煉瓦造建築物の耐震診断規準

改訂第２版

平成 27 年５月

一般社団法人　北海道建築技術協会

はじめに

わが国には、明治以来多くの煉瓦造建物が建設され、それらの一部は現在もなお学校・店舗・倉庫などに改修され利用されている。これらの建物は建設後六十年以上を経過したものが大部分であり、長期使用の観点から、その補強方法、保存方法の規準の策定が望まれている。

社団法人　北海道建築技術協会は上記の規準策定を目的として、平成 22 年４月、煉瓦造建物の耐震診断と補強方法に関する研究委員会（委員長　南出孝一）を発足した。諸文献の収集整理、道内の煉瓦造建物の実地調査、材料の劣化や構造安全性の実験記録の収集などの研究活動により、一応の成果を得るに至った。

本規準は、平成 18 年国土交通省告示第 184 号を診断法の基礎に据え、耐震診断の実用性を第一とし、中・小規模の標準的な煉瓦造建物の耐震診断法の要点をまとめたものである。

煉瓦造建築物の耐震診断規準

目次

１条　適用の範囲 …… 4

２条　耐震診断の方針 …… 5

３条　建物の調査および試験 …… 7

４条　耐震壁の条件 ……10

５条　壁体の強度 ……11

６条　壁体の面外耐力の診断 ……12

７条　耐震性の判定 ……13

計算例 ……20

資料 ……28

１条　適用の範囲

１．本規準は、煉瓦を目地モルタル等により組積して壁体を造った建物の耐震診断に適用する。
２．建物の階数は３階建以下とする。
３．２階以上の床面において、剛床仮定の成立する床が耐力壁の上部に配置されていること。
　屋根面（平屋の屋根も含む）において、剛床仮定が成立しない場合は、表５形状指標のｋ１項を指標に反映させた上で、本規準を準用して良い。
４．平面、立面形状は概ね整形の建物とする。
５．耐震計算上無視し得ない木造置き屋根がある場合、置き屋根部分は木造の基準に従い診断を行う。
６．基礎の検討は含まないが、現状において、有害な不同沈下が生じていないことを確認する。

１．無筋の煉瓦造を対象としている。建物の診断は耐震性能の判定（Ｉｓ値、ｑ値の算定）までとし、補強設計は対象外とする。また壁体の面外耐力の診断も行う。
２．建物の規模は、建築基準法や日本建築学会の設計規準で想定している通常の規模（小～中規模まで）とし、特殊な規模や構造の煉瓦造は対象としていない。
３．「歴史的組積造建築物の耐震診断法に関する基礎研究」（日本建築学会北海道支部研究報告集Ｎo70・1997 年）によれば、２階以上の床に鉄筋コンクリート造床を設けた煉瓦造建物は、被害の規模・程度が小さかった（図１）。

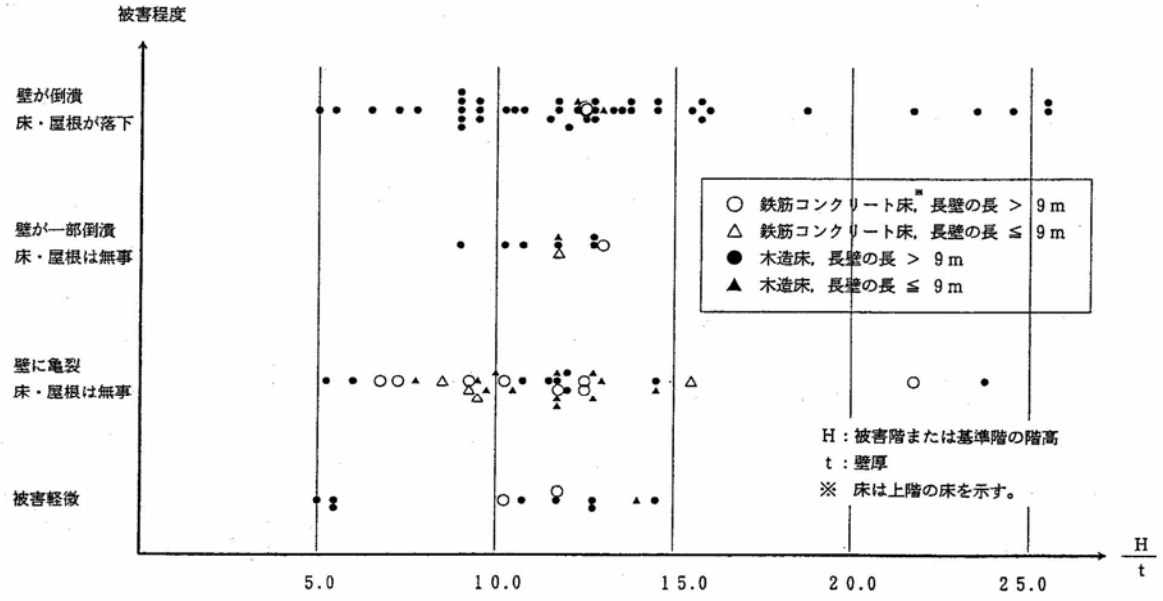


図１　関東大地震における煉瓦造建物の被害程度

以上の考察から、２階以上の床が剛床仮定の成立する構造であることを条件とした。

一般的には鉄筋コンクリート造の床が剛床に該当するが、鉄筋コンクリート臥梁を配置した木造床等の形式は剛床と見なさない。

屋根面において、剛床仮定が成立しない場合は、形状指標によって耐力を低減すると同時に、壁の面外耐力の検討により安全性を確保することとした（第６条、第７条１．および資料４参照)。

４．「平面、立面形状が概ね整形の建物」を明確に定義は出来ないが、診断計算はＸＹ軸に平行な構面を有する直方体を想定しているので、その前提から大きく外れないもの、といった意味合いになる。

５．耐震計算上無視し得ない木造置き屋根がある場合、置き屋根部分は木造の基準に従い診断を行う。しかし、木骨煉瓦造のような混合形式では、地震時の層間変形が同じになるため、変形性能の著しく異なる構造を独立に診断するのは不合理と考え、本規準では木骨煉瓦造は適用外と考えている。

６．ひび割れ調査やレベル測定を行い、構造上有害な不同沈下が生じていないことを確認すること。

２条　耐震診断の方針

１．煉瓦造建物の変形性状については、塑性変形を考慮せず、壁量および煉瓦強度を基本とした耐震診断方法とする。 ２．面内・面外の検討をそれぞれ個別に行って良い。 ３．壁体の面内方向の診断は、壁の水平断面のせん断耐力の検討を基本とする。 ４．壁体の面外方向の診断は、水平震度 1.0 以上の外力に対し検討を行う。

１．煉瓦造建物の変形性状について

煉瓦壁体の水平加力試験結果によれば、鉛直方向応力の小さな壁の、塑性変形能力は小さい。それゆえ本規準では建物の保有水平耐力は、各階各方向の壁の水平断面積と、壁の水平断面積当りのせん断耐力との積（Ｑu＝Ａw・τw）により算定する（７条参照）。

２．煉瓦造においては、面外の耐震性を検討する壁の大部分は耐震壁（主要構造部材）であり、その意味で、壁の面外検討の重要性は、一般のラーメン構造に比して大きい。

本規準では、面内・面外の検討をそれぞれ個別に行って良いとしているが、床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となるものが存在する場合は、壁の面外耐力の不足分に応じてＩs 値を低減することとしている（第７条１．参照）。

３．壁体の面内方向の診断法

歴史的大規模煉瓦造の中には、開口壁をラーメン構造に置換して、有限要素法にて解析している例もあるが、本規準では日本建築学会等の壁式規準類に倣い、このような解析法は採用しなかった。

４．壁体の面内方向の診断法

本規準では、過去の震害事例より、壁の面外崩壊は建物の大被害を招く可能性が高いと考え、壁の面外方向の診断に用いる水平震度は 1.0 以上と規定した（６条参照)。

また、煉瓦壁体の引張強度はせん断強度に等しいものと仮定した（５条参照)。

以下に、調査・診断のフローチャートを示す。

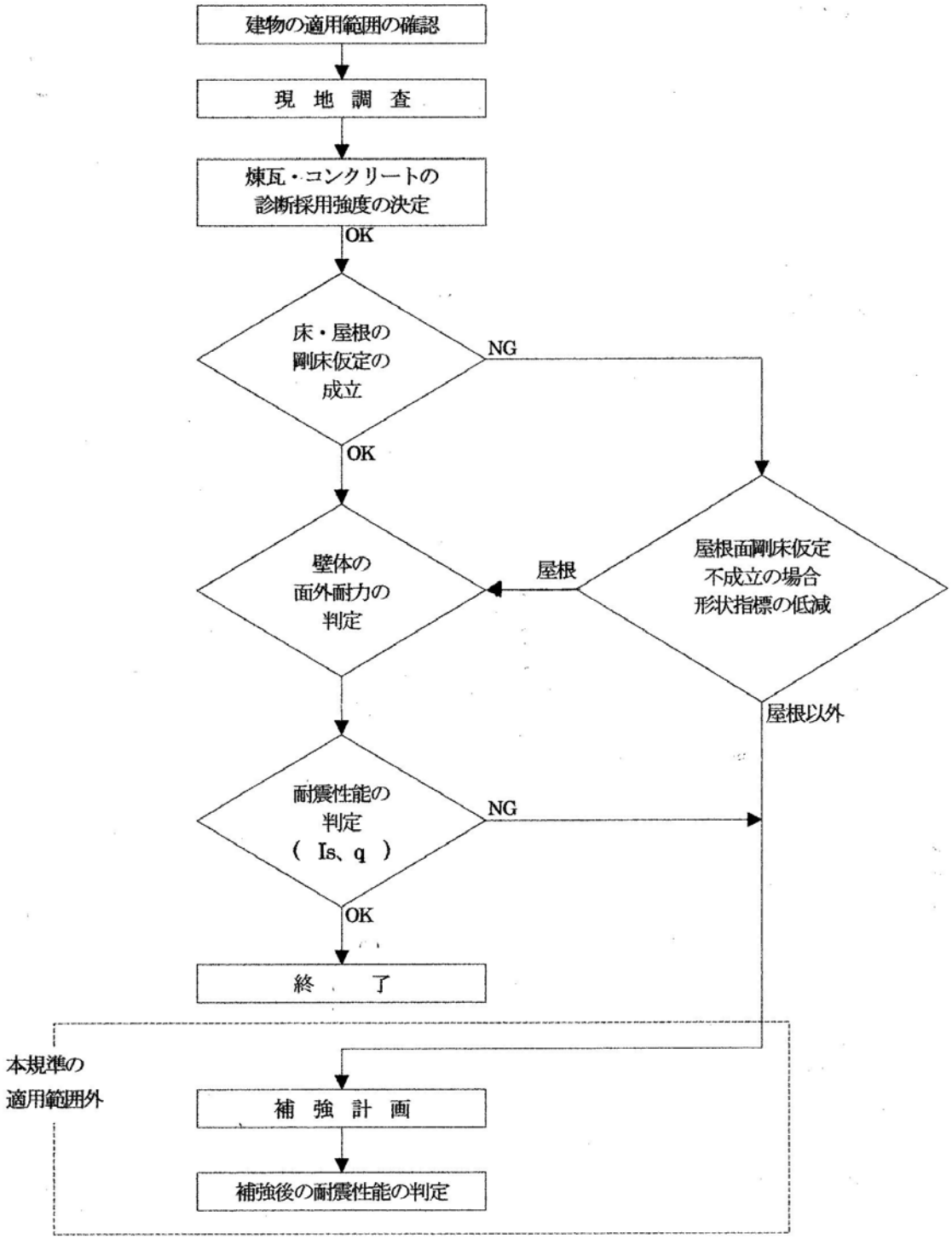


図２　煉瓦造建築物の耐震診断規準による耐震診断のフローチャート

３条　建物の調査および試験

診断に先立ち、以下の調査および試験を行う。
１）目地の状態等
２）建物のひび割れ・劣化
３）壁体の目地の強度・壁体の圧縮強度（または煉瓦単体の圧縮強度）
４）臥梁等のコンクリートの圧縮強度・中性化深さ
５）建物の不同沈下・傾斜
６）建物の形状・寸法等の診断計算に必要な事項

診断に先立ち、建物の調査を行う必要がある。

建物の診断で必要とする情報は、建物形状、経年劣化、環境条件、振動性状、保有耐力等である。組積造建築においてもこの内容は変わらないが、壁体や目地に関する調査は特に詳細に行う必要があり、その要点を以下に示す。

１）目地の状態：全面接着目地か部分接着目地かは、壁体の有効水平断面積に影響を与える。

煉瓦の積み方（イギリス、フランス積み）に関しては、一般的にイギリス積みの方がせん断耐力は大きいとされているが、本規準では積み方の違いによる耐力の差は設定しておらず、診断者の判断に委ねている。

目地材の種類は、石灰よりモルタルの方が目地強度が高いとされる。本規準では、目地強度試験と合わせて診断者が判断するものとしている。

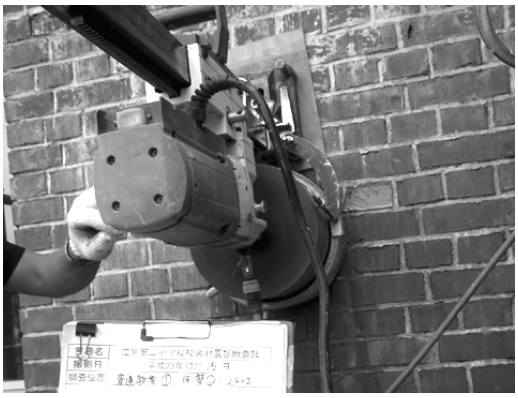
３）目地の強度・壁体の圧縮強度（または煉瓦単体の圧縮強度）

目地の強度試験数は限られているから、建物全体としての耐力は上記２）～５）の調査結果と合わせて判断すべきである。

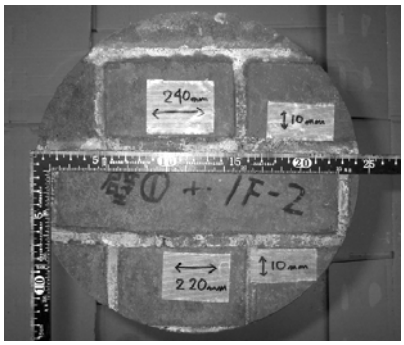
煉瓦壁体の圧縮強度は、煉瓦単体の圧縮強度試験をもって代えても良い。煉瓦壁体の劣化の進行が著しくなく、圧縮強度の低下の恐れが無いと判断された場合（例えばせん断強度試験値が５条表２の値を上回っている場合など）は、圧縮強度として、５条表２の値を用いて良い。また、本規準では煉瓦壁体の引張強度はせん断強度に等しいものと仮定しているゆえ（５条）、壁体の引張強度試験も省略して良い。

煉瓦壁体のコア試験箇所数は、各棟、各階３箇所以上を原則とする。小規模建築の場合は適宜判断する。小規模建築（またはエキスパンションジョイントで区切られた小部分）の定義は、延べ面積 200m^{2}以下が目安となろう。

目地のせん断強度試験方法としては、１面せん断による方法と２面せん断による方法がある。必要とするコアの直径は試験方法により異なるが、150ϕ～250ϕ程度が一般的である。最近は加圧せん断試験や壁体の試験（相当面積の壁にせん断力を加える）も行われているが、加圧せん断試験や壁体の試験は本規準では必須としていない（図３）。煉瓦の劣化が著しいと判断した場合は、煉瓦単体の強度も確認しておくこと。



コアボーリングによる
供試体採取状況



採取したコア供試体
（２面せん断用）

【コア採取による目地のせん断試験方法】

煉瓦壁体をコアボーリングして採取した供試体により目地のせん断強度試験を行う方法として、図３・１に示すように２面せん断試験と１面せん断試験がある。２面せん断試験の方が採取するコアは大きくなるが、試験にあたって特殊な治具や加圧面の整形を必要としない利点がある。

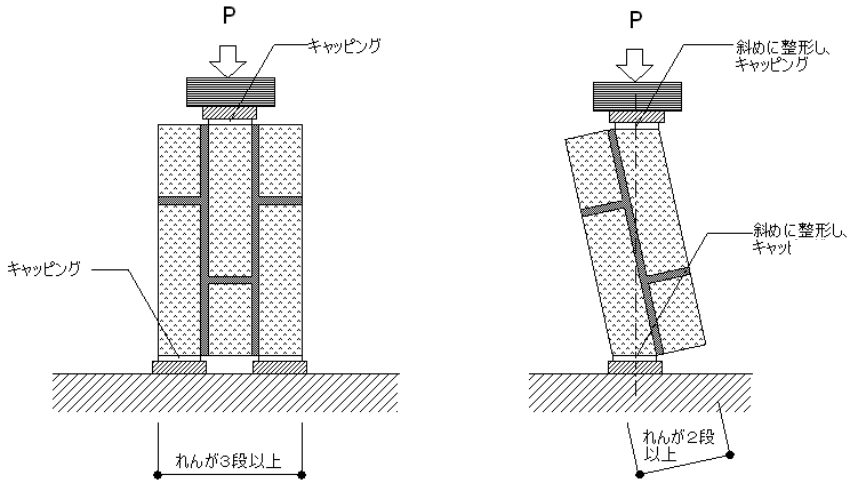


図３・１　採取コアによる目地のせん断強度試験方

【目地のせん断強度の算出方法（２面せん断試験の場合）】

２面せん断試験による場合の目地のせん断強度τは次式により算出する。

τ＝Ｐ／Ａs

ここで、

τ：目地のせん断強度（N/mm^2）

Ｐ：試験荷重（N）

Ａs：せん断面の面積（mm^2）

As＝（L1＋L2）×h

L1,L2：左側、右側それぞれの目地の長さ（mm）

ｈ：目地の高さ（＝供試体高さ）（mm）

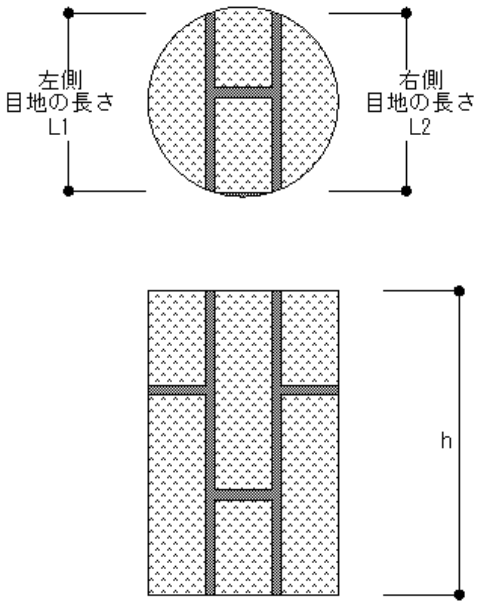


図３・２　目地長さおよび目地高

４）臥梁等のコンクリートの圧縮強度・中性化深さ

臥梁等のコンクリートのコア試験箇所数は、各棟、各階１箇所以上を原則とする。一般的に、臥梁等のコンクリートの強度は建物の耐力に直接影響を及ぼさず、コンクリート強度が煉瓦の強度を上回っていることを確認する程度で十分と考える。臥梁の耐力により建物の耐力が決定するような特殊な場合は別途考慮する。

６）煉瓦の単位体積重量は日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」によって良い。

建物の調査の結果を、現行基準（規準）と対比して整理しておくことが望ましい（資料５参照）。

表１　煉瓦造建物の調査事項の例*

	調　査　項　目	方　　法
概要調査	建物の歴史	文献調査・ヒヤリング
	設計図・構造計算書の有無	
	建物各部の寸法	建物全体の寸法の他　壁厚・開口部・基礎 土間コンクリート・木造部材・鉄筋部材・屋根葺材等
実測測量	基礎	試掘による基礎深さの確認
	組積の形式	イギリス積み。フランス積み。
	壁体表面	亀裂、剥落
	屋根仕上材	屋根鉄板の腐食状態
	建物の不同沈下	レベルによる
	建物の傾斜	トランシットまたは下げふりによる
	木造軸組み・小屋根の損傷	目視調査。梁・トラスのたわみ。継手部の開き
	鉄筋部材の損傷	さび。たわみ
	目地	目地幅。部分目地か全面接着目地か。
	常時微動計測	固有周期の推定。
壁体調査	煉瓦の単体圧縮強度	せん断試験用コア採取。JIS　R　1250　による。
	目地材の平均引張強度	目地を含むコアを採取し、割裂試験を実施する。
	目地材の平均せん断強度	コア採取後、プッシュオフ法にて２面せん断試験を実施
	目地材の調合推定	コア採取後、X 線回析による定性分析または赤外分光によるスペクトル分析を行う。
	煉瓦の吸水率	圧縮強度測定用単体を用い、JIS R 1250 に準じて吸収率試験を実施。

＊「歴史的組積造建築物の耐震診断法に関する基礎研究」（日本建築学会北海道支部研究報告集Ｎo70・1997 年）

４条　耐震壁の条件

耐震壁として算定できる有効な壁は、以下の条件を満足していること。

１．　耐震壁の厚さ　：　高さの２５分の１以上かつ 200mm 以上

２．　たて方向の貫通目地（イモ目地）を有する壁は、原則として一体の耐震壁と見なすことはできない。

３．　開口部等で区切られた耐震壁の長さは 600 mm 以上とする。

１．日本建築学会「組積造設計規準・解説」３条には階高３ｍ以下の規定があり、同５条で最低壁厚を 200㎜ としている。即ち、最低壁厚／最高階高＝200㎜／3m＝1／15 であるが、本基準ではこの関係（最低壁厚／最高階高）を緩和して 1／25 とした。

１枚の壁の長さは日本建築学会「組積造設計規準・解説」４条では 10m以下であるが、既存建物は必ずしもこの規定通りにはつくられていない事を考慮して、壁厚と対隣壁の中心間距離との比率に応じて形状指標を低減することとした（７条表５）。

２．例えば、１枚の煉瓦壁の中央付近に、たて方向の貫通目地（イモ目地）が有る場合は、これを左右２枚の壁と見なして、それぞれの壁が耐震壁としての要件を満たしているか

どうかを検討する。

煉瓦壁の間に鉄筋コンクリート造の部材（柱など）が入っている場合、鉄筋コンクリート部材を煉瓦壁より後に施工した場合は、両側の煉瓦壁を一体と見なすことができる。この場合は、鉄筋コンクリート部材を同断面の煉瓦壁と見なして計算する。

３．日本建築学会「組積造設計規準・解説」の６条に倣う。

５条　壁体の強度

壁体の強度は試験（３条参照）によるが、標準偏差を考慮した試験値に対して、表２の各強度を上限値とする。

表２　壁体の強度の上限値

圧縮	せん断（τ_w）	引張
4.5N/ mm^2	0.45N/ mm^2	0.45N/ mm^2

歴史的組積造建築物のコアによるせん断強度は図４のごとくである。データーの縦一列分が一棟の建物に対応している。建物内でのばらつきが大きく、安全を考慮し、0.45N/ mm^2（ 4.5kg/cm^2 ）を壁体のせん断強度の上限値とした。

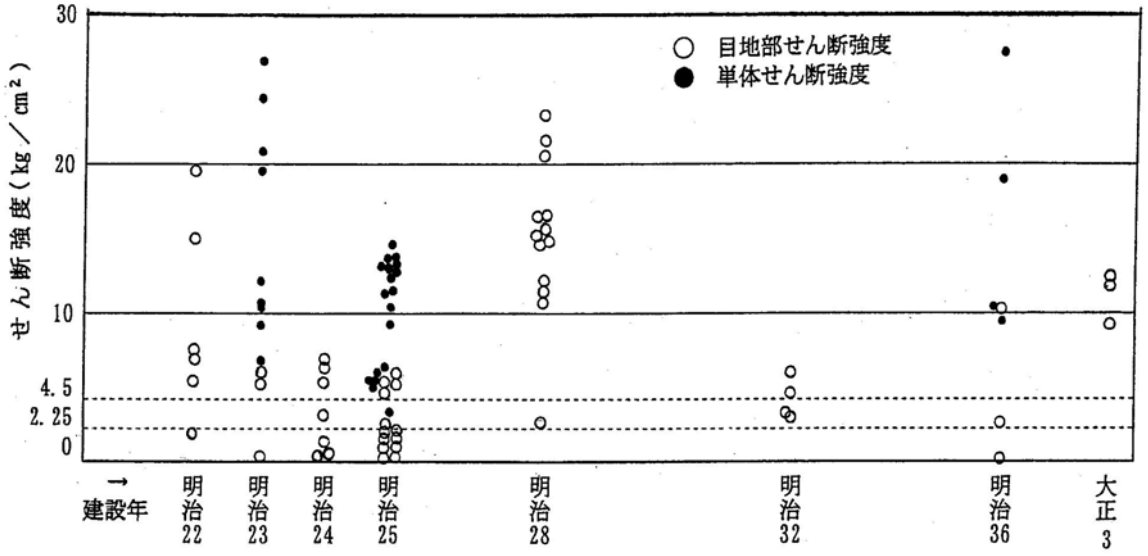


図４　レンガ目地部・単体のせん断強度*

＊「歴史的組積造建築物の耐震診断法に関する基礎研究」日本建築学会北海道支部研究報告集No70　1997 年

表２の上限値は、日本建築学会「組積造設計規準・解説」２条　解説表2. 2組積体の許容応力度（1964年規準）の「レンガおよび中実コンクリートブロック」の短期許容応力度の２倍に相当している（表３）。

また、表３においては、壁体の許容引張応力度は許容せん断応力度に等しいものとしている。同様の結果は、壁体の強度試験によっても確認されており、本規準においても、壁体の引張強度はせん断強度に等しいものとした。

表３　組積体の許容応力度（組積造設計規準・日本建築学会・1964年）＊

	長期		短期	
	圧縮	引張・せん断	圧縮	引張・せん断
レンガ造および中実コンクリートブロック	単体圧縮強度の1/8、かつ 1.5 N/ mm^2 以下	単体圧縮強度の1/80、かつ 0.15 N/ mm^2 以下	単体圧縮強度の1.5/8、かつ 2.25 N/ mm^2 以下	単体圧縮強度の1.5/80、かつ 0.225 N/ mm^2 以下

＊単位は kgf/cm^2 から N/ mm^2 に換算してある

また、小規模建物については診断者の判断に委ねることとした（３条参照）。

６条　壁体の面外耐力の診断

壁体の面外耐力は（１）式および（２）式を満足しなければならない。

$\sigma c \geqq \sigma b$ のとき　$\sigma c + \sigma b \leqq$壁の圧縮耐力　〔N/mm^2〕　（１）

$\sigma c < \sigma b$ のとき　$\sigma b - \sigma c \leqq$壁の引張耐力　〔N/mm^2〕　（２）

ここに、$\sigma c = N/A$（壁体の軸力／壁体の断面積）〔N/mm^2〕

$\sigma b = M/Z_1$（壁体の面外曲げモーメント／壁体の面外方向の断面係数）〔N/mm^2〕

$M = \kappa WH/8$　（両端ピン）　〔N・mm〕

または$M = \kappa WH/12$（両端固定）　〔N・mm〕

壁体の面外曲げモーメントの算出に際して、係数は（1/8）を基準とし、固定度が良好である場合は（1/12）まで低減しても良い。

H：壁体の面外の有効曲げスパン　〔mm〕

W：壁重量　〔N〕

$\kappa = Z \times K \times Ai$

Z：地震地域係数で令88条第１項による

K：壁の面外水平震度で1.0とする

Ａｉ：高さ方向の分布係数で令88条第１項によるが、（ｎ＋ｉ）／（ｎ＋１）に代えても良い（以下同様）。

ｎ：建物階数　ｉ：対象としている階の階数。

壁体の面外応力は、面外崩壊の危険性の高いものから、代表的なものを適宜選択して検討する。

壁体の支持条件が２辺支持以外の場合（片持ち形式、３辺支持など）は、実状に応じた支点状態で応力を求め検討を加えること。

壁端部をピン支持とし、壁体の面外の有効曲げスパン（H）を階高より小さく（臥梁の下端等で）設定する場合は、臥梁のねじり抵抗の検証が必要となる。また、壁端部を固定条件とする場合は、臥梁と壁体の一体性の確認と、端部曲げモーメントが構造体の中でどのように釣り合っているか（支持されているか）を検証する必要がある。

7条　耐震性の判定

１．耐震性の判定

構造体の耐震性の判定は（３）式および（４）式のいずれをも満足すること。

$I_s \geqq I_{s0}$　　（３）

$q \geqq 1.0$　　（４）

ここで、Ｉｓ：構造耐震指標

I_{s0}：構造耐震判定指標で 0.6 以上とする（学校建築では 0.7 以上）

ｑ：ｑ指標（７条３．参照）

床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となるものが存在しない場合

$I_s = I_{s1}$

I_{s1} ：（５）式による

$q = q1$

q1 ：（６）式による

床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となるものが存在する場合

$I_s = min（I_{s1}、I_{s2}）$

I_{s1} ：（５）式による

$I_{s2} = I_{s0} \times K_{min}$

$q = min（q1、q2）$

q1 ：（６）式による

$q2 = K_{min}$

K_{min}：壁の面外応力により逆算された最小となるＫ（６条参照）

床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となるものが存在する場合、該当する階・方向について最小となるK_{min}を逆算する（$K_{min} < 1$）。

２．構造耐震指標（Is）の算定

構造耐震指標（Is）は（５）式により算定する。

$I_{s1} = Qu \cdot F \cdot T \cdot S_D / (\Sigma W \cdot Ai \cdot Z \cdot Rt)$　　（５）

ここで、Ｑｕ：保有水平耐力（７条４．参照）〔Ｎ〕

Ｆ：靭性指標（７条５．参照）

Ｔ：経年指標（７条６．参照）

S_D：形状指標（７条８．参照）。

ΣＷ：地震時荷重で令 88 条第１項による〔Ｎ〕

Ai：高さ方向の分布係数で令88条第１項によるが、（ｎ＋ｉ）／（ｎ＋１）に代えても良い。

ｎ：建物階数　ｉ：対象としている階の階数。

Ｚ：地震地域係数で令 88 条第１項による

Ｒｔ：固有周期等に関わる係数で令 88 条第１項による

＊「令」は「建築基準法施行令」を示す

３．q 指標の算定

q 指標は（６）式により算定する。

$$q1 = Qu \cdot T \cdot S_D / (\Sigma W \cdot Ai \cdot Z \cdot Rt \cdot St) \quad （６）$$

ここで、Qu、ΣW、Ai、Z、Rt、は（５）式の諸数値に倣う。

S_D：形状指標（７条８．参照)。

St：建物の構造方法等に関わる係数（７条７．参照)。

４．保有水平耐力（Qu）の算定

保有水平耐力は（７）式により算定する。

$$Qu = \alpha \cdot Aw \cdot \tau w \quad 〔N〕 \quad （７）$$

ここで、Aw：各階各方向の壁の水平断面積〔mm^2〕

τw：壁の水平断面積当りのせん断耐力〔N/mm^2〕（５条 表２参照）

α：壁の高さと幅の比率による低減係数で①～③による

①開口部の高さと壁の幅の比が２以下：α＝1.0

②開口部の高さと壁の幅の比が３以上：α＝0.0

③上記①と②の間は直線補間による

壁の両側の開口部高さが異なる場合は両者の平均の高さとする。

また、端部の壁は煉瓦の積み高を片側の開口部高さと見なす。

５．靭性指標（F）は、0.6とする。

６．経年指標（T）は、表４に示す調査項目についての結果をもとに、（８）式によって求めるものとする。

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \cdots\cdots + T_N) / N \quad （８）$$

ここで、T_i：調査階の経年指標　$T_i = (1 - p_1) \times (1 - p_2)$

N：建物の層数

i：調査階の数

p_1：調査階における構造ひび割れ・変形の減点数集計値

p_2：調査階における変質・老朽化の減点数集計値

７．建物の構造方法等に関わる係数（St）は 0.55 とする。

８．形状指標（S_D）は、表５（１）（２）に示す調査項目についての結果をもとに、同表（３）掲載の式によって求めるものとする。

１．耐震性の判定

Is 構造耐震指標および q 指標の規定値は、平成 18 年国土交通省告示第 184 号別表第６（３）項の「Is が 0.6 以上の場合で、かつ、q が 1.0 以上の場合」は「地震の振動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い」によった。ただし、学校建築の I_{S0} 値は文部科学省基準により 0.7 以上とする。

床や屋根を支えている壁の面外耐力の判定が不可となるものが存在する場合は、壁の面外耐力の不足分に応じてＩs 値を低減することとしている（第６条、資料４参照）。

Is，q 指標の判定値

構造耐震指針及び保有水平耐力に係る指針		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
(1)	Is<0.3 または q<0.5 の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い
(2)	(1)及び(3)以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある
(3)	Is≧0.6 かつ q≧1.0 の場合 ＊ 学校建築では Is≧0.7	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い
この表において、Is 及び q は、それぞれ次の数値を表わすものとする。 Is:各階の構造耐震指標 q:各階の保有水平耐力に係る指標 診断の結果が(1)または(2)に該当する場合は原則として耐震補強検討の対象となる。		

診断結果表の判定指標値の表示は、以下を参考とされたい。

方向	部位等	F	Qu	SD	T	Is	q	（参考値）Is1*
X	A	0.6	100	0.7	0.9	0.8	1.0	0.8
X	B	0.6	200	0.7	0.9	0.4	0.5	0.8
X	C	0.6	300	0.7	0.9	0.6	1.0	0.6
X	D	0.6	400	0.7	0.9	0.24	0.6	0.4

*参考値の Is1 は壁の面外耐力不足による低減を考慮していない値である（「煉瓦造建築物の耐震診断規準」7 条(5)式）。

診断の結果が(1)または(2)に該当する場合は、解説の中で、その原因が水平耐力と面外耐力のいずれによるものなのかを示し、水平耐力が原因の場合は開講閉塞等による壁量増加、面外耐力が原因の場合は当該壁を補強すべし等の記載があれば良い。

２．構造耐震指標（Is）の算定

構造耐震指標（Is）は、平成 18 年国土交通省告示第 184 号「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第１の二のイ「Ｉs＝Ｅ$_0$/（Ｆes・Ｚ・Ｒt）」および同ロ（１）「Ｅ$_0$＝Ｑu・Ｆ/（ΣＷ・Ａi）」を基本式とし、それに経年指標（Ｔ）を加え、Ｆes を形状係数Ｓ$_D$に置換えた。

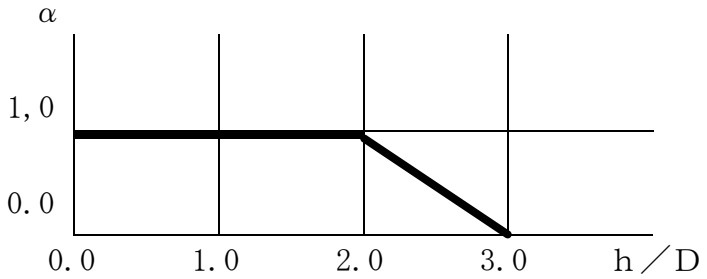
３．q 指標の算定

q 指標の算定は、平成 18 年国土交通省告示第 184 号「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第１の二のニ「q ＝Ｑu/（ΣＷ・Ａi・Ｆes・Ｚ・Ｒt・Ｓt）」を基本式とし、それに経年指標（Ｔ）を加え、Ｆes を形状係数Ｓ$_D$に置換えた。

４．保有水平耐力（Ｑu）の算定

煉瓦壁体の保有水平耐力は、一般の壁式規準類に準じて壁の水平断面のせん断耐力の検討を基本とした。

αは、壁部材の曲げ応力による変形とせん断力による変形とを比較した場合、ｈ／Ｄ（開口部高さ／壁長）が 2.0 を超えると急激に曲げ応力による変形が増すことを考慮し設定した（資料３）。



上図においてｈ/Ｄが2.0から3.0の間では　α＝－（ｈ/Ｄ）＋ ３　となる。

５．靭性指標（Ｆ）

ＲＣ耐震診断基準の１次診断では、壁のせん断破壊点（変形角 1/250 程度を想定）を基準値Ｆ＝1.0 とし、極短柱ではＦ＝0.8 に対応する変形角（1/500 程度）でせん断破壊するとしている。

煉瓦壁体のせん断試験資料は十分ではないが、せん断破壊時の変形角が 1/500～1/1000 程度とする報告もあり、かつ無筋であることから靭性指標（Ｆ）を 0.6 とした。

他に実験データー等がある場合は、それを踏まえてＦ値を定めてよい。

６．経年指標（Ｔ）

国土交通省編集「改正　建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施行令等の解説」第２章二の解説「既存建築物の安全性を評価するに当っては、構造物の経年劣化の影響を評価することが必要不可欠である。このような経年劣化の影響を評価する方法としては、実地調査等の結果に基づき、…（財）日本建築防災協会による『既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準』」…による経年指標Ｔを求め、これを保有水平耐力に乗じることにより、保有水平耐力の値を低減して安全性を評価するのが最も合理的であると考えられる」を参考とした。

経年指標（T）は、日本建築防災協会「2001 年改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」３．４経年指標Ｔに基づき、煉瓦造の調査結果（ひび割れ、凍害、欠損）を加味して算定する（表４参照）。

なお、表４における『範囲』値（1/3～1/9 など）の算出法は、『不具合部位数／調査部位の総数』を原則とする（『不具合部位数／総部位数』ではない）。

７．建物の構造方法等に関わる係数（Ｓt）

国土交通省告示第184号「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第１の二のニでは「鉄骨造および鉄骨鉄筋コンクリート造にあってはＳt≧0.25、その他の構造方法にあってはＳt≧0.3とする」とある。「その他の構造方法」に煉瓦造は含まれないと考えられる。本規準では、現行基準との整合を図り、最も安全側の値（国土交通省告示第596号に定めるDsの最大値）としてＳt は0.55とした。

８．形状指標（Ｓ$_D$）

平成 18 年国土交通省告示第 184 号「建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」第１の二のイには「…ただしＦes については、地震時における建築物の形状が当該建築物の振動の性状に与える影響を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる」との記述がある。

また、国土交通省編集「改正　建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施行令等の解説」第２章二のイの解説には「(財) 日本建築防災協会による耐震診断基準においては、実地調査等の結果から建築物の形状特性を合理的に評価するための指標として形状指標Ｓ$_D$が規定されているが、この指標は建築物の各階の形状特性を表わすのにＦes と同等の効力を有するものと認められているので、ただし書きの規定に基づき、Ｆes のかわりに形状指標Ｓ$_D$を使用して構造耐震指標を求めても差し支えない」とあり、以上の記述を参考とし、本規準では、Ｆes の代わりに形状指標Ｓ$_D$を使用して構造耐震指標を求めることとした。

日本建築防災協会「2001 年改訂版　既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」３．３形状指標Ｓ$_D$に基づき、表５（１）（２）に示す調査項目についての結果をもとに、同表（３）掲載の式によって求めるものとする。

９．ｑ指標について

７条の規定では、Is 値が満足されるならば、q 値も満足されることになる。しかし、将来的には何らかの補強された煉瓦造にも適用することも考えられ、その際にはＦ値も見直される可能性がある。このような状況に対応するため、ｑ値の式も含めている。

表４　経年指標（Ｔ）の算定表

＊表中の数値は減点数

部位	項目 / 程度 / 範囲	構造ひび割れ・変形 a	構造ひび割れ・変形 b	構造ひび割れ・変形 c	変質・老朽化 d	変質・老朽化 e	変質・老朽化 f
	程度	1.不同沈下に関連するひび割れ 2.誰でも肉眼で認められる臥梁のせん断ひび割れ，または斜めひび割れ 3.壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	1.2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形 2.離れると肉眼では認められない臥梁のせん断ひび割れ，または斜めひび割れ 3.離れても肉眼で認められる臥梁の曲げひび割れ，または垂直ひび割れ 4.鉛直方向のひび割れ 5.目地の欠損、肌別れ	1.a,bには該当しない軽微な構造ひび割れ 2.a,bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ 3.連続しない局部的なれんが割れ 4.連続しない目地部の肌別れ、ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ 2. 鉄筋の腐食 3.火災によるコンクリートのはだわかれ 4.化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質 5.広範囲のれんがの凍害、欠損 6.広範囲の目地抜け	1.雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し 2.コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令 3.仕上げ材の著しい剥落 4.局部的なれんがの欠損、凍害 5.連続する目地抜け	1. 雨水・漏水，化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れ，またはしみ 2.仕上げ材の軽微な剥落または老朽化 3.れんがの表面劣化 4.目地モルタルの表面劣化
Ⅰ 床※ 小梁を含む	①総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	②同上 1/3～1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.008	0
	③同上 1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④同上0	0	0	0	0	0	0
Ⅱ 基礎梁 臥梁	①1方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	②同上 1/3～1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③同上 1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④同上0	0	0	0	0	0	0
Ⅲ れんが壁	①総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	②同上 1/3～1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	③同上 1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④同上0	0	0	0	0	0	0
減点数集計欄	小計						
	合計						
階の経年指標　$Ti = (1-p_1) \times (1-p_2) =$							

※ 木造床は対象外

表５　形状指標（S_D）の算定表

(1) 平面形状・断面形状 からの指標算定（S_{D1}）

項　目			Gi				R	
			1.0	0.9	0.8		Ri	
平面形状	a	整形性	整形　a1	ほぼ整形　a2	不整形　a3		0.50	
	b	辺長比	b≦5	5<b≦8	8<b		0.25	
	c	くびれ	0.8≦c	0.5≦c<0.8	c<0.5		0.25	
	d	ｴｷｽﾊﾟﾝｼｮﾝ・ｼﾞｮｲﾝﾄ	1/100≦d	1/200≦d<1/100	d<1/200		0.25	
	e	吹抜	e≦0.1	0.1<e≦0.3	0.3<e		0.25	
	f	吹抜の偏在	f1≦0.4かつ f2≦0.1	f1≦0.4かつ 0.1<f2≦0.3	0.4<f1又は 0.3<f2		0.00	
	g1	代表的な室の分割面積　※2	g1≦60㎡	60㎡<g1≦100㎡	g1<100㎡		0.50	
	g2	壁厚／基本壁長※3	g2≧1/30	1/30>g2≧1/50	1/50>g2		0.50	
(P)	g3	壁厚/壁高※3	g3≧1/15	1/15>g3≧1/20	1/20>g3		0.50	
断面形状	h	地下室の有無	1.0≦h	0.5≦h<1.0	h<0.5		1.00	
	i	層高の均等性	0.8≦ i	0.7≦ i <0.8	i <0.7		0.25	
	j	ﾋﾟﾛﾃｨの有無	ﾋﾟﾛﾃｨなし	全てﾋﾟﾛﾃｨ	ﾋﾟﾛﾃｨが偏在		1.00	
(S)	k1	屋根面剛床仮定不成立	Gi＝0.8	Gi＝0.8	Gi＝0.8		1.00	
S_{D1}								

※1　偏心率・剛性率を採用するので、a, i, jは1.0とする。

※2　スラブがない場合は、60㎡を40㎡、100㎡を60㎡に読み替える。

※3 各階・各方向別に検討する。基本壁長は代表的な部屋の長手壁長（直交壁の無い廊下外壁は廊下長

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性 による指標算定（S_{D2}）

				X方向				Y方向			
平面剛性	l	重心一剛心の偏心率	階	偏心率Rex	Fex	Gl	Ri	偏心率Rey	Fey	Gl	Ri
			2				1.00				1.00
			1				1.00				1.00
(PR)	m										
断面剛性	n	上下層の剛重比	階	剛性率Rsx	Fsx	Gn	Ri	剛性率Rsy	Fsy	Gn	Ri
			2				1.00				1.00
			1				1.00				1.00
(SR)	o										

S_{D2}	階	X方向	Y方向
	2		
	1		

(3) 形状指標：S_Dの算定（$S_D = S_{D1} \times S_{D2}$）

S_D ($S_{D1} \times S_{D2}$)	階	X方向（桁行方向）			Y方向（梁間方向）		
		S_{D1}	S_{D2}	S_D	S_{D1}	S_{D2}	S_D
	2						
	1						

$S_{Di} = qa \times qb \times \cdots \times qk$

ただし　　qi=[1-(1-Gi)×Ri]・・・i=a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o

qi=[1-(1-Gi)×Ri]・・・i=h

耐震診断計算例（煉瓦造小学校）

目　　次

頁

１．　建物概要 ……20

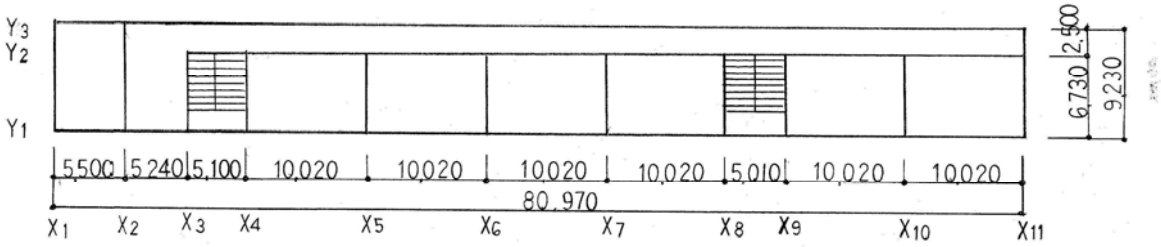
２．　建物調査結果 ……21

３．　耐震診断結果 ……24

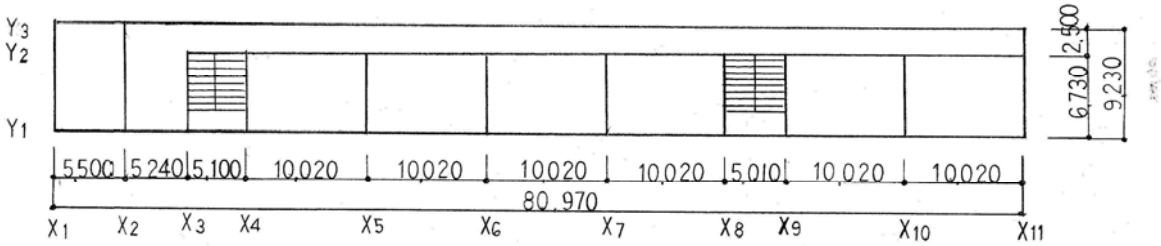
４．　壁の面外耐力の検討 ……25

５．　偏心率・剛性率の算出方法の例 ……26

１．建物概要



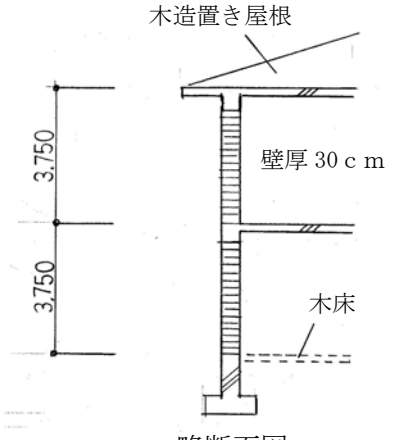
１階略平面図



２階略平面図

＊ 隣接建物あり（図示は省略する）

施設名		Ａ小学校校舎
創建		昭和 25 年
構造形式		煉瓦造 2 階建
煉瓦材		不明
煉瓦壁厚		30ｃｍ（1 階、2 階とも）
階高	２Ｆ	3.75m
	１Ｆ	3.75m
床組	屋根	ＲＣスラブの上に木造置き屋根
	２階床	ＲＣスラブ
	１階床	木造



略断面図

２．建物調査結果

経年指標（T）の算定表

＊表中の数値は減点数

項目		構造ひび割れ・変形			変質・老朽化		
部位	範囲 程度	a	b	c	d	e	f
		1.不同沈下に関連するひび割れ 2.誰でも肉眼で認められる臥梁のせん断ひび割れ，または斜めひび割れ 3.壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	1.2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形 2.離れると肉眼では認められない臥梁のせん断ひび割れ，または斜めひび割れ 3.離れても肉眼で認められる臥梁の曲げひび割れ，または垂直ひび割れ 4.鉛直方向のひび割れ 5.目地の欠損、肌別れ	1.a,bには該当しない軽微な構造ひび割れ 2.a,bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ 3.連続しない局部的なれんが割れ 4.連続しない目地部の肌別れ、ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ 2. 鉄筋の腐食 3.火災によるコンクリートのはだわかれ 4.化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質 5.広範囲のれんがの凍害、欠損 6.広範囲の目地抜け	1.雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し 2.コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令 3.仕上げ材の著しい剥落 4.局部的なれんがの欠損、凍害 5.連続する目地抜け	1. 雨水・漏水，化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れ，またはしみ 2.仕上げ材の軽微な剥落または老朽化 3.れんがの表面劣化 4.目地モルタルの表面劣化
Ⅰ 床※ 小梁を含む	①総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	②同上 1/3～1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.008	0
	③同上 1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④同上0	0	0	0	0	0	0
Ⅱ 基礎梁 臥梁	①1方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	②同上 1/3～1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③同上 1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④同上0	0	0	0	0	0	0
Ⅲ れんが壁	①総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	②同上 1/3～1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	③同上 1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④同上0	0	0	0	0	0	0
減点数集計欄	小計	0.017	0.052	0.001	0.017	0.015	0.001
	合計	0.070			0.033		
1階，2階の経年指標 $T_i = (1-p_1) \times (1-p_2)$ = 0.93 × 0.967 = 0.90							

※ 木造床は対象外

形状指標（ＳＤ）の算定表

(1) 平面形状・断面形状 からの指標算定（S_{D1}）

項目			Gi 1.0	Gi 0.9	Gi 0.8		R Ri	
平面形状 (P)	a	整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3		0.50	
	b	辺長比	b≦5	5<b≦8	8<b	0.8	0.25	
	c	くびれ	0.8≦c	0.5≦c<0.8	c<0.5		0.25	
	d	ｴｷｽﾊﾟﾝｼｮﾝ・ｼﾞｮｲﾝﾄ	1/100≦d	1/200≦d<1/100	d<1/200		0.25	
	e	吹抜	e≦0.1	0.1<e≦0.3	0.3<e		0.25	
	f	吹抜の偏在	f1≦0.4かつ f2≦0.1	f1≦0.4かつ 0.1<f2≦0.3	0.4<f1又は 0.3<f2		0.00	
	g1	代表的な室の分割面積 ※2	g1≦60㎡	60㎡<g1≦100㎡	g1<100㎡	0.9	0.50	
	g2	壁厚／基本壁長※3	g2≧1/30	1/30>g2≧1/50	1/50>g2	0.8	0.50	
	g3	壁厚/壁高※3	g3≧1/15	1/15>g3≧1/20	1/20>g3		0.50	
断面形状 (S)	h	地下室の有無	1.0≦h	0.5≦h<1.0	h<0.5	0.8	1.00	
	i	層高の均等性	0.8≦ i	0.7≦ i <0.8	i <0.7		0.25	
	j	ﾋﾟﾛﾃｨの有無	ﾋﾟﾛﾃｨなし	全てﾋﾟﾛﾃｨ	ﾋﾟﾛﾃｨが偏在		1.00	
	k1	屋根面剛床仮定不成立	Gi＝0.8	Gi＝0.8	Gi＝0.8		1.00	
S_{D1}								0.812

※1 偏心率・剛性率を採用するので、a, i, jは1.0とする。

※2 スラブがない場合は、60㎡を40㎡、100㎡を60㎡に読み替える。

※3 各階・各方向別に検討する。基本壁長は代表的な部屋の長手壁長（直交壁の無い廊下外壁は廊下長

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性 による指標算定（S_{D2}）

			階	X方向 偏心率Rex	Fex	Gl	Ri	Y方向 偏心率Rey	Fey	Gl	Ri
平面剛性 (PR)	l	重心一剛心の偏心率									
			2				1.00				1.00
			1				1.00				1.00
	m										
断面剛性 (SR)	n	上下層の剛重比	階	剛性率Rsx	Fsx	Gn	Ri	剛性率Rsy	Fsy	Gn	Ri
			2				1.00				1.00
			1				1.00				1.00
	o										

S_{D2}	階	X方向	Y方向
	2	1.000	1.000
	1	1.000	1.000

(3) 形状指標：S_Dの算定（$S_D = S_{D1} \times S_{D2}$）

S_D ($S_{D1} \times S_{D2}$)	階	X方向（桁行方向） S_{D1}	S_{D2}	S_D	Y方向（梁間方向） S_{D1}	S_{D2}	S_D
	2	0.812	1.000	**0.812**	0.812	1.000	**0.812**
	1	0.812	1.000	**0.812**	0.812	1.000	**0.812**

$S_{Di} = qa \times qb \times \cdots \times qk$

ただし $qi = [1-(1-Gi) \times Ri] \cdots i = a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o$

$q1 = [1.2-(1-Gi) \times Ri] \cdots i = h$

耐震壁の条件を満足する壁

項目			X方向		Y方向	
			１階	２階	１階	２階
平面形状	a	対隣壁の中心間距離を壁厚の 50 倍以下	Y1、Y2 通り ＯＫ	Y1、Y2 通り ＯＫ	X1～X11 通り ＯＫ	X1～X11 通り ＯＫ
	b	耐震壁の厚さ ： 高さの 25 分の１以上かつ 200mm 以上	Y1、Y2 通り ＯＫ	Y1、Y2 通り ＯＫ	X1～X11 通り ＯＫ	X1～X11 通り ＯＫ
	c	開口部等で区切られた壁の長さ ： 600 mm 以上、かつ、両側の開口部の高さの平均値の 30%以上	長さ 600 mm 以上の壁を有効とする	長さ 600 mm 以上の壁を有効とする	長さ 600 mm 以上の壁を有効とする	長さ 600 mm 以上の壁を有効とする

＊　Ｙ３通りの廊下外壁は有効な耐震壁と見なさない。

壁体の強度

	圧縮強度	せん断強度（τ_w）	引張強度
試験値	5.2 N/ mm^2	0.52 N/ mm^2	0.52 N/ mm^2
本規準における上限値	4.5 N/ mm^2	0.45 N/ mm^2	0.45 N/ mm^2
採用値	4.5 N/ mm^2	0.45 N/ mm^2	0.45 N/ mm^2

３．耐震診断結果

計算条件　　Ｚ（地震地域係数）　：　0.9

Ｔ（設計用１次固有周期）：　0.02×7.5m＝0.15 秒

地盤種別　：　第２種地盤（ＴＣ＝0.6 秒）

Ｒｔ（振動特性係数）：　1.0

Ｉs0（構造耐震判定指標）：　0.7

Ｆ（靭性指標）　：　0.6

Ｓｔ（建物の構造方法等に関わる係数）　：　0.55

構造耐震指標 Is および各階の保有水平耐力に関わる係数ｑの検討

入力データー

方向	階	ΣW	Aw	Rt	Z	F	τw	T経年	Sd	T・秒	St	Is0
X	2F	11030	35.7	1.0	0.9	0.6	45	0.9	0.812	0.15	0.55	0.7
X	1F	10471	35.7	1.0	0.9	0.6	45	0.9	0.812	0.15	0.55	0.7
Y	2F	11030	23.2	1.0	0.9	0.6	45	0.9	0.812	0.15	0.55	0.7
Y	!f	10471	23.2	1.0	0.9	0.6	45	0.9	0.812	0.15	0.55	0.7

構造耐震指標 Is、各階の保有水平耐力に係る係数ｑ

方向	階	ΣW	Qu	αi	Ai	E0	T・Sd	Is	結果	q	結果
X	2F	11030	16065	0.51	1.183	0.74	0.73	0.60	要補強検討	1.8	
X	1F	10471	16065	1	1	0.45	0.73	0.36	要補強検討	1.1	
Y	2F	11030	10440	0.51	1.183	0.74	0.73	0.39	要補強検討	1.2	
Y	!f	10471	10440	1	1	0.74	0.73	0.24	要補強検討	0.7	要補強検討

診断結果表の判定指標値

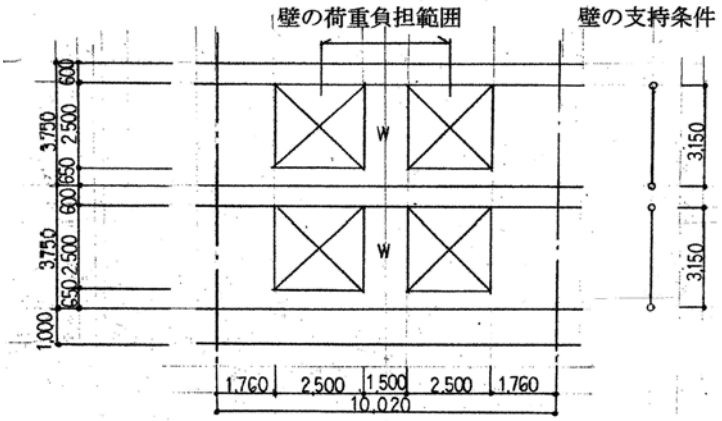
方向	部位等	F	Qu	SD	T	Is	q	（参考値）Is1*
X	2F	0.6	16065	0.812	0.9	0.60	1.8	0.60
X	1F	0.6	16065	0.812	0.9	0.36	1.1	0.36
Y	2F	0.6	10440	0.812	0.9	0.39	1.2	0.39
Y	!f	0.6	10440	0.812	0.9	0.24	0.7	0.24

*参考値の Is1 は壁の面外耐力不足による低減を考慮していない値である（「煉瓦造建築物の耐震診断規準」7 条(5)式）。

各階、各方向とも耐力壁の面内方向の耐力が不足し、補強の検討が必要である。また、Y 方向２階の一部の壁については面外耐力も不足しているため、当該壁の面外方向の補強の検討が必要となる。

４．壁の面外耐力の検討

検討部位 ： 教室外壁
壁の支持条件 ： 両端ピン
その他の条件 ： 本規準案による
基礎の転倒の検討は省略する。



廊下外壁略立面

教室外壁の壁の面外耐力の検討結果

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁	
t	壁厚	mm	300	300	
L	壁長	mm	1500	1500	
H	壁高さ(計算スパン)	mm	3150	3150	
N1	壁軸力(頂部)	N	93000	213000	
N2	壁軸力(中央)	N	122000	257000	
N3	壁軸力(底部)	N	143000	283000	
W	壁重量(M計算用)	N	38900	42960	
K･Z	水平震度×地震地域係数	−	0.90	0.90	
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm^2	1.125	1.125	
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm^2	4.50	4.50	
fts	壁体の引張耐力	N/mm^2	0.45	0.45	
Ai	または(n+i)/(n+1)	−	1.30	1.00	
Aw	壁断面積	mm^2	450000	450000	
Zw	壁断面係数	mm^3	22500000	22500000	
Mo	中央モーメント(両端ピン)	Nmm	17920744	15223950	
M_T	両端モーメント(両端固定)	Nmm	11947163	10149300	
Mc	中央モーメント(両端固定)	Nmm	5973581	5074650	
	長期の検討				
σL1	N1/Aw	N/mm^2	0.21	0.47	
σL2	N2/Aw	N/mm^2	0.27	0.57	
σL3	N3/Aw	N/mm^2	0.32	0.63	
	判定 σL3≦fc1		OK	OK	
	短期の検討				
σE1	両端ピン M_0/Zw	N/mm^2	0.80	0.68	
	σL2+σE1		1.07	1.25	
	判定 σL2+σE1≦fcs		OK	OK	
	σL2−σE1		−0.53	−0.11	
	判定 σL2−σE1≦fts		NG	OK	
σE2	両端固定 M_T/Zw	N/mm^2	0.53	0.45	
	σL3+σE2		0.85	1.08	
	判定 σL3+σE2≦fcs		OK	OK	
	σL1−σE2		−0.32	0.02	
	判定 σL1−σE2≦fts		OK	OK	
σE3	両端固定 Mc/Zw	N/mm^2	0.27	0.23	
	σL2+σE3		0.54	0.80	
	判定 σL2+σE3≦fcs		OK	OK	
	σL2−σE3		0.01	0.35	
	判定 σL2−σE3≦fts		OK	OK	

５．偏心率・剛性率の算出方法の例

「既存補強コンクリートブロック増学校建物の耐力度測定方法」より抜粋

偏心率は，各壁の水平剛性を用いて求める．

水平剛性の計算は以下の略算によることができる．

一般に，壁の水平剛性の算定に当たっては，曲げ変形，せん断変形及び基礎の回転による変形を考慮する必要がある．しかしながら，学校校舎の場合には基礎の回転変形は，張り間方向についてのみ考慮すればよい．以下にまず，曲げ及びせん断変形を考慮してけた行方向の水平剛性を略算する方法を示し，ついで，基礎回転の影響を考慮して張り間方向の水平剛性を略算する方法について述べる．

(a)　桁行方向の水平剛性の略算法

図 3.8 に示したけた行方向の壁の水平剛性は次の方法で略算できよう．

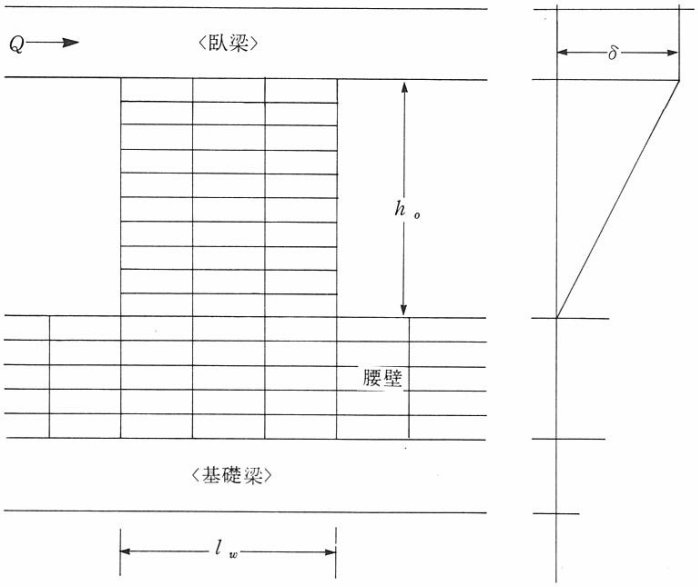


図 3.8　けた行方向の壁

図 3.9 に示したように，臥梁・基礎梁及び腰壁部分は変形しないものと仮定する．この壁の剛性を D_W とすると，

$$Q = D_W \cdot \delta \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.15)$$

となる．

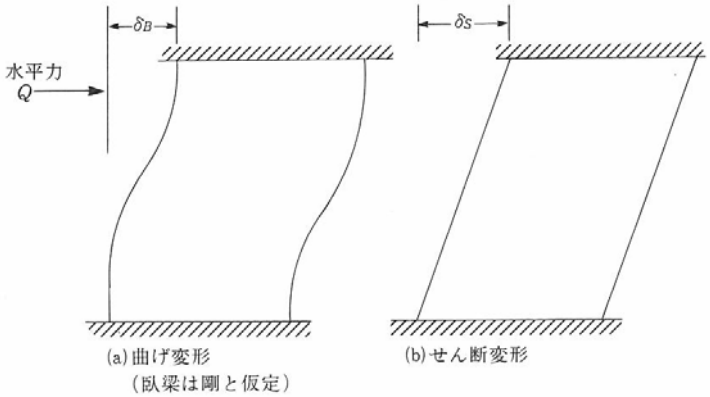


図 3.9　けた行方向耐力壁の水平変形

層間変位 δ は曲げ変形による層間変位 δ_B 及びせん断変形 δ_S の和として（3.16）式より求められる．

$$\delta=\delta_B+\delta_S=\left(\frac{{h_0}^3}{12EI}+\frac{\kappa h_0}{\beta\cdot G\cdot A}\right)Q \qquad \cdots\cdots(3.16)$$

ここで，　E；ヤング率

I；断面２次モーメント

κ；せん断変形角の係数

β；せん断剛性低下率

G；せん断弾性係数（≒E/2.3）

A；断面積

h_0；内法高さ

Q；せん断力

したがって，

$$D_W=\frac{1}{\left(\frac{{h_0}^3}{12EI}+\frac{\kappa h_0}{\beta\cdot G\cdot A}\right)} \qquad \cdots\cdots(3\ 17)$$

(3.17) 式において，κ=1.2，β=0.5，G=E/2.3 とおくと，

$$D_W=\frac{E\cdot t\cdot l_W}{h_0\left\{\left(\frac{h_0}{l_W}\right)^2+5.5\right\}} \qquad \cdots\cdots(3.18)$$

ここで，　t；ブロック厚さ

l_W；壁の長さ

水平剛性の絶対値は（3.18）式より求めうる。この際，ヤング率 E としては，コンクリートのヤング係数の 1/10～1/15 程度の値を用いてよいであろう〔文献20)，21)〕.

資料１

編　　集　国土交通省住宅局建築指導課

編集協力　国土交通省国土技術政策総合研究所
独立行政法人建築研究所
財団法人日本建築センター
財団法人日本建築防災協会

平成18年1月26日施行

改正 建築物の耐震改修の促進に関する法律・同施行令等の解説

平成18年2月

力を求める階に応じて Cr として与えており、これに当該階の床面積を乗じたものが、概ね建築基準法の許容応力度計算レベルの層せん断力に相当する数値となる。この表の数値の算出に当たっては、建築物の種類の欄に掲げた各仕様を想定して、通常の建物物の単位床面積当たりの屋根、小屋組、内壁、外壁、床等の固定荷重及び床上の積載荷重を用いているが、建物の短辺が短い場合には、特に単位床面積当たりの壁の固定荷重が大きくなることから、短辺4m未満の場合には下階の層せん断力を Cd により割り増すこととしている。

また、多雪区域においては積雪荷重を考慮するため、上記の別表第5による Cr に Ws を加えることとしている。また、建築基準法と同様に、地震の地域係数Zを乗じ、さらに、地盤の著しく軟弱な地域においては Cg により1.5倍の割り増しを行っている。

なお、別表第5では、総2階、又は総3階の建物を想定しているため、上階の床面積が下階よりも小さい場合には、下階の地震力が過大に見積もられている。このような場合も含めて、より正確に地震力を算出する場合には、ただし書きにより、建築基準法の許容応力度計算における地震力を用いても良いこととしている。

二　鉄骨造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造等の建築物等については、各階の構造耐震指標を次のイからハまでに、各階の保有水平耐力に係る指標をニに定めるところによりそれぞれ求め、これらの指標に応じ別表第6により構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性を評価した結果、地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低いと判断されること。ただし、この安全性を評価する際には、実地調査等により建築物の部材等の劣化状況を適切に考慮するものとする。

別表第6

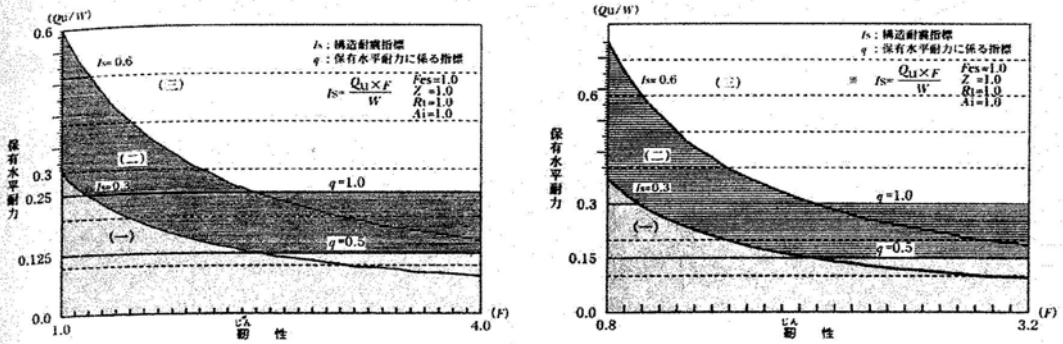
構造耐震指標及び保有水平耐力に係る指標		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全性
(一)	Is が0.3未満の場合又は q が0.5未満の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い。
(二)	(一)及び(三)以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。
(三)	Is が0.6以上の場合で、かつ、q が1.0以上の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い。
この表において、Is 及び q は、それぞれ次の数値を表すものとする。 Is　各階の構造耐震指標 q　各階の保有水平耐力に係る指標		

【告示の解説】

本号は、鉄骨造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造等の非木造の構造耐力上主要な部分が地震に対して安全な構造であるための基準を定めたものである。

構造耐力上主要な部分について構造耐震指標 Is 及び保有水平耐力に係る指標 q を求め、これらの指標に基づき別表第1により「地震の震動及び衝撃に対して、倒壊し、又は崩壊する危険性が低い。」と判断された場合に、当該部分は一定の安全性が確保されているものとする。構造耐震指標はイからハまでに、保有水平耐力に係る指標はニに定める方法に基づき求められる。

構造耐震指標は、建築物の保有水平耐力及び靭性を勘案して建築物の耐震性能を評価した指標で



(i)鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の場合　　(ii)その他の構造の場合

図１　構造耐震指標「I_S」と保有水平耐力に係る指標「q」との関係

ある。建築物が非常に靭性に優れたものであれば保有水平耐力が小さい場合であっても構造耐震指標は高い数値を示すこととなるが、地震力に対して保有水平耐力が極端に小さい場合には、構造耐震指標が一定値以上の場合であっても、建築物の地震力に対する応答は不安定なものになり易く崩壊等に至る危険性が高くなる。このような保有水平耐力の不足による建築物の崩壊等を防止するため、本告示では、建築物の地震に対する安全性を判断するのに、保有水平耐力に係る指標が一定値以上であることを確認することとしている。参考として、図１に構造耐震指標と保有水平耐力に係る指標との関係を示す。

また、既存建築物の安全性を評価するに当たっては、構造物の経年劣化の影響を評価することが必要不可欠である。このような経年劣化の影響を評価する方法としては、実地調査等の結果に基づき、鉄筋コンクリート造又は鉄骨鉄筋コンクリート造の場合は、㈶日本建築防災協会による「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」又は「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」による経年指標Ｔを求め、これを保有水平耐力に乗じることにより、保有水平耐力の値を低減して安全性を評価するのが最も合理的であると考えられる。鉄骨造の場合は、部材等に錆が生じている場合には錆による板厚の減少を適切に評価してその部材耐力を求める等の措置が求められる。

イ　建築物の各階の構造耐震指標は、次の式により計算すること。

$$Is = \frac{Eo}{FesZRt}$$

この式において、Is、Eo、Fes、Z及びRtは、それぞれ次の数値を表すものとする。ただし、Fesについては、地震時における建築物の形状が当該建築物の振動の性状に与える影響を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる。

Is　各階の構造耐震指標

Eo　各階の耐震性能を表すものとして、各階の保有水平耐力及び各階の靱性を考慮して口に定めるところにより算出した数値

Fes　令第82条の４第２号に規定するFesの数値

Z　令第88条第１項に規定するZの数値

Rt　令第88条第１項に規定するRtの数値

【告示の解説】

ここでは、構造耐震指標 *Is* を求める方法を定めている。この方法において、各階の耐震性能を表わす *Eo* のほかは、建築基準法施行令に定める数値を引用している。

㈶日本建築防災協会による耐震診断基準においては、実地調査等の結果から建築物の形状特性を合理的に評価するための指標として形状指標 *Sd* が規定されているが、この指標は建築物の各階の形状特性を表わすのに *Fes* と同等の効力を有するものと認められるので、ただし書の規定に基づき、*Fes* のかわりに形状指標 *Sd* を使用して構造耐震指標を求めても差し支えない。

ロ　イに定める建築物の各階の *Eo* は、次の(1)の式によって得られる数値又は次の(2)の式によって得られる数値（当該建築物の構造耐力上主要な部分である柱、壁若しくははり又はこれらの接合部が、せん断破壊等によって構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生ずるおそれがなく、かつ、当該建築物の特定の部分に生ずる塑性変形が過度に増大しないことが確かめられる場合には、これらの式の右辺に次の(3)の式により得られる割増係数を乗じることができるものとする。）のいずれか大きなものとする。ただし、各階の *Eo* は、塑性変形の度が著しく低い柱が存在する場合又は地震力の大部分を負担する柱、筋かい又は壁以外の一部の柱のみの耐力の低下によって建築物が容易に倒壊し、又は崩壊するおそれがある場合においては次の(1)の式によって計算するものとするほか、建築物の保有水平耐力及び靱性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができるものとする。

(1)　$$Eo = \frac{QuF}{WAi}$$

(2)　$$Eo = \frac{\sqrt{(Q_1F_1)^2 + (Q_2F_2)^2 + (Q_3F_3)}}{WAi}$$

(3)　$$\alpha = \frac{2(2n+1)}{3(n+1)}$$

(1)から(3)までの式において、*Eo*、*Qu*、*F*、*W*、*Ai*、Q_1、Q_2、Q_3、F_1、F_2、F_3、α 及び n は、それぞれ次の数値を表すものとする。

Eo　イに定める *Eo* の数値

Qu　各階の保有水平耐力

F　各階の靱性を表す数値で、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあっては、当該階に作用する地震力の多くを負担する架構の種類に応じた別表第７に掲げる *Fi* と、その他の階にあっては、当該階に作用する地震力の多くを負担する柱又は壁の種類に応じた別表第８に掲げる *Fi* とする。ただし、当該階の地震力の大部分を負担する柱、筋かい又は壁以外の一部の柱の耐力の低下によって建築物が容易に倒壊し、又は崩壊するおそれがある場合においては、柱及びはりの大部分が鉄骨造である階にあっては、当該柱を含む架構の種類に、その他の階にあっては、当該柱の種類に応じた数値としなければならない。

W　令第88条第１項の規定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との和（多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。）

Ai　令第88条第１項に規定する当該階に係る *Ai* の数値

Q_1　ハに定める第１グループに属する架構又はこれを構成する柱若しくは壁（以下「第１グルー

等）の場合には(1)の式による方が、耐力は低いが靭性の高い架構を多く含む建築物（壁の少ない建築物等）の場合には(2)の式による方が、*Eo* 指標はより大きな数値として算出される。

また、鉄筋コンクリート造等の場合と異なり、鉄骨造の場合は、別表第２に示されるとおり、靭性指標 *Fi* を、柱又は壁の種類ではなく架構の種類に応じて定められているが、これは、鉄骨造の靭性は、その他の構造方法よりも、柱はり接合部や柱脚部分における緊結の程度に大きく影響を受けることによる。

(3)の式は、原則として、鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造の建築物について、はり降伏型の柱、１階脚部で曲げ降伏する壁又は脚部が回転降伏する壁の挙動が建築物の振動性状に対し支配的であることが明らかにされた場合に限り適用される。この式の取扱いについては、(財)日本建築防災協会による耐震診断基準が良い参考となる。

ハ　別表第７及び別表第８に掲げる *Fi* の大きさに応じ、架構又はこれを構成する柱若しくは壁（以下「架構等」という。）を３組に区分する場合において、*Fi* の最も小さな架構等を含む組を第１グループ、*Fi* の最も大きな架構等を含む組を第３グループ、その他の組を第２グループとする。

【告示の解説】

ここでは、ロに定める(2)の式により *Eo* を求める場合において架構等を３組に区分する方法を定めている。これらの区分は別表第２及び別表第３に掲げる *Fi* の大きさに応じて行うこととするが、各組においては、*Fi* ができるだけ近接した架構等が属するようにする。

ニ　建築物の各階の保有水平耐力に係る指標は、次の式により計算すること。

$$q = \frac{Qu}{FesWZRtAiSt}$$

この式において、*q*、*Qu*、*Fes*、*W*、*Z*、*Rt*、*Ai* 及び *St* は、それぞれ次の数値を表すものとする。

q　各階の保有水平耐力に係る指標

Qu　ロに定める *Qu* の数値

Fes　イに定める *Fes* の数値

W　ロに定める *W* の数値

Z　イに定める *Z* の数値

Rt　イに定める *Rt* の数値

Ai　ロに定める *Ai* の数値

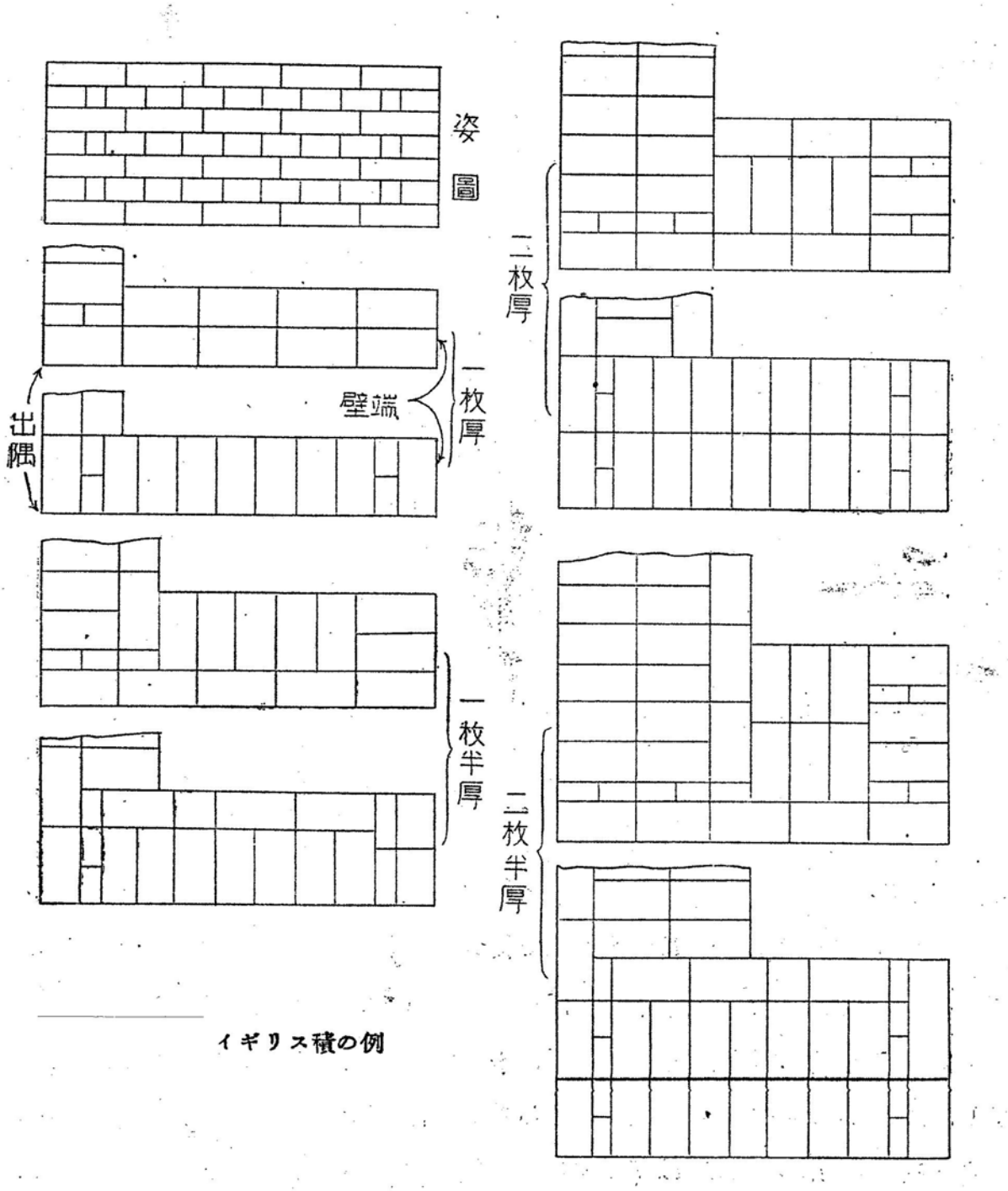
St　建築物の構造方法に応じて定まる数値で、鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造にあっては0.25、その他の構造方法にあっては0.3とする。

【告示の解説】

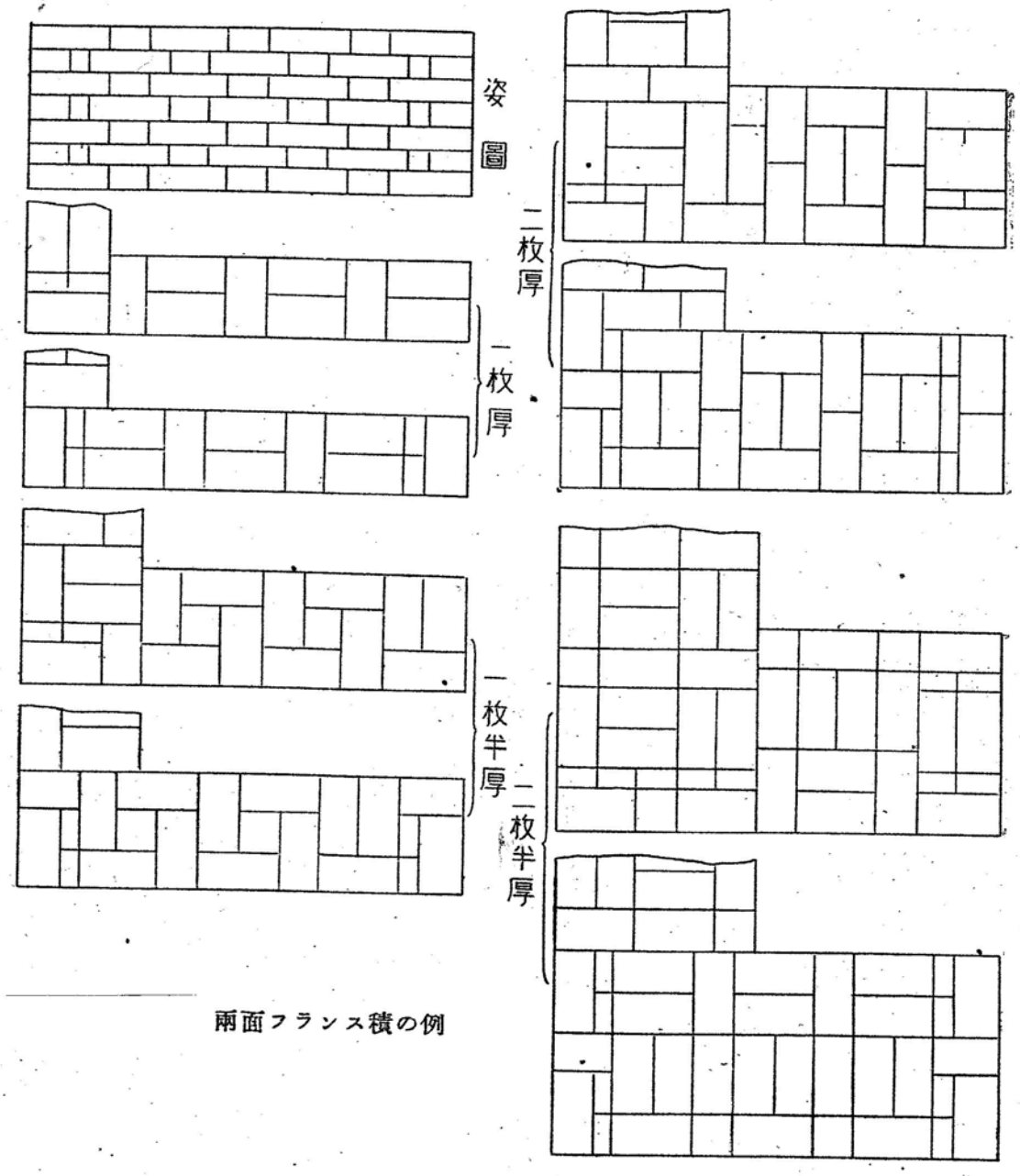
保有水平耐力に係る指標は、地震力に対する建築物の保有水平耐力の大きさを表わすものである。この指標を求めるための数値 *St* は、建築基準法施行令第82条の4第2項に規定する *Ds* 値の最小値に相当する。

建築物の倒壊又は崩壊を防ぐには、別表第１に示すように保有水平耐力に係る指標を1.0以上とする必要がある。

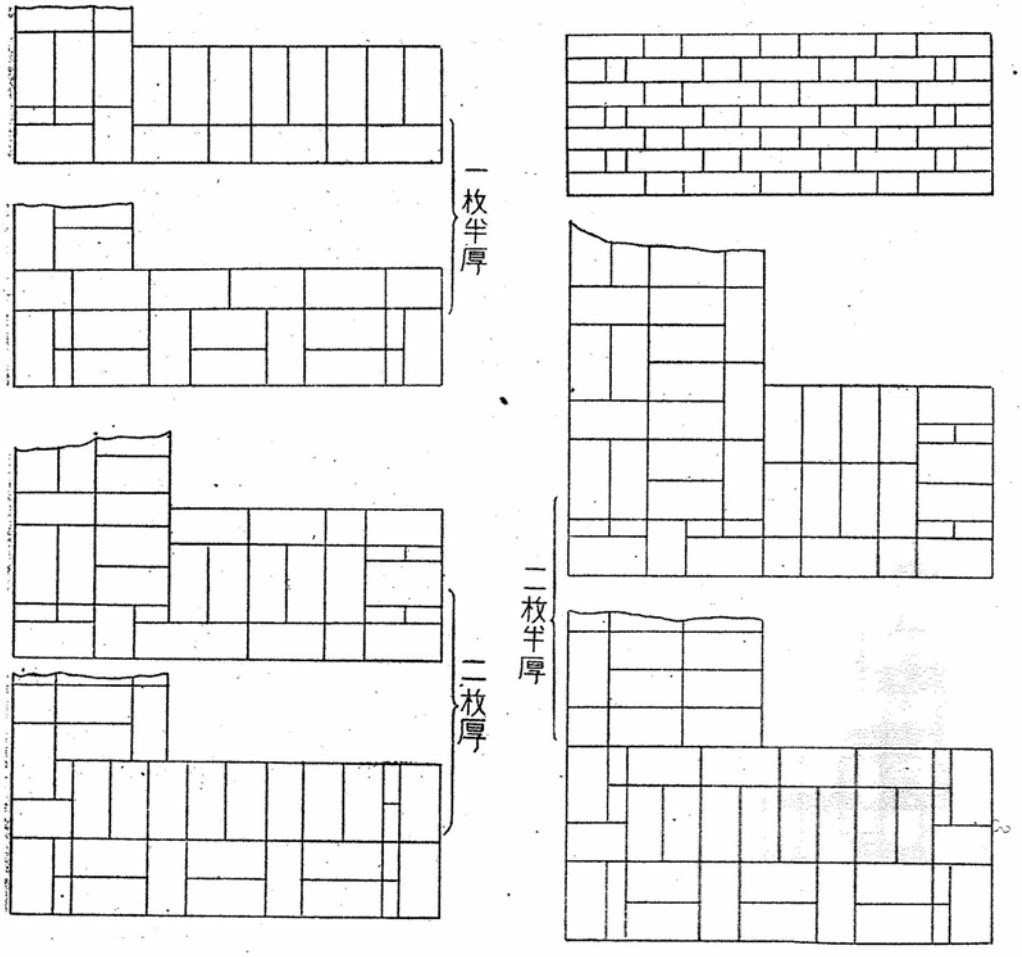
資料２　煉瓦積みの例



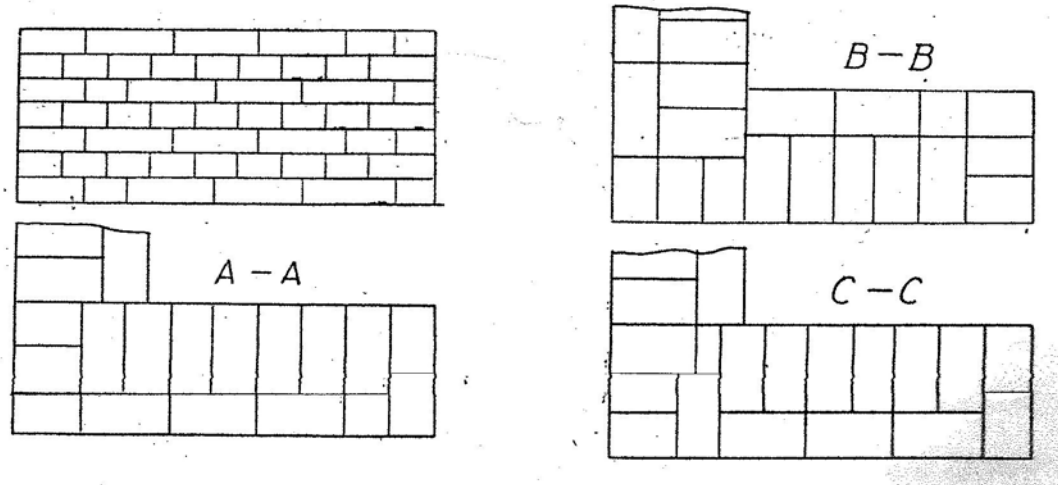
イギリス積の例



兩面フランス積の例



片面フランス積の例



オランダ積

資料３　壁の高さと幅の比率による壁耐力の低減係数（α）

７条４項において、壁の高さと幅の比率による壁耐力の低減係数（α）を設定したのは、以下の理由による。

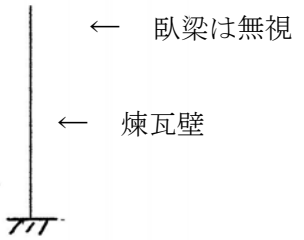
壁部材の曲げ応力による変形とせん断力による変形とを比較した場合、曲げ応力による変形は、上下端固定の場合 $\delta_B = Q \cdot h^3 / (12 \cdot E \cdot I)$、また、せん断力による変形は $\delta_S = \kappa \cdot Q \cdot h / (\beta \cdot G \cdot A)$ となる。

ここに、$E = 2.3 \cdot G$、κ（せん断変形角の係数）＝1.5、β（せん断剛性低下率）＝1.0 とすると、$\delta_B : \delta_S = 0.29 \cdot (h/D)^2$ となり、下表に示すように、h / D が 2.0 を超えると急激に曲げ応力による変形が増す。

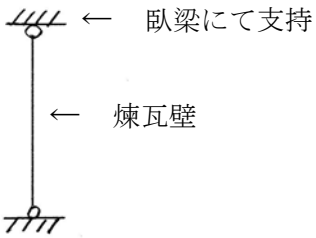
h/ D	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
δ_B / δ_S	0.29	0.65	1.16	1.81	2.61

資料４．壁の面外耐力計算の例（屋根面 剛床仮定不成立の場合）

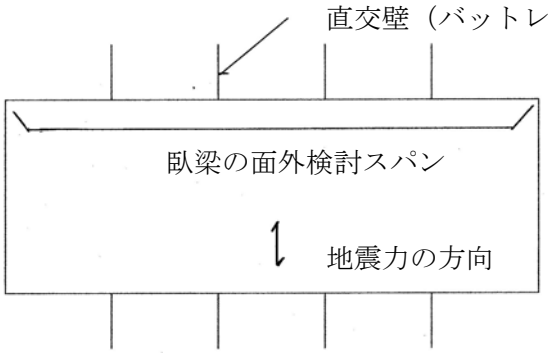
４－１　片持壁として検討（臥梁の検討は不要）



４－２　臥梁を支持部材と見なして検討（臥梁の面外応力の検討が必要）

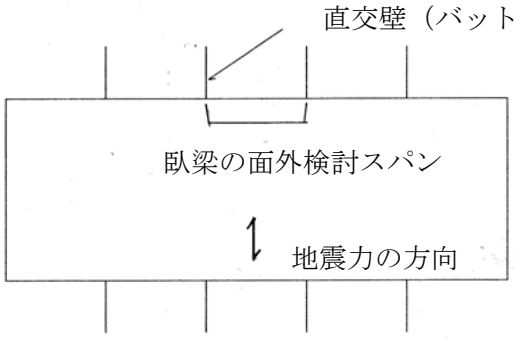


４－２－１　直交壁（バットレス）を無視して臥梁を検討



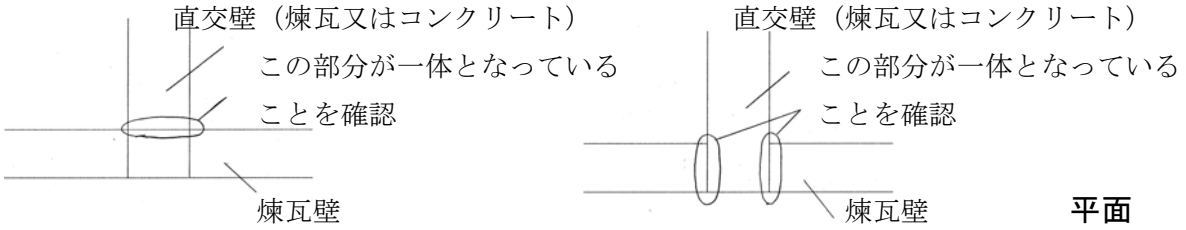
建物平面

４－２－２　直交壁（バットレス）が有効であるとして臥梁を検討



建物平面

＊　４－２－２の場合、直交壁（バットレス）が屋根を受ける壁と一体であることの検証が必要。



平面

資料５．　調査建物の現行基準（規準）に対する適不適確認の例

			建物諸元		○ ×	建築学会規準 1989 年（1952 年規定）	現行建築基準法施行例
組積材種			煉瓦			組積造２種（2 条表 1）	
圧縮強度			45kg/cm^2 と仮定する			100kg/cm^2 以上（2 条表 1）	
階高			3.6m		×	3.0m 以下（3 条 1）	
高さ	ＲＣ屋根		7.6m		○	高さ 13m 以下、軒高 9m 以下（条件付き）（3 条 2）	高さ 13m 以下、軒高 9m 以下。超える場合は S または RC にて補強(建告 1354)
	鉄造木造の小屋組						
分割面積	ＲＣ屋根スラブ無					40m^2（4 条 1）	
	ＲＣ屋根スラブ有		68.0m^2（廊下は 140 m^2）		×	60m^2（4 条 1）	
壁の長さ（対隣壁の中心距離）			9.47m（廊下は 52.09ｍ）			10m 以下（4 条 2）	10m 以下（54 条）
壁の厚さ					○		階高の 1/15 以上（55 条）
	階数が 2 以上		壁長 5m 以下			30cm 以上（5 条 1）	30cm 以上（55 条）
			壁長 5m 超える			40cm 以上（5 条 1）	40cm 以上（55 条）
	階数が 1		壁長 5m 以下	30cm	×	20cm 以上（5 条 1）	20cm 以上（55 条）
			壁長 5m 超える			30cm 以上（5 条 1）	30cm 以上（55 条）
床			ＲＣ床		○	ＲＣ造または組立ＲＣ造のスラブ（10 条）	
がりょう			未調査			各階の壁頂には RC のがりょうを連続して設ける。又は RC 造床を設ける。（11 条）	各階の壁頂には RC,S のがりょうを連続して設ける。又は RC 造床を設ける。１階建の場合例外規定あり（56 条）
開口部	幅の総和		5.0/9.47		×	対隣壁間隔の 1/2 以下（6 条 1）	対隣壁間隔の 1/2 以下（57 条）
	幅 1m 以上の開口のまぐさの構造					鉄筋コンクリート造のまぐさ（7 条 1）	鉄筋コンクリート造のまぐさ（57 条）
	総和	各階	X	72.5/151.5＝1.4/3	×	開口部の幅の総和は壁の総長の 1/3 以下（6 条 1）	開口部の幅の総和は壁の総長の 1/3 以下（57 条）
			Y		○		

壁量	２Ｆ	X	15.35cm/m^2			
		Y	8.89cm/m^2			
	１Ｆ	X	15.35cm/m^2			
		Y	8.89cm/m^2			
屋根スラブより突出する妻壁			（厚さ 300 のバットレスの出は 1m）		頂部にはＲＣのがりょうを設ける。（11 条 6）	
基　礎			（ＲＣ布基礎）		布基礎または、つなぎ梁を連続して設ける。（12 条 1）	
目地モルタル			（セメント）		セメント 1:砂 3(14 条)	セメント 1:砂 3(52 条)または同等以上

委員会名簿

社団法人北海道建築技術協会

煉瓦造建物の耐震診断と補強方法に関する研究委員会

委員長　南　出　孝　一（南出建築技術史研究所、前 株式会社ドーコン 副技師長）
幹　事　植　松　武　是（地方独立行政法人北海道立総合研究機構建築研究本部北方建築総合研究所）
幹　事　西　川　　忠（株式会社コンステック、前 北海道立寒地住宅都市研究所）
委　員　石　山　祐　二（(社)北海道建築技術協会 副会長、北海道大学名誉教授）
　　井　上　敏　明（北海道農材工業株式会社 部長）
　　大　内　義　仁（日本データーサービス株式会社　執行役員　設計診断部長）
　　川　治　正　則（(社)北海道建築技術協会 会長、元 北海道立寒地住宅都市研究所 所長）
　　駒木根　洋　一（元 株式会社竹中工務店 技術部長）
　　中　山　弘　行（株式会社ピタコラム 札幌出張所長、前ドーピー建設工業株式会社建築部長）
　　野　田　　恒（(社)北海道建築技術協会 常任理事、前 伊藤組土建株式会社 執行役員）
　　長谷川　寿　夫（(社)北海道建築技術協会 副会長･専務理事、前 北海道大学大学院工学研究科）
　　松　井　為　人（株式会社北海道サンキット 専務取締役）
　　吉　田　健　司（有限会社吉田工業所　代表取締役）
　　米　澤　　稔（株式会社よねざわ工業 代表取締役）
アドバイザー：
　　長谷川　直　司（独立行政法人建築研究所 建築生産グループ長・材料研究グループ長）