

ビル構造の崩壊解析と設計上の問題点

(SRCおよびS全体構造崩壊解析例の諸考察)

㈱日建設計コンピュータ部 須藤 福三, 工博

同 〇 和田 章

1.序 現在一般的に、構造物を設計する際、その安全性、経済性の極めて重要な拠り所を構成している応用力学の分野においても、現代の急進歩した電子計算機の電子機械機構とその応用プログラム・システムによつて、過去には実際解として求め得なかつた高度内容の数値解が得られるようになって来た。このような環境から、電算機手法の無かつた過去の長期間において、その猶予の許されない実施実現を業とする実際設計が慣行として来た、ある結果を見越した予測的な仮定設置により、通俗的には適当な仮定設置の下に遂行されて来た構造設計法が、解析の基盤に基づいたより論理的、合理的手法により置換えられ始めようとしている。このような状況を例証するため、ここに建築ビル構造2例の解析を取上げ考察する。その内容の主点は、これ迄の設計法に内在して来た設計基本仮定の位置づけと論理的根拠に基づくディテール決定法に關係する。その目的のためには、構造物全体についての崩壊カーブ上の位置およびディテールの呈するカーブ特性差を見出すことが必要であり、それ等がカーブ挙動上において示す意味を求めなくてはならない。こゝで扱う例題構造物は、文献(4,5)に記されているSRC地上8階地下1階建構造と文献(3)に記されている地上7階地下1階建構造を対象とする。一般に、通常こうした構造物の実際設計上の問題点として、吾々がこれ迄に直面して来ている重大問題として挙げるべきものを整理すると次のような事項となる。すなわち、

a) RC耐震壁の塑性剛性 根本的に、RC耐震壁をもつRCまたはSRC構造物では、その純骨組と壁体の極端な弾性剛性の差が弾性設計を不可能にする。そのため、弾塑性設計法と称して、崩壊カーブ上の壁塑性による曲げ、剪断剛性低下係数 α 、 β 、換言すると、右図の壁の崩壊カーブ上適当に仮定した塑性域点 P_β に対するsecant modulusを勘案した剛性低下係数を用い弾性設計している実情にあるが、その正当な論理的意味づけは行はれていない。

b) 鉄骨部材の接合ディテール 右図に示すようなブレース入りH形鋼骨組構造の柱・はり接合ディテールについて、rigid, pin, pivot-pin等の接合メカニズムにより構造全体の崩壊特性がどのように異なるか、現時の塑性設計上の観点に照らしたディテールの有り方の究明が必要である。

c) 耐震機構の支持地盤係数 上述した耐震機構を有する構造物について、耐震機構下端の支持地盤係数の状況により、機構の効き方と構造全体の崩壊特性が大きな変化をする、殊に崩壊カーブの状況によつては構造各部のダクティリティに多大の影響が及ぶが、未だこの点の解明が不十分である。

d) コア耐震構造と一階床の剪断流 耐震壁またはブレースをコアとしてもつ構造物でかつ地下に剛強な壁箱を形成するものは、上部コア部の耐震機構より多大の剪断力が一階床を伝つて地下壁に流れるが、このような力の遷移流に対する正当な力学的解明が行はれていない。

e) 構造物の崩壊形状と外力の形状 一般的に構造耐力は外力形状の関数となるが、この種の基本問題について適切な性状把握がなされていない。このことは殊に、設計用地震外力分布形状の決定に当つて極めて重要な要素を構成するものである。

以上のような重大な事項が、実際設計上の未決事項として適当に処理されている現状であるが、ここでは、上記の内、紙数の関係上、a)とb)を中心として、解析例の説明を試み、その意義を求める。

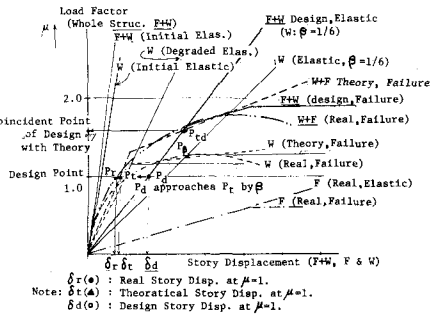


Fig.1 Fundamental Relations on Failure.

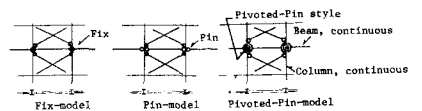


Fig.2 Models on Beam-Column Connection.

2. 解析法の概説

建築構造物の地震時の挙動を少しでも明らかにしようと、研究の分野でも、設計の分野でもコンピュータを用い各種の解析が進められている。これを大分類すると、動力学的に扱うもの、静力学的に扱うものにわけられ、構造物を弾性体として扱うもの、弾塑性体として扱うものとにわけられる。

大地震時の挙動を追跡するためには、動的弾塑性解析を行うべきであろうが、動的な解析を行うためにはインプットとして与える地震動の決定問題があり、そのインプット・データ状況より招来される膨大な計算結果をいかにして、一般的な現象として説明できるものにまとめるか等が大きな問題となる。このように計算量だけが多くなる方法が、かならずしも、最良の手段であるとは言えない。本論文では、静的に増加する外力を受けた建物の問題を扱う静的弾塑性解析に限って考察を進める。ここでは、一方向載荷時の解析しか行っていないが、交番繰返し荷重を受ける場合についても今後考慮しなければならないと考えている。

静的弾塑性解析をさらに細分類してみると、骨組の解析のみを対象として限つても、立体骨組として扱うか、平面骨組として扱うか、各々の部材について2軸曲げやねじれの影響を考慮するか、しないか、RC、SRC部材のせん断破壊を考慮するか、部材の弾塑性挙動を解析するに際して、断面内の応力一歪のヒステレンスを基に解析するか、曲げモーメントと曲率のヒステレンスを基にするか、イールドヒンジ法によつて単純化を行うか等、多くの考え方がある。これらの方法は、対象としている構造物の規模と、使用するコンピュータの大きさ、計算コストのバランスによつて適当と考えられるものが選定される。本論文では、現実的な大きな建物全体の弾塑性解析を対象としているため、解析法としては部材を要素として扱い簡明直截の手法に分類されるイールドヒンジ法を用いる。ただし、今回の場合、イールドヒンジの降伏曲げモーメント(M_{pc})はその部材に働いている軸力によつて変化することを考慮する。以下に基本的な仮定条件を列記し、詳細な説明は省略する。(理論展開の詳細は文献1, 2, 5 参照)

● 部材は全て線材として扱う。 ● 部材変形には、軸力変形、曲げ変形、せん断変形を考慮する。 ● 柱と梁の節点をシャープパネルとして考え、その変形を考慮する。(ただし、後述のSRCの解析例においてはこの変形を考慮していない。) ● 鉄骨について、 M_{pc} の算定は日本建築学会発行の鋼構造塑性設計指針による。 ● SRC部材の降伏曲げモーメントは鉄筋コンクリートと鉄骨が一体に働くとして求める。 ● プレースの端部は柱・梁接合部に剛接されているとする。 ● プレースが引張力を受けるときは、応力度が降伏応力度に達したときに降伏するとし、圧縮力を受けるときは、応力度が降伏応力度の $1/4$ に達したときに降伏すると考え、座屈による急激な耐力低下は無視する。 ● コア状耐震壁の曲げ剛性、耐力の算定に当つては、直交している壁も考慮して水平断面がH形のコンクリート壁として計算する。 ● SRC部材については、曲げ降伏がせん断降伏より先行するように設計されているので、せん断降伏は無視する。ただし、耐震壁については $\tau_y = F_c / 10 = 21 \text{ kg/cm}^2$ を降伏せん断応力度とする。 ● 剛床仮定を用い、梁の軸伸縮は無いものとする。 ● 耐震壁、プレースを含む骨組と、それと平行している純ラーメン骨組とは、各々の層で同一の水平変位を生ずるとして解析する。 ● 外力条件は、建築基準法による震度($K = 0.2$)を基にして求めた値を、比例的に増加させて行く。 ● 鉛直荷重によつて梁に生ずる曲げモーメント、せん断力は無視するが、柱に生ずる軸力は考慮する。各ステップ毎に節点の座標位置を移動させているので、P- Δ 効果を考慮することができる。

3. 例題 1 （鉄骨造地上 7 階地下 1 階建構造）文献（3）

3.1 建物概要

この例題は、日本鋼構造協会 H 形鋼構造接合部特別委員会編による H 形鋼構造標準接合部 (II) において設計例として掲載される建物である。地上 7 階は、柱梁ともに H 形鋼を用いた純鉄骨造であり、地下 1 階は、耐震壁を持つ SRC 造により剛な構造となっている。ここで考察しようとしている X 方向の骨組について、その柱梁の断面を次に示す。④通の柱は 7 ～ 3 階が H-394×398×11×18, 2, 1 階が H-400×400×13×21 の強軸を用い、⑤通の柱は 7, 6 階が H-400×400×13×21, 5 ～ 1 階が H-414×405×18×28 の弱軸を用いている。④通の梁は全階 H-582×300×12×17, ⑤通の梁は全階 H-606×201×12×20 である。⑤通の 2 ～ 3 間, 5 ～ 6 間にはブレースを配しているが、その断面は 7, 6 階が 2 $\square$ -150×75×6.5, 5 ～ 3 階が 2 $\square$ -200×90×8, 2, 1 階が 2 $\square$ -250×90×9 である。

3.2 解析の目的

⑤通の骨組はブレースを持ち、柱として H 形鋼の弱軸を用いた構造である。この骨組の施工性（運搬、組立）の容易なことを重視するならば、柱梁の接合部について図 5 (b) に示すように梁のウェブのみを接合するか、図 5 (c) に示すように柱のウェブを介して梁どうしを剛に接合する等の案が考えられる。し

かし、一般に広巾の H 形鋼については、弱軸方向の断面性能は強軸方向に比べ $1/3$ 程度はあるので、建物全体の剛性耐力を確保するためには、柱の弱軸方向もラーメン構造が成り立つように梁を図 5 (a) に示すように剛に接合した方がよいが、一般的には (b) が使われている。さらにブレース骨組の全体曲げ変形をおさえる役目をしている境界梁をピン接合してしまうと、ブレース骨組の剛性が低下するばかりでなく、ブレース骨組を構成している柱の軸力が特に大きくなり耐力の低下を生ずるはずである。ここでは、これらの事項を検討し、詳細を決定する為、3 種のモデルについて建物全体の弾塑性解析を行う。

3.3 解析モデルと荷重条件

解析は、対称条件を用いて全体の $1/4$ の部分について行い（図 4 参照）、対称軸上の柱の軸伸縮を生じないようにする。水平荷重は建築基準法の震度（ $K=0.2$ ）にもとづいて求め、それを解析対象に合わせて、 $1/4$ にする。水平荷重、層せん断力と、転倒モーメントを図 6 に示す。弾塑性解析はこの荷重をもとにして比例載荷する。

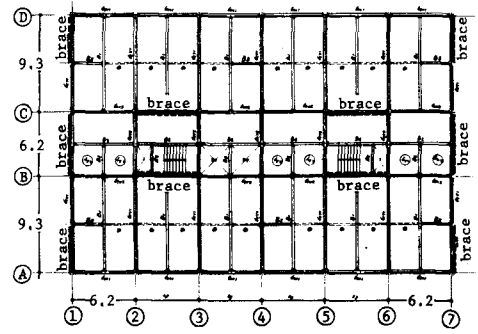


Fig.3 Plan (ex.1)

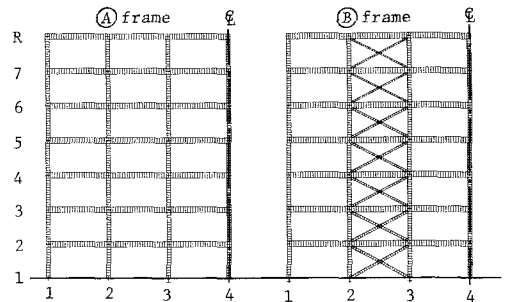


Fig.4 Analysis Model.

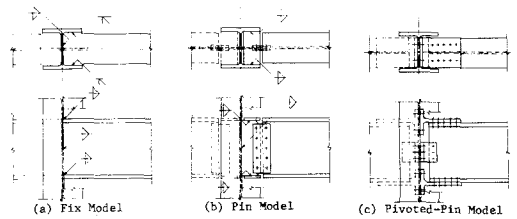


Fig.5 3-type details of Beam-Column Connection.

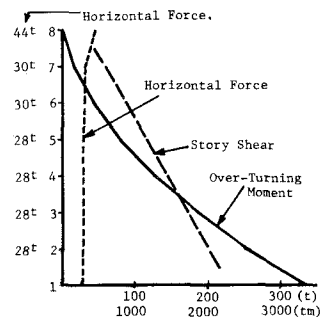


Fig.6 Load Condition. (ex.1)

3.4 弾性解析による各モデルの比較

実際の設計で通常行われている弾性解析によつてまず、その性状考察を行う。

この建物に用いているブレースの細長比は100程度なので、大きな繰返し荷重を受けたとき、圧縮側のブレースは有効な働きをしないと考えられる。

これらを考慮してすべてのブレースの断面積を $\frac{1}{2}$

にして弾性解析することがよく行なわれる。図7には3つのモデルについて、水平変位の性状を示す。細い線はブレースの断面積を $\frac{1}{2}$ にして解析したものを示している。図8には、ブレース骨組の境界ばりのせん断力分布と柱の軸力の変化を示す。ラーメンモデルでは境界ばりのせん断力によって柱の軸力が低減されていることがわかる。図-11には、層せん断力のブレースと柱の分担比を示す。

3.5 弾塑性解析による各モデルの比較

各モデルの最終状態の変形の様子を示す。弾性解析の結果からも予想はできるが、やはり Fixモデル>Pivoted-Pinモデル>Pinモデルの順により性状を示していると言える。

図10は最上階の変位と荷重係数の関係を示す。この曲線の中には④通の負担している水平力も含んでいるので、3つのモデルの差が明解ではないが、荷重係数として0.4~0.5程耐力は少なく、同じ荷重時の変形量は多いことがわかる。

図12は7, 4, 1階の層間変位と荷重係数との関係を示す。同図の中には、④通の柱が負担しているせん断力に相当する係数も記入してある、これによると⑥通の動きは下層階にて大きく、上層階では小さい。Pinモデルの例では下層階にて柱が軸力降伏して、ブレース骨組が倒れようとするため最上階では④通の骨組に寄り掛かかり逆せん断力が表われている。

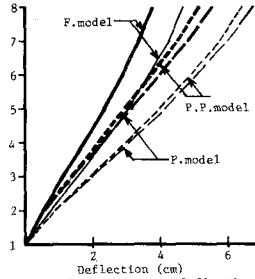


Fig.7 Relations between Deflection and Story.

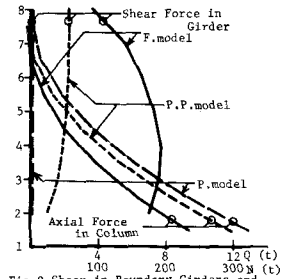


Fig.8 Shear in Boundary Girders and Axial Force in Side-columns of Braces.

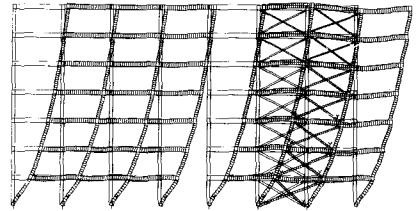


Fig.9 (a) Fix Model

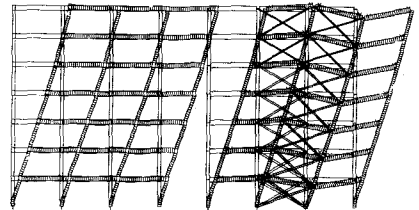


Fig.9 (b) Pin Model

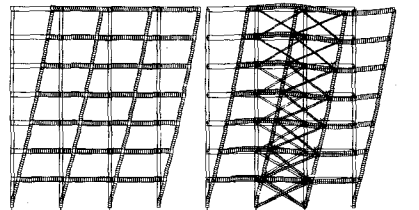


Fig.9 (c) Pivoted-Pin Model

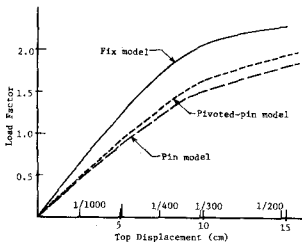


Fig.10 Load factor vs. Top displacement

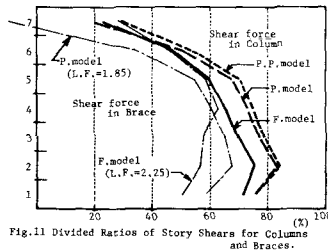


Fig.11 Divided Ratios of Story Shears for Columns and Braces.

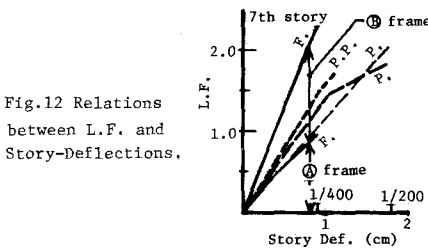
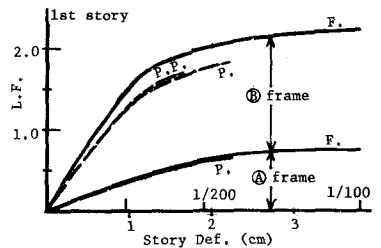
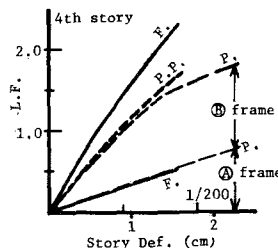


Fig.12 Relations between L.F. and Story-Deflections.



4. 例題 2 （鉄骨鉄筋コンクリート造地上 8 階地下 1 階建構造）文献（4）、（5）

4.1 建物の概要

この例題は、日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説にある設計例である。断面形状等の詳細な数値は、この規準を参照するとして、図 13 に平面図のみを示し、他は省略する。

4.2 解析の目的

耐震壁はラーメン構造に比べ、最大耐力を発揮するときの層間部材角は小さい。この理由は、耐震壁はせん断変形のみによって変形するのに対して、ラーメン構造は柱・梁部材の曲げ変形によって層間変位を生ずるためである。（ただし、上層階の耐震壁は下層階より積み上げられてきた軸曲げ変形による層間変位を持つため、これらの上層階の耐震壁については、かならずしも最大耐力を発揮するときの層間変位量が小さいとは言えない。）ある決められた外力のもとに、構造物を静的解析に忠実にもつとも経済的に構造設計しようとするならば、構造の各々の部材の許容耐力に、ちょうど一致するように弾性応力が配分されるときであろう。このような弾性応力の配分法を現在のマトリックス法に応用するため、耐震壁にせん断剛性抵下率 β を導入することにより、骨組、壁が一見同等に個々の耐力を発揮するように実用解法を行っている。この問題をもう少し考察すると、将来、襲来するであろう十分大きな地震外力に対して、現行震度 $K=0.2$ を遙かに上回る震度設計により建物がすべて弾性域内で挙動できるようにしてある強い建物では、たとえすべての力が耐震壁に負担されていても、それは問題ないであろうから、このような場合はなにも β について考察する必要はない。これに対して、ある程度大きな地震外力を受けたとき、耐震壁が最大耐力に達してしまう程度の普通の建物では、構造全体の力学的性状がどのようなであろうか。このような建物の場合でも、通常採用されている設計外力について弾性解析を行って耐震壁もラーメン柱も十分弾性設計できるものもある。しかし、一般的には大地震時に耐震壁が降伏した後のラーメン柱の応力状態を調べ、この応力によってラーメンの設計をすれば、さらに安全であろう。この SRC 造の例題は、耐震壁の設計では $\beta = 1$ 、ラーメン部の設計では $\beta = \frac{1}{3}$ を適用した弾性解析結果に基づいている。その為、通常慣行されている単なる便法として β とは意味が異なる。この考え方は設計せん断力を震度 0.2 で求めたものを割り増しているのと結果として等価であり安全側の設計に傾くと考えられるので、一般的にこのようにすべきであるとは云えないと思う。ここでは、最後の考え方がどのような力学的意味をもつかを追跡してみるという動機で、曲げ剛性抵下率 α につき 1.0 と $\frac{1}{3}$ 、 β につき 1.0 と $\frac{1}{6}$ の値を適用し弾性解析を行い、 $\alpha = \frac{1}{3}$ の条件でこの骨組を弾塑性解析し β の変化を求め、 β の実際設計上の適用法の問題を追求する。

4.3 解析モデルと荷重条件

解析は、Y 方向の骨組について行い、対称条件を用いて全体の $\frac{1}{8}$ の部分を取り扱う。対称軸上の梁はスパンの中央でピンローラの支持条件とする。水平荷重は建築基準法の震度 ($K=0.2$) にもとづいて求め、対称

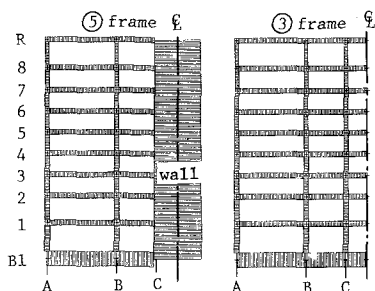
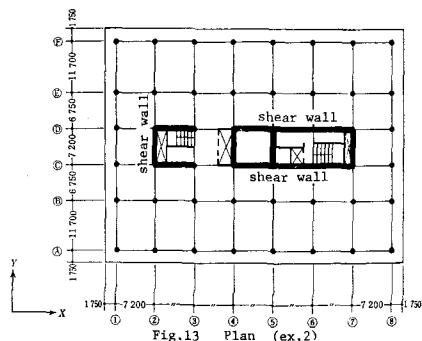


Fig.14 Analysis Model.

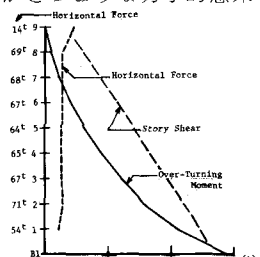


Fig.15 Load Condition.

条件に合わせて、この値を $\frac{1}{6}$ にする。水平荷重、層せん断力と、転倒モーメントを図15に示す。弾塑性解析は、この荷重をもとに比例載荷する。

4.4 弾性解析による各モデルの比較

図16に、各ケースについて水平変形の様子を比較する。 $(\alpha = \frac{1}{3}, \beta = 1.0)$ のケースは耐震壁の曲げ変形量が多くなるため、上層階の変形が増す。 $(\alpha = 1.0, \beta = \frac{1}{6})$ のケースは耐震壁のせん断変形量が多くなるため、下層階の変形が増す。図17に、耐震壁とラーメンの層せん断力の分担を示す。前記と同様な理由により、 $(\alpha = \frac{1}{3}, \beta = 1.0)$ のケースでは上層階の耐震壁の分担が減少し、 $(\alpha = 1.0, \beta = \frac{1}{6})$ のケースでは下層階の耐震壁の分担の減少が、著るしい。 $(\alpha = \frac{1}{3}, \beta = \frac{1}{6})$ のケースでは耐震壁の分担は30%～45%となっており、 $(\alpha = 1.0, \beta = 1.0)$ のケースにおける45%～75%に較べると大きく減少している。各ケースについて層間変位の分布と、境界ばりのせん断力の分布を図21 図22に示す。

4.5 弾塑性解析の結果

図18に最上階の水平変位と荷重係数との関係を示す。この図には上記の4ケースの弾性解析による結果を併記してあるが、この図でみる限り $\beta = \frac{1}{6}$ とする解析は、荷重係数が1.6～2.0の付近の変形状態を表わしていると言えよう。図18の④、⑤点に対応する変形状態を図19、図20に示す。④点は荷重係数が1.1であり、境界梁が曲げ降伏を開始していることを示している。⑤点は荷重係数が2.225であり、1～5階の耐震壁がせん断降伏し、すべての境界梁が曲げ降伏、ラーメン骨組も3階付近で梁が曲げ降伏していることが示されている。しかし、同じ荷重状態においても、境界梁の変形量は、純ラーメン部の梁に較べ大きいことがわかる。この解析では、イーランドヒンジの降伏曲げモーメントは、ヒンジの回転量とは関係なく保持されるとしているが、実構造物はどこまで、その回転能力があるかが問題であり、特に繰返し外力を受けるのであるから、せん断降伏しないようにすることが必要であろう。

図20には、層間変位の分布を示す。当然であるが荷重倍率が小さいときは、 $(\alpha = \frac{1}{3}, \beta = 1.0)$ のケースに近い形状を示しているが、荷重係数が大きくなるに従い、 $(\alpha = \frac{1}{3}, \beta = \frac{1}{6})$ の変形性状に近くなっている。荷重係数1.0の状態で弾性解析の応力分布に対して忠実に弾性設計をするとするならば、そのときに $\beta = \frac{1}{6}$ の解を用いる論理性はまったくないと言えよう。

図22には、境界ばりのせん断力の分布を示す。弾性解析の結果では、建物の変形量の多い ($\beta = \frac{1}{6}$) のケースが大きなせん断力の

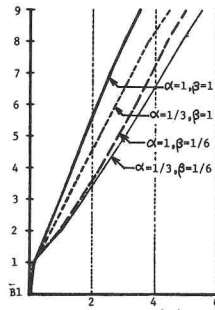


Fig.16 Relations between Deflection and Story.

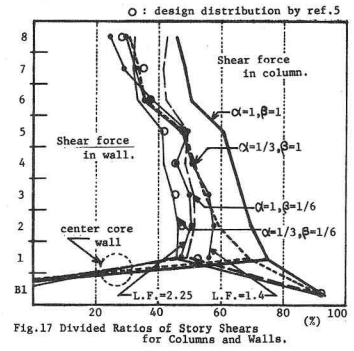


Fig.17 Divided Ratios of Story Shears for Columns and Walls.

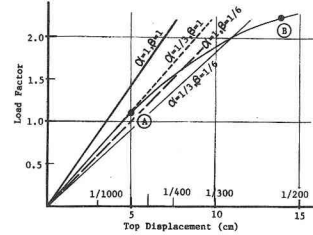


Fig.18 Load factor vs. Top displacement.

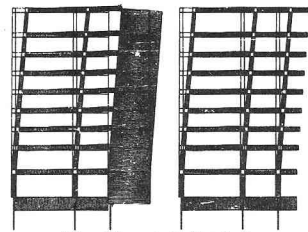


Fig.19 at L.F.=1.1

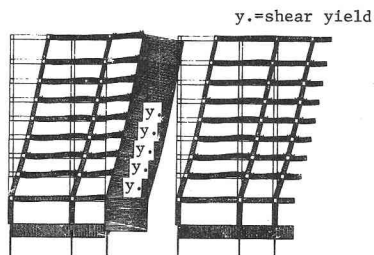


Fig.20 at L.F.=2.225

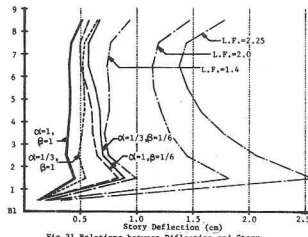


Fig.21 Relations between Deflection and Story.

値を示している。弾塑性解析の結果によると境界ばりは早期に曲げ降伏してしまうため、弾性解析の結果に較べて、特に大きなせん断力にはなっていないが、逆に、その分だけ、大きな強制変形を受けていることになる。

図23には、7, 4, 1階の層間変位と荷重係数の関係を示す。この図の中で、耐震壁の負担しているせん断力とラーメン柱の負担しているせん断力に分けてあるので、1層についてみると $\Delta = 0.6 \text{ cm}$ で耐震壁が降伏し、 $\Delta = 1.7 \text{ cm}$ でラーメンが降伏したことがわかる。この例題のように耐震壁が建物の真柱の役目をしている場合には、7階等の上層階の荷重一変位関数が下層階の降伏現象によって、線形性を失うことが示されている。このような建物において、せん断系の弾塑性応答解析によって、耐震性を論じるのはかなり問題があるのではないか。

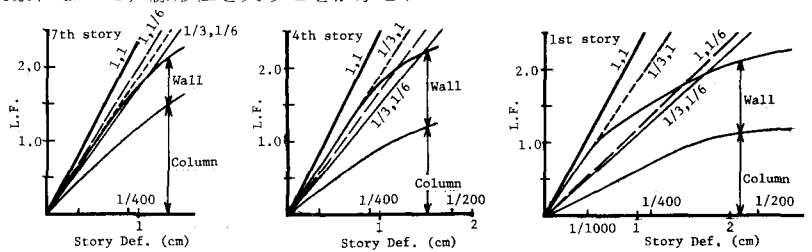


Fig.23 Relations between L.F. and Story-Deflections.

5. 結 論

本論文では、一般的な規模の鉄骨構造とSRC構造のビル建築について弾塑性解析を行った。両者とも、許容応力度設計法によって、基準法震度 ($K=0.2$) を外力条件として設計されたものであるが、終局耐力はおよそ設計荷重の1.7~2.2倍程度あることがわかった。一般に構造物の強さを使用鋼材の総トン数で語ることが多いが、例1のような建物において梁をウェブのみでピン接合してしまうと、その梁は地震外力に対してはなんの働きもしないこととなり、最大耐力も80%になってしまう。このように、ディテールの設計法如何によっては、建物の耐力をむだに低くしてしまうことがあることがわかる。他面、これは設計は正当に行なわれていても、施工が正しく行われなければ、真の耐力を発揮できないことも示している。SRC構造の例では、梁の変形状が境界ばりとラーメン部分のはりではまったく異なること、耐震壁は上層階では曲げ変形によってラーメン柱と同調した変形を生じるためせん断降伏しないが、中央の階以下の壁はせん断降伏することがわかった。 β を用いてせん断剛性を抵減する場合にはこの下層階に限るべきであろう。しかし、動的な現象を考えると、外力形状の時々刻々の変化や交番繰返しによる材の履歴カーブの劣化等多くの問題が残されており、静的な解析だけで耐震壁を持った骨組の性状について安易な結論を出すことはまだまだできない。

6. 参考文献

- (1) 服部 正, 博士論文: 「繰返し荷重をうける建築構造骨組の崩壊過程追跡に関する研究」1965年
- (2) 藤本盛久, 青柳 司, 鵜飼邦夫, 和田 章, 斉藤勝彦: 「偏心K型ブレース架構の特性に関する研究」日本建築学会論文報告集第195号昭和47年5月
- (3) 日本鋼構造協会編: 「H形鋼構造標準接合部HSC(II)」1977年発行予定
- (4) 日本建築学会: 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」1975年
- (5) 日本建築学会シンポジウムテキスト: 「地震荷重と建築構造の耐震性について(1976)」1977年2月

Failure-analyses of Building Structures and Problematic Points on Structural Design
(Consideration on solved Examples of SRC & S structures in relation to their Failure Process)

Nikken Sekkei Ltd. Fukuzo SUTO Dr. Eng.

“ “ “ Akira WADA

Synopsis

Generally speaking at present, modern progressed electronic computer system containing both sides of hardware and software has made it possible for structural engineers to tackle mechanical behaviours on the whole of any structure left unsolved until recently extending the region from elasticity to plasticity, and for the reason the old type of structural designing method centrally based upon forecast insight and intuition into many unsettled problems is forced to be changed into the new one standing upon the more logical and rational base provided with understandable theoretical background of computed analyses.

Under these environment the authors treat in this paper two examples of elasto-plastic failure analysis on the whole of S (Steel) and SRC (Steel-Reinforced Concrete) structure aiming at improvement of the following two problematic points existing fundamentally on the present process of structural design by engineers.

As for above two structures, the former framework is 8-storied of steel construction with one basement floor furnished with core type of aseismic steel braces and the latter is 9-storied of steel-reinforced-concrete construction with one basement with core type of aseismic RC walls.

The two big problems on structural design described above may be summarized as follows;

- (1) how to select and decide reasonably and most suitably any detail-type such as beam-column connection in case of steel structure built up with H-shaped members in reference to structural failure characteristic (shown as example No. 1), and
- (2) how to establish comprehensible design method for RC structure standing upon correct recognition on what meaning and orientation have intuitively assumptive plastic coefficients of flexural and shear rigidity for aseismic walls, which are used for practical purpose of design to adjust extremely large difference between framework and RC shear wall rigidity on their failure curve (shown as example No. 2).

To wrestle with those problems, the authors have performed elasto-plastic failure analyses with step-by-step yield hinge method by gradual incremental loading for the above two real-size building-structures and investigated from many angles various features of failure steps on them drawing much important and useful suggestions generally applicable for structural design of building. Through these examples they express conclusive remarks at present as follows;

- (a) it is inevitably necessary hence for structural engineers to obtain and examine the failure characteristic of a whole structure to be designed being composed of any sort of detail on the comparative consideration with those of other details, which includes extremely important information such as its load factor and deforming state useful for final selection of the most appropriate form of detail, and
- (b) the story displacements of a structure designed by present structural method introducing “proper plastic coefficients” of shear walls do not satisfy in most cases the compatible condition between frames and shear walls, in other words it will be said that sectional bearing capacities of respective structural members are not decided in mechanically appropriate manner, and therefore it is urgent for structural engineers to find out any practical approximate means to remove this grave contradiction with reference to modern failure analysis