

第 2 部

「設計補助資料」

資料 1 耐震壁のひび割れ誘発目地が剛性および耐力に与える影響

【資料の趣旨】

RC 造耐震壁を外壁や壁長さの長い内壁に配置する場合には、ひび割れ対策として誘発目地を設けることが多い。ここでは、耐震壁に設置するひび割れ誘発目地が、耐震壁のせん断剛性およびせん断耐力に対する影響について解説する。

【解説】

1. ひび割れ誘発目地の深さの適用範囲について

本解説で述べる RC 造耐震壁のひび割れ誘発目地深さの適用範囲は以下とする。

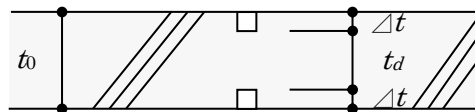
鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説¹⁾に記述されているように、一般的には、ひび割れ誘発目地へのひび割れの集中率は、壁厚欠損率を 1/5 以上（断面欠損率 20%以上）とし、目地間隔を 3m 以下とすることで高くなることが示されている。しかし、目地深さが深くなればなるほど耐震壁のコンクリート部分が少なくなるため、实例の多いと思われる 150 ～ 180mm の耐震壁に 20mm の深さの目地が両側にある場合を想定し $20 \times 2 / (150 \sim 180) = 1 / 3.75 \sim 1 / 4.5$ の断面欠損を考慮し、目地深さ適用範囲を壁厚の 1/5 ～ 1/4 の範囲に限定する。

2. 問題の要点

ひび割れ誘発目地を設置する RC 造耐震壁については、構造設計を行う際に設計者判断により主に以下の 2 種類の対応がとられている。

- ① 目地部を断面欠損と考えて、目地部の欠損厚さを耐震壁側面に増し打ちをする。
- ② 配筋方法を工夫し、目地部のかぶり厚さを確保して増し打ちをしない。

上記のどちらにおいても、耐震壁をモデル化する場合、図-1 に示すように、目地を含んだ厚さ t_0 と目地を含まない厚さ t_d の 2 種類が耐震壁の厚さが考えられる。設計者は、 t_0 または t_d のどちらかの厚さを壁厚として入力し、応力解析および構造計算をおこなうことになるが、各々のモデル化については次ページ以降に示す点を配慮する必要がある。



- t_0 : 耐震壁の外表面～外表面厚さ（増し打ちした場合も含む）
 t_d : ひび割れ誘発目地を含まない耐震壁の厚さ
 Δt : ひび割れ誘発目地の厚さ

図-1 耐震壁部位と記号の概要

3. RC 耐震壁におけるひび割れ誘発目地の剛性および耐力に与える影響について

3.1 せん断剛性

RC 耐震壁のせん断剛性については、以下の【検討例】に示すように、ひび割れ誘発目地を設けても初期剛性は目地を設けない耐震壁とほとんど変わらない。したがって、せん断剛性算出に用いる壁厚

さは t_0 とすることが望ましい。

耐震壁厚さのモデル化を t_d とした場合は、目地厚さ Δt 部分の打増し重量の増加、せん断剛性増加による剛性率、偏心率、フレームと耐震壁の分担率への影響などに配慮する必要がある。

【検討例】

検討モデルは、図-2 および 3 に示すスパン 6m、両側柱 700mm×700mm、大梁 500mm×700mm、壁板厚 200mm、ひび割れ誘発目地大きさは両側共に 20×20mm を共通して用いる。設計基準強度は F_c36 とする。以下、MIDAS による FEM 弾性解析により検討する。

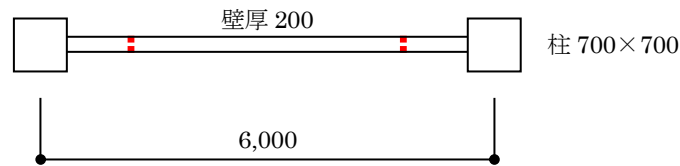


図-2 平面図

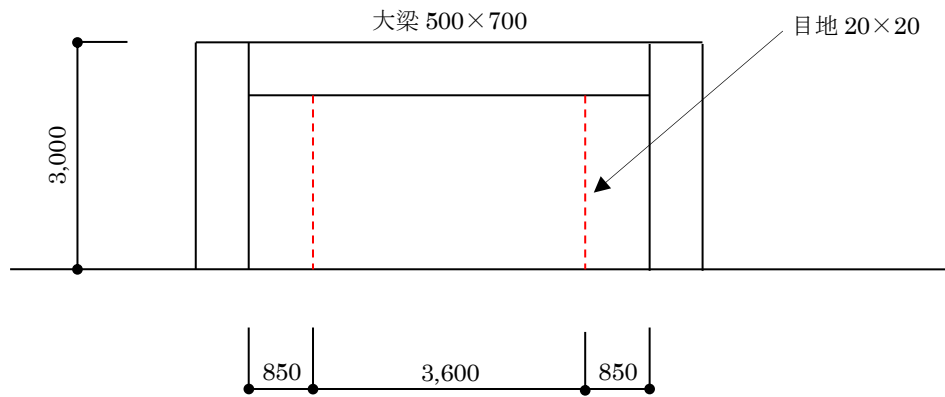
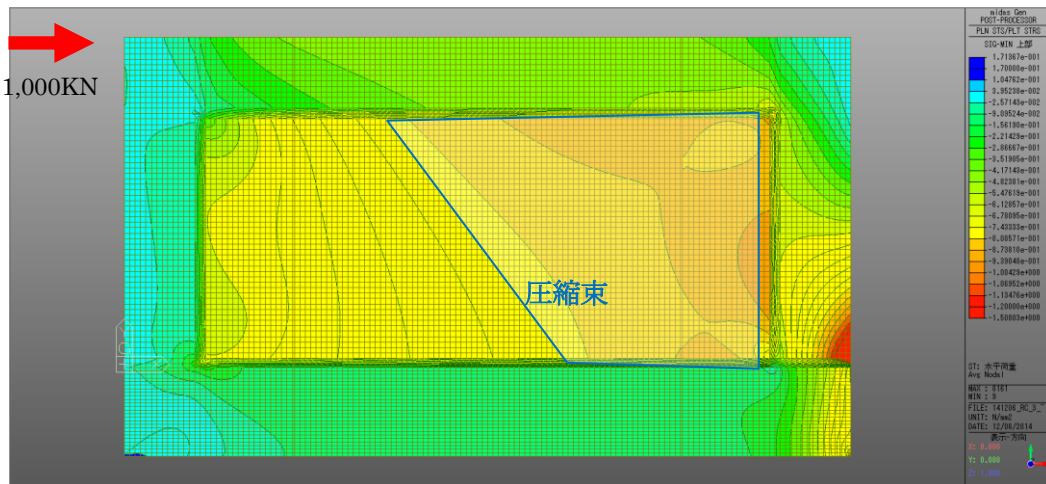


図-3 立面図

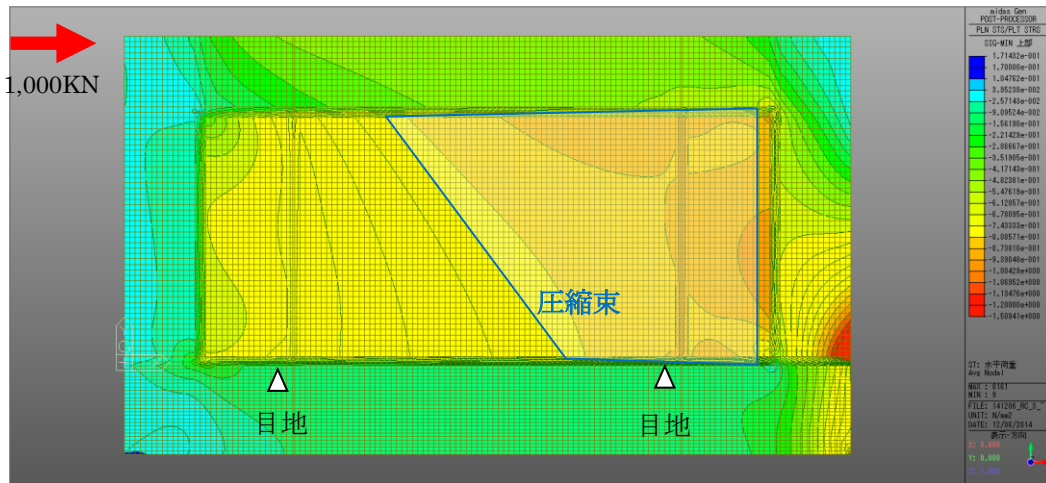
解析結果として、「耐震壁にひび割れ誘発目地が無い場合」と「耐震壁にひび割れ誘発目地を設置した場合」の主応力度分布図を図-4に、「目地欠損分を耐震壁に増し打ちした場合」の主応力度分布図を図-5に示す。荷重は上部を剛床とみなして、載荷方向への変形は同一とし、単位荷重として1,000kNを最上部に作用させている。柱脚および壁板下部には、850×1,600の基礎梁を設置した。解析におけるモデル化は、柱・大梁・壁要素ともに全て板要素を用いており、基礎梁下面の境界条件は全て固定としている。

図-4の解析結果は単層のせん断載荷試験を模擬しているため、目地がある場合、ない場合ともに圧縮束は約45度方向に現れているが、主応力度分布および大きさに差はほとんどなく、目地の有無の影響は小さいことがわかる。ただし、目地部分は断面が欠損しているために応力度が大きくなり、柱際の最大主応力度(図-4の壁板の右端部)と同程度となっていることがわかる。本解析は弾性解析であり、図に示している K は初期剛性であるが、目地の有無による剛性低下は約0.1%となり、十分小さいと考えることができる。

図-5により、ひび割れ誘発目地の欠損分厚さを増し打ちした場合の主応力度は図-4と比較して明らかに小さくなっており、耐震壁の耐力が増加しせん断剛性も約12%程度増加している。

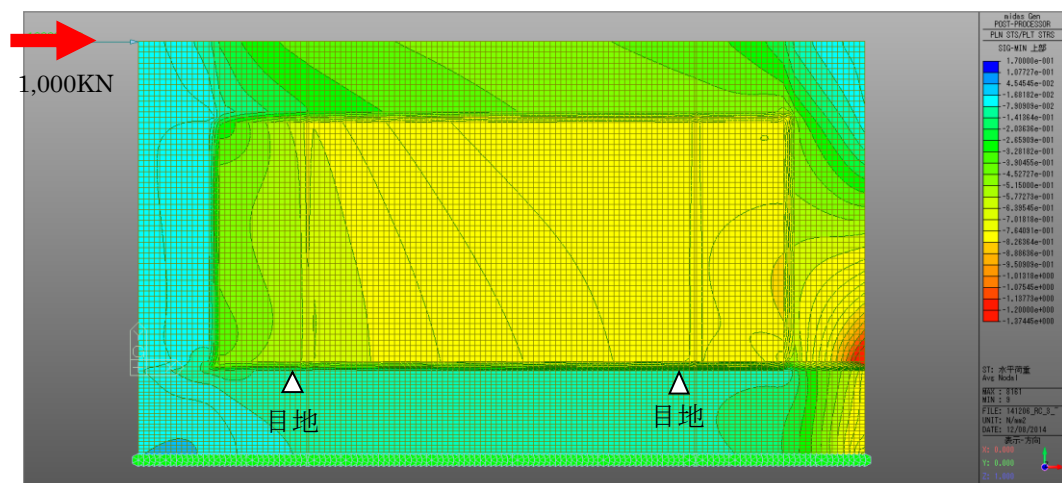


ひび割れ誘発目地が無い場合(壁厚 $t_0=200\text{mm}$)、 $K=4,291\text{kN/mm}$



ひび割れ誘発目地を設置した場合(壁厚 $t_0=200\text{mm}$, $t_d=160\text{mm}$)、 $K=4,287\text{kN/mm}$

図-4 主応力度 (圧縮側) コンター図



目地欠損分を側面打増した場合(壁厚 $t_0=240\text{mm}$, $t_d=200\text{mm}$)、 $K=4,819\text{kN/mm}$

図-5 主応力度 (圧縮側) コンター図

3.2 せん断耐力について

RC 耐震壁の耐力については、耐力上は安全側の判断として、ひび割れ誘発目地部を断面欠損と考え、せん断耐力の算出に用いる壁厚さは t_d とすることが望ましい。

耐震壁厚さのモデル化を t_0 とした場合には、長期設計や 1 次設計時では、許容せん断耐力が鉄筋断面ではなくコンクリート断面で決定する場合、例えば目地厚さ合計が壁厚さの $1/5$ のときには適切な安全率 (80%) を考慮して検定を行なえば良い。2 次設計時の保有水平耐力を算出する際には、耐震壁がせん断破壊型の場合はせん断耐力の低減を考慮する、また、曲げ破壊型の場合はせん断耐力を低減し曲げ破壊が先行することを保証する設計等が必要である。

一方、耐震壁のせん断耐力については、参考文献 2) ~ 4) などのように、ひび割れ誘発目地による低下がほとんどないという実験報告もある。参考文献 2) ~ 4) やその他の既往実験などの結果を基に壁厚に対する目地深さ、壁配筋、目地位置、壁板を拘束する周辺フレーム等の試験体形状が設計する建物に対して安全側の評価となる場合には、耐震壁厚さを t_0 でモデル化し、せん断耐力も t_0 として算出することも考えられる。その際には、実験結果を基に設計者としての考え方を設計方針などに必ず明記し、必要保有水平耐力に対して保有水平耐力の余力を十分持たせるなどの配慮をおこなうことが望ましい。

せん断耐力上安全側となるよう壁厚さを t_d としてモデル化した場合でも、上述の参考文献 2) ~ 4) などが示すように、ひび割れ誘発目地による耐力低下がほとんどない場合があり、耐震壁のせん断耐力は終局メカニズムおよび耐震壁の水平力分担率による D_s の設定などに影響を与えることから、耐震壁のせん断耐力が増加し耐震壁の分担せん断力が大きくなったとしても、

- ・ D_s 値や終局メカニズムなどに変化がないこと
- ・ 耐震壁下部の柱や境界梁が危険側にならないこと

の確認が必要である。

4. まとめ

ひび割れ誘発目地を設置する RC 造耐震壁については、耐震壁厚さのモデル化によるせん断剛性およびせん断耐力の算定に関する考え方を、構造設計者が設計方針に明確に意思表示することが最も重要である。なお、本解説の考え方の耐震壁に用いる目地深さは、ひび割れ誘発目地を設ける本来の効果を損なわないよう壁厚さの $1/5 \sim 1/4$ の範囲としていることに留意されたい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針 (案) 同解説 2006.2
- 2) 森 浩二ほか：鉄筋コンクリート造耐力壁のひび割れ制御工法の開発 その 3 ひび割れ誘発材を有する耐力壁の加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 2009.8
- 3) 山本淳也ほか：RC 耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究 (その 1 実験概要) 2010.7
- 4) 石川俊介ほか：RC 耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究 (その 2 実験結果と考察) 2010.7

資料 2 下層階に高い剛性を有する建物の F_s 値の評価

【資料の趣旨】

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 7 に規定される F_s 値は、剛性率が 0.6 を下回る層の必要保有水平耐力に対する割増係数であり、相対的な剛性が低くなるピロティ架構のような一部の層に損傷が集中することを防止するための指標である。一方、斜面地に建つ部分地下を有する建築物など下層階に多くの耐力壁が配置される計画では、耐力壁の剛性が相加平均に及ぼす影響が大きく、相対的な剛性が低くなる上層全体に F_s 値による割増しが必要となる。しかし、このことが設計上妥当であるかについて明確な根拠がないのが現状である¹⁾。ここでは、純ラーメン架構の下層階に耐力壁を配置し、剛性を変化させたモデルの地震応答解析結果を紹介し、下層階に高い剛性を有する建築物の F_s 値に対する資料を提示する。

1. 解析条件

1.1 解析モデル

ルート 3 で設計された純ラーメン方向 (X 方向) 5 スパン、耐力壁方向 (Y 方向) 1 スパンの RC 造 10, 15 および 20 層モデルを作成し、これらを標準モデル (−S モデル) とする。図−1 に標準 10 層モデルの基準階伏図および X 方向軸組図を示す。

解析モデルは、標準モデルの下部 1 層および 2 層に亘って耐力壁を配置した壁付モデル (−1A, −1B, −2A, −2B モデル) を作成し、 F_s 値の最大値が 1.1~1.7 となるように壁厚を設定した。下部 2 層に亘って耐力壁を設ける場合は、下部 1 層目および 2 層目の層剛性が等しくなるような壁厚とし、剛性率は次式のように等価剛性率として評価する。

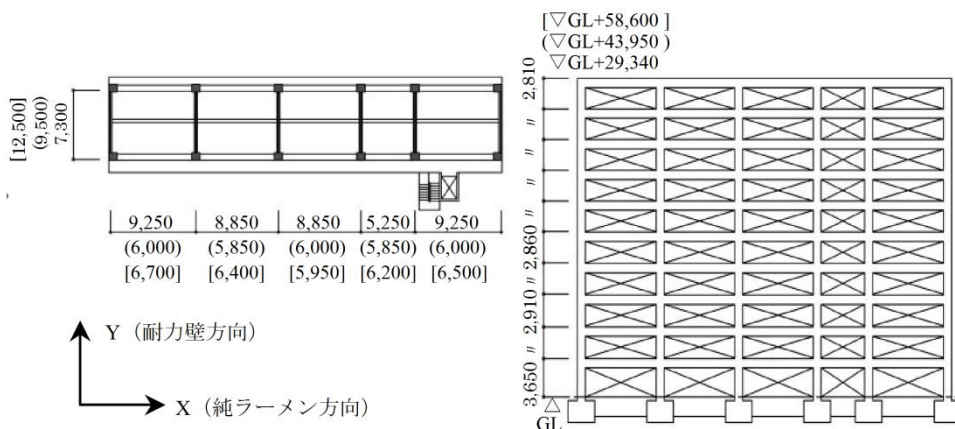
$$eqR_{s1} = \frac{eqr_{s1}}{(eqr_{s1} + rs_3 + \dots + rs_n)/n}$$

$$eqr_{s1} = \frac{h_1 + h_2}{\delta_1 + \delta_2}$$

$\left[\begin{array}{l} rs_i : \text{各階の層間変形角の逆数} \\ n : \text{階数} \\ \delta_i : \text{各階の層間変位} \\ h_i : \text{各階の階高} \end{array} \right]$

さらに、耐力壁を設けた層の剛性増大の極限として、その層を削除し直上階柱脚を固定とした固定モデル (−1F, −2F モデル) を作成した。表−1 に解析モデルおよびその諸元を示す。

作成した各モデルは、多質点系の等価せん断型モデルとして、基礎固定で弾塑性解析を行う。なお、減衰定数は内部粘性減衰 $h=3\%$ の瞬間剛性比例型とし、復元力特性は Degrading-Tri-Linear 型とする。



註：15, 20 層モデルのスパンおよび最高高さをそれぞれ (), [] 内に示す

図−1 標準 10 層モデル基準階伏図および X 方向軸組図

表-1 解析モデルおよびその諸元

モデル名	壁厚(mm)		1次固有周期(sec)	1階剛性率(等価剛性率)	Fs最大値	(凡例) 壁配置
	1層目	2層目				
10層	S10-S	—	—	0.698	1.15	1.00
	S10-1A	250	—	0.652	6.63	1.51
	S10-1B	600	—	0.651	8.08	1.72
	S10-1F	—	—	0.649	10.00	1.00
	S10-2A	120	100	0.606	(4.68)	1.50
	S10-2B	275	250	0.600	(6.29)	1.72
	S10-2F	—	—	0.596	10.00	1.00
15層	S15-S	—	—	0.890	1.57	1.00
	S15-1A	250	—	0.861	6.67	1.20
	S15-1B	600	—	0.859	9.33	1.43
	S15-1F	—	—	0.856	15.00	1.00
	S15-2A	120	100	0.829	(4.40)	1.20
	S15-2B	275	250	0.821	(6.79)	1.47
	S15-2F	—	—	0.814	15.00	1.00
20層	S20-S	—	—	0.940	1.43	1.00
	S20-1A	750	—	0.910	8.30	1.11
	S20-1B	1400	—	0.908	10.62	1.30
	S20-1F	—	—	0.906	20.00	1.00
	S20-2A	350	300	0.884	(5.77)	1.12
	S20-2B	600	550	0.880	(7.52)	1.31
	S20-2F	—	—	0.874	20.00	1.00

壁付モデル (-1A, -1B モデル)

固定モデル (-1F モデル)

壁付モデル (-2A, -2B モデル)

固定モデル (-2F モデル)

註: ■ は耐力壁配置位置を示す

1.2 入力地震動

入力地震動は、平成12年建設省告示第1461号に規定される解放工学的基盤スペクトルに適合する基盤模擬地震動である「極めて稀に発生する地震動のレベル」を採用し、JMA神戸NS位相、乱数位相および八戸EW位相の3波を用いた。なお、表層地盤での入力地震動の作成にあたっては、大阪府堺市某所の動的土質試験結果で得られたG-y曲線を用いて求めた。さらに、従来の設計で標準的に用いられてきたEL CENTRO 1940 NS、TAFT 1952 EWおよびHACHINOHE 1968 NSの3波を最大速度振幅50kineに基準化し、「極めて稀に発生する地震動」として用いた。

表-2に入力地震動の最大加速度振幅および最大速度振幅を示す。

表-2 入力地震動の最大加速度振幅および最大速度

入力地震動波形		最大加速度振幅(gal)	最大速度振幅(kine)
告示波	JMA神戸NS位相	483.6(2.26)	63.39
	乱数位相	430.0(1.84)	52.78
	八戸EW位相	438.6(1.87)	43.59
標準波	EL CENTRO 1940 NS	510.8	50.0
	TAFT 1952 EW	496.6	50.0
	HACHINOHE 1968 NS	327.0	50.0

註: () 内は入力倍率を示す

2. 解析モデルの剛性率およびFs値

図-2に10層モデルの剛性率およびFs値分布を示す。S10-Sモデル、S10-1FおよびS10-2Fにおいて、全階で剛性率が0.6以上であり、各階の層剛性が概ね均等であることがわかる。一方、壁付モデルでは、壁を配置した層の剛性が高くなるにしたがって、上層階全体の剛性率が0.6を下回り、Fs値による必要保有水平耐力の割増しが必要となるが、本検討では当該階に有害な損傷の集中が生じるかどうか確かめることで、Fs値適用の妥当性を検討する。

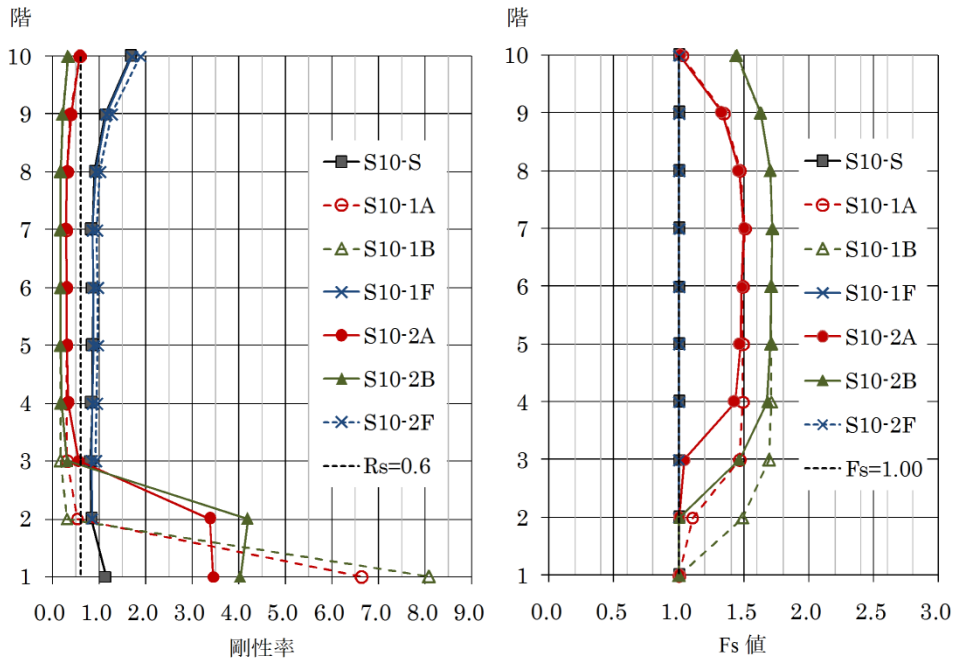


図-2 10層モデルの剛性率および F_s 値分布

3. 解析結果

10層モデルを代表モデルとして、入力地震動 JMA 神戸 NS 位相に対する最大応答層間変形角を図-3に示す。壁付モデルの最大応答層間変形角は、S10-1BおよびS10-2Bの6階でそれぞれ層間変形角 $1/60$ 、 $1/54$ となり、当該階 S10-S の層間変形角 $1/65$ に対して、それぞれ 1.1 倍、1.2 倍の応答値となる。このように標準モデルと比較すると、壁付モデルの応答値は上層階で多少大きくなるが、同時に固定モデルと類似した挙動を示すことがわかる。図-2で確認できるように、固定モデルは全階の層剛性がほぼ均等な純ラーメン架構 ($F_s=1.00$) であるから、壁付モデルに損傷の集中があるとは言い難い。

S10-1F および S10-2F の階毎の応答値をそれぞれ収束値として、S10-S、-1A、-1B モデルおよび S10-S、-2A、-2B モデルの階毎の応答値をこれらにより基準化した層間変形角比と 1 階（等価）剛性率との関係を図-4に示す。なお、S10-1F および S10-2F の 1 階（等価）剛性率は、剛性率の極限值である階数の値とした。図-4 (b) によると、S10-2A の層間変形角比の最大値は 1.03 程度であり、S10-2F とほぼ同程度の層間変形角を示すことがわかる。ここで、収束値に対する層間変形角比の最大値の割合を最大差異率と呼ぶ。このとき、損傷の集中がないことの評価指標として、最大差異率を採用し許容差異率を 5% とした場合、S10-2A の最大差異率は 3% 程度であるから剛性率に起因する損傷の集中はないと判断できる。

表-1に示すすべてのモデルについて、固定モデルに対する最大差異率を算出し、1 階（等価）剛性率との関係を図-5に示す。なお、図-5の左グラフは右グラフのうち、壁付モデルのプロットのみ拡大したものである。モデル毎に最大差異率を与える入力地震動をグラフ内に示し、それらの値を包含するよう回帰曲線を作成した。この回帰曲線と許容差異率 5% との交点で与えられる境界値以上の 1 階（等価）剛性率を有する場合は、固定モデルと同程度の層間変形角応答を示すことから、剛性率に起因する損傷の集中はないと判断できる。

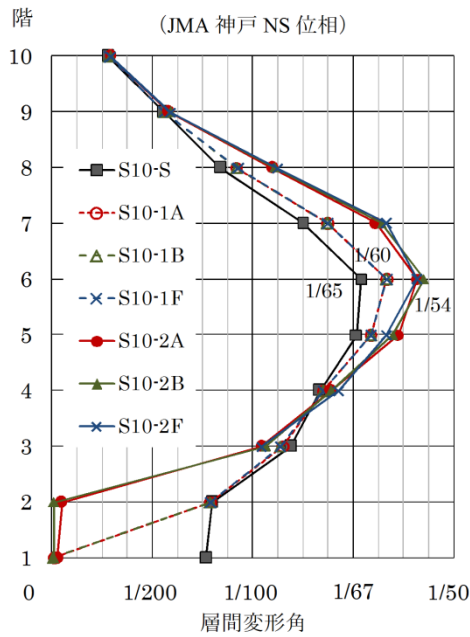
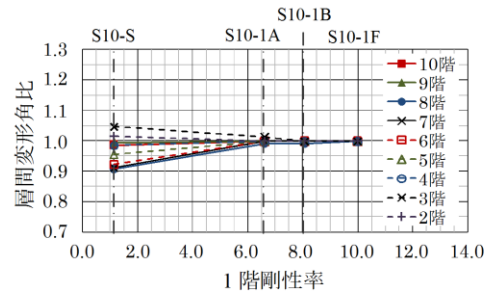
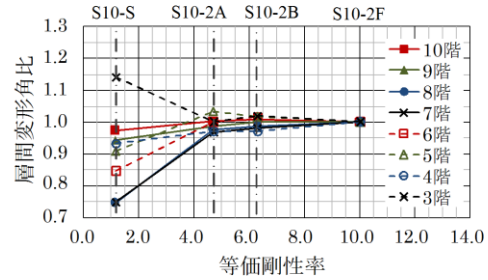


図-3 最大応答層間変形

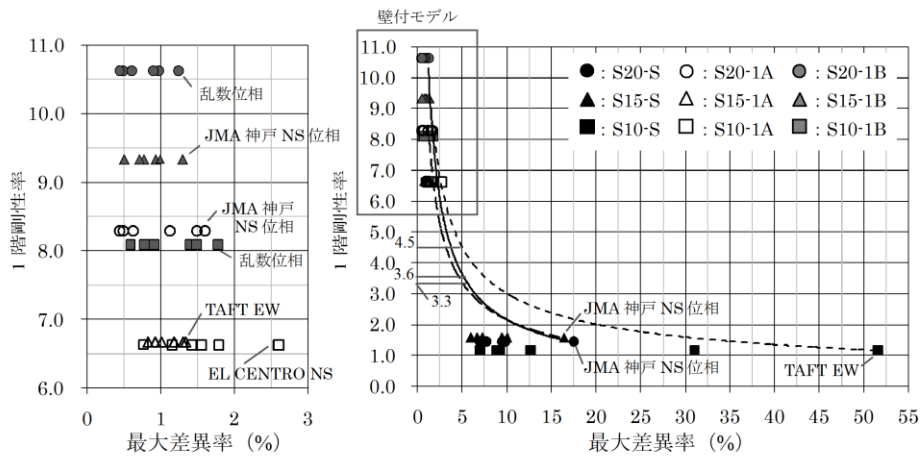


(a) S10-S, -1A, -1B, -1F モデル

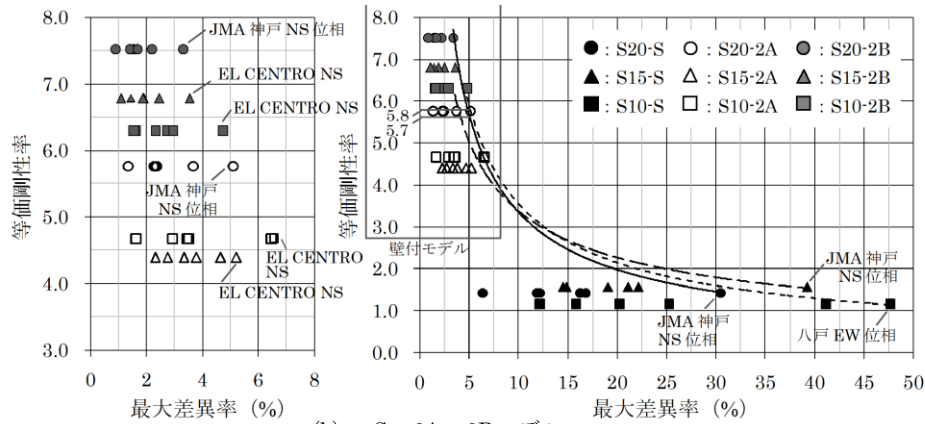


(b) S10-S, -2A, -2B, -2F モデル

図-4 層間変形角比-1階(等価)剛性率関係



(a) -S, -1A, -1B モデル



(b) -S, -2A, -2B モデル

図-5 最大差異率-1階(等価)剛性

4. まとめ

固定モデルの応答値との差異率を評価指標とし、許容差異率を 5%とした場合、1 階剛性率および等価剛性率がある一定以上の剛性率（解析モデルではそれぞれ、10 層で 4.5, 5.8, 15 層で 3.3, 5.0, また 20 層で 3.6, 5.7）を有すれば剛性率に起因する損傷の集中は小さく、 F_s 値による必要保有水平耐力の割増しは不要であると判断できる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書， p.351

資料 3 基礎梁にヒンジが生じる架構の保有水平耐力に及ぼす杭頭曲げモーメントの影響

【資料の趣旨】

建物の設計で上部構造と下部構造を分割したモデルが採用されている。本来は杭頭曲げモーメント等の基礎に作用する応力は上下架構の剛性、耐力等の影響をうけて上部架構へ伝達されるものである。一次設計の地震時には杭頭曲げモーメント等基礎に作用する応力を考慮している。一方、転倒モーメントによる浮き上がり等が生じる場合を除き、上部構造の耐震設計ルート（二次設計）に相当するような区分は地下部分にはなく、地上部分について保有水平耐力を確認する場合にも対応する基礎の設計は要求されていない（2020年技術基準 p.434）。

上部・下部分割モデルは上部構造および基礎構造からの応力を負担することができる剛強な基礎梁の存在を前提条件としているが、上部構造の終局時に基礎梁にヒンジが発生することを許容する事例がみられる。そこで上部・下部分割モデルに対して、基礎梁にヒンジが生じる架構に対する杭頭曲げモーメントによる影響について簡略モデルを用いて解説する。

【解説】

1. 上部・下部分割モデルによる1次設計時の杭～地中梁の計算

上部・下部分割モデルの計算概要を図-1に示す。

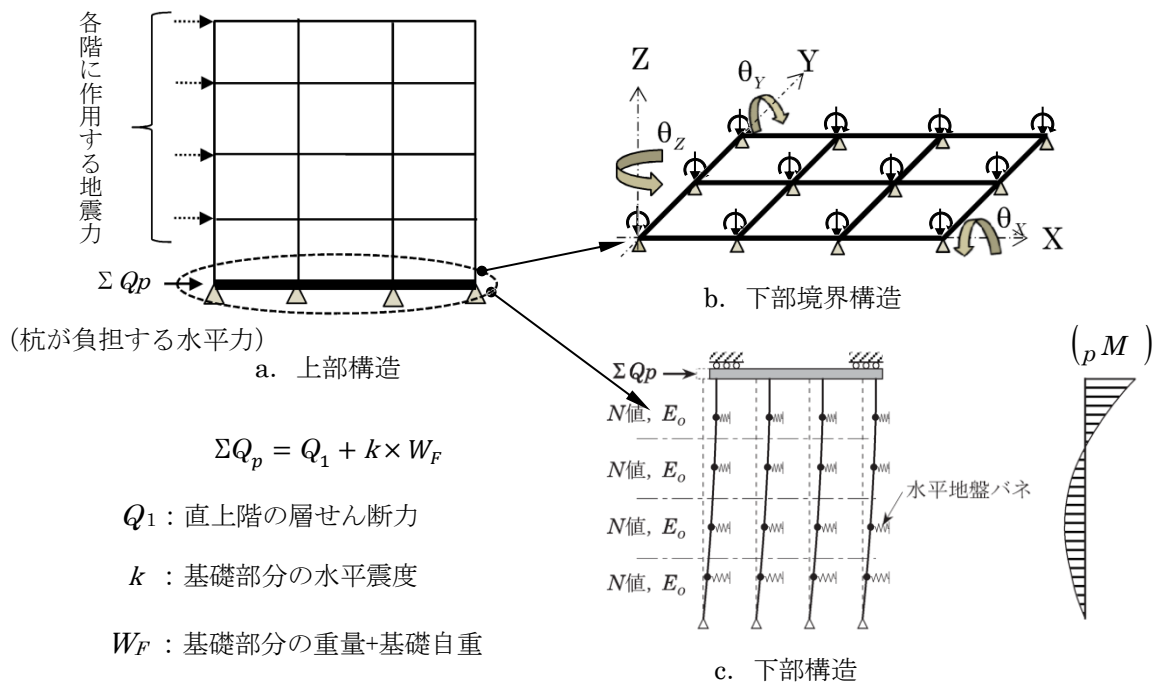


図-1 上部・下部分割モデル

上部・下部分割モデルは上部・下部構造を切り離し別々に解析、検討が行われる。下部境界構造は基礎梁を線材にモデル化、構造心位置にピンまたは鉛直バネにモデル化した支点が実況に応じて配置される（図-1b）。また下部構造の杭頭境界条件は固定として解析が行われる（図-1c）。杭頭同一変位条件に基づく負担水平力に対して弾性支承梁解析から求めた杭頭曲げ応力(pM)（図-1c）、および上部架構（図-1a）で求めた基礎梁応力を下部境界構造の架構条件（図-1c）に基づき加算され基礎梁の1次設計が行われる。

2. 終局時に基礎梁ヒンジが生じる場合の保有水平耐力への影響

2.1 架構モデル図および仮定条件

1層1スパン架構（図-2b）の基礎梁に対してヒンジが左端に生じた場合の終局時応力（図-2c）へ仮定した杭頭曲げ応力（ ${}_pM_m$ ）を杭頭接合部の節点に作用させた場合（図-2d），終局時応力状態の変化が保有水平耐力へ及ぼす影響を考える。

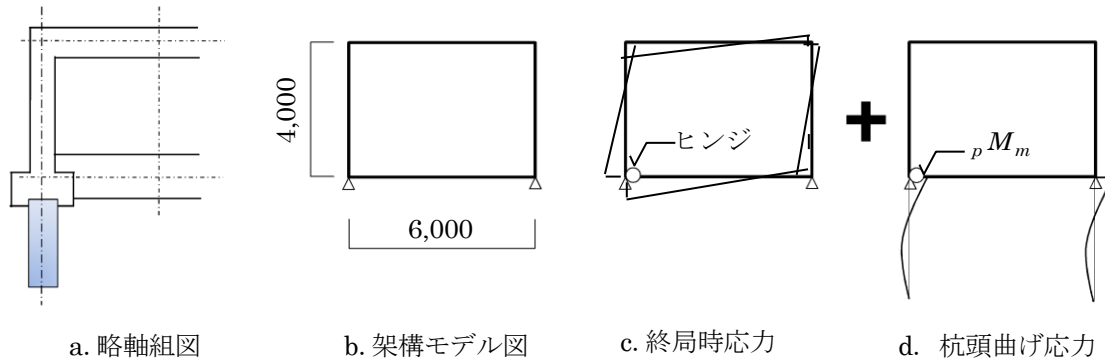


図-2 架構モデル・応力図

2.2 杭頭曲げ応力の伝達概要

基礎梁左端がヒンジ状態になっていることから，左側杭頭曲げモーメント（ ${}_pM_m$ ）は1階柱を通じて架構全体に伝達される（図-3a）．他方，右側杭頭曲げ応力（ ${}_pM_m$ ）は柱・基礎梁の剛性に応じて分割・伝達される（図-3b）．したがって，左右杭頭曲げ応力が同時に伝達した場合の応力は概略，図-3cの状態になる．

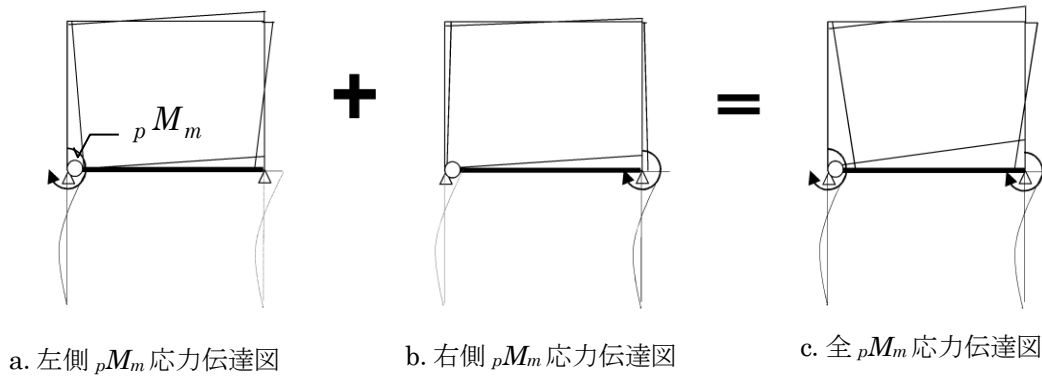


図-3 杭頭曲げ応力の伝達

杭頭曲げ応力伝達後の終局時応力とその変化を図-4に示す．また図-4の応力変化に伴い新たにヒンジが発生しないと仮定しているため，1階の保有水平耐力は変化しない（ $Q_1+Q_2=Q_3+Q_4=P$ ）．応力状態の変化を以下の i) ~ iii) に示す．

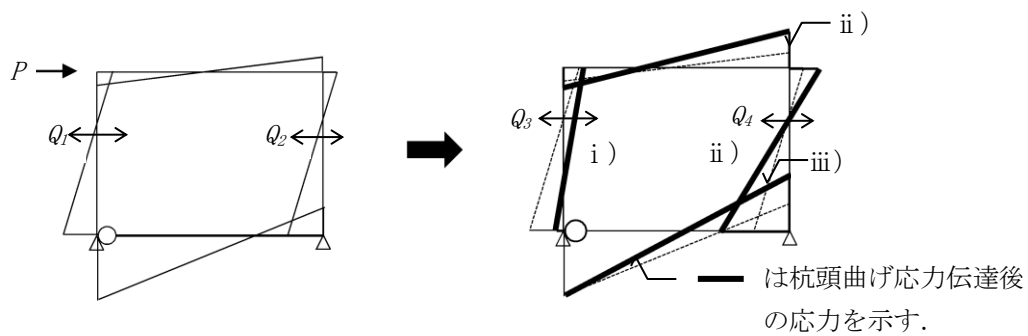


図-4 杭頭曲げ応力伝達後の応力変化

- i) 1階左柱の曲げ応力に対して逆勾配の曲げ応力が付加される。
- ii) 1階右柱及び2階大梁の曲げモーメントおよびせん断力が共に変化し、部位によっては増加する可能性がある。
- iii) 基礎梁右端曲げモーメントが増加し、せん断力の増加を伴う。

ここでは杭頭曲げ応力の伝達に伴う応力の増加による新たなヒンジ発生を考慮していないため最終の応力状態を詳細には把握していないが、基礎梁に作用する応力および上部架構柱・梁に対する剛性・耐力の相対関係によって応力状態、崩壊形および保有耐力が変化することも考えられる。

3. まとめ

上部・下部分割モデルを採用する場合の下部構造は十分な耐力と剛性を有することが重要であり、基礎梁は上部構造と杭基礎の重要な接合部としてヒンジを発生させない設計とすることが望ましい。

杭頭曲げモーメント等の応力を考慮していない上部・下部分割モデルによる保有水平耐力計算において、現実的に基礎梁のヒンジ発生が避けられない場合で杭頭曲げ応力および極端な杭偏心軸力による応力を考慮することによって崩壊形及び保有水平耐力等が危険側に変化すると判断される時には、これらの応力を考慮して保有水平耐力の安全性を確認することが必要になる場合がある。

終局時の杭応力は地盤の非線形性、杭頭の非線形性等のモデル化に関する問題が絡むため、現時点では簡便な計算方法が示されていない。しかし終局時の杭頭剛性の変化による杭頭曲げモーメントの低下等を配慮し、杭頭固定条件下で求めた一次設計時（短期時）の杭頭曲げモーメントを採用することも便法として考えられる。