各種メーソンリー構造設計ノート 2009

Structural Design Notes for Various Reinforced Masonry Buildings

2009年3月

日本建築学会 構造委員会

壁式構造運営委員会

まえがき

わが国で建設されている補強組積造(以下,メーソンリー構造)建築物は多くはコンクリートブロ ック造によるものである。わが国で広く普及したのは第二次大戦後で,比較的容易に設計施工ができ 同時に優れた耐震・耐火性を有するため,戦後の復興期に全国的に公営住宅として採用され,それに 伴い建築構造に関する研究も発展した.本会ではこの構造に関する構造設計規準として,1927年に「特 殊コンクリート構造設計規準・組積造設計規準」が刊行されている.その後,同規準書は改訂を重ね, 現在では「壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編)」として,構造設計に携わる技術者の ガイドラインとして活用されている.

前記の規準集は、当初普及を目的としたため、難しい計算をせずに設計できるように、構造部材の 配置,配筋等は仕様規定として作成され、特に専門家でなくても容易に設計できるようになっている. その反面、この構造を用いて独自の設計を行おうとする設計者には、設計上の工夫が生かされないと いうこともある.本設計ノートは、現行の各種メーソンリー構造の設計法を横断的に検討し、設計法 の基になっている許容応力度計算(一部終局強度計算の考えを含む)について計算式の由来を解説的 に説明し、独自の工夫による設計を行う場合に参考となるように資料として整備したものである.内 容は現行各設計規準および解説に記述のある事項を基として、現行各規準を読んだ読者にさらにメー ソンリー構造の設計に関して考究し得るよう進んだ情報を提供するよう心がけているが、説明上、既 に前記規準集に記述している事項も若干重複して記載している.メーソンリー構造は壁式構造として なお解析上の未解明の点があり暫定的な内容も含んでいるが、現行各種メーソンリー構造の設計規準

本ノートの理解のために、対象とするメーソンリー構造およびそれに関する規準類を説明しておく と、平成15年国土交通省告示第463号に規定される鉄筋コンクリート組積造の一つである「型枠コン クリートブロック造」および建築基準法施行令に規定される「補強コンクリートブロック造」が主体 となっており、巷間で多く建設されているコンクリートブロック造による塀や帳壁構造にも言及して いる.それらを対象とする設計規準には前記規準集に「型枠コンクリートブロック造設計規準」、「中 層型枠コンクリートブロック造設計規準」、「補強コンクリートブロック造設計規準」、「コンクリート ブロック帳壁構造設計規準」、「コンクリートブロック塀設計規準」として掲載されている.また、そ れ以外の新しい補強メーソンリー構造の開発にも資することができるよう配慮されている.

2009年3月

日本建築学会構造委員会 壁式構造運営委員会

各種メーソンリー構造設計ノート 2009 作成関係委員

——(五十音順·敬称略)——

構造委員会

委員長	和田 章		
幹 事	倉本 洋	福和 伸夫	緑川 光正
委員	(省略)		

壁式構造運営委員会(2007)

主	査	勅使川原 正臣	Ĩ					
幹	事	井上 芳生	菊池 健児	楠	浩一			
委	員	五十嵐 泉	石井 克侑	稲井	栄一	植松 武是	小田切智明	加村 隆志
		刑部 章	小林 淳	杉山	逸郎	田中 材幸	中野 克彦	中埜 良昭
		信澤 宏由	花里 利一	藤沢	正視	森下 陽一		

各種補強組積造設計法小委員会(2005)

主	査	菊池 健児					
幹	事	加村 隆志	松村 晃				
委	員	五十嵐 泉	植松 武是	大塚 貴裕	黒木 正幸	古賀 一八	富岡 俊輔
		浪田 裕之	西山 光昭	根井 浩	信澤 宏由	花里 利一	前田 敏雄
		青木 功(200	5年~2007年)				

本文•付録 原案担当者

序章	本書を読む人のために				松村	ŀ	晃					
1章	材料				五十	嵐	泉		松村	ļ	晃	
2章	耐力壁構造の基本計画											
2.1	耐力壁構造の種別・規模および重量				菊池	1	建児		松村	1	晃	
2.2	耐力壁の構造				西山	1	光昭		松村	1	晃	
2.3	構造解析の原則	菊池	健	児	浪田	1	裕之		前田	亻	敢雄	
2.4	壁率,壁量および平均せん断応力度	西山	光	昭	松村	-	晃		前田	亻	敢雄	
2.5	構面の水平支点間距離				松村	-	晃		菊池	f	建児	
2.6	偏心率,剛性率および層間変形角	西山	光	昭	浪田	1	裕之		前田	亻	敢雄	
2.7	保有水平耐力(曲げ強度)の略算	菊池	健	児	黒木	-	正幸		前田	亻	敢雄	
3章	耐力壁の設計	菊池	健	児	黒木	-	正幸		前田	ŧ	敢雄	
4章	全充填造壁梁の設計	大塚	貴	裕	黒木	-	正幸					
5章	定着および重ね継手	五十月	嵐	泉	加村		隆志		富岡	1	夋輔	
6章	コンクリートブロック帳壁の応力と断面算定	2	五十	嵐泉	Ę	花」	里	利一		松材	讨 郹	ł
7章	コンクリートブロック塀の構造計算	4	植松	武是	<u> </u>	西日	Ц ;	光昭		根表	片 浩	片
			松村	• 晃								
付録	メーソンリー構造部材の終局強度	菊池	健	児	松村	ŀ	晃					

目 次

		頁
序章	本書を読む人のために ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	5
1章	材料	
1.1	組積体の性質	14
1.2	許容応力度	17
1.3	材料定数	19
2章	耐力壁構造の基本計画	
2.1	耐力壁構造の種別,規模および重量・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	23
2.2	耐力壁の構造 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	24
2.3	構造解析の原則・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	25
2.4	壁率,壁量および平均せん断応力度	26
2.5	構面の水平支点間距離 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	31
2.6	偏心率,剛性率および層間変形角	33
2.7	保有水平耐力(曲げ強度)の略算	35
3章	耐力壁の設計	
3.1	曲げモーメントに対する設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	39
3.2	せん断力に対する設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	45
4 章	全充填造(型枠ブロック造)壁梁の設計	
4.1	壁梁の役割 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	51
4.2	曲げモーメントに対する設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	52
4.3	せん断力に対する設計 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	54
5 章	定着および重ね継手	
5.1	付着強度について・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	56
5.2	定着および重ね継手設計の基本 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	56
5.3	定着および重ね継手に関する既往の研究	58
6章	コンクリートブロック帳壁の応力と断面算定	
6.1	設計用応力	64
6.2	断面算定	67
7 章	コンクリートブロック塀の構造計算	
7.1	壁体応力と断面算定 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	69
7.2	塀の転倒に対する布基礎の設計	74
1.1.1.7		0.4
忊銢	メーンンリー構造部材の終向独皮	84

各種メーソンリー構造設計ノート 2009

序章 本書を読む人のために

(1) 本書の目的とメーソンリー構造について

a)本書の目的とこの章の趣旨

「各種メーソンリー構造設計ノート 2009」は、現在日本建築学会で刊行されている「壁式構造関係 設計規準集・同解説(メーソンリー編)」(2006 年版)に包含されている後述のメーソンリー関係諸設 計規準に関して、実用設計以外にさらに深く設計分野を考究する人々のために、それらの規準を制定 する際に基本とした許容応力度設計法(一部保有耐力計算を含む)による設計式等の根拠と誘導およ びその背景等を横断的に説明することを目的としている.また、将来、メーソンリー構造に関して、 前記設計規準集に規定されている構造形式以外にも開発されるメーソンリー構造も予想されるので、 それらにも対応できるように設計上の基本的知識を提供することも併せて目的としている.なお対象 とする構造は組積造壁体を鉄筋で補強する、いわゆる補強組積造建築物が対象である.

したがって、本書を理解するには前記設計規準集を熟知していることが望ましいが、規準が多数あること、および、初学者に対してもある程度理解できるようにしたいこと等のために、直ちに本論に入る前にあらかじめ各種メーソンリー構造全般に関して設計法の概略および本書で使われている用語等を説明することが適当であると考えられるため本章を設けたものである.

b)壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編)に含まれる規準類

本会の「壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編)」(以下,「メーソンリー規準集」という)には下記の設計規準とその解説が含まれている.

型枠コンクリートブロック造設計規準 中層型枠コンクリートブロック造設計規準 補強コンクリートブロック造設計規準 コンクリートブロック造帳壁構造設計規準 コンクリートブロック造帳壁構造設計規準

組積造設計規準

これらのうち,組積造設計規準は壁体を補強しない無筋の構造を対象としているので本書では扱わない.

c)「メーソンリー構造」の用語の使い方と対象

メーソンリー構造とは英文で masonry structure と表記され, コンクリートブロック, れんが, 石等 を組積する構造全般を指すが, わが国は地震多発国であるので組積した壁体に鉄筋で補強することを 通常とする.したがってわが国で用いられているこの種の構造は「補強メーソンリー構造」または「補 強組積造」とするのが正しいが, 鉄筋で補強されないメーソンリー構造がわが国ではほとんどないこ とから, 補強メーソンリー構造を以下単に「メーソンリー構造」または「メーソンリー造」と称する ことにする (メーソンリー構造とメーソンリー造の区別は (5) 用語の [補足]参照). 末尾の "構造"また は "造"の用語はそれを省略しても自明の場合は省略する.また本会出版物で「補強組積造」の表現 を用いているものもあるので, 引用文献を説明する際は補強組積造の表現を使うこともある.

本書で扱うメーソンリー構造は原則として上記の5規準による構造を対象とするが,将来予想され る類似構造も考えられることから,それらにも適用可能と思われる設計手法を含む方がメーソンリー 構造の発展のためにはよいと考えられる.したがって次節に述べるように,本書では扱うメーソンリ ー構造をその工法・材料等から定まる種類の呼び名を主として用いて説明する.

(2) メーソンリー構造の種類

メーソンリー構造には工法・組積材料により幾つかの種類があり、それにより設計式が多少異なる. また、類似の工法でも規準または指針の制定者によって名称が異なる場合がある.したがって、本書 では従来の名称にかかわらず、使用工法・組積材料に応じた種別の呼び名を原則として用いる.

a)空洞部充填工法による種別

種別のひとつは組積ユニット(コンクリートブロック等の個々の組積材)の空洞部の充填法に関す るものである.通常,組積ユニットは鉄筋を配置するためと軽量化のために内部に空洞を有する.鉄 筋を配置する空洞は補強目的のために配筋後必ずコンクリートまたはモルタルで充填するが,鉄筋を 配置しない空洞部はコンクリートを充填する場合と空洞のまま存置する場合がある.それにより壁体 の強度性状に差異を生ずる.本書では空洞部を全充填するタイプのメーソンリー構造を"全充填型" メーソンリー造または全充填造と称し,鉄筋挿入部を含む特定の空洞部のみを充填するタイプのメー ソンリー構造を"部分充填型"メーソンリー造または部分充填造と称する.「メーソンリー規準集」に ある設計規準の例で説明すると,型枠コンクリートブロック造設計規準,中層型枠コンクリートブロ ック造設計規準に規定する構造が"全充填型"に属し,補強コンクリートブロック造設計規準,コン クリートブロック帳壁構造設計規準に規定する構造が"部分充填型"に属する.コンクリートブロッ ク塀設計規準に規定するコンクリートブロック塀は両方の工法に適用できるようになっている.

工法別分類を「メーソンリー規準集」にある構造に当てはめると以下のようになる.

<u>全充填型メーソンリー</u> ……型枠コンクリートブロック造 ……中層型枠コンクリートブロック造

部分充填型メーソンリー ・・・・補強コンクリートブロック造コンクリートブロック帳壁構造

全充填および部分充填型の両種が存在するメーソンリー ・・・・コンクリートブロック塀 (補強ブロック塀(部分充填型) 型枠ブロック塀(全充填型)

b) 組積材料による種別

メーソンリーに用いられる組積材料は、コンクリートブロックおよびセラミック系(焼成れんが系) ブロックが主体である.セラミック系の組積ユニットは一般にコンクリートブロックに比し強度・剛 性が高く、材料定数も異なる.またそれを組積した壁体の強度剛性でも若干の違いがある.したがっ てメーソンリーを使用材料の種別に応じてコンクリート系とセラミック系に分ける.「メーソンリー規 準集」にある設計規準はすべてコンクリート系でセラミック系はないが、日本建築学会制定以外の規 準・指針の中にコンクリート系とほとんど類似の設計法でセラミック系の材料を使用する工法が幾つ かあるので、本書ではコンクリート系に対する記述を主としているが必要に応じてセラミック系に適 用するという記述をしている箇所もある.セラミック系にも前号で定義した"全充填型"と"部分充 填型"とが存在する.なお、組積ユニットに石を使用する例がわずかに存在するが(加工できる軟石 を用いる)、一般的でないので本書では触れていない.

c)本会制定以外のメーソンリー構造規準または指針

本会で制定している規準以外にもメーソンリー構造の設計指針がある. セラミック系では部分充填型に属する補強セラミックブロック造設計指針(北海道メーソンリー建築協会制定)がある. また全

充填型に属する RM 造設計指針(建築研究振興協会制定)がある.後者はコンクリート系とセラミック系の両方を包含している.

(3) メーソンリー構造の概要

メーソンリー構造の組積ユニット配置,鉄筋の挿入,耐力壁と壁梁(部分充填造では臥梁)の配置 関係を示すために,型枠コンクリートブロック造(中層型枠コンクリートブロック造を含む)および 補強コンクリートブロック造の場合を例として,構造の概略姿図を図 0.1 および図 0.2 に示す.



型枠状ブロックの形状例





図 0.2 補強コンクリートブロック造(部分充填型メーソンリー)の概要

メーソンリー構造の規模は、3 階建以下が原則であるが、全充填型である中層型枠コンクリートブ ロック造では保有耐力計算を行うことを条件として5階まで建てることができる.

図 0.1 および図 0.2 に示すように、全充填型メーソンリーおよび部分充填型メーソンリーはいずれ も耐力壁はメーソンリー造であるが、床(屋根)スラブおよび基礎は現場打ち鉄筋コンクリート造で ある.耐力壁の組積ユニット(コンクリートブロック)空洞部には縦横に補強筋を配置する.補強筋 を挿入した組積ユニットの空洞部はコンクリート(部分充填型メーソンリーではモルタルを用いる場 合もある)を充填する.全充填型メーソンリーにあってはその他の空洞部もすべてコンクリートで充 填するが、部分充填型メーソンリーでは鉄筋を挿入する空洞部および縦目地に沿う空洞部以外はコン クリーを充填しない.

耐力壁の頂部を連結する壁梁(部分充填型メーソンリーでは臥梁に相当する)は通常鉄筋コンクリート造であるが、3 階建て以下の型枠コンクリートブロック造建築物では全充填型の型枠コンクリートブロック造壁梁とすることができる.

耐力壁の配筋は空洞部が狭いためにシングル配筋とする.耐力壁に使用する鉄筋はD10以上D22(部 分充填型メーソンリーではD19)以下のサイズとする.耐力壁内の配筋は組積ユニット空洞部内に挿 入するため組積ユニットのモデュール寸法を考慮して間隔が決定される.耐力壁の縦筋は基礎梁,"耐 力壁・壁梁接合部",臥梁等に延長して定着する.ここに,"耐力壁・壁梁接合部"とは,全充填型メ ーソンリーにあって耐力壁の頂部で壁梁と接続する部分(パネルゾーン部分)をいう(図 0.5 参照). 壁梁または臥梁,基礎,床(屋根)スラブの配筋は鉄筋コンクリート造の場合に準ずる.

(4) 構造設計のフロー

本書では現行の「メーソンリー規準集」に規定のある構造を主対象として編集している.この規準 集にある構造の設計は基本的に許容応力度設計法によっているが,階数が4および5の中層型枠コン クリートブロック造では許容応力度設計法のほかに保有耐力設計法を併用している.許容応力度設計 法による場合の構造設計の概略のフローを図0.3に示す.中層型枠コンクリートブロック造の場合は, 許容応力度設計(一次設計)の後,保有水平耐力設計(二次設計)を行う.中層型枠コンクリートブ ロック造の構造設計の概略のフローを図0.4に示す.

図 0.3 は階数が 3 以下の比較的小規模の建築物の場合における許容応力度設計の流れを説明してい る.準備計算で材料,部材配置,部材形状等を決定後,該当する設計規準(型枠コンクリートブロッ ク造設計規準,補強コンクリートブロック造設計規準)に定める基本事項(軒高,階高,耐力壁の厚 さ,構面の水平支点間距離等)を確認し,必要壁量確保の確認を行う.次いで地震力の算定とそれに 伴い平均単位重量が規定値以下であることを確認する.耐力壁の設計は,壁厚,形状比等を確認後は 設計規準に定める配筋表に従って配筋を定める.壁梁または臥梁(部分充填型メーソンリーでは臥梁 を設ける)の設計は,耐力壁,壁梁または臥梁,基礎梁で構成されるフレームを仮定して長期荷重お よび短期荷重に対して壁梁等に生ずる応力を算定し,鉄筋コンクリート造の場合に準じて断面の許容 応力度設計を行う.その後,基礎,スラブ等について鉄筋コンクリート造としての断面設計を行う.



図 0.3 メーソンリーの構造設計フローの概略(許容応力度設計)

図 0.4 は二次設計を含む中層型枠コンクリートブロック造の構造設計のフローを示している. この 場合の設計の流れを説明すると,最初に許容応力度設計を行い,次いで設計された構造に対して保有 水平耐力の検討を行う.図 0.4 で一次設計と記されている範囲の計算はほぼ図 0.3 に示す許容応力度 設計の場合と同様である.型枠コンクリートブロック造は法令上平成15年国土交通省告示第463号(鉄 筋コンクリート組積造)によるので,同告示にある耐力壁の水平断面積の規定に適合していれば,保 有水平耐力の検討が省略できる場合があるが,中層型枠コンクリートブロック造では,保有水平耐力 の検討を行うことを基本としている.剛性率・偏心率・層間変形角の検討を行った後,建築基準法施 行令第 82条の4に従って保有水平耐力の確認を行う.この場合,一次設計で設計された耐力壁・壁梁 の終局曲げ強度および終局せん断強度を算定し,塑性解析により塑性ヒンジ位置の確認,メカニズム の確認を行って保有水平耐力を算定する.得られた保有水平耐力が法令による必要保有水平耐力を上 回ることを確認する.ここで,保有水平耐力から換算される構造特性係数*D_s*値が 0.55 を上回るもの とする.基礎梁に塑性ヒンジを発生させない場合は,保有水平耐力検討の後にメカニズム時の応力に 対して基礎梁の配筋設計を行うこともできる.



図 0.4 二次設計を含むメーソンリーの構造設計フロー(中層型枠コンクリートブロック造の場合)

(5) 用語

本書に使用されているメーソンリー構造設計に特有な用語を説明する.用語は該当する各メーソン リー造の設計規準に既に示されているものが大部分であるが、本書の理解を容易にするため重複を含 め示してある.

- メーソンリー構造:コンクリートブロック,れんが,石等を組積した壁体を主構造要素とする建築 構造,鉄筋で補強したものと無筋のものとがあるが,わが国では鉄筋で補強するものを通常 としている.
- 組積ユニット:メーソンリー構造の壁体等の組積に用いるコンクリートブロック,れんが,石等の 個々の組積材をいう.
- 全充填型メーソンリー構造:組積ユニットに設けてある空洞部を組積後にすべてコンクリートで充 填するタイプのメーソンリー構造.全充填造という場合もある.
- 部分充填型メーソンリー構造:組積ユニットに設けてある空洞部のうち,鉄筋を挿入する空洞部お よび縦目地に沿う空洞部のみをコンクリートまたはモルタルで充填するタイプのメーソンリ ー構造.部分充填造という場合もある.
- 型枠コンクリートブロック造: JIS A 5406 (建築用コンクリートブロック)に規定する型枠状ブロッ クを使用して造る全充填型メーソンリー構造で本会「型枠コンクリートブロック造設計規準」 または「中層型枠コンクリートブロック造設計規準」に適合するもの

- 補強コンクリートブロック造: JIS A 5406 (建築用コンクリートブロック) に規定する空洞ブロック を使用して造る部分充填型メーソンリー構造で本会「補強コンクリートブロック造設計規準」 に適合するもの
- 組積体:組積ユニットを目地モルタル等を用いて組積した構造体の総称
- 組積試験体:組積体の圧縮強度を検証するため,組積ユニットを3段程度組積した圧縮強度試験体. プリズムということもある.
- 目地:組積ユニットの接合面,通常目地用モルタルを用いて組積ユニットを接着する.
- グラウト:組積体の空洞部にコンクリートまたはモルタルを充填すること,または充填する材料を いう
- 組積係数:組積ユニットの圧縮強度に対する組積体圧縮強度の比で,1以下の数値
- 耐力壁:鉛直および水平荷重を負担する壁
- 帳壁:建築物の主体構造に作用する荷重を負担しない壁で,間仕切り,外壁のみに使用する.
- 壁量:建築物の各階の梁間および桁行のそれぞれの方向ごとに耐力壁の長さの合計(mm)をその 階の壁量算定用床面積(m²)で除した値(mm/m²)で,耐力壁に厚さの差がある場合は基本 とする厚さに換算して算定する.
- 壁率:建築物の各階の梁間および桁行のそれぞれの方向ごとに耐力壁の水平断面積の合計(mm²) をその階の壁量算定用床面積(m²)で除した値(mm²/m²).
- 壁量算定用床面積:壁量または壁率を算定する階の床面積で,直上階にバルコニーなどがある場合 はその 1/2 を加算した面積(m²)
- 平均単位重量:建築物の各階について、その階が支える地震力算定用重量(kN)の"階当たり平均 値"(kN)を壁量算定用床面積(m²)で除した値(kN/m²)
- 構面:同一立面内にある1以上の耐力壁および耐力壁間の開口を含む壁面で、その耐力壁の頂部お よび下部を壁梁または臥梁(最下階の耐力壁の下部にあっては基礎梁)で連結されているも の(図 0.5,図 0.6 参照)



図 0.5 全充填型メーソンリーにおける構面例



耐力壁構造:柱の代わりに耐力壁が主構造要素である構造形式.壁式構造の主要形式.

水平支点間距離:構面の面外方向の水平力に対する支点間の水平距離で、その構面に直交して接続 する二つの隣り合う構面の壁厚の中心線間距離

分割面積:建築物の平面で,構面の壁厚の中心線により囲まれた部分の面積

- 耐力壁の有効高さ:耐力壁の両側にある開口高さの平均値.ただし,開口部の上部または下部にあ る垂れ壁,腰壁等の構造耐力が耐力壁の構造耐力と同等以上でない場合はその高さを無視し た高さを開口高さとする.また耐力壁の一端が他の耐力壁と直交する場合は,他端の開口高 さをもって有効高さとみなす.
- 壁梁:全充填型メーソンリー建築物で、各耐力壁の頂部を連結して鉛直荷重および水平荷重に抵抗 する鉄筋コンクリート造または全充填型メーソンリー造の梁
- 臥梁(がりょう):部分充填型メーソンリー建築物で、耐力壁の頂部に連続して配置し、各耐力壁を 連結して鉛直荷重および水平荷重に抵抗する鉄筋コンクリート造の梁
- 耐力壁・壁梁接合部:全充填型メーソンリー建築物で,耐力壁の頂部で壁梁と連結している接合部 分を指す(図 0.5 参照).
- 控壁:コンクリートブロック塀において,壁面に直交して一定の間隔で設ける突出壁体で,壁体の 面外倒壊を防ぎ,壁面応力を低減するために設ける.
- 控柱:前号の控壁の代わりに塀の壁面より突出して設ける鉄筋コンクリート造の柱
- フェンス:コンクリートブロック塀の壁面の一部にコンクリートブロック造壁体に代わり設ける金 属製の格子で,JISA 6513(金属格子フェンスおよび門扉)に適合するもの

〔略語〕

本ノートの1章以下では、本文中にメーソンリー構造の名称、設計規準名を掲載する場合、次のような略称を用いる場合がある.

- 壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編) → メーソンリー規準集
- 型枠コンクリートブロック造 → 型枠ブロック造
- 型枠コンクリートブロック造設計規準 → 型枠ブロック造規準
- 中層型枠コンクリートブロック造 → 中層型枠ブロック造
- 中層型枠コンクリートブロック造設計規準 → 中層型枠ブロック造規準
- 補強コンクリートブロック造 → 補強ブロック造
- 補強コンクリートブロック造設計規準 → 補強ブロック造規準
- コンクリートブロック帳壁構造 → ブロック帳壁
- コンクリートブロック帳壁構造設計規準 → ブロック帳壁規準または帳壁規準
- コンクリートブロック塀 → ブロック塀
- コンクリートブロック塀設計規準 → ブロック塀規準

〔補足〕

本書では「メーソンリー構造」と「メーソンリー造」の用語を併用している.前者は構造種別としての意味を 強調する場合に使われ,後者はその構造で作られた建築物または部材としての意味が主となる場合に使われてい るが,厳密な区別ではない.

(6) 本書の各章の内容

本書の1章以下の表題は次のようになっている.

- 1章 材料
- 2章 耐力壁構造の基本計画
- 3章 耐力壁の設計

4章 全充填造(型枠ブロック造) 壁梁の設計

5章 定着および重ね継手

6章 コンクリートブロック帳壁の応力と断面算定

7章 コンクリートブロック塀の構造計算

付録 メーソンリー構造部材の終局強度

以下に1章以下の各章において記述される内容の概略を説明する.

1 章「材料」においては、材料について記述している.ここではメーソンリー構造に使われる材料 の種類、性質、許容応力度、材料の定数等について説明を加え、メーソンリー構造体(組積体)の許 容応力度の基になっている実験データを示している.

2 章「耐力壁構造の基本計画」においては、建築物設計における構造計画について、各該当設計規 準で共通的に定めている規模規定、解析の原則、耐力壁の形状規定および配置方針、壁量規定等につ いて、規定等の根拠を説明している.また階数が4および5の中層型枠コンクリートブロック造に用 いられている保有水平耐力計算法の概略を説明している.

3 章「耐力壁の設計」においては、メーソンリー耐力壁の許容曲げモーメントおよび許容せん断力 の算定法を記述している.通常の設計においては、該当設計規準にある材料、形状、配筋、壁量等の 各規定を満たしていれば特に耐力壁の許容曲げモーメント、許容せん断力を算定する必要がないが、 特殊な設計を行う場合、将来の新しい設計法を模索する場合の参考として、上記許容耐力の算出法を 示した.

4 章「全充填造(型枠ブロック造) 壁梁の設計」においては、全充填型メーソンリー造(型枠ブロック造)による壁梁の許容曲げモーメントおよび許容せん断力の算定法について説明している. 壁梁 を鉄筋コンクリート造とする場合は本会「鉄筋コンクリート構造計算規準」によれば特に問題はない が、全充填型メーソンリー造とする場合には、それに応じた設計式が必要なので、この章で式を提示 し、その誘導を示している.

5 章「定着および重ね継手」においては,鉄筋の定着および重ね継手について説明している.原則 は鉄筋コンクリート構造の場合に準ずるが,メーソンリー構造では耐力壁内でシングル配筋となるこ と,鉄筋コンクリートフレーム構造と異なり板構造なので直交部材間の定着が難しいこと,など壁式 構造特有の課題があるので,それに関する説明を加えた.メーソンリー構造における定着・重ね継手 強度に関してはなお研究過程にあることから,現在までの実験結果の概要を示した.

6 章「コンクリートブロック帳壁の応力と断面算定」においては,鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋 コンクリート造建築物にカーテンウォールとして使用される空洞ブロックによる帳壁構造について, その応力算定法および断面算定法について記述している.

7 章「コンクリートブロック塀の構造計算」においては、通常のコンクリートブロック塀の設計で は本会のコンクリートブロック塀設計規準に示した表や規定値等によって形状・配筋を行えば設計が 可能であるようになっているが、本章では、それらの数表の意味、算出方法、ならびに規準に規定す る以外の形状の塀をも設計する場合の参考となるように、規準規定値の根拠等を説明し算出式とその 誘導を示したものである.本章後半では布基礎の根入れ寸法決定手法の理論的背景を示した.

付録「メーソンリー構造部材の終局強度」においては、建物階数が4および5のメーソンリー構造 では保有水平耐力計算が必要なことから、メーソンリー構造部材について現在までに得られている終 局強度式の紹介とその実験的背景を説明した.

〔各章に示す計算式で、メーソンリー規準集にある各設計規準の本文に示してあるものは注釈または文献番号 を付してある.〕

1章 材料

1.1 組積体の性質

各種メーソンリー構造に共通して用いられる特徴的な材料は、組積ユニット(組積材)、目地モルタル、充填コンクリートまたは充填モルタルが主なものである.その他鉄筋コンクリート(以下,RCという)部分も相当あることから、RCの材料も使用される.メーソンリー造建築物に使用する各材料は日本工業規格 JIS および本会「建築工事標準仕様書 JASS 7 メーソンリー工事」(以下,JASS 7 という)、および同「建築工事標準仕様書 JASS 5 (鉄筋コンクリート工事)」(以下,JASS 5 という)に 適合するものを用いることが原則である.[参照:本会「壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソン リー編)」(以下,「メーソンリー規準集」)中の型枠ブロック造規準^{1.1)}4 条,中層型枠ブロック造規 準^{1.2)}4 条,補強ブロック造規準^{1.3)}4 条,帳壁規準^{1.4)}4 条,ブロック塀規準^{1.5)}2 条]

(1) 組積ユニット

わが国におけるコンクリート系のメーソンリー構造には,壁体空洞部を全充填する(全充填型)型 枠ブロック造および中層型枠ブロック造と,部分充填する(部分充填型)補強ブロック造とがある. 前者はJIS A 5406(建築用コンクリートブロック)に規定される「型枠状ブロック」を用い,後者に は同規格の「空洞ブロック」を用いる.図 1.1 および図 1.2 にその概略の姿図を示す.セラミック系 のメーソンリー構造には,JIS A 5210(建築用セラミックメーソンリーユニット)の規定に示されてい る,型枠状および空洞のある焼成れんが系のユニットを用いる.



(2) 組積体の強度

メーソンリー構造の設計に必要な基本的材料強度は組積ユニットを目地モルタルで組積した「組積

体」の圧縮強度である.組積体のせん断強度等は組積体の圧縮強度の関数で近似的に表される.組積 体の圧縮強度は,通常,組積ユニットを目地モルタルで3段程度に組積した試験体(組積試験体)を 用いた圧縮試験により検出する(図1.3).全充填型メーソンリー構造では空洞部を全充填したものを 試験体とする.ここで型枠状ブロックを用いた組積体を型枠状ブロック組積体,空洞ブロックを用い た組積体を空洞ブロック組積体という.



(空洞) ロックの場合) (型枠) ロックの場合) [注] 上下の加圧面にはキャッビングを施す

図 1.3 加力用組積試験体 (プリズム)

a. 型枠状ブロック組積体の圧縮強度

型枠状ブロックを使う型枠ブロック造等の全充填型メーソンリー構造(以下,全充填造という)で は、組積体圧縮強度は組積ユニット強度、目地モルタル強度、充填コンクリート強度等が関連する. 圧縮強度は前述の組積試験体による圧縮実験によるのが原則であるが、使用するブロック、目地モル タル、充填コンクリートの性質が既知であれば、組積体の圧縮強度を推定することは可能である.構 成材料の強度から組積体の圧縮強度(または設計基準強度)を推定する式は多くの研究者から提案さ れているが、最も簡明なものは次式^{1.6)}である.なお、全充填造組積体の一種である平成15年国土交 通省告示第463号に記載のある打込み目地鉄筋コンクリート組積体については、本会の「メーソンリ ー規準集」では直接対象としていないので本ノートでは参照していない.

 $F_m = e_s \{ (1 - \beta') F_u + \beta' \cdot F_g \}$

(1.1)

- 記号 F_m:組積体圧縮強度(または組積体設計基準強度)
 - e_s:組積目地によるユニット部分に対する低減係数(空洞ブロック組積体における組積 係数に相応するもので,標準として 0.75 とする)
 - β':型枠状ブロックの容積空洞率
 - F_u:型枠状ブロックの規格強度
 - *F_o*:充填コンクリートの設計基準強度

この式の有効性を説明するため、同式の両辺を組積ユニットの強度分担値(1-β')F_uで除するとそ れぞれ無次元化され、ブロック形状の影響なく考察できる.この方法で JIS 規格に適合する組積ユニ ットを使用した組積体の圧縮試験における実験値と推定式の関係を図 1.4 に示す.同図中の斜線は組 積係数を 0.75 とした計算値で、実験値がその斜線より左上にあれば設計式は組積体圧縮強度を安全側 に推定することを示す.

b. 空洞ブロック組積体の圧縮強度

補強ブロック造等の部分充填型メーソンリー構造(以下,部分充填造という)では,空洞ブロック 組積体の圧縮強度は,組積ユニット強度,目地モルタル強度が関連する.使用する目地モルタルは4 週圧縮強度が18N/mm²以上とし,調合はJASS 7^{1.7)}による.組積体圧縮強度の組積ユニット圧縮強度 に対する低減率を組積係数という.多くの実験結果より,規格・規準に適合した材料を用いた空洞ブロック組積体の組積係数の下限値は0.7となることが実証されている^{1.8)}.すなわち,(1.2)式が成立する.図1.5に空洞ブロックの場合につき,組積ユニットの圧縮強度 σ_u と組積体(プリズム)の圧縮強度 σ_m との関係を示す. σ_m の実験値を基に組積体の設計基準強度 F_m を設定する.なお,部分充填造では組積体圧縮強度は空洞部を含む全断面当たり最大圧縮応力度(全断面強度)で表す.

(1.2)

 $0.7 \sigma_u \leq \sigma_m \leq \sigma_u$

記号

σ":組積ユニットの単体圧縮強度 σ_m:組積体の圧縮強度 $\mathbf{6}$ $F_m \nearrow (1-eta\,)F_u$ $\mathbf{5}$ $\widehat{}$ ユニット分担強度に対する低減係数 4 $\frac{F_m}{(1-\beta')F_m}$ $=0.75(1+\frac{1}{(1-\beta')}F_{u})$ 3 þ 49 Ð $\mathbf{2}$ ユニット圧 縮強度区分 記号 1 4030 20 0 4 2 1 3 グラウト強度分担係数 $\beta' \cdot F_{g} / (1-\beta')F_{u}$

図 1.4 型枠状ブロック組積体のプリズム強度推定式と実験値 1.8)



図 1.5 空洞ブロック組積体の組積ユニット強度とプリズム強度との関係 1.9) 1.10)

c. 空洞ブロック組積体,型枠状ブロック組積体およびセラミック系組積体を包含する圧縮強度推 定式

コンクリート系およびセラミック系の部分充填型・全充填型組積体全体を通して、構成材料強度と 組積体強度の関係を検証した次の推定式^{1,9)}がある.プリズムによる試験値が高さ h と厚さ t の比率 (形状比)に関係があることから、形状比の影響も含んだ強度を推定している.

全充填型組積体に対して;

$$F_m = k_1 \cdot k_2 (1.2 \gamma \cdot F_g + \beta_2 (1 - \gamma) F_{un}$$
(1.3)

(1.4)

部分充填型組積体に対して;

 $F_m = \{0.85 + 0.15(t/h)\} \cdot \beta_1 \cdot F_{un}$

- 記号 F_m:組積体の圧縮強度(設計基準強度)
 - h: 組積試験体の高さ t: 組積試験体の厚さ
 - F_{un} : 組積ユニットの正味断面圧縮強度 F_{g} : 充填コンクリート圧縮強度

Fmo:目地モルタル圧縮強度

- β_1 : 部分充填型目地モルタル影響係数=0.95(F_{mo}/F_{un})^{0.15}
- β_2 : 全充填型目地モルタル影響係数=0.86(F_{mo}/F_{un})^{0.61}
- k_1 :形状係数=1.47 $\gamma^{1.58}$ ·{0.85+0.15(t/h)}
- k_2 :目地鉄筋影響係数=1+0.7 $\alpha^{0.81}$ α :目地鉄筋比(%)
- γ:ブロック高さ中央における平面空洞率(ウェブは除く)

実験値と(1.3)式および(1.4)式によった計算値との対比を図 1.6 に示す.全充填型のセラミック 系組積体(図中, Grouted, Brick for fully grout による表示)では計算値はやや安全に過ぎる傾向がある が,その他についてはよい対応を示している.



図 1.6 各種組積体強度の計算値と実験値の関係 1.9)

1.2 許容応力度

組積造の許容応力度については,平成13年国土交通省告示第1024号(平成15年告示第462号により改正)^{1.11)}に示された.それを基として2006年版の「メーソンリー規準集」掲載のコンクリート系 各設計規準では,許容応力度計算に対応できるように許容応力度が明記された.〔型枠ブロック造規準 5条,中層型枠ブロック造規準5条,補強ブロック造規準6条〕

表 1.1 に上記規準集に記載された組積体の許容応力度を整理して示す.表 1.2~1.3 の鉄筋およびコ

ンクリートに対するものは鉄筋コンクリート構造計算規準(以下, RC 規準という)1999 年版により, 表 1.4 の許容付着応力度は前記の告示に基づき平成 12 年建設省告示第 1450 号 ^{1.12)}を準用するもので ある.ただし,同表において,短期に対する値は長期に対する値の 1.5 倍としている.

话则	長	期	短	期		
1里 万门	圧 縮	せん断	圧 縮	せん断		
全充填造	$F_m/3$	$\sqrt{0.1F_m}/3$	長期に対する値	長期に対する値		
部分充填造	$F_m/3$	$(2/7.5)\sqrt{0.1F_m}$	の 2 倍	の 1.5 倍		

表 1.1 組積体の許容応力度(N/mm²)

[注]1. F_m:組積体の設計基準強度

2. 全充填造は型枠ブロック造および中層型枠ブロック造に対するもの,部分充填造は補強ブロック造に対す るもの

3. 部分充填造では空洞部を含む全断面応力度で表す.

表 1.2 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの種			長期		短 期	
別	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート			(1/30)F _c かつ(0.49+F _c /100)以下	長期に対す		長期に対す
軽量コンクリート	$F_c / 3$	—	普通コンクリートに対する値の	及病に入り ろ値の り 位	—	る値の 15
1種および2種			0.9 倍			倍
		WH 74 H				

[注] F_c:コンクリートの設計基準強度

表 1.3 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

建筑の種別	長期		短期		
亚大 月刀 レノ 个里 万寸	引張および圧縮	せん断	引張および圧縮	せん断	
SD 295 A および B	295/1.5	195	295	295	
SDR295	295/1.5	195	295	295	
SD345	215 (*195)	195	345	345	
溶接金網	295/1.5(引張)	195	—	—	
[2] * D 20 [2] + の + + の # が (2 + 1 - 7 + ()) + の # は い + 7					

[注] *D29 以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする.

表 1.4 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度(N/mm²)

普通コンクリートの設計	長	期	行 期
基準強度 F_c (N/mm ²)	上端筋	その他の鉄筋	超别
$F_c \leq 22.5$	$(1/15) F_c$	$(1/10) F_c$	長期に対する値の15位
$F_c > 22.5$	$0.9 + (2/75) F_c$	$1.35 + (1/25) F_c$	区別に対する他の1.3 信

[注] 1. 上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に 300mm 以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋をいう.

2. F_c はコンクリートの設計基準強度 (N/mm²) を表す.

組積体に対する許容応力度は前記の告示第462号を考慮しつつ既往の型枠ブロック造および補強ブロック造部材における実験結果より定めたもので、全充填造(型枠ブロック造、中層型枠ブロック造)とは、せん断に対する許容応力度式が若干異なっている。許容せん断応力度の設定に際し参考とした型枠ブロック造および補強ブロック造耐力壁におけるせん断ひび割れ強度 τ_c の実験値を、組積体強度(圧縮強度) σ_m と対比して図 1.7 および図 1.8 に示す。

組積体せん断ひび割れ強度は組積体圧縮強度 σ_m の平方根にほぼ比例するように見られる. 図中に 点線で $\tau_c = \sqrt{0.1 \sigma_m}$ の曲線および $\sqrt{0.1 \sigma_m}$ の 1/2 (図 1.8 では 1/2.5 も併せて)の曲線を示した. 後 者の曲線(図 1.8 では 1/2.5 の曲線)が許容せん断応力度に対応する. 図 1.7 と図 1.8 を比較すると, 組積体圧縮強度に対する組積体せん断ひび割れ強度の比率は,部分充填造では全充填造の場合より低



図 1.8 補強ブロック造壁体のせん断ひび割れ強度 1.19)~1.22)

1.3 材料の定数

(1) 組積体のヤング係数

組積体のヤング係数は、原則として組積試験体(プリズム)の圧縮試験に伴い測定する. 組積体の 構成材料の品質が該当設計規準(型枠ブロック造規準4条,中層型枠ブロック造規準4条,補強ブロ ック造規準4条,RM 造設計指針^{1.18)}第2章)の規定に適合している場合は(1.5)~(1.7)式によ ることができる^{1.19)~1.25)}.

 $E_{m} = 1.6 \times 10^{4} \sqrt{F_{m}/18} \quad (N/mm^{2}) (コンクリート系全充填造の場合)^{1.1)} (1.5)$ $E_{m} = 1.3 \times 10^{4} \sqrt{F_{m}/18} \quad (N/mm^{2}) (セラミック系全充填造の場合) (1.6)$ $E_{m} = 500F_{m} \quad (N/mm^{2}) \quad (コンクリート系部分充填造の場合)^{1.3)} \quad (1.7)$ 記号 $E_{m} : 組積体のヤング係数 (N/mm^{2})$ $F_{m} : 組積体の設計基準強度 (N/mm^{2})$

ヤング係数計算式は実験結果より設定されたものである.図 1.9 に全充填型である型枠ブロック造 における実験結果を示す.(1.5)式は実験値のばらつきの中間でやや低めの値を示す.図 1.10 に部分 充填造である補強ブロック造における実験結果を示す.部分充填造ではヤング係数は空洞を含む全断 面積に対して定義している.ここではヤング係数は組積体強度にほぼ比例している.これは主材料で ある空洞ブロックが規格強度に応じて骨材の成分調整を行っているためと思われる.セラミック系の 部分充填造に関しては十分の実験データがなく今後の研究課題とする.



図 1.9 型枠ブロック造の圧縮強度とヤング係数 1.9),1.23)~1.25)



図 1.10 補強ブロック造の圧縮強度とヤング係数 1.9),1.19~1.22),1.26)

(2) コンクリートおよび鉄筋の材料定数

コンクリートおよび鉄筋の材料定数は,RC規準(1999年版)に基づき表 1.5 による.

材 料	ヤング係数	ボアソン比	線膨張係数(1/℃)			
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3}$	0.2	1×10 ⁻⁵			
鉄 筋	$2.05 imes 10^{5}$	_	1×10^{-5}			

表 1.5 コンクリートおよび鉄筋の材料定数

[注] γ:コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m²)で、特に調査しない場合は、普通コンクリートにあっては
 23、軽量1種コンクリートでは 19、軽量2種コンクリートでは 17 とする.

 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²). F_c の適用範囲は型枠ブロック造では 21~36N/mm²,補強ブロック造では 18~36 N/mm² とされている.

(3) 組積体およびコンクリートのせん断弾性係数

組積体およびコンクリートのせん断弾性係数は次式で求める.

$$G_m \pm \hbar \operatorname{lt} G_c = \frac{E_m(\pm \hbar \operatorname{lt} E_c)}{2(1+\nu)} \tag{1.8}$$

ここで、 G_m : 組積体のせん断弾性係数 (N/mm²) G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²) E_m : 組積体のヤング係数 (N/mm²) E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

v:ポアソン比でコンクリートおよび全充填造組積体では0.2,部分充填造組積体では0.1とする. 空洞ブロックにおけるポアソン比は,空洞の存在によって一体コンクリートより小さい.図1.11に空 洞ブロックの圧縮加力によるフェイスシェル表面の縦横歪度の測定例を示す.1/3 強度時において, ポアソン比は0.07~0.11の値が得られている.



図 1.11 空洞ブロックにおける圧縮応力度~歪度曲線 1.27)

[1章参考文献]

- 1.1)日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編), 2006年
- 1.2) 日本建築学会:中層型枠コンクリートブロック造設計規準,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリ 一編), 2006 年
- 1.3) 日本建築学会:補強コンクリートブロック造設計規準,壁式構造関係設計規準集・同解説 (メーソンリー編), 2006 年
- 1.4)日本建築学会:コンクリートブロック帳壁構造設計規準,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編),2006年
- 1.5) 日本建築学会:コンクリートブロック塀設計規準,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編), 2006 年
- 1.6) 馬場明生,渡辺光良,千歩修,木島五郎:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(65),中層 RM 構造 施工指針(その2,プリズム強度の管理方法),日本建築学会大会学術講演梗概集A,1988.10
- 1.7) 日本建築学会:建築工事標準仕様書・同解説 JASS 7 メーソンリー工事, pp.190~191, 2000 年
- 1.8) 例えば次の文献にまとめられている.

松村 晃, 菊池健児, 浪田裕之: 部分充填型補強組積造(補強コンクリートブロック造) 耐力壁の強度および 変形, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2008.9

これに引用されている実験データは下記文献 1.9) 1.10) 1.19) 1.20) 1.21) 1.22) に示されている実験データを 整理考察したものである.

- 1.9) 五十嵐泉:組積造の基準強度としての組積プリズム圧縮強度の考察(補強組積造耐力壁のせん断強度に関する研究,第3報),神奈川大学工学部研究報告, No.26, 1988.3
- 1.10) 五十嵐泉,松村 晃,岩佐俊治:壁式構造における耐力壁の座屈強度に関する実験的研究(第4報,CB 造の座屈に及ぼす充填コンクリート有無の影響),日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 1999.9
- 1.11) 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号「特殊な許容応力度及び特殊な材料強度を定める件」(平成 15 年国土 交通省告示第 462 号により一部改正)
- 1.12) 平成 12 年建設省告示第 1450 号「コンクリートの付着,引張り及びせん断に対する許容応力度及び材料強度を定める件」
- 1.13) 遠藤利根穂,西川孝夫,松村 晃ほか:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関する研究(その
 4.せん断実験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 1.14) 松村 晃,五十嵐泉ほか:型枠コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度と形状比の関係,日本建築学 会大会学術講演梗概集,構造系,1983.9
- 1.15) 松村 晃,五十嵐泉ほか:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(8),コンクリートブロック造耐力 壁のせん断補強筋効果,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1985.10
- 1.16) 重信克行,松村 晃,五十嵐泉ほか:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(39),各種の全充填型 コンクリートブロックを用いた耐力壁のせん断強度性状の比較,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1987.10
- 1.17) 菊池健児,吉村浩二,田中昭洋:型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究-水平加力点高さ,鉛直軸力およびブロックユニットの影響-,日本建築学会構造系論文集,No.538, 2000.12
- 1.18) 建築研究振興協会:鉄筋コンクリート組積造(RM造)建築物の構造設計指針・同解説, 2004年
- 1.19) 五十嵐泉,松村 晃:補強組積造耐力壁のせん断強度について(第3報,軸力負荷のある補強コンクリー トブロック造壁体),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 1.20) 松村 晃,五十嵐泉:補強コンクリートブロック造壁体のせん断補強筋効果(補強組積造耐力壁のせん断 強度について,第4報),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1982.9
- 1.21) 五十嵐泉,松村 晃:補強コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度と形状比について(補強組積造耐力壁のせん断強度について,第5報),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1984.10
- 1.22) 松村 晃,五十嵐泉:補強コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度に及ぼす曲げ補強筋の効果(補 強組積造耐力壁のせん断強度について,第6報),日本建築学会大会学術講演梗概集C,1991.9
- 1.23) 松村 晃,五十嵐泉,ほか:型枠コンクリートブロックプリズムの圧縮強度性状について、(第1報 変 形,目地鉄筋,強度推定)、日本建築学会大会学術講演梗概集 A、1986.8
- 1.24) 五十嵐泉, 松村 晃ほか:型枠コンクリートブロックプリズムの圧縮強度性状について,(第2報 目地 モルタル効果,目地鉄筋効果,強度推定),日本建築学会大会学術講演梗概集A, 1987.9
- 1.25) 五十嵐泉, 松村 晃ほか:型枠コンクリートブロックプリズムの圧縮強度性状について, (第3報 ヤング係数の測定), 日本建築学会大会学術講演梗概集 A, 1987.9
- 1.26) 松村 晃:部分充填型補強組積造耐力壁の初期剛性の考察,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2005.9
- 1.27) 神奈川大学工学部建築学科松村研究室における 1990年度, 1991年度卒業研究における測定値

2章 耐力壁構造の基本計画

2.1 耐力壁構造の種別,規模および重量

本ノートでは、柱を有せず耐力壁を主構造要素とする建築構造を耐力壁構造と呼ぶ.本章では、メ ーソンリーによる耐力壁で建築物を構成する耐力壁構造の、建物全体の構造的基本計画についての要 点を述べる.「メーソンリー規準集」^{2.1)}では、型枠ブロック造、中層型枠ブロック造,補強ブロック 造の各設計規準が関係する.〔参照:型枠ブロック造規準3条・6条・7条、中層型枠ブロック造規準 3条・6条・7条、補強ブロック造規準3条・5条・7条・8条〕

(1) 種別

メーソンリーによる耐力壁構造建築物は、組積体の充填方式により、全充填造と部分充填造に分類 する.型枠状ユニットを用い空洞部を全充填する型の構造を「全充填造」、空洞ユニットを用い鉄筋挿 入部および縦目地空洞部のみを充填する型の構造を「部分充填造」とする.また使用する組積ユニッ トの種別により、コンクリート系とセラミック系に分類する.コンクリート系では本会の「メーソン リー規準集」に規定する、全充填造である型枠ブロック造および中層型枠ブロック造、ならびに部分 充填造である補強ブロック造がある.この他、本会の規準ではないが、全充填造では「鉄筋コンクリ ート組積造(RM 造)設計指針」^{2.2)}によるコンクリート系構造およびセラミック系構造があり、部分 充填型のセラミック系では「補強セラミックブロック造設計指針」^{2.3)}による補強セラミックブロック 造がある.

コンクリート系の部分充填造である補強ブロック造では、使用する空洞ブロックの JIS 規格強度により表 2.1 のように 3 種に分類している ^{2.4}).

種類	耐力壁に使用する組積ユニット
A 種ブロック造	JIS A 5406(建築用コンクリートブロック)の空洞ブロックで圧縮強さ区分 08 のもの
B 種ブロック造	JIS A 5406(建築用コンクリートブロック)の空洞ブロックで圧縮強さ区分 12 のもの
C種ブロック造	JIS A 5406(建築用コンクリートブロック)の空洞ブロックで圧縮強さ区分 16 のもの

表 2.1 コンクリート系部分充填造の種類(補強ブロック造規準^{2.4)}より)

(2) 規模

耐力壁構造の規模は,前記の各構造に対する設計規準等によって定められているが,充填方式により整理すると表 2.2 のように示される.これらの数値は既往の震害等の調査によって経験的に安全性を考慮して定められたものである.

	全充填造	部分充填造
地上階数	5 以下	3以下
階高 (m)	3.5 以下	3.5 以下
軒の高さの最大値(m)	3.5×階数+0.5	3.5×階数+0.5

表 2.2 耐力壁構造の規模 2.2)~2.6)

[注] 1. パラペットがある場合は、その高さは 1.2m 以下とし、軒の高さに算入しない.

2. 鉄筋コンクリート造屋根スラブで勾配を設ける場合は、軒より棟までの高さは 1.5m 以下とする. (参考)「鉄筋コンクリート組積造(RM造)構造設計指針」による場合は、3 階建で軒高 12m 以下、5 階 建で指定する構造計算による場合は軒高 20m 以下、軒より棟の高さ 2m 以下としている.

(3) 設計用耐力壁重量

構造設計の基本となる耐力壁の重量は実状によるが、特に計算しない場合、全充填造については単位体積重量を24 kN/m³とし、部分充填造については見付け単位面積当たり重量は次表による.

部公本博造の種類		耐力壁の見付け単位面積当たり重量(kN/m ²)		
八 미다	加填迫妙種類	壁厚 150mm の場合	壁厚 190mm の場合	
コンクリ	A 種ブロック造	2.0	3.0	
ート系	B 種ブロック造	2.4	3.3	
	C種ブロック造	2.7	3.5	
セラミッ	・ク系	2.7~2.9	3.4~3.7	

表 2.3 部分充填造耐力壁の見付け単位面積当たり重量 2.3) 2.4)

[注] 1. 重量は鉄筋および充填材料を含み、仕上げ材は含まない.

2. セラミック系は横空洞型では下限値、縦空洞型では上限値に相当する.

2.2 耐力壁の構造

(1) 最小壁厚

耐力壁構造の基本となる耐力壁の壁厚は、「メーソンリー規準集」に規定する型枠ブロック造、中層 型枠ブロック造、補強ブロック造各設計規準によって表 2.4 および表 2.5 による値以上と定められて いる. 座屈を考慮して下階ほど階高に対する比率を大きくしている.

地上階数	階	耐力壁の最小厚さ t_o (mm)	充填コンクリート部分の 最小厚さ t _{co} (mm)	備考
	平屋,最上階	150 かつ h/22	90	h:構造耐力上主要な鉛直
3 階建以下	上から二つ目の階	180 かつ h/20	120	支点間距離(mm)
	上から三つ目の階	190 かつ h/19	130	
4 階建以上	すべての階	190	130	

表 2.4 全充填造(型枠ブロック造,中層型枠ブロック造)の最小壁厚 2.5) 2.6)

表 2.5 部分充填造(補強ブロック造)の最小壁厚 2.4)

階	壁厚の最小値 t_0 (mm)	備考
平屋および最上階	150 かつ h/20	<i>h</i> :壁体の組積高さ (mm)
最上階から二つ目の階	190 かつ h/16	
最上階から三つ目の階	190 かつ h/16	

[注] 軒高が 2.5m 以下で,かつ延べ床面積が 20m²以下の住居の用に供しない建築物については, 壁厚を 120mm 以上とすることができる.

(2) 形状比

一般に壁式構造では、耐力壁の高さhに対する平面長さ(壁長)lの比率(形状比l/h)を30%以上としている.これは面内水平力を受ける壁体において、せん断剛性が優越する範囲として考慮されている.30%以上の根拠を以下に示す.

水平せん断力 Q を受ける耐力壁の壁頂水平変位は、図 2.1 に示すように、曲げ変形 δ_M 、せん断変 形 δ_S 、基礎回転による変形 δ_R の和である、壁頂水平変位を δ とすると、(2.1)式で示すことができ る、耐力壁のせん断力分布係数 $D=Q/\delta$ を形状比との関係で考察する.



$$\begin{split} \delta &= \delta_{M} + \delta_{S} + \delta_{R} = \alpha \frac{Q \cdot h^{3}}{E \cdot I} + \kappa \frac{Q \cdot h}{G \cdot A} + \theta \cdot h \end{split} \tag{2.1}$$
記号 $\delta :$ 耐力壁の壁頂水平変位 $\delta_{M}, \ \delta_{S}, \ \delta_{R} :$ [2.1 参照
 $\alpha :$ 壁頂フリーで 1/3, 壁頂回転拘束で 1/12 $\kappa :$ 形状係数=1.2
 $E :$ 壁体のヤング係数 $I :$ 水平断面の 2 次モーメント
 $A :$ 水平断面積 $G :$ せん断弾性係数= $E/2(1 + \nu)$ $\nu :$ ポアソン比

上記の関係より,耐力壁のせん断力分布係数 D 値と形状比の関係式を誘導する.ここで基礎回転に よる変形 δ_R は省略する.耐力壁の形状比 $\mu = l / h$,曲げ剛度 $l / h = K = k \cdot K_0$ と置き,壁厚 t,壁高 hを一定と考え,壁頂回転拘束有無の場合について D 値を算出する.

壁頂回転フリーの場合:

$$\delta = \frac{Q \cdot h^3}{3E \cdot I} + 1.2 \frac{Q \cdot h}{G \cdot A} \doteq \frac{Q \cdot h^3}{3E \cdot I} + 1.2 \frac{Q \cdot h}{0.4E \cdot l \cdot t} = \frac{Q}{E \cdot t} \left(4 \frac{h^3}{l^3} + 3 \frac{h}{l}\right) = \frac{Q}{E \cdot t} \left(\frac{4}{\mu^3} + \frac{3}{\mu}\right) = \frac{Q}{E \cdot t} \cdot \frac{4 + 3\mu^2}{\mu^3}$$
$$\therefore D = Q / \delta = \frac{\mu^3}{4 + 3\mu^2} (E \cdot t) = \frac{k}{4 + 3\mu^2} \cdot \frac{12EK_0}{h^2}$$
(2.2)

壁頂回転拘束の場合:

$$\delta = \frac{Q \cdot h^{3}}{12E \cdot I} + 1.2 \frac{Q \cdot h}{G \cdot A} \doteq \frac{Q}{E \cdot t} \left(\frac{h^{3}}{l^{3}} + 3\frac{h}{l}\right) = \frac{Q}{E \cdot t} \left(\frac{1}{\mu^{3}} + \frac{3}{\mu}\right) = \frac{Q}{E \cdot t} \cdot \frac{1 + 3\mu^{2}}{\mu^{3}}$$

$$\therefore D = Q / \delta = \frac{\mu^{3}}{1 + 3\mu^{2}} (E \cdot t) = \frac{k}{1 + 3\mu^{2}} \cdot \frac{12EK_{0}}{h^{2}}$$

$$\left(\because G = E/2(1 + \nu) \doteq 0.4E, \quad \mu^{3} \cdot E \cdot t = k \frac{12EK_{0}}{h^{2}}\right)$$

(2.3)

前記(2.2),(2.3)式はいずれも形状比µの関数である.耐力壁の高さ h 一定の場合につき,両式 より D 値に対する形状比µの影響をみると,図 2.2 に示すようにおよそµ=0.3 以上でせん断変形の影響が顕著になることがわかる.耐力壁構造においてはせん断剛性を重視するため,壁長が高さの 30% 以上の壁を有効な耐力壁として算定することを基本としている.



図 2.2 高さ一定とした耐力壁の形状比によるせん断力分布係数 D の変化

2.3 構造解析の原則

(1) 基本的留意点

解析に当たっての留意点を示すと下記のようである.

a. 設計に用いる荷重および外力とその組合せは、原則として建築基準法施行令および国土交通省ま

たは建設省告示による.地震力を算定する場合の標準せん断力係数は 0.2以上とする.ただし,階 数が3を超える全充填造における保有水平耐力計算の場合は c.による.

b. 建築物の各階について、その階が支える地震力算定用の重量(kN)の"階当たり平均値"を、その階の壁量算定用床面積で除した数値(平均単位重量という)の最大値は表 2.6 による. ただし、保有水平耐力計算(以下、二次設計という)によって安全を確かめる場合はこの限りでない.

表 2.6 平均単位重量の最大値 2.4) 2.5) 26)

	全充填造	部分充填造
平均単位重量(kN/m ²)	13	12

- c. 構造設計は許容応力度計算による. ただし, 階数が3を超える全充填造では,許容応力度計算の ほか地震層せん断力係数 $C_0 \ge 1.0$ の地震力に対する二次設計を行う.
- d. 構造解析において, 原則として線材置換したフレーム解析による. 耐力壁, 壁梁, 臥梁ならびに 基礎梁に生ずる応力は, 部材の弾性剛性に立脚した計算による.
- e. 断面が T 型となる部材の剛性の計算においては,直交壁および RC 造スラブ等の協力幅を適切に 考慮する(2.7節(1)参照).
- f. 各階の平面において, 重心と剛心がずれる場合は, ねじれの影響を考慮する.
- g. 地上階数が3を超える建築物における二次設計については、原則として梁曲げ降伏型のメカニズムになることを確認するとともに、構造特性係数*D*s値を0.55以上とする必要保有水平耐力を満たすこととする.また、地震時において構面の端部に配置された耐力壁に過度の引張力が作用しないような構造計画とする.ここに過度の引張力の目安としては、5階建中層型枠ブロック造の試設計において、終局メカニズム時の1階端部耐力壁の平均軸方向引張応力度が最大で1.5N/mm²程度になることから^{2.7}、この程度を大幅に超えないことが設計上妥当であろう.
- (2) 略算法による場合の留意点

応力解析を略算による場合は下記に留意する.

- a. 地震力等の水平荷重による構面の面内応力は、地震力検討方向の耐力壁の水平断面に生ずる平均 せん断応力度と、各構面について耐力壁の有効高さの中央に仮定した反曲点高さに基づいて略算す ることができる.
- b. 前号の耐力壁の反曲点高さは, 階の位置, 構面における耐力壁の配置および長さ等を考慮して適切に補正する.

2.4 壁率, 壁量および平均せん断応力度

(1) 必要壁率

耐力壁構造の水平荷重に対する強度を確保するため,各階の梁間および桁行方向のそれぞれにつき, 耐力壁の水平断面積の合計を壁量算定用床面積で除した値(以下,壁率)は(2.4)式または(2.5) 式を満たすようにする.ただし,全充填造で二次設計による計算を行う場合は(2.6)式を満たすよう にする.

- $_{i}a_{W} \ge Z \cdot W \cdot A_{i} \cdot \beta / S_{i}$ (全充填造の場合) (2.4)
- $_{i}a_{W} \ge Z \cdot W \cdot A_{i} \cdot \beta / 0.5S_{i}$ (部分充填造の場合) (2.5)
- $_{i}a_{W} \geq Z \cdot W \cdot A_{i} \cdot \beta / 2S_{i}$
- 記号 $_i a_W$: *i* 階における計算方向の壁率 (mm²/m²)

Z:建築基準法施行令(以下,令という)第88条第1項に規定する地震地域係数

W: 令第88条第1項により, 地震力を計算する場合における当該階が支える部分の固定 荷重と積載荷重の和(N)(令第88条第2項のただし書の規定によって, 特定行政庁

(2.6)

が指定する多雪地域においては、さらに積雪荷重を加えるものとする)

- A_i: 令第88条第1項に規定される当該階にかかる地震層せん断力の高さ方向の分布を表 す係数
- S_i: i 階の壁量算定用床面積(m²)
- β :使用する組積体の設計基準強度 F_m (N/mm²) による低減係数で下式による.

$$\beta = \sqrt{18/F_m}$$
 ただし、 $\beta \ge 1/\sqrt{2}$ (全充填造の場合) (2.7)

 $\beta = \sqrt{9/F_m}$ ただし、 $\beta \ge 1/\sqrt{2}$ (部分充填造の場合) (2.8) 壁量は現行各設計規準(型枠ブロック造規準、中層型枠ブロック造規準,補強ブロック造規準等) に定めがあるが、壁率に関連するものについては平成 15 年国土交通省告示第 463 号(鉄筋コンクリー ト組積造)に、各階ごとに計算方向の耐力壁の必要水平断面積の定めがある。各階ごとの耐力壁必要 水平断面積をその階の床面積で除したものが必要壁率に相当する。算定式(2.4),(2.5)式の壁率は 地震荷重を受けて生ずる耐力壁平均せん断応力度が 2 N/mm²以下(部分充填造では 1 N/mm²以下)と なる場合を下限値とする式である。2 または 1 N/mm²の値は既往の耐力壁実験資料あるいは過去の震 害調査結果 ^{2.8)}等から概ね安全であると推定できる限界にほぼ相応している。(2.6)式は、全充填造で 保有水平耐力計算により詳細に検討する設計において、許容できる平均せん断応力度 4 N/mm²以下と なる場合の壁率の式である。従って(2.4),(2.5)式を満足する場合は耐震上余裕を持つ設計とされ、 設計手法上簡略な設計が認められている。式中に使用される係数 β は、(2.4)式が耐力壁の組積体設 計基準強度 18 N/mm²程度を、また(2.5)式は同 9 N/mm²程度を前提として定められていることから、 組積体設計基準強度に応じた必要壁率の低減係数である。

(2) 必要壁量

壁量は、従来多くの設計規準(型枠ブロック造規準,中層型枠ブロック造規準,補強ブロック造規 準等)で耐力壁構造の耐震安全性を確保する目安として下限値が定められている.壁量は建築物の各 階各方向ごとに耐力壁の長さの総和をその階の壁量算定用床面積で除した値(mm/m²)であるが、異 なる厚さの耐力壁を含む場合には修正が必要である.

前記各設計規準において,壁厚が規定値を満たしている場合,各階の梁間および桁行のそれぞれの 方向について,耐力壁の長さ(mm)の合計を,その階の壁量算定用床面積(m²)で除した値(以下, 壁量)*L*(mm/m²)は以下を満たすことを原則としている^{2.5}.

 $L \ge \alpha \cdot Z \cdot L_0$ カック $L \ge L_{0m}$

(2.9)

記号 α:耐力壁の厚さがメーソンリー造の種別により表 2.4 ないし表 2.5 に定められる最小壁 厚より大きい場合の必要壁量低減係数で下式 ^{2.5}による.

$$\alpha = \frac{t_0 \Sigma l}{\Sigma (t \cdot l)} \quad \text{for } t \in \mathbb{U} \quad \alpha \ge 1 - \frac{30}{L_0} \tag{2.10}$$

l:各耐力壁の実長(m)

t:各耐力壁の壁厚(mm) $\geq t_0$ $t_0:$ 耐力壁の標準とする壁厚(mm)

Z:建築基準法施行令第88条に規定する地震地域係数

L₀:標準壁量(mm/m²)でメーソンリー造の種別により表 2.7 ないし表 2.9 による.

L_{0m}: 最小壁量(mm/m²) でメーソンリー造の種別により表 2.7 ないし表 2.9 による.

壁厚を規定値より増した耐力壁がある場合,(2.10)式の低減係数αにより必要壁量値を低減できる ようにしてある.また同式中の-30/L_oは従来からあった規定で,壁厚の増加による必要壁量の低減の 最大値 30mm/m²を数式化したものである.標準壁量値は,既往の震害の考察より安全な下限値として 各構造の設計規準に定められているが,最小壁量については型枠ブロック造規準以外特に定めがなく, 本書では表 2.7~表 2.9 のように提案した.

表 2.7 全充填造における標準壁量および最小壁量(mm/m²)(地上3階建以下の建築物)^{2.5)}

階	標準壁量 L_0	最小壁量 L _{0m}
平屋,最上階	150	90
最上階から二つ目の階	150	90
最上階から三つ目の階	180	120

[注]3章3.2節に定める小開口を有する耐力壁は、無開口として壁量を算定することができる.

表 2.8 全充填造における標準壁量および最小壁量(mm/m²)(地上4階建以上の建築物)

化比	標準壁	最小壁量 L_{0m}	
2百	4 階建	5 階建	
5	_	150	120
4	150	180	150
3	180	200	150
2	200	200	180
1	200	200	180

[注]3章3.2節に定める小開口を有する耐力壁は、無開口として壁量を算定することができる.

表 2.9 部分充填造(補強ブロック造)における標準壁量 L₀ (mm/m²)^{2.4)}

階	A 種ブロック造	B 種ブロック造	C種ブロック造
平屋, 最上階	150	150	150
最上階から二つ目の階	210	180	150
最上階から三つ目の階	—	250	200

[注] 1. 最小壁量は上表の数値より 30 を減じた数値とする.

2.3章3.2節に定める小開口を有する耐力壁は、無開口として壁量を算定することができる.

3. セラミック系部分充填造は C種ブロック造の数値による.

(3) 必要壁量の算定式

 \sim

必要壁量を計算により定める場合は以下による.

必要壁量の数値は本章に示している標準壁量に,壁厚増加による低減,地震地域係数による低減を 加えて設計用の値が定められる.標準壁量が設計の基本値となっている.壁量値は原則として,標準 せん断力係数 C₀=0.2 の地震時に各階各方向の耐力壁にせん断ひび割れが発生しない条件から定めら れるが,一般に建築物の平面上では耐力壁の配置に多少の偏在があり,また各耐力壁の形状比も様々 であること,立面上も各階の剛性が必ずしも均一ではないこと等から各耐力壁へのせん断力の配分は 必ずしも壁長に比例して負担されるものではない.それらを考慮し相応の安全を見て定められるべき ものである.

必要壁量算定の基本的考えを示す.

i 階の必要壁量を *L*₀*i* とすると, (2.11) 式より得られる.

$$L_{0i} \ge \frac{Q_i}{mf_{s} \cdot t} \alpha$$

(2.11)

記号 L_{0i} :必要壁量 Q_i :i階の単位床面積当たりの地震層せん断力

mfs: 組積体の短期許容せん断応力度 t: 壁厚

α: せん断力割増し係数

この値を支配するのはせん断力割増し係数で,各設計規準(型枠ブロック造規準,補強ブロック造 規準)では耐力壁の形状不均一,耐力壁の偏在等による局部的せん断力集中を考慮して 2.0 を基本と している.

建築物の剛性率, 偏心率が建築基準法施行令第82条の3に規定される確認数値規定(剛性率0.6以上, 偏心率0.15以下)を満たすことを目標とする設計の場合, 標準壁量は前掲の表2.7~表2.9が推

奨されている.

(4) 平均せん断応力度の検討

耐力壁構造の耐震安全性を確保するために、耐力壁の量を適切に設定する必要がある.必要壁量値 を規準の規定値によらず計算で決定する場合、前掲の壁率、壁量の規定と並んで、建築物の規模に応 じて各階各方向の耐力壁に生ずる平均せん断応力度が表2.10~表2.12に示す標準値以下であることを 確認する必要がある.すなわち、平均せん断応力度は、標準せん断力係数 *C*₀が 0.2 の水平荷重時にお いて、各階各方向の耐力壁について(2.12)式を満たすこととする.

 $\overline{\tau}_{i} \leq \overline{\tau}_{0i} \cdot (1/\beta)$

(2.12)

- 記号 \overline{r}_i :標準せん断力係数 C_0 が 0.2 のときの i 階各方向の耐力壁に生ずる平均せん断応力 度 (N/mm²)
 - 〒_{0i}:耐力壁の平均せん断応力度(N/mm²)の上限値で、全充填造および部分充填造の別によりそれぞれ表 2.10~表 2.12 による.
 - β:組積体設計基準強度による必要壁率低減係数で(2.7),(2.8)式による
 - F_m:使用する組積体の設計基準強度(N/mm²)

地上階数 5 階建 4 階建 3 階建 2 階建 平屋 地上からの階位 0.20 5 4 0.25 0.15 0.20 3 0.30 0.20 0.25 0.25 2 0.35 0.15 0.20 0.35 0.30 0.25 0.15 1

表 2.10 全充填造における平均せん断応力度上限値 (N/mm²)

表 2.11 部分充填造(C種および B種ブロック造)における平均せん断応力度上限値(N/mm²)

地上階数 地上からの階位	3 階建	2 階建	平屋
3	0.15		
2	0.20	0.15	
1	0.20	0.20 (0.15)	0.15

[注]かっこ内はB種ブロック造の場合.セラミック系はC種ブロック造の値による.

表 2.12 部分充填造(A種ブロック造)における平均せん断応力度上限値(N/mm²)

地上階数 地上からの階位	2 階建	平屋
2	0.15	
1	0.15	0.15

[平均せん断応力度上限値の算出根拠]

平均せん断応力度 \overline{c}_i の上限値は、標準壁量、最小壁厚を有する場合で標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の 地震時に生ずる平均せん断応力度を参照して定められた.以下に前掲表 2.10~2.12 の値の算出根拠を 示す.算出に当たっては汎用性を目指すため、次の簡略化を行っている.

① 単位床面積当たり地震力算定用重量 w_iおよび壁量算定用床面積 S_iは各階等しいとする.

② w_iは全充填造では 13 kN/m², 部分充填造では 12 kN/m²とする.

③ 階高 h は 3.5m, 軒高 H は階高×地上階数+0.5m とする.

上の①における *S_i*の仮定は,セットバックがある場合は建築物高さ方向のせん断力分布係数 *A_i*が大きくなるが,セットバックによりせん断力の値そのものが減少する割合ほど増大しないので, *¬_i*が増大することはない.

単位床面積当たり地震層せん断力 Q_{0i}は次式で示される.

$$Q_{0i} = C_i \cdot \sum_{j=i}^{n} (w_j) = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum_{j=i}^{n} (w_j)$$
 (2.13)
記号 $C_i : 層 せん断力係数 = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0$
 $Z : 地震地域係数 C_0 : 標準せん断力係数 = 0.2 n : 地上階数$
 $R_t : 振動特性係数 (昭和 55 年建設省告示第 1793 号により建築物の設計用一次固有周期 $T \ge T = 0.02H \ge t = 5$ 場合には $R_t = 1 \ge t \ge 5$ (H: 建築物軒高)
 $A_i : 建築物の高さ方向のせん断力分布を表す係数で以下による.$$

$$A_{i} = 1 + (1/\sqrt{\alpha_{i}} - \alpha_{i}) \cdot 2T/(1+3T)$$
(2.14)

$$\alpha_{i} = \sum_{j=i}^{n} (w_{j}) / \sum_{j=1}^{n} (w_{j})$$
(2.15)

しかるとき、平均せん断応力度は次式で表される.

$$\overline{\tau}_{i} = \frac{Q_{0i}}{L_{wi} \cdot t_{i}} = Z \cdot R_{t} \cdot A_{i} \cdot C_{0} \cdot \sum_{j=i}^{n} (w_{j}) / L_{wi} \cdot t_{i}$$
(2.16)

 $L_{wi}: i$ 階の壁量 $t_i: i$ 階の壁厚

 $S_i = S_1$ とすると、T = 0.02Hと置いて、 α_i および A_i は次のように簡略化できる. $\alpha_i = (n-i+1)/n$ (2.17)

$$A_i = 1 + \left(1/\sqrt{(n-i+1)/n} - (n-i+1)/n\right) \cdot 0.09H/(1+0.06H)$$
(2.18)

w_iの値を②によれば、平均せん断応力度の上限値を_{そ0i}として以下の算出式が得られる.

$$\overline{\tau}_{0i} = A_i \cdot 0.2 \sum_{j=i}^{n} (w_j) / (L_{w0i} \cdot t_{0i}) = 2600(n-i+1) / (L_{w0i} \cdot t_{0i})$$
 [全充填造] (2.19)
= 2400(n-i+1) / (L_{w0i} \cdot t_{0i}) [部分充填造] (2.20)

記号 L_{w0i} :標準壁量 t_{0i} :最小壁厚

(2.19) 式および (2.20) 式より得られた $\overline{\tau}_{0i}$ の値を 0.05 きざみで切り上げた数値が表 2.10~表 2.12 で示されている.表 2.13 に (2.18) 式より得られた A_i の値を示し,表 2.14 に全充填造の場合の標準 壁量と標準壁厚および $\overline{\tau}_{0i}$ の算出例を示す.部分充填造の $\overline{\tau}_{0i}$ も算出過程は同様であるが例示は省略 した.

階建 地上からの階位	5 階建	4 階建	3 階建	2 階建	平屋
5	1.70				
4	1.41	1.54			
3	1.24	1.28	1.37		
2	1.11	1.13	1.15	1.10	
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

表 2.13 各階の床面積が等しい場合の階建別 A;計算値

地上からの階位	階建	5 階建	4 階建	3 階建	2 階建	平屋
5		0.16→0.20 (150×190)				
4		0.21→0.25 (180×190)	0.14→0.15 (150×190)			
3		0.26→0.30 (200×190)	0.20→0.20 (180×190)	0.16→0.20 (150×150)		
2		0.31→0.35 (200×190)	0.23→0.25 (200×190)	0.22→0.25 (150×180)	$0.13 \rightarrow 0.15$ (150×150)	
1		$0.34 \rightarrow 0.35$ (200×190)	0.27→0.30 (200×190)	0.23→0.25 (190×190)	$0.19 \rightarrow 0.20$ (150×180)	$0.12 \rightarrow 0.15$ (150×150)

表 2.14 全充填造の場合の L_{w0i}・t_{0i} および τ_{0i} の算出例

[注] かっこ内は標準壁量 L_{w0i}×最小壁厚 t_{0i} (各 mm)

2.5 構面の水平支点間距離

(1) 規定の根拠および変遷

メーソンリー構造は一種の箱型構造であるから,平行する耐力壁間の距離の大小が箱型構造の剛性 を支配する.設計規準および建築法令では,ある耐力壁構面に直交する2つの隣り合う構面間の距離 (設計規準では「構面の水平支点間距離」,建築基準法施行令第62条の4では「耐力壁の水平力に対 する支点間の距離」)の規制がある.2006年版の「メーソンリー規準集」^{2.1)}では,構面の水平支点間 距離は全充填造である型枠ブロック造においては壁厚の50倍以下[型枠ブロック造規準7条,中層型 枠ブロック造規準7条],部分充填造である補強ブロック造においては壁厚の40倍以下〔補強ブロッ ク造規準8条〕とされている.建築基準法施行令第62条の4では補強ブロック造に対して壁厚の50 倍以下(条文では壁厚を上記の支点間距離の50分の1以上)とされている.2006年版以前の「メー ソンリー規準集」では補強ブロック造も型枠ブロック造と同様に構面の支点間距離は壁厚の50倍以下 であったが,2006年の改定時に見直しを行って改定されたものである(構面の支点間距離:図2.3参 照).

従来,この数値規定の根拠は2006年版以前の設計規準集の解説には明らかにされていないが,1952 年版の設計規準集初版制定時の解説には,4辺単純支持板に軸力が作用する場合の座屈強度式より定 めたという説明がある^{2.9)}. 壁厚の50倍以下の規定はその後1959年に改正された建築基準法施行令第 62条の4の規定に引き継がれている.2006年のメーソンリー規準集改定時に,前記記述に従って座屈 計算を再試行した結果,補強ブロック造については安全性の見地から規定を強化したものである.



図 2.3 構面の水平支点間距離

(2) 構面の水平支点間距離の算出法

4 辺を単純支持されている耐力壁に軸力が作用する場合の座屈限界に対する壁面の形状比を検討する. 図 2.4 に支持および加力状態を示す. 文献 ^{2.10) 2.11)}より, 平板の座屈強度式は次式で示される.



図 2.4 軸圧を受ける 4 辺単純支持平板

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{l^2 \cdot t} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - v^2)} \cdot {t \choose l}^2$$
(2.21)
ただし, σ_{cr} : 限界応力度 k: 座屈係数
$$D: 板の曲げ剛性 = E \cdot t^3 / 12(1 - v^2)$$

$$l: 板の幅 t: 板の厚さ$$

$$h: 板長 (壁高) E: ヤング係数$$

$$v: ポアソン比 (= 1/6 とする)$$

座屈係数は板の形状比,荷重条件,境界条件により変化する.ここでは図 2.4 に示す周辺単純支持の 平板を考える.

(2.21) 式を変形して次のように表す. 1/t は板幅に対する座屈限界壁厚比である.

$$\frac{l}{t} = \sqrt{k \cdot \frac{E}{\sigma_{cr}} \cdot \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)}} = \sqrt{0.846k \cdot \frac{E}{\sigma_{cr}}}$$
根号内の E/σ_{cr} は材料の性質により定まる.
(2.22)

文献^{2.10}により,座屈係数 k は周辺単純支持板の平板の場合,辺長比 h / l に応じて表 2.15 のように 与えられる.

表 2.15 4 辺	単純支持平板の座屈係数	(文献 2.10)
------------	-------------	-----------

h∕l	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	∞
k	27.0	13.2	8.41	6.25	5.14	4.53	4.20	4.04	4.00	4.13	4.00

 E/σ_{cr} に関しては、型枠ブロック造および補強ブロック造において、圧縮を受ける組積体の応力度 と歪度の関係は直線的でないが、図 2.5 に示すように近似的に完全弾塑性体とすると計算が容易であ る. ここで σ_{cr} は座屈を生じない場合の降伏強度をとるものとして組積体圧縮強度をとり、Eは同図



における理想化されたヤング係数と仮定する.

既往の実験より型枠ブロック造の E/σ_{cr} は約 800~400 程度が得られている.補強ブロック造組積体については平均的に 500 前後が得られている.これより,(2.22)式より座屈限界壁厚比l/tを算出する.ただし,計算に必要な座屈係数kの値は辺長比h/lを仮定しなければ得られない.したがって,算定はある E/σ_{cr} の値を設定し,当初辺長比h/lを仮定して限界壁厚比を求め,算定結果の限界壁厚比より定まるh/lが当初仮定したh/lの値に近づくよう仮定h/l値を修正して収斂させる必要がある.この収斂された結果の限界壁厚比が真の限界壁厚比となる.この計算には,具体的な壁厚および壁高を想定して計算する必要がある.

(3) 計算結果

取り得る *E*/*σ*_{cr}と,壁厚および階高のさまざまな組合せに対する計算が必要であるが,ここでは型 枠ブロック造規準および補強ブロック造規準における最小壁厚 150mm に対して両規準の上限階高 3.5m を対象とした計算結果を表 2.16 に示す.ポアソン比は略算として 1/6 を仮定する.計算に用いた *E*/*σ*_{cr}は,型枠ブロック造に対しては約 800~500 が対応し,補強ブロック造に対しては約 500~350 が対応すると考えられる.ここで限界壁厚比 *l*/*t* すなわち,構面の水平支点間距離と壁厚の比は,計 算に用いた手法の精度を考慮すると,上限値として型枠ブロック造では 50 程度が,補強ブロック造で は 40 程度が妥当であると考えられる.

E/σ _{cr}	800	700	600	500	400	350	300			
辺長比 h / l	0.148	0.158	0.20	0.35	0.51	0.60	0.69			
座屈係数 k	45	34	27	10.6	6.3	5.1	4.5			
限界壁厚比1/t	158	148	117	67	46	39	34			

表 2.16 座屈計算における座屈係数と限界壁厚比(t=150mm, h=3.5m の場合)

2.6 偏心率, 剛性率および層間変形角

偏心率,剛性率,層間変形角の検定は建築基準法では特定建築物(昭和55年建設省告示第1790号による)について行うことになっており,標準せん断力係数 C₀=0.2の水平荷重時において偏心率 0.15以下,剛性率 0.6以上であることを確認し,層間変形角 1/200以下が要求されている.現行の地上階数 3 以下の建築物を対象とする各メーソンリー造設計規準では,対象建築物は特定建築物に該当しないとされ,かつ壁量規定に十分の安全があることから,特に偏心率,剛性率等の算定を要求していない.しかし,特定建築物に該当する構造にする場合あるいは必要壁量値を設計規準規定値でなく計算で定める場合には,偏心率,剛性率,層間変形角等の検討は重要である.

メーソンリー構造の耐震安全性は,前節までの壁率,壁量,平均せん断応力度が標準値を満たして いれば確認できる.設計段階において特に壁量を標準値より小さく抑えたい場合は,偏心率,剛性率 等の検討を行う必要がある.

(1) 偏心率および剛性率

偏心率および剛性率の計算においては、各耐力壁の水平剛性の算出が必要である.水平剛性算出においては、メーソンリー造は壁式構造であり高剛性のため、標準せん断力係数 C₀=0.2 の地震時応力は極めて弾性に近いことから、原則として弾性解析に基づくことにしている.耐力壁の剛性を求めるに当たっては、構造体を適切にモデル化しなければならない.モデル化は各種の手法があるが、通常行われるのは、骨組みを線材置換してフレーム解析による方法、および有限要素法がある.後者は分割数を増すことにより精密な解析が可能であるが、壁体を面材として設計する手法が確立していないことから、通常の設計では現実的ではない.

線材置換に当たっては耐力壁を柱,壁梁(または臥梁,以下まとめて壁梁等という)を梁として解 析する.部材のせいが比較的大きいことから節点において剛域を設定する.剛域の設定は RC 規準 8 条解説による方法^{2.12})によることが多い. 図 2.6 にその一部を例示した. 解析は原則として,曲げ・せん断変形と剛域の影響を考慮した計算による.手計算による場合は,武藤博士による D 値法^{2.13}などが使われる.

耐力壁の剛性に関する直交壁の協力幅は, RC 規準のスラブの有効幅規定^{2.14)}, 壁式鉄筋コンクリー ト造計算規準^{2.15)} (以下, 壁式 RC 規準), RM 造構造設計指針^{2.16)}, 等における関連対応を参照し, メーソンリー構造の特性を考慮した(2.23) 式による(図 2.7 参照). この協力幅の範囲の直交壁を"有 効な範囲内"の直交壁という.

壁梁または臥梁に RC 造スラブが付く場合のスラブの有効幅は RC 規準 2.14)を準用する.



図 2.6 部材接合部における剛域長 2.12)



図 2.7 直交壁の協力幅(平面)

(2.23)

b_a:検討方向に直交する壁のうち、構造解析時に有効と考える協力範囲

a:検討する耐力壁と直交構面で接続して隣り合う他の耐力壁までの内法長さ

h: 耐力壁の階高

解析において直交壁の協力幅の効果は,略算として直交壁の付く耐力壁の曲げ剛性増大率を両側直 交壁付きで 2.0,片側付きで 1.5 としてもよい.

偏心率の算定には、各階各方向ごとに平面上の剛心および重心の位置をもとめ、剛心と重心の位置 差より求められる偏心距離を弾力半径で除して求められる。特定建築物に該当するメーソンリー建築 物は、建築基準法施行令第82条の3により偏心率は0.15を超えないことを確認することとされてい る。剛性率は各階の層間変形角の逆数を建築物全階の層間変形角の逆数の相加平均で除して得られ、 施行令の同条では0.6以上であることを確認することとされている。耐力壁の剛性評価には組積体の 全断面積(部分充填造では空洞を含む断面積)およびヤング係数を用いて算出する。

(2) 層間変形角

標準せん断力係数 C_0 =0.2の水平荷重時において各階各方向の層間変形角を 1/2000 以下であるよう に設計した壁式構造建築物は、極めて稀に発生する大地震時(最大速度 50 kine 程度)において層間変 形角が 1/200 以下であることが 5 階建壁式 RC 造建築物の応答解析 ^{2.17)}から証明されている.また、メ ーソンリー造耐力壁(型枠ブロック造、補強ブロック造)のせん断加力実験から耐力壁の最大荷重時 変形角は概ね 1/200 以下であることも示されている ^{2.18)}. 壁式 RC 造とメーソンリー構造の耐震性状に 類似性があることより、メーソンリー構造において C_0 =0.2 における水平荷重に対して層間変形角が 1/2000 以下であるように設計することにより、最大地震時におけるメーソンリー構造の安全性は確保 されることが推定される.

建築物の平面,立面が比較的整形で剛性率,偏心率が法令の確認数値を満足し,階高および壁量が 設計規準の規定値を満たしている設計では,水平耐力の余裕が大きく各階の層間変形角が1/2000を上 回ることがほとんどないことから,層間変形角の検討は省略してもよい.壁量が標準壁量を下回る設 計で,剛性率,偏心率の数値が法令の確認条項を満たしていないものについては,次節に示す保有水 平耐力の略算的な検討を行い,必要水平耐力を上回っていればよいと考えられる.

2.7 保有水平耐力(曲げ強度)の略算

偏心率および剛性率の検定が必要な場合で、その値が法令の確認数値を満足しない場合は、原則と して保有水平耐力の検討を行うことになる.地上階数が4以上の全充填造においては保有水平耐力の 検討が義務付けられているので、ここではそれ以外の場合、すなわち地上階数3以下の建築物で、偏 心率および剛性率が法令の確認規定を満たしていない場合、あるいは特殊な設計で壁率および壁量を 標準値より下回る設計を行う場合に、以下に示す保有水平耐力の略算的検討を行うこととする.

(1) 全体曲げ抵抗モーメントの確認

建築物の全体曲げ抵抗モーメントが,各階の構造特性係数を0.55 としたときの必要保有水平耐力に 相当する水平荷重による1階耐力壁脚部回りの転倒モーメント以上であることを確認する((2.24)式). 前記の必要保有水平耐力に相当する水平荷重による1階耐力壁脚部回りの転倒モーメントは(2.25) 式により,水平荷重検討方向における全体曲げ抵抗モーメントは(2.26)式または(2.27)式のうち 小さい方による.

$$_{DT}M_{u} \leq_{R} M_{u} \tag{2.24}$$

記号

orM_u:構造特性係数 0.55 としたときの必要保有水平耐力に相当する水平荷重による1 階耐力 壁脚部回りの転倒モーメントで(2.25)式による.

$${}_{OT}M_u = 0.55 \sum_{i=1}^n F_{es0,i} \cdot Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot W_i \cdot h_i$$
(2.25)

 $_{R}M_{u}: 建築物の全体曲げ抵抗モーメントで(2.26) 式または(2.27) 式の小なるものによる.$ $<math>_{R}M_{u} = \Sigma_{w}M_{u} + \Sigma_{b}M_{u}$ (2.26)

$$_{R}M_{u} = \Sigma_{w}M_{u1}$$

F_{es0i}: 剛性率と偏心率により(2.28)(2.29)式より定まる i 層の割増し係数

- Z: 令第88条第1項に規定する地震地域係数
- R_t:昭和 55 年建設省告示第 1793 号に規定する振動特性係数
- A_i:同上告示に規定する地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す *i* 層の 係数

(2.27)

- W_i: 令第88条第1項により地震力を計算する場合における i 層が支える部分の固定荷重 と積載荷重の和(特定行政庁が指定する多雪区域においては,さらに積雪荷重を考 慮する.)
- *h_i*:*i* 階の階高

n:建築物の地上階数

$$\begin{array}{cccc} F_{es0} = (10 \ R_e \ /3 + 0.5) \cdot F_s & (R_e \ge 0.15) \\ F_{es0} = F_s & (R_e < 0.15) \end{array} \right\}$$
(2.28)
$$F_s = 2.0 - R_s \ /0.6 & (R_s < 0.6) \\ F_s = 1.0 & (R_s \ge 0.6) \end{array} \right\}$$
(2.29)

。 ここで, R_e :偏心率 R_s :剛性率

 $F_s:$ 昭和 55 年建設省告示第 1792 号(平成 7 年告示第 1997 号により改正)による数値 $\Sigma_w M_u: 1$ 階耐力壁脚部の終局曲げモーメントの和

- $\Sigma_{b}M_{u}$ ':2階以上の壁梁等の各節点における曲げ抵抗モーメントの和
- $\Sigma_w M_{u1}: 1$ 階耐力壁の上下端部の終局曲げモーメントの和
- (2) 終局曲げモーメントの計算
- 前号に用いる耐力壁および壁梁等の終局曲げモーメントは以下による.
- a. 耐力壁
- 全充填造および部分充填造とも略算として次式を用いてよい.

$${}_{v}M_{u} = \Sigma \left(a_{t} \cdot \sigma_{y}\right)l' + 0.5 \Sigma \left(a_{w} \cdot \sigma_{wy}\right)l' + 0.5N \cdot l' + M_{e}$$

$$\tag{2.30}$$

記号

- $a_t: 耐力壁の引張筋とみなせる鉄筋の断面積で、全充填造においては有効な範囲内の直交壁の縦筋を含む$
- σ、: 同上鉄筋の材料強度で, 規格降伏点の 1.1 倍とする
- l':両端に直交壁が付く場合はその中心間距離,その他の場合は耐力壁長さlの 0.9 倍
- *a_w*:耐力壁の中間部にある縦筋の断面積の和で、中間部に直交壁が付く場合は、終局曲げモ ーメントに有効な範囲内の縦筋の断面積を含む
- σ_{wv}:同上鉄筋の材料強度で,規格降伏点の1.1倍とする
 - N:耐力壁の軸方向力で,長期荷重時の軸方向力および水平荷重時の軸方向力(1次設計時 軸力の2.75倍(=0.55/0.2)または壁梁降伏時軸力)に,有効な範囲内の直交壁から負担 される長期荷重時軸方向力を含む
 - M_e: 直交壁よりの軸方向力による偏心モーメント
- b. 壁梁等

RC 造および型枠ブロック造の場合とも壁梁等の節点における終局曲げモーメントは次式によって よい.

 $_{b}M_{u}'=_{b}M_{u}\cdot l/l'$

(2.31)

記号 _bM_u:壁梁等の端部終局曲げモーメントで(2.32)式を用いてよい.

1: 壁梁両端の耐力壁の心々間距離で、臥梁の場合は接続する耐力壁の心々間距離

l': 壁梁等の内法スパン

 $_{b}M_{u} = 0.9 \Sigma (a_{t} \cdot \sigma_{v} \cdot d)$

- (2.32)
- 記号 a_t: 壁梁等の引張主筋断面積で,引張側にスラブが接続する場合,有効な範囲内(片側につき 1m)のスラブ筋の断面積を考慮する.
 - σ、: 同上鉄筋の材料強度で, 規格降伏点の 1.1 倍とする
 - d: 壁梁(臥梁)の有効せい

(2.25),(2.26)式に示されている全体曲げ抵抗モーメントは,図 2.8 (a)(b)に示す降伏機構を想定したものである.既往の実験結果^{2.19)~2.21)}の考察より,同図(a)は全充填造に生じ易く,同図(b)は部分充填造に生じ易いと考えられる.同図(b)の降伏機構発生の理由は明確でないが,多くの場合耐力壁の設計壁量が各階共通になり勝ちであるのに対し,層せん断力に対して1階の耐力壁の曲げ強
度の総和が2階の場合に比較して相対的に不利となることが考えられる.保有水平耐力はこの両者の 降伏機構のうち小なるものをとることとする.抵抗モーメントが不足する場合は降伏ヒンジ位置で曲 げ補強筋を補強する等の措置が必要となる.なお,同図(a)のような明快な降伏機構が形成されない 場合は計算値は抵抗モーメントを過大に評価することになるが,直交壁の効果等壁式構造特有の立体 効果が期待できるので,略算的検討という位置付けでは曲げ抵抗の確認は可能であると考えられる.



(3) 耐力壁および壁梁等におけるせん断強度の検討

前項までの保有水平耐力の検討は骨組が曲げ崩壊メカニズムになることを前提としている.その際, 耐力壁および壁梁等がせん断破壊を生じないことを確認する必要がある.なお,曲げ崩壊型設計を確 実なものとするには靱性保証型設計法の確立が必要であるが,これは現行の許容応力度設計を基本と する設計法の次段階のものとして今後の研究に期待している.

メーソンリー部材のせん断強度を含む終局強度の算出式については、付録「メーソンリー構造部材 の終局強度」を参照されたい.

[2 章参考文献]

- 2.1).日本建築学会:壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリー編),2006年版.この設計規準集に型枠 コンクリートブロック造設計規準,中層型枠コンクリートブロック設計規準,補強コンクリートブロック造設 計規準,コンクリートブロック帳壁構造設計規準,コンクリートブロック塀設計規準,組積造(無筋)設計規 準および各解説が包含されている.
- 2.2) 建築研究振興協会:鉄筋コンクリート組積造(RM造)構造設計指針・同解説, 2004 年
- 2.3) 北海道メーソンリー建築協会:補強セラミックブロック造設計指針・同解説, 2008年
- 2.4) 日本建築学会:補強コンクリートブロック造設計規準・同解説,前掲文献2.1 のうち
- 2.5) 日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準・同解説,前掲文献 2.1 のうち
- 2.6) 日本建築学会:中層型枠コンクリートブロック造設計規準・同解説,前掲文献2.1のうち
- 2.7) 日本建築学会:中層型枠コンクリートブロック造設計規準・同解説, pp.144~146, 前掲文献 2.1 のうち
- 2.8) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.608~609, 1990 年
- 2.9) 日本建築学会:特殊コンクリート造設計規準・同解説 組積造設計規準・同解説, pp.29~30, 1952 年
- 2.10) ティモシェンコ・ギアー:弾性安定の理論(下), pp.332~337, ブレイン図書, 1974年
- 2.11) 日本建築学会:建築学便覧(Ⅱ構造),7編力学,pp.179~181,1977年
- 2.12) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, p.67, 1999
- 2.13) 武藤 清:12.耐震計算規準, 耐震計算法, p.279, 耐震設計シリーズ1, 丸善, 1963
- 2.14) 文献 2.12) の pp.62~63
- 2.15)日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造計算規準・同解説, p.172, 壁式構造関係設計規準集・同解説(壁

式鉄筋コンクリート造編), 2003 年

2.16) 文献 2.2) の p.2-113

2.17) 文献 2.15) の p.155

- 2.18) 日本建築学会:補強組積造建築物の構造性能評価指針(案)・同解説,付録 5.補強組積造の強度および変形, 2009 年
- 2.19) 上之薗隆志、山崎 裕、勅使川原正臣、五十石浩、加藤博人、西 孝明、松野元隆:組積造に関する日米 共同大型耐震実験研究(57)、実大5層RM構造建築物の耐震実験(その4,耐力および変形性状)、日本建築 学会大会学術講演梗概集C,1988.10.
- 2.20) 加藤一雄,松村 晃,遠藤利根穂,西山光昭,井口隆弘:補強コンクリートブロック造実大建物の水平加 力実験(第2報),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1982.9.
- 2.21) 岡田恒男,大和田義正,木村秀雄,林 正司,隈澤文俊,堀内正司,中埜良昭,大縄 巧,布施勝章,村 上雅也:補強コンクリートブロック造2階建校舎の水平加力実験(その1,その2),日本建築学会大会学術講 演梗概集C,1985.10.

3章 耐力壁の設計

3.1 曲げモーメントに対する設計

(1) 許容曲げモーメント

耐力壁の許容曲げ耐力については、各設計規準(型枠ブロック造規準,中層型枠ブロック造規準, 補強ブロック造規準)では壁量および耐力壁の構造要件(壁厚・配筋等)を満たしていればよいこと になっており、許容曲げモーメント *M_A*の設計式は示されていないが、精算する場合の設計式とその 誘導を本章で示しておく.[参照:型枠ブロック造規準7条・8条,中層型枠ブロック造規準7条・8 条,補強ブロック造規準条8条・9条]

設計に当たっては、組積体の引張強度を無視し断面の平面保持を仮定すれば、許容曲げモーメントは(3.1)式のように示される(図 3.1 参照).



図 3.1 耐力壁水平断面図

$$M_{A} = C \cdot t \cdot {}_{s}d_{1}^{2} + \sum_{n=1}^{m} (N_{i} \cdot {}_{n}d_{i})$$
(3.1)
ただし, Cは (3.2^{fo}式の C₁ と (3.4) 式の C₂のうち,小さい方の数値とする.

$$C_{1} = \frac{n \cdot {}_{m} f_{c}}{x_{n1}} \left\{ {}_{s} I - {}_{s} S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^{3}}{6n} \right\}$$
(3.2)

なお,上式中に用いる中立軸比 x,1は次式による.

$$x_{n1} = \frac{x_n}{{}_s d_1} = (\eta - n \cdot p_g) + \sqrt{(\eta - n \cdot p_g)^2 + 2n \cdot {}_s S}$$
(3.3)

$$C_{2} = \frac{n \cdot f_{t}}{1 - x_{n1}} \left\{ {}_{s} I - {}_{s} S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^{3}}{6n} \right\}$$
(3.4)

なお,上式中に用いる中立軸比 xn1 は次式による.

$$x_{n1} = \frac{x_n}{sd_1} = -n\left\{\left(\frac{\eta}{\alpha} + p_g\right) - \sqrt{\left(\frac{\eta}{\alpha} + p_g\right)^2 + \frac{2}{n}\left(\frac{\eta}{\alpha} + sS\right)}\right\}$$
(3.5)

記号 M_A:耐力壁の許容曲げモーメント

- t:耐力壁の厚さで,圧縮縁に有効な直交壁が付く場合は有効な直交壁の範囲内の長さ を含む.ここで,"有効な直交壁"とは2章2.6節に示す(2.23)式および図2.7で 定義される範囲内の直交壁をいう.
- _d: E縮縁から引張側端部曲げ補強筋の中心までの距離
- N_i, _nd_i: 有効な直交壁がある場合,引張側から数えて i 番目の直交壁の有効範囲内の軸方向力 および,圧縮縁から軸方向力 N_iの作用位置までの距離.
 - m: 有効な直交壁の数
- N_o, _nd_o:検討方向の耐力壁断面の軸方向力(N)および,圧縮縁から軸方向力 N_oの作用位置

までの距離

η:全軸方向力を検討方向の耐力壁断面のみで支持する時の圧縮応力度と組積体の許容 圧縮応力度の比で,次式による.

$$\eta = \sum_{i=0}^{m} \frac{N_i}{t \cdot {}_s d_1 \cdot {}_m f_c}$$
(3.6)

ここで, n:ヤング係数比(全充填造では15とする.部分充填造では次式による.

 $n=2.05 \times 10^{5}/500F_{m}$ F_{m} :組積体設計基準強度 (N/mm²))(後述(3)参照) $_{m}f_{c}$:組積体の許容圧縮応力度

f,:縦補強筋の許容引張応力度

 $\alpha : f_t / {}_m f_c$

- x_n: 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)で図 3.2 の範囲とする.
- $_{s}I: 縦補強筋の圧縮縁に関する断面 2 次モーメントを (<math>t \cdot_{s} d_{1}^{3}$) で除した値で,次式に よる.

$${}_{s}I = \sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i} \cdot {}_{s} d_{i}^{2}}{t \cdot {}_{s} d_{1}^{3}}$$
(3.7)

 $_{s}S:縦補強筋の圧縮縁に関する断面1次モーメントを(<math>t \cdot_{s} d_{1}^{2}$)で除した値で、次式に よる.

$${}_{s}S = \sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i \cdot s} d_{i}}{t \cdot {}_{s} d_{1}^{2}}$$
(3.8)

 a_i, _sd_i:引張側端部曲げ補強筋から数えてi番目の縦補強筋の断面積と、圧縮縁からその中心までの距離で、許容曲げ耐力に有効な範囲内の直交壁内の縦 補強筋も含む.

$$p_{g}: 次式による.$$

$$p_{g} = \sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i}}{t \cdot {}_{s} d_{1}}$$
(3.9)

k:縦補強筋の本数



図 3.2 耐力壁の断面形と中立軸の取り得る範囲(平面)

(2) 許容曲げモーメント略算式

直交壁を無視して(軸方向力と鉄筋は考慮する)上記の算定式(3.1)~(3.9)を使用してもよい. また許容曲げモーメント略算式として(3.10)式を用いることができる.

$$M_{A} = \sum (a_{i} \cdot f_{i}) \cdot j + \sum_{i=0}^{m} \left\{ (N_{i} \cdot {}_{n}d_{i}) \cdot (1 - \frac{N_{i}}{t \cdot {}_{s}d_{1} \cdot {}_{m}f_{c}}) \right\}$$
(3.10)

ここで,

a,: 引張側端部で引張曲げ補強筋とみなせる鉄筋の断面積

f.: 同上鉄筋の許容引張応力度

j:応力中心距離で、j=(7/8)dとする

d:耐力壁の有効せいで圧縮縁から引張曲げ補強筋の中心までの距離

その他記号は,前出

(3) ヤング係数比 n について

前記各式に用いるヤング係数比nは組積体に対する鉄筋のヤング係数比を表しており,実測等により全充填造ではRC造と同様に15が使用できる.部分充填造では組積体に空洞があるため全充填造と比較すると性状がやや脆性的と思われ,1章に示した部分充填組積体のヤング係数実験式(1.7)式を用いると実状に近いので,ヤング係数比は次式で示すこととする.

 $n = 2.05 \times 10^{5}/500 F_{m}$

(3.11)

F_m:部分充填造組積体の設計基準強度(N/mm²)

(4) 中立軸が取り得る範囲を超える場合

中立軸が図 3.2 の範囲を超える場合は、断面の平面保持を仮定して断面解析により許容曲げモーメントを算定することを原則とする. なお、その場合、直交壁を無視して(3.1)式から(3.6)式を適用してもよい. ただし、直交壁による軸力と鉄筋は考慮に入れるものとする.

(5) 許容曲げモーメント式の誘導

耐力壁の許容曲げモーメント計算式(3.1)~(3.9)式の誘導^{3.1)}を以下に示す.図 3.3 に断面歪度 の分布を示す.許容曲げモーメントは,組積体の許容圧縮応力度で決まる場合((3.2)式)と引張鉄 筋の許容引張応力度で決まる場合((3.4)式)とがある.



図 3.3 耐力壁の断面および歪度分布

i)基本仮定

断面歪度が中立軸からの距離に比例するとして、(3.12)式が成立する.

記号 *l*:壁長 *t*:壁厚

N₀:耐力壁が負担する軸方向力

 $N_1 \sim N_2$:有効な直交壁((3.1) ~ (3.5)式の記号説明参照)が負担する軸方向力 $_N d_0 \sim_N d_2$: 圧縮縁から各軸方向力までの距離

$$x_n$$
:中立軸距離
 sd_i : 圧縮縁から各縦筋までの距離
 ϵ_c : 組積体の圧縮縁の歪度
 a_i :各縦筋の断面積 sd_1 : 圧縮縁から最引張端の縦筋までの距離
 ϵ_t : 最引張端の縦筋の歪度
 ϵ_i : 低意位置の縦筋の歪度
 E_m : 組積体のヤング係数
 E_m : 組積体のヤング係数
 $k: 縦筋の本(段)数$

n: 組積体ヤング係数に対する鉄筋のヤング係数比 <math>k: 縦筋の本(段) 数 $f_t: 縦筋の許容引張応力度 <math>mf_c: 組積体の許容圧縮応力度$

任意の縦筋位置の歪度と,最引張端縦筋歪度または圧縮縁組積体歪度との関係,および最引張端縦筋歪度と圧縮縁歪度の関係は次のように表される.ただし,引張側を正とする.

$$\varepsilon_{i} = \varepsilon_{t} \frac{sd_{i} - x_{n}}{sd_{1} - x_{n}} = -\varepsilon_{c} \frac{sd_{i} - x_{n}}{x_{n}} \qquad \varepsilon_{t} = -\varepsilon_{c} \frac{sd_{1} - x_{n}}{x_{n}}$$
(3.12)

中立軸が断面内にある場合 ($0 \leq x_n \leq d_1$),縦筋の負担する軸方向力_sN および圧縮縁に関する縦筋 によるモーメント_sM は以下のように表される.

$${}_{s}N = \sum_{i=1}^{k} {}_{s}N_{i} = \sum_{i=1}^{k} {}_{s}\frac{\varepsilon_{t}({}_{s}d_{i}-x_{n})}{{}_{s}d_{1}-x_{n}} \cdot a_{i} = \frac{E_{s} \cdot \varepsilon_{t}}{{}_{s}d_{1}-x_{n}} \sum_{i=1}^{k} ({}_{s}d_{i} \cdot a_{i}-a_{i} \cdot x_{n}) = -\frac{E_{s} \cdot \varepsilon_{c}}{{}_{x_{n}}} \sum_{i=1}^{k} ({}_{s}d_{i} \cdot a_{i}-a_{i} \cdot x_{n})$$
(3.13)

$${}_{s}M = \sum_{i=1}^{k} N_{i} \cdot {}_{s}d_{i} = \frac{E_{s} \cdot \varepsilon_{t}}{{}_{s}d_{1} - x_{n}} \sum_{i=1}^{k} ({}_{s}d_{i}^{2} \cdot a_{i} - {}_{s}d_{i} \cdot a_{i} \cdot x_{n}) = -\frac{E_{s} \cdot \varepsilon_{c}}{x_{n}} \sum_{i=1}^{k} ({}_{s}d_{i}^{2} \cdot a_{i} - {}_{s}d_{i} \cdot a_{i} \cdot x_{n})$$
(3.14)

組積体部分の負担する軸方向力_mNおよび圧縮縁に関する組積体モーメント_mMは以下のように計算できる.

$${}_{m}N = \frac{t \cdot E_{m} \cdot \varepsilon_{c} \cdot x_{n}}{2} = -\frac{t \cdot E_{s} \cdot \varepsilon_{t} \cdot x_{n}^{2}}{2n(_{s}d_{1} - x_{n})}$$

$${}_{m}M = {}_{m}N \cdot \frac{x_{n}}{3} = \frac{t \cdot E_{m} \cdot \varepsilon_{c} \cdot x_{n}^{2}}{6} = -\frac{t \cdot E_{s} \cdot \varepsilon_{t} \cdot x_{n}^{3}}{6n(_{s}d_{1} - x_{n})}$$

$$(3.15)$$

ii) 組積体の許容圧縮応力度で決まる場合

以下、本項および次項において、直交壁が無く軸方向力 N_0 が耐力壁の中央に作用する場合について誘導する.軸方向力のつり合いは次のように表される.外力と応力については右図を想定する.つり合い式の $_{s}N, _{m}N$ には ϵ_{c} で表されるものを用いる.

軸方向力のつり合いには、(3.13)、(3.15)式を用い、

 $N_0 + {}_{s}N + {}_{m}N = 0$

図 3.4 耐力壁断面の外力と応力

$$N_0 - \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{x_n} \sum_{i=1}^k ({}_s d_i \cdot a_i - a_i \cdot x_n) + \frac{t \cdot E_m \cdot \varepsilon_c \cdot x_n}{2} = 0$$
(3.17)

ここで, E_s ・ $\epsilon_c = -n \cdot E_m$ ・ $\epsilon_c = -n \cdot m f_c$ E_m ・ $\epsilon_c = -m f_c$ と置くと,

$$N_0 + \frac{n \cdot m f_c}{x_n} \sum_{i=1}^k ({}_s d_i \cdot a_i - a_i \cdot x_n) - \frac{t \cdot m f_c \cdot x_n}{2} = 0$$

両辺に x_n を乗じて、 x_n に関して整理すると、

$$\left(\frac{t \cdot f_m}{2}\right) x_n^2 - \left(N_0 - n \cdot {}_m f_c \sum_{i=1}^k a_i\right) x_n + n \cdot {}_m f_c \sum_{i=1}^k ({}_s d_i \cdot a_i) = 0$$
(3.18)

両辺を $t \cdot_s d_1^2 \cdot_m f_c$ で除し、 $x_n \swarrow_s d_1 = x_{n1}$ (中立軸比) と置く.

$$\frac{x_{n1}^2}{2} - \left(\frac{N_0}{t \cdot_s d_1 \cdot_m f_c} - \frac{n}{t \cdot_s d_1} \sum_{i=1}^k a_i\right) x_{n1} - \frac{n}{t \cdot_s d_1^2} \sum_{i=1}^k s d_i \cdot a_i = 0$$

ここで
$$\frac{N_0}{t \cdot s d_1 \cdot m f_c} = \eta$$
 (軸応力度比), $\frac{1}{t \cdot s d_1} \sum_{i=1}^k a_i = p_g$ (縦筋の総鉄筋比), $\frac{1}{t \cdot s d_1^2} \sum_{i=1}^k s d_i \cdot a_i = s S$ (縦筋の

$$x_{n1}^2 - 2(\eta - n \cdot p_g) x_{n1} - 2n \cdot_s S = 0$$
 (3.19)
これを解いて次の中立軸比が得られる.これが前掲(3.3)式である.

$$x_{n1} = (\eta - n \cdot p_g) + \sqrt{(\eta - n \cdot p_g)^2 + 2n \cdot s}$$
(3.3)

圧縮縁に関するモーメントのつり合いをとる. (3.14), (3.16) 式による.

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + {}_s M + {}_m M$$

$$M = N_0 \cdot_N d_0 - \frac{E_s \cdot \varepsilon_c}{x_n} \sum_{i=1}^k ({}_s d_i^2 \cdot a_i - {}_s d_1 \cdot a_i \cdot x_n) + \frac{t \cdot E_m \cdot \varepsilon_c \cdot x_n^2}{6}$$

$$\Box \subset \heartsuit, \quad E_s \cdot \varepsilon_c = -n \cdot_m f_c, \quad E_m \cdot \varepsilon_c = -{}_m f_c \quad \succeq \blacksquare \le .$$

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + \frac{n \cdot_m f_c}{x_n} \sum_{i=1}^k ({}_s d_i^2 \cdot a_i - {}_s d_1 \cdot a_i \cdot x_n) - \frac{t \cdot_m f_c \cdot x_n^2}{6}$$

第2, 第3項を t_{s}^{-1} でくくり,整理する.

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + \left[\frac{n \cdot_m f_c}{t \cdot_s d_1^2} \left\{ \sum_{i=1}^k (sd_i^2 \cdot a_i - sd_1 \cdot a_i \cdot x_n) \right\} - \frac{t \cdot_m f_c \cdot x_n^2}{6 t \cdot_s d_1^2} \right] t \cdot_s d_1^2$$

$$= N_0 \cdot_N d_0 + \frac{n \cdot_m f_c}{x_{n1}} \{ \frac{1}{t \cdot_s d_1^3} \sum_{i=1}^k s_i^2 \cdot a_i - \frac{x_{n1}}{t \cdot_s d_1^3} \sum_{i=1}^k s_i^2 \cdot a_i - \frac{x_{n1}^3}{t \cdot_s d_1^3} \} t \cdot_s d_1^2$$

ここで、
$$\frac{1}{t \cdot s d_1^3} \sum_{i=1}^k s d_i^2 \cdot a_i = s I$$
 (縦筋の2次モーメント係数) と置くと、許容曲げモーメント式 (3.20)

が得られる.同式中の係数 C₁が前掲の(3.2)式である.

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + \frac{n \cdot_m f_c}{x_{n1}} \{ {}_s I - {}_s S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^3}{6n} \} t \cdot_s d_1^2 = N_0 \cdot_N d_0 + C_1 \cdot t \cdot_s d_1^2$$

$$C_1 = \frac{n \cdot_m f_c}{x_{n1}} \{ {}_s I - {}_s S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^3}{6n} \}$$
(3.20)
(3.2)

C₁:組積体許容圧縮応力度で決まる場合の曲げモーメント係数 iii)鉄筋の許容引張応力度で決まる場合

つり合い式の $_{s}N,_{m}N$ には最引張端縦筋の歪度 ϵ_{t} を含む式を使用する.軸方向力のつり合いで(3.13), (3.15) 式より,

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + \frac{E_s \cdot \epsilon_t}{sd_1 - x_n} \sum_{i=1}^k (sd_i^2 \cdot a_i - sd_1 \cdot a_i \cdot x_n) - \frac{t \cdot E_s \cdot \epsilon_t \cdot x_n^3}{6n(sd_1 - x_n)}$$
(3.23)

第2, 第3項を $t \cdot {}_{s} d_{1}^{2}$ でくくり, $E_{s} \cdot \epsilon_{t} = f_{t}$ と置くと, 許容曲げモーメント式が得られる.

$$M = N_0 \cdot_N d_0 + \frac{f_t}{1 - x_{n1}} \left\{ \frac{1}{t \cdot_s d_1^3} \sum_{i=1}^k {}_s d_i^2 \cdot a_i - \frac{x_{n1}}{t \cdot_s d_1^2} \sum_{i=1}^k {}_s d_1 \cdot a_i - \frac{x_{n1}^3}{6n} \right\} t \cdot_s d_1^2$$

$$= N_0 \cdot_N d_0 + \frac{f_t}{1 - x_{n1}} \left\{ {}_s I - {}_s S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^3}{6n} \right\} t \cdot_s d_1^2$$

$$= N_0 \cdot_N d_0 + \left\{ C_2 \right\} t \cdot_s d_1^2$$

$$C_2 = \frac{f_t}{1 - x_{n1}} \left\{ {}_s I - {}_s S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^3}{6n} \right\}$$
(3.24)

 C_2 : 引張鉄筋の許容応力度で決まる場合の曲げモーメント係数 iv) 直交壁のある場合

前号までの(3.17)~(3.24)式に,有効な直交壁の軸方向力による効果を加えれば許容曲げモー メント式は同様にして誘導できる.有効な直交壁内の縦筋の影響は,前項までの式中の縦筋の項に耐 力壁の縦筋に準じて算入すれば容易に得られる.

v)略算式

通常のメーソンリー建築における耐力壁は引張鉄筋降伏が先行する曲げ破壊がほとんどであるので, 許容曲げモーメント値は前記の複雑な式によらずに簡略な略算式がしばしば使用される.前掲(3.10) 式がそれである.耐力壁構造に関連する設計規準が対象としている軸方向応力度の範囲で,略算式か ら得た値は精算式から得た値と同等かまたはそれ以下で安全側に評価できる.ここで,略算式の誘導 を示す.式中の記号は前各号と同様である.図 3.5 に耐力壁水平断面に作用する力関係の図を示す.



図 3.5 耐力壁断面に作用する力および応力度

算出に当たり以下の仮定を用いた.対称断面,つり合い軸力以下で,引張鉄筋が許容応力度に達し, 圧縮縁で応力度が *mfc*になっているとする. 圧縮鉄筋も圧縮許容応力度になっているとする.

軸方向力は重心位置に作用すると仮定する。断面のつり合いにおいて、組積体圧縮応力分布を長方 形応力ブロックとし、相当するブロック長さをaとすると、組積体圧縮合力_mNおよびaは次のよう に表せる(図 3.5 参照).

$${}_{m}N = N_{0} = a \cdot t \cdot {}_{m}f_{c} \qquad a = N_{0} / t \cdot {}_{m}f_{c}$$
(3.25)
断面の許容曲げモーメントは次式で表せる.

$$M_{A} = 0.8a_{t} \cdot f_{t} \cdot l + N_{0} \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2}\right) = 0.8a_{t} \cdot f_{t} \cdot l + 0.5 N_{0} \left(l - a\right) = 0.8a_{t} \cdot f_{t} \cdot l + 0.5 N_{0} \left(l - \frac{N_{0}}{t \cdot m} f_{c}\right)$$

$$= 0.8a_t \cdot f_t \cdot l + 0.5 N_0 \cdot l \left(1 - \frac{N_0}{t \cdot l \cdot_m f_c}\right)$$
(3.26)

ここで、 $0.8l \, \epsilon_j \, (j=7_s d_1/8), \, 0.5l=_N d_0, \, 上式の分母で l=_s d_1 とすると次式となる.$

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j + N_0 \cdot_N d_0 \left(1 - \frac{N_0}{t \cdot_s d_1 \cdot_m f_c}\right)$$
(3.27)

直交壁が複数ある場合,直交壁に作用する軸方向力の影響を加算すると前掲3.10式で表せる.

$$M_{A} = \sum (a_{t} \cdot f_{t}) \cdot j + \sum_{i=0}^{m} \left\{ (N_{i} \cdot {}_{n}d_{i}) \cdot (1 - \frac{N_{i}}{t \cdot {}_{s}d_{1} \cdot {}_{m}f_{c}}) \right\}$$
(3.10)

3.2 せん断力に対する設計

メーソンリー構造においては、長期荷重時および短期荷重時において、各設計規準(型枠ブロック 造規準、中層型枠ブロック造規準、補強ブロック造規準)とも原則として組積体にせん断ひび割れを 生じないことが要求されているが、短期荷重時においては万一せん断ひび割れが発生した場合は、全 せん断力をせん断補強筋で負担することとする.ただし、地上階数が4以上の建築物では、短期荷重 時においてはメカニズム時のせん断力を設計応力としており、その場合の許容せん断力は組積体せん 断強度にせん断補強筋強度を加算することにしている.

前記各設計規準ではせん断補強筋の配筋表または必要せん断補強筋比が示され,設計式の詳細は示 されていないが,せん断設計の基本的な考えを以下に示す.

(1) 長期許容せん断力

耐力壁の長期許容せん断力 Q_{AL}は(3.28)式で表される.

$$Q_{AL} = r \cdot t \cdot l \cdot {}_m f_s$$

ここで, Q_{AL}:耐力壁の長期許容せん断力

mfs:組積体の長期許容せん断応力度

r:小開口による低減係数で,(3.29)式のうち小さい方の数値による^{3.7)}.

$$\begin{array}{c} r_{1} = 1 - l_{0} / l \\ r_{2} = 1 - \sqrt{h_{0} \cdot l_{0} / (h \cdot l)} \end{array} \right\}$$
(3.29)

$$h_{0} : 小開口の高さ$$

- *l*₀:小開口の長さ
- h:耐力壁の鉛直支点間距離
- t: 耐力壁の厚さ
- l: 耐力壁の長さ
- (2) 短期許容せん断力
- 耐力壁の短期許容せん断力 Q_{AS} は(3.30)式で表される.
 - $Q_{AS} = r \cdot t \cdot l \cdot {}_m f_s \quad \text{interms}, \quad Q_{AS} = \alpha \cdot r \cdot p_w \cdot {}_w f_t \cdot t \cdot l$
 - mfs: 組積体の短期許容せん断応力度
 - r:(3.29) 式のいずれか小さい方の値
 - *p_w*: 横方向せん断補強筋比
 - wft: 横方向せん断補強筋の短期許容引張応力度
 - α:応力集中係数で通常 1.5
- (3) 地上階数が4以上の全充填造建築物における短期設計用せん断力に対する検定
- 地上階数が4以上の全充填造(中層型枠ブロック造)建築物では、耐力壁の短期許容せん断力 Q_{AS}が(3.31)式を満たすことを確認する.

$$_DQ_S \leq Q_{AS}$$

(3.31)

ここで、_pQ_s:耐力壁の短期設計用せん断力で、次式による.ただし、水平荷重時せん断力を2 倍以上割り増しして使用する場合は同式によらなくてもよい.

 $_D Q_S = \Sigma M_v / h'$

(3.32)

- ここで、ΣM_y:壁頂および壁脚の降伏曲げモーメントの絶対値の和、この場合、壁頂の降伏曲げ モーメントの絶対値よりも壁頂に連なる壁梁の降伏曲げモーメントの絶対値の和 の1/2が小さい場合には、小さいほうの数値を壁頂の降伏曲げモーメントとして よい.ただし、最上層の耐力壁では上記の1/2を1とする.
 - h': 耐力壁の内法高さ

Q_{AS}:耐力壁の短期許容せん断力で次式による.

 $Q_{AS} = r \cdot t \cdot j \{ {}_{m} f_{s} + 0.5 {}_{w} f_{t} (p_{w} - 0.002) \}$

- ここで, r:(3.29) 式による.
 - t:耐力壁の厚さ
 - j:耐力壁の応力中心距離でj=(7/8)d,〔d:耐力壁断面の有効せい〕
 - mfs:組積体の短期許容せん断応力度

(3.33)

(3.30)

(3.28)

- wft:耐力壁の横方向せん断筋の短期許容引張応力度
- p_w : 耐力壁の横方向せん断筋比で、 p_w の値が 0.002 を下回る場合は 0.002 とし、0.012 を 上回る場合は 0.012 とする.

地上階数が4以上の全充填造(中層型枠ブロック造)では、3階建以下の建築物より大きいせん断 力が負担されることより、設計用せん断力として耐力壁の上下端にヒンジが生ずるときの値とした. その場合の許容せん断力には、RC造柱の設計式に準じ、横方向せん断補強筋の強度のほか、組積体 のせん断強度負担分を加算している.

(4) せん断補強筋算定について

(3.28) 式および(3.30) 式の前半は同形の式で,設計用せん断力を受ける耐力壁に生ずるせん断応力度が組積体の許容せん断応力度を超えないことを確認するものである.式中の記号rは小開口による低減係数で次項で説明する.(3.30) 式の後半は,短期荷重時に施工欠陥または予想しない建築物の不同沈下等の不測の事態により耐力壁にひび割れが発生した場合に,負担全せん断力を横方向せん断補強筋が負担する式で,3 階建以下の低層建築物用の各設計規準で従来から採用しているものである.(3.30) 式ではその両方の形の式で安全を確認することにしている.

壁体のせん断補強筋の効果については未解明の分野があり、横方向せん断補強筋の効果が実験式を 用いて推定されている.許容応力度設計においては、耐力壁のせん断補強筋算定は主として梁のせん 断補強理論によっているが、一部を耐震壁のせん断補強の考えも参照している.図 3.6 は 1971 年改定 前の RC 規準における梁の常用設計式におけるせん断補強筋効果を示す図で、主せん断応力度 $\tau = \sigma_d$ に対して任意方向のせん断補強筋の効果を説明している.あばら筋間距離 x にある任意方向 θ のあば ら筋張力 $T_w = a_w \cdot_w \sigma_t$ があばら筋間の斜張力 S に対して次式でつり合っている.

 $S = T_w \cos(\theta - 45^\circ) = a_w \cdot w \sigma_t \cos(\theta - 45^\circ)$

ここで、 a_w : 一組のあばら筋断面積、 $w\sigma_t$: あばら筋に生ずる引張応力度

Sは $b \cdot x/\sqrt{2}$ (b:梁幅)面に生ずる主せん断応力度の合計であるから、 $S = \sigma_d \cdot b \cdot x/\sqrt{2}$ と置いて、かつ、あばら筋の場合 $\theta = 90^\circ$ であるから、 σ_d は次式で示される.

 $\sigma_{d} = (a_{w} / (b \cdot x)) (\sin \theta + \cos \theta) \cdot_{w} \sigma_{t} = (a_{w} / (b \cdot x)) \cdot_{w} \sigma_{t} = p_{w} \cdot_{w} \sigma_{t}$ (3.34) ここで、 $a_{w} / (b \cdot x) : あばら筋比$

一方,耐震壁のせん断補強筋算定法^{3.2)}では,縦横に等量のせん断補強筋が配置されているとして,図 3.7 のように,補強筋間隔 x 間の縦横補強筋の斜め分力が斜張力につり合うとすると,

 $\sigma_d \cdot \sqrt{2} x \cdot t = 2 a_t \cdot \sigma_t / \sqrt{2}$ (*t*: 壁厚, *a_t*: 補強筋断面積)

 $\therefore \sigma_d = \tau = p_s \cdot_s f_t(a_s/t \cdot x) \cdot_s \sigma_t = p_s \cdot_s \sigma_t$ (3.35)

ここで、 $s\sigma_t$:補強筋引張応力度、 p_s :せん断補強筋比

となり、梁理論による場合と同形になる.ただし、耐震壁では縦横に等しいせん断補強筋を配置する ことが前提である.梁理論は前提に曲げ補強筋の効果があるが式上では明らかでない.実験では(3.34)



図 3.6 梁におけるせん断補強筋のつり合い



図 3.7 耐震壁におけるせん断補強筋のつり合い^{3.2)}

式は必ずしも成立しないことが示されている 3.3).

耐力壁においては、壁長が小さいものは梁理論の考えがある程度適用できると考えられる. 壁長が 大きくなるにつれ耐震壁の計算によるべきことが予想されるが、その境界は明らかでない. 横方向補 強筋の最大間隔 *A* については、補強ブロック造規準においては、図 3.8 に示すように約 45°のひび 割れを縫う水平補強筋が有効に働くことを期待して、同図 (b)のように、ひび割れ間に最低1本の横 方向補強筋の配置が必要として次式で示す値以下に制限し、かつ、なるべく縦横筋を等量配置するこ とを推奨している ^{3.4}.

 $\Delta x \leq j \Rightarrow (3/4) l$ (j:耐力壁の応力中心距離, l:壁長)

(3.36)



図 3.8 せん断ひび割れと横方向補強筋 3.4)

(5) 小開口の規定

建築物のせん断力に対する検討において、構面における開口が大なるものは、その両側の壁面をそ れぞれ独立した耐力壁とみなして扱う、構面における比較的小さい開口はそれを含む壁面をひとつの 耐力壁とみなして扱う、この場合の小開口の定義と、小開口周囲の補強方法について述べる、この定 義に該当する小開口は、壁率および壁量の算出において無視することとする.

壁率および壁量の算定において無視することのできる耐力壁の小開口は次の各号に適合するものと する(図 3.9 参照). この限度以下の小開口を有する耐力壁は,開口周囲を補強することにより,耐力 の著しい低下なしに挙動することが実験^{3.5) 3.6)}により確かめられている.

〔参照:型枠ブロック造規準8条,中層型枠ブロック造規準8条,補強ブロック造規準9条〕

- i) 小開口の定義
- a. 開口の一辺の長さ h₀ および l₀ が,全充填造においては 300mm 以下の長方形または直径 300mm 以下の円形,部分充填造においては 200mm 以下の長方形または直径 200mm 以下の円形であること.
- b. 耐力壁端部より開口部の縁までの距離は、400mm 以上であること.
- c. 小開口の大きさは次式 ^{3.7)}を満たすこと. 小開口が円形の場合,その直径を h_0 , l_0 と読み替える. $l_0/l \leq 0.1$ かつ, $\sqrt{h_0 \cdot l_0/(h \cdot l)} \leq 0.1$ (3.37)
 - 記号 h₀:小開口の内法高さ l₀:小開口の内法長さ

h:耐力壁の鉛直支点間距離 l:耐力壁の長さ

- d. 小開口は耐力壁内に2個以下とする. 2個の場合, (3.42) 式の h_0 , l_0 , h_0 · l_0 は2個の合計とする.
- ii) 小開口周囲の補強
- a. 小開口の周囲は 1-D13 以上の鉄筋で補強するほか,辺の長さまたは直径が 100mm を超える場合, 鉛直および水平方向の縁応力および付加斜張力の検討を行い,必要な補強筋を配置する.
- b. 辺長または直径が 100mm を超える場合の検討は、縁応力および付加斜張力に対して必要な配筋を 算定する. 縁応力および付加斜張力に対する配筋は、RC 造耐震壁の開口周囲の補強法 ^{3.8)}に準じて



$$a_{td} = \frac{h_0 + l_0}{2\sqrt{2} \cdot l} \cdot \frac{Q}{f_t}$$
$$a_{tv} = \frac{h_0}{2(l - l_0)} \cdot \frac{Q}{f_t}$$
$$a_{th} = \frac{l_0}{2(h - h_0)} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{Q}{f_t}$$

記号 a_{td} : 付加斜張力により必要な斜め補強筋断面積 a_{tv} : 縁応力により必要な鉛直方向補強筋断面積 a_{th} : 縁応力により必要な水平方向補強筋断面積 Q: 耐力壁の設計用短期負担せん断力

h, *l*, *h*₀, *l*₀:前同

f_t:小開口周囲の補強筋の短期許容引張応力度

上記のうち,付加斜張力により必要な斜め補強筋は,その√2/2倍を鉛直方向および水平方向補強筋に置換してもよい.円形の小開口の場合は,その直径を辺長とする正方形の小開口として算定する.耐力壁の設計用短期負担せん断力は,地上階数が3以下の建築物では短期荷重時の負担せん断力とし,地上階数が4以上の建築物では,メカニズム時の負担せん断力とする.

(3.38)

なお、(3.38)式は、Qの値に設計用長期せん断力を用いf_tに補強筋の長期許容引張応力度を用い れば長期応力に対する配筋量が算出されるが、耐力壁が負担する長期せん断力が比較的小さいこと、 該当設計規準(型枠ブロック造規準8条、中層型枠ブロック造規準8条、補強ブロック造規準9条) では小開口周囲の最小補強筋量として1-D13以上を配置することが規定されていることから、長 期応力に対しては十分の余裕があるので、短期応力に対して算定することで十分である.

[3 章参考文献]

3.1) 建設省建築研究所・日米共同組積造研究推進委員会:中層 RM 構造設計指針(案)・同解説, p.131, 1999 年

3.2) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 19条解説, p.223, 1999年

^{3.3)} 荒川 卓:鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について、日本建築学会大会学術講演梗 概集,構造系,1969.8

- 3.4) 日本建築学会:補強コンクリートブロック造設計規準・同解説, p.245, 壁式構造関係設計規準集・同解説 (メーソンリー編), 2006 年
- 3.5) 中澤 伸, 今井 弘:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究 (26), 組積造耐力壁および梁の耐震性その18, 小開口による影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, 1986.8
- 3.6) 今井 弘: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(71), 組積造耐力壁および梁の耐震性その25, 耐力 壁における小開口による影響,日本建築学会大会学術講演梗概集,C,構造II, 1989.10
- 3.7) 日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準8条,中層型枠コンクリートブロック造設 計規準8条,補強コンクリートブロック造設計規準9条,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソンリ 一編), p.7, p.18, p.26, 2006年
- 3.8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 19条解説, p.228, 1999年

4章 全充填造(型枠ブロック造)壁梁の設計

4.1 壁梁の役割

(1) 壁梁および臥梁

壁式構造においては、室内の居住性を確保するため構面には多くの開口部を設ける.構面において 開口部で区切られた壁体を耐力壁とするが,各耐力壁の水平剛性を確保し建築物の一体化を図るため、 耐力壁は相互に壁頂を梁で連結される.この梁は通常 RC 造による場合が多いが、3 階建以下の全充 填造(型枠ブロック造)建築物においては型枠ブロック造による梁を用いることができる.全充填造 建築物である場合、これらの梁を"壁梁"という.一方、補強ブロック造のような部分充填造建築物 では、同様に耐力壁頂部を RC 造の梁で連結するが、これは"臥梁"と呼ばれる.本章では全充填造 建築物に設ける全充填造(型枠ブロック造)壁梁の許容応力度設計について記述する.〔参照:型枠ブ ロック造規準7条・9条、補強ブロック造規準8条・9条〕

(2) 壁梁と臥梁の役割の相違

壁梁と臥梁は、メーソンリー構造において類似な役割を担っているが、その定義と役割には相違が ある.図4.1 は全充填造建築物における構面の例を、図4.2 は部分充填造建築物における構面の例を 示した(図0.5 および図0.6 の再録).図4.1 では、各耐力壁はその壁頂で全充填造または RC 造の壁 梁により連結される.壁梁につながる耐力壁頂部は「耐力壁・壁梁接合部」として定義される.「耐力 壁・壁梁接合部」は耐力壁と同等以上の構造で構成される.一方、図4.2 では部分充填造である補強 ブロック造における構面の例を示し、各耐力壁はその壁頂に RC 造の臥梁を乗せて補強し、かつ、そ







れにより各耐力壁は相互に連結されている.このように,壁梁と臥梁は外形において似ている部分が あるが,部材の使用目的は若干異なる.全充填造建築物では壁梁は剛強な耐力壁をつなぐ役割が主で あるのに対して,部分充填造建築物は耐力壁をつなぐとともに耐力壁を補強する役割を持っている. しかしながら,開口部上部で耐力壁をつなぐ部分では壁梁および臥梁の役割は同様である.臥梁と RC 造壁梁の設計は RC 造の梁として設計すればよいが,全充填造の壁梁はメーソンリー造としての設計 法が必要である.

4.2 曲げモーメントに対する設計

(1) 全充填造壁梁の許容曲げモーメント

許容曲げモーメント *M_A*の算定に当たっては、次に示す曲げ材の基本仮定による.ただし、壁梁の幅は 190mm 以上、梁せいは 450mm 以上とする.〔型枠ブロック造規準 9 条〕

a. 組積材の引張強度は無視する.

b. 曲げ材断面はわん曲後も平面を保ち、組積材の応力度は中立軸からの距離に比例する.

c. 組積材に対する鉄筋のヤング係数比は15とする.

i) 設計式

 $M_A = Cbd^2 \tag{4.1}$

ただし*C*は次の*C*₁, *C*₂のうち, 小さい方による.

$$C_{1} = \frac{n \cdot {}_{m} f_{c}}{x_{n1}} ({}_{s} I - {}_{s} S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^{3}}{6n})$$
(4.2)

$$C_2 = \frac{f_t}{1 - x_{n1}} \left({}_{s}I - {}_{s}S \cdot x_{n1} - \frac{x_{n1}^3}{6n} \right)$$
(4.3)

中立軸比

$$x_{n1} = \frac{x_n}{d} = -np_g + \sqrt{n^2 p_g^2 + 2n \cdot_s S}$$
(4.4)
記号 x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 $n: ヤング係数比 (=15)$

 $_{s}S$: 圧縮縁に関する横筋の断面 1 次モーメントを bd^{2} で除した値 $=\sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i} \cdot d_{i}}{bd^{2}}$ $_{s}I$: 圧縮縁に関する横筋の断面 2 次モーメントを bd^{3} で除した値 $=\sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i} \cdot d_{i}^{2}}{bd^{3}}$ p_{g} : 横筋の総鉄筋比 $p_{g}=\sum_{i=1}^{k} \frac{a_{i}}{bd}$

^{*i*=1</sub> *a_i*, *d_i*: 横筋の断面積および圧縮縁から横筋までの距離(図 4.3 参照) *k*: 横筋の段数}



ii) 略算式

引張鉄筋比がつり合い鉄筋比以下の場合,許容曲げモーメント M_A は(4.5)式に示す略算式によることができる.ここに引張鉄筋比は $p_t=a_t/(b\cdot d)$ で示される.(記号下記)

 $M_A = a_t \cdot f_t \cdot j \qquad (j = (7/8)d)$

(4.5)

記号 *a_t*:引張側端部より梁せい方向に,梁せい*D*の0.2倍の範囲内にある横補強筋で曲げモー メントによる引張力に有効とみなせる鉄筋の断面積

つり合い鉄筋比は次式で示される.

$$p_{tb} = 1/2 \left(1 + \frac{f_t}{n \cdot_m f_c}\right) \frac{f_t}{m f_c}$$
(4)
ただし, $_m f_c : 組積体許容圧縮応力度$ $n : ヤング係数 (=15)$

(2) 設計式の誘導

設計式は耐力壁の許容曲げモーメント式と類似の方法で誘導することができる 4.1).

a. 基本式

RC 造梁におけるコンクリートの代わりに全充填組積体を想定する. RC 造梁の計算と類似に,組積体の引張強度を無視する等,断面の歪度分布は断面の平面保持を仮定した弾性式によっている.図4.4 に断面の形状および歪度分布を示す.



図 4.4 において、引張側ひずみ度を正とすれば、任意の位置の鉄筋ひずみ度は

 $\epsilon_i = \epsilon_t \frac{d_i - x_n}{d - x_n}$ (引張側), または $\epsilon_i = -\epsilon_c \frac{d_i - x_n}{x_n}$ (圧縮側)

圧縮縁および引張端鉄筋のひずみ度間には次の関係が成り立つ.

$$\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_c} = -\frac{d - x_n}{x_n} \tag{4.7}$$

圧縮縁応力度が組積体の許容圧縮応力度 $_m f_c$ に到達した場合について、中立軸比および許容曲げモー メント式を導く. a_i を任意位置の鉄筋断面積、 E_m 、 E_s を組積体および鉄筋のヤング係数とすると、軸 方向力のつり合いより次式が得られる.

$$\frac{b \cdot E_{m} \cdot \epsilon_{c} \cdot x_{n}}{2} - \sum_{\mathbb{H}} E_{s} \cdot \epsilon_{c} \cdot a_{i} \frac{d_{i} - x_{n}}{x_{n}} (E 縮 \hat{\mathrm{m}}) + \sum_{\mathfrak{g}} E_{s} \cdot \epsilon_{t} \cdot a_{i} \frac{d_{i} - x_{n}}{d - x_{n}} (\mathfrak{g} | \mathfrak{R} \hat{\mathrm{m}}) = 0$$

ひずみ度 $\epsilon_{t} \delta \cdot (4.7)$ 式を用いて $\epsilon_{c} \mathbb{R}$ 式に変換し、かつ鉄筋の応力をまとめると、

$$\frac{b \cdot E_{m} \cdot \epsilon_{c} \cdot x_{n}}{2} - E_{s} \cdot \epsilon_{c} \sum_{i=1}^{k} a_{i} \frac{d_{i} - x_{n}}{x_{n}} = 0$$
(4.8)

$$E_{m} \cdot \varepsilon_{c} = -_{m} f_{c} \qquad E_{s} \cdot \varepsilon_{c} = -n_{m} f_{c} \qquad \mathbb{E} \mathbb{E}^{k}, \quad x_{n} \in \mathbb{C}$$

$$\frac{b}{2} x_{n} - \frac{n}{x_{n}} \left\{ \sum_{i=1}^{k} a_{i} \cdot d_{i} - a_{i} \cdot x_{n} \right\} = 0 \qquad \qquad \frac{b}{2} x_{n}^{2} + n (\sum_{i=1}^{k} a_{i}) x_{n} - n \sum_{i=1}^{k} a_{i} \cdot d_{i} = 0$$

(4.6)

両辺を
$$bd^2$$
で割り、 $\sum_{i=1}^k \frac{a_i}{bd} = p_g$ 、 $\sum_{i=1}^k \frac{a_i \cdot d_i}{bd^2} = S$ 、 $\frac{x_n}{d} = x_{n1}$ と置くと、

 $x_{n1}^2 + 2n p_g x_{n1} - 2n_s S = 0$ となり、これを解けば、中立軸比(4.4)式が得られる. 曲げモーメント係数 C_1 の算出は以下のとおり.

圧縮縁にモーメントのつり合いをとると,外力 M₁に対して,

右辺を bd^2 でくくり、 $\sum_{i=1}^{k} \frac{a_i \cdot d_i}{bd^2} = {}_sS$ 、 $\sum_{i=1}^{k} \frac{a_i \cdot d_i^2}{bd^3} = {}_sI$ と置くと、(4.2) 式を用いた下記の許容モーメント式 M_1 が得られる.

$$M_1 = \frac{n \cdot {}_m f_c}{x_{n1}} \{ {}_s I - x_{n1} \cdot {}_s S - \frac{x_{n1}^3}{6n} \} bd^2 = C_1 bd^2$$

曲げモーメント係数 C_2 は、引張端鉄筋の応力度が許容引張応力度 f_t に到達した場合について、ひずみ度 $\epsilon_c \delta \epsilon_t$ に変換し、 $E_m \cdot \epsilon_t = f_t / n$ 、 $E_s \cdot \epsilon_t = f_t$ として、ほぼ同様な方法で誘導できる.この場合について中立軸比を求めると、同じ(4.4) 式が得られる.

圧縮縁にモーメントのつり合いをとると、(4.8)式はε,を用いて次のようになる.

 $\frac{b \cdot E_c \cdot \varepsilon_t \cdot x_n^3}{6(d - x_n)} + \frac{E_s \cdot \varepsilon_t}{d - x_n} \sum_{i=1}^k a_i \cdot d_i (d_i - x_n) = 0$

引張端鉄筋が許容引張応力度 f_t に到達したとき、 E_m ・ $\epsilon_c = f_t/n$ E_s ・ $\epsilon_c = f_t$ と置き整理すると、

$$M_2 = -\frac{b \cdot f_t \cdot x_n^3}{6n(d - x_n)} + \frac{f_t}{d - x_n} \sum_{i=1}^k (a_i \cdot d_i^2 - a_i \cdot x_n \cdot d_i^2)$$

右辺を bd^2 でくくり, $\sum_{i=1}^k \frac{a_i \cdot d_i}{bd^2} = {}_sS$, $\sum_{i=1}^k \frac{a_i \cdot d_i^2}{bd^3} = {}_sI$, $\frac{x_n}{d} = x_{n1}$ と置くと, (4.3) 式を用いた下記の許容モー メント式 M_2 が得られる.

$$M_2 = \frac{f_t}{1 - x_{n1}} \{ {}_{s}I - x_{n1} \cdot {}_{s}S - \frac{x_{n1}^3}{6n} \} bd^2 = C_2 bd^2$$

b. 略算式

壁梁の上下端部に近い範囲にある横補強筋で曲げモーメントによる引張力に対して有効とみなせる 鉄筋を引張鉄筋として扱う.端部に近い範囲として,引張側端部から梁せい方向に梁せい Dの 0.2 倍 の範囲とする.引張鉄筋比がつり合い鉄筋比以下である場合は, RC 梁と同様にして許容曲げモーメ ント M_Aは次の略算式((4.5) 式)によることができる.

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$
 ($j = (7/8) d$)
ただし, $a_t : 引張鉄筋の断面積 f_t : 鉄筋許容引張応力度 j : 応力中心距離$

4.3 せん断力に対する設計

長期荷重に対する設計は,壁梁組積体のせん断応力度が組積体長期許容せん断応力度を超過しない ことを検定する.短期荷重に対しては RC 造梁に準じた設計式により検定し,必要せん断補強筋を算 定する.実験結果より,全充填造による型枠ブロック造梁は RC 造梁に準じた計算式が適用できるこ とが明らかになっている 4.2/~49).

設計用せん断力に対する許容せん断力は以下による 4.10).

長期荷重に対し $Q_A = \alpha \cdot_m f_s \cdot b \cdot j$

(4.9)

短期荷重に対し $Q_A = b \cdot j \{ \alpha_m f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \}$

- 記号 $\alpha : \alpha = 4/\{(M/(Q \cdot d)) + 1\}$ かつ $1 \ge \alpha \ge 2$
 - M: 壁梁の算定位置に作用する長期または短期荷重時最大曲げモーメント
 - Q: 壁梁の算定位置に作用する長期または短期荷重時最大せん断力
 - *b*: 壁梁の幅 *d*: 壁梁の有効せい
 - "f: : 組積体の長期または短期許容せん断応力度
 - wf,: 壁梁の縦方向せん断補強筋の短期許容応力度
 - p_w : 壁梁の縦方向せん断補強筋比= $a_w/b \cdot x$ (a_w :1組の縦方向せん断補強筋断面積 x: 同せん断補強筋の間隔)

(4.10)

j: 壁梁の応力中心距離で(7/8) d とすることができる

型枠ブロック造を含む全充填造壁梁の実施設計で留意する点は,配筋をすべて組積体の空洞部内で 行わなければならないことで,せん断補強筋は RC 造の場合のように主筋を囲むダブル配筋とするこ とは難しく,両端に 180°フックを付したシングル配筋となる.このせん断補強筋による壁梁の実験 は多数行われており^{4.2)~49},180°フック付きシングルせん断補強筋の効果は確認されている.しか しながら施工においては,補強筋の加工精度,かぶり厚さ等を確保できるよう配慮する必要がある.

[4 章参考文献]

- 4.1) 日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準解説, p.87~89, 壁式構造関係設計規準集・同解説(メ ーソンリー編), 2006 年
- 4.2) 松村 晃:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関する研究(その1,実験概要),日本建築学会大 会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 4.3) 遠藤利根穂,西川孝夫,松村 晃,清水 泰,五十嵐泉:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関す る研究(その4,せん断試験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 4.4)遠藤利根穂,津村浩三,茂呂泰之:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(11),組積造耐力壁及び梁の耐震性能その10,梁の横補強筋形状の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集C, 1985.10
- 4.5) 呉 毓昌, 隈澤文俊, 堀内昇二, 岡田恒男:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(12), 組積造耐力 壁及び梁の耐震性能その11, 梁の曲げ性状(コンクリートブロック), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1985.10
- 4.6) 狩野芳一,高木仁之:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(13),組積造耐力壁及び梁の耐震性能その12,梁の曲げ性状(れんが),日本建築学会大会学術講演梗概集C,1985.10
- 4.7)寺田敏彦, 勅使川原正臣, 五十石浩, 中岡章郎: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(21), 組積造耐力壁及び梁の耐震性能その13, 梁のせん断補強筋の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概 集 C, 1986.8
- 4.8) 隈澤文俊, 呉 毓昌, 堀内昇二, 岡田恒男: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(23), 組積造耐力 壁及び梁の耐震性能その15, 梁の曲げ性状(コンクリートブロック)その2, 日本建築学会大会学術講演梗概 集 C, 1986.8
- 4.9) 高木仁之,狩野芳一:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(38),組積造耐力壁及び梁の耐震性能その21,梁の曲げ性状(異形状コンクリートブロック),日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1987.10
- 4.10) 日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準9条,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソン リー編), p.8, 2006年

5章 定着および重ね継手

5.1 付着強度について

組積体における定着および重ね継手は、組積ユニットの空洞部に配置された鉄筋と充填コンクリートまたは充填モルタルとの付着強度で定まる.従って本質的には 5.3 節に述べる実験研究が示すように鉄筋とコンクリートとの付着と同様な性質を示すと考えてよい.

コンクリート中の鉄筋の定着長さおよび継手の重ね長さの算定は原則として RC 規準に準ずるが, メーソンリー造部材は部材厚さが RC 造柱,梁と比べて薄く,いわゆるシングル配筋となる.したが って,RC 規準におけるような部材隅角部付近の割裂状況により付着強度を決定するような検討は不 可能である.また,直交する壁体間の鉄筋の定着も薄板同士の接合になり,RC ラーメン造のような 施工は不可能である.それらの実情を踏まえ,メーソンリー構造の各規準では定着・継手長さの算定 は 1991 年版の RC 規準 ^{5.1)}の検討方法を準用している.〔参照:型枠ブロック造規準 13 条,中層型枠 ブロック造規準 12 条,補強ブロック造規準 14 条,帳壁規準9 条,ブロック塀規準5 条〕

なお,定着および継手に関して,メーソンリー構造における具体的な配筋方法については,本会「壁 構造配筋指針」^{5.2)}を参照されたい.

5.2 定着および重ね継手設計の基本

本章においては、鉄筋の定着および重ね継手について記述する.重ね継手以外の継手方法には、溶 接による方法、ガス圧接による方法、機械的継手による方法がある.メーソンリー構造においても重 ね継手以外のそれらの継手は継手性能が保証されれば使用できるが、組積体の空洞部に配置されるこ とになるので空洞部充填に支障のないものでなくてはならない.この点の確認が必要である.

本章で鉄筋の種別を示す際に、縦方向鉄筋(または縦筋)および横方向鉄筋(または横筋)の名称 を用いる.構造部材の設計段階では、鉄筋の用途によって主筋あるいはせん断補強筋等の名称を使用 するが、本章ではその必要がある場合にそれらの名称を用いることとする.

鉄筋の定着および重ね継手についての設計の基本は以下による.

- a. 耐力壁の縦方向鉄筋は、その上下に接する "耐力壁・壁梁接合部", 臥梁, 布基礎ならびに屋根・ 床スラブに定着する.
- b. 耐力壁の横方向鉄筋は,端部で交差する耐力壁に水平に延長して定着する.端部で交差する耐力 壁がない場合は,端部の縦方向鉄筋(端部曲げ補強筋)に180°フックでかぎ掛けとする.
- c. 壁梁の上下端の横方向鉄筋(主筋)およびその他の横方向鉄筋は,左右の"耐力壁・壁梁接合部" に定着する.
- d. 耐力壁端部の縦方向鉄筋(縦方向主筋)は太径が使用されるので,組積体空洞部内で重ね継手に より大きい応力伝達が困難なため,重ね継ぎとしない.
- e. 耐力壁端部の縦方向鉄筋以外の耐力壁縦方向鉄筋は,全充填造にあっては重ね継手を設けることができる. 部分充填造にあっては耐力壁厚さが 190mm 以上の場合に重ね継手を設けることができる.
- f. 鉄筋の定着長さおよび重ね継手長さは(5.1)式による. 同式によらない場合は表 5.1 に示す数値 以上としてもよい.

$$l_a \ge \frac{\sigma_t \cdot a_t}{0.8f_a \cdot \phi} \tag{5.1}$$

- 記号 *l_a*: 定着長さおよび重ね継手長さ(mm)
 - σ_t :鉄筋の引張応力度 (N/mm²),ただし鉄筋端にフックを設ける場合はその値の 2/3 とすることができる.
 - a_t :鉄筋の断面積(mm)

f_a:鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度(N/mm²)(1 章表 1.4 による)

φ:鉄筋の算定断面位置における周長(mm)

(5.1) 式はシングル配筋とした場合の定着長さおよび重ね継手長さの算定式で,分母の0.8 は付着 応力度分布を平均化した係数である.実用的には慣用の定着・継手長さ(表 5.1) によることが多い.

表 5.1 は前節末尾に示した各メーソンリー構造の設計規準に規定された慣用の定着および重ね継手長さの数値をまとめたものである.同表で全充填造に規定された数値は JASS 5 (2009 年版) $^{5.3)}$ の規定値において,コンクリート設計規準強度 F_c =21N/mm²の場合に相当し,部分充填造に規定された数値は JASS 5 の規定値において F_c =18N/mm²の場合に相当する数値である.

表 5.1	鉄筋の常用定着長さおよび重ね継手長さ	5.4)5.5)5.6) 5.7) 5.8)
-------	--------------------	------------------------

	構造部分	定着および重ね継手の長さ			
種類		全充填造		部分充填造	
		フックなし	フック付き	フックなし	フック付き
定着	通常の場合*	35 <i>d</i>	25 <i>d</i>	40d	30 <i>d</i>
	上記以外の場合	25 <i>d</i>	15 <i>d</i>	*	*
継 手		40 <i>d</i>	30 <i>d</i>	45 <i>d</i>	_

[注] 1.d は呼び名に用いた数値(mm)とする.

2. 定着長さは原則として仕口よりの鉄筋の直線部分の長さとする.

3.90°フックの余長は10dとする.

4. 径の異なる鉄筋の重ね継手の長さは、径の細い方の d を用いる.

* 通常の場合とは、耐力壁の縦筋を「耐力壁・壁梁接合部」・臥梁・布基礎・屋根又は床スラブに定着す る場合.耐力壁の横筋を直交する耐力壁中に定着する場合. 壁梁の横方向鉄筋を「耐力壁・壁梁接合 部」に定着する場合を示す. 部分充填造で「上記以外の場合」は「通常の場合」の数値を準用する.

定着長さの確認において注意を要するのは、1999 年版 RC 規準で「投影定着長さ」の概念が導入されたことに付随して、原則として定着長さは仕口面からの直線部分で確保するようになったことである. これは壁式構造のような薄板同士の定着では不可能な場合がある. ここでは 2009 年版の JASS 5 の規定 ^{5.3})を参照し、耐力壁と"耐力壁・壁梁接合部"をつなぐ鉄筋、または耐力壁と臥梁をつなぐ鉄筋の定着長さについては、原則として必要定着長さを仕口からの直線部分に適用するが、直線部分のみで長さを確保できない場合、鉄筋端にフックを設けて直線部分をフック付き定着の場合の長さに確保する. その場合に直線定着部分の長さが表 5.1 の値を確保できない場合は、鉄筋端までの延長長さをフックなしの場合の必要定着長さに確保し、仕口面からの直線部分を JASS 5 に規定する折曲げ定着の投影定着長さまたは 15d (部分充填造では 20d) (d:鉄筋の呼び名に用いた数値、mm)以上に確保することとする. (図 5.1 (a)).



 ⁽a) 耐力壁と臥梁間の縦筋定着例
 (b) 薄板材どうしの鉄筋定着例(平面)
 図 5.1 メーソンリー構造における定着長さ

投影定着長さが全く適用できない箇所は,直交する耐力壁同士の横筋の定着,耐力壁とスラブ間の 鉄筋の定着で,そこでは90°に折り曲げた先の点からの直線長さを必要定着長さとして算定する(図 5.1 (b)).ブロック塀の門柱縦筋の場合は縦筋末端に180°フックを設けて定着させるものとする.

5.3 定着および重ね継手に関する既往の研究

メーソンリー構造の定着および重ね継手に関連する,組積体中における鉄筋の付着に関する問題は なお十分に解明されていない.ここではこの問題についての既往の実験研究の概要を述べる.

(1) 付着強度の概要

付着強度とは鉄筋の表面とコンクリートの間の噛合い抵抗を含む接着強度であって,さまざまな条件の影響を受ける.メーソンリー構造にあっては組積ユニット内に配置された鉄筋と周囲の充填コンクリートまたはモルタル(以下,グラウトという)間の接着強度になるが,その主な影響因子としては鉄筋径,グラウト強度,かぶり厚さ,組積ユニット強度,継手または定着長さ等がある.通常,付着強度と称されるものは,ある定着または継手長さを持つ鉄筋が引張力を受け引張降伏する以前に付着破壊する時の平均付着応力度を指す.付着破壊は,鉄筋のグラウトからの抜け出しまたは組積体のグラウト・組積ユニット等の割裂により接着力を喪失する状態をいう.既往の実験によれば,付着破壊は継手・定着長さが鉄筋径の5倍程度以下の特に短い場合は鉄筋の抜け出しにより生ずることがあるが,それ以外の場合は組積体の割裂により耐力を喪失する.設計では実験で得られる付着強度の値に現場の施工環境,経年劣化等の条件を考慮した安全係数を乗じたものを許容付着応力度として(5.1)式等により必要定着または重ね継手長さを求める.

(2) 実験研究の概要

メーソンリー構造における鉄筋の定着・重ね継手については過去に諸研究者の実験研究が報告され ている^{5.9~5.25)}が,多様な要因に比して実験数が少なく十分な定量的結論が得られていない.(3)~(6) では比較的最近の報告から得られた鉄筋の重ね継手強度に関する性状の概要を参考のため示す.定着 強度に関しては継手強度から得られる知見よりある程度類推ができる.実験は,型枠ブロック造,補 強ブロック造,および比較のための壁式 RC 造の各壁体の重ね継手強度に関するものである.継手実 験の方法は両引き試験法と梁型曲げ試験法とがある.前者は簡便であるが,壁体内の継手強度を過大



図 5.2 重ね継手試験体の例 ^{5.19)}

評価する傾向がある.梁型試験法は梁型壁体の引張側鉄筋に継手を設けて曲げ加力を行うもので,両 引き試験法に比べるとやや強度が低く得られ,実際の壁体内の性状に近いと考えられる.図 5.2 に両 試験法の試験体例を示した.

(3) 降伏保証限界重ね継手長さ

メーソンリー構造では、重ね継手強度(定着強度も同一と仮定)は前掲の各因子の影響を受ける. 実験データ^{5.19)~5.25}より,壁厚が150~190mmで鉄筋径がD19以下程度,グラウト強度が20~30 N/mm² の場合、かつ、鉄筋を組積体空洞部中央付近に配置するとして鉄筋に対するグラウトのかぶり厚さ30 ~50mm 程度において、鉄筋引張降伏を確保する最小継手長さはおよそ15~20 *d*_b 程度(以下、*d*_b を 鉄筋径とする)と推定されている.施工環境等を考慮しても設計の目安とされる表 5.1 の定着および 継手長さは十分の安全性があると考えられる.

(4) 付着強度に影響する要因別実験と実験式

付着強度の影響因子に関して総合的に考察した研究結果 5.19)と関連する研究報告 5.17) 5.18)を例として 説明し、それらを基に提案された重ね継手における付着強度の実験式を示す.

a)実験方法の差異およびグラウト強度の影響 5.19)

○実験方法の差異

試験体は,図 5.2 の a) 両引試験体,b) 梁型試験体および a),b) とそれぞれ同形状の壁式 RC 造試 験体で,すべての試験体はグラウト用粗骨材に 10mm 豆砂利を使用し,壁厚を 190mm,継手鉄筋は D19 としている.組積ユニットは型枠状ブロックおよび空洞ブロックを使用している.重ね継手長さ (*l*) は,両引試験体は鉄筋径(*d_b*)の5,10倍,梁型試験体は10,20倍である.グラウト強度は,

低、中、高の3種(13,20,38N/mm²)に変化させている。最小かぶり厚さ(C_{min} =75 mm、フェイスシェル厚を含む)は壁体の厚さ方向とし側面割裂で継手破壊が生じるようにしている。加力は両引実験および梁型実験とも一方向単調載荷である。破壊性状はすべて組積体割裂により耐力を喪失している。鉄筋は重ね長さ20 d_h 以外は引張降伏以前に破壊した。

両引実験で得られた付着強度は梁型実験で得られた付着強度より大きい値を示し,重ね長さ 10 d_bの試験体における比較では前者が後者の 1.3~1.6 倍大きい値を示した.

○グラウト強度の影響

型枠ブロック造,補強ブロック造,壁式 RC 造の3種類の構法について,付着強度とグラウト強度の関係を図 5.3 に示す.3種類の構法による試験体は,両引および梁型実験において,いずれもグラウト強度の増加に伴い継手強度は大きくなる傾向を示した.同図において曲線は,付着強度 τ_{max} を グラウト強度 σ_b の指数関数として曲線回帰した式(両引き実験で 5 d_b ,梁型実験で 10 d_b につき)を示す.



図 5.4 は試験法別にグラウト強度の影響を示す. 図の縦軸は既往の RC 造における Orangun 等の提案式 ^{5.26)} を修正した後述の実験式 (5.2) 式 ^{5.19)} を引用し付着強度実験値をグラウト強度,継手表面積,かぶり厚さ等に関して無元化した値である(同式中の C+D(C_{min}/d_b)=1 とする). 図中には,型枠ブロック造と補強ブロック造別に指数関数回帰した曲線と,グラウト強度 σ_bの平方根曲線とを対比させてある. 実験値の付着強度は,同一条件で型枠ブロック造が最大値を,補強ブロック造が最小値を示し,壁式 RC 造はほぼ中間値を示した.型枠ブロック造では,重ね継手部分の周囲でブロックの高強度シェルがグラウトの割裂をある程度拘束する結果,継手強度を高めているものと考えられる.



b)かぶり厚さの影響

定着および重ね継手において,鉄筋に対するグラウトのかぶり厚さの影響を考察した幾つかの実験 報告^{5.13) 5.17)}がある.文献[5.13]の例で示せば,厚さ190mmの型枠状ブロックを使用した重ね継手 両引き試験体および引抜き型の定着試験体を用い,鉄筋はD19,グラウトは圧縮強度約25N/mm²を用 いている.重ね長さおよび定着長さは6*db*とし,鉄筋に対するグラウトのかぶり厚さを0~60mm する.比較のため,同形のRC造試験体も使用した.実験結果はかぶり厚さ60mmのものは鉄筋引張 降伏以前に抜け出し,それ以外は組積体のひび割れが生じた後鉄筋引張降伏以前に鉄筋が抜け出して 最大耐力を示した.かぶり厚さの減少にともない定着および継手強度は低下したが,グラウトかぶり 厚さが0でも一定の耐力を保持した.同形のRC造試験体の継手強度を参照して,組積ユニットのフ ェイスシェル厚さがかぶり厚さ相当の効果を与えていたことが推定された.図5.5に両引き試験にお





ける鉄筋のかぶり厚さと付着強度の関係を示す. 組積体表面からのかぶり厚さが付着強度に影響して いることを示している.

c) 付着強度実算式の提案

文献 [5.19] には複数の実験結果の考察より,実験方法別,構法別およびグラウト強度,かぶり厚 さの影響等を付加させたメーソンリー構造の重ね継手に対する付着強度の推定式が下記のように提案 されている.推定式は付着割裂破壊するモードに対してたてられている.

 $\tau_{cal} = k_t k_s \ (C + D \ (C_{min}/d_b)) \ 48.8 \ (\phi l)^{-0.45} \cdot 0.42 \ \sigma_b^{0.61}$ (5.2)

記号 τ_{cal} : 付着強度計算値 (kg/cm²) k_t : 両引実験 (1.5),梁型実験 (1.0) k_s : 補強ブロック造 (0.79), WRC 造 (0.9),型枠ブロック造 (1.0) C: 付着強度とかぶり厚さに関する実験式の回帰係数 (0.42) D: 同上 (0.20) C_{min} : 最小かぶり厚さ (ブロックのフェイスシェル厚を含む) ただし, $C_{min}/d_b \ge 2.9$ の場合 C+D (C_{min}/d_b) =1 とする d_b : 鉄筋径 (cm) ϕ : 鉄筋周長 (cm) l: 継手長さ (cm)

 σ_h : グラウト圧縮強度 (kg/cm²)

図 5.6 は実験値 τ_{max} と計算値 τ_{cal}の比較を示す.一方向単調載荷とした両引実験および梁型実験と も比較的よく一致している.



図 5.6 付着強度実験値と計算値の比較 5.19)

(5) 両振り繰返し載荷実験

図 5.2 と同形の梁型試験体について,重ね継手長さを 15 *d_b*, 25 *d_b* とし,正負繰返し加力を行った報告 ^{5.21}がある. グラウト強度は約 20N/mm²,ブロックは高強度 (53 N/mm²),低強度 (17 N/mm²)の 2 種,載荷方法は単純支持 2 点対称荷重両振り繰返し曲げとし,繰返し回数は特定の荷重階(静的最大荷重値の 0.8, 0.85, 0.9, 0.95 倍を目標)ごとに各 10 回としている.

単調載荷の場合の破壊モードは継手長さ15d_bの場合,低強度ブロックを使用した試験体および比較 用の壁式 RC 造の試験体は鉄筋降伏前に付着割裂破壊した.高強度ブロックを使用した試験体および 継手長さ25 d_bの試験体ではすべて鉄筋の引張降伏後破壊(単調載荷で曲げ圧壊,両振り載荷で側面 ひび割れ発生)した.継手長さ 15 *d*_bの試験体で両振り繰返し載荷を施したものでは破壊モードは単 調載荷の試験体と変わらないが最大荷重が約 10%低下し,継手長さ 25 *d*_bの試験体で最大荷重が約 20%低下した.メーソンリー造においてはブロックの強度を高めることにより付着強度が改善するこ とが明らかにされた.

[5 章参考文献]

- 5.1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準, 17条解説, p.196~206, 1991年
- 5.2) 日本建築学会:壁構造配筋指針, 1988年
- 5.3) 日本建築学会:建築工事標準仕様書 JASS 5 鉄筋コンクリート工事, 10.9 鉄筋の継手の位置および定着, pp.323~332, 2009 年
- 5.4) 日本建築学会:型枠コンクリートブロック造設計規準13条および同条解説,壁式構造関係設計規準集・同 解説(メーソンリー編), 2006年
- 5.5) 日本建築学会: 中層型枠コンクリートブロック造設計規準 12 条および同条解説, 壁式構造関係設計規準集・ 同解説(メーソンリー編), 2006 年
- 5.6) 日本建築学会:補強コンクリートブロック造設計規準14条および同条解説,壁式構造関係設計規準集・同 解説(メーソンリー編), 2006年
- 5.7)日本建築学会:コンクリートブロック帳壁構造設計規準9条および同条解説,壁式構造関係設計規準集・同 解説(メーソンリー編), 2006年
- 5.8) 日本建築学会: コンクリートブロック塀設計規準5条および同条解説, 壁式構造関係設計規準集・同解説 (メ ーソンリー編), 2006年
- 5.9) 松村 晃,五十嵐泉:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(77)れんがRM造における補強鉄筋の 重ね継手実験,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1989.10
- 5.10) 五十嵐泉,松村 晃,富岡俊輔:型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験,日本建築学会大会学術講演梗概集 C,1990.10
- 5.11) 富岡俊輔,五十嵐泉,松村 晃:型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験(第2報), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1991.9
- 5.12) 五十嵐泉, 富岡俊輔, 松村 晃:型枠コンクリートブロック造および型枠れんが造における鉄筋の定着実 験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1991.9
- 5.13) 富岡俊輔,五十嵐泉,松村 晃:型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験 第3報, 継手および定着における主としてかぶり厚さの影響,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1992.8
- 5.14) 五十嵐泉, 富岡俊輔, 松村 晃: 型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験 第4報, 梁型試験法による場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1992.8
- 5.15) 松村 晃,五十嵐泉:型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験 第5報,比較とし て壁式鉄筋コンクリート造壁体の場合,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1993.9
- 5.16) 五十嵐泉,松村 晃:型枠コンクリートブロック造における補強鉄筋の重ね継手実験 第6報,付着強度 および降伏限界最小継手長さについて,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1993.9
- 5.17) 五十嵐泉,中谷 亘,松村 晃:補強コンクリートブロック造における鉄筋の重ね継手実験 第1報,壁 端部曲げ補強筋の場合,日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1994.9
- 5.18) ベ木大介,五十嵐泉,松村 晃:補強コンクリートブロック造における鉄筋の重ね継手実験 第2報,壁 縦横筋の場合,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1994.9
- 5.19) 五十嵐泉,松村 晃:壁構造における補強鉄筋の重ね継手実験 第7報,充填コンクリート強度および実験方法による影響,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 1995.8

- 5.20) 高尾広光,松村 晃,五十嵐泉:壁構造における補強鉄筋の重ね継手実験(第8報 片振り繰返し載荷に よる影響),日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,1996.9
- 5.21) 永松 達,五十嵐泉,松村 晃:壁構造における補強鉄筋の重ね継手実験(第9報 両振り繰返し載荷に よる影響),日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 1997.9
- 5.22)高尾広光,五十嵐泉,松村 晃:壁構造における補強鉄筋の重ね継手実験(第10報 型枠コンクリートブ ロックの拘束による影響),日本建築学会大会学術講演梗概集,C-2,1997.9
- 5.23) ロノ町尚,中田文四郎,石塚忠行,栗原清隆:補強コンクリートブロック造における空胴内重ね継手実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1980.9
- 5.24)小林敏彦,西山光昭,加藤一雄,木島五郎,西野廣滋:気泡コンクリートを充填した型枠コンクリートブロック造に関する実験的研究 その12.鉄筋の重ね継手の耐力について,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造 C, 1992.8
- 5.25) 窪田敏行,鴨川直昌:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(30)補強れんが造壁主筋の重ね継手 に関する基礎実験,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1986.8
- 5.26) C. O. Orangun, J. O. Jirsa, J. E. Breen : A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, ACI Journal, March, 1977

6章 コンクリートブロック帳壁の応力と断面算定

6.1 設計用応力

この章は、JISA 5406(建築用コンクリートブロック)に定める空洞ブロックを組積して鉄筋で補強 した部分充填造による帳壁構造(以下、ブロック帳壁または帳壁という)の応力と断面算定について 示す.主として関連する設計規準の条項は、ブロック帳壁規準7条である.

(1) 帳壁の種類と適用範囲

i) ブロック帳壁の種類

ブロック帳壁は,帳壁規準においてその支持条件により下記のように分類されている.また帳壁の 種別により支点間距離または持出し長さの制限がある.〔ブロック帳壁規準2条・5条〕

a. 一般帳壁

建築物の主体となる骨組(以下,主体構造という)に、ブロック帳壁の上下あるいは左右の向き合う2辺以上で支持されているものを一般帳壁とする.主要支点間距離は3.5m以下(地下階にあっては4.2m以下)とする.

b. 小壁帳壁

主体構造に,主としてブロック帳壁の1辺で固定支持されたものを小壁帳壁とする.持ち出し長さは 1.6m 以下とする.

ii) 外壁への適用範囲

外壁に使用するブロック帳壁は, 帳壁規準において原則として建築物の高さ 20m 以下の範囲に使用 する.これは高層外壁へのブロック帳壁の使用例がないことと, 高層建築物外壁への風圧力が大なる ため, メーソンリー造による帳壁は過大な補強を必要とし, 構造上の利点が少ないことなどによる. 〔ブロック帳壁規準5条〕

(2) 設計方針

設計に当たって主要な原則は以下のようである.

- a. 壁厚は原則として 120mm 以上とするが一部低層部分の内壁には 100mm 以上でよい場合がある. 主要支点間距離または持出し長さに応じて厚さ規定がある.
- b. ブロック帳壁の構造計算は許容応力度計算による.
- c. ブロック帳壁は、自重および壁面に垂直方向に作用する水平荷重に対して安全であるように、 かつ、主体構造から脱落することのないように設計する.
- d. ブロック帳壁の設計に使用する荷重および外力は,建築基準法施行令およびそれに基づく国土交通省告示によるほか,地震力を算定する際の水平震度 k は,一般帳壁に対して 0.5 以上,小壁帳壁に対して 1.0 以上とする.ただし,地下階に設ける一般帳壁に対しては水平震度 0.33 以上とする.
- e. ブロック帳壁の自重は実状によるが、特に計算しない場合は表 6.1 の数値を使用してもよい.

ブロック厚	壁の自重(モルタル,	鉄筋を含む)(kN/m ²)	
(mm)	表面仕上げなし	表面仕上げあり	
100	1.7	2.5	
120	2.0	2.8	
150	2.5	3.3	
190	3.0	3.8	

表 6.1 ブロック帳壁の見付け単位面積当たりの重量

[注] C 種ブロック造,内外表面仕上げモルタル厚 20mm を基本とする. 引用:帳壁規準7条解説より

(3) 風圧力について

風圧力の算定は建築基準法施行令第87条およびそれに基づく平成12年建設省告示第1454号 ^{6.1)}および第1458号 ^{6.2)}による.前者の告示は一般の場合の風圧力算定法を示し,後者の告示は外壁帳壁の場合の風圧力算定法を示している.後者は,高さ13mを超える部分の外壁帳壁に適用される.風圧力は速度圧と風力係数の積として表される.速度圧は地表面粗度区分(I~IV)とその地域の基準風速 V_0 (m/秒)に応じて定められている.風力係数は建築物の形状と高さに関係する.2000年改正以前の旧法令では,速度圧は全国ほぼ一律に建築物の当該部分の地上よりの高さの2乗根または4乗根に比例させてあったが,法令改正で算定が詳細になった.参考に地表面粗度区分IおよびIIIの区域において,基準風速 V_0 =40m/秒の場合の一般風圧力および外壁帳壁用風圧力と建築物軒高 H との関係を新旧法令および旧規準想定値と比較して図 6.1 に示した.地表面粗度区分III,IVで V_0 ≤40m/秒以下では概ね旧規準による想定値以下である.



図 6.1 帳壁に作用する風圧力例(地表面粗度区分 I, Ⅲ, 基準風速 V₀=40m/秒)^{6.3)} (旧法令は 2000 年改正以前のもの, 旧規準は 1997 年版帳壁規準のもの)

(4) 応力算定式

帳壁の設計用応力は,壁面に垂直に作用する風圧力または地震力により生ずる面外応力である.軸 方向力は帳壁の自重のみに基づくもので壁体の曲げおよびせん断強度への影響が少ないことから設計 用応力には無視してよい.壁面応力は周辺の固定状況を考慮した板の弾性解析による応力とするが, 周辺固定度の想定が難しいことから,帳壁規準では以下のように単純化した設計用応力算定式を提案 している.〔ブロック帳壁規準7条2項〕

i) 設計用曲げモーメント(単位幅当たり)

設計用曲げモーメントおよびせん断力は,周辺の固定度に応じて弾性理論により求めることが原則 であるが,通常の場合,ブロック帳壁に生ずる単位幅当たりの最大曲げモーメントは壁面に垂直に作 用する荷重を等分布とみなし,次式による.

○一般帳壁の場合: $M=w\cdot l_1^2/8$ (6.1)

○小壁帳壁で小壁に接続するサッシ風圧を負担する場合:

 $M = w \cdot l_2 \cdot h_0 / 2$

○小壁帳壁で、サッシ風圧を負担しない場合または地震力を受ける場合:

 $M = w \cdot l_2^2 / 2$

記号

- M:設計用曲げモーメント
- w:壁面に垂直に作用する単位面積当たり等分布荷重(風圧力または地震力で等分布とみな すことのできる値とし、いずれか大きいもの)

(6.2)

(6.3)

- 1:一般帳壁の主要支点間距離
- l₂:小壁帳壁の持出し長さ
- h₀: サッシを含む架構の内法高さまたは内法長さ

(6.1) 式は一般帳壁用の最も基本的な曲げモーメント式で、主要支点間方向の両端を単純支持とし た最大曲げモーメントである.(6.2)式は小壁帳壁に対する曲げモーメント式で,一般には腰壁上部 にサッシがある場合、サッシ負担の風圧力の 1/2 が腰壁上縁にかかることから、サッシを含む高さ ho の窓面風圧力を含む最大曲げモーメント式である(図 6.2,図 6.3). 開口がサッシのない場合,また は屋上のパラペットのような場合、(6.3) 式が使用できる.



図 6.2 小壁帳壁にかかる風圧力



図 6.3 小壁帳壁に生ずる曲げモーメント(単位幅当たり)

ii)設計用せん断力(単位幅当たり)

帳壁に作用する水平荷重によるせん断力は、通常の場合、値が小さいので検討は省略するが、式を 示せば以下のようになる.

○一般帳壁の場合:	
$Q = w \cdot l_1 / 2$	(6.4)
○小壁帳壁で小壁に接続するサッシ風圧を負担する場合:	
$Q = w \cdot (l_2 + h_0) / 2$	(6.5)
○小壁帳壁で,サッシ風圧を負担しない場合または地震力を受ける場合:	
$Q = w \cdot l_2$	(6.6)
記号 $Q:$ 設計用せん断力	

6.2 断面算定

帳壁規準では,設計に便利なように配筋表を示しているが ^{6.5)},断面算定の基本方針を示せば以下の とおりである.

(1) 面外曲げに対する仮定

帳壁は空洞ブロックによる組積体であるが,面外曲げ応力を受ける場合,曲げによる引張力は断面 中央に配筋されている縦筋(または支持方向により横筋)が負担し,圧縮力は壁表面のブロックのフ ェイスシェル部分が負担する.従って面外曲げには,断面中央部にある空洞部はほとんど関与しない. そのため,断面算定において組積体の許容圧縮応力度は空洞を考慮しない組積体の性状が関係する. この事情を図 6.4 に示した.壁厚が比較的薄いことから,断面の中立軸はフェイスシェル内またはフ ェイスシェル境界付近に生ずる.断面算定には,近似的にこれを RC 造の連続する T 形単筋梁に準じ て設計式を用いる.設計用応力は短期荷重時応力のみを考慮する.



(2) 許容曲げモーメント

壁面の面外曲げにおいて、断面の有効せいは壁厚の 1/2 を原則とし、必要な場合は目地位置における正味厚さを適切に考慮する。組積体の許容圧縮応力度は、空洞の影響を無視した組積体設計基準強度の値を用いて 1 章の表 1.1 より求めるものとする。近似的には空洞を含む組積体設計基準強度を 2 倍したものを同表に示す F_m として求めてよい。組積体に対する鉄筋のヤング係数比は、空洞の影響を無視した組積体のヤング係数の値より定める。短期許容曲げモーメント M_{AS} は次式による。

 $M_{AS} = C \cdot Bd^2 \tag{6.7}$

(6.8)

Cは次の C_1 , C_2 のうち小さい方の値 $C_1 = x_{n1}(3 - x_{n1})_m f_c/6$

$$C_2 = (3 - x_{n1})p_t \cdot f_t / 3 \tag{6.9}$$

ここに, x_{n1}は次式による.

$$x_{n1} = x_n / d = \sqrt{(n p_t)^2 + 2n p_t - n p_t}$$
(6.10)

記号 **B**:帳壁の幅

 x_{n1} :中立軸比= x_n/d (x_n :中立軸距離, d:断面の有効せい)

mf_c:組積体短期許容圧縮応力度(表 1.1 の値を修正したもの)

f_t:鉄筋の短期許容引張応力度

 p_t : 引張鉄筋比 = a_t/Bd (a_t : 幅 B 当たり引張鉄筋断面積)

n:鉄筋の組積体に対するヤング係数比で次式による.

 $n=2.05\times10^{5}/1000F_{m}$

(6.11)

(3) 許容曲げモーメント略算式

曲げモーメント値が比較的大きくない場合, RC 造梁と同様に引張破壊を前提とした略算式が使用 できる.略算式使用の可否は引張鉄筋比が短期つり合い鉄筋比以下の場合である.組積体が低強度の 場合(補強ブロック造において A, B 種ブロック造などに相当する場合)には,つり合い鉄筋比の値 が小さくなり,略算式が使用できない場合があるので注意を要する.

引張鉄筋比がつり合い鉄筋比以下の場合、単位幅当たり短期許容曲げモーメントは次式によることができる ^{6.4)}. 引張鉄筋比 p_t は下記により、つり合い鉄筋比 p_{tb} は(6.13)式による.

$$M_{AS} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (j = (5/7)d)$$
 (6.12)

ここで, *a_t*: 帳壁幅 *B* 当たり引張鉄筋断面積 *j*: 応力中心距離

$$p_t$$
: 引張鉄筋比= a_t/Bd (a_t : 帳壁幅 B 当たり引張鉄筋断面積)

d: 断面の有効せい

$$p_{tb} = 1/2 \left(1 + \frac{f_t}{n \cdot_m f_c}\right) \frac{f_t}{m f_c}$$
(6.13)

(4) 許容せん断力

帳壁の短期許容せん断力 Q_{AS} は(6.14)式による.

 $Q_{AS} = {}_{m} f_{s} \cdot \Sigma b \cdot j$

(6.14)

- ここに、 _mf_s: 組積体の短期許容せん断応力度(表 1.1 の値を F_mに設計基準強度を 2 倍したもの)
 - Σb:幅Bの帳壁における仮想Tスラブのウェブ幅b(図 6.4 参照)の合計
 - *j*:応力中心距離=(5/7)*d d*:断面の有効せい

上式は、RC 造単筋梁の設計式においてコンクリートの許容せん断応力度 f_s の代わりに組積体短期 許容せん断応力度 $_mf_s$ を置いたものである.ここで注意を要するのは $_mf_s$ の算定をする場合の組積体 設計基準強度 F_m の設定で、前項の場合のように組積体には空洞部の影響を考慮しないので、表 1.1 において F_m は組積体の設計基準強度そのものでなく、およそその2倍の値を使用する.

帳壁にはせん断補強筋の配置は困難であるから,原則として断面のせん断応力度は短期許容せん断 応力度以下に収める必要がある.

[6章参考文献]

6.1) 平成 12 年建設省告示第 1454 号(Eの数値を算出する方法並びに Vo及び風力係数の数値を定める件)

- 6.2) 平成12年建設省告示第1458号(屋根ふき材及び屋外に面する帳壁の風圧に対する構造耐力上の安全性を 確かめるための構造計算の基準を定める件)
- 6.3) 松村 晃,加村隆志:コンクリートブロック帳壁に作用する風圧力の検討,日本建築学会大会学術講演梗 概集 C-2, 2004.9
- 6.4) 木村蔵司:補強ブロック造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, No.63, 1959
- 6.5) 日本建築学会:コンクリートブロック帳壁構造設計規準7条,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソン リー編), p.32~33, 2006 年

7章 コンクリートブロック塀の構造計算

7.1 壁体応力と断面算定

本節では、コンクリートブロック塀(以下、ブロック塀または単に塀という)のうちのブロック壁 体、控壁等の地上部分に対する構造計算の要点を記述する.それらの要点は関係する設計規準(ブロ ック塀規準5条・6条)の解説にも示されているが、重要な計算部分を補足してまとめたものである. 塀の形状の決定・配筋等については、ブロック塀規準では特に計算しなくても設計できるように表形 式で規定してあるが、本節では計算式およびその背景等を詳述している.

(1) 塀の種類と形状

塀の壁体応力と断面算定法は塀の種類と形状により異なるので、それらについて説明しておく.

ブロック塀は、使用する組積ユニットの種類により、JISA 5406(建築用コンクリートブロック)に 規定する空洞ブロックを用い鉄筋挿入部および縦目地に沿う空洞部を充填するものを「補強ブロック 塀」といい、同規格に規定する型枠状ブロックを用い空洞部を全充填するものを「型枠ブロック塀」 という.また、金属製フェンスを併用するブロック塀を「フェンス塀」という.〔ブロック塀規準3 条・6条〕

塀の構成は、ブロック壁体、控壁(または控柱)、基礎からなり、付属物として門柱がある.基礎は 原則として RC 造の布基礎とする.〔ブロック塀規準3条〕

塀の規模は安全上から決まる法令およびブロック塀規準の規定があり,塀の高さ限度,高さに応じ て壁厚,控壁(または控柱,以下まとめて控壁等という)の外形寸法,控壁等の設置条件,布基礎の 根入れ深さ等の規定値がある.〔ブロック塀規準2条〕

塀の地上よりの高さは 2.2m 以下とする.壁体の厚さは 120mm 以上,塀の高さが 2m を超えるもの は厚さ 150mm 以上とする.塀の高さが 1.2m を超えるものは間隔 3.4m 以下に控壁または控柱を設け るものとするが,ブロック塀規準 2条・5条によって布基礎の形状が後述の逆 T 形または L 形のもの または I 形で基礎周辺の土質を改良したもので,併せて塀の高さに応じて縦筋を増量したものは塀の 高さ 1.6m まで控壁等が無くてもよいとされている.布基礎の標準形状は 7.2節(1)で示すが,補強 ブロック塀の布基礎のせいは 400mm 以上,根入れ深さは 350mm 以上とする.ただし後述の控下基礎 工法による場合は根入れ深さは 300mm 以上とする.布基礎の幅は壁体厚さ以上とする.型枠ブロッ ク塀の布基礎は,せい,根入れとも補強ブロック塀の場合の 100mm 増しとする.

(2) 設計荷重および応力

i)壁体自重

ブロック壁体の見付け単位面積当たり重量は実状によるが、特に計算しない場合は使用する組積ユニットの種別および壁厚に応じて表 7.1 の数値によってよい.型枠ブロック塀は補強ブロック塀より 重量が大となる.フェンスの重量は通常の設計では見付け単位面積当たり 0.1 kN/m² としてよい.

		壁厚別重量(kN/m ²)		
塀種別		t=120mm	t=150mm	t=190mm
補強ブ	圧縮強度区分08のブロック使用のもの	1.6	2.0	2.5
ロック	圧縮強度区分 12 のブロック使用のもの	1.9	2.4	2.9
塀	圧縮強度区分16のブロック使用のもの	2.0	2.7	3.0
型枠ブロック塀		単位体積重量を 24 kN/m ³ として算定		

表 7.1 ブロック壁体の見付け単位面積当たり重量(kN/m²)^{7.1)}

[注] 数値は仕上げを含んでいない. 仕上げを考慮する場合は仕上げ重量を加算する. t: 壁厚

ii) 地震力および風圧力

ブロック壁体および控壁等に作用する自重以外の荷重はブロック壁体の壁面に垂直に作用する地震 力または風圧力とする.地震力は平成12年建設省告示第1355号^{7.2)}により原則として水平せん断力係 数0.3以上が要求され、風圧力は建築基準法施行令(以下、令という)第87条およびそれに基づく平 成12年建設省告示第1454号によることになる.風圧力については、平成12年の法令改正時に以前よ り規定が詳細になっており、地域ごとの基準風速と地表面粗度区分に応じて風圧力を算定する仕組み になっている.ブロック塀規準では、適用範囲として市街地に建つ塀に限定しており、そのため原則 として地表面粗度区分IIIおよびIVの地域を対象とし、風圧力も市街地で建築物を囲む立地条件より令 第87条3項により規定風圧の約7割に低減した値とすることを原則としている.設計用水平荷重は上 記の地震力と風圧力のうち、大きい方を想定する.

iii) ブロック壁体応力

ブロック壁体に生ずる応力の値は、ブロック塀規準では以下のように想定している.

a. 控壁または控柱(以下, 控壁等という)を有しないブロック壁体

地震力は前掲の告示第1355号の規定値より大きいせん断力係数0.5以上で壁体頂部を最大とする逆 三角形分布とする.風圧力は壁体頂部位置で算定した風圧力が壁面に等分布に作用するとする.設計 用応力は布基礎上辺を固定辺とする片持ち板の最大曲げモーメントとする.通常,せん断力に対する 検討は省略する.設計用曲げモーメントを(7.1)式または(7.2)式に示す.

$$M_{DE} = w_B \cdot H^2 / 3 \tag{7.1}$$

 $M_{DW} = w \cdot H^2 / 2$

記号 *M_{DE}*: 地震力による設計用曲げモーメント(単位幅当たり)

M_{DW}:風圧力による設計用曲げモーメント(単位幅当たり)

H:ブロック塀の高さ

w_B:ブロック壁体の見付け単位面積重量

w: ブロック壁体に垂直に作用する単位面積当たり風圧力

(7.1) 式が地震力による壁脚部最大曲げモーメントで,(7.2) 式が風圧力による同箇所の最大曲げ モーメントである.地震力による応力はせん断力係数が0.5の逆三角形分布荷重によるもの(図7.1) とし,風圧力は塀頂部に生ずる風圧力計算値が等分布に作用するとした荷重による応力とする.地震 力の荷重分布は控壁等のないことにより壁体の面外水平剛性が控壁等のある場合に比べて低くなり振 動が増幅することを考慮している^{7.21}.



図 7.1 控壁等のない場合のブロック壁体の地震力分布

b. 控壁等を有するブロック壁体の設計用応力

控壁等の存在により、塀は比較的高剛性になるので、地震力はせん断力係数 0.5 以上で壁面に等分 布に作用するとする.風圧力の算定は前項と同様とする.ブロック壁体の設計用応力は、布基礎上辺 を固定辺とし控壁等の位置を単純支持辺とする 3 辺支持板弾性応力の最大曲げモーメントおよび最大 せん断力とする (図 7.2).設計用曲げモーメントは (7.3)式および (7.4)式による.通常、せん断 力に対する検討は省略する.

$$M_v = \lambda w \cdot H^2$$

(7.3)

(7.2)

 $M_x = \mu w \cdot l^2$

記号 M_v:縦方向設計用曲げモーメント(単位幅当たり)

M_x: 横方向設計用曲げモーメント(単位幅当たり)

w:ブロック壁体単位見付け面積に作用する地震力または風圧力のうち大きいもの

(7.4)

H:塀の高さ

l: 塀の控壁等間の内法距離

λ, μ:ブロック壁体の高さおよび控壁間内法距離に応じて弾性論より定まる係数

係数 λ , μ は弾性論より算出されるが、例えば表 7.2 によれば控壁間内法距離 lと壁体高さ H の比 により数値が得られる. 控壁等の存在により壁体応力は控壁等のない場合よりも低減されている. 略算の場合、実用的には $\lambda \rightleftharpoons 0.4$, $\mu \rightleftharpoons 0.05$ 程度が一般に用いられる. これは、法令による控壁等の設 置規制(令第 62 条の 8)のため、H/lの範囲が 0.3~0.7 程度に制約されることによる.



図 7.2 控壁等のある場合のブロック壁体応力

表 7.2	ブロッ	ク壁体に発生す	る曲げモーメン	/ト係数λ,	μ 7.3)
-------	-----	---------	---------	--------	--------

$H \nearrow l$	λ	μ
0	0.500	0
1/3	0.428	0.0078
1/2	0.319	0.0293
2/3	0.227	0.0558
1	0.119	0.0972

c. 控壁等および門柱の応力

控壁等に生ずる応力は,控壁等の自身による応力のほか控壁等の間にあるブロック壁体の壁面に垂 直な水平荷重を負担し,基礎上端を固定端とする片持ち柱の最大曲げモーメントおよび最大せん断力 である.鉄筋で補強したブロック造による門柱の設計用応力は,控壁等の場合に準ずる^{7.4)~75)}.

控壁等に生ずる応力は,控壁等に接続するブロック壁体の負担面外荷重(図 7.3)の大部分が伝達 されるので,それを考慮した片持ち柱応力である.地震力の場合,ブロック壁体に作用する水平荷重



図 7.3 控壁等が負担するブロック壁体面積



図 7.4 控壁等への地震力分布

は等分布としたが,控壁等のみを考えると振動性状から逆三角形分布に近いことも考えられることから,実際の設計では,その平均程度の荷重を考慮することが望ましい(図 7.4).

(3) ブロック壁体および控壁等の断面算定

i) ブロック壁体

ブロック壁体の断面算定は、地震力または風圧力のいずれか大なる方の水平荷重に対して短期許容 応力度を用いて検討する.この場合、軸方向力およびせん断力の影響は少ないので省略してもよい. 断面算定の方法は6章に述べたブロック帳壁の断面算定と同様で、面外力を受け壁厚の1/2を有効せ いとする RC 造梁の単筋曲げ理論による.

a. 許容曲げモーメント
$$M_A$$
 (短期)
 $M_A = C \cdot Bd^2$ (7.5)
C は次の C_1 , C_2 のうち小さい方の値
 $C_1 = x_{n1}(3 - x_{n1})_m f_c / 6$ (7.6)
 $C_2 = (3 - x_{n1}) p_t \cdot f_t / 3$ (7.7)

ここに, x_{n1}は次式による.

$$x_{n1} = x_n / d = \sqrt{(n p_t)^2 + 2n p_t - n p_t}$$
(7.8)

記号 *B*: 塀における該当の幅

- x_{n1} :中立軸比= x_n/d (x_n :中立軸距離, d:断面の有効せい)
- mfc: 組積体短期許容圧縮応力度(後述のように補正したもの)
 - f_t:鉄筋の短期許容引張応力度
 - p_t : 引張鉄筋比= $a_t/(B \cdot d)$ (a_t : 幅 B 当たりの引張鉄筋断面積)
 - n:鉄筋の組積体に対するヤング係数比で次式による.

$$n = 2.05 \times 10^5 / 1000 F_m \tag{7.9}$$

F_m:空洞を含む組積体設計基準強度

b. 許容曲げモーメント略算式

引張鉄筋比 p_t がつり合い鉄筋比 p_{tb} 以下の場合、単位幅当たり短期許容曲げモーメントは次式によることができる ^{7.6}. つり合い鉄筋比 p_{tb} は(7.11)式による.

$$M_{AS} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (j = (5/7)d)$$
 (7.10)

ここで, *j*:応力中心距離

$$p_{tb} = 1/2 \left(1 + \frac{f_t}{n \cdot_m f_c}\right) \frac{f_t}{m f_c}$$
(7.11)

c. 組積体許容応力度について

塀においても帳壁の場合と同様に、組積体許容応力度は空洞部の影響を無視したものに修正する必要がある.1章における表 1.1 において、F_mの値は設計基準強度値を2倍したものを用いて算出する (ただし、(7.9)式においては2倍しない値を用いる).

ii) 控壁等

控壁等および門柱の計算は水平荷重を受ける RC 造柱に準じて行う 7.5) 7.7).

(3) フェンス塀

i)フェンス塀の種類

本項で述べるフェンス塀は、金属製フェンス(以下、フェンスという)を壁体に組み込んだブロッ ク塀(以下、組込フェンス塀という)、およびフェンスを壁体の上部に連続して配置したブロック塀(以 下、連続フェンス塀という)をいう.フェンス塀のフェンスおよびその支持・定着部の構造は、風圧 力などの荷重および外力に対して安全であり、かつ、壁頂横筋配置に支障のないようにする必要があ
る. 〔ブロック塀規準6条〕

- ii) 組込みフェンス塀の設計
- a) 組込みフェンス塀の高さは 1.6m 以下とし, 控壁を設けないことができる.

b) 組込みフェンス塀の立上がり部分(以下,立上がり壁という)の設計用曲げモーメントは,控壁 等のないブロック塀の場合に準じて算定する(図 7.5 参照). 腰壁部分(以下,腰壁という)の設計用 曲げモーメントは,立上がり壁と腰壁が一体となって挙動するとして算定することとしており,立上 がり壁に対する長さおよび高さの比率に応じて,立上がり壁の場合の値に(7.12)式による低減係数 を乗じて得られる値以上とする ^{7.8) 7.9)}.

$$\frac{M_L}{M_H} = \frac{\{ \alpha + (1 - \alpha) \beta \} \cdot \{ \alpha + (1 - \alpha) \beta^3 \}}{\alpha + (1 - \alpha) \beta^2}$$
(7.12)

記号 M_L:腰壁部分の設計用曲げモーメント

- M_H: 立上がり壁の設計用曲げモーメント
- α: 塀の長さLに対する立上がり壁部分の水平長さの割合
- β : 塀の高さに対する腰壁部分の高さの割合= H_B/H
- H_B: 地盤面から腰壁頂部までの高さ(図 7.5)
- H:地盤面から立上がり壁頂部までの高さ(図7.5)

L: 立上がり壁部分と腰壁部分の水平長さの合計(図 7.5)



図 7.5 組込みフェンス塀

以下に (7.12) 式の誘導を示す.

フェンスの重量はブロック壁体の重量に対して十分軽いので無視すると、塀の長さ*L*における腰壁 より上部の単位見付け面積当たりの重量は αw_B となることから、塀頂部の水平震度を k_{TOP} とすると、 逆三角形震度分布の水平外力が作用した場合の塀の長さ*L*当たりのベースシヤ Q_0 は(7.13)式で表せる(図 7.6 参照).

$$Q_{0} = \frac{1}{2} k_{TOP} \alpha w_{B} HL + \frac{1}{2} \beta k_{TOP} (1 - \alpha) w_{B} \beta HL = \frac{1}{2} \{ \alpha + (1 - \alpha) \beta^{2} \} k_{TOP} w_{B} HL$$
(7.13)

塀の単位長さあたりの総重量Wは,

$$W = \alpha w_B HL + (1 - \alpha) w_B \beta HL = \{ \alpha + (1 - \alpha) \beta \} w_B HL$$
(7.14)
であるので、ベースシヤ係数 C_0 は、

$$C_{0} = \frac{Q_{0}}{W} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\{\alpha + (1 - \alpha)\beta^{2}\}}{\{\{\alpha + (1 - \alpha)\beta\}\}} k_{TOP}$$
(7.15)

となり、設計用ベースシャ係数が C_0 のときの塀頂部の水平震度 k_{TOP} は(7.16)式で表せる.

$$k_{TOP} = \frac{2\{\alpha + (1-\alpha)\beta\}}{\{\alpha + (1-\alpha)\beta^2\}} C_0$$
(7.16)

以上より,腰壁部分の設計用曲げモーメントM_Lは(7.17)式で与えられる.

$$\begin{split} M_{L} &= P_{1} \cdot \frac{2}{3} H + P_{2} \cdot \frac{2}{3} \beta H \\ &= \frac{1}{2} k_{TOP} \alpha w_{B} H L \cdot \frac{2}{3} H + \frac{1}{2} \beta k_{TOP} (1 - \alpha) w_{B} \beta H L \cdot \frac{2}{3} \beta H \\ &= \frac{1}{3} \{ \alpha + (1 - \alpha) \beta^{3} \} k_{TOP} w_{B} H 2 L \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{\{ \alpha + (1 - \alpha) \beta \} \cdot \{ \alpha + (1 - \alpha) \beta^{3} \}}{\alpha + (1 - \alpha) \beta^{2}} C_{0} w_{B} H^{2} L \end{split}$$
(7.17)

一方,設計用ベースシャ係数が C_0 のときの立上がり壁の設計用曲げモーメント M_H は長さをLとすると (7.18)式で表せるので,(7.17)式と(7.18)式より(7.12)式が得られる.

$$M_{H} = \frac{1}{2} w_{B} H L \cdot \frac{2}{3} H L = \frac{2}{3} C_{0} w_{B} H^{2} L$$
(7.18)



(a)単位見付け面積当たりの重量分布
 (b)震度分布
 (c)外力分布
 図 7.6 組込みフェンス塀の重量分布および外力分布

c) 組込みフェンス塀の配筋は,前号の応力に対して通常の控壁等のないブロック壁体の場合に準じ て算定する.

iii) 連続フェンス塀の設計^{7.10)7.11)7.12)}

a. 連続フェンス塀の高さは,2.2m以下とし、ブロック壁体部分の高さは1.2m以下、フェンス部分の高さは1.2m以下とする.フェンスに作用する地震力または風圧力を考慮して次号により定めるブロック壁体に相当するフェンス部分の有効高さ(以下,加算する高さという)をブロック壁体高さに加算した高さ(以下,換算高さという)は、1.6m以下とする.

b. 換算高さは,風圧力または地震力を受けるフェンス塀の脚部に生ずる最大曲げモーメントが,換 算高さを有するブロック壁体のみの塀が地震力を受ける場合の脚部の最大曲げモーメントに等しいと 置いて算出する.加算する高さは,換算高さよりブロック壁体の高さを差し引いたものである.

c. 前号に定める換算高さの算定に当たりフェンス部分の加算する高さは、フェンスの風圧作用面積 を考慮したものより算定する. この簡略化した算定表はブロック塀規準の表 13 に示されている.

7.2 塀の転倒に対する布基礎の設計

本節では,建設可能な塀の高さと布基礎の根入れ深さとの関係を考察する.基本的な計算式はブロック塀規準2条の解説に記載されているが,ここではそのうち重要な計算式の誘導についてまとめ, その背景を補足している.

(1) 布基礎根入れ設計における基本事項

i) 塀倒壊防止と布基礎の転倒耐力

ブロック塀の構造計算において,最初に決定しなければならないのは塀の規模の設定である.規模 の設定とは,塀の高さ,厚さ,控壁の有無などの外形の決定で,次いで外力による塀の破壊を防ぐ壁 体の配筋,基礎の設計等の段階に入る.このうち,地震または風圧等の短期水平荷重により塀が転倒 しないように布基礎を設計することが重要である.具体的には,塀が布基礎もろともに全体転倒しな いように,塀の高さに見合った布基礎の根入れ深さを算定することである.塀の地上部分の壁面ある いは控壁に生ずる応力と配筋は,前節に述べたように水平荷重を想定すれば,基礎固定の条件より比 較的容易に計算可能であるが,塀自体が布基礎とともに転倒する恐れに対しては,現場における布基 礎周辺の土の性状に応じて転倒抵抗のための必要な根入れ深さを設計しなければならない.根入れ深 さの計算は土の耐力性状に依存するため,躯体構造における許容応力度計算とは趣を異にする.対象 とする土は根伐り以前の地盤でなく,布基礎造成後における埋め戻し土である.埋め戻し土の性状は 設計当初には確認が困難なものである.現行ブロック塀規準においては,ある程度の推定と実験結果 によって簡略な規定を設けている.ここでは,布基礎もろともの塀の全体転倒を防止するための,布 基礎根入れの深さと塀の許容高さの関係について計算式を誘導する.

ii) 想定外力

塀が受ける荷重および外力は前節で既述したが,塀の壁面に垂直に作用する地震力または風圧力に より生ずる転倒モーメントに対しては,布基礎の根入れ部分による布基礎側面の土圧の抵抗モーメン トで転倒を防止しなければならない.

iii) 転倒抵抗と土の圧縮耐力

転倒防止のための布基礎必要根入れ深さの計算は、水平力を受ける杭基礎の耐力計算に準ずる.地 盤面上の塀が負担する水平荷重を布基礎の根入れ部分の抵抗モーメントでつり合わせるのであるが、 抵抗モーメントの値は布基礎側面の埋め戻し土の水平力に対する抵抗値により定まる.これに関する 検討は米国の B.B.Broms^{-7.13~7.15})による杭基礎の研究より多くを参照した.

水平力を受けて塀が全体として傾斜する場合の布基礎側面の土圧分布を概略示すと図 7.7 のようで ある. 布基礎の下方では転倒に抵抗するために外力と同方向に反力が生ずる. 土圧の分布形は土の性 質により異なり,同図(a)が一般形である.計算ではそれを理想化して,粘性土では同図(b)のよ うに塑性化した状況を想定し,砂質土では同図(c)のように深さに比例した分布が想定できる. 図中 の σ_u は土の終局強度で,Bromsは杭の場合で粘性土に対し一軸圧縮強度 q_u の4.5倍,砂質土に対し ランキン受動土圧式の約3倍の値を提案している.塀の場合の σ_u 値としては,杭の場合のように周 囲の拘束条件は十分でなく,かつ,土は根伐り後の撹乱土なので,杭の場合のような大きい値は期待 できない.粘性土の場合は q_u 値をそのままとり,砂質土の場合はランキン式をそのままとるのが安全 側と考えられる.解析結果では,転倒に対する抵抗値は粘性土の場合も砂質土の場合も同じ σ_u に対 しては大差ないので,以下の考察では粘性土を考慮して行う. σ_u 値,すなわち q_u 値としてどの程度 を期待すべきかは資料が十分ではないが,実測によれば締め固めた撹乱土で 30~100 kN/m²と広い範 囲にわたるが 7.15),低強度で 30~50 kN/m²,よく締め固めたもので 50~80 kN/m²ぐらいは期待できる





ようである.

iv) 布基礎の標準形状

一般に建築物の布基礎は建築物の重量を支えることが主要な任務であり,柱や耐力壁からの鉛直荷 重を安全に地盤に伝達する役割を持つ.ブロック塀においても布基礎は同様の役割を持つが,塀の重 量は比較的軽微であり,むしろ地震力や風圧力のような面外水平荷重による塀の転倒を支えることが より重要になる.ブロック塀規準が規定する布基礎の標準形状は図 7.8 に示す 3 種類が主なものであ る.同図(a)におけるI形基礎は広く使われる形状であり,軽微な構造の塀に用いられる.同図(b) の逆T形基礎は地盤が軟弱である場合または面外荷重を支える性能を高める場合に用いられる.同図 (c)のL形基礎は塀の転倒に対してL形突出基礎スラブ上の土の重量をカウンターバランスとして 活用する場合に使用される.同図における布基礎の根入れは補強ブロック塀で 350mm 以上,型枠ブ ロック塀で 450mm 以上,基礎スラブの厚さは 150mm 以上,逆T形基礎の基礎スラブの出は 130mm 以上,L形基礎の基礎スラブの出は 400mm 以上とされている.〔ブロック塀想準2条〕



(a) I 形基礎
 (b) 逆 T 形基礎
 (s) L 形基礎
 図 7.8 ブロック塀布基礎の標準形状

(2) 布基礎根入れ基本式の誘導

塀の許容高さ H と根入れ深さ関係の基本式を誘導する.図 7.9 は塀が受ける水平せん断力 Q とそれ に対応する根入れ部分の粘性土側圧分布形を示したもので、水平方向の力のつり合いと布基礎底面の A 点に関するモーメントのつり合いを考える.図中、v 部分は計算上側圧を無視する部分で、地表面 近くで側圧が減少する傾向を、ある深さ範囲の抵抗を無視してそれ以深の側圧を一様とするためのも のである.



図 7.9 せん断力 Q を受ける布基礎の粘性土側圧分布

布基礎根入れ部分の寸法関係を(7.19)式のように定めると、水平力のつり合いと A 点に関するモーメントのつり合いはそれぞれ(7.20)式および(7.21)式のようになる.以下のつり合い式は塀の 控壁間心々距離 L の範囲に対して立てている.

$$D_{f} = v + f + g$$

$$Q = q_{u} \cdot L \cdot f$$

$$(7.19)$$

$$(7.20)$$

$$Q(\bar{h}+D_f) = \eta \left\{ q_u \cdot L \cdot f\left(\frac{f}{2}+g\right) + q_u \cdot L \cdot \frac{g}{2} \left\{ \frac{3g}{4} - \frac{g}{4} \right\} + M_R \right\} = \eta \left\{ q_u \cdot L\left(\frac{f^2}{2} + f \cdot g + \frac{g^2}{4}\right) + M_R \right\}$$
(7.21)

記号 D_f : 布基礎根入れ深さ v, f, g: 図 7.9参照

 \bar{h} : せん断力の合力 Qの地上高さ位置(後述(7.24),(7.25)式より算定)

η:安全のための耐力低減係数で,通常 0.8~0.9 程度を考慮

q_u: 土の一軸圧縮強度 *L*: 控壁の心々間距離(=*l*+*t*, 図 7.9 参照)

M_R: 塀の自重による復元モーメント(後述(7.26)式)

(7.21) 式に(7.19) 式および(7.20) 式を代入して *f*, *g* を消去すると, *Q* に関する 2 次式が得られる. これは Broms による杭の水平耐力式と同形のもので,基礎構造の文献 ^{7.16}にも同形の式が参照されている.

$$Q^{2}+2\eta \cdot q_{u} \cdot L(2\bar{h}+D_{f}+\nu)Q - (\eta \cdot q_{u}\cdot L)^{2} \left\{ (D_{f}-\nu)^{2} + \frac{4M_{R}}{q_{u}\cdot L} \right\} = 0$$
(7.22)

(7.22) 式で、 $Q = \triangle \cdot H$ と置き、 $\overline{h} = \beta \cdot H$ (H: 塀の地上高さ) と置くと、同式は H に関する 2 次 式、(7.30) 式になる.この場合、 \triangle および β は荷重および塀の外形による係数で(7.25) 式で表され、 M_R は布基礎および控壁等の形状によるもので(7.26) ~ (7.29) 式のように H、 D_f 等の関数で表すと する.具体的に塀の場合の寸法関係を図 7.10 で示す.控壁のある場合は控壁側から、L 形基礎の場合 は L 形の出の側からの加力が危険側なので、その場合について式を作成している.



図 7.10 各基礎形状に対する塀の力関係のつり合い

$$Q = \triangle \cdot H$$
 (H: 塀の地上高さ)
 (7.23)

 $\bar{h} = \beta \cdot H$
 (7.24)

 風圧力に対し: $\triangle = w \cdot L$ $\beta = 0.5$
 $\beta = 0.5$ (控壁あり), $\beta = 2/3$ (控壁なし)

 (7.25)

ここで、w:単位面積当たり風圧力(kN/m²)

 w_B : ブロック壁体の見付け単位面積当たり重量 (kN/m^2)

w_s: 控壁(控柱)の単位高さ当たり重量(kN/m)

 $M_R = a \cdot H + b \cdot D_f + c$ (kN·m)

(7.26)

ここで,*a*,*b*,*c*は図 7.8 に示す布基礎の標準形(I形,逆T形,L形)に応じて以下のとおりに表 すことができる.ただし,簡単のため,地盤上からすぐにブロック壁体になるとし,控壁等の重量は 塀頂部まで達しない場合を想定して 0.75 倍している.各係数の単位は kN/m², mである.

I 形基礎の場合:

$$a = w_{B} \cdot l \cdot t/2 + 0.75 w_{s} (s+t)/2 b = 24l \cdot t^{2}/2 + 0.75 w_{s} (s+t)/2 c = 0$$
 (7.27)

逆 T 形基礎の場合:

$$a = w_{B} \cdot l \cdot \{t/2 + 0.13\} + 0.75 \ w_{s} \{(s+t)/2 + 0.13\}$$

$$b = 24l \cdot t\{t/2 + 0.13\} + 0.75 \ w_{s} \{(s+t)/2 + 0.13\} + 0.26 \ \gamma \cdot l \cdot (t/2 + 0.13)$$

$$c = (24 - \gamma) \cdot l \cdot 0.15 \cdot 0.26(t/2 + 0.13)$$

$$(7.28)$$

L 形基礎の場合:

$$a = (I 形基礎の場合と同じ)b = 24l \cdot t^{2}/2 + 0.75 w_{s} (s'+t)/2 + \gamma \cdot s' \cdot l \cdot (s'/2 + t)c = (24 - \gamma) \cdot l \cdot 0.15 \cdot s'(s'/2 + t)$$
(7.29)

ここで、 t:ブロック壁体の壁厚 s: 控壁等の突出長さ s':L 形基礎のスラブの出
 γ: 土の単位容積重量(kN/m³)

$$H = \frac{1}{\bigtriangleup(\frac{\bigtriangleup}{\eta \cdot q_{u} \cdot L} + 4\beta)} \left\{ -(\bigtriangleup(D_{f} + \nu) - 2\eta \cdot a) + \sqrt{\{\bigtriangleup(D_{f} + \nu) - 2\eta \cdot a\}^{2} + \bigtriangleup(\frac{\bigtriangleup}{\eta \cdot q_{u} \cdot L} + 4\beta) \cdot \{\eta \cdot q_{u} \cdot L(D_{f} - \nu)^{2} + 4\eta (b \cdot D_{f} + c)\}} \right\}$$
(7.31)

(3) 控下基礎工法の検討

ブロック塀を高速道路の遮音壁に多用している米国の例では,塀の工法はピア・パネル・システム ^{7.17)}と呼ばれる,深く根入れしたブロック造控壁の間にブロック壁体を簡単に支持する工法が採用され ている.この場合,ブロック壁体に作用する水平荷重は一旦両側の控壁に伝達され,転倒モーメント はすべて控壁が負担する構造になっている.ブロック壁体の下には布基礎はない(図7.11).

一般に塀の規模が大となるほど、布基礎にかかる転倒モーメントが大となり、それに応じた布基礎 は大となる.塀の最大高さ 2.2m 程度で必要な布基礎の大きさは木造建築の RC 造布基礎ほどになり、 付帯構造の基礎としては不経済の感がある.米国のピア・パネル・システムに近い工法を採用すれば、



図 7.11 米国のピア・パネル・システム

図 7.12 控下基礎工法

単に控壁の下のみを深くするだけで、中間の布基礎は根入れを深くすることなく、塀の高さを大とすることができる筈である. そのために考案されたのが控下基礎工法である. その概念を図 7.12 に示す.

控下基礎工法における控下の必要根入れ深さの算定式は、一般布基礎の根入れ深さに関する(7.31) 式を修正して誘導することができる.控下基礎間の布基礎は法令が要求する根入れ 300mm に固定し、 控下の基礎部分のみを深く根入れすることにより、塀の許容高さを増加させるものである.(7.31)式 の修正は図 7.13 を参照して、布基礎部分は従前の仮定により、控下の根入れ増加部分については周辺 土の拘束状態が杭の考えに近く、幅 B_p 奥行き D で深さ U の部分は周辺土による拘束の影響が期待で きることから、その部分の土の終局圧縮強度が布基礎部分のα倍になると仮定する.α値としては、 杭におけるように 4.5 は期待し難いから 1.5~2 程度を想定する.また控下基礎根入れ増加部分は塀の 自重復元モーメントを増加させることから、自重復元モーメント式を(7.32)式のように修正する.



図 7.13 控下基礎工法における力のつり合い

$$M_{R} = a \cdot H + b \cdot D_{f} + c + d \cdot U \quad (kN \cdot m)$$

$$d = 24 \cdot B_{p} \cdot D^{2}/2 \quad (kN \cdot m/m)$$

$$(7.32)$$

$$(7.33)$$

ここで, *a*, *b*, *c*は (7.28) ~ (7.29) 式と同じである.単位は kN/m², mである.前記 (7.31) 式 に, 控下基礎増加部分の影響を加えた *H*に関する 2 次式は次のとおり.

ただし、 $U: 控下基礎の根入れ増加分 <math>B_p: 控下基礎の見付け幅$

α:控下基礎の根入れ増加部分の側圧強度増加率(≒1~2)

その他の記号は(7.30)式の場合と同じ

(7.34) 式をHについて解けば、次式が得られる.同式により控下基礎の詳細寸法を指定することに

より建てられ得る塀の高さが算出できる.

$$H = \frac{1}{\bigtriangleup(\frac{\bigtriangleup}{\eta \cdot q_{u} \cdot L} + 4\beta)} \left\{ -\bigtriangleup\{D_{f} + v - \frac{2\eta \cdot a}{\bigtriangleup} + \frac{\alpha \cdot B_{p} \cdot U}{L}\} + \sqrt{\bigtriangleup(\frac{\bigtriangleup}{\eta \cdot q_{u} \cdot L} + 4\beta)} \right\}$$
$$+ \sqrt{\bigtriangleup^{2}\{D_{f} + v - \frac{2\eta \cdot a}{\bigtriangleup} + \frac{\alpha \cdot B_{p} \cdot U}{L}\}^{2} + \bigtriangleup(\frac{\bigtriangleup}{\eta \cdot q_{u} \cdot L} + 4\beta)} \times \eta \cdot q_{u} \cdot L\{(D_{f} - v)^{2} + 2\frac{\alpha \cdot B_{p} \cdot U}{L}(D_{f} - v + U - \frac{\alpha \cdot B_{p} \cdot U}{2L}) + \frac{4(b \cdot D_{f} + c + d \cdot U)}{q_{u} \cdot L}\}}{\left(7.35\right)}$$

(4) 設計式と実験値

i)略算式

前節の(7.31)式および(7.35)式を用いて,適切な *q_u*, η, α 値等を選べば,一般の塀の場合, および控下基礎工法の場合の基礎根入れ深さと塀許容高さの関係が得られる.しかし通常の設計では 計算が複雑であるので,ブロック塀規準では土の一般的性状を想定し,これらの計算式の結果を包含 する略算式を提案している.〔ブロック塀規準3条,表3・表4〕

略算式を以下に示す.(単位, mm)

a. 布基礎根入れ式

○補強ブロック塀の場合

$$D_{f} \ge 350 \quad \text{かつ} \quad D_{f} \ge (H+200)/4 \quad (I 形布基礎) \tag{7.36}$$
$$D_{c} \ge 350 \quad \text{かつ} \quad D_{c} \ge (H-400)/4 \quad (\"implies T \ \mbox{\texttt{T}} \ \mbox{\texttt{K}} \ \mbox{\texttt{K}} \ \mbox{\texttt{L}} \ \mbox{\texttt{K}} \ \mbox{\texttt{T}} \ \mbox{\texttt{K}} \ \mbox{\texttt{L}} \ \mbox{\texttt{K}} \ \mbox{\texttt{K}} \tag{7.37}$$

O型枠ブロック塀の場合

 $D_f \ge 450$ かつ $D_f \ge (H+600)/4$ (I形布基礎) (7.38)

 $D_{f} \ge 450$ かつ $D_{f} \ge H/4$ (逆T形およびL形布基礎) (7.39) 記号 $D_{f}: 布基礎根入れ深さ (mm)$ H: 塀の地上高さ (mm)

b. 控下基礎工法の控下根入れ式

○補強ブロック塀の場合

 $D_p \ge 450$ かつ $D_p \ge (H-500)/1.6$ (I形布基礎付き) (7.40)

$D_p \ge 450$ カック $D_p \ge (H-1,300)$	(逆T形およびL形布基礎付き)	(7.41)
○型枠ブロック塀の場合		

 $D_p \ge 550$ かつ $D_p \ge (H-300)/1.6$ (I形布基礎付き) (7.42)

 $D_p \ge 550$ かつ $D_p \ge (H-1,200)$ (逆T形およびL形布基礎付き) (7.43)

記号 D_p : 控下基礎根入れ深さ (mm) H: 塀の地上高さ (mm)

ただし,控下基礎間の布基礎根入れ深さは,補強ブロック塀で300mm以上,型枠ブロック塀で400mm 以上.工法の適用範囲は,I形基礎の塀にあっては高さ1.2m以上,逆T形およびL形基礎の塀にあっ ては高さ1.6m以上のものとする.

上記の略算式は、実状に応じたある範囲の q_u 値を想定し、(7.31)および(7.35)式で計算した結果 を参照して簡単な式にまとめたものである. q_u 値は普通土として 50~80kN/m²を想定している.

基礎根入れ深さと許容限度塀高さの関係の計算例として、補強ブロック塀における場合について、 根入れ深さと塀高さ限度の関係を上記 q_u値の範囲で(7.31)式および(7.35)式を用いて図 7.14 およ び図 7.15 に示した.図中に略算式(7.36),(7.37),(7.40),(7.41)式の線を併せ示した.略算式は、 上記 q_u値の範囲でほぼ計算値の中間に位置している.



図 7.14 補強ブロック塀における布基礎根入れ深さと塀高さ限度 7.18)



図 7.15 補強ブロック塀における控下基礎根入れ深さと塀高さ限度 7.18)

ii) 地盤耐力計算式と実験値

前項までは杭理論に基づいた,布基礎周辺土の水平耐力で決まる塀の許容高さと布基礎根入れ深さの関係を考察したが,これらについては実証する必要がある.塀の形状,配筋,根入れ等を変化させたブロック塀の実大実験が 1985 年に日本建築学会コンクリートブロック塀調査研究特別調査委員会により行われた ^{7.19) ~7.26}.使用された試験体は実大のブロック塀 12 体(うち,控壁を有する塀 2 体)で,静的繰り返し水平加力等が行われた.そのうち,地盤耐力で終局となった試験体は7体であった.

上記 7 体の試験体につき得られた布基礎転倒の場合の塀水平耐力 Q_u は、現場で採取された土の一軸圧縮強度 q_u に基づく値によって算出された(7.22)式の解 Qとよく一致した、現場採取された自然 土の q_u 値は 50~100 kN/m²で、埋め戻しにより 50~80%程度に低下することが実験により明らかになっている。検証に用いた q_u 値の平均は 60 kN/m²であった、同式における地表からの側圧抵抗を無視

する深さvは塀により多少異なるが、50~100mm 程度において計算式が実状をよく表していた.塀の水平耐力実験値 $Q_u(z)$ と計算値 $Q_u(z)$ の比、 $Q_u(z)/Q_u(z)$ は 0.92~1.38 であった.算定上の課題は、計算に用いる q_u 値を実用上どう設定するかである.これが許容応力度計算に相当する安全性を左右することになる.

【7 章参考文献】

- 7.1) 日本建築学会:コンクリートブロック塀設計規準解説 p.338, 壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソン リー編), 2006 年
- 7.2) 平成 12 年建設省告示第 1355 号,補強コンクリートブロック造の塀の構造耐力上の安全性を確かめるための 構造計算の基準を定める件
- 7.3) S.P.チモシェンコ:板とシェルの理論(上),長谷川節訳, p.198, ブレイン図書, 1973
- 7.4) 加藤一雄,松村 晃,信澤宏由,吉村浩二,加村隆志,清水泰:コンクリートブロック塀の構造設計に 関 する研究 (その1 研究概要),日本建築学会昭和64年大会学術講演梗概集C,1989.10
- 7.5)加村隆志,加藤一雄,松村 晃,信澤宏由,清水泰:コンクリートブロック塀の構造設計に関する研究(その2 門柱の構造設計法),日本建築学会昭和64年大会学術講演梗概集C,1989.10
- 7.6) 木村蔵司:補強ブロック造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, No.63, 1959
- 7.7) 清水泰,加藤一雄,松村 晃,信澤宏由,加村隆志,:コンクリートブロック塀の構造設計に関する研究(その3 門柱の配筋に関する検討),日本建築学会昭和 64 年大会学術講演梗概集 C, 1989.10
- 7.8) 寺前嘉二,吉村浩二,菊池健児ほか:コンクリートブロック塀の構造設計に関する研究(その4 組込みフ ェンス塀の必要縦筋量),日本建築学会昭和64年大会学術講演梗概集C,1989.10
- 7.9) 日本建築学会:コンクリートブロック塀設計規準解説 p.381, 壁式構造関係設計規準集・同解説 (メーソン リー編), 2006 年
- 7.10) 菊池健児, 吉村浩二ほか: コンクリートブロック塀の構造設計に関する研究(その5 連続フェンス塀の必要縦筋量), 日本建築学会昭和 64 年大会学術講演梗概集 C, 1989.10
- 7.11) 吉村浩二, 菊池健児ほか: コンクリートブロック塀の構造設計に関する研究(その6 フェンス塀の配筋方法), 日本建築学会昭和 64 年大会学術講演梗概集 C, 1989.10
- 7.12)日本建築学会:コンクリートブロック塀設計規準6条5項,壁式構造関係設計規準集・同解説(メーソン リー編),2006年
- 7.13) B.B.Broms : Design of Laterally Loaded Piles, J. of ASCE, SM3, May 1965
- 7.14) B.B.Broms: Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soiles, J. of ASCE, SM2, March 1964
- 7.15) B.B.Broms: Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soiles, J. of ASCE, SM3, May 1964
- 7.16) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, p.260, 1988 年版
- 7.17) National Concrete Masonry Association: Pier and Panel Highway Sound Barrier Wall Design, NCMA TEK, TEK 14-15A, Structural, 1997 (米国コンクリートブロック協会技術資料 構造 14-15A)
- 7.18) 日本建築学会: コンクリートブロック塀設計規準解説 p.345, p.346, 壁式構造関係設計規準集・同解説 (メ ーソンリー編), 2006 年
- 7.19) 加藤一雄,松村 晃,遠藤利根穂ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究(その1 概 要),日本建築学会昭和 61 年大会学術講演梗概集 C, 1986.8
- 7.20) 信澤宏由,加藤一雄,松村 晃ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究(その2.実験方法),日本建築学会昭和61年大会学術講演梗概集C,1986.8
- 7.21) 西川孝夫,遠藤利根穂,加藤一雄,松村 晃ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研

究(その3振動実験),日本建築学会昭和61年大会学術講演梗概集C,1986.8

- 7.22) 西山光昭,加藤一雄,松村 晃ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究(その4水 平加力実験-控壁のない場合),日本建築学会昭和 61 年大会学術講演梗概集 C, 1986.8
- 7.23) 桑原文夫,加藤一雄,松村 晃ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究(その5基 礎と地盤の挙動-控壁のない場合),日本建築学会昭和61年大会学術講演梗概集C,1986.8
- 7.24) 松村 晃,加藤一雄,遠藤利根穂ほか:コンクリートブロック塀の耐震性能に関する実験的研究(その6水 平加力実験-控壁のある場合),日本建築学会昭和61年大会学術講演梗概集C,1986.8
- 7.25)日本建築学会コンクリートブロック塀調査研究特別委員会:コンクリートブロック塀の問題点に関する調査研究報告書、コンクリートブロック業界7団体コンクリートブロック塀耐震実験推進委員会(群馬県コンクリートブロック事業共同組合内)、1986.11
- 7.26) 下記の文献に 7.25) の文献の要約が掲載されている.

日本建築学会:壁構造関係設計規準·同解説, pp. 547~550, 1989 年版

付録 メーソンリー構造部材の終局強度 (注)

付1. 序

現行の補強組積造(メーソンリー構造)に関する設計規準(型枠コンクリートブロック造設計規準, 中層型枠コンクリートブロック造設計規準,補強コンクリートブロック造設計規準,コンクリートブ ロック帳壁構造設計規準,コンクリートブロック塀設計規準)は許容応力度設計を基本として構成さ れている.しかし,一部せん断設計に関する事項,特に中層型枠コンクリートブロック造の設計にお いては,終局強度設計の手法が導入されている.

ここで、メーソンリー構造部材の曲げおよびせん断に関して、部材の終局強度実験の概要と実用に なり得る計算式を示す.また、耐力壁の曲げおよびせん断ひび割れ強度式も参考として示す.

付2. 耐力壁の終局強度

付 2.1 試験体概要

実大または実大に近い多数のメーソンリー造耐力壁試験体の水平加力実験^{(+5)~(+35)}より,曲げおよびせん断に関する終局強度式が得られている.強度式作成に当たって引用した耐力壁試験体は複数研 究機関による計 112 体,うち全充填造である型枠コンクリートブロック造(以下,型枠ブロック造) によるもの 68 体,部分充填造である補強コンクリートブロック造(以下,補強ブロック造)によるもの 44 体である.付図 1 に水平加力実験装置の例を,付図 2 に耐力壁試験体の形状例を示す.付表 1 に使用した試験体の諸元を示す.



付図1 耐力壁水平加力実験装置の例

付表1 耐力壁試験体の諸	元付	5~付	35)
--------------	----	-----	-----

種類	壁長 (mm)	壁厚 (mm)	組積高 (mm)	シアス パン比	σ _m (N/mm ²)	曲げ 補強筋	せん断 補強筋	<i>p</i> _t (%)	<i>p</i> _{<i>h</i>} (%)	σ _o (N/mm ²)
型枠ブロ	$790 \sim$	133	1200	0.38	17.9	1-D16	D10	0.100	0	-0.59
ック造	2392	~ 190	$\sim \! 1800$	~ 1.6	$\sim \! 34.6$	\sim 2-D25	\sim D16	~ 0.487	~ 0.72	\sim 5.88
補強ブロ	$920 \sim$	150	1800	0.4	7.8	1-13 φ	9φ	0.126	0	0
ック造	2190	~ 190		~ 2.0	$\sim \! 15.6$	\sim 1-D38	\sim D13	~ 0.411	~ 0.335	$\sim \! 1.47$
【記号】 σ_m : 組積体強度 p_t : 曲げ補強筋比 p_h : せん断補強筋比 σ_o : 軸方向応力度										

[[]注]この付録は、メーソンリー造建築物の構造設計において保有水平耐力の計算を行う際に必要なメーソンリー造部材の終局強度を算出する際の参考資料として示すために、2009年3月に刊行される本会「補強組積造建築物の構造性能評価指針(案)・同解説」の付録5「補強組積造の強度および変形」中より部材の終局強度の項を抜粋再編集したものである.



付図2 耐力壁試験体の形状例

付2.2 耐力壁の曲げ強度

メーソンリー構造耐力壁の曲げ強度は、鉄筋コンクリート(以下, RC)造の曲げ強度式(付1)式^(†1)が適用できる.全充填造である型枠ブロック造壁体34,部分充填造である補強ブロック造壁体10に対して同式を用いた計算値と実験値とを比較したものが付図3である.型枠ブロック造および補強 ブロック造の両者に対して同式は安全側に曲げ強度を推定できる.

 ${}_{W}M_{u} = a_{t} \cdot \sigma_{y} \cdot l' + 0.5 a_{w} \cdot \sigma_{wy} \cdot l' + 0.5N \cdot l' + M_{e} \quad (N \cdot mm)$ (付 1) 記号 ${}_{W}M_{u} : 耐力壁の最大曲げモーメント計算値 (N \cdot mm)$

 a_t :引張鉄筋の断面積 (mm²)

σ、:同上鉄筋の材料強度(N/mm²)



付図3 耐力壁曲げ強度の実験値と計算値の対比

Q_{mu}:(付 1)式による曲げ強 度時におけるせん断力 計算値

- a_w:耐力壁の中間にある縦筋の断面積の和(mm²)
- σ_{wv}:同上鉄筋の材料強度(N/mm²)
- N:耐力壁に作用する軸力(N)
- M_e: 直交壁のある場合の偏心軸力による付加曲げモーメント (N·mm)

付図3より,(付1)式による強度推定はほぼ安全側の値を示していることがわかる.型枠ブロック 造試験体の計算値に対する実験強度の比率の平均は1.05,計算式に対する同比率の標準偏差は0.09で ある.補強ブロック造試験体の計算値に対する実験値の比率の平均は1.13,計算式に対する同比率の 標準偏差は0.15である.

付2.3 耐力壁のせん断強度

メーソンリー造耐力壁のせん断強度に関する推定式は幾つかあるが,無開口耐力壁について型枠ブ ロック造と補強ブロック造に共通に適用する(付2)式^{付2)},および型枠ブロック造について RC 造耐 力壁に対する荒川 min 式を準用する(付3)式^{付3)}がある.

$$Q_{su} = \phi \left\{ k_u \cdot 1.16 p_{te}^{0.3} \left[\frac{0.76}{(h/d) + 0.7} + 0.012 \right] \sqrt{F_m} + 0.18 \gamma \sqrt{p_h \cdot_h \sigma_y \cdot F_m} + 0.2 \sigma_0 \right\} t \cdot j$$
 ($\ddagger 2$)

$$Q_{su} = \left\{ 0.053 p_{te}^{0.23} \frac{F_m + 18}{M/(Q \cdot l) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_h \cdot_h \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} t \cdot j$$
 ($(\ddagger 3)$

記号 Q_{su}:耐力壁の終局せん断耐力計算値(N)

- φ: せん断強度低減係数(≦1.0,後述)
- h:耐力壁の鉛直支点間距離,補強ブロック造の場合はブロック積み高さ(mm)
- *l*:耐力壁の壁長(mm)
- k_u: 組積体の性質による係数で、型枠ブロック造および中層型枠ブロック造では 1.0, 補強ブロック造では 0.64 とする. 壁長が 500mm 未満では前掲の k_uに 1.25 を乗ずる.
- $p_{te}: 耐力壁の曲げ補強筋比に関する数値で下記による.$

$$p_{te} = 100 \cdot a_t / (t \cdot d)$$

- a_t: 耐力壁の曲げ補強筋断面積 (mm²)
- t:耐力壁の壁厚(mm)
- *d*:耐力壁水平断面の有効せい(mm)
- F_m : 組積体の材料強度 (N/mm²), プリズム強度または設計基準強度を用いる
- γ:水平補強筋の影響係数で、型枠ブロック造・中層型枠ブロック造では 1.0、補強 ブロック造では 0.6 とする
- $p_h: 水平せん断補強筋比で、 <math>p_h = a_h / (t \cdot s), a_h t 1$ 段または 1 組の水平補強筋の断面積 (mm²)、 s はその間隔 (mm)
- _hσ_v:水平補強筋の材料強度(N/mm²)
- σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)
- M/(Q·I): M および Q はそれぞれ算定断面位置における安全限界検討用曲げモーメント

(N·mm) およびせん断力 (N)

M/(Q·l)の値は1未満のときは1,3以上のときは3とする

j:耐力壁の応力中心距離(mm)で, j= (7/8) d

耐力壁試験体に対して、型枠ブロック造に(付2)式および(付3)式を,補強ブロック造に(付2) 式を適用して、実験値と計算値を対比したものを付図4および付図5に示す.ただし、(付2)式の係数φは1.0としてある. 型枠ブロック造耐力壁の最大せん断力実験値と強度推定式による最大せん断力計算値との比較は, 壁体総数35(直交壁付きを除く)に対し(付2)式による場合,計算値に対する実験値の比率の平均 は1.07,計算式に対する同比率の標準偏差は0.16,(付3)式による場合,計算値に対する実験値の比 率の平均は1.18,計算式に対する同比率の標準偏差は0.26である.両式による推定値はあまり差がな いが,前者の式は実験値に対し平均値よりやや低めの値を与え,後者の式は実験値のほぼ下限を表す 式となっている.

補強ブロック造耐力壁の最大せん断力実験値の推定は、(付3)式の適用は組積体強度が低いため実 状から離れるので(付2)式の適用が適切である.壁体総数46に対し同式による比較の場合、計算値 に対する実験値の比率の平均は1.01、計算式に対する同比率の標準偏差は0.20である.同式は実験値 のほぼ平均値を与えている.補強ブロック造の場合、組積材料の品質・施工のばらつき等を考慮すれ ば、実設計に際して(付2)式の算定値に対し低減係数φ=0.9程度を乗ずることが適当である.







付図5 補強ブロック造耐力壁せん断強度の実験値と計算値の比較

付3 耐力壁のひび割れ強度

付3.1 耐力壁の曲げひび割れ強度

水平力を受ける耐力壁は曲げひび割れ発生まではおおむね弾性的挙動を示すと考えられる.したが って曲げひび割れ発生は曲げ断面に生ずる最大引張応力度が組積体の引張強度に達する時点とする. 耐力壁の曲げひび割れ強度は弾性論より(付 4)式で得られる.この際,式中の組積体の引張強度は 組積体の対角圧縮による割裂強度が引張強度に相当するとして実験^{付 4)}より誘導された(付 5)式ま たは(付 6)式による値を用いる.

 $M_c = (\sigma_t + \sigma_0)Z$

(付4)

(付5)

ここで、M_c:曲げひび割れ発生時曲げモーメント計算値(N·mm)

 σ_0 : 耐力壁の軸力 (N/mm²) (圧縮を正)

Z:全断面有効とした耐力壁水平断面の等価断面係数(mm³)

 σ_t :組積体の引張強度 (N/mm²) で (付 5) 式または (付 6) 式による. (引張を正)

型枠ブロック造に対し:
$$\sigma_t = 0.38 \sqrt{\sigma_m}$$

補強ブロック造に対し: $\sigma_t = 0.10 \sqrt{\sigma_m}$ (付 6)

 $\sigma_m: 組積体圧縮強度(N/mm^2)$

耐力壁の断面係数は全断面を有効とし,鉄筋は組積体とのヤング係数比倍だけ増した等価断面積を 持つものとする.断面係数の算定に際し組積体のヤング係数は1章1.3節の(1.5),(1.7)式による. 中間縦筋の影響は少ないので省略する.(付4)式による曲げひび割れ強度計算値と実験値とを対比し たものが付図6である.図ではひび割れ発生時の曲げモーメントを,その時点のせん断力に換算して 示す.

同図より計算式は、型枠ブロック造・補強ブロック造ともに概略実験値の下限に近い値を与えるこ とがわかる.型枠ブロック造については試験体数 33、実験値/計算値の比率の平均は 1.26、計算式に 対する同比率の標準偏差は 0.42 である.補強ブロック造については試験体試験体数が少なく 15、実 験値/計算値の比率の平均は 1.02、計算式に対する同比率の標準偏差は 0.36 である.実験においてひ び割れの判定は視察によるためばらつきが大きいが、(付 4)式はよく実状を表している.



 $(Q_{mc}: 曲げひび割れ時せん断力実験値 <math>Q_{cmc}: 曲げひび割れ時せん断力計算値)$

付3.2 耐力壁のせん断ひび割れ強度

メーソンリー造耐力壁のせん断ひび割れ強度については、計算式が提案されている^{付 2)}.型枠ブロック造についてはそれをそのまま適用するが、補強ブロック造についてはその後の研究により一部係

数に修正を加えたものを使用する.計算式を(付7)式に示す.

$$Q_{c} = \{k_{c} \ \frac{1}{(h/d) + 2} \ \sqrt{F_{m}} + 0.3 \ \alpha \ \sigma_{o}\}t \cdot j \tag{(17)}$$

ここで、 Q_c : せん断ひび割れ時せん断力(N)

k_c:係数で,型枠ブロック造に対し1.0,補強ブロック造に対し0.5

h:耐力壁の組積高さ(mm)

d:耐力壁の水平断面の有効せい(mm)

 $F_m: 組積体の材料強度(N/mm²) で,設計基準強度を用いてもよい$

α:軸力影響係数で、型枠ブロック造に対し1.0、補強ブロック造に対し0.6

σ_α:耐力壁の軸方向応力度(N/mm²)

t:耐力壁の厚さ(mm)

j:耐力壁水平断面の応力中心距離(mm)で(7/8) dとする

さきにせん断強度計算式の考察に用いたと同様の試験体について、せん断ひび割れ強度実験値と(付 7)式による計算値を比較したものが付図7である.型枠ブロック造試験体数41,実験値/計算値の比 率の平均は1.09,計算値に対する同比率の標準偏差は0.26である.補強ブロック造試験体数34,実 験値/計算値の比率の平均は1.18,計算式に対する同比率の標準偏差は0.28である.実験値の約2/3 が計算値を上回る.せん断ひび割れ強度も実測値のばらつきがあるが、やむを得ないと思われる.



(a) 型枠ブロック造

(b) 補強ブロック造

付図 7 耐力壁せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較 (Q_{sc}: せん断ひび割れ時せん断力実験値 Q_{csc}: せん断ひび割れ時せん断力計算値)

付4. 型枠ブロック造壁梁の終局強度

全充填型メーソンリー構造に関しては、4 階建以上の型枠ブロック造を対象とする中層型枠ブロック造規準では壁梁は RC 造とすることになっているが、3 階建以下の型枠ブロック造を対象とする型 枠ブロック造規準では、壁梁は RC 造または全充填造である型枠ブロック造とすることができる.以 下に型枠ブロック造による壁梁の実験概要と終局強度の計算式を示す.

付 4.1 壁梁実験概要

型枠ブロック造梁の強度性状に関する実験研究は,型枠ブロック造布基礎に関する一連の研究 († 36) ~(† 39) および建設省建築研究所(現独立行政法人建築研究所)主催の一連の研究(† 40) ~(† 46) が 主なものである.試験法の概略を付図8に示す.ここでは試験体数の多い後者による場合の実験結果 のまとめを参照する. 同図(b)では,梁試験体は立面上 90°回転した形で床に固定され同図中で水 平に正負加力される.



付図8 補強組積造梁の加力実験装置の概略

付4.2 壁梁の曲げ強度

引張鉄筋の降伏できまる壁梁の曲げ強度推定式は RC 造梁の式を準用し, (付 8) ^(付 1)式を適用する. ${}_{b}M_{u} = 0.9 \Sigma (a_{t} \cdot \sigma_{y} \cdot d)$ (付 8)

ここで、 $_{b}M_{u}$:型枠ブロック造壁梁の終局曲げモーメント (N·mm)

a_t: 壁梁の引張鉄筋断面積(mm²)で、引張側にスラブが接続する場合、有効な範囲
 内(片側につき 1,000mm またはスラブ厚の 6 倍のうち、小さい方の数値)のスラブ筋を含む.

σ、:同上鉄筋の材料強度(N/mm²)

d: 壁梁の有効せい (mm)

上式で壁梁に接続する RC 造スラブの有効範囲は RC 造梁の設計の場合に準じている.

(付 8) 式の適用性を検討するため,実験値^{付 40) ~付 45)}のうち型枠ブロック造による試験体 24 例 による曲げ強度実験値と計算値との対比を付図 9 に示す.同図では壁梁の最大強度時の断面平均せん



付図9 型枠ブロック造梁の曲げ強度実験値と計算値の対比付46)

適合している.実験値は計算値をすべて上回っているが、これは(付8)式では壁梁における中間横筋の効果を見ていないための安全側の誤差である.

付4.3 壁梁のせん断強度

壁梁の終局せん断強度推定式は, RC 造梁の場合の荒川 min 式を準用し,(付 9)式^{付 47)}による.

$${}_{b}Q_{su} = \phi \left\{ 0.053p_{te}^{0.23} \frac{F_{m} + 18}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot {}_{w} \sigma_{y}} \right\} b_{e} \cdot j$$
 ($(ff 9)$

ここで、 $_{b}Q_{su}$: 型枠ブロック造壁梁の終局せん断力 (N)

φ: せん断強度低減係数で, 強度下限式とするため 0.9 とする

- p_{te} :等価引張鉄筋比で、 $p_{te}=100 \cdot a_t / (b_e \cdot d)$
- *a_t*: 壁梁の曲げ補強筋の断面積 (mm²)
- $b_e: 壁梁の安全限界せん断力に有効な範囲内のスラブのコンクリート断面積を加算$ $した壁梁の全断面積 <math>\Sigma A_G$ をせいを D としたと等価な長方形断面に置き換えたと きの等価幅 (mm) で、 $b_e = \Sigma A_G/D$ かつ 1.5b (b: 壁梁の幅)以下とする.ここで、 有効な範囲内とは、壁梁の側面から 1000mm かつスラブ厚さの 6 倍以下とする.
- d: 壁梁の有効せい (mm)
- F_m: 組積体の材料強度(N/mm²)で,組積体の設計基準強度を用いる.
- M/(Q·d): M, Qはそれぞれ算定断面位置における曲げモーメント(N·mm)とせん断力(N)
 で,安全限界検討用のMとQを用いてもよい.ただし,M/Q·dの値は1未満のときは1,3以上のときは3とする.
 - p_{we} :等価せん断補強筋比で、 $p_{we} = a_w / (b_e \cdot s)$. a_w は1組の縦方向せん断補強筋の断面 積 (mm²) で、s はその間隔 (mm). ただし、 p_{we} の値は0.012(b/b_e)以下とする. bは壁梁の幅 (mm) とする.
 - "σ、: せん断補強筋の材料強度(N/mm²)

j:応力中心距離(mm)で, (7/8)dとしてよい.

上式で壁梁に接続する RC 造スラブの有効範囲を考慮する場合,算定式における等価幅 b_e の上限を 安全側に 1.5b とする.

せん断破壊した試験体の実験値を(付9)式による計算値と比較したものが付図 10 である.ただし, 計算式の φ は 1.0 としている. せん断破壊した試験体につき実験値/計算値は 0.95~1.34 の範囲内に



付図 10 型枠ブロック造梁のせん断強度実験値と計算値の対比付45)

分布しているが比率の平均値は 1.14 で計算値はよい適合を示している.スラブ付き試験体ではスラブ 有効幅の制限により有効幅 b_aを 1.5b とすると実験値/計算値は 1.12 となり妥当な比率を示している.

(付 9)式は実験値の平均をよく表し得るが,設計式には実験の下限値を示すために低減係数 φ = 0.9 を用いる^{付 46) 付 48)}.

[付録参考文献]

- 付1)日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説,壁式構造関係設計規準集・同解説(壁式鉄筋 コンクリート造編), pp.196~197, 2003 年
- 付 2) A. Matsumura : Shear Strength of Reinforced Masonry Walls, Proc. Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Aug. 1988
- 付3) 文献 [付1] の p.201
- 付4) 松村 晃,五十嵐泉,重信克行:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(63),組積造耐力壁及び梁の 耐震性能その24,組積造耐力壁のせん断ひび割れと正方形パネルの割裂強度の関係,日本建築学会大会学術講 演梗概集 C, 1988.10
- 付5) 松村 晃,五十嵐泉:型枠コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度と形状比について、日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造系,1983.9
- 付 6) 松村 晃,五十嵐泉:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(8),組積造耐力壁及び梁の耐震性能その7,コンクリートブロック造耐力壁のせん断補強筋効果,日本建築学会大会学術講演梗概集 C,1985.10
- 付7)重信克行,松村 晃,五十嵐泉:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(39),組積造耐力壁及び梁の 耐震性能その22,各種の全充てん用型枠コンクリートブロックを用いた耐力壁のせん断強度性状の比較,日本 建築学会大会学術講演梗概集 C, 1987.10
- 付8)山口佳春,藤沢正規,川島俊一:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(4),組積造耐力壁及び梁の 耐震性能その3,シアスパン比の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1985.10
- 付9)川島俊一,平石久廣,寺田敏彦,山本昌士,山口佳春:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(5), 組積造耐力壁及び梁の耐震性能その4,壁の曲げ性状,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1985.10
- 付10)上之薗隆志,山口佳春,川井龍悟:組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(6),組積造耐力壁及び梁の耐震性能その5,軸応力度の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集C,1985.10
- 付11)中岡章郎, 勅使川原正臣, 五十石浩: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(7), 組積造耐力壁及び 梁の耐震性能その6, 直交壁の効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集C, 1985.10
- 付 12) 梶原健次郎,吉村浩二,菊池健児,金間隆仁,甲斐四郎:型枠コンクリートブロック造建物の中層化に関 する開発研究(その 11),反曲点が高い位置にある壁長の短い耐力壁に関する実験概要,日本建築学会大会学 術講演梗概集 C-2, 1996.9
- 付13)金間隆仁,吉村浩二,菊池健児,甲斐四郎,梶原健次郎:型枠コンクリートブロック造建物の中層化に関 する開発研究(その12),反曲点が高い位置にある壁長の短い耐力壁に関する実験結果,日本建築学会大会学 術講演梗概集 C-2, 1996.9
- 付14)田中昭洋,吉村浩二,菊池健児,金間隆仁,甲斐四郎,梶原健次郎:型枠コンクリートブロック造建物の 中層化に関する開発研究(その14),反曲点が低い位置にある壁長の短い耐力壁に関する実験概要および実験 経過,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 1997.9
- 付15)金間隆仁,吉村浩二,菊池健児,田中昭洋,甲斐四郎,梶原健次郎:型枠コンクリートブロック造建物の 中層化に関する開発研究(その15),反曲点が低い位置にある壁長の短い耐力壁に関する実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 1997.9
- 付16) 喜多村亘, 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋, 西村篤司: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に

及ぼすアスペクト比の影響(その1),研究目的および実験概要,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2,2000.9 付17)田中昭洋,菊池健児,吉村浩二,喜多村亘,西村篤司:型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に

- 及ぼすアスペクト比の影響(その2),実験結果および考察,日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2,2000.9
- 付18) 西村篤司, 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋, 吉田和彦, 喜多村亘, 霍 星:型枠コンクリートブロック造 耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その3), すべり補強した耐力壁の実験概要および実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 20019
- 付19) 喜多村亘, 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋, 吉田和彦, 西村篤司, 霍 星: 型枠コンクリートブロック造 耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その4), すべり補強した耐力壁の実験結果の考察, 日本建築 学会大会学術講演梗概集 C-2, 20019
- 付20) 殷徐寶, 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋, 吉田和彦, 浦崎寛邦: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐 震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その5), すべり補強および軸力をパラメータとした実験概要および実験 結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2002.8
- 付21)田中昭洋, 菊池健児, 吉村浩二, 吉田和彦, 殷徐寶, 浦崎寛邦: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐 震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その6), すべり補強および軸力をパラメータとした実験結果の考察, 日 本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2002.8
- 付22) 水政伸昭, 菊池健児, 吉村浩二, 田中昭洋, 吉田和彦, 浦崎寛邦, 木島洋平: 型枠コンクリートブロック 造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その7), アスペクト比0.75 試験体の実験概要および実験 結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2003.9
- 付23)田中昭洋, 菊池健児, 吉村浩二, 吉田和彦, 浦崎寛邦, 木島洋平, 水政伸昭: 型枠コンクリートブロック 造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その8), アスペクト比0.75 試験体の実験結果の考察, 日 本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2003.9
- 付24) 水政伸昭, 菊池健児, 吉村浩二, 吉田和彦, 田中昭洋, 木島洋平, 清原展彦: 型枠コンクリートブロック 造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その9), 水平加力点高さをパラメータとしたアスペクト比 0.50 試験体の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2004.8
- 付25) 水政伸昭, 菊池健児, 黒木正幸, 吉田和彦, 縄田隆士, 清原展彦: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の 耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響 (その10), すべり破壊型試験体の実験, 日本建築学会大会学術講演梗 概集 C-2, 2005.9
- 付26) 吉田和彦, 菊池健児, 黒木正幸, 水政伸昭, 縄田隆士, 清原展彦: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の 耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響(その11), すべり耐力式の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, 2005.9
- 付27)上村紘平,菊池健児,吉田和彦,黒木正幸,縄田隆士:型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に 及ぼすアスペクト比の影響(その12),直交壁付き耐力壁試験体の実験概要および実験結果,日本建築学会大 会学術講演梗概集 C-2,2006.9
- 付28) 吉田和彦, 菊池健児, 黒木正幸, 縄田隆士, 上村紘平: 型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に 及ぼすアスペクト比の影響(その13), 直交壁付き耐力壁試験体の実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講 演梗概集 C-2, 2006.9
- 付 29) 松村 晃:補強組積造耐力壁のせん断強度について(第1報,空洞コンクリートブロックおよびレンガブ ロックの場合),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1978.9
- 付 30) 松村 晃,五十嵐泉:補強組積造耐力壁のせん断強度について(第2報,破壊性状,組積係数,安全率について),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1980.9
- 付31) 五十嵐泉,松村 晃:補強組積造耐力壁のせん断強度について(第3報,軸力負荷のある補強コンクリートブロック壁体),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 付 32) 松村 晃,五十嵐泉:補強コンクリートブロック造壁体のせん断補強筋効果(補強組積造のせん断強度に

ついて,第4報),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1982.9

- 付 33) 五十嵐泉,松村 晃:補強コンクリートブロック耐力壁のせん断強度と形状比について(補強組積造のせん断強度について,第5報),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1984.10
- 付 34) 松村 晃,五十嵐泉:補強コンクリートブロック造耐力壁のせん断強度に及ぼす曲げ補強筋の効果(補強 組積造のせん断強度について,第6報),日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1991.9
- 付35) 木村蔵司,西山光昭:補強ブロック造壁体のせん断強度性状に関する実験的研究,日本建築学会大会学術 講演梗概集,構造系,1977.10
- 付 36) 松村 晃:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関する研究(その1,実験概要),日本建築学会 大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 付 37) 村上雅英, 今井 弘, 園部泰寿, 五十嵐泉, 松村 晃: 型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関す る研究(その2, 型枠 CB 造と RC 造のはりの曲げ性状の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 1981.9
- 付38) 今井 弘,村上雅英,園部泰寿,渡辺光良,松村 晃:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関す る研究(その3,換気孔とフーチング,及び配置方法による影響),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系, 1981.9
- 付 39) 遠藤利根穂,西川孝夫,松村 晃,清水 泰,五十嵐泉:型枠コンクリートブロックを用いた布基礎に関 する研究(その4, せん断試験結果),日本建築学会大会学術講演梗概集,構造系,1981.9
- 付40) 呉 毓昌, 隈澤文俊, 堀内昇二, 岡田恒男: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(12), 組積造耐力壁及び梁の耐震性能その11, 梁の曲げ性状(コンクリートブロック), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1985.10
- 付41) 寺田敏彦, 勅使川原正臣, 五十石浩, 中岡章郎: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(21), 組積 造耐力壁及び梁の耐震性能その13, 梁のせん断補強筋の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1986.8
- 付42) 五十石浩, 勅使川原正臣, 中岡章郎, 山本昌士: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(22), 組積 造耐力壁及び梁の耐震性能その14, 鉄筋コンクリート造スラブの影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, 1986.8
- 付43) 隈澤文俊, 呉 毓昌, 堀内昇二, 岡田恒男: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(23), 組積造耐 力壁及び梁の耐震性能その15, 梁の曲げ性状(コンクリートブロック)その2, 日本建築学会大会学術講演梗 概集 C, 1986.8
- 付44) 隈澤文俊, 堀内昇二, 管 雅夫, 岡田恒男: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(37), 組積造耐 力壁及び梁の耐震性能その20, スパイラル補強付き重ね継手を有する梁の曲げ性状(コンクリートブロック), 日本建築学会大会学術講演梗概集C, 1987.10
- 付45) 五十石浩, 勅使川原正臣, 中岡章郎, 山本昌士: 組積造に関する日米共同大型耐震実験研究(38), 組積 造耐力壁及び梁の耐震性能その21, 梁の曲げ性状(異形状コンクリートブロック), 日本建築学会大会学術講 演梗概集 C, 1987.10
- 付 46) 建設省建築研究所日米大型耐震研究委員会・日米共同組積造研究推進委員会:中層 RM 構造・構造検討書, p.3-18~3-19, 建築研究振興協会, 1999.3
- 付 47) 文献 [付 1] の p.205
- 付 48) 建築研究振興協会:鉄筋コンクリート組積造(RM 造)建築物の構造設計指針・同解説, p.2-177, 2004 年

[終]