの構造に用いる軽量コンクリートはなれない材料でもあり、普通コンクリートと違って種々注意しなければならない点が多いので、この規準もほとんど軽量コンクリートの品質の規定が大部分を占めている。

なお、軽量コンクリートの設計用圧縮強度が 120 kg/cm^2 以上の場合には、「鉄筋コンクリートの計算規準」に準じて取り扱うことがわかってきたので、「鉄筋コンクリート構造計算規準」の中に、「鉄筋軽量コンクリート構造計算規準」として新しく盛り込むこととし、本規準では 90 kg/cm^2 以上の場合について規定することとした。したがって、 90 kg/cm^2 以上 120 kg/cm^2 以下の場合には本規準によって設計することになるが、 120 kg/cm^2 以上の場合には本規準のほか「鉄筋コンクリート構造計算規準」も適用してさしつかえない。このように、同じ鉄筋軽量コンクリート構造を2つの取扱いに分けたのは、軽量骨材の性質により 120 kg/cm^2 以上とすることは経済的ではないが、 90 kg/cm^2 以上とすることは容易にできるような場合も考えられるので、このような場合にも3条に示す規模の制限内であれば、建築の不燃化を促進する意味から実施面での道をひらいておくことは意義あることと考えられたものである。

1 条 適用の範囲

1. この規準は、鉄筋軽量コンクリート構造、もしくは鉄骨鉄筋軽量コンクリート構造の建築物、またはこれらの構造とその他の構造とを併用する建築物の鉄筋軽量コンクリート構造の構造部分に適用する。
2. 土あるいは水に常時直接接する部分には、この規準に規定する構造を使用してはならない。

この条ではこの規準が適用される建築物を規定している。

1. この項を要約すれば、建築物の一部または全部に鉄筋軽量コンクリートまたは鉄骨鉄筋軽量コンクリートが使用されている場合は、その使用されている部分には必ずこの規定が適用されるということである。また逆にいえば、鉄筋軽量コンクリート造または鉄骨鉄筋軽量コンクリート造は、他種の構造と併用してさしつかえない。ここにいう他種の構造には、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、組立鉄筋コンクリート造、組積造などを含む。
2. 軽量コンクリートは骨材が密実でないので、普通コンクリートに比較してどうしても吸水率が大い。したがって、土や水に常時直接接する部分、すなわち地下室のようなものには軽量コンクリートは使用できない。

2 条 定 義

この規準において軽量コンクリートというのは、鉄筋軽量コンクリート造に使用する軽量コンクリートで、次のいずれかによるものとする。

第1種：骨材として軽砂と軽砂利とを用いた現場打ちコンクリート。

第2種：骨材として普通砂と軽砂利とを用いた現場打ちコンクリート。

ここに、普通砂とは粒の乾燥時の平均見掛け比重 2.5 以上の砂をいう。

軽砂および軽砂利とは、火山れき・軽石・溶岩などの天然軽量材またはそれらの加工物、黒曜石焼成品、ひる石焼成品などの人工軽量材および熔融状態から、膨張スラグなどの工業副産物として生ずる軽量材からなるそれぞれ細骨材および粗骨材をいう。

この条では軽量コンクリートおよび軽量材を定義してある。初めのほうは軽量コンクリートの定義である。

軽量コンクリートの種類はきわめて多いが、これを大別すれば、コンクリートの中のセメントペース中に空気空気を混入したコンクリート、すなわち気孔コンクリート (aerated concrete) または細胞コンクリートと、普通の重い骨材の代りに空げきの多い軽い骨材、すなわち軽量骨材を用いてつくる 軽量骨材コンクリート (lightweight aggregate concrete) の2種になる。

気孔コンクリートは現場打ちは困難で、わが国では工場製品以外には使用されていないので、現場打ちコンクリートを対象としたこの規準では、軽量コンクリートとしてさしづめ軽量骨材コンクリートのみを取り上げることにした。将来、現場打ちが可能になれば、気孔コンクリートも規準にとり入れることになっている。

さて、この軽量骨材コンクリートは、軽砂と軽砂利とを用いた第1種と普通砂と軽砂利とを用いた第2種とに分かれている。川砂と軽砂との混合砂と軽砂利とを用いたものは、後述のようにその混合砂の平均見掛け比重が 2.50 に達しないときは第1種、2.50 以上のときは第2種になる。第2種はその組成材料からもわかるように、すべての性質が第1種と普通コンクリートとの間にある。これらの代表的なものおよび最も軽いものの値をあげれば表付

1.1 のとおりである。

表付 1.1

コンクリートの種類			気乾比重	4週圧縮強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($10^4 \text{kg}/\text{cm}^2$)	熱伝導係数 (気乾 40°C) ($\text{kcal}/\text{mh}^\circ\text{C}$)
普通コンクリート			2.3	150	21	1.2
軽量 コン クリ ート	浅間火山れき	第2種	1.6	110	7	0.5
		第1種	1.3	90	4.5	0.35
	黒曜石焼成品	第2種	1.3	50	5	0.35
		第1種	0.8	30	2	0.2

なお本表中、黒曜石焼成品による 軽量コンクリートの 4 週圧縮強度は $50 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以下であるので、本標準において規定している $90 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上という規定に適合しないから、このようなコンクリートは構造用としては適用外となることはいうまでもない。

軽量骨材の定義に関しては粗骨材と細骨材とがあるので、これらを簡単にそれぞれ軽砂利・軽砂と呼ぶことにした。すなわち、 5 mm ふるいに $90\%/\text{wt}$ 以上たまる軽量骨材が軽砂利で、 5 mm ふるいを $90\%/\text{wt}$ 以上通過する軽量骨材が軽砂である。普通軽量骨材といえは、平均見掛け比重が軽砂利で 1.5 以下、軽砂で 2.0 以下程度のものが考えられるが、本標準においては、砂について平均見掛け比重が 2.5 以上のものは普通砂、したがって 2.5 に達しないものは軽砂と定めた。これは普通砂（川砂・砕石砂など。この種の砂の見掛け比重は 2.65 前後）より多少とも軽いものはすべて軽砂とみなす主旨である。軽砂利については別に明示していないが、同様に考えてよい。しかし、このように定められた骨材比重の範囲はきわめて広いので、それらのコンクリートの性質は表付 1.1 にも示したように、骨材により大きな差があることに注意しなければならない。なお、骨材の比重を単に見掛け比重とせず平均見掛け比重としたのは、軽量骨材は多孔質骨材の通性として同種の骨材でも粒が小さくなるほど見掛け比重が大になることや（たとえば、軽砂中の微粉分だけをとればその比重は普通骨材と同程度になる）、普通砂と軽砂との混合砂も用いられることなどを考慮したためで、その骨材の含む各種類・各粒度の粒の見掛け比重の全体の平均値の意味である。骨材の見掛け比重の測定法は JASS (5.12) による。

次に条文中に例示してある各種の軽量骨材について簡単に説明する。

a) 火山れき・軽石・溶岩などの天然軽量材またはそれらの加工物

この種の材料は火山の多いわが国には豊富に産する軽量骨材で、比較的安価で化学的に安定であり最も多く利用されている。天然材料であるため、性質は産地により異なる。浅間火山れき（長野県浅間山麓産）、榛名火山れき（群馬県渋川市付近産）などは火山れきの代表的なもの。大島火山れき（東京都大島産）は前2者よりやや重く溶岩に近いもの。抗火石（東京都新島、静岡県天城山などに産する）は大塊として切出される軽い石材であるが、粉砕品は軽量骨材として使用される。「それらの加工物」とあるのはこの種の骨材

に吸水率を小さくするためにガラス質の材料を溶融被覆したものや、施工軟度をよくするために AE 剤を添加したものをいうので、わが国ではまだまだ製造されていないが、早晚このようなものが出てくると予想されるので付け加えたのである。これらの骨材による軽量コンクリートは強度・比重ともに適当なものが多く、構造用・間仕切用両方に使えるが、乾燥収縮がやや大きいので注意をする必要がある。

b) 黒曜石焼成品・ひる石焼成品などの人工軽量材

黒曜石 (obsidian)・真珠岩 (perlite) の焼成品は白色多孔質。ひる石 (vermiculite) の焼成品は黄金色、薄層状の骨材でいずれも最も軽い部類に属する。しかし、強度は低く乾燥収縮はきわめて大きく、大体において構造用には使わない。

人工軽量材はこのほかに膨張粘土 (expanded clay)・膨張シェール (expanded shale) などがありアメリカで盛んに製造され、その品質もきわめて優秀であるが、わが国では生産研究はあったが本規準の改訂案を審議中のときは、まだ企業化されなかったため条文中には例示しなかった。

上述の人工軽量骨材は燃料を使うため、わが国ではコスト高になるので、いずれも普通骨材の代りに多量に使用されるまでには至っていない。

c) 溶融状炭がら・膨張スラグなどの工業副産物として生ずる軽量材

炭がら (clinker cinder) はいわゆるアスがらとも呼ばれるもので、ボイラーなどから出る石炭またはコークスの燃えかすである。これは全国至るところで廉価に大量に得られるが、原料である石炭の性質や燃焼方法によって品質が一定せず、未燃焼物質は鉄筋をさびさせたり、膨張・汚染を生ぜしめたりする。高温で溶融するまで燃焼したものはこのような欠点が少ないから、溶融状炭がらと定めたのである。

膨張スラグ (expanded slag, foamed blastfurnace slag) は製鉄高炉のスラグを急冷してつくる。これは冷却方法によって製品の品質が左右されるところが大きい。膨張スラグは廃品を利用したものであるから安価にでき、今後わが国でも生産される見込みが大きい。以上2種の骨材を用いたコンクリートは、ワーカビリティは悪くなりやすく、比重はやや重く有害分や不安定な成分を含むことが多いが、乾燥収縮は比較的少ないほうで強度も強く、優秀なものは構造用に適している。

工業副産物を利用した軽量骨材は、上記2種のほかに、洗炭ぼた、すす、おがくずなどを利用したものがあるが、わが国ではほとんど用いられていないから省略する。

3 条 鉄筋軽量コンクリート構造の規模

鉄筋軽量コンクリート構造の地上階数は3以下とし、軒の高さ（高さが1.2mをこえるパラペットがある場合は、その部分の高さを算入する）は11m以下としなければならない。

はじめに述べたように、鉄筋軽量コンクリート構造は、軽量コンクリートの設計用4週圧縮強度が 120 kg/cm^2 以上の場合と、 90 kg/cm^2 以上の場合の2本立てとなり質の良い骨材

を用い、 120 kg/cm^2 以上の「鉄筋コンクリート構造計算規準」を適用するほうが有利となるが、骨材の産出地の都合で 120 kg/cm^2 以上とすることは無理でも、 90 kg/cm^2 以上とすることはできないという場合に、これをも排除することは建築物の重量を軽減し、耐震性を増大するという意欲を放棄せしめることとなり、技術の進歩を促進することにはならないので、このような場合にも救いうる道を残す意味で本規定が見直されたために、建築規模に若干の制限を設けることとしたものである。

したがって、もしも4階以上の建築をする場合には当然コンクリートの質も良くしなければならぬことになり、このような場合には、「鉄筋コンクリート構造計算規準」を適用するものとし、ここでは一応階数3以下ということにして、取扱い規準を2本立てとした思想をはっきり表現することとしたものである。

4 条 軽量コンクリートの材料

軽量コンクリートの材料は次の各号に定めるように、製造または処理したうえで供給されたものでなければならない。

- 1 骨材は、JIS A 5002「構造用軽量コンクリート骨材」に適合すること。
- 2 骨材は、清浄で耐久的、かつ耐火的な物質であること。
- 3 軽砂および軽砂利の粒度は、表1の範囲にあること。

表 1

種 類	粒 の 大 き さ	絶 乾 重 量 百 分 率
軽 砂	5 mm ふるいを通過する量	90 以上
	0.3 mm "	20 以上 40 以下
軽 砂 利	25 mm ふるいを通過する量	100
	20 mm "	90 以上
	10 mm "	25 以上 75 以下
	5 mm "	15 以下

- 4 骨材・混和剤および水は、鉄筋をさびさせまたは軽量コンクリートの凝結および硬化を妨げるような酸・塩・有機物またはでい土を含まないこと。
- 5 軽量骨材の強熱減量は15%以下。軽量骨材中の SO_3 は JIS R 5202「セメントの化学分析方法」により定量し0.3%以下、 CaO は50%以下、 NaCl は0.01%以下であること。
- 6 軽砂および軽砂利の原料は、海中から採取したものでないこと。また、これが海岸近くから採取されたものの場合または炭がらを使用する場合には、清水にて十分水洗いしたものであること。
- 7 セメントは、JIS R 5210「ポルトランドセメント」、JIS R 5211「高炉セメント」、JIS R 5212「シリカセメント」または JIS R 5213「フライアッシュセメント」の規定に適合するものであること。

4条は軽量コンクリートに使用する材料の規定で、1～6項は骨材に関するもの、7項はセメントに関するものである。

たとえば、炭がらのような材料はさきに述べたように品質が一定せず、材料を工事現場に運んだ後に試験をしたり、ふるい分けたり水洗いをしたりすれば、不良な材料を使用するおそれ大きい。よって、冒頭に使用材料はあらかじめこの条の規定に合格するように、「製造または処理したうえで供給されたもの」と定めた。このためには、責任ある供給組織によって供給された材料を使用するのがよい。

- 1 昭和 30 年 4 月軽量骨材の JIS が制定され、使用骨材の品質は JIS 合格品ということと示すことができるようになった。
- 2 この項の規定は骨材として当然持っていなければならない性質である。有機質の軽量骨材は耐火的という点で難点がある。
- 3 ここでは骨材の粒度を規定している。軽量コンクリートは、骨材の粒形が不整なものが多いことと、骨材の比重が軽いためワーカビリティが不良になりがちである。したがって、骨材の粒度が適当でなければ、信頼できる軽量コンクリートの施工は不可能に近い。ゆえに、この規定はきわめて重要であって、骨材は「鉄筋相互間および鉄筋とせき板との間を容易に通る大きさであること」〔施工令第 72 条第 2 項〕というゆるやかな規定であるのに対して、この規定は相当細かくなっている。なお、ここで注意しなければならないのは、軽量骨材は粒度が小になるほど見掛け比重が大きくなるから、粒度がふるい通過分の重量百分率で表わされている場合には、普通骨材より細かい部分が多くなれば絶対容積と比較して同じ粒度にならないことである。

一般に軽砂も軽砂利も、ここに規定した粒度範囲の細かいほうに近いほうがよい。軽砂は 0.3 mm 以下の部分が特に重要で、この部分が少ないとワーカビリティが悪くなる。JIS では 0.3 mm 通過分 40~20% とさらに微粉分を多く規定してある。アメリカでは特に微砂 (blow sand のような) を混じて、微粉分を確保した例がある。軽砂は原材料の細かい部分のみをふるい分けてつくったのは、一般にあまり好ましくない。このようにして得た軽砂は比重の大きいのが普通である。また、炭がらの微粉中には有害分が多い。たとえば、30%の強熱減量を示した炭がらの微粉分をふるい分けた結果、その強熱減量は 5~7% になった例がある。

したがって、軽砂は清浄な軽砂利を粉砕してつくったものが望ましい。しかし、同一の粉砕方法で粉砕しても、質のやわらかいもの(浅間れきのような)は微粉分がでやすく、質のかたいもの(大島れきのような)はこれに反する。したがって、質のかたい軽砂利を粉砕して軽砂をつくる場合は、微粉分が不足しないよう注意する必要がある。また、反対に微粉分が過多であれば、コンクリートの使用水量が増加し乾燥収縮が大になりやすいため、質のやわらかい軽砂利の場合は微粉分が多すぎないように注意する。軽砂利は 20 mm 以下であることは絶対に必要で、できれば 15~10 mm 以下がよい。黒曜石焼成品のようにきわめて弱いものは、粗粒は混練中に粉砕されやすいから、この意味からも粒径を小にする必要がある。

- 4 この規定は、普通コンクリート用骨材〔施行令第 72 条第 2 項〕と同じである。小工場から出る不純分の多い炭がらや、海岸の近くで採取した骨材などはこの項にあげた有害物を含むおそれが多い。有機不純物の試験は JIS A 1105「砂の有機不純物の試験方法」に準じて行なうのがよい。
- 5 これは軽量骨材の化学成分の規定である。強熱減量は骨材中の不安定な成分特に炭がら中の未燃焼分、および膨張スラグの未燃焼コークス分を対照とするもので、アメリカおよびイギリスの規格値と比較すれば表付 1.2 のようである。

表付 1.2

規 格 種 類	骨 材 種 類	強熱減量
(アメリカ) ASTM C 130-42	軽 量 骨 材 一 般	25%以下
(イギリス) BS 1165	炭 が ら 一般無筋コンクリート用	10%以下
	湿潤状態にならない内壁工事に用いる無筋コンクリート用骨材。ただしブロックは除く	20%以下
	湿潤状態にならない内壁に用いる無筋コンクリートブロック用骨材	30%以下
(イギリス) BS 877	膨 張 ス ラ グ	2%*以下

* 400°C で 2 時間発熱したのち 600~650°C で 5 時間熱し、最後の 5 時間加熱の前後の重量差

炭がらは溶融状態でないものは、往々この規定限度以上の強熱減量を示すものであるから注意しなければならない。東大建築材料研究室の試験結果によると、各種炭がら 23 種のうち 8 種は強熱減量が 20% 以上になった。軽石やスラグの強熱減量はだいたい数パーセントに過ぎず、ほとんど問題にならない。

SO₃ はスラグ・炭がらに含有されることが多く、またときに火山れき中などにも含まれることがある。SO₃ を多く含むものは鉄筋をさびさせたり、コンクリートの異状な膨張を引き起すおそれがある。骨材中のいおう分としては、無水硫酸として定量されるもののほかに硫化物いおうとして定量されるものもあるが、硫化物いおうとして定量されるものは比較的安定と考えられるので、全いおう（無水硫酸として含まれるいおう分と硫化物いおうとして含まれるいおう分との合量）の量で規定せず、一応無水硫酸の量で規定してある。しかし、硫化物いおうもいずれは SO₃ に移行すると考えられるから、これの多いものの使用も避けなければならない。SO₃ は JIS R 5202「セメント化学分析方法」3.9 項によって定量した値をとればよい。SO₃ は湿気が多いところではことに悪影響をおよぼすから、湿潤状態になりやすい場所に打つコンクリートの軽量骨材については特に注意し、SO₃ のなるべくないものを使用するのがよい。上記東大建築材料研究室の試験結果によると、各種炭がら 23 種のうち 5 種は SO₃ が 0.5% 以上となった。次に、イギリス規格の SO₃ 量の許容限度をあげて参考 to 供する。

表付 1.3

規 格 種 類	骨 材 種 類	無 水 硫 酸	全 い お う
BS 1165	炭 が ら	1.0% 以下	—
BS 877	膨 張 ス ラ グ	0.5% 以下*	—
BS 1047	空 冷 ス ラ グ	0.7% 以下	2.0% 以下

* スラグを 24 時間蒸留水中に入れたときに（最後の時間は振とうする）蒸留水中に溶解する遊離硫酸分量。

CaO 量はスラグをおもな対象としている。膨張スラグの石灰による不安定性はその冷却方法と化学成分によって左右され、石灰分が多いものほど不安定になりやすい。したがって、膨張スラグをつくるスラグはなるべく石灰分の少ないもの、すなわち酸性スラグに近いものがよい。この意味で、石灰量に制限を設けたのである。最近の八幡製鉄株式会社の資料によれば、スラグ中の CaO はだいたい 40% 以下となっている。

次に、イギリス規格のスラグ中の CaO 量の許容限度を示して参考にする。

表付 1.4

規 格 種 類	骨 材 種 類	CaO 量 の 許 容 限 度
BS 877	膨 張 ス ラ グ	50% 以下
BS 1047	空 冷 ス ラ グ	$\text{CaO} + 0.8 \text{ MgO} < 1.2 \text{ SiO}_2 + 0.4 \text{ Al}_2\text{O}_3 + 1.75 \text{ S}$ でかつ $\text{CaO} < 0.9 \text{ SiO}_2 + 0.6 \text{ Al}_2\text{O}_3 + 1.75 \text{ S}$

なお、炭がら中に含まれる生石灰は消化の際、膨張やいわゆる「花が咲く」という現象をひき起すが、CaO 量として定量される量はいずれも少量（10%以下程度）でこの CaO 量の規定で判定することはできず、水洗いして完全に生石灰を消化して使用するのが安全である〔6 項参照〕。

スラグおよび炭がらの化学組成で、上記強熱減量、いおう分、石灰分のほかに問題になるのは鉄分であって、軽量コンクリートの異状な膨張・汚染あるいは崩壊の原因になることがあると考えられているが、その許容限度は明らかになっていないので条文中に規定しなかった。いずれにせよ、なるべく鉄分の少ないものを使用したほうがよいであろう。

6 この項では 4 項および 5 項を補足し、軽量骨材の最小限必要な処理方法を規定した。海岸近くから採取した軽量骨材は、鉄筋をさびさせる海水中の塩分を含むおそれがあるので、十分洗浄して塩分を取り去らなければならない。これは普通骨材の場合でも同様であるが、軽量骨材は多孔質で吸水率も大きく、塩分を完全に取りにくいから特にていねいに洗う必要がある。海水中から採取した軽量骨材は、完全に塩分を取り去ることは実際上ほとんど不可能と考えられるので、その使用を禁じることにした。また、炭がらは長期間水

中に浸せきし(1年以上がよい)、十分水洗いすると有害な微粉分は流出し強熱減量は減じ、生石灰は消化され、いおう分は中和されるなどすべての点でその品質を改善することができるので、必ずこれを行なうよう規定した。

このほかに、JIS では安定性の試験を行ないこれによって骨材を区分し、試験結果の悪いものは調合・施工に特に注意するように規定しているから、この点も検討したほうがよい。

7 この項は軽量コンクリートに使用するセメントに関する規定であって、それぞれの JIS に適合するものであれば、ポルトランドセメント、高炉セメント、シリカセメント、フライアッシュセメントのいずれでも使用しう。しかし、高炉セメント、シリカセメントまたはフライアッシュセメントを使用した場合は、ポルトランドセメントを使用した場合に比べて、コンクリートの風化速度が速く鋼材のさび止めに不利で、9条に規定したように被覆厚を大にしなければならないのであるべく使用しないほうがよい。軽量コンクリートの強度は、およそセメント強度に比例しているから、なるべく高強度のすなわち4週規格圧縮強度が 300 kg/cm^2 程度以上のセメントを使用するのがよい。ただ、戦後わが国のセメントは高強度をうるために微粉にはしりすぎているきらいがある。このような極微粉のセメントは収縮ひび割れの原因となりやすいから、4900 孔ふるい残分1.5% 以下のような極微セメントは使用を避けたほうがよい。

5 条 軽量コンクリートの調合

1. 軽量コンクリートの設計用4週圧縮強度は、 90 kg/cm^2 以上でなければならない。
2. 砂と砂利とは別々に計量しなければならない。
3. 軽量コンクリートのセメント使用量は、 1 m^3 につき第1種の場合は、表2のとおりとし、第2種の場合は 300 kg 以上でなければならない。

表 2

砂 利 の 種 類	セメント使用量
気ほうの細かい火山れき、または黒曜石焼成品	330 kg
溶融状炭がら、気ほうのあらい火山れき、膨張スラグ、またはひる石焼成品	360 kg

4. 軽量コンクリートは、打上りが均一で密実になるように調合を定めなければならない。
5. 軽量コンクリートには、AE 剤・分散剤などの混和剤を加えて、ワーカビリティをよくする方法を講じなければならない。
6. 軽量骨材は、表面乾燥、内部飽水に近い状態で混和打込みをしなければならない。
7. 軽量コンクリートの水セメント比は、セメントペーストの部分について 75% 以下でなければならない。

本条は軽量コンクリートの調合および施工に関して規定してある。

1. 軽量コンクリートの4週圧縮強度は、 90 kg/cm^2 以上でなければならないと規定した。
また、設計用の許容応力度は 120 kg/cm^2 の $1/3$ で、 40 kg/cm^2 以下とされている。 90 kg/cm^2 以上とするためには、セメント量のある程度多くし、水セメント比もある程度以上にはできないので、この強度以上のコンクリートであれば、構造上はもちろん、風化、さび止め、凍害、均一性というような点からみても一応信頼できる。また、4条に規定した材料を用い、本条 2~7 項の規定に従って調合・施工すれば、特に弱い骨材を使用した場合のほかは 90 kg/cm^2 以上の強度は出るはずである。なお、圧縮強度の試験法は JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」、JIS A 1107「コンクリートから切りとったコアおよびはりの強度試験方法」によるものとする。
2. ここには骨材の計量方法が規定されている。軽量コンクリートの強度は水セメント比だけでなく骨材の量によっても影響を受けるし、悪くなりやすいワーカビリティを良好に保つためにも材料の計量は十分正確でなければならない。砂利と砂とを別々に計量するように定めたのはこの趣旨である。なお、砂利と砂とは混合しないように貯蔵しなければならないことはいうまでもない。
3. ここでは軽量コンクリートのセメント使用量の最小限を規定している。2条で述べてるように、軽量骨材は種類が多く、その粒形も比較的球に近く凹凸の少ないもの〔下図(a)〕から、まったく粒形が不整で表面に大きな凹凸があるもの〔下図(b)〕まである。前者と後者とは粒度、見掛け比重が同じであっても、コンクリートにした場合には著しく性質が違ふ。それは後者のような骨材では、表面の凹所にペーストが多量にはいり込むためと、骨材の凹部と凸部とが互にかみ合うために前者のような骨材に比べて、同一のセメ



例 浅間れき、北海道産の 大島れき、溶融状炭がら
多くの火山れき
(a) (b)

ント量ではワーカビリティがきわめて悪くなるためである。もし、軟度を同一にするために水を増せば強度は落ち、またペーストに粘りがなくなるためにますます分離する傾向が生じる。したがって、信頼しうるコンクリートをうるための最低セメント使用量は骨材の性質によって、おのずから変わるわけで、このために比較的前者に近いコンクリートとしたときのワーカビリティがよい骨材と、後者に近いワーカビリティの悪い骨材の2種に分けて、別々にセメント量を規定した。川砂を使用した場合には、比較的ワーカビリティがよく、かつ骨材の粒形による悪影響も、軽砂を使用した場合ほどは顕著でないで、骨材の種類に関せず一率に 300 kg/cm^2 と規定した。もちろん、これはあくまでも最少セメント量である

から、十分良質なコンクリートをうるためには、骨材や調合の種類に応じ適当にセメント量を割増ししなければならない。ただし、むやみにセメント量を多くすれば収縮が大になるから注意する必要がある。

炭がらは溶融状のもの以外は原則として使用できないことになっている。溶融状のものは、安定であって石灰と反応することはほとんどまったくないと考えられるから、石灰は使用しないことにした。なお、現在の情勢でやむをえず溶融状でない炭がらを使用する場合の処置については従来解説を参照されたい。

また、最近では人工軽量骨材の研究も盛んになってきたが、この種の骨材は粒形もほぼ球状であり、表面にも凹凸がないから経済的で強度の高い軽量コンクリートを得るために今後ますます盛んになってくるものとする。

4. この項は軽量コンクリートの調合設計の原則で、これは普通コンクリートと同じである〔施行令第74条第3項〕。4条に規定した軽量骨材を用い、1～3項、5～7項に合うように調合し施工すれば、だいたいこの項に規定したような「均一で密実な」コンクリートが得られる。

5. 軽量コンクリートは、さきにしばしば述べたようにワーカビリチが悪いから、5項においては特にワーカビリチをよくする方法を特別に講ずるように規定した。

ワーカビリチをよくするには、上述のように骨材の粒度、セメント量などを注意するほかに、分散剤やAE剤などを加えると著しい効果があるので、特に条文中に例示した。このAE剤・分散剤の添加は、ワーカビリチを良好にするばかりでなく、軽量コンクリートの中性化を防ぐうえにもきわめて有効である。

けいそう土・フライアッシュその他のシリカ質混和剤をコンクリートに混入するとワーカビリチはよくなるが、中性化速度は相当促進されるので、これを使用する場合は十分な注意が必要である。なお、この種のシリカ質混和剤を軽量コンクリートに使用する場合は、中性化速度を遅くするため必ずAE剤・分散剤を併用しなければならないし、またこれを使用したコンクリートを打放しコンクリートに用いることも極力避けなければならない。

上述のような意味において、軟度改良剤の例として、けいそう土は除いてある。

6. ここでは軽量骨材の使用時の吸水状態を規定した。軽量骨材は一般にきわめて吸水率が大きく乾燥した骨材をそのまま使用すると、混練りまたは打込み中に吸水しコンクリートの軟度が小になったり、収縮の原因になったりする。したがって、打込み数日前から注水し十分吸水させ、ほとんど飽水させることが大切である。しかし、あまりぬらしすぎて表面水が多いと正確な計量が困難になり、水量が一定になりにくいから付着水はなるべく少なく、すなわち「表面乾燥状態」に近いほうがよい。

骨材を完全に水中に浸せきできれば、比較的吸水率の大きい絶乾状態の骨材の場合でも5分間吸水させるだけで、混和の完了から打込み完了までのW/Cの変化は2～3%、スランプの変化は1～2cm程度とすることができる。

7. この項は水セメント比の規定である。水セメント比の最大限度 75% というのは、吸水性の混和剤を使用した場合を考慮したために多めに定めたもので、できれば 65% 以下に保ちたい。水セメント比が大きい軽量コンクリートは、強度・風化・収縮など、あらゆる点からみてよくない。したがって、できるだけ堅練りのコンクリートを使用し、水セメント比を引下げようとするのがよい。このためには、構造を簡易化し、コンクリートを打込みやすくすることから工夫すれば効果があろう。

軽量骨材の吸水率は大きくしかもその測定も簡単でないから、実際の水セメント比も現場では容易に求めがたい。ゆえに、あらかじめ実験室で正確に調査を定め現場では材料を正確に計量し、軟度を一定に保つように水量を調節すれば、だいたい同じ水セメント比のコンクリートをうることができる。

6 条 鉄筋の継手および定着

鉄筋の継手の重ね長さおよび定着部分長さは、表 3 に示す数値以上としなければならない。

表 3

構 造 部 分		継手または定着部分長さ			備 考
継 手	定 着	丸 鋼	異 形 丸 鋼		
			フックなし	フックあり	
引張応力の大きい箇所 の主筋、耐力壁の端部 および取合せぐう角部、 耐力壁開口部周囲	はりの引張鉄筋を柱に 定着する場合 耐力壁をはりまたは基礎 ばりに定着する場合 耐力壁開口部周囲の鉄 筋を定着する場合	50 <i>d</i>	50 <i>d</i>	40 <i>d</i>	<i>d</i> : 鉄筋の径 (継手の場合は細いほうの鉄筋の径)
その他の箇所	その他の場合	30 <i>d</i>	30 <i>d</i>	25 <i>d</i>	

構造用軽量コンクリートの付着応力度は 6 kg/cm^2 を許容値とする。普通コンクリートのこの値は 7 kg/cm^2 であるから、軽量コンクリートの場合の鉄筋の継手および定着長さは上記許容応力度の比率から考えて、普通の場合の $7/6$ 倍とすればよいはずである。このような考え方から本条ができた。

7 条 鉄筋のかぶり厚さ

鉄筋に対する軽量コンクリートのかぶり厚さは、軽量コンクリートの種別およびその調査ならびに建築物の構造部分、および耐久上有効な仕上げに応じて、表 4 の数値以上としなければならない。

表 4

構造部分の種類別	耐久上有効な仕上げの有無	第1種および第2種軽量コンクリートで、ポルトランドセメントを用いた場合または第2種軽量コンクリートで高炉セメントA種もしくはシリカセメントA種およびフライアッシュセメントA種を 330 kg/m ³ 以上用いた場合 (cm)	左欄以外の場合 (cm)
屋内に面する部分の床および耐力壁以外の壁	仕上げをした場合	2	3
	仕上げをしない場合	3	4
屋外に面する部分の耐力壁以外の壁	—	3	4
耐力壁・柱およびはり	屋内に面する部分で仕上げをした場合	3	4
	屋外に面する部分および仕上げをしない場合	4	6

鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さは、鉄筋の腐食を防ぎ、かつ防火上必要な厚さでなければならない。

(1) 鉄筋の腐食を防ぐために必要なコンクリートかぶり厚さ

コンクリートは打込み直後はアルカリ性であって、かようなコンクリートで包まれている鋼材はさびない。しかし、コンクリートは長年の間に大気中から炭酸ガスを吸って、表面からしだいにアルカリ性を消失する。このアルカリ性消失の層が鋼材面に達すると、その部分の鋼材はさびはじめる。ここに鉄筋コンクリートの寿命がある。

したがって、希望する寿命によって、かぶり厚さが異なるわけである。ところが、鉄筋コンクリートの寿命は何年を必要とするかについてはきまった根拠がない。そこで、本条では軽量コンクリートの場合の寿命を普通コンクリートの場合とだいたい同じにすることを目途としてかぶり厚さを定めた。

しかし、ここにもう1つやっかいなことには、普通コンクリートの場合の寿命はかりに調査は同じでも、使うセメントがポルトランドセメントと混合セメントによって異なることである。すなわち

ポルトランドセメントの場合 $t_1 = 7.30 x_1^2$

混合セメントの場合 $t_2 = 2.53 x_2^2$

ここに t_1, t_2 …… 寿命 (年)

x_1, x_2 …… かぶり厚さ (cm)

∴ 両者の寿命を同一とするためには、 $x_2 = 1.70 x_1$ であることを要す。

次に軽量コンクリート（第1種，以下同じ）においては，

ポルトランドセメントの場合 $t_3 = 2.67 x_3^2$

混合セメントの場合 $t_4 = 0.925 x_4^2$

$$\begin{array}{lcl} \therefore t_3 = t_1 \text{ とするためには} & x_3 = 1.65 x_1 \text{ であることを要す} & \\ \left. \begin{array}{lcl} t_3 = t_2 & \text{''} & x_3 = 0.975 x_1 \text{ ''} \\ \text{また } t_4 = t_1 & \text{''} & x_4 = 2.81 x_1 \text{ ''} \\ t_4 = t_2 & \text{''} & x_4 = 1.65 x_2 \text{ ''} \end{array} \right\} & & (a) \end{array}$$

普通コンクリートに対しては，建築基準法施行令第 79 条にかぶり厚さの規定がある．その厚さを上記の x_1 あるいは x_2 と考えて，(a) 式によって軽量コンクリートで同等の寿命をえるためのかぶり厚さを計算すると，表付 1.5 のようになる．

表付 1.5 普通コンクリートと同寿命の軽量コンクリートのかぶり厚さ

部 分	普通コンクリートの場合のかぶり厚さ x_1 または x_2 (cm)	軽量コンクリートの場合のかぶり厚さ (cm)	
		ポルトランドセメントの場合	混 合 セ メ ン ト の 場 合
		$t_3 = 1.65 x_1$ $x_3 = 0.975 x_1$	$x_4 = 2.81 x_1$ $x_4 = 1.65 x_2$
耐力壁以外の壁 または床	2	$\begin{array}{cc} 3.30 & 1.95 \\ \hline \text{平均 } 2.63 \end{array}$	$\begin{array}{cc} 5.62 & 3.30 \\ \hline \text{平均 } 4.46 \end{array}$
耐力壁または はり・柱	3	$\begin{array}{cc} 4.95 & 2.92 \\ \hline \text{平均 } 3.94 \end{array}$	$\begin{array}{cc} 8.43 & 4.95 \\ \hline \text{平均 } 6.69 \end{array}$
同上で，屋内に面する部分でモルタル塗・しっくい塗・タイル張りその他これに類する鉄筋の耐久上有効な仕上げをしたもの	2	略	略

本条の規定では，建物の部分の区分およびコンクリートの品質の区分が表付 1.5 と異なるから対比はそのままでは困難であるが，本条の規定は上表が基礎になってできているから詳細に比べてもらいたい．

なお，表付 1.5 から容易にわかるように，混合セメントは寿命が短かいためにかぶり厚さを大とする必要があり，不経済であるから，軽量コンクリート用のセメントはポルトランドセメントにかぎるのがよい．

また，最近 AE 剤入りのコンクリートの寿命の研究が進みつつあるが，AE 剤を入れた軽量コンクリートは寿命がかなり延びる．ゆえに，軽量コンクリートには AE 剤をつとめて使うほうがよい．

(2) 防火上必要なコンクリートのかぶり厚さ

一般に軽量コンクリートは普通コンクリートに比べて，防火被覆としての性能はすぐれている．ゆえに，実際のかぶり厚さは前記 (1) のように，軽量コンクリートにおいて普通

コンクリートよりも大きくしておけば防火上からの問題は無い。

ただ、普通の炭がらは未燃炭を多く含み、加熱中にこれが燃焼するために内部温度が上りやすく、ときには普通コンクリートよりもこの点で劣ることもある。2条の材料におけるように、炭がらを溶融状炭がらとすればその心配はない。

8 条 軽量コンクリートの許容応力度

軽量コンクリートの許容応力度は、表5の数値によらなければならない。

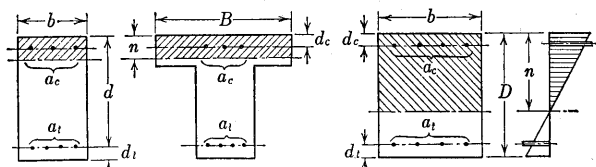
表 5

長期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)					短期応力に対する許容応力度 (kg/cm ²)				
圧	縮	引張り	せん断	付着	圧	縮	引張り	せん断	付着
使用するコンクリートの4週圧縮強度の1/3で、かつ40以下とする。		圧縮の許容応力度のそれぞれ1/10とする。		6	長期応力に対する圧縮・引張り・せん断または付着の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。				

軽量コンクリートの許容応力度の安全率は、圧縮・付着両応力度では普通コンクリートと同一とした。軽量コンクリートは材料が悪かったり施工が無雑作だと「す」を生じやすく、この点からは安全率を高くする必要があるわけである。しかし、本規準では材料や施工に対し相当注意深く規定されているので、これを守れば軽量コンクリートといえども同じ安全率でよいというたてまえをとっている。したがって、材料や施工は前各条に従い十分注意しなければならない。

引張りとせん断応力度は普通コンクリートでは、圧縮応力度の1/10と考えるのが慣例である。軽量コンクリートではこの比率がもう少し大きい。しかし、一面軽量コンクリートは収縮ひび割れがはいりやすいから、同じ比率1/10にとめてある。

鉄筋軽量コンクリート柱・はり計算図表



b : T形ばりの幅、もしくはT形ばり腹部の幅、柱の幅 (cm)

B : T形ばりの有効幅 (cm)

d : 曲げ材の有効せい (cm)

D : 曲げ材の全せい (cm)

d_t : 引張側表面より引張鉄筋重心までの距離 (cm)

d_c : 圧縮側表面より圧縮鉄筋重心までの距離 (cm)

$d_{c1} = d_c/d$

$d_{c1} = d_c/d$

n : 圧縮側表面より中立軸までの距離 (cm)

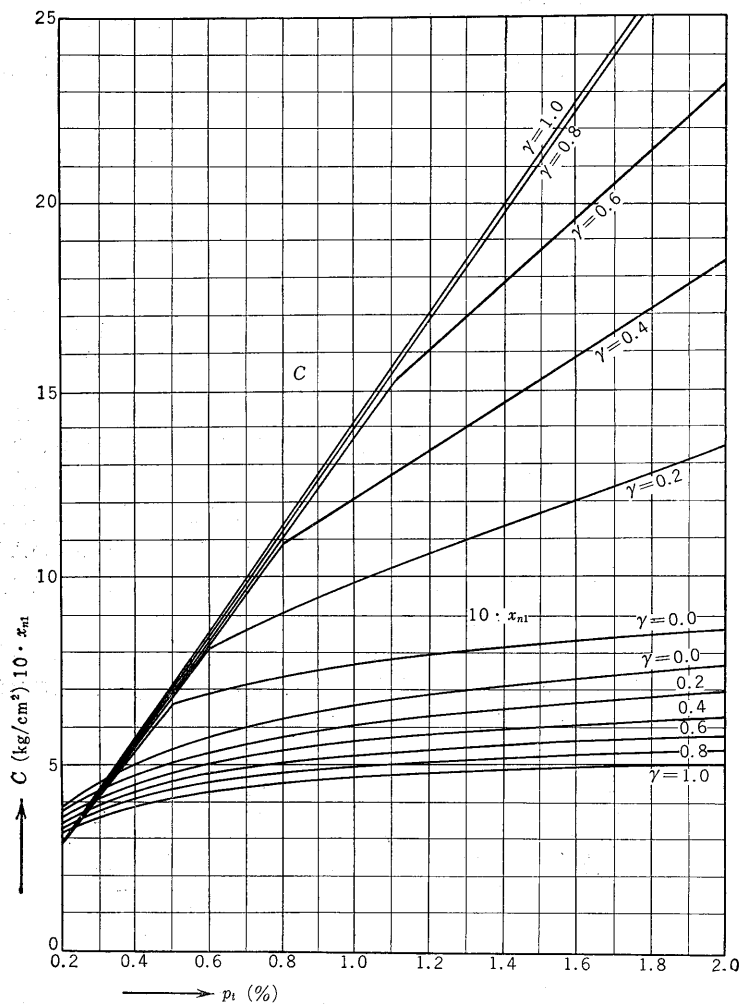
a_c : 引張側鉄筋断面積 (cm^2)

a_t : 圧縮側鉄筋断面積 (cm^2)

$p_t = a_t/bd$ (はりの場合), a_t/bD (柱の場合)

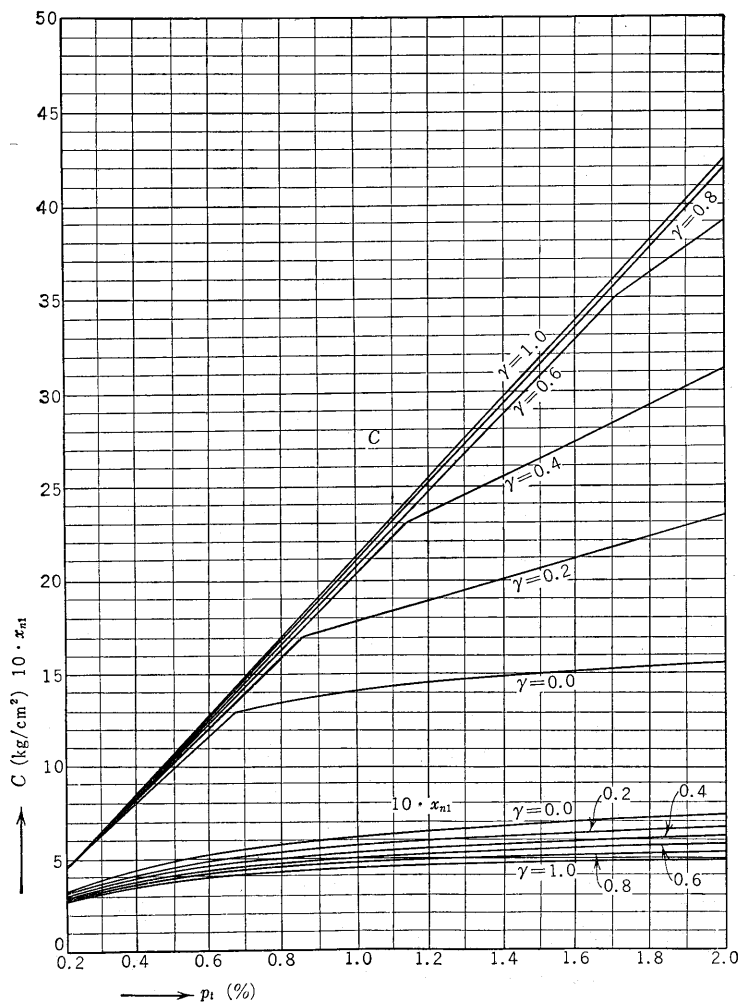
$p_c = a_c/bd$ (はりの場合), a_c/bD (柱の場合)

$\gamma = p_c/p_t$: 鉄筋比 (柱では1.0)



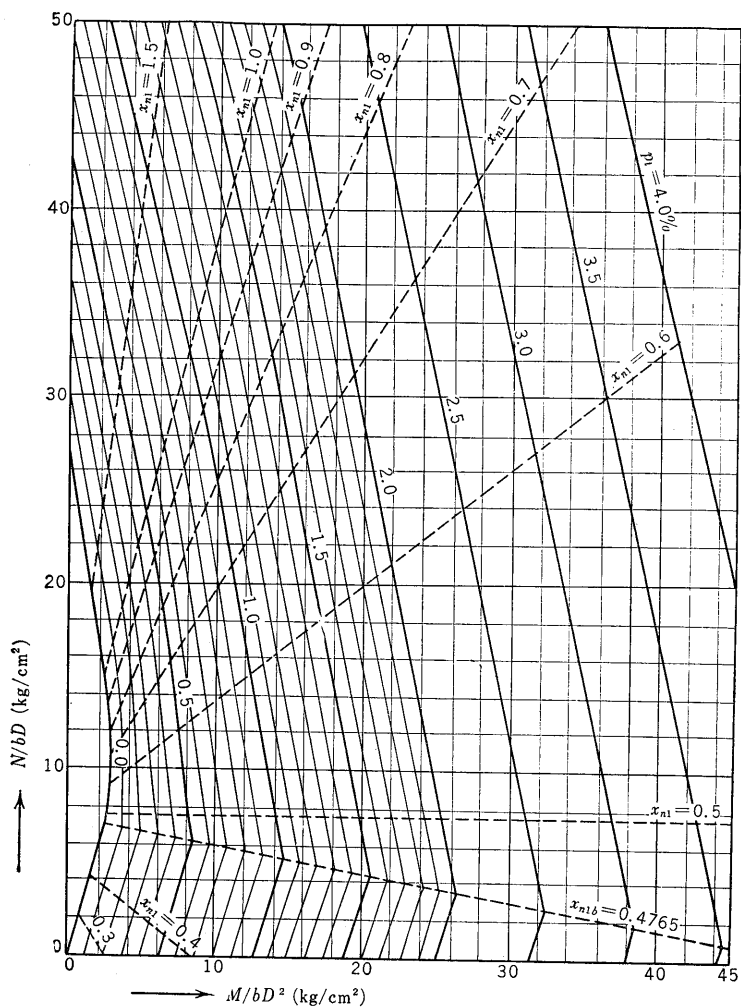
$$f_c = 30 \text{ kg/cm}^2, f_t = 1600 \text{ kg/cm}^2, n = 60, d_{c1} = d_{t1} = 0.10$$

図付 1.1 鉄筋軽量コンクリートはり (長期)



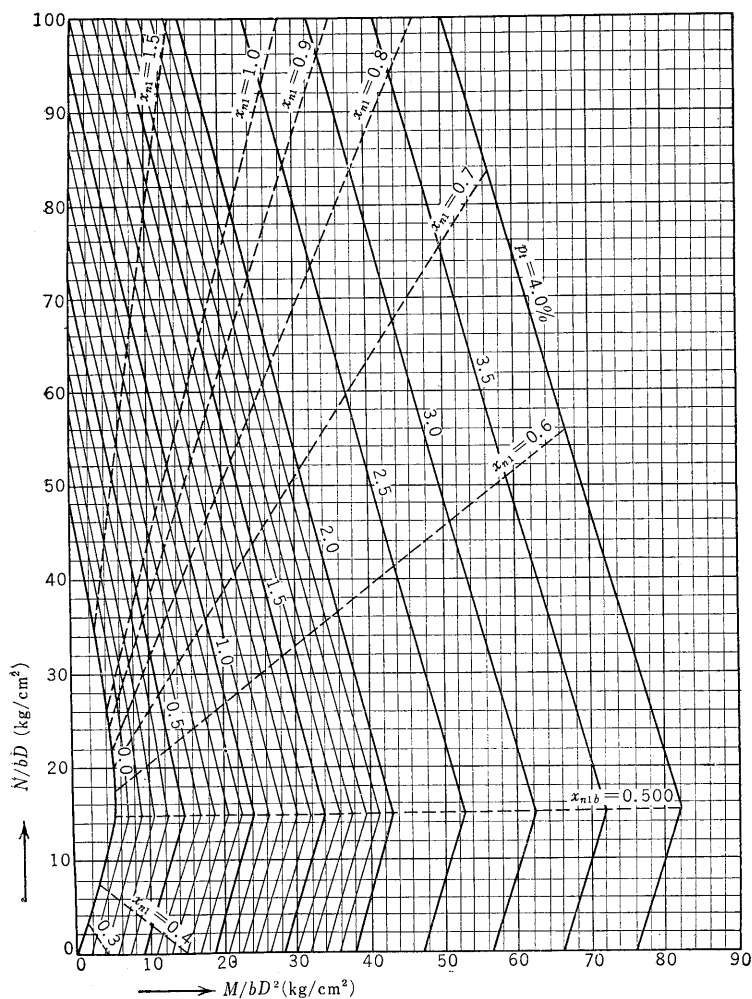
$f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $n = 50$, $d_{c1} = d_{t1} = 0.10$

図付 1.2 鉄筋軽量コンクリートはり (短期)



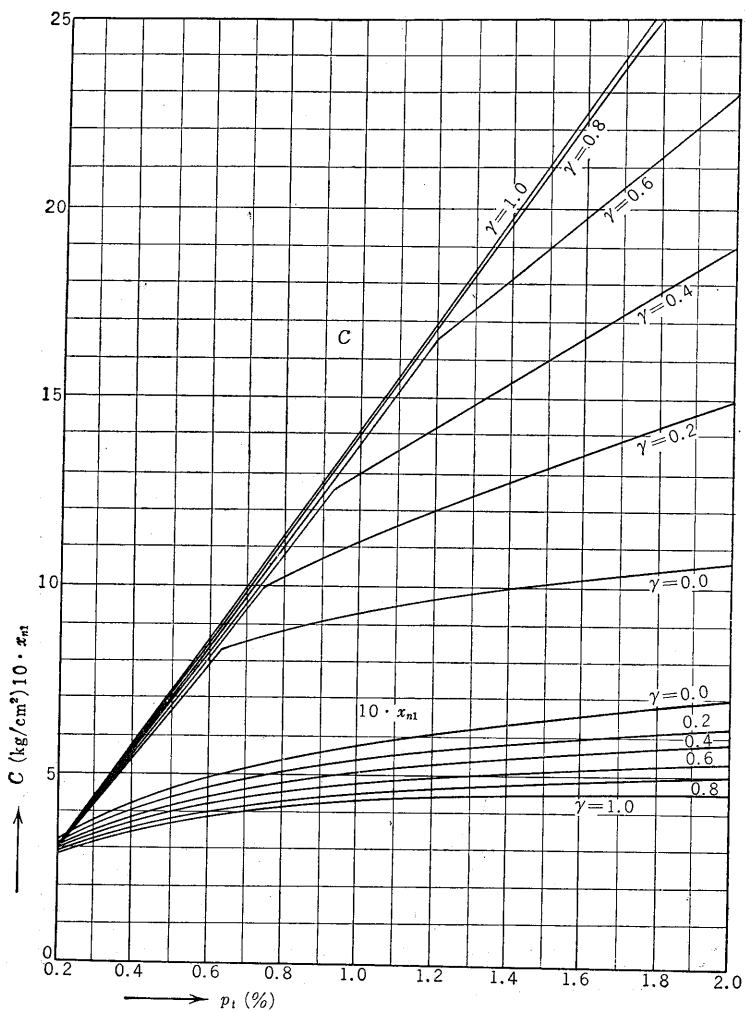
$f_c = 30 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $n = 60$, $d_c = d_t = 0.10$

図付 1.3 鉄筋軽量コンクリート柱 (長期)



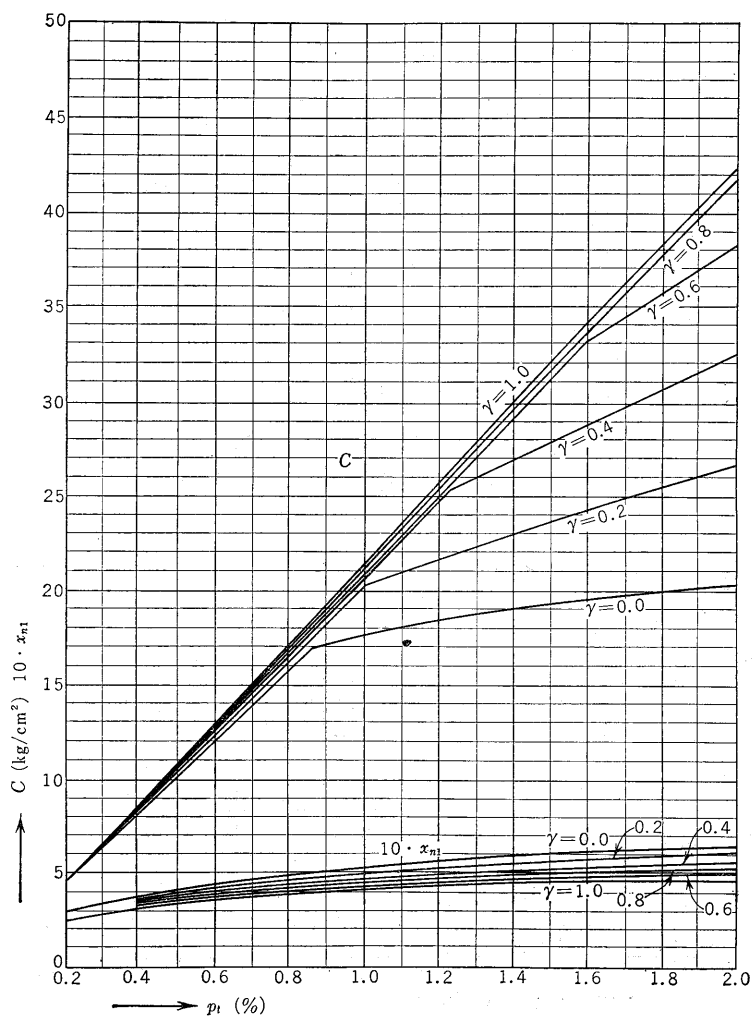
$f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $n = 50$, $d_{c1} = d_{t1} = 0.10$

図付 1.4 鉄筋軽量コンクリート柱 (短期)



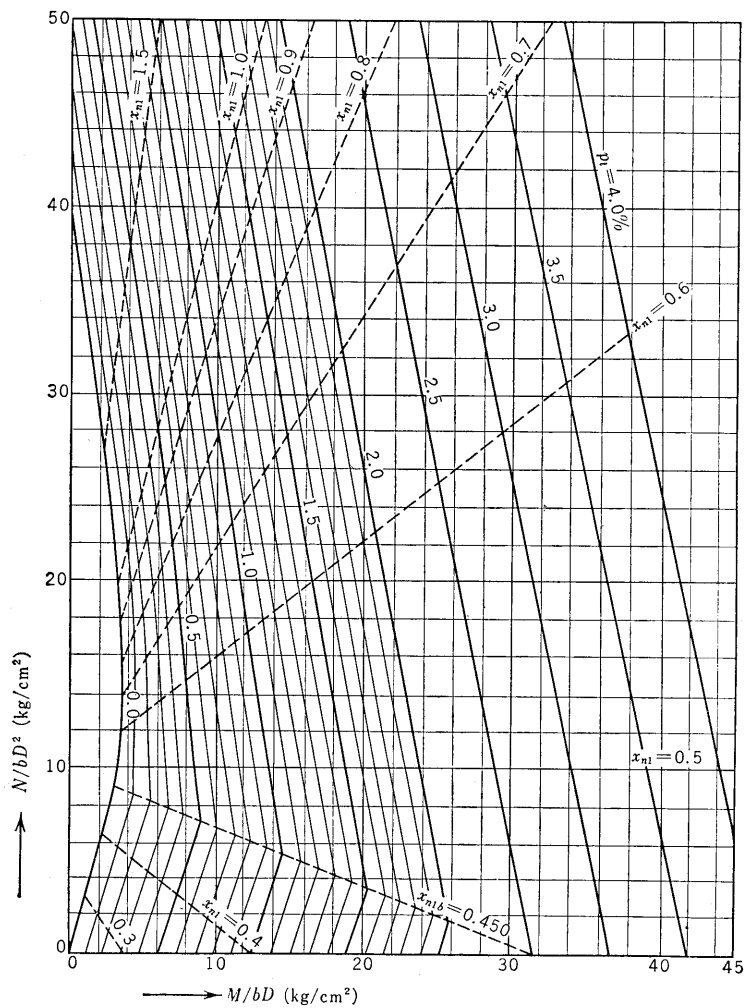
$$f_c = 40 \text{ kg/cm}^2, f_t = 1600 \text{ kg/cm}^2, n = 40, d_{c1} = d_{t1} = 0.10$$

図付 1.5 鉄筋軽量コンクリートはり (長期)



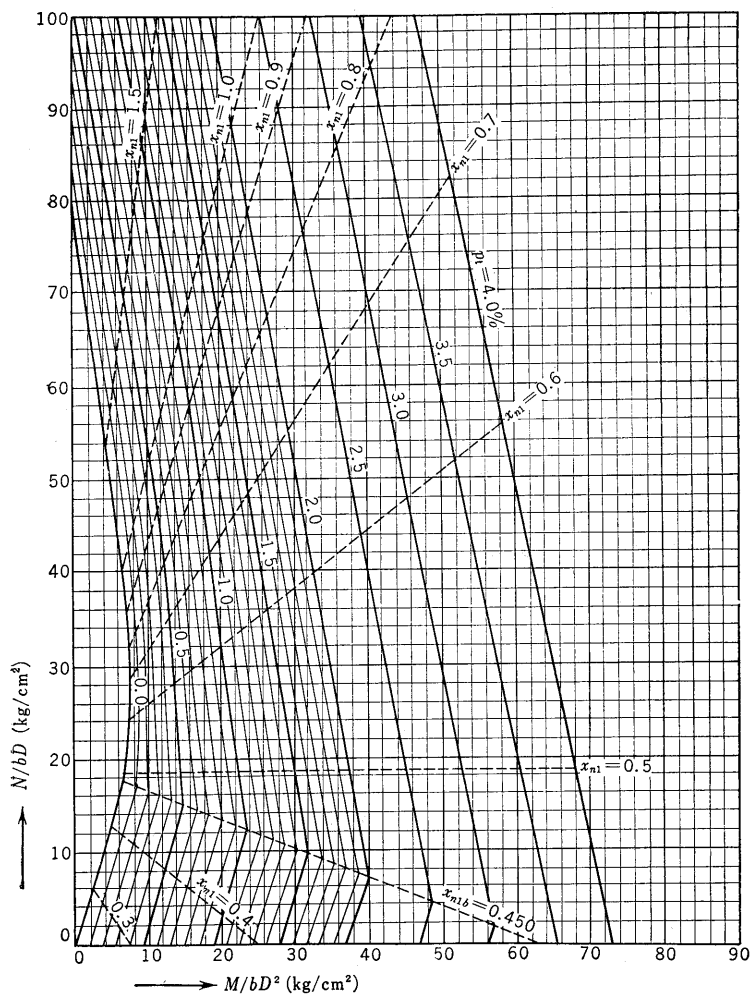
$f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $n = 30$, $d_{c1} = d_{t1} = 0.10$

図付 1.6 鉄筋軽量コンクリートはり（短期）



$f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$, $f_t = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $n = 40$, $d_{c1} = d_{t1} = 0.10$

図付 1.7 鉄筋軽量コンクリート柱 (長期)



$$f_c = 80 \text{ kg/cm}^2, f_t = 2400 \text{ kg/cm}^2, n = 30, d_{c1} = d_{t1} = 0.10$$

図付 1.8 鉄筋軽量コンクリート柱（短期）

付 2 組積造設計規準 (1964)

1 条 適用の範囲

1. この規準は、れんが造・石造・コンクリートブロック造その他の組積構造の建築物、または組積造と木造その他の構造とを併用する建築物の組積造の構造部分に適用する。ただし、鉄筋または鉄骨によって補強された部分で、構造計算または実験によって、この規準に適合するものと同等以上の耐力を有することが確かめられたものについては適用しない。
2. 特に鉄筋により補強して耐力壁を構成するコンクリートブロック造については、「補強コンクリートブロック造設計規準」によるものとする。
3. 高さ 4 m 以下で、かつ、延面積 20 m² 以内の建物については、この規準中 5 条 2 項および 12 条の規定は適用しない。
4. 構造上主要な部分で間仕切壁で高さが 2 m 以下のものについては、この規準中 5 条 6 項、10 条、13 条および 16 条にかぎり適用する。

2 条 組積造の種別

1. 組積造は、壁の主体をなす組積材の種類により、れんが造・石造・コンクリートブロック造などに分かつ。
2. コンクリートブロック造は、中空の有無およびコンクリートブロック単体の 4 週圧縮強度により、A および B の 2 種に分かつ。ただし、B 種コンクリートブロックには、中空コンクリートブロックを含まない。

表 1

コンクリートブロック造の種別	全断面に対する単体の 4 週圧縮強度 (kg/cm ²)
A 種	60 以上
B 種	100 以上

3 条 組積造の規模

1. 組積造の建築物の高さ（高さ 1.2 m 以下のパラペットがある建築物においては、その部分の高さは算入しない。以下同様とする）は、組積造の種類、コンクリートブロックの種類および壁の厚さに応じて、表 2 の数値以下としなければならない。
2. 鉄骨造・木造その他軽量な小屋組を用いて屋根とする場合においては、石造

表 2

組 積 造 の 種 類	壁 の 厚 さ	建築物の高さ(m)
石造およびA種コンクリートブロック造	5条の規定による場合	6
	上記規定の 20% 増しの場合	9
れんが造およびB種コンクリートブロック造	5条の規定による場合	9

およびA種コンクリートブロック造にあっては、高さ 9m、かつ、軒の高さ 6m まで、れんが造およびB種コンクリートブロック造にあっては、鉄筋コンクリート造または剛なる組立鉄筋コンクリート造のスラブ（居住・格納などによる載荷荷重を受けるものを除く）の直上に小屋組がある場合にかぎり、高さ 13m、かつ、軒の高さ 9m までとすることができる。

4 条 壁の配置および長さ

1. 組積造の壁は、建築物の平面においてつりあいよく配置し、その階の壁の中心線で囲んだ部分の面積はいずれも表3の数値以下としなければならない。ただし、平家建の場合はこのかぎりでない。

表 3

組 積 造 の 種 類	分割すべき面積 (m ²)
石 造 お よ び A種コンクリートブロック造	40 (ただし壁の厚さが5条の規定の1.2倍以上の場合は60)
れ ん が 造 お よ び B種コンクリートブロック造	60

2. 各壁の長さは、10m 以下としなければならない。
3. 前項の壁の長さとは、その壁に隣りあって接着する2つの壁（控壁でその基礎の部分における長さが、控壁の接着する壁の高さの 1/3 以上のものを含む。以下これらを対隣壁という）が、その壁に接着する部分間の中心距離をいう。

5 条 壁の厚さ

1. 組積造の壁の厚さ（仕上材料の厚さを含まないものとする。以下同様とする）は壁の厚さの種別、建築物の階数およびその壁の長さに応じてそれぞれ表4の数値以上としなければならない。
2. 組積造の各階の厚さは、その階の壁の高さの 1/15 以上としなければならない。
3. 組積造の間仕切壁の厚さは、前2項の規定による壁の厚さより 10cm 以内

表 4

壁の長さ 建築物の階数	5 m 以下 の 場合 (cm)	5 m をこえる場合 (cm)
階数が 2 以上の建築物	30	40
階数が 1 の 建 築 物	20	30

を減らすことができる。ただし、20 cm 以下としてはならない。

4. 3条2項に規定する建築物の高さが6mをこえる組積造、および4条1項に規定する分割すべき面積が40m²をこえる組積造を、石造またはA種コンクリートブロック造とする場合の壁の厚さは、前3項の規定による壁の厚さの1.2倍以上としなければならない。ただし、鉄骨組積造の壁については、このかぎりでない。
5. 組積造の壁を二重壁とする場合においては、前4項の規定は、そのいずれか一方の壁について適用する。
6. 組積造の壁の厚さは、その上にある壁の厚さより薄くしてはならない。
7. 鉄骨造・鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物における組積造の帳壁は、すべて間仕切壁と同様に取り扱う。

6 条 壁 の 開 口

1. 4条1項に規定する各分割部分のおのおのの壁における開口部の幅の総和は、けた行方向およびはり間方向のおおのにつき、その長さの1/2以下としなければならない。
2. 各階における開口部の幅の総和は、その階の壁の長さの和の1/3以下としなければならない。
3. 各階における壁の開口部相互間または開口部と対隣壁の中心との水平距離は、その壁の厚さの2倍以上としなければならない。ただし、開口部周囲を鉄筋コンクリートまたは鉄骨で補強した場合は、このかぎりでない。
4. 組積造のはね出し窓またははね出し縁は、鉄筋コンクリートまたは鉄骨で補強しなければならない。

7 条 開口上部の補強

1. 開口部の上部には、鉄筋コンクリート造のまぐさを設けなければならない。ただし、幅が1m以下の開口部の上部では、アーチなどのせり持ちで補強することができる。
2. まぐさの両端の壁のまぐさ受部分の長さは、20 cm 以上で、かつ、上部の重量を伝えるに十分な長さとし、まぐさ受部分にコンクリートブロックの中空部

がある場合においては、その中空部には下部の鉄筋コンクリート造横架材までコンクリートをてん充しなければならない。

8 条 壁 の み ぞ

組積造の壁にその階の壁の高さの $\frac{3}{4}$ 以上連続した縦壁みぞを設ける場合においては、その深さは壁の厚さの $\frac{1}{3}$ 以下とし、横壁みぞを設ける場合においては、その深さは壁の厚さの $\frac{1}{3}$ 以下で、かつ、長さを 3m 以下としなければならない。

9 条 木骨組積造または鉄骨組積造である壁

木骨組積造または鉄骨組積造である壁の組積造の部分は、木骨または鉄骨の軸組にボルト・かすがいその他の金物で緊結しなければならない。

10 条 構造耐力上必要な部分のささえ

組積造である構造耐力上主要な部分は、木造の構造部分でささえなくてはならない。

11 条 床および屋根

2 階建以上の建築物においては、最下階の床を除き、屋根スラブおよび床スラブを鉄筋コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造としなければならない。

12 条 が り ょ う

1. 各階の壁頂には、鉄筋コンクリート造のがりょうを有効に連続して設けなければならない。ただし、その壁頂に鉄筋コンクリート造の屋根スラブ・床スラブなどが接着する場合または階数が 1 の建築物で、壁の厚さが壁の高さの $\frac{1}{10}$ 以上の場合もしくは壁の長さが 5m 以下の場合には、このかぎりでない。
2. 小壁・小屋組などの集中荷重は、がりょうでささえなければならない。がりょうのない部分に大きな集中荷重がかかる場合には、鉄骨あるいは鉄筋コンクリート造のまくらを置くなど、その荷重が下部の壁に安全に分布するようその構造を考慮しなければならない。
3. 妻壁の上部、パラペットなど、その部分の最頂部のがりょうまたは床スラブより上に突出する壁の部分は組積造としてはならない。ただし、これらの頂部に鉄筋コンクリート造のがりょうを設けた場合においては、このかぎりでない。

13 条 基 礎

1. 最下階の壁の下部には、鉄筋コンクリート造の布基礎および基礎ばりを連続して設けなければならない。ただし、平家建の建築物で、地盤良好な場合には、布基礎の部分にかぎりこれを無筋コンクリート造とすることができる。

2. 布基礎および基礎ばりのせいは、建築物の高さの $1/18$ 以上で、かつ 40 cm (平家建では 30 cm) 以上とし、複筋ばりとしなければならない。

14 条 組積造のへい

組積造のへいは、次の各号に定めるところによらなければならない。

1. 高さは、3 m 以下とすること。
2. 各部分の壁の厚さは、その部分から壁頂までの垂直距離の $1/10$ 以上とすること。
3. 長さ 4 m 以下ごとに、壁面からその部分における壁の厚さの 2 倍以上突出した控壁（木造のものを除く）を設けること。ただし、その部分における壁の厚さが前号の規定による壁の厚さの 1.5 倍以上ある場合においては、このかぎりでない。

15 条 組積造の壁の許容応力度

組積造の壁の許容応力度は、表 5 の数値によらなければならない。

表 5

許容応力度 組積造の種類別	長期応力に対する許容応力度		短期応力に対する 許容応力度
	圧 縮	引張り・せん断	圧縮・引張り・せん断
れんがおよび中実コンクリートブロック	単体圧縮強度の $1/8$ かつ 15 kg/cm^2 以下	単体圧縮強度の $1/80$ かつ 1.5 kg/cm^2	長期応力に対する圧縮・引張りまたはせん断の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍
中空れんがまたは中空コンクリートブロック	正味断面につき単体圧縮強度の $1/12$ かつ 10 kg/cm^2 以下	正味断面につき単体圧縮強度の $1/80$ かつ 1.5 kg/cm^2 以下	

16 条 施 工

1. 組積造に使用するれんが・石・コンクリートブロックその他の組積材は、組積するにあたってその接合面を水洗いし、湿気を与えなければならない。
2. 組積材は、その目地塗面の全部にモルタルまたはコンクリートがゆきわたるように組積しなければならない。
3. 目地モルタルは、セメントと砂との容積比が $1:3$ のもの、もしくはこれと同等以上の強度を有するもの、またはセメントと石灰と砂との容積比が $1:2:5$ のもの、もしくはこれと同等以上の強度を有するものとしなければならない。
4. 組積材は、芋目地ができないように組積しなければならない。

組積造設計規準・同解説

(1964 改)

れんが造・石造・コンクリートブロック造などの組積造を構造強度的に評すれば、重量大なる割合に耐力特に引張り・曲げ・せん断に対する抵抗の少ない。したがって、特に地震に対して弱い構造物ということになっている。ことに、目地と称する接合部がその施工不良の場合にこの組積造の強度条件をさらに悪化するので、いっそう警戒を要するものとされている。

組積造は、元来地震の心配のない国において、組積体の比較的大きい圧縮強度をたよりとして発達した構造である。したがって、垂直荷重に対しては古来各種壁体の組積法、アーチ、まぐさなどの工法を使用してこれを巧みに処理することが発達してきたが、水平力や振動力を伴う地震に対しては、これらの手法はほとんど効果を示さず、ヨーロッパ風形式そのままの組積造がわが国至るところで再三の震害をこうむり、耐震構造としての信用を失うに至ったのも遺憾ながら当然の結果であった。

しかしながら、この組積造もその輸入当時から市街地建築物法、あるいは今日の建築基準法に示されているような慎重な態度をもって取り扱われてきたならば、おそらく地震によって受けた損害も少なかったに相違なく、この点すでに設計規準の確立している補強コンクリートブロック造その他の特殊コンクリート造の発足条件はまことに恵まれたものともいえよう。

組積造は古い伝統を有し、広く世界的に愛用されている建築構造であることは、いまさらいうまでもない。これがわが国においても健全に発展しうするためには、やはり耐震性を確保することが必要条件であるが、これがためには特に次の諸点に注意することが大切であろう。

- (1) なるべく規模の小さい建物に使用すること。階数も2階以上のものは避けたい。
- (2) 建物の形状・壁配置など全体として均衡のとれたものとし、応力になるべく構造物全体に均等的に分布するようにすること。
- (3) 引張り・曲げ・せん断の各応力になるべく小さくなるように工夫すること。
- (4) 目地強度を十分に確保しうよう特に施工を入念に行なうこと。

開口の少ない外壁および均衡に配置された間仕切壁を有し、かつ壁体の上下が強剛ながりょうおよび布基礎で十分に緊結された構造法は、組積造としても推奨に値するものであって、前記建築基準法もこの主旨を具体的に規定したものであるが、本規準もこれとまったく同様の線により、かつ他の特殊コンクリート造の規準と歩調を合わせて記されたものである。

1 条 適用の範囲

1. この規準は、れんが造・石造・コンクリートブロック造その他の組積構造の建築物、または組積造と木造その他の構造とを併用する建築物の組積造の構造部分に適用する。ただし、鉄筋または鉄骨によって補強された部分で、構造計算または実験によって、この規準に適合するものと

等以上の耐力を有することが確かめられたものについては適用しない。

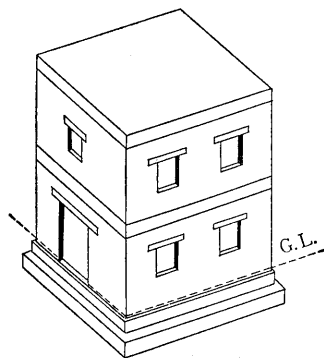
2. 特に鉄筋により補強して耐力壁を構成する コンクリートブロック造については、「補強コンクリートブロック造設計規準」によるものとする。
3. 高さ 4 m 以下で、かつ、延面積 20 m^2 以内の建物については、この規準中 5 条 2 項および 12 条の規定は適用しない。
4. 構造上主要な部分で間仕切壁で高さが 2 m 以下のものについては、この規準中 5 条 6 項、10 条、13 条および 16 条にかぎり適用する。

1. れんが・石・コンクリートブロックなどの組積材を、モルタルをもって組積した構造を組積造と称する。この際の組積材は中空の場合もある。

この規準は、これらの組積造の建築物または組積造と木造その他の構造とを併用する建築物の組積造の構造部分に適用する。

ただし、鉄筋または鉄骨によって補強された部分で、構造計算または実験によってこの規準に適合するものと同等以上の耐力を有することが確かめられたものについては適用しない。

だばを使用して組積した部分は、通常目地強度は補強されるが、組積体の実質部分は必ずしも補強されないで、これも構造計算または実験によってその耐力の優位が確定されないかぎり、やはりこの規準の適用を受ける。



図付 2.1 強剛な床スラブまたは
がりょうと布基礎

2. 特に鉄筋によって補強して耐力壁を構成するコンクリートブロック造については、別に「補強コンクリート造設計規準」が定められているので、それによる ことになっている。この場合、鉄筋によって補強されたれんが造および石造の耐力壁についても同規準を準用しうることが希望される。コンクリートブロック形のれんがが最近わが国でも試作されるようである。
3. 高さ 4 m 以下で、かつ、延面積が 20 m^2 以下の建物では規模小さく、当然各壁長が短く、地震力の影響が少ないのでがりょうを省き、かつ、れんがが 1 枚積み程度でも平家建が可能なるように特に規定の適用範囲を縮小してある。
4. 構造上主要でない間仕切壁で高さ 2 m 以下のものも、地震力に対してそれ自体が自立しう程度の耐力を確保するにとどめ、規定適用範囲を大幅に縮小してある。

条 組積造の種類

1. 組積造は、壁の主体をなす組積材の種類により、れんが造・石造・コンクリートブロック造などに分かつ。

2. コンクリートブロック造は、中空の有無およびコンクリートブロック単体の4週圧縮強度により、AおよびBの2種に分かつ。ただし、B種コンクリートブロックには、中空コンクリートブロックを含まない。

表 1

コンクリートブロック造の種別	全断面に対する単体の4週圧縮強度 (kg/cm ²)
A 種	60 以上
B 種	100 以上

1. 組積造は壁の主体となす組積材の種類によって、れんが造・石造・コンクリートブロック造などに分けられる。石造を含むれんが造を石造として取り扱うなど、異種の組積材を混用した場合には、そのいずれかのうち規定の厳なるものに従うものとする。これは構造物としての強度は、その弱点によって支配される場合が多いから当然の理である。
2. コンクリートブロックは形状や強度に非常な差異があるので、これを A, B 2 種に分けて取り扱ってある。A種は全断面に対する材令4週の単体強度 60 kg/cm² 以上のものに相当し、ブロックの中空の有無は問わない。中空の場合には補強コンクリートブロック造のC種に近い強度のものを必要とするわけで、川砂利と川砂を骨材としたものか、あるいは軽砂利と川砂を骨材としたもので、できのよいものがこれに相当する。中空でないものならば、補強コンクリート造のA種すなわち軽砂利と軽砂とを骨材にしたものが、おおよそこれに相当するであろう。

B種は全断面に対する材令4週の単体強度 100 kg/cm² 以上のものに相当し、中空コンクリートブロックを含まない。したがって、補強コンクリートブロック造のC種程度の強度を有するものならば十分、したがって川砂利と川砂を骨材としたものか、あるいは軽砂利と川砂を骨材としたものでできのよいものが、おおよそこれに相当することになる。分類の基準としては、材料や調合によるのではなく、直接強度を採るべきである。

中空コンクリートブロックでもその使用に際し、中空部をコンクリートまたはモルタルでてん充することにより、その全断面に対する単体強度 100 kg/cm² 以上を確保しうることが可能な場合には、B種として取り扱うことができる。なお、中空れんが造はもちろんA種に準ずるものと考えられる。

最近のれんがは標準試験によると、100 kg/cm² 以上の圧縮強度を示すものが多いのでB種に準ずる取り扱いを行なうものとするが、石造および石を混用する組積造は単体強度は十分であっても、一般に組積体としての強度に信頼のおけないものもあるので、A種に準ずるものとして取り扱っている。

組積体としての強度が単体強度に比べて著しく低い値となることは、すでに「補強コンクリートブロック造設計規準」の解説に述べられたとおりであって、組積体の形状および目地工法および目地の数量にもよるが、れんが造において約 1/3、コンクリートブロック

造において約 1/2 というような実験結果も知られている。

さらに組積造は、いわゆるねばりのない構造であって、構造上主要部分のひび割れの発生はただちにその構造の破壊を意味する場合が多い関係上、万一生ずるひび割れに対しても、きわめて慎重でなければならない。各組積体につきその強度確保がきわめて大切であるととも使用にあたり、他種構造に比べていっそう大きな安全率を必要とするゆえんである。

3 条 組積造の規模

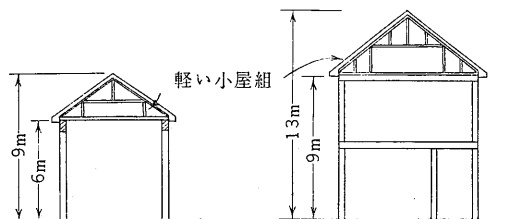
1. 組積造の建築物の高さ（高さ 1.2m 以下のパラペットがある建築物においては、その部分の高さは算入しない。以下同様とする）は、組積造の種類、コンクリートブロックの種類および壁の厚さに応じて、表 2 の数値以下としなければならない。

表 2

組 積 造 の 種 類	壁 の 厚 さ	建築物の高さ (m)
石造およびA種コンクリートブロック造	5条の規定による場合	6
	上記規定の 20% 増しの場合	9
れんが造およびB種コンクリートブロック造	5条の規定による場合	9

2. 鉄骨造・木造その他軽量な小屋組を用いて屋根とする場合においては、石造およびA種コンクリートブロック造にあっては、高さ 9m、かつ、軒の高さ 6m まで、れんが造およびB種コンクリートブロック造にあっては、鉄筋コンクリート造または剛なる組立鉄筋コンクリート造のスラブ（居住・格納などによる載荷荷重を受けるものを除く）の直上に小屋組がある場合にかぎり、高さ 13m、かつ、軒の高さ 9m までとすることができる。

過去の震害を検討し、これを母体として生まれた建築基準法の規定は尊重すべきであるが、組積造の健全発展のためには高さ 8m 以下、階数も 2 階を限度としたい。ただし、ここに示す規準は建築基準法を一応準用することにして、れんが造、B 種コンクリートブロッ



(a) 石造、A種コンクリートブロック造で壁厚が5条の規定によるもの

(b) れんが、B種コンクリートブロック造および石造、A種コンクリートブロック造で壁厚が5条の規定の1.2倍のもの

図付 2.2 高さの限界値

ク造および石造，A種コンクリートブロック造でその壁厚を規定値の20%増しにしたものを高さの限度9mと規定し，別に石造，A種コンクリートブロック造で壁厚の割増しを行なわないものを高さの限度6mと定めてある。

もちろん，1.2m以下のパラペットはこれを高さに算入しないし，鉄骨造・木造その他軽量の屋根のある場合も地震力に対してそれほど大きな影響を持たない場合にかぎり，これも高さに算入しない方針になっている。

煙突その他塔状の組積造についても，この高さの規定は必要である。

4 条 壁の配置および長さ

1. 組積造の壁は，建築物の平面においてつりあいよく配置し，その階の壁の中心線で囲んだ部分の面積はいずれも表3の数値以下としなければならない。ただし，平家建の場合はこのかぎりでない。

表 3

組 積 造 の 種 類	分 割 す べ き 面 積 (m ²)
石 造 お よ び A種コンクリートブロック造	40 (ただし壁の厚さが5条の規 定の1.2倍以上の場合は60)
れ ん が 造 お よ び B種コンクリートブロック造	60

2. 各壁の長さは，10m以下としなければならない。
3. 前項の壁の長さとは，その壁に隣りあって接着する2つの壁（控壁でその基礎の部分における長さが，控壁の接着する壁の高さの1/3以上のものを含む。以下これらに対隣壁という）が，その壁に接着する部分間の中心距離をいう。

1. 組積造の壁は各部単独に自立できることが望ましいが，がりょうや剛な床スラブで壁頂を連結するのがたてまえとなっているので，壁体が建物の平面において均等にばらまかれ，つりあいよく配置されていることが必要である。組積造の構造体としての弾性係数は一定していないので，たとえば壁体の各部が一樣な変形を生じたものと仮定してもやはり応力分布が変ってくるのが当然であり，まして壁体配置が不均等で各部壁体に著しい変形の差異が生ずるようなことになると，応力配分の不均等はますます助長される場合も起りうるので，組積造はもはやその安全性が保証されるわけにはいかないのである。

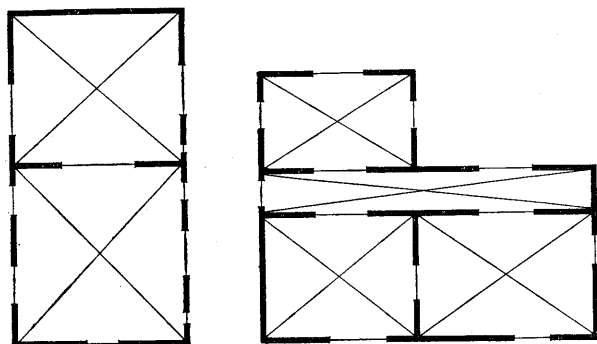
表付 2.1

	実験番号	最 大 (kg/cm ²)	最 小 (kg/cm ²)	平 均 (kg/cm ²)
れ弾 ん性 が係 造の 数	1	51 400	30 500	40 250
	2	83 200	32 300	54 000
	3	50 400	28 700	38 000
	4	77 000	60 000	65 500

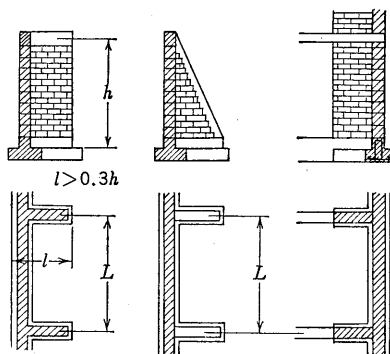
なお，壁配置については補強コンクリートブロック造および壁式鉄筋コンクリート造の

各設計規準を参照されたい。

その階の壁中心線で囲んだ部分の面積，すなわち分割部分の面積を，れんが造，B種コンクリートブロック造および石造，A種コンクリートブロック造の壁厚を規定値の20%増しにしたものについて 60 m^2 以下，石造，A種コンクリート造で壁厚の割増しを行なわないものについては 40 m^2 以下と規定されている。これは壁の偏在防止と壁厚の制限がその理由となっている。 60 m^2 は一応ゆるやかであるとの意見も多かったが，すでに組積造の教室も実現しているところもあるので，実績上容認された次第である。



図付 2.3 分割部分のきめかた（平家の場合は制限がない）



図付 2.4 対隣壁間隔

平家建の場合には各壁体が自立しうることを条件とする関係上，応力偏在の心配がないのでこの規定から除外されるのは当然であろう。

2. 各壁の長さがあまり長くなると，やはり曲げ・ねじれに対して抵抗が少なくなる。また建物全体を一体として固める組積造本来の構造方針により，壁の最大長さを 10 m と規定

したものである。

3. 前項壁の長さの定義であって、その壁に隣りあって接着する2つの壁のおおのの中心線が、その壁の中心線から切り取る線分の長さである。この接着する2つの壁を対隣壁といい、控壁でその基礎の部分の壁長が、その控壁が接着する壁の高さの1/3以上のものをも含める。平家建の場合には上部の小屋組から受ける地震力が案外大きいことがありうるので、そういう心配のある場合にはこの控壁はさらに長さを増すか、あるいは鉄筋コンクリート構造にするなど、この規定以上に慎重に取り扱わなければならない。

5 条 壁の厚さ

1. 組積造の壁の厚さ（仕上材料の厚さを含まないものとする。以下同様とする）は壁の厚さの種類、建築物の階数およびその壁の長さに応じてそれぞれ表4の数値以上としなければならない。

表 4

壁の長さ 建築物の階数	5 m 以下 の 場 合 (cm)	5 m をこえる場合 (cm)
階数が2以上の建築物	30	40
階数が1の建築物	20	30

2. 組積造の各階の厚さは、その階の壁の高さの1/15以上としなければならない。
3. 組積造の間仕切壁の厚さは、前2項の規定による壁の厚さより10 cm 以内を減らすことができる。ただし、20 cm 以下としてはならない。
4. 3条2項に規定する建築物の高さが6 m をこえる組積造、および4条1項に規定する分割すべき面積が40 m² をこえる組積造を、石造またはA種コンクリートブロック造とする場合の壁の厚さは、前3項の規定による壁の厚さの1.2倍以上としなければならない。ただし、鉄骨組積造の壁については、このかぎりでない。
5. 組積造の壁を二重壁とする場合においては、前4項の規定は、そのいずれか一方の壁について適用する。
6. 組積造の壁の厚さは、その上にある壁の厚さより薄くしてはならない。
7. 鉄骨造・鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物における組積造の帳壁は、すべて間仕切壁と同様に取り扱う。

1. 壁の長さが5 m より短い平家建の建物は、耐震的に心配が少ないので壁厚が20 cm 以上あればよいが、2階建以上になると同様壁の長さが5 m 以下でも壁厚が各階ともに30 m 以上を必要とする。これは2階建以上の場合には、一般に1階建の場合に比べて地震力が強く作用するとの考えばかりからでなく、壁面に直角な地震力を受ける場合に壁体に生ずる曲げ力は、2階部分であっても1階部分に匹敵する程度のものを生じうるとの見解に基づくものとして説明されている。

壁長が5 m をこえる場合には、平家建における該当する壁体については30 cm 以上の壁厚を要することになり、2階建以上の該当壁体については40 cm 以上の壁厚を必要とすることになっている。これもやはり、壁が長大となれば壁面に直角な地震に対して不利に

なるとともに、その部分の剛性を減ずることになるのでこの措置は当然である。長さ 10 m 以上の壁を禁止する点については、すでに 4 条 3 項に記載のとおりである。

2. 組積造の各階の壁の厚さは、その階の壁の高さの $1/15$ 以上としなければならない。2 階建の場合には建物の軒高が 9 m とおさえられている関係上、各階高は 4.5 m ぐらいになるので規定の壁厚 30 cm はまず限度いっぱいの問題とならない。したがって、この規定は主として平家の場合の壁厚を制限しているわけである。

また、この規定は外壁に適用されるもので間仕切壁については次項のように、一応この規定から除外されている。その理由として、外壁は窓出入口などを大きくとらなければならない関係上、内壁に比べて壁体の強度が弱められる場合が多い点を特に考慮に入れたこと、また平家建の場合あまりにスレンダーすぎる外壁が現われないように警戒したことなどがあげられる。

壁厚と高さの比が $1/15$ 以上になると、開口の多い壁では自重および荷重による座屈の心配も一応考えられるが、それよりもむしろ、壁面に直角な地震力による曲げ破壊を生じやすいので補強筋のない組積構造は、特にこの点に慎重を期する必要があるわけである。

3. 組積造の間仕切壁は、前 2 項の規定の壁の厚さより 10 cm 以内を減らすことができる。ただし、20 cm 以下としてはならない。これは前述のように、間仕切壁は外壁に比べて開口が少ないという前提のもとに許されるものと解釈したい。特に開口の大きい場合には、この規定にかかわらず外壁なみの壁厚をとりたいものである。

2 階建の場合では、間仕切壁のほうが外壁より大きな鉛直荷重を受けることがあるが、壁面に直角な地震力に対してはこのように上方から強くおさえられているほうが、かえって壁の引張力が減殺されて有利となる場合もある。この意味でこの項は建築基準法の規定がそのまま採択された。

4. 石または A 種コンクリートブロックを用いて、高さ 6 m をこえるものおよび壁中心線で囲んだ部分の面積、すなわち分割部分の面積が 40 m^2 をこえる建築物を組積しようとする場合には、その壁厚を前項の壁厚規定の 1.2 倍以上としなければならない。すなわち、1 項の規定値は表付 2.2 のようになり、2 項は、各階の壁厚はその階の壁高の $1/12.5$ 以上

表付 2.2

壁の長さ 建築物の階数	5 m 以下の場合 (m)	5 m をこえる場合 (cm)
2 以上	36 以上	48 以上
1	24 "	36 "

を要することになり、3 項の間仕切壁の厚さは以上の各場合につきその必要壁厚より 12 cm 以内減らしてもよいが、24 cm 以下としてはならないということになる。すなわち、壁厚を厚くすることによって、組積体の強度不足を補うとする方法を示すものであってこ

れまた建築基準法の規定どおりである。なお、鉄骨組積構造の場合には、組積体を鉄骨に十分緊結することを前提としてこの増加を緩和してある。

5. 組積造の壁を二重とする場合には、そのいずれか一方の壁が前4項の規定に合格していることを必要としている。この際、もちろん壁相互の連絡を考えて設計することが大切である。
6. 組積造の壁の厚さは、その上にある壁の厚さより薄くしてはならないというこの規定は同一階の壁について適用されるもので、階と階との間でがりょうや床スラブによって完全に中断され、しかも、そのがりょうや床スラブが上部の荷重を完全に支持し適当に下階の壁などに伝達している場合には適用されない。

上階と下階で壁中心線の位置がずれ、または食い違っているような場合については規定はないが、この種の構造ではいたずらに無理をあえてすることは避けたものである。

7. 主体構造が鉄骨造、鉄筋コンクリート造の建物で組積造の帳壁を用いる場合、少なくともその帳壁自体は自立しなければならないというたてまえから、組積造の間仕切壁の規定を適用し、これを取り扱うことにしてある。この際、組積造としての規定量の開口を設けることは別段禁止されてはいないが、壁に直角な地震力に対する検討を十分に行ない、その安全を見きわめたうえ実行すべきであり、また主体構造との接着部分の緊結を完全に行なわないと、関東大震災時のブロック帳壁式鉄筋コンクリート造の被害をふたたび繰返すおそれがあるので、この点も警戒しなければならない。

6 条 壁の開口

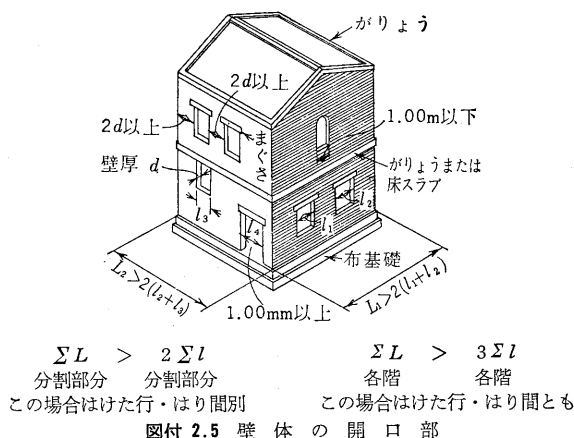
1. 4条1項に規定する各分割部分のおおの壁における開口部の幅の総和は、けた行方向およびはり間方向のおおのにつき、その長さの $1/2$ 以下としなければならない。
2. 各階における開口部の幅の総和は、その階の壁の長さの和の $1/3$ 以下としなければならない。
3. 各階における壁の開口部相互間または開口部と対隣壁の中心との水平距離は、その壁の厚さの2倍以上としなければならない。ただし、開口部周囲を鉄筋コンクリートまたは鉄骨で補強した場合は、このかぎりでない。
4. 組積造のはね出し窓またははね出し縁は、鉄筋コンクリートまたは鉄骨で補強しなければならない。

本条は壁の開口を規定しているが、また見方を変えれば、壁率をも規定するものといえる。組積造に必要とする壁率は、補強コンクリートブロック造に比べて著しく大である。したがって、地震力による壁の水平せん断応力度は、組積壁の許容せん断応力度よりはるかに小さくなるので、一見、壁率規定が厳にすぎるとも感ぜられるが、実際上は4条1項で述べたように組積造の壁体は、その弾性係数が部分的に大幅に異なっているうへ、壁配置を完全に均等的にすることが実際問題として困難なため、事実壁体内のせん断力の分布は部分により著しい差異を生ずるのが当然と考えられるから、やはり組積造の壁率は他の特殊コンクリート構造よりも厳格に規定することが適切である。なお、たびたび繰返すようである

が、組積造は極端にひび割れを警戒すべき構造である。構造体の一部がその強度超過の結果、ひび割れを発生するようなことになると、補強筋が存在しないために粘りというものがまったくないので、全体としての耐力はそれだけ減少し、ひび割れは発達し他の部分の破壊を誘発し、しだいにその被害を大きくする危険性が多分にある。

組積造は目地が存するが、元来一体的な構造としなければ耐震的に不利であることはいうまでもない。もしもひび割れによって構造体が分割されるようなことが生じると、一体式構造としての計画された最初の方針は一変して、一種の小単位な構造体の集合構造物となる。このような構造では、たとえ垂直荷重に対してはそのままの形態を保持しえても、地震力を受けるとその個々の構造体がそれぞればらばらかってに振動を行ない、しだいに崩壊に進むということも考えられる。ことにその施工の不良場合には目地強度は、きわめて薄弱となりほとんどりに等しいものまで生ずる可能性もあるので、構造体の分割が早くもしゅん工のときから生じていることも有りうるわけである。また、目地に欠陥がなくても長期間には構造計画、施工の不備、無理な荷重のかかりかたが原因となったり、乾燥・収縮・温度変化・地震・火災・凍害などによってひび割れを生ずることがありうるし、また基礎の不同沈下によるひび割れ発生については、いまさらいうまでもない。このようにひび割れ発生の原因は多く、しかもこれにより設計時の耐震計画を裏返って震害をこうむることが多いので、組積造の許容応力度や壁率の決定には特に慎重を要するものと考えられる。

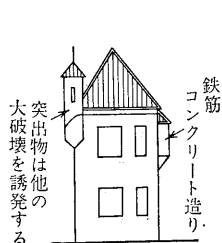
1. 開口部があまり大きくなると壁体としての剛性が少なくなり、変形量が大きくなり幅の狭い壁ができた場合、これが曲げ破壊を生ずる危険もあるので、4条1項に規定した分割部分のおおのの壁につき開口部の幅の総和をけた行、はり間両方向につきその長さの $1/2$ 以下に制限したものである。
2. 組積造においてはなるべくその壁率を大きくとりたい理由から、各階の開口部の幅の総和をその階の壁の長さの $1/3$ 以下に制限したものである。はり間が短くけた行が細長い建物の場合には、けた行方向の壁率が不足することも生じうるので注意しなければならない。
3. 各階の壁の開口部の相互間の距離、または開口部と対隣壁中心との水平距離を壁の厚さの2倍以上に規定した理由は、1つにはまぐさを通じて比較的大きな荷重を受けた場合の破壊危険を避ける意味もあるが、このような柱状の壁では断面が小さいために目地の施工不良の影響が強い影響を持つこと、また1つにはやはり壁に直角な曲げに対する抵抗が弱いことなどを考慮に入れた結果である。
4. 組積造の開口部などに設けるはね出し窓やはね出し縁は、もちろん組積造単独では無理であるから、このような曲げやせん断に対する抵抗を必要とする部分は鉄筋コンクリートまたは鉄骨で補強しなければならない。これらのはね出しの部分は、なるべく軽量にしたほうがよく、補強方法も壁体の安全性を十分に考慮したものを選びたいものである。地震の際に、はね出し部分や突出部分がまず破壊し、これによって他の大破壊が誘発された多くの実例をこの際想起してみる必要がある。



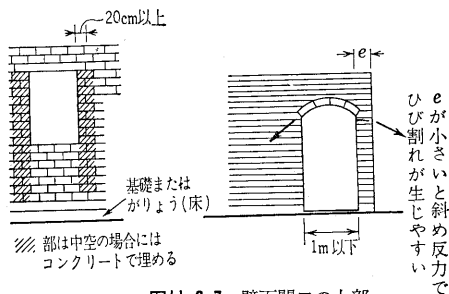
7 条 開口上部の補強

1. 開口部の上部には、鉄筋コンクリート造のまぐさを設けなければならない。ただし、幅が1m以下の開口部の上部では、アーチなどのせり持ちで補強することができる。
2. まぐさの両端の壁のまぐさ受部分の長さは、20 cm 以上で、かつ、上部の重量を伝えるに十分な長さとし、まぐさ受部分にコンクリートブロックの中空部がある場合においては、その中空部には下部の鉄筋コンクリート造横架材までコンクリートをてん充しなければならない。

1. 開口部も幅が広がると、上部にアーチや石造のまぐさを用いたものでは強度的に信のおけない場合が生ずるので、幅 1 m 以上の開口部の上部には鉄筋コンクリート造のまぐさを設けることに限定されている。開口部の上部に直接かりょうがある場合には、これがまぐさを兼ねるものとみてよい。まぐさは既成品、現場打ちコンクリートの別を問わないが、組積造部分との接着に十分注意しなければならない。1m以下の軽微な開口の上部は、アーチまたは石造のまぐさを用いてさしつかえないことになっているが、アーチは補強バ



図付 2.6 はね出し窓と突出物



図付 2.7 壁面開口の上部

ットレスのないかぎり、壁端の開口部に使用しないほうがよい。石造のアーチは容易にすべり、または墜落しやすいから金物で補強しておく必要がある。なお、アーケード、コロナードなども耐震上きわめて不利であるから、組積造で行なってはならない。

2. まぐさのかかりが少ないと、下部壁体のまぐさ受けの部分に縦ひび割れを生じやすいので、このかかりは 20 cm 以上なるべく多くし、壁体に中空コンクリートが使用されている場合には、まぐさ受けの部分から下、鉄筋コンクリートのがりょうまたは床スラブあるいは基礎まで、その中空部をコンクリートでてん充し補強しておかなければならない。

8 条 壁のみぞ

組積造の壁にその階の壁の高さの $3/4$ 以上連続した縦壁みぞを設ける場合においては、その深さは壁の厚さの $1/3$ 以下とし、横壁みぞを設ける場合においては、その深さは壁の厚さの $1/3$ 以下で、かつ、長さを 3m 以下としなければならない。

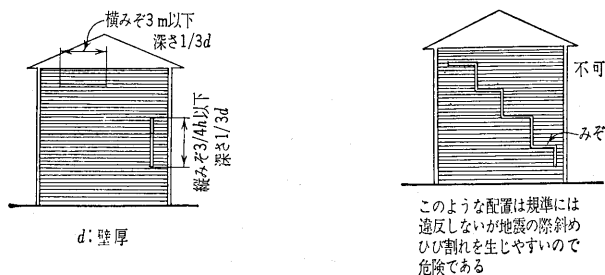
配線・配管のため壁体にみぞを設ける必要は必ず起る。この際、壁体耐力を弱めてはなんにもならないので、壁のみぞに関する規定が設けられている。壁のみぞは壁に対して対角線状に設けると地震に際し、いわゆる斜めひび割れの発生を助長することになるので避けなければならない。また、すでにでき上がった壁体をはつて壁みぞをつくる場合も、ひび割れ発生を助長することになるので注意しなければならない。

深い壁のみぞを一部に連続して設けることは特に好ましくないで、みぞの深さは縦方向で長さその階高の $3/4$ 以上連続したとき、壁厚の $1/3$ 以下、横方向の場合には常に壁厚の $1/3$ 以下で、かつ長さを 3m 以下にしなければならないことになっている。

9 条 木骨組積造または鉄骨組積造である壁

木骨組積造または鉄骨組積造である壁の組積造の部分は、木骨または鉄骨の軸組にボルト・かすがいその他の金物で緊結しなければならない。

構造上異なるものの結合であり、なるべく協力して耐力を向上するようにボルト・かすがいその他の金物で緊結することが規定されているが、万一破壊を生じても組積体が各個ばらばらに崩壊して人畜に危害を生ずる危険を少なくする。この場合は組積造の壁も外力を負担



図付 2.8 壁 の み ゑ

するものであるから、壁厚はやはり5条の規定によることが原則である。

10 条 構造耐力上必要な部分のささえ

組積造である構造耐力上主要な部分は、木造の構造部分でささえなくてはならない。

構造耐力上主要な組積造を木造床・木造骨組などで支持するような構造では危険であるから、建築基準法で禁じられている。ただし、土中に埋まる基礎ぐいのようなものでは適用されない。

11 条 床および屋根

2階建以上の建築物においては、最下階の床を除き、屋根スラブおよび床スラブを鉄筋コンクリート造または剛な組立鉄筋コンクリート造としなければならない。

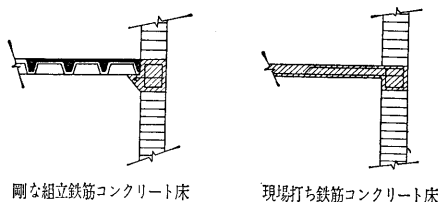
組積造の2階床・3階床および屋根スラブは、現場打ち鉄筋コンクリートあるいは剛性の大きい組立ブロック造の床とし、各壁体が十分に協力して地震力に対抗するようにしたいものである。

強剛な床を有するれんが造が耐震的に有効である事実は、れんが造実大試験によっても確かめられている。剛性の異なる組立ブロック造に関しては、補強コンクリートブロック造の関係条項の解説を参照されたい。なお、この場合も組積造壁体と鉄筋コンクリート床、あるいは組立ブロック造床との接着部分の強度を十分に確保できるよう施工に注意しなければならない。

12 条 がりよう

1. 各階の壁頂には、鉄筋コンクリート造のがりようを有効に連続して設けなければならない。ただし、その壁頂に鉄筋コンクリート造の屋根スラブ・床スラブなどが接する場合または階数が1の建築物で、壁の厚さが壁の高さの1/10以上の場合もしくは壁の長さが5m以下の場合には、このかぎりでない。
2. 小壁・小屋組などの集中荷重は、がりようでささえなければならない。がりようのない部分に大きな集中荷重がかかる場合には、鉄骨あるいは鉄筋コンクリート造のまくらを置くなど、その荷重が下部の壁に安全に分布するようその構造を考慮しなければならない。
3. 妻壁の上部、パラペットなど、その部分の最頂部のがりようまたは床スラブより上に突出する壁の部分は組積造としてはならない。ただし、これらの頂部に鉄筋コンクリート造のがりようを設けた場合においては、このかぎりでない。

がりようは剛性の大きい床スラブを使用した場合と同様、壁の上部を補強し、壁に直角に加わる地震力などの水平力をその対隣壁に確実に伝え、そのせん断抵抗によって完全に支持させる目的で設けるものであるから、壁頂には必ずこれを設けて結合力の弱い組積造の欠点を補うべきである。がりようの幅はその部分の壁の厚さ以上とし、水平方向に複筋配置とした鉄筋コンクリート造にするのがよい。なお、がりようは鉛直荷重に対しても十分な断面を有するものとしなければならない。



図付 2.9 組積造に用いる床

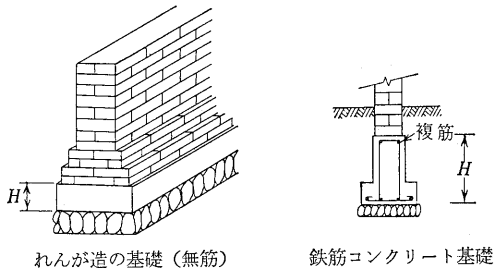
- 2階以上の組積造では、最下階の床を除いて屋根スラブおよび床スラブを鉄筋コンクリート造あるいは剛な組立ブロック造とするので、がりょうを設けなくてもよい場合があるが、平家建の組積造の壁頂には鉄筋コンクリート造のがりょうを有効に連続して設けなければならない。これによって壁頂を一体に剛に連結し、耐震効果を発揮させようとのねらいであるが、組積造が比較的低い曲げ応力によって破壊する点を重視し、がりょうの設計も強度のみならず剛性も十分に考慮して定め、かつ壁体との接着条件も良好にしたいものである。鉄骨のがりょうは断面を大きくしないと剛性不足になる関係上、経済的理由も考慮して一応除外してある。ただし、この場合鉄骨鉄筋コンクリート造のがりょうならばもちろんよいが、平家建の場合でも壁の厚さが高さの $1/10$ 以上のもの、もしくは対隣壁間隔が 5m 以下のものはそれ自体のみで自立しうるものとみなされるので、がりょうを設けなくてもよいことになっている。ただし、特に大きい水平力を受けるような場合には、やはりがりょうの要否を一応検討する必要がある。
- 組積造においては応力をなるべく分散させるという原則に基づき、小ばり・小屋組などの集中荷重はがりょう、もしがりょうのない場合には鉄骨または鉄筋コンクリート造のまぐらなどにより、その荷重が下部壁体に分散するように処置しなければならない。
- 最頂部のがりょうまたは床スラブより上に突出する壁の部分、すなわち妻壁の上部やパラペットなどは、震度 0.4 以上の地震力に対して安全な設計としておく必要がある。したがって、この場合組積造とすることは無理であり、従来その被害例も非常に多いので基準法でも禁止されている。ただし、有効な鉄筋コンクリート造のがりょうで補強しうる場合にかぎり除外例が認められている。この規定は、組積造の手すり・手すり子についても同様に適用される。

13 条 基 礎

- 最下階の壁の下部には、鉄筋コンクリート造の布基礎および基礎ばりを連続して設けなければならない。ただし、平家建の建築物で、地盤良好な場合には、布基礎の部分にかぎりこれを無筋コンクリート造とすることができる。
- 布基礎および基礎ばりのせいは、建築物の高さの $1/18$ 以上で、かつ 40cm （平家建では 30cm ）以上とし、複筋ばりとしなければならない。

組積造を耐震的にするためには、前述のように壁頂を強剛ながりょうや床スラブで一体に連結すると同時に基礎もやはり強剛な布基礎として各壁体の底部を一体に連結することが最も適当であって、これは既往の震害の調査結果やれんが造実家屋振動試験の結果によっても明らかにされている定説といえよう。また地震の際ばかりでなく、常時の荷重または地耐力不均等などによって不同沈下を生ずるような事態が生じて、基礎さえじょうぶならば壁体にひび割れを生じて構造体を弱体化することを防ぐことができる。組積造の場合も補強コンクリート造と同様、布基礎底面は常時地盤反力になるべく均等に分布するように、かつなるべく広くとり、地震時の効果、凍害その他の事情を考慮して根入れを十分にとらなければならない。

1. 最下階の壁の下部には、鉄筋コンクリート造の布基礎を連続して設けなければならない。1階の出入口など地盤まで下がっている開口部の下部はもちろん、一線上に配置された壁の底部には要所に鉄筋コンクリートの基礎ばりを設けて、各布基礎を連結することが必要である。ただし、平家建の建物で、地盤良好な場合およびへいの基礎は、基礎ばりの部分を除き、これを無筋コンクリートをフーチングとして布基礎としてもよい。れんが造などで根積みを行なう場合にはその傾斜は鉛直に対し 30° 以下とする。



H : 基礎の高さ > 建物の高さの $1/18$ かつ 40 cm (平家建では 30 cm)

図付 2.10 基礎

2. 鉄筋コンクリート布基礎および基礎ばりのせいは、建物の高さの $1/18$ 以上で、かつ 40 cm 以上の複筋ばりとし、やはり壁体との接着部強度を確保しうよう施工に注意しなければならない。平家建の場合は 30 cm 以上の複筋ばりでよい。

14 条 組積造のへい

組積造のへいは、次の各号に定めるところによらなければならない。

1. 高さは、 3 m 以下とすること。
2. 各部分の壁の厚さは、その部分から壁頂までの垂直距離の $1/10$ 以上とすること。
3. 長さ 4 m 以下ごとに、壁面からその部分における壁の厚さの 2 倍以上突出した控壁（木造のものを除く）を設けること。ただし、その部分における壁の厚さが前号の規定による壁の厚さの 1.5 倍以上ある場合においては、このかぎりでない。

へいの高さは 3 m 以下とし、各壁の厚さはその部分から壁頂までの垂直距離の 1/10 以上とする。このままでは地震の際に倒壊するおそれがあるので、長さ 4 m 以下ごとに壁面からその部分の壁の厚さの 2 倍以上突出した控壁を設けることになっている。控壁は鉄筋コンクリート造ならば申しぶんないが、木造で行なってはいけない。控壁の基礎はなるべく長く深くし、へいのねじれ・転倒に耐えるようなものでなければ効力がない。壁の厚さを前記の 1.5 倍に厚くした場合には、控壁を設けなくてもよいことになっている。組積造のへいはきわめて震害を受けやすいものであるから、なるべく低いものとしたほうがよい。

15 条 組積造の壁の許容応力度

組積造の壁の許容応力度は、表 5 の数値によらなければならない。

表 5

組積造の種別	長期応力に対する許容応力度		短期応力に対する許容応力度
	圧 縮	引張り・せん断	圧縮・引張り・せん断
れんがおよび中実コンクリートブロック	単体圧縮強度の 1/8 かつ 15 kg/cm ² 以下	単体圧縮強度の 1/80 かつ 1.5 kg/cm ²	長期応力に対する圧縮・引張りまたはせん断の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍
中空れんがまたは中空コンクリートブロック	正味断面につき単体圧縮強度の 1/12 かつ 10 kg/cm ² 以下	正味断面につき単体圧縮強度の 1/80 かつ 1.5 kg/cm ² 以下	

組積造の強度は、単体強度に差などがあるうえに、目地の調合や施工の程度、さらにまた同程度の施工の入念さでも目地のできぐあいによって大幅に違うのが普通である。この点許容応力度を定めるにあたって、まず困る問題である。次に、組積造の本質的な特性として、組積体としての強度がその単体としての強度に比べて、著しく小となることである。さらに 6 条に述べた応力の不均等や収縮応力その他の影響まで考慮に入れて安全率を大きくすることになると、許容応力度は単体の強度に比べて著しく少ない値とならざるをえない。これはすでに補強コンクリートブロックの規準にも解説されたことであるが、組積造の品質や施工の点に信のおけない点もあるし、かつまた国際的にみてもやはりアメリカでもそのようになっているしやむをえないことである。

この規準では、長期応力に対する許容圧縮応力度を、れんがおよび中実コンクリートブロック造では、単体圧縮強度の 1/8 かつ 15 kg/cm² 以下、中空れんがまたは中空コンクリートブロック造では、その正味断面につき単体圧縮強度の 1/12 かつ 10 kg/cm² と定めてあるが、組積体としての安全率は最低 2.5 は確保されているものと考えられる。また、長期の引張せん断許容応力度を、れんがおよび中空コンクリートブロック造で、単体圧縮強度の 1/80 かつ 1.5 kg/cm² 以下、中空れんがまたは中実コンクリートブロック造の場合は、その正味断面につき単体圧縮強度のやはり 1/80 かつ 1.5 kg/cm² 以下を定めてあるが、施工の悪い場合を考慮するとやはり過酷な規定ではなく、むしろ補強コンクリートブロック造の規定と

のつりあいにおいてもこれ以上にすることは困難であろう。短期荷重に対する許容値もやはり補強コンクリートブロック造と同様な理由で、長期の1.5倍に定められている。

表付 2.3 サンフランシスコ規定による組積造の許容応力度 (kg/cm^2)

組 積 構 造 の 種 類		施 工 査 察 を 受 け る 場 合			施 工 査 察 を 受 け ない 場 合		
		圧 縮	引 張 り	せん 断	圧 縮	引 張 り	せん 断
中実無筋	普通工法によるれんが、またはコンクリートブロック造	10	0.9	0.9	5	0.4	0.4
	セメントグラウチング積みを行なったれんがおよびコンクリートブロック造						
	ブロック圧縮強度 180 のもの	14	1.4	1.4	7	0.7	0.7
	” 105 ”	10	1.0	1.0	5	0.6	0.6
中空無筋	普通工法によるれんが・シェルれんが、またはコンクリートブロック造	6	0.9	0.9	3	0.4	0.4

表付 2.4 カリフォルニア法規による組積造の許容応力度 (kg/cm^2)

使 用 モ ル タ ル	圧 縮	接触圧縮	引 張 り ・ 曲 げ	せん 断	弾性係数
石灰セメントモルタル	9.0	18.0	0.9	0.9	29 000
セメントモルタル	12.5	25.0	1.2	1.3	58 000
セメントグラウチング	18.0	36.0	1.5	1.8	58 000

表付 2.5 建築基準法立案中参考に供したれんが造の許容応力度 (kg/cm^2)

圧 縮	引 張 り	曲 げ	せん 断	備 考
15.0	1.5	1.5	1.5	ただし、これらは長期の許容応力度で短期はこの値の2倍

表付 2.6 れんが造各種強度実験値 (kg/cm^2) (東大および建設省建築研究所で行なったもの)

圧 縮	曲 げ	せん 断	標準試験強度	単 体 強 度	施工程度	試験年
32.5 (25~32)	11.8 (5.6~15.4)	5.3 (3~8.6)	92.3(65~110)	189 (125~242)	並	1948
33.6(33.3~34.0)	14.5(10.9~18.4)	10.8 (9.9~11.7)	同 上	同 上	やや良	1949
34.0 以 上	12.1(10.4~14.8)	15.9(16.2~15.7)	140(123~170)	273 (198~340)	良	1951

16 条 施 工

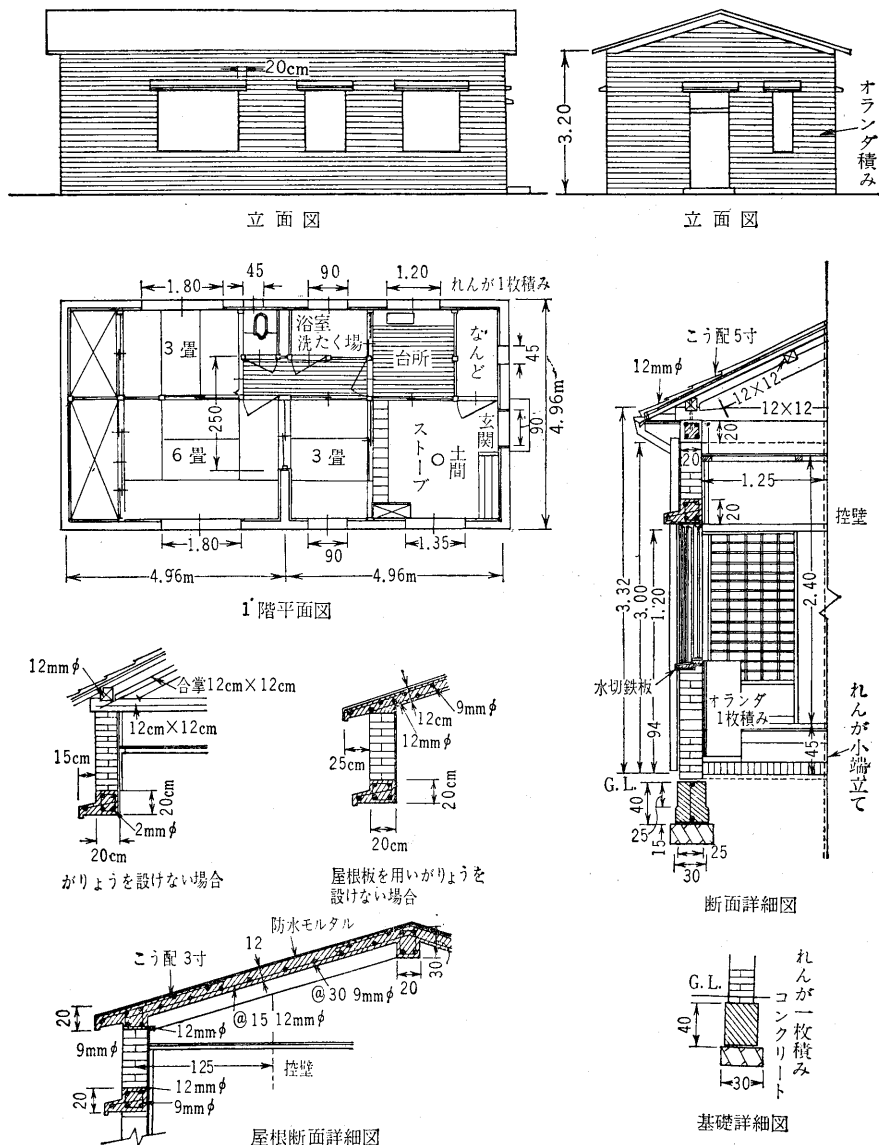
- 組積造に使用するれんが・石・コンクリートブロックその他の組積材は、組積するにあたってその接合面を水洗いし、湿気を与えなければならない。
- 組積材は、その目地塗面の全部にモルタルまたはコンクリートがゆきわたるように組積しなければならない。
- 目地モルタルは、セメントと砂との容積比が 1:3 のもの、もしくはこれと同等以上の強度を有するもの、またはセメントと石灰と砂との容積比が 1:2:5 のもの、もしくはこれと同等以上の強度を有するものとしなければならない。
- 組積材は、芋目地ができないように組積しなければならない。

組積造にとっては、特に施工が生命である点については、異論のないところである。施工に関する注意は補強コンクリート造のところで詳述され、組積造とも共通部分が多いが各項ごとに改めて解説することにする。

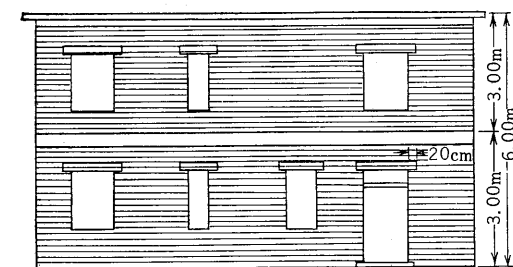
1. れんが・石・コンクリートブロックその他の組積材は、組積するときにすでにその接合面が十分水洗いされており、適当な湿気が与えられている必要がある。組積造の場合にもこの湿気の程度が大切であって、湿気が足りないとモルタル中の水を吸い取りモルタルの硬化条件を悪くするとともに、組積材とモルタルとの接触面の膚別れを生じやすい。また吸水しやすい組積体が過剰な水分を含んでいると組積した場合、水分が流れ出して目地をくずし、やはり接着状態を悪くする。目地の接着は注意して施工したものでもなかなか完全に行なわれている例は少ない状態であるから、今後なお研究を要する問題である。壁体の防水・浸食・凍害予防のため化粧目地も良調合で入念に施工すべきである。
2. 組積材は敷とろ・差しとろ・つぎとろなどを十分入念に行なって立て目地・横目地ともにその目地塗面にモルタルまたはコンクリートがゆきわたるようにし、空目地が絶対にできないようにすることが肝要である。
3. 目地モルタルにはセメントと砂との容積比が1:3以上、1:2までのものが適當である。目地モルタルのまわりをよくし、かつ目地と組積材とのなじみをよくする目的で石灰セメントモルタルを使用することがあるが、この場合は強度はセメントモルタルにより落ちるのが普通であるから、セメントと石灰と砂との容積比が1:2:5以上の強度を有するものを用いなければならないことになっている。
4. 組積材は芋目地ができないように組積すべきは当然のことである。

その他、この規準では、鉄筋コンクリート既成部材または現場打ち鉄筋コンクリートを使用する箇所が多いから、組積体とこれらとの結合に対しても十分な強度を獲得したいものである。

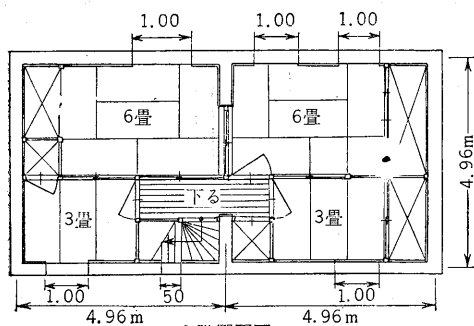
組積造の1日の積み高をおよそ1m以内とし、全体を通してなるべく一様の高さに積み上げ、かつ1日の積み終りのところを段逃げとし、積み終りの部分はさっそくむしろなどでおい、目地モルタルの硬化の終るまでは振動・衝撃・荷重などを与えないよう注意すべきことは、過去において声を大にして教えられたとおりである。アーチの部分は支持を強固にし、目地モルタルの完全に硬化するまでこれを存置すべきことも当然である。



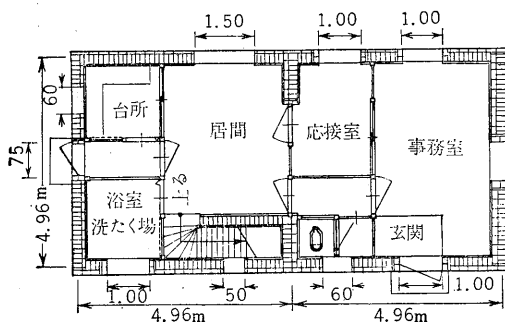
図付 2.11 れんが造平家住宅設計例



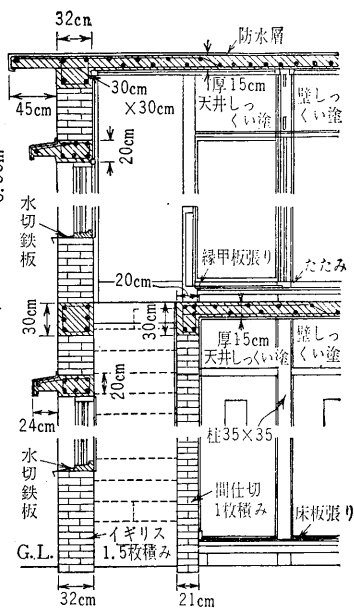
立面図



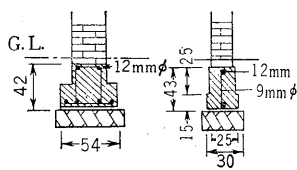
2階平面図



1階平面図



断面詳細図



基礎詳細図

図付 2.12 れんが造 2階事務所併用住宅設計例

付3 コンクリートブロックへい設計要領

1. ブロックへいの規模とその範囲

ブロックへいといっても、1m ぐらいの低いものから 3m 以上にもなる高いへいまで考えられる。高いへいではどうしても基部の壁厚を増し、基礎構造も大きくなり、またところどころに控壁も必ず必要となってくる。したがって、通常の低い壁とは構造の方針も異なってくるのが普通である。

ここではもっとも多く見ることのできる、高さ 2m 程度のものについてその設計要領を示す。また、このブロックへいに類する構築物として、屋がい（蓋）を必要としない簡易な農業用または園芸用構築物を含めて考えることができる。たとえば、堆肥置場、温床、かこいなどである。また、擁壁・防火壁・耐爆壁などは、別な計算法によって設計することが当然である。

ここで取り扱うブロックへいは高さ 2m 程度であって、控壁のあるものは、控壁のないものより一般的に強度上有利であるが、控壁を設けることは設計計画上好ましくないこともある。

2. ブロックへいに使用されるブロックと補強筋の品質

ブロックへいに使用されるコンクリートブロックは JIS A 5406「空胴コンクリートブロック」、補強筋は JIS G 3101「一般構造用圧延鋼材」、JIS G 3107「再生棒鋼」のそれぞれの規定に適合するもの、またはこれと同等以上の品質を有するものとしなければならない。

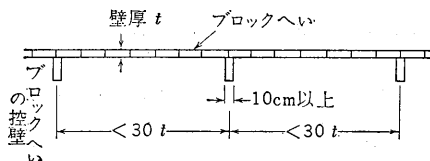
なお、規格外の製品を使用、または一部欠損などのブロックの使用は望ましいものではない。とくに壁自体の構造を軽視することは危険である。

3. ブロックへいの控壁

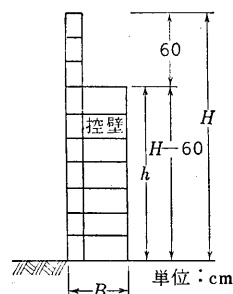
ブロックへいには控壁を設けることが望ましい。ここで控壁とは、ブロックの本体に直角に設けられた厚さ 10 cm 以上の壁で、その控壁の間隔はへい本体ブロック厚の 30 倍以下であって、幅広比 0.3 以上のものをいう。

$$\text{幅広比} = \frac{\text{控壁の幅 (cm)} + \text{へいのブロック厚 (cm)}}{\text{控壁の地盤面上の高さ (cm)}}$$

これらの関係を図示したものが、図付 3.1, 3.2 である。



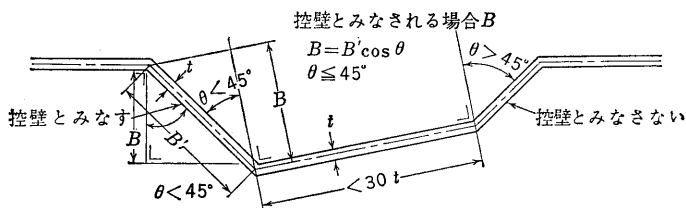
図付 3.1 控壁の配置



$$\text{幅広比} = \frac{B}{H-60} = \frac{B}{h} \geq 0.3$$

図付 3.2 幅 広 比

屈折部のあるへいでは、へいの面の直角方向に対して 45° 以下の平面的傾きをもつ部分を控壁とみなし、図付 3.3 のような有効幅を考えることにする。



図付 3.3 屈折部の取り扱い

4. ブロックへいの厚さ

ブロックへいの厚さは、実験値¹⁾ および「コンクリートブロック帳壁構造設計規準」の数値²⁾ より表付 3.1 の厚さ以上とする。

表付 3.1 ブロックへいの厚さ

ブロックへいの種別	厚 さ (cm)
控壁のあるブロックへい	10 (控壁とも) 以上
控壁のないブロックへい	15 (10)* 以上

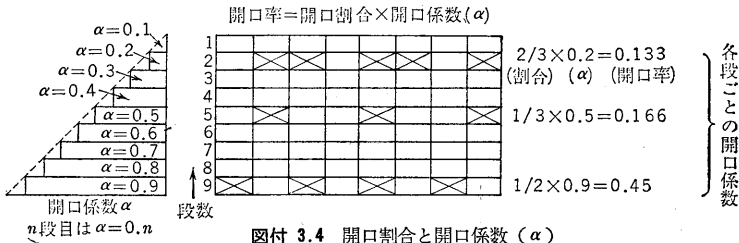
* () 内の数値はへいの高さ 1 m 以下の場合

- 1) この実験値は昭和 34 年 10 月 11 日、群馬県ブロック技術研究会が数個の実物供試体によって求められたものである。
- 2) コンクリートブロック帳壁構造の壁厚については、すでにその設計規準において示したとおりであり、とくに「平家建または最下階の外壁の壁厚は 10 cm とすることができる」とあることに注目される。

5. ブロックへいのにぞきブロックの使用

ブロックへいは、開口（のぞき）を設けることによって強度の低下が当然起るわけであるが、その位置の大きさによってはほとんど問題ない場合もあるわけで、開口率を定め、その限界の開口率を0.2とおさえた。すなわち、ブロックへいの開口率は、各段ごとの開口割合に開口係数を乗じた値の中の最大値である。ここに開口割合1 (Full)とは、ある段のブロックが全部すかしブロック（のぞきブロック）を使用した場合で、開口割合 1/2 とは、ある段のブロックが1本おきにすかしブロックを使用した場合で、開口割合 1/3 とは3本に1本のすかしブロックを使用した場合で、以下これに準ずる。

開口係数は抵抗モーメントの概念より、ブロックへいの最上部のブロック積みの位置を0.1とし、下段に至るに従って係数の加算をして、そのブロック積み段の開口係数とする。たとえば、図付3.4において、9段目（上より数える）の開口率は0.45となるゆえ、補強筋の割増しなどの考慮を必要とする。



図付 3.4 開口割合と開口係数(α)

表付 3.2 ブロックへいの開口率（ブロックへいの各段ごとの開口率は0.2を限度とする）

	段位置*	開口係数	開 口 割 合				
			(Full) 1	1/2	1/3	1/4	1/5
補強筋の割増し考慮の要あり	1	0.1	0.10	0.05	0.033	0.025	0.012
	2	0.2	0.20	0.10	0.066	0.050	0.04
	3	0.3	0.30	0.15	0.100	0.075	0.06
	4	0.4	0.40	0.20	0.133	0.100	0.08
	5	0.5	0.50	0.25	0.166	0.125	0.10
	6	0.6	0.60	0.30	0.200	0.150	0.12
	7	0.7	0.70	0.35	0.233	0.175	0.14
	8	0.8	0.80	0.40	0.266	0.200	0.16
	9	0.9	0.90	0.45	0.300	0.225	0.18

補強筋の割増し考慮不要

* 段位置とはへい頂部から数えたブロック段数

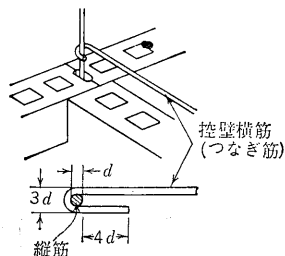
〔注〕 へい頂部にかさ木ブロックを設置することがある。

6. ブロックへい補強筋の鉄筋量

ブロックへいの補強筋は表付 3.3 に示す数値以上とし、原則としてブロック接合部にそう入し、鉄筋端部はかぎ状にして緊結しなければならない。

なお、縦筋の位置に控壁を設け、縦筋には継手を設けない。

ただし、山頂・河岸など風圧のとくに大きい場合、およびしゃへい物などにより風圧の小さくなる場合などは計算により補強筋の割増しをなし、または軽減することができる。



図付 3.5 控壁補強筋定着例

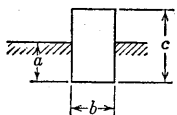
表付 3.3 鉄筋と鉄筋量

ブロックへいの種別	位置	縦筋とその間隔	鉄筋比 (%)	横筋	横筋比 (%)
控壁のある ブロックへい	壁体部	6φ~80 cm ctc	0.06	9φ~60 cm ctc	0.18
	控壁	9φ (13φ)	—	6φ~40 cm ctc	—
控壁のない ブロックへい	壁上部	9φ~80 cm ctc	0.06	6φ~80 cm ctc	0.03
	壁下部	9φ, 13φ 交互 ~40 cm ctc	0.25	6φ~80 cm ctc	0.03

〔注〕 表中上部とはへい頂部から 1m の範囲をいう。() 内は特に補強を必要とするもの。

7. ブロックへいの基礎

ブロックへいの基礎は鉄筋コンクリート布基礎とし、その基礎根入れ深さ、底面幅、基礎高さおよび鉄筋量は、地盤の状況に応じて図付 3.6、表付 3.4 に示す数値以上とする。



図付 3.6 基礎高、基礎幅、根入れ深さ

表付 3.4 ブロックへいの基礎寸法

ブロックへいの種別	地 盤 状 況	根入れ深さ a (cm)	基礎底面幅 b (cm)	基 礎 高 c (cm)	補 強 筋
控壁のある ブロックへい	砂質で中位, 粘土質で堅い	35 以上	$H \times 0.15$ 以上	50	2-9 ϕ 以上
	砂質でゆるい, 粘土質で中位	35 "	$H \times 0.15$	50	2-9 ϕ
	砂質で極緩, 粘土質で柔い	40 "	$H \times 0.15$	55	2-9 ϕ
控壁のない ブロックへい	同 上	35 以上	$H \times 0.17$	50	2-9 ϕ
		40 "	$H \times 0.20$	55	2-9 ϕ
		45 "	$H \times 0.25$	60	2-9 ϕ

根入れのできないブロックへいの基礎は表付 3.5 に示す数値以上としなければならない。

表付 3.5

基礎の形式	基礎底面幅 (cm)	フーチングの平均厚さ (cm)	基礎高 (cm)	補 強 筋
両側フーチング	$H \times 0.35$	20	40	長手方向 3-9 ϕ 横方向上下とも 6 ϕ -30 ctc
片側フーチング	$H \times 0.40$	25	45	

ここに H : ブロックへいの地盤上の高さ (cm)

ただし

- 1) 凍土の著るしい場所においては, この影響のない深さまで根入れする。
- 2) 山頂・河岸・海岸など風圧のとくに大きい場所では, 上表の値を適当に割増す。
- 3) 高さ 1m 以下のへいでは, 上表の値のうち根入れ深さおよび基礎高を低減すること
ができる。

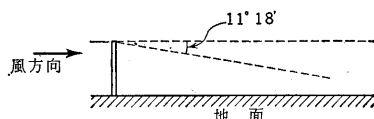
8. 例題と解説 (その1)

ブロックへいに作用する荷重には, 一般に風圧力と地震力とがあるが, その大きさは次のとおりである。

風圧力については, シャへい物のない場合 120 kg/m^2 (速度圧), シャへい物のある場合は $120 \times 0.5 = 60 \text{ kg/m}^2$ (3001 号による) 程度を仮想するのが適当であろう。

ここにシャへい物のある場合とは, 次の条件を同時にみたすものでなければならない。

- 1) 水平面における全風向に対して, シャへい物によって完全におおわれていること。
- 2) シャへい物から地面に向かって 20% ($11^\circ 18'$) のこう配で引いた線以下にへいがあること (フランス規格, 建築学大系による)。



図付 3.7 風方向と地面

3) シャへい物との距離 l は、シャへい物の高さの 4 倍以下であること (亀井 勇博士による)。

地震力については、震度を 0.2 とすれば地震力は次のとおりである。

$$10 \text{ cm ブロックへい} \quad 100 \text{ kg} \times 0.2 = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$15 \text{ cm ブロックへい} \quad 158 \text{ kg} \times 0.2 = 31.6 \text{ kg/m}^2$$

したがって、ブロックへいは風圧力に対して安全に設計すればよいことになる (見付 1 m^2 につき、 10 cm ブロックの場合の重量は 100 kg は木村蔵司氏による)。

ブロックへいの許容曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (1)$$

$$j = 5/7 \times d \quad (2)$$

控壁のあるへいは横筋をもって抵抗すると考えられるので、たとえば、高さ $H = 2 \text{ m}$ 、厚さ $t = 10 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \text{控壁の間隔 } l &= 100 \text{ cm} \times 25 = 250 \text{ cm} < 30 \cdot t \\ &\parallel \\ &< 30 \text{ (係数)} \end{aligned}$$

単位幅の Simple beam として

$$\max M = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 120 \times 2.50^2 = 7.590 \text{ kg} \cdot \text{cm/m}$$

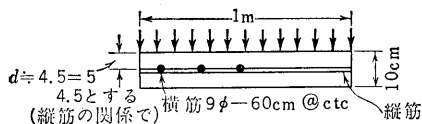
(ここに速度圧 $= 120 \text{ kg/m}^2$ とする)

$$\therefore a_t = \frac{7.590}{2400 \times 5/7 \times 4.5} = 0.983 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\parallel$$

$$d$$

$$\begin{aligned} P_{th} \text{ (横筋比)} &= P = \frac{a_t}{b \times d} = \frac{0.983}{100 \times 4.5} \times 100 = 0.219\% \\ \text{(水平)} &\parallel \\ &d = 5 \end{aligned}$$



図付 3.8 横筋と風方向

$9\phi (a_1 = 0.64 \text{ cm}^2)$ を用いればその間隔は

$$\frac{100 \times 0.64}{0.983} = 65 \text{ cm ctc} \rightarrow 9\phi \sim 60 \text{ cm ctc}$$

縦筋は横筋の約 $1/3$ として (計算省略推定す)

$$a_t = 0.328 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$6\phi (a_1 = 0.282 \text{ cm}^2)$ 使用として

$$P_{tv} = \frac{0.328 \times 100}{100 \times 4.5} = 0.073\%$$

(垂直)

$$\frac{100 \times 0.282}{0.328} = 86 \text{ cm ctc} \rightarrow 6\phi \sim 80 \text{ cm ctc}$$

しゃへい物のある場合は上記数値を半減できる。

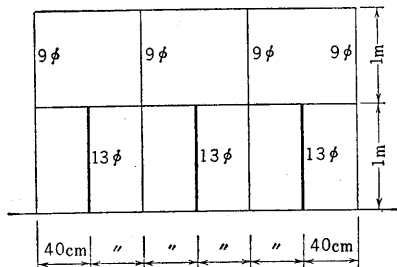
つぎに、控壁のないブロックへいについては主として縦筋の抵抗を考え、単位幅の cantilever beam とすれば、

高さ $H=2\text{m}$ 、厚さ $t=15\text{cm}$ のとき

	へい頂から 1 m 下の位置	へい脚部
$M=1/2 w H^2$	6.000 kg・cm	24.000 kg・cm
$a_t = \frac{M}{f_t \cdot j} \left\{ \begin{array}{l} f_t = 2400 \\ j = 5/7 d \\ d = t/2 \text{ (壁厚)} \end{array} \right.$	0.467 cm ² /m	1.865 cm ² /m
$P_{tv}(\text{縦筋比}) = \frac{a_t}{100 \times 7.5} \times 100$ (壁厚の半分=7.5) cm とする	0.062%	0.249% (1 m 当りにについて)
配筋	6φ~60.5 cm ctc 9φ~137 cm ctc (もしくは) 9φ~80 cm ctc	6φ, 13φ 交互 43.2 cm ctc 9φ, 13φ 交互 52.8 cm ctc ↓ 9φ, 13φ 交互 ~40 cm ctc

しゃへい物のある場合は

P_{tv}	0.031%	0.125%
	6φ~120.8 cm ctc	6φ, 9φ 交互~49.5 cm ctc
	↓	↓
	6φ~80 cm ctc	6φ, 9φ 交互~40 cm ctc

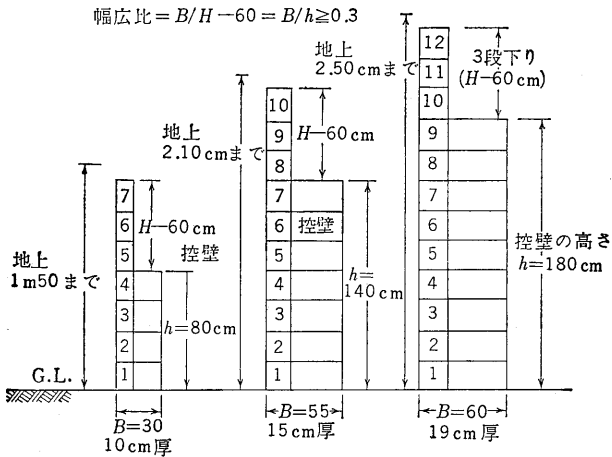


図付 3.9 控壁のない場合の上記例題による配筋
(横筋は3段ごと程度 6φ をそう入する)

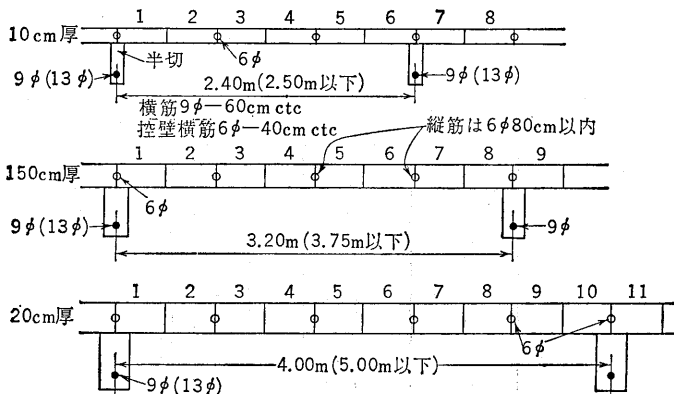
9. 例題と解説 (その2)

ブロックの厚さによるブロックへの規模

(1) 控壁の幅広比



図付 3.10

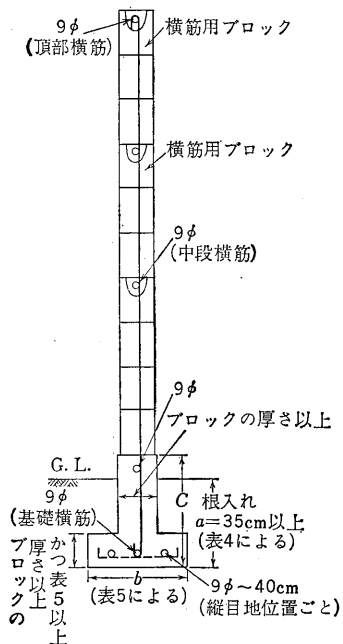
(2) 控壁の間隔 $\leq$ ブロック壁厚 25 倍

図付 3.11 ブロック厚と壁規模

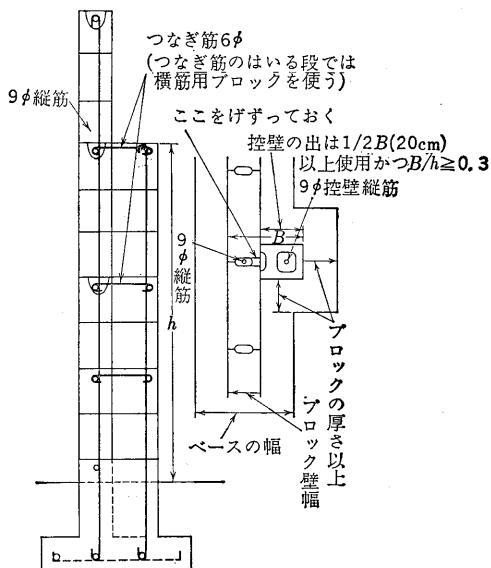
(3) 基礎断面寸法および横筋配

(4) 控壁の構造詳細の1例

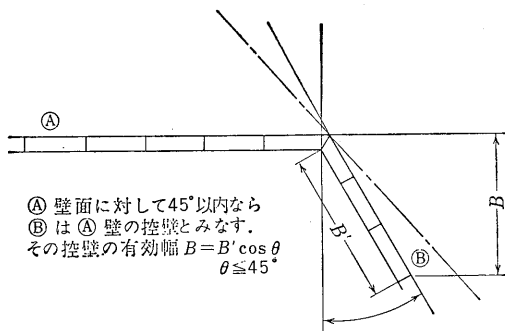
置の 1 例



図付 3.12 基礎断面と横筋
(控壁のある場合)



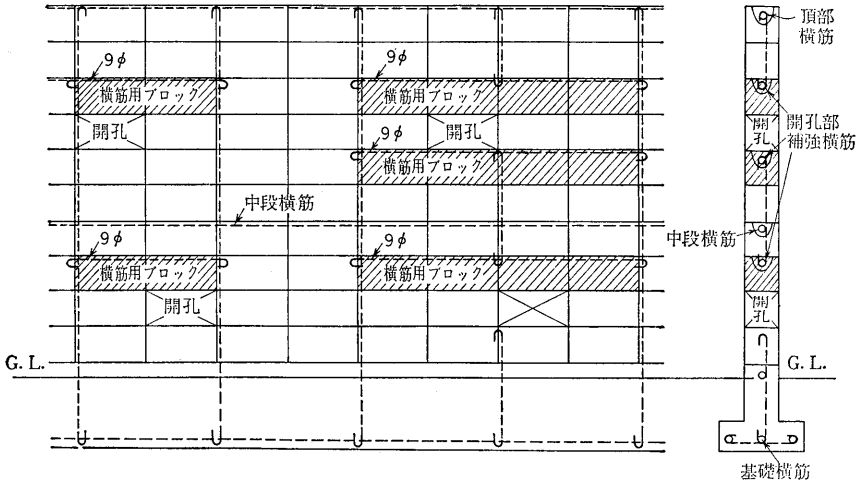
図付 3.13 控壁の構造詳細



図付 3.14 控壁の角度について

(5) 開孔部の補強例

開孔部の補強の1例として、開孔部の上部は横筋ブロックとし、そこに横筋をそう入して開孔部の部分を補強することがある。



図付 3.15 開孔部補強の1例

付4 計 算 用 諸 表

1. 鉄筋の断面積および周長表, 鉄筋直径倍数表, 鉄筋定尺表, 鉄線の直径・断面積および周長表

鉄筋の断面積および周長表 (太字は断面積 cm^2 , 細字は周長 cm)

ϕ (mm)	(kg/m)	1- ϕ	2- ϕ	3- ϕ	4- ϕ	5- ϕ	6- ϕ	7- ϕ	8- ϕ	9- ϕ	10- ϕ
4	0.099	{ 0.126 1.26	0.251 2.51	0.377 3.77	0.502 5.02	0.628 6.28	0.754 7.53	0.878 8.78	1.006 10.04	1.13 11.30	1.26 12.55
6	0.222	{ 0.282 1.88	0.564 3.76	0.846 5.64	1.128 7.52	1.410 9.40	1.690 11.28	1.975 13.16	2.25 15.04	2.54 16.92	2.82 18.80
8	0.394	{ 0.502 2.51	1.004 5.02	1.506 7.53	2.008 10.04	2.510 12.55	3.01 15.05	3.51 17.55	4.01 20.08	4.52 22.60	5.02 25.10
9	0.499	{ 0.64 2.83	1.27 5.65	1.91 8.48	2.54 11.31	3.18 14.14	3.82 16.96	4.45 19.79	5.09 22.62	5.73 25.45	6.36 28.27
12	0.883	{ 1.13 3.77	2.26 7.54	3.39 11.31	4.52 15.08	5.65 18.85	6.79 22.62	7.91 26.39	9.05 30.16	10.18 33.93	11.31 37.70
13	1.042	{ 1.33 4.08	2.65 8.17	3.98 12.25	5.31 16.34	6.64 20.42	7.96 24.50	9.29 28.60	10.62 32.67	11.95 36.76	13.27 40.84
16	1.578	{ 2.01 5.03	4.02 10.05	6.03 15.08	8.04 20.10	10.05 25.13	12.06 30.16	14.07 35.19	16.08 40.21	18.09 45.24	20.11 50.27
19	2.226	{ 2.84 5.97	5.67 11.94	8.51 17.91	11.34 23.88	14.18 29.85	17.02 35.81	19.85 41.78	22.68 47.75	25.52 53.72	28.35 59.69
22	2.948	{ 3.80 6.91	7.60 13.82	11.40 20.73	15.21 27.65	19.01 34.56	22.81 41.47	26.61 48.38	30.41 55.29	34.21 62.20	38.01 69.12
25	3.853	{ 4.91 7.85	9.82 15.71	14.73 23.56	19.63 31.42	24.54 39.27	29.45 47.12	34.36 54.98	39.27 62.83	44.18 70.69	49.09 78.54
28	4.834	{ 6.16 8.80	12.31 17.59	18.47 26.39	24.63 35.19	30.79 43.98	36.94 52.78	43.10 61.58	49.26 70.37	55.42 79.17	61.58 87.97
32	6.313	{ 8.04 10.05	16.08 20.11	24.13 30.16	32.17 40.21	40.21 50.27	48.26 60.32	56.30 70.37	64.34 80.42	72.38 90.48	80.42 100.70

鉄 筋 直 径 倍 数 表

鉄 筋 直 径 d (mm)	直 径 倍 数 (cm)									
	$1.5d$	$2d$	$3d$	$4d$	$5d$	$15d$	$20d$	$25d$	$30d$	$40d$
4	0.60	0.80	1.20	1.60	2.20	6.00	8.00	10.00	12.00	16.00
6	0.90	1.20	1.80	2.40	3.00	9.00	12.00	15.00	18.00	24.00
8	1.20	1.60	2.40	3.20	4.00	12.00	16.00	20.00	24.00	32.00
9	1.35	1.80	2.70	3.60	4.50	13.50	18.00	22.50	27.00	36.00
12	1.80	2.40	3.60	4.80	6.00	18.00	24.00	30.00	36.00	48.00
13	1.95	2.60	3.90	5.20	6.50	19.50	26.00	32.50	39.00	52.00
16	2.40	3.20	4.80	6.40	8.00	24.00	32.00	40.00	48.00	64.00
19	2.85	3.80	5.70	7.60	9.50	28.50	38.00	47.50	57.00	76.00
22	3.30	4.40	6.60	8.80	11.00	33.00	44.00	55.00	66.00	88.00
25	3.75	5.00	7.50	10.00	12.50	37.50	50.00	62.50	75.00	100.00
28	4.20	5.60	8.40	11.20	14.00	42.00	56.00	70.00	84.00	112.00
32	4.80	6.40	9.60	12.80	16.00	48.00	64.00	80.00	96.00	128.00

鉄 筋 定 尺 表

(単位 m)

小 形 丸 (50φ未満のもの)	3.5	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.5
---------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

鉄線の直径・断面積および周長表

No.	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
SWG	0.332	0.212	0.193	0.176	0.160	0.144	0.128	0.116	0.104	0.092	0.080	0.072	0.064	0.056	0.048	0.040	0.036	0.032	0.028	0.024
直 径 (in)	5.9	5.4	4.9	4.5	4.1	3.7	3.3	3.0	2.6	2.3	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
(mm)	27.3	22.9	18.9	15.9	13.2	10.8	8.5	7.1	5.31	4.2	3.2	2.5	2.0	1.5	1.1	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3
断 面 積 (mm ²)	18.5	17.0	15.4	14.1	12.9	11.6	10.4	9.7	8.2	7.2	6.3	5.7	5.0	4.4	3.8	3.2	2.8	2.5	2.2	1.9
周 長 (mm)																				

2. 住宅用鉄筋コンクリート床スラブ配筋図表

本図表は、計算によらないで床スラブの配筋を決定する場合の数表である。図表作製の計算根拠は次のとおりである。

i) 荷 重 屋根および2階床スラブ

$$D.L. \quad \begin{cases} 0.37 \text{ t/m}^2 & \text{スラブ厚 12 cm} \\ 0.32 & \text{スラブ厚 10 cm} \end{cases}$$

$$L.L. \quad 0.18$$

ii) 応力計算 「鉄筋コンクリート構造計算規準」による。

iii) 配筋形式 簡単にするために次表の形式1種類にした。したがって、鉄筋量は実質上端部で決定され、中央部は余力があるので端部半固定の場合にも使用できる。

a) x_1 (cm)

短辺方向端部上層筋間隔 (径 9 mm)

㊤ ㊦

$\begin{matrix} l_x(m) \\ l_y(m) \end{matrix}$	$D=12\text{ cm } (\omega=0.55)$				$D=10\text{ cm } (\omega=0.50)$			
	3.00以下	3.30以下	3.60以下	3.90以下	2.90以下	3.30以下	3.60以下	3.90以下
4.00 以下							20	20
4.20 "				20		20		18
4.50 "			20	18			18	
4.80 "			18			18		15
5.10 "		20						
5.40 "							15	
5.70 "		18	15			15		12
6.00 "								
6.30 "	20				20			10

b) x_2 (cm) 短辺方向中央部下層筋間隔 (径 9 mm) ㊤㊦によるc) y_1 (cm) 長辺方向端部上層筋間隔 (径 9 mm) ㊤㊦

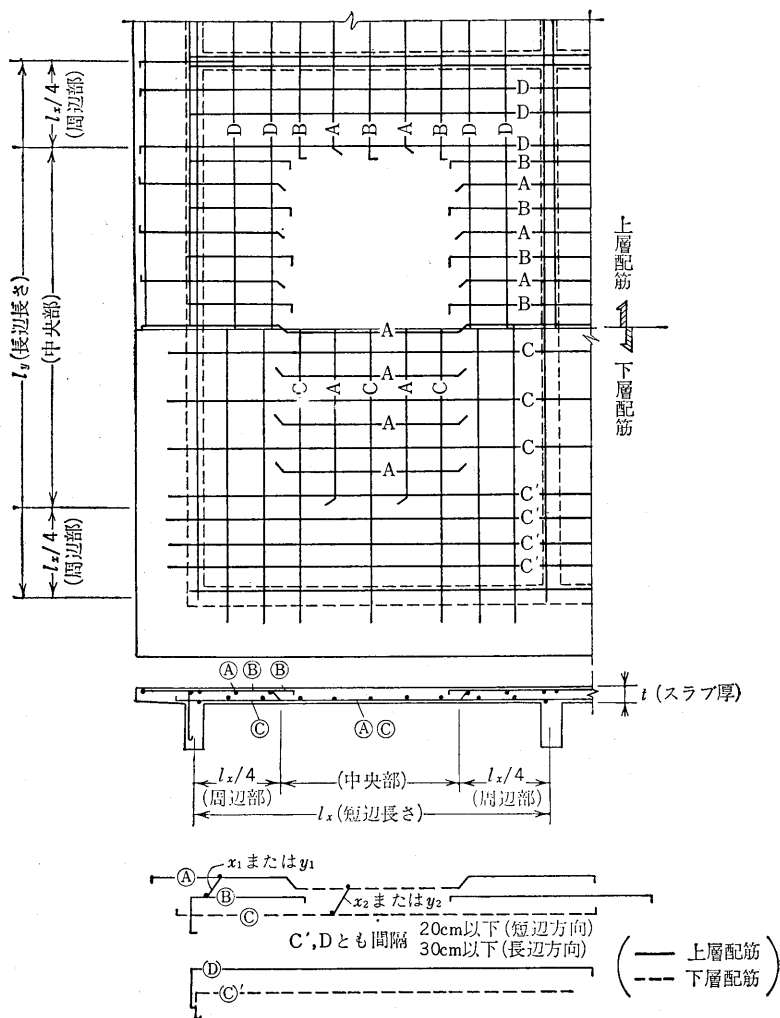
$\begin{matrix} l_x \\ l_y \end{matrix}$	3.50 m 以下	3.80 m 以下	3.90 m 以下		3.20 m 以下	3.60 m 以下	3.90 m 以下	
	30	25	20		30	25	20	

d) y_2 (cm) 長辺方向中央部下層筋間隔 (径 9 mm) ㊤㊦による

e) 短辺および長辺方向端部下層筋は ㊦ の間隔による

f) 周辺部の配筋は短辺および長辺方向のおのおのについて

上層筋 } とも 短辺方向 20 cm etc
下層筋 } 長辺方向 30 cm etc



図付 4.1 床配筋図 (住宅用)

付5 空洞コンクリートブロック

JIS A 5406-1961

1. 適用範囲 この規格は、2.に示す材料と製造方法によって製造され、おもに建築に用いられる空洞コンクリートブロック（以下コンクリートブロックという）について規定する。

2. 材料および製造方法

2.1 セメントは、JIS R 5210, R 5211, R 5212 および R 5213 に規定するポルトランドセメント、高炉セメント、シリカセメントおよびフライアッシュセメントとする。ただし、高炉セメント、シリカセメントおよびフライアッシュセメントは、いずれもA種およびB種とする。

2.2 骨材は、砂、砂利、碎石、火山砂利、溶融状石炭がら、高炉鉱さいその他これに類する不燃材料とする。ただし、骨材は 10 mm ふるいを通過し、かつ粒度は細粗粒が適当に混合したもので、表1の範囲内とするのがよい。

表 1

ふるいの種類 ¹⁾ (mm)	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10
通過率 (重量%)	5~20	10~30	20~40	30~50	45~65	65~85	100

(注) 1) 0.15 mm, 0.3 mm, 0.6 mm, 1.2 mm, 2.5 mm, 5 mm および 10 mm の各ふるいは、JIS Z 8801「標準ふるい」に規定する標準網ふるい 149 μ , 297 μ , 590 μ , 1 190 μ , 2 380 μ , 4 760 μ および 9.52 mm である。

2.3 骨材中には、その重量の 0.5% をこえる無水硫酸が含まれてはならない。また骨材（石炭がら類）中には 20% をこえる強熱減量が含まれていてはならない。強熱減量および無水硫酸の試験方法は、JIS A 5002「構造用軽量コンクリート骨材」の 5.2 および 5.3 による。前項の無水硫酸の試験は、川砂、川砂利については省略することができる。

2.4 セメント使用量は、コンクリートブロックの圧縮強さ、耐久性、安定性、水密性などを考慮し、220 kg/m³ 以上（ブロック正味体積）とする。

また、ポルトランドセメントには、製品の質を悪くしない範囲で、フライアッシュその他適当な添加材を使用してもよいが、前項の最低セメント使用量の一部をおきかえてはならない。

(備考) セメント使用量の 220 kg/m³ 以上は、セメント1袋 (50 kg) よりコンクリートブロックの正味体積に対して表2に示す製作個数以下となる。

表 2

コンクリートブロックの正味体積 (<i>l</i>)	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5
個 数	45	41	38	35	32	30	28	26	25	24

(参考) セメント使用量 220 kg/m^3 以上の場合の吸水量は、A 種ブロックは 0.45 g/cm^3 以下、C 種ブロックは 0.20 g/cm^3 以下となる。

- 2.5 原料のこねまぜには、動力によるミキサーを用い、水は原料をこねまぜながら散水状態で加える。成形には動力による振動と圧縮とを併用した方法を用いる。
- 2.6 成形後は湿度約 100% の室内に $500 \text{ 度時}^3)$ 以上保存し、その後、成形後の通算 $4000 \text{ 度時}^3)$ 以上多湿状態で養生する。さらにその後は、7 日間以上保存して出荷する。この場合表 5 に示す最大吸水率に対する含湿率比をうるように乾燥することがのぞましい。前項の養生はオートクレーブ、化学処理などによる特殊養生の場合はこの限りでない。

(備考) 初期における室内養生に常圧の蒸気養生を行なう場合には、つぎの注意が必要である。

- (1) セメントの凝結を始める時期に急激な温度の変化をあたえないこと。
 - (2) 養生室の温度の上げ方は、1 時間に 15 deg 以下の割合とし、温度が均等に上るように蒸気を通さなければならない。
 - (3) 養生室の最高温度は、 65°C をこえてはならない。
 - (4) 養生室からのコンクリートブロックの取出しは、養生室の温度を徐々に下げてから行なう。
- (注) 2) 度時とは、養生温度 ($^\circ\text{C}$) と養生時間 (h) の相乗積である。
- 3) 4000 度時 の計算にあたり、気温 2°C 以下は算入しない。

3. 種類および呼び方

3.1 コンクリートブロックは、表 3 に示す形状・寸法、表 5 に示す品質および水密性の程度により、つぎのように区分する。

(1) 形状・寸法による区分

基本ブロック

異形ブロック⁴⁾

(2) 品質による区分

A 種ブロック

B 種ブロック

C 種ブロック

(3) 水密性による区分

普通ブロック

防水ブロック

(注) 4) 異形ブロックとは、半切ブロック、すみ用ブロック、横筋用ブロック、その他用途によって形状の異なるコンクリートブロックの総称である。

(備考) コンクリートブロックは使用骨材の種類により、区分することができる。

3.2 コンクリートブロックの呼び方は、つぎの例による。

例：基 本 A 種軽石ブロック

基 本 C 種防水川砂、川砂利ブロック

横筋用 C 種川砂、砕石ブロック

ただし、呼び方は、必要のない部分を除いてもよい。

4. 形状および寸法

4.1 コンクリートブロックの形状・寸法およびその許容差は、表3に示すとおりとする。

表 3 単位 mm

形 状	寸 法			許 容 差	
	長 さ	高 さ	厚 さ	長さおよび厚さ	高 さ
基本ブロック	390	190	190 150 100	± 2	± 3
異形ブロック	長さ、高さおよび厚さの最小寸法を 90 mm 以上とする。また横筋用ブロック、すみ用ブロックのように基本ブロックと同一の大きさのものの寸法および許容差は、基本ブロックに準ずる。				

(備考) 厚さ 190 mm については、北海道内では当分の間 180 mm でもよい。

4.2 コンクリートブロックの鉄筋をそう入する空洞部⁵⁾は、コンクリートの打込みに支障のないようにじゅうぶん大きくしなければならない。

空洞部の大きさおよび最小肉厚は、表4の値に合格しなければならない。

表 4

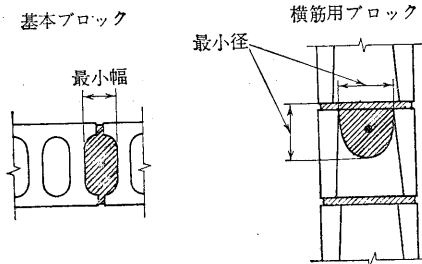
種 類	空 洞 部 ⁵⁾			最小肉厚 (mm)	
	縦筋をそう入する空洞部		横筋をそう入する空洞部	組積後外部に現われる部分	その他の部分
	断 面 積 ⁶⁾ (cm ²)	最 小 幅 ⁷⁾ (cm)	最 小 径 ⁷⁾ (cm)		
厚さ 150 mm 以上の コンクリートブロック	60 以上	7 以上	6 以上	25 以上	20 以上
厚さ 100 mm のコン クリートブロック	30 以上	5 以上	5 以上	20 以上	20 以上

(注) 5) 2個のコンクリートブロックの組積によってできる空洞部(目地とも)を含む。

6) 空洞のすみの丸みがないものとして計算する。

7) 空洞部の最小幅および最小径の測り方は、つぎの例図による。

例 図



5. 品 質

5.1 コンクリートブロックには、はなはだしいひずみまたは有害なきれつ、きずなどがあるてはならない。

5.2 コンクリートブロックは、表5の規定に合格しなければならない。

表 5

種 類	気乾かさ比重	全断面積に対する 圧 縮 強 さ (kg/cm ²)	参 考 値
			最大吸水率に対する 含湿率比 (%)
A種ブロック	1.8 未満	25 以上	40 以下
B種ブロック		40 以上	
C種ブロック ⁹⁾	1.8 以上	60 以上	

(備考) 強度試験には、6.3 の曲げ試験を行ない、曲げ強さを付記することがのぞましい。

(注) 8) 川砂、川砂利などの硬質骨材だけを用いたコンクリートブロックは、C種ブロックに限る。

5.3 防水ブロックは 6.4 の透水試験を行ない、合格しなければならない。

6. 試験方法

6.1 気乾かさ比重測定 2.6 に規定した養生を終わったのち、7日間以上常温室中に置いてその重量を測定し、つぎの式によって気乾かさ比重を算出する。

$$\text{気乾かさ比重} = \frac{\text{コンクリートブロックの重量 (kg)}}{\text{コンクリートブロックの正味体積 (l)}}$$

6.2 圧縮試験 試験体の加圧両面をコンクリートブロックの縦軸に直角になるように、うすく平らにキャッピング⁹⁾を施し、その後2時間以上清水中に浸し吸水させて試験する。

この場合、圧縮方向は実際に荷重をうける方向とし、その全面にいちように加圧する。

加圧には、原則として中央に球接面をもつ伝圧装置を用いて 1 cm² 当り毎秒 2 kg の速さで加圧する。

圧縮強さは、つぎの式によって算出する。

$$\text{全断面積}^{10)} \text{に対する圧縮強さ (kg/cm}^2\text{)}^{11)} = \frac{\text{最大荷重}}{\text{加圧全断面積}^{10)}}$$

圧縮試験は、2.6 の養生を施したものについて行なう。

(注) 9) キャッピングは、通常セメントモルタルによるが、急を要する場合はセメントに適量の焼せっこうをまぜるか、または焼せっこうだけをおこなってもよい。

10) 全断面積とは、加圧面(長さ寸法×厚さ寸法)であって、中空部および両端のくぼみの部分の面積をも含むものである。

11) 横筋用ブロックの圧縮強さは、つぎの式によって算出した値が表5の値以上でなければならない。

$$\text{横筋用ブロックの圧縮強さ} = \frac{\text{最大荷重}}{\text{横筋用ブロックの加圧正味面積}}$$

$$\times \frac{\text{試験した横筋用ブロックと同一寸法の基本ブロックの加圧正味面積}}{\text{試験した横筋用ブロックと同一寸法の基本ブロックの加圧全断面積}}$$

ここに、力圧正味面積とは、キャッピングを施す面の肉厚の薄い面の最小水平実面積（面は刻印またはみぞがある場合はこの部分を含む）をいう。

（備考）キャッピングは、当事者間の協定によって省略することができる。この場合でも圧縮強さは、表5の値以上でなければならない。

6.3 曲げ試験 試験体は2時間以上清水に浸し、吸水させて試験する。

スパンを 30 cm にとり、図1に示す試験装置により試験体の上面からスパン中央の全幅に荷重する。荷重には中央に球接面をもつ伝圧装置を用い、徐々に加える。

曲げ強さは、つぎの式によって算出する。

$$\text{正味断面に対する曲げ強さ (kg/cm}^2\text{)} = 22.5 \times P \times \frac{1}{H^2 t}$$

ここに P : 破壊荷重 (kg)

H : コンクリートブロックの高さ (cm)

t : フェースシェル上下の平均厚さ (cm)

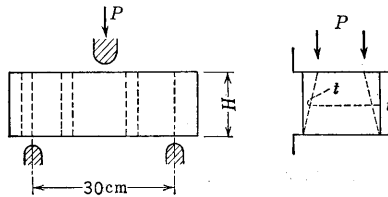


図 1

6.4 透水試験 試験体は全形のままを用い、横目地面を上下面とし、これを約2時間清水

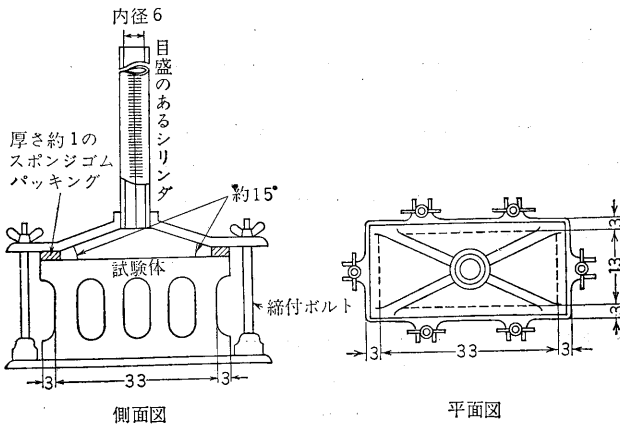


図 2 透水試験装置

中に浸し試験する。浸水には水面をコンクリートブロック上面から約 10 cm に保つ。

試験体は図 2 に示すような試験装置に取付ける。つぎにシリンダー中にコンクリートブロック上面から 20 cm の高さまで清水を 30 秒以内に入れる。清水を入れてから 120 分後に、水面が 10 cm 以上下ってはならない。

- 6.5 吸水試験** 試験体は全形のままを用い、これを室温 15~25°C においた水そう中に 24 時間浸水させたのち、水中における重量 (W_1) を測定する。ただちに水中から取出して金網上において 1 分間水をきり、湿った布で表面をふいてから、その重量 (W_2) を測定する。

つぎに 100~110°C の空気乾燥器中で 24 時間乾燥してその重量 (W_3) を測定し、つぎの式によって吸水量および最大吸水率を算出する。

$$\text{吸水量 (g/cm}^3\text{)} = \frac{W_2 - W_3}{W_2 - W_1} \times 1$$

$$\text{最大吸水率(\%)} = \frac{W_2 - W_3}{W_3} \times 100$$

- 6.6 含湿率比測定** 試験体は全形のままを用い、その重量 (W_0) を測定する。つぎにこれを 6.5 の場合と同様にして飽水重量 (W_2) と乾燥重量 (W_3) とを求めて、つぎの式によって最大吸水率に対する含湿率比を算出する。

$$\text{最大吸水率に対する含湿率比(\%)} = \frac{W_0 - W_3}{W_2 - W_3} \times 100$$

7. 検 査

- 7.1** 検査は寸法、外観を検査するとともに、品質試験の成績によって合否を決定する。

- 7.2 4. および 5. の検査は、JIS Z 9001「抜取検査通則」によってロットの大きさを決定し、外観の検査については 10 個のコンクリートブロックを、その他の試験については、標準偏差既知の場合はそれぞれ 3 個、標準偏差未知の場合はそれぞれ 7 個の試験体をとって行なう。**

外観の検査は 10 個とも合格のときはそのロットを合格とする。寸法、気乾かさ比重および透水試験は、全個数とも合格のときは、そのロットを合格とする。

圧縮強さ、最大吸水率に対する含湿率比および吸水量の各試験は、つぎの式を満足すれば、そのロットを合格とする。

圧縮強さの場合

$$\bar{X} \geq S_L + 1.6\sigma$$

最大吸水率に対する含湿率比および吸水量の場合

$$\bar{X} \leq S_U - 1.6\sigma$$

ここに $\bar{X}$: 3 個の測定値の平均値

S_L : 表 5 に示された下限規格値

S_U : 表5に示された上限規格値

σ : 標準偏差で、一般には工場における過去のデータにより求める。

検査データがなく標準偏差未知の場合には σ をつぎの式によって求める。

$$\sigma = 1.07 \times \sqrt{\frac{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2}{7} - \bar{X}^2}$$

ここに σ : 標準偏差

$X_1, X_2, \dots, X_7$: 個々の測定値

$\bar{X}$: 測定値の平均値

8. 表 示 基本ブロックおよび耐力を負担する異形ブロックには、A種ブロックには1本、B種ブロックには2本、C種ブロックには3本の線を表示し、また防水ブロックには、それぞれの表示をして、それぞれの区別をする。

また、適当な方法によってその製造業者を識別できる表示をし、1荷口ごとに気乾かさ比重および製造年月日を明示しなければならない。

付 6 構造用軽量コンクリート骨材

JIS A 5002-1961

1. 適用範囲 この規格は、構造用軽量コンクリートに用いる軽量骨材（軽石、溶岩、膨張スラグ、石炭ガラ、焼成ヒル石など、以下単に軽量骨材と呼ぶ）について規定する。ここでいう構造用軽量コンクリートとは、構造上主要な箇所に用いられるコンクリートであって、鉄筋軽量コンクリート造、鉄骨鉄筋軽量コンクリート造のコンクリートならびに単なる鉄骨被覆用のコンクリートをさすが、コンクリートブロックの類は含まない。

2. 種別および呼び方

2.1 種別および呼び方 軽量骨材は細骨材および粗骨材に分けて取扱ひ、見掛け比重、モルタルまたはコンクリートとしての強さおよび安定性により、それぞれ表1、表2および表3のように区分する。

(1) 見掛け比重による区分

表 1

種 別	見掛け比重 (5.9 による)	
	細 骨 材	粗 骨 材
1 種	1.3 未 満	0.8 未 満
2 種	1.3 以上 2.0 未満	0.8 以上 1.3 未満
3 種	2.0 以上 2.5 未満	1.3 以上 2.0 未満

(2) モルタルまたはコンクリートとしての強さによる区分

表 2

種 別	強サの比重 (5.10による)	
	細 骨 材	粗 骨 材
A 級	10 以上 50 未満	10 以上 40 未満
B 級	50 以上 80 未満	40 以上 70 未満
C 級	80 以上	70 以上

(3) 安定性による区分

表 3

安定性減量%(5.7による)		備 考 (使用上の注意事項)
甲	12 未満	
乙	12以上 15未満	コンクリートの調合の良化や、とくに注意深い施工などによって骨材の欠点を補って使用すること。
丙	15 以上	その骨材を用いたコンクリートが、凍結融解試験によって支障のないことが認められていること。なお、この場合は乙に示した注意をさらに確実に守らなければならない。

2.2 細骨材および粗骨材の呼び方は、つぎの例による。

例：1種 A級 甲 粗骨材

2種 B級 乙 細骨材

3. 品質

3.1 軽量骨材は清浄で、耐久かつ耐火的でなければならない。

3.2 軽量骨材は有害量の有害物質を含んではならない。

3.3 軽量骨材は 5.1～5.6 に示す各試験を行ない、表4の規定に合格しなければならない。

表 4

試験項目	試験結果	適用骨材
強熱減量	15% 以下	石炭ガラ
無水硫酸 (SO ₃ として)	0.3% 以下	石炭ガラ、膨張スラグおよびこれに類するもの
塩化物 (NaCl として)	0.01% 以下	石炭ガラ、膨張スラグその他塩化物をふくむおそれのある骨材
酸化カルシウム (CaO として)	50% 以下	膨張スラグおよびこれに類するもの
有機不純物	試験溶液の色が標準色液より濃くないこと。	軽石、溶岩その他有機不純物をふくむおそれのある骨材

(備考) 軽量骨材は、粒形が著しく扁平、細長および大きなおうとつのあるものは使用にあたって十分な注意をすること。

4. 粒度

4.1 粒度 軽量骨材の粒度は、表5の範囲のものでなければならない。

表 5

フルイの種類 ¹⁾ mm		25	20	10	5	0.3	洗い試験により失われる率
フルイ通過率 %	細骨材	—	—	100	100～90	40～20	10～0
	粗骨材	100	100～90	75～25	15～0	—	—

(注) 1) 25 mm, 20 mm, 10 mm, 5 mm および 0.3 mm の各フルイは、JIS Z 8801「標準フルイ」に規定する標準網フルイ 25.4 mm, 19.1 mm, 9.52 mm, 4760 μ および 297 μ である。

4.2 粗粒率 細骨材の粗粒率は、その骨材を使用している工事中、粒度を一定に保つため、購入時の見本品について試験して求めた粗粒率と ±0.2 以上変化してはいけなく、ただし当事者間の協定による場合はこの限りではない。

5. 試験

5.1 試料の採り方 試料は、代表的なものを採るものとする。

5.2 強熱減量 試料は、約 105℃ で恒量となるまで乾燥したものをを用い、試験方法は JIS R 5202「セメントの化学分析方法」5.1 による。

5.3 無水硫酸 試料は、約 105℃ で恒量となるまで乾燥したものをを用い、試験方法は JIS R 5202「セメントの化学分析方法」5.8 による。

5.4 塩分

5.4.1 試験用器具 分析に用いる器具は、すり合わせ広口びん 1 (約 1*l*)、ピペット 2 (10 cc および 50 cc 各 1)、ビューレット 1 (20 cc)、三角フラスコ 1 (約 300 cc)、テンピン 1 (ヒョウ量 2 kg、感量 1 g) とする。

5.4.2 試薬 試薬は、クロム酸カリ指示薬 (10% 水溶液) および 1/10 規定硝酸銀溶液を用いる。

5.4.3 分析方法 試料 500 g をヒョウ量し、すり合わせ広口びんに入れ、105°C で恒量となるまで乾燥させ、試料の絶乾重量 W (g) を求める。そのまま広口びんの中の試料に水 500 cc を注ぎ、ふたをして約 15 分間隔で 3 回転倒振とうを繰返し、塩化物を抽出する。しばらく静置してから上澄液の一定量 V (cc) を、ピペットで三角フラスコに移し、これにクロム酸カリ指示薬を 2~3 滴加えてかく拌する。液が一樣な淡黄色になったら、ビューレットから 1/10 規定硝酸銀溶液を滴下しながらかく拌し、液が赤変してもその色が消えなくなったときの消費量 A (cc) を求める。また、抽出に用いた水 100 cc をとり、同様に滴定して 1/10 規定硝酸銀溶液の消費量 B (cc) を求める。

5.4.4 結果の計算 試料に含まれる塩化物 (NaCl として) の重量百分率は、下式により求める。

塩化物 (NaCl として) の重量百分率

$$= \frac{292.7 \times \left(\frac{A}{V} - \frac{B}{100} \right)}{W} (\%)$$

5.5 酸化カルシウム 試料は、約 105°C で恒量となるまで乾燥したものをを用い、試験方法は、JIS R 5202「セメントの化学分析方法」5.6 による。

5.6 有機不純物 JIS A 1105「砂の有機不純物試験方法」による。なお、粗骨材を試験する場合には、5 mm フルイを全部通るように粉碎して試料とする。

5.7 安定性 硫酸ソーダを用いて JIS A 1122「骨材の安定性試験方法」による試験を 5 回くり返したとき、初めの重量に対する最終の減量の百分率をもって表わす。

なお、この試験で粗骨材の試料の最小重量は JIS A 1122 に示された試料の最小重量の 1/2 とする。また、試料を溶液から取り出して乾燥させる際、各回とも試料の温度を徐々に上昇させ (1 時間につき約 40°C) 約 105°C の温度で重量がほぼ一定になるまで乾燥させる。

5.8 粒度 JIS A 1102「骨材のフルイ分け試験方法」および JIS A 1103「骨材洗い試験方法」による。なお、この試験に用いる試料の最小重量は、JIS A 1102 および JIS A 1103 に示された試料の標準重量のおおの 1/2 とする。

5.9 見掛け比重 見掛け比重は、0.15 mm 未満⁹⁾ の粒と、それ以上の粒とに分けて、別々に測定し、つぎの式によって求める。

試料の見掛け比重

$$= \frac{\text{試料重量}}{\frac{0.15\text{mm未満の粒の重量}}{0.15\text{mm未満の粒の見掛け比重}} + \frac{0.15\text{mm以上の粒の重量}}{0.15\text{mm以上の粒の見掛け比重}}}$$

0.15 mm 未満の粒の見掛け比重の測定は、約 105°C で恒量となるまで乾燥した試料を用い、JIS R 5201「セメントの物理試験方法」3. に規定するセメントの比重試験方法によって行なう。

0.15 mm 以上の粒の見掛け比重の測定は、以下に述べる比重試験方法による。

(注) 2) 0.15 mm 未満とは、0.15 mm フレイ [JIS Z 8801「標準フレイ」に規定する標準網フレイ 149 μ] を通過するものをいう。

5.9.1 使用器具 測定に用いる器具は、比重ビン2（粗骨材および細骨材用各1、図1参照）、ハカリ(0.1 g まで計量できるもの)、ビューレット2（容量100 cc以上、0.1 cc以下の目盛のもの）、ピペット2とする。

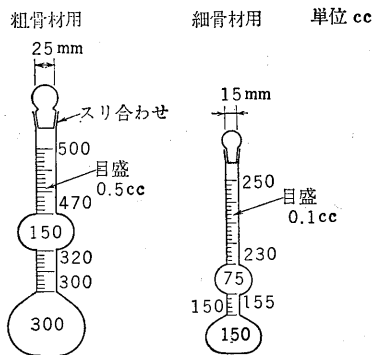


図 1 比重ビンの例

5.9.2 試料 試料はあらかじめ各粒度別にふるい分け、十分水洗いして 0.15 mm 未満の微粉を除いて、約 105°C で恒量となるまで乾燥し、各粒度の乾燥骨材をその骨材のフルイ分け試験の結果に合うよう、重量比によって混合して用いる。

5.9.3 試験方法 試験は、図2 (a) に見るようにまず試料 W(g) を比重ビンに投入する。ついで、JIS R 5201「セメント物理試験方法」3.2 に規定する鋳油（以下鋳油という）を、その上面が中部目盛に達する程度に注入してから、約 24 時間骨材に十分吸収させる。

注入後ときどき比重ビンに回転振動を与えて空気を追い出し、温度変化を起さないよう一定温度の水中に浸しておく。

24 時間後油上面の目盛り A₀ を読みとり、つぎに水を注入して図2 (c) のように鋳油と水を交換させ、水面が中部目盛の位置 A にあるようにして比重ビンを一定温度に保ちつつ回転振動を与え、鋳油と水との交換を助け、約 1 時間ごとに油面 (B)、水面

(A) を測定し、その変化が 0.1 cc 以下になったと判定されたとき、一定値になったものと見なし、測定を終る。

- (備考) 1. 試料 $W(g)$ は、その試料容積が粗骨材の場合は約 250 cc、細骨材では約 120 cc となるよう採取し、その重量を測定し、なるべく 10 g 単位程度の整数値になるよう決定するのが簡単である。
2. 5.9.2 によって作られた試料をあらかじめ水に浸して十分吸水させてこれを引上げ、つぎにの材の温度があまり上がらぬように送風などによって表面をかかわし、いくらか吸水する程度骨状態から上記の試験を行なうと、 A_0 および B、A 目盛が一定値になるまでの時間が短縮され、誤差も少なくなる。

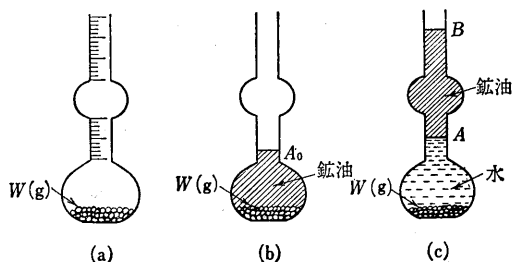


図 2

5.9.4 計算 この方法においては、前項のように一定値になったときをもって骨材の表面乾燥内部飽和状態とし、見掛け比重は、つぎの式によって計算する。

$$V_a = A_0 - (B - A) \quad (1)$$

$$P_a = W/V_a \quad (2)$$

ここに V_a : 骨材の絶対飽和容積

P_a : 骨材の見掛け比重

5.10 モルタルまたはコンクリートとしての強サ

5.10.1 軽量骨材のモルタルまたはコンクリートとしての強サは、同じセメントを用い、

5.10.2 に示す基準のセメント使用量および軟度で作った軽量および普通モルタルまたはコンクリートの、材齢 4 週の圧縮強サの比率によって示す。

5.10.2 前項のモルタルまたはコンクリートの基準とする調査、軟度、および試験方法は、表 6 による。

なお、表 6 中のセメント、川砂、川砂利は、それぞれ (1)、(2) および (3) に表わすものを用いる。

(1) セメント JIS R 5210「ポルトランドセメント」の規定に合格し、JIS R 5201「セメントの物理試験方法」7.により、4 週圧縮強サが $350 \sim 400 \text{ kg/cm}^2$ の普通ポルトランドセメント。

(2) 川砂 有機不純物の含有量は、JIS A 1105「砂の有機不純物試験方法」により

試験して、試験溶液の色が標準色液より濃くなく、かつ、JIS A 1102「骨材フルイ分ケ試験方法」および JIS A 1103「骨材洗い試験方法」により試験したフルイ分ケ試験結果が、表7の範囲にある清浄な川砂。

表 6

	細骨材だけを試験する場合	粗骨材だけを試験する場合	細骨材および粗骨材を同時に試験する場合
基準のセメント (kg/m ³)	550	350	370
基準の軟度	フロー 170±5 mm	スランプ 19±0.5 cm	スランプ 19±0.5 cm
試作モルタルまたはコンクリートの調合 川砂、川砂利は乾燥重量で軽量骨材は JIS A 1104「骨材の単位容積重量試験方法」に規定されたジッキング試験に準じて充テンした容積で示す水はこの表に示す基準の軟度を得るまで加える。モルタルは約 1 l (4×4×16 cm 角柱 3 本) コンクリートは約 20 l (15×50 cm 円トウ 3 本当り)	セメント：川 砂 (g) (g)	セメント：川 砂：川砂利 (kg) (kg) (kg)	セメント：川 砂：川 砂 利 (kg) (kg) (kg)
	530 : 1330 570 : 1300	6.6 : 6.4 : 20.0 7.4 : 15.6 : 20.0	7.0 : 16.0 : 20.0 7.3 : 15.2 : 20.0
	セメント：軽量細骨材 (g) (l)	セメント：川 砂：軽量粗骨材 (kg) (kg) (l)	セメント：軽量細骨材：軽量粗骨材 (kg) (l) (l)
	500 : 0.85 600 : 0.80	6.4 : 17.7 : 12.0 7.6 : 16.7 : 12.0	6.8 : 10.5 : 11.5 8.0 : 9.8 : 11.5
試験方法	フロー試験	JIS R 5201「セメントの物理試験方法」7.4 による。	—
	スランプ試験	—	JIS A 1101「スランプ試験方法」による。
	強サ試験	JIS R 5201「セメントの物理試験方法」7.1～7.2 に準ずる。	JIS A 1108「コンクリートの圧縮強サ試験方法」による。

表 7

フルイの種類(mm)	5	12.5	1.2	0.6	0.3	0.15	洗い試験により失われる率
フルイ通過率 (%)	100	100～95	80～60	50～30	30～10	5～2	3～0

(3) 川砂利 5.9 により測定した見掛け比重が 2.55 以上で、かつ JIS A 1102「骨材フルイ分ケ試験方法」により試験したフルイ分ケ試験結果が、表8の範囲にある清浄な川砂利。

表 8

フルイの種類(mm)	25	20	10	5
フルイ通過率 (%)	100	100～95	45～35	5～0

5.10.3 表6に示す基準のセメント量のモルタルまたはコンクリートの強さは、表6に示す2種の調合の試作モルタルまたは、コンクリートの強さから、つぎの式を用いて補間法により求める。

$$F = \frac{C - C_2}{C_1 - C_2} (F_1 - F_2) + F_2$$

ここに C : 表6に規定した基準のセメント量

F : 表6に規定した基準のセメント量に対する強さ

C_1, C_2, F_1, F_2 : 試作モルタルまたはコンクリートのセメント量および強さ。ただし、 $C_1 > C_2$ とする。

6. 表示 軽量骨材には2.2に規定した種別、材名（軽石・石炭ガラなどの区別）および産地または製造者名を表示したものをそえなければならない。

特殊コンクリート造関係設計規準・同解説

昭和 39 年 3 月 20 日 初版発行

昭和 39 年 8 月 15 日 2 版発行

定価 650 円 送料 120 円

編集
著作人

社団法人 日本建築学会

東京都中央区銀座西 3-1

印刷所

株式会社 技報堂

東京都港区赤坂溜池町 5

発行所

社団法人 日本建築学会

東京都中央区銀座西 3-1

電話 (535) 6 5 1 1 ~ 5

振替口座・東京 1 7 1 8 7

© 1 9 6 4

