

「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・耐震改修設計指針講習会」
質問・回答集(Ⅱ)

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針改訂委員会

昨年10月から本年1月にかけて開催いたしました「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・耐震改修設計指針講習会」において、受講者の方々から寄せられました質問に対して、原案を作成した委員が中心になって委員会としての回答をまとめたものです。寄せられた質問は、概ね原文のまま、特に選択せず、すべてをとりあげてを原則としましたが、同様の質問は適宜まとめるとともに、表現はわかりやすく修正させていただいたものもあります。ただし、委員会として質問の意図が理解しかねるものは割愛させていただきました。質問をお寄せいただきました方々には感謝申し上げますとともに、今後の診断基準の運用に活用していただければ幸いです。

Q42 鉄筋コンクリート壁の増設による補強と鉄骨ブレースによる補強の併用の場合の留意点にはどのようなものがありますか。同一の建物に両者の併用は良いのですか。靱性指標が同じ(例えば $F=1.0$)であっても破壊順序が違ったり、変形性能も違うのではないですか。また、上下や左右に連続している場合はどうなりますか。

A42 鉄骨ブレースは部材角 $1/250\text{rad}$ 程度から終局強度を發揮し始め、最終的には $1/150\text{rad}$ 程度まで強度が上昇することもあり、鉄筋コンクリート壁に比べると強度寄与係数が若干低くなる傾向があります。質問は鉄筋コンクリート壁と鉄骨ブレースの併用に関するものですが、本質的な意味としては、前述したような鉄骨ブレースの復元力のモデル化(強度寄与係数)に関する質問と考えられます。建物の I_s 値が $F=0.8$ で決まる場合には、鉄筋コンクリート壁と同じ強度寄与係数 ($\alpha=0.65$) でも問題は少ないと判断できます。建物の I_s 値が $F=1\sim 1.27$ で決まる場合には、鉄骨ブレースは $1/250\text{rad}$ 程度で設計式の強度は發揮している(すなわち設計式が安全側にできている)ことや旧基準との整合性を考慮し、 $F=1\sim 1.27$ における強度寄与係数を鉄筋コンクリート壁と同じ($\alpha=1$)に考えています。

また、鉄骨ブレースが鉄筋コンクリート壁の上部に連層になる場合は、特に問題はないと思われませんが、鉄筋コンクリート壁の下部に鉄骨ブレースがくる場合や鉄骨ブレースと鉄筋コンクリート壁が連スパンになるのは、メカニズムを十分検討して計画して下さい。

Q43 鉄筋コンクリート造の増設耐震壁にドア開口を設ける場合は、開口補強筋の定着にアンカーを用いることとなりますが、そのときのアンカーの深さはどのくらいにしたら良いでしょうか。また、アンカーの必要本数やそのほか特に注意すべき詳細としてはどのようなことに注意が必要でしょうか。

A43 アンカー深さが浅いと補剛効果が低下しますので、少なくとも有効埋め込み深さ $10d$ (d :アンカー径)以上が必要です。また、アンカー本数は、計算によって算定される必要な開口補強筋に見合った本数が必

要になります。そのほか、開口廻りの剛性や強度を確保するために、縦（横）の開口補強筋を帯筋（フープ筋）により拘束することを推奨します。

Q44 改修設計指針の「3.1.6 補強計算例」に示す補強詳細図例（p.115）において、開口補強部にカンザシ筋が施されていますが、その目的をお教え下さい。

A44 耐震壁に開口を設けると、開口周囲には応力集中が生じますので、その応力集中に対応するために開口補強筋とカンザシ筋を配置します。カンザシ筋は、引張応力に対して開口補強筋とコンクリートの付着割裂破壊防止、圧縮応力に対して開口補強筋の座屈防止及び開口周辺コンクリートの圧縮破壊防止を目的として配筋しています。

Q45 既存鉄筋コンクリート造で、一部の大梁がPC（プレストレストコンクリート）構造となっている建物を、耐震補強する場合の留意点はありますか。

A45 質問のような建物の耐震補強に本改修設計指針を準用することは可能ですが、建物の特性に応じて以下の留意点を適切に配慮する必要があります。

- ① プレストレストコンクリート梁の終局時の性状を日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」などの既往の文献により把握して、所用の補強効果が得られることを確認する。
- ② 長スパン架構となるプレストレストコンクリート梁の長期応力の影響を必要に応じて考慮して、補強後の耐震性能を評価する。
- ③ プレストレストコンクリート梁のPC鋼線を損傷させたり、大きな圧縮力が作用しているコンクリートを過度に傷めない補強ディテールを採用する。
- ④ 長スパン架構に補強部材を配置する場合には、座屈などが発生しない形状とする。

Q46 枠付き鉄骨ブレースを連層配置とする場合には、ブレース両側の柱に大きな変動軸力が生じます。この枠付き鉄骨ブレースで補強された架構のせん断耐力の算定について、引張側柱耐力（ Q_u ）および圧縮側の柱の耐力（ Q_{c2} ）の算定する場合は、この変動軸力を考慮する必要がありますか。

また、この変動軸力に対して、圧縮側柱の軸力比の制限値（0.5or0.4）を適用した補強設計の必要性がありますか。

A46 枠付き鉄骨ブレースで補強された架構のせん断耐力を算定する場合における付帯柱のせん断耐力および曲げ耐力の算定にあたっては、一般に以下の理由により補強に伴う変動軸力の影響を考慮していません。

- ① 鉄骨枠が配されており、この効果で柱の軸耐力には余力があると考えられる。
- ② 圧縮側の柱と引張側の柱で、耐力への影響が相殺される傾向がある。

ただし、柱断面が小さい架構に連層で鉄骨ブレースを配する場合には、変動軸力の影響を考慮して適切に設計する必要があります。

なお、鉄骨ブレースで補強された加工の終局耐力は、改修設計指針 p.206 の（解 3.4.5-5）式により付帯柱の圧縮耐力および引張耐力で決定される耐力を超えることはできません。同式においては、圧縮柱の軸力比は 0.8 で制限されることとなりますが、圧縮柱の圧壊で決定される破壊モードは避けた設計とすることが望ましいと思われます。

Q47 改修設計指針の設計例 (pp. 213-216)で鉄骨下枠を切断したK型ブレースの靱性指標を、鉄骨下枠を切断していないものと同じ値としているのはなぜですか。

A47 鉄骨下枠を切断したK型ブレースの設計例において、下枠を切断することの影響を少なくするために以下のような設計をしています。

- ① 引張側ブレースから下枠に入る水平力を、作用位置から下枠の切断位置までの間接接合によって梁に伝達できる量のスタッド及びあと施工アンカーを配置する。
- ② 切断された下枠部分に鉄板を連続させるとともに、その鉄板を梁に固定することにより、切断された下枠がばらばらに動くことを抑える。

上記の設計により、鉄骨下枠が連続していないK型ブレースは、下枠が連続しているものと同等の性能を有しているとみなしています。

Q48 増設鉄筋コンクリート造壁、増設鉄骨ブレース設置位置の柱が極脆性柱であるとき、改修設計指針の(3.1.5-3)式や(解 3.4.5-1)式を適用し、補強壁(ブレース)架構のせん断耐力を計算させる場合には、式中の $\alpha \cdot Q_c$ や Q_{c1} 、 Q_{c2} を求める際に留意する点は何ですか。

A48 極脆性柱でもせん断補強筋が比較的多く配され部材角 1/500 を超えても軸力保持能力(残存軸耐力)がある程度期待できるような場合は、当該柱が補強壁架構と一体性を確保する意味で十分なあと施工アンカーが配置されている場合に限り、急激な耐力低下は生じないと考えられます。

補強後建物の終局限界変形を $F=1.0$ (部材角 1/250)として設計した場合では、極脆性柱の強度寄与係数を $\alpha=1.0$ として耐力に加算することが現実的な評価であると思われま

Q49 鉄骨枠付きブレース補強の設計で、スカラップによる母材の欠損がある場合、建て方等の都合により接合部を設けてピース分けする場合の留意する点は何ですか。

A49 質問のスカラップによる母材の欠損とは、H形鋼を用いた枠付きブレースを例にあげれば、ブレース材と仕口ガセットプレートとの接合を完全溶込み溶接とするために、フランジ突合わせ溶接部に欠損が生じないようにウェブのフランジ交差部に設けるスカラップと考えられ、これは溶接接合部の断面欠損であり、母材の欠損と考える必要はありません。この場合、溶接接合部の引張破断強度を算定する際にウェブ断面のスカラップによる断面欠損を考慮することとし、保有耐力接合($\alpha=1.2$)を満足させる必要があります。

また、重機が入らない室内部に枠付きブレース材を配置する場合の建て方では、接合部を設けて部材をピース分けする必要があります。建て方職人のグループは3~4人が一組であることが多く、キャスターを使用して人力で搬入しているようです。したがって、1ピース当たりの重量はハンドリングが良い 150~200 kg程度となるように計画するのが良いかと思

なお、接合部は現場溶接を避け高力ボルト接合とすることを推奨します。設計は、保有耐力接合となるように配慮することとなります。国土交通省住宅局建築指導課監修の「鉄骨構造標準接合部委員会 SCSS-H97」には、保有耐力接合となる継ぎ手の標準ディテールが示されています。

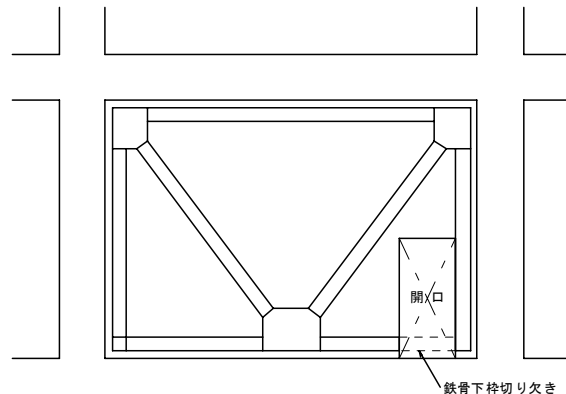
Q50 鉄骨枠付きブレースの枠材の設計に際して、保有水平耐力の向上のみ期待する場合や、第2種構造要素の柱を改善させることを期待する場合の留意する点は何ですか。

A50 鉄骨柱の部材断面の算定方針は改修設計指針では特別に記載していませんが、文部科学省の「学校施設の耐震補強マニュアル 鉄筋コンクリート造校舎編」にその考え方が紹介されています。

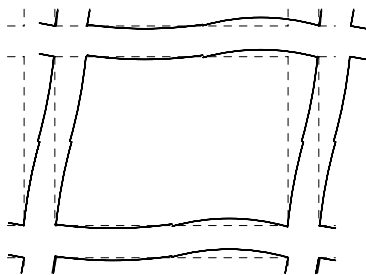
鉄骨柱付きブレース補強が保有水平耐力の向上のみ期待する場合には、原則として既往の実施例や実験例を参考に、鉄骨ブレース材と同断面の鋼材を使用する限り特別な検討は必要ないと思われます。ただし、ブレースの形態が特異である場合などでは、鉄骨柱の変形・応力状態を適切に評価して断面を設計する必要があります。

また、第2種構造要素となる柱の改善を鉄骨柱付きブレース架構に期待する場合には、最低限、既存の柱が負担していた長期軸方向力から当該柱が破壊後の残存軸耐力を差し引いた軸方向力を、鉄骨柱が負担できるように断面を設計する必要があります。

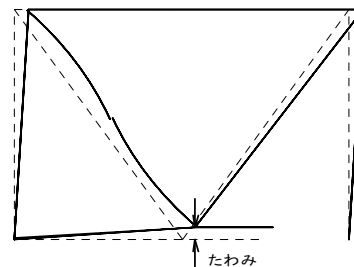
Q51 鉄骨柱付K型ブレース補強で、右図の位置に出入口の開口を設けて、鉄骨下枠を切り欠きプレートで補強を行う場合の留意する点は何ですか。



A51 改修設計指針に記載されている出入口下部の鉄骨柱をつないだ鉄骨ブレースの設計例 (p.213) は、鉄骨ブレースを逆V字型に配置してその中央部に出入口開口を設けるものです。この補強ディテールについては、出入口の開口をもつ柱付き鉄骨耐震補強法の実験的研究「3.4 節の参考文献」がなされており、その補強効果が確認されています。



既存鉄筋コンクリートフレームの変形



鉄骨柱付ブレースの変形

質問のような位置に出入口の開口を設けて鉄骨下枠を切断する場合には、上図のように既存鉄筋コンクリートフレーム、鉄骨柱付きブレースが変形することが考えられ、その補強効果、設計手法が確立されていないのが現状です。したがって、このようなディテールを採用する場合には実験などによりその破壊性状を確認した上で、詳細な検討を行う必要があります。

Q52 改修設計指針 p. 111 の「(7) 開口補強筋の設計」において、終局耐力を設計用せん断力としていますが、講義の中でも述べられていた通り、(社)日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による許容応力度設計よりもほとんどの場合、補強量が多くなると考えられます。開口補強筋として納まらない程過大な補強になることもあると思いますが、その考え方と「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解

説」による許容応力度設計との関係についてお教え下さい。

A52 許容応力度設計での開口補強筋設計用せん断力は、(社)日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—」では次のように記述されております。

開口補強筋の設計用せん断力は耐震壁の設計用水平せん断力をとるが、その値が Q_1 を超過する場合は、 Q_1 または $\gamma \times Q_w$ のうち、大きい値をとるものとする。

$$\text{ここで、} Q_1 = \gamma \times t \times \ell \times f_s$$

$$Q_w = P_s \times t \times \ell' \times f_t$$

γ : 開口に対する低減率

P_s : 壁板のせん断補強筋比

ℓ : 付帯柱芯々間長さ

ℓ' : 壁板の内り長さ

f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

つまり許容応力度設計でも、壁板に大きなひび割れを生じるような設計用水平せん断力となる場合には、壁板の負担できるせん断力（すなわち開口補強筋の設計用せん断力）は、壁板のせん断補強筋が負担できる水平せん断力に主として支配されるとしています。

耐震補強壁の開口部設計用せん断力は、壁のメカニズム時耐力を採用することになるわけですが、改修設計指針 p.102 の(3.1.5-4)式で許容応力度設計と同様に壁板のせん断補強筋が負担できる水平せん断力によって耐力が限界づけられていますので、同形状、同配筋の壁では許容応力度設計と大きな違いはないと考えられます。

一般に耐震補強壁は耐力を大きく設計されることから開口補強が多くなるようです。そのような場合には、開口補強筋の設計、施工が無理にならないように、補強箇所を増やすなどの配慮が必要です。

文部科学省の「学校施設の耐震補強マニュアル RC造校舎編」では、開口部廻りに柱型、梁型を付ける方法が提案されており、開口補強筋の設計が難しい場合には効果的であると考えられ、また、開口付耐震壁もしくは、そで壁付柱の和として計算した耐力はいずれの場合もほぼ同じになるようです。

Q53 改修設計指針の p. 166 において、炭素繊維シートのせん断設計用引張強度 σ_{fd} は、 $\sigma_{fd} = \min(E_{fd} \cdot \epsilon_{fd}$ 、 $(2/3) \sigma_f$) としていますが、アラミド繊維には適用できないのでしょうか。

A53 (財)日本建築防災協会編「連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針 (1999年版)」では、アラミド繊維にも適用しています。そして、両繊維シートともに同じ評価式が使えるようにせん断設計用引張強度 σ_{fd} を定めています。改修設計指針では、炭素繊維シートのみ記されていますが、アラミド繊維を適用する場合は、前述の「連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針 (1999年版)」によって設計施工を行って下さい。

Q54 改修設計指針 p. 105 において、一体打ちに対する増設壁のせん断耐力低減係数は、5 da と 8 da で数値が決定されています。p. 268 では、接着系アンカーは 7 da 以上となっています。また、p. 286 付表 1.7 も 7 da 以上となっていますが、8 da が正しいのでしょうか。

A54 p.105、p.286 にある 5 da や 8 da は、埋め込み長さ (深さ) であり、p.268、p.286 の 4 da や 7 da は、有効埋め込み長さ (深さ) です。一般に、有効埋め込み長さ (深さ) = 埋め込み長さ (深さ) - da

という関係があります。施工上の埋め込み長さ（深さ）と計算に用いる有効埋め込み長さ（深さ）を使い分けたためにこのような記述となっています

Q55 改修設計指針の $wQ'su$ 算出式 (3.1.5-4) 式 (p.102) において、あと施工アンカーの引張耐力を考慮する必要はないのですか。

A55 (3.1.5-4) 式において、あと施工アンカーの引張耐力を考慮するという事は、式中の $P_w \cdot w \sigma_y$ にあと施工アンカーの引張耐力から決まる値を入れる事を質問者は考えていると思います。

(3.1.5-4) 式は、壁板そのもののせん断耐力式です。周辺接合部が破壊するときは想定していません。また、例えば梁下の接合部がせん断破壊しなければ、柱際の接合部が引張破壊には至らないと考えています。そのため、(3.1.5-4) 式にはあと施工アンカーの引張耐力を考慮する必要はありません。周辺接合部が破壊する場合には、別途 (3.1.5-3) 式の Q_j で検討しています

Q56 改修設計指針 p.217 で、下枠の接着系アンカーを 3-16φ@180 でと書いてありますが、接着系アンカーの耐力は、コーン状破壊面がお互いに重なる場合、低減しなくてよいのですか。

また、梁幅が 400 程度に鉄骨造枠が 300 しかないので、スタッドが 3 列施工できるとは思われません。スタッドのコア耐力からすれば、19φが望ましいのではないですか。

A56 下枠の接着系アンカーを 3-16φ@180 と指摘のようですが、3-16φはスタッドであって、接着系アンカーではありません。接着系アンカーは 19φ@180 ダブルです。接着系アンカーの耐力は、コーン状破壊面がお互いに重なる場合は、低減すべきとの指摘ですが、指摘の件は引張時のことを想定しているのではないかと考えられます。せん断設計の場合には構造規定に示されているアンカーピッチを守ってもらえれば耐力低減をする必要はありません。

スタッドをフランジ巾 300 に 3 本は無理ではないかという指摘ですが、千鳥配置にしていまので十分施工可能だと考えております。また、スタッドを 19φにすべきだとの指摘ですが、設計上 19φでもよければ、使用可能だと考えています。

Q57 増打ち壁の接合部の設計では、どのような点に留意して接合筋を設計すればよいのですか。

A57 増設耐震壁による補強方法として、既存フレーム内に新たに耐震壁を増設する方法のほか、質問のように既存の耐震壁を増打ちする方法と、既存の壁の開口部を閉塞する方法が考えられます。

質問の、壁増打ちによる場合には、既存耐震壁と増し打ち部が一体となって挙動するよう、両者の接合部にあと施工アンカー等によるシアコッターを設置すること、また、施工性に配慮すると増打ち壁厚は最低でも 12cm、できれば 15cm 程度が望ましいこと等の注意点を、p.97 の「(C) 留意事項」で解説しています。質問は、本文では特に記述していない増打ち壁と既存フレームとの接合部の設計に関してですが、この場合には増打ち壁部分の耐力をどのように設定するのがポイントで、増打ち後も既存耐震壁部分と増打ち部分が一体で挙動するよう設計することが肝要です。強度型の補強で、 $F=1.0$ のせん断破壊型の既存壁を $F=1$ のまま、せん断耐力を増加させる場合を考えると、既存部壁板のせん断耐力を壁板断面積で割った平均せん断応力度を、増打ち部分でも維持することとして所要の壁厚を求め、必要なせん断補強量を計算して、あと施工アンカーの設計を行えば良いでしょう。また、あと施工アンカーは既存柱、梁の全周に配置すべきです。

Q58 柱際にドア開口が付く増設耐震壁の設計上の留意点を教えてください。

A58 増設耐震壁のせん断耐力は、改修設計指針 p.89 解図 3.1.2-2 のような力の流れが想定され、せん断耐力は、一体打ち耐震壁とみなしたせん断強度と、壁板のせん断強度に付帯柱のせん断強度を合算した値、および接合筋によるせん断強度に加力側柱のパンチング強度ともう一方の柱のせん断強度を加えた (1) 式値のうち、最も小さな値をとるとしています。ところが、開口が柱際によっている場合には、下図の b) に示されているとおり、開口側の柱のパンチング強度が発揮されないと考えられ、(1) 式の代わりに下記 (2) 式を用い、耐力機構に即してせん断耐力を評価する必要があります。

$$s Q_w = Q_j + p Q_c + \alpha \cdot Q_c \quad (1) \text{式}$$

$$s Q_w = Q_j + \alpha_1 \cdot Q_{c_1} + \alpha_2 \cdot Q_{c_2} \quad (2) \text{式}$$

下記以外の記号は、改修設計指針本文 3.1.5 による。

Q_{c_1} 、 Q_{c_2} : 左右の柱それぞれの保有耐力

α_1 、 α_2 : 左右の柱それぞれの変形係数を考慮した低減係数。精算しない場合は以下としても良い。

1.0 - せん断破壊の場合

0.7 - 曲げ破壊の場合

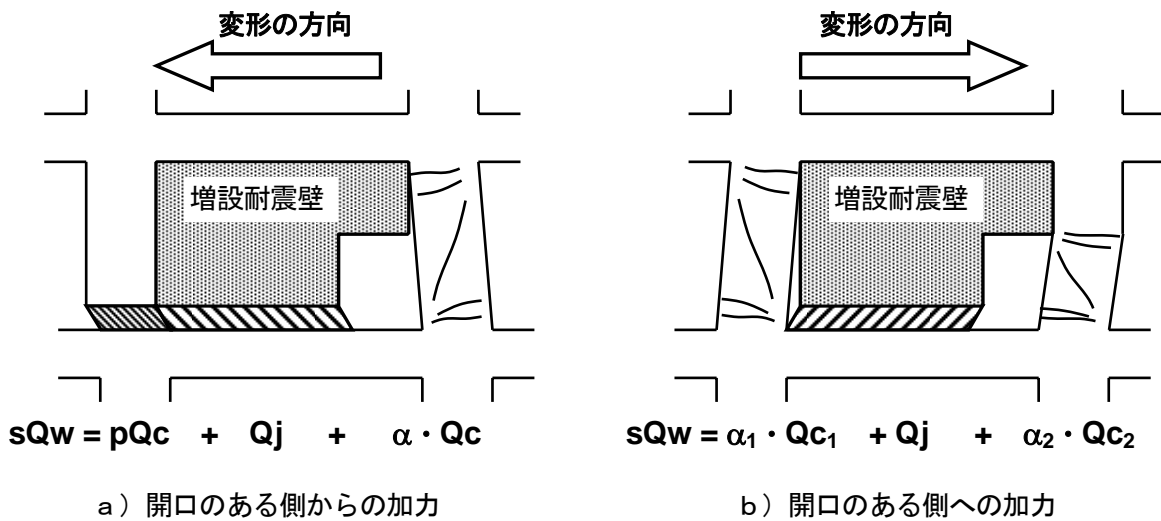


図 柱際にドア開口のある増設耐震壁の破壊メカニズム例

Q59 鋼板巻き立てによる柱補強の場合、柱頭、柱脚にスリットを設けるのですか。

A59 補強目的が変形能力の向上か、軸耐力の増大かによって、対応が異なります。

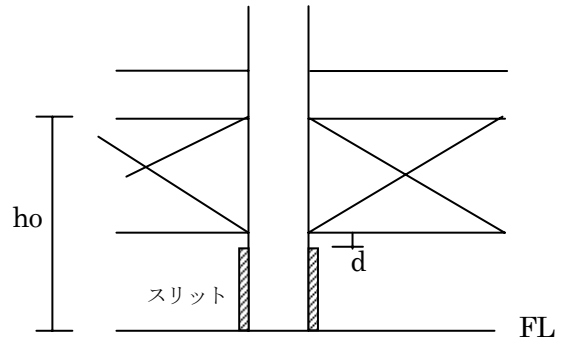
変形能力の向上を図る場合には、曲げ耐力が上昇しないように柱頭、柱脚に 30mm 程度のスリットを設ける必要があります。柱脚部のスリットは地震時の繰返し応力により、充填モルタルが剥落する恐れがありますので充填モルタルの剥落防止の処置を講じる必要があります。この方法については、本改修設計指針 p.161 に例が示されていますので参考にして下さい。

軸耐力の増大を図る場合には、補強鋼板による拘束効果を期待していますので、変形能力の向上を期待せず、曲げ強度が向上しても良い場合には柱脚部にスリットを設けずに施工しても良いでしょう。

Q60 耐震スリットについて (1)

壁脚にスリットを設ける場合、上端を10cm程度残して良いでしょうか。

A60 残した上端のコンクリートが柱の変形を拘束し、柱の内り高さを高くすることによって変形性能を向上させるというスリットの目的が、十分に達せられない恐れがあります。原則的には切断する必要がありますが、既存建具を残して施工しようとする場合など実際には上端を一部残すことがあります。この場合残した上端部分の圧縮耐力が、内り高さを h_o にした時のせん断耐力および曲げ強度時せん断力より小さくなるように残存高さを決める必要があります。



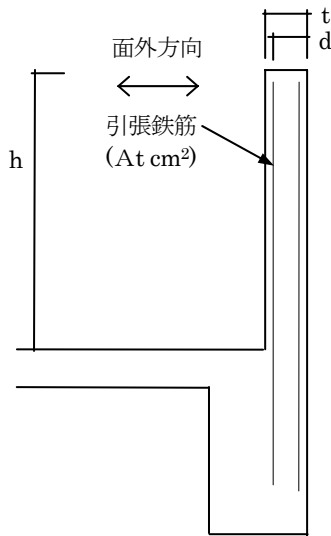
$$cQ_u > d \cdot t \cdot \sigma_B$$

d : 残存高さ
 t : 腰壁厚
 σ_B : コンクリート強度

Q61 耐震スリットについて (2)

改修設計指針 p.173 の「(3)構造詳細」では、「完全スリットの場合、壁の鉄筋を切断する」としていますが、腰壁の場合、面外方向の安全性に問題があるのではないのでしょうか。

A61



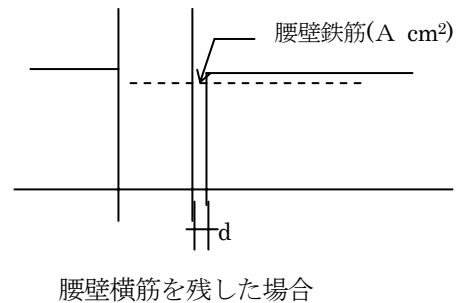
$$M = (1/2)Wh^2$$

$$M_u = A_t \cdot \sigma_y \cdot j$$

$$M < M_u$$

W : 腰壁重量

j : $(7/8)d$



腰壁の横筋を切断した場合、腰壁は下部で床スラブに取りつく一辺固定の状態となり、面外方向の検討が必要となります。面外方向の検討方法としては腰壁の縦筋を引張鉄筋として曲げ耐力を算出し、腰壁根元の想定する外力による面外曲げモーメントを上回っていることを確認するとよいでしょう。不足する場合にはせん断型部分スリットとするかまたは壁の横筋を残すなどの対応が必要となります。部分スリットとした場合には、残す壁厚さを元の壁厚さの1/2かつ5cm以下とし、内り高さをスリット高の1/2程度までとして、柱の曲げ耐力を算出します。壁の横筋を残す場合は9φ、D10程度の鉄筋を一部残すに留め、周囲のコンクリートをはつり落として鉄筋を完全に露出させて、防錆剤を塗布して処理します。

Q62 RC巻き立て、鋼板巻き立て、炭素繊維巻き付けなどの補強を行った柱の靱性指標を評価する場合に、帯筋間隔が100mm以下の場合として検討してよろしいでしょうか。

A62 柱の補強としてRC巻き立て、鋼板巻き立て、炭素繊維巻き付けを行った場合、せん断補強筋比が0.2%を上回り、拘束効果も向上しています。したがって、柱の終局変形を検討する時には帯筋間隔が100mm以下として良いでしょう。

Q63 割裂防止筋を設計する上で留意することは何ですか。

A63 増設壁、鉄骨系架構補強における間接接合部の割裂防止筋としてスパイラル筋、フープ筋、はしご筋、溶接金網などが挙げられますが、一般には閉鎖型のスパイラル筋が拘束効果が高く、施工性が良いことから多く採用されています。割裂防止筋についての構造詳細は増設壁補強の場合 pp.97～99 に、鉄骨系架構補強の場合 pp.202～203 に示されていますので参照して下さい。

その他に留意する点を下記に挙げます。

- ① 耐久性上の点から、基規準に規定されたかぶり厚さを確保する。
- ② あと施工アンカーとスタッド、又はあと施工アンカーと壁筋をできるだけ大きく包含するように設置する。この時既存の柱、梁に接してもよい。
- ③ 梁へのあと施工アンカー部と柱へのあと施工アンカー部に各々入れる割裂防止筋はコーナー部で、緑が切れないように重ねる。
- ④ 割裂防止筋の最小補強筋比 P_s は次の通りとし、この規定以上となるようにピッチを決める。
増設壁 — 壁筋比程度以上
鉄骨系架構 — 0.4%以上
- ⑤ 継手は重ね継手として継手長さを40d以上確保する。したがって、スパイラル筋の場合2巻以上必要となる。

Q64 「付6 財団法人日本建築防災協会が評価された補強技術リスト」に示されている評価技術は、工法すべてが評価されているのですか。また、工法を採用する場合はどのような条件があるのでしょうか。

A64 補強技術リストに示されている評価技術は、それぞれ、構造、部材、材料、設計施工体制等の評価範囲が限定されています。これらの工法を採用する場合には、その適用範囲等を確認の上、検討して下さい。

Q65 第2種構造要素の判定

周辺部材への伝達を検討する場合、適用の手引きに記載されているような片持梁状態以外の梁・壁耐力の算定は旧基準の算定式で良いのでしょうか。

A65 標準的な梁や壁の算定式は旧基準と変わっていませんが、そで壁付梁については、新しい算定式が提案されていますのでそれらを使う必要があります。

Q66 改修設計指針 p.45 で「既存コンクリートの表面は、適切に目荒しまたは研りを行う」と書かれていますが、適用の手引 p.188、p.197 の写真を見る限りでは、部分的な研りと思われれます。全面に古いコンクリート表面を研った方がよいのではないのでしょうか。

A66 補強増設壁を設ける場合、既設コンクリート躯体と新たに設ける補強部材との既存面で力の伝達が円滑に行われなければ想定した補強効果が得られません。特に接合部に用いるあと施工アンカーはせん断耐力に対して設計されますから、既存コンクリートの表面処理およびはつりは接合部分全面に行うことが必要です。既存耐震壁の増打ちによる補強の場合、既存耐震壁と一体として挙動させることを考えれば既存柱および梁に全周あと施工アンカーで接合することに加えて、さらに既存壁面と密着させる必要があります。建築改修工事監理指針（建設省大臣官房営繕部監修 平成10年版）では、表面処理を行った後、既存壁面の1/3程度を目荒らしすることが記載されています。質問の写真では@200~300の部分的な研りですが、D13@600程度のシアコネクターを設けるので、増打壁と既存壁の一体性と剥離による耐力低下を防ぐ補強となっています。

Q67 学校建物等でX方向の補強について、鉄骨ブレースを北側構面のみ配置する場合、どのような検討が必要でしょうか。

A67 鉄骨ブレースが北側構面に偏って設けられた場合でも、改修設計指針に示されている等価剛性RC置換を行い偏心率の算定を行う必要があります。鉄骨ブレースが北側構面に偏心配置されて、南側構面に補強が行われない場合、南側構面にねじれ応答が生じるため変形が増大する可能性があります。特に、柱の靱性改善が行われていない場合には、柱の変形限界を超えた部材からせん断破壊を起し大きな被害が生じることも想定されますので、偏心率の検討は必ず行ってください。また、ねじれの影響は梁間方向にも及びますので、両妻側に壁が存在しているかなど確認する必要もあります。

Q68 第2種構造要素の検討で、直交壁がある場合は省略していますが、そで壁の場合、どのような点に留意して検討すればよいですか。

A68 直交壁やそで壁がついた場合の第2種構造要素の検討については、診断基準 p.88 の「(d)軸耐力の算定」で、壁板の負担可能な平均軸応力度の目安が記述されています。それを参考に壁の軸力負担を考慮して柱の負担軸力を評価し、作用軸力との比較を検討すればよいと思います。

Q69 適用の手引の例題 (p. 29) では、腰壁、たれ壁付梁のせん断耐力を上下引張時の値を平均していますが、1つの部材には、1つのせん断力という意味で、その値を平均値としているのですか。

A69 本来、腰壁・たれ壁付梁のせん断耐力は、指摘の通り上下引張時に異なった値となり、それぞれの値を採用することが望ましいのですが、今回、新基準による計算の過程（特に、靱性指標、強度寄与係数の計算過程）を示すことを目的として作成した例題のため、部材の終局強度等は簡略化し便宜上、平均値を用いて計算しています。

Q70 適用の手引き (p. 43) の梁支配型柱の場合で、 $1.0 < F_1 < 1.27$ の時、対応する R_1 は $F = F_1$ 値（層の終局限界の要因となった柱の）より 3.2.3(14)式又は 3.2.3(15)式より R_{su} 又は R_{mu} を求めその値を R_1 としている背景を説明してください。

A70 このケースは柱頭または柱脚で柱の曲げ降伏またはせん断破壊が発生する場合で、梁のみが曲げ降伏またはせん断破壊する場合を標準的な梁支配型柱とすれば、やや特殊なケースになります。梁の靱性指標は

少なくとも 1.5 ですから、梁支配型柱の靱性指標が 1.0~1.27 になるためには、柱の靱性指標は最大でも 1.27 のはずです。したがって、柱の影響を強く受ける場合と判断してよさそうであり、柱の靱性指標を算定する式、(14)式、(15)式を逆算して用いても問題ないと判断されます。

Q71 適用の手引 (p. 70) 文中の「F 値のグループを 13 グループとしている」の 13 グループの分類をお教えください。

A71 本例題の 13 グループの分類は、1.27 以下のせん断部材および曲げ部材については、0.8、1.0、1.1、1.2、1.27 の 5 グループに分類し、1.27 以上の曲げ部材については、ほぼ $\sqrt{1.27}$ の等比数列となるように分類しています。したがって、本例の 13 グループは下記のように分類しています。

(13 グループへの分類)

0.80, 1.00, 1.10, 1.20, 1.27, 1.40, 1.60, 1.80, 2.00, 2.30, 2.60, 2.90, 3.20