

骨組の変形と構造設計

和田 章

(東京工業大学建築物理研究センター)

1. はじめに

建築構造物は、身近にある材料を用いて地上に建設され、人間が利用する。

我国の年間着工床面積は、最近では少し減少したものの2億平米を越えており、1人に対し毎年2平米の建築が作られていることになる。これを鉄筋コンクリート造で建てた場合、2平米は2.5トンから3トンの材料に相当し、建設業は大量の材料を用いる産業といえる。極力、身近にあり、安価で手に入れられる材料が大量に必要である。さらに、構造材料には剛性、強度、粘り強さなどが必要である。これらを満足するものとして、木造、コンクリート構造、鉄骨構造が使われるが、将来に亘ってもこれらを構造材料とすることに大きな変化はないと考える。ここでは鉄骨構造を中心に議論するが、この主旨は木構造には適用しにくい、鉄筋コンクリート構造にもほぼ同じように適用できると考える。

地球上の物体に働く重力は質量に重力加速度(980cm/s^2)を乗じて求められ、地球の中心に向かって常時一方向に作用し続ける。これに比べ、地震時に生じる地表の動きは左右前後上下への振動であり、1Gに達する大きな加速度が記録されていないわけではないが、我々が設計で用いる地震動の最大加速度は 500cm/s^2 程度であり、継続時間は60秒、長くても数分である。重力に比べれば圧倒的にその力学的効果は小さいといえる。もう1つの大きな外乱である強風は静的に作用する成分と動的な変動成分、風直角方向の振動もあり、地震力と同じようには考えられないが、継続時間はほぼ半日程度であり、鉛直荷重に比べその効果はやはり小さい。地震や強風などの非常時荷重を受ける構造物の挙動を知り、これに対処するための設計を行うことは重要であるが、このような場合にも、建築物が重力によって壊れないように考えることが最も重要である。

建築物は人間が利用するのであり、住宅、事務所などの建築物の階高、部屋の大きさ等は人間の大きさに釣合うように作られる。体育館、音楽ホール、航空機の格納庫など人間の大きさをはるかに越える建築物を考える場合は別であるが、住宅、事務所などの構造を考える場合には階高は3mから4m程度、スパンは数mから20m程度を考え、この規模に適合した構造を考える必要がある。さらに、人間が利用するものであるから、常時の使用、地震時、強風時に構造物が大きく変形しないようにする必要があり、地震時に構造体の塑性変形を許容するとしても地震後の残留変形は小さいほど良い。建築物はコンクリート、鋼などの主用構造材料だけで出来るわけではなく、外装、内装、設備などが整って建築になる。これらの材料やその工法を考える際は、主体構造は剛で、動かないことを前提にしていることが多い。気密性、防水性、遮音性のことを考えると、これらの二次的な施工は建築物が変形しないとして、隙間や逃げを設けない方が高い性能を発揮することになる。しかし、大地震、強風の際にまったく変形しない構造物は作れないから、変形を許容せざるを得ない。構造物の設計の際に、変形に注目することは非常に重要である。

2. 最大変位応答スペクトル

兵庫県南部地震により甚大な被害を受けたあと、入力地震動の大きさ・特徴に対して多くの研究が行われた。京都大学の家村教授によると、兵庫県南部地震の際に被害の大きかった地区の記録は、従来から用いていたEl Centro1940などに比べ圧倒的に大きい。さらに完全弾塑性型1質点を用いた応答解析結果によると、構造物の強度を十分に大きくして応答が弾性範囲におさまる場合は別として、構造物の塑性変形を許容し、その強度レベルが降伏層せん断力係数として0.2から0.3程度の場合、最大応答変形は固有周期が1秒前後でも30cmを越え50cm近くになってしまうと報告している。10階建て高さ35mの建物の等価1質点の高

さを 25m とすると、1/100 を越え 1/50 程度の層間変形角が生じることになる。5 階建てで考えると等価高さは 13m 程度であるから、層間変形角はさらに大きくなり、1/50 を越え 1/25 になってしまう。

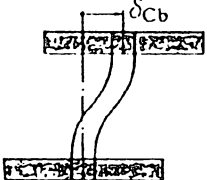
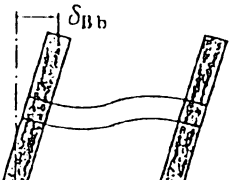
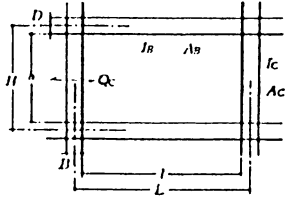
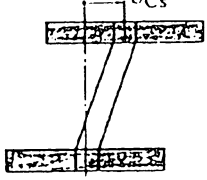
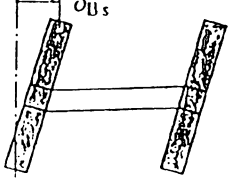
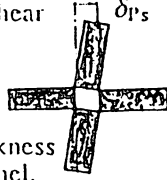
1994 年の 1 月に発生した米国ノースリッジ地震の後、米国西海岸にある大学が共同研究を行っているが、彼等が骨組の梁に要求する変形角を 3 % としているのは必ずしも過大でないように考える。高さが 60m を越えるような建物の場合は、等価 1 質点の最大変形が大きくなったとしても、高さが高くなるため層間変形角としてはそれ程大きくならない。最も対応が難しいのは 10 層以下の鋼構造である。しかしこの場合でも、家村教授は骨組に 15% 程度の減衰性を持たせることによって過大な変形を防げると提言している。

建築基準法・同施行令では国の最低基準を定める主旨で、極めて稀にくる大地震に対して建築構造物の倒壊を防ぎ人々の安全性を確保するとしているから、この場合に許容する層間変形角は上記の値に近いところまで許容することになる。建築物の地震後の再利用、継続利用を考えた場合には、ここで許容している層間変形角は過大であるといえる。

3. 無限均等ラーメン骨組の弾性変形

無限均等に続くラーメン骨組に水平力が作用する場合に生じる層間変形は、単位骨組のスパン (L)・階高 (H)、柱と梁の断面 2 次モーメント (I_c 、 I_b)・せん断変形計算用断面積 (A_c 、 A_b)、柱梁接合部のパネルの幅 (B)・高さ (D)・板厚 (t_p)、鋼材のヤング係数 (E)・せん断弾性係数 (G) の 11 要素を決めれば求めることが出来る。柱の変形に直接に関係する内法階高 (h) は階高からパネル高さを差し引いて求め、梁の変形に関係する内法スパン (l) はスパンからパネル幅を差し引いて求まる。この 13 要素を用いて計算できる層間変形の公式を表-1 に示す。

表-1 無限均等ラーメン骨組の水平変形

Column Bending  $\delta_{Cb} = \frac{h^3}{12EI_c} Q_c$	Beam Bending  $\delta_{Bb} = \frac{l^3}{12EI_b} \left(\frac{H}{L} \right)^2 Q_c$	 $\delta = \delta_{Cb} + \delta_{Cs} + \delta_{Bb} + \delta_{Bs} + \delta_{Ps}$
Column Shear  $\delta_{Cs} = \frac{h}{GA_c} Q_c$	Beam Shear  $\delta_{Bs} = \frac{l}{GA_b} \left(\frac{H}{L} \right)^2 Q_c$	Panel Shear  t is thickness of panel. $\delta_{Ps} = \frac{h^2}{GBD t_p} \left[\frac{1 - \frac{BD}{lh}}{1 + \frac{B}{l}} \right]^2 Q_c$

一般にはラーメン骨組は不静定構造であるから、骨組に生じる変形を正しく求めるためには骨組全体について力と変形の関係をマトリックス法などによって導く必要がある。しかし、無限均等ラーメン骨組の場合には、各部材に働く曲げモーメント、せん断力が、全体骨組を解かなくても既知であるから、骨組に生じる変形はこれらの応力によって各部材に生じる変形を合算することによって求めることができる。梁にはスラブが付き合成効果を発揮するため、梁の断面 2 次モーメントの計算にはスラブの協力効果を考える必要がある。

表の上の段は柱の曲げ変形による成分と梁の曲げ変形による成分を示し、下段には柱のせん断変形成分、

梁のせん断変形成分およびパネルのせん断変形によって骨組に生じる水平変形を表している。これらの5成分の割合は骨組のスパン、階高、柱、梁の部材断面によって変るが、柱の曲げ変形、せん断変形、パネルの変形による3成分の和がおおよそ30%から40%程度、梁の曲げ変形とせん断変形の和は残りの60%から70%を分担していることが多い。梁の曲げ変形とせん断変形の割合は9:1から7:3程度であるから、骨組の層間変形のうち40%から60%を梁の曲げ変形が負担していることになる。

梁の端部が曲げモーメントにより塑性化すると、単位骨組の分担する外力は増加しなくなり、変形だけが増えることになる。このとき、柱、梁、せん断パネルに生じる応力も増加せず一定値で留まるから、梁の曲げ変形以外の4成分の変形は増加しなくなる。このとき変形が増加するのは、梁端の塑性ヒンジの回転だけである。これら5成分のうち、最も弱く設定した梁の曲げ変形だけが骨組の変形を受け持つことになる。

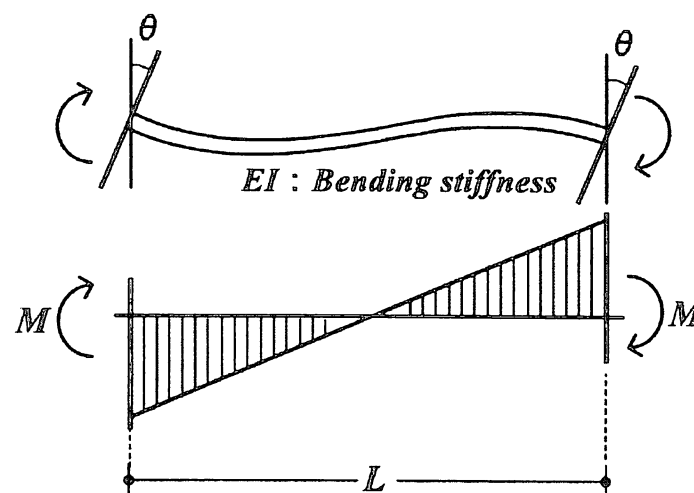
表一1には弾性変形の分担のみを示したが、骨組が大きな変形を受けたときの各部材の変形状態を把握しておくことは耐震設計を進める上で重要なことである。静的増分解析、部材レベルの地震応答解析などを行った場合、各部材の変形が骨組の全体変形に与える割合を出力することは有意義である。

4. 梁の弾性限界曲げ変形

3.で示したように骨組の変形に占める梁の曲げ変形の割合は大きく、梁端の降伏によって地震時のエネルギー吸収を期待することが多いので、梁の弾性限界曲げ変形が1つの重要な設計情報となる。梁の弾性限界曲げモーメントは材料の降伏応力度(σ_y)に断面係数(Z)を乗じて求めることが出来、断面係数(Z)は断面2次モーメント(I_B)を梁成(D)の1/2で除して求められるから、梁の両端に逆対象曲げモーメントが作用している場合に、その材端が降伏応力度に達するときの梁端の回転角は $(\sigma_y/3E) \cdot (I/D)$ となる。これを層間変形に置き換えると、階高を乗じれば良いので、 $(\sigma_y/3E) \cdot (I/D) \cdot H$ となる。

我国の建築基準法・同施行令では稀にくる地震動に対し骨組の弾性設計を行うことになっており、このときの層間変形角の制限は1/200以下となっている。鋼材を有効利用しようとするならば、骨組の弾性限界変形角がほぼ1/200になるように梁、柱の部材を選択し、このときに発揮する骨組の抵抗力が稀にくる地震動に相当する設計用層せん断力より大きいことが必要になる。上記の公式を用い、使用鋼材の降伏強度、スパン、梁成などを変数として、適切な部材を選ぶことが出来る。

後に述べる損傷制御型の耐震設計法を用いる場合には、柱・梁で作られる骨組は極力弾性範囲を超えないことを目標にするため、弾性限界変形の大きな骨組を作る必要がある。このような場合には、その弾性限界変形角を1/100程度に大きく設定し、高強度材料を用い、スパンに比べて梁成の小さな梁を用いることにより、このような骨組を構成することが出来る。



図－1 梁の弾性限界変形

5. ラーメン構造と直列システム

ブレースまたは耐震壁を持つ構造物はこれらを持たない純ラーメン構造に比べ、塑性変形能力が小さいという理由で、1981年に施行された新耐震設計法における必要保有層せん断耐力の計算に用いる構造特性係数(D_s)の表においては、純ラーメン構造に比べブレースまたは耐震壁を持つ構造物は大きな D_s 値を用いることになっている。このようにブレースなどを骨組に入れることが一種のペナルティのような働きをしたため、純ラーメン構造を用いることが非常に増えた。

純ラーメン構造は骨組の塑性変形能力に期待して地震時のエネルギー吸収をはかり、骨組の倒壊を防ぐ考え方で成立つ。骨組の塑性化は主に梁の端部に生じる曲げヒンジに期待しているため、骨組の変形は骨組の弾性変形の上に梁端の塑性回転角が加算されて生じる。これは図-2に示す直列システムであり、地震時に生じる骨組の変形はかなり大きくなりやすい。単純な計算で分かることであるが、我国の基準では稀に來るとされる地震動と極めて稀にくるとされている地震動は5倍の差があり、稀にくる地震動にたいして骨組の弾性変形角が1/200で設計された骨組は極めて稀にくる地震動を受けると、前者の5倍以上の変形を生じることになり、その値は1/40を越える。これは、はじめに述べた弾塑性応答スペクトルによる考察、米国の実験研究で使われている3%の塑性変形角などとも整合する。しかし、新耐震設計法では、2次設計において骨組の応答最大変形を陽に求める必要性がなかったため、大地震時の骨組の変形は議論されないままできた。

このたびの法改正により、極めて稀にくる地震動にたいしても骨組の変形を求め、構造物の性能を陽に示すように改正されたため、純ラーメン構造の応答最大変形を議論する場面が増すと考える。

6. 損傷制御構造と並列システム

我国では建築物の高さが60mを越える場合を超高層建築と呼び、建築確認に対し一般的な構造物とは別の扱いがされている。ルーチン的な審査ではなく、特別な審査が行われているため、新しい技術を開設計に取り込むことが一般の建築物より容易である。このような背景の中で、鋼材の弾塑性変形を応用したダンパー、粘性体を利用した制振壁またはオイルダンパー、粘弾性体を利用したダンパーなどが超高層建築に適用されることが非常に増えてきた。60m以下の建築物にもこれらの技術が多用されるようになることが期待されるが、もう少し時間がかかりそうである。このようなダンパーを組込む骨組の設計に際し、柱・梁を極力弾性範囲におさめ、地震時のエネルギー吸収をダンパーに負担させる設計法を、我々は損傷制御構造と呼んでいる。

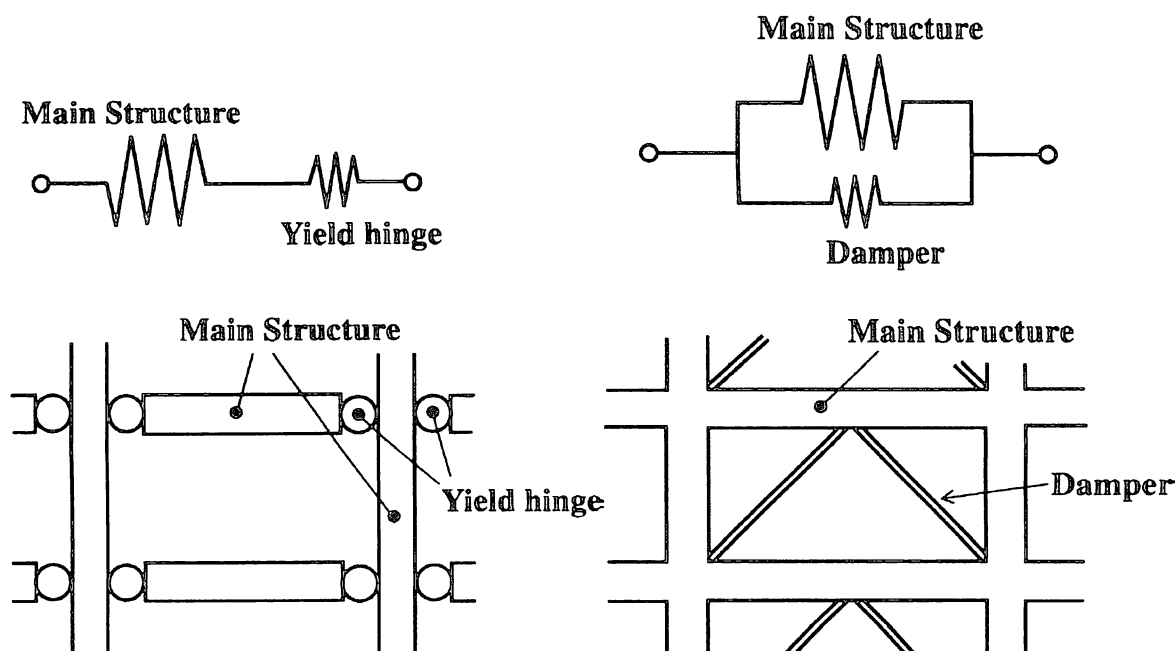


図-2 純ラーメン構造（直列システム）

図-3 損傷制御構造（並列システム）

柱・梁の塑性変形を従来の純ラーメン構造と同じように許容し、ダンパーにもエネルギー吸収を期待するパッシブ型制振構造も多く用いられている。本論のはじめにも述べたように、建築構造の最も重要な役割は建築物の重量を支持しつづけることにあり、できれば、地震後も構造物が継続利用できることが望ましい。この要求を満たすものとして、我々はパッシブ制振構造と損傷制御構造を分けて考えている。

損傷制御構造は、柱・梁の骨組で作られる弾性システムとエネルギー吸収のために設置する各種のダンパーの並列システムと考えることが出来る。座屈拘束筋違は骨組中に 45 度近い角度で設置され、中心の軸力を受け持つ鋼材は約 1/1000 の軸歪で塑性化するから、層間変形角に換算した場合、ほぼ 1/500 から 1/1000 で塑性化することになる。従来の純ラーメン構造では層間変形角が 1/200 を越えてから塑性変形を開始するのに比べ、大きな違いであり、エネルギー吸収能力の高い構造といえる。

これらのダンパーは鉛直荷重を直接に支持しているわけではないから、早期の塑性化は特に問題にはならない。初期剛性が大きく、塑性変形によるエネルギー吸収が小さな層間変形のときから始まるため、大地震時の等価減衰を大きくすることが出来る。このことにより、極めて稀な地震動を受けた場合の変形をある程度小さく出来る。その結果、2 次構造の外装、内装、設備などへの被害を減らすことが出来る。

7. 米国の現状

ノースリッジ地震を受けて米国の鋼構造物の設計の考え方も大きく変った。従来は我国と同じように純ラーメン構造が多く用いられていたが、最近では、座屈拘束筋違、オイルダンパー、摩擦ダンパーなどを組込む構造が増えている。従来の考え方は次のようになっている

- (a) 建築物全体の構造を地震時の力を負担する架構と、鉛直荷重だけを負担する架構に明確に分ける。
- (b) 我国の構造特性係数 (D_s) の逆数に相当する R_w という係数があり、構造物の塑性変形能力に応じて構造物の弾性設計用の層せん断力を低減できるようになっている。しかし、米国には大地震時の最大応答変形に関する規定があり、弾性設計用の層せん断力を低減するのと同じ率で、変形制限も厳しくする方法が使われている。
- (c) (b) の条件は我国で 1981 年から使われてきた新耐震設計法には含まれていない項目である。
- (d) この厳しい変形制限を満足するために、小さな変形の時点で骨組の耐力が発揮される必要がある。
- (e) (d) を満たすため、水平力を負担する架構の柱および梁には非常に大きな断面の部材が用いられる。
- (f) 米国の骨組は、水平力を負担する架構の梁端フランジを弾塑性ダンパーとみなしたパッシブ制振構造と考えることができる。しかし、塑性化する部分に溶接があるなど、期待するほどのエネルギー吸収能力は発揮されない。

このような手順で設計されるため、数階建てから 15 階建て程度の鋼構造骨組の梁のフランジに 5cm を越えるような板が用いられてきた。大きな板厚の部材を用い、これを溶接しようとする溶着金属は半分の板厚を溶接する場合に比べ 4 倍になる。作業量が増えると同時に、その部分の塑性変形能力を低下させてしまう。剛性確保のために大きな断面が用いられるため、設計された構造物の耐力は基準の要求を越えてしまい、不経済な設計になる。

座屈拘束筋違などの水平力抵抗部材をこのような設計体系に適用すると、これらの筋違は初期剛性が高く、強度は断面積と鋼材の降伏応力度で選択することが出来るため、地震力を負担する架構の柱や梁に大断面を用いる必要がなくなり、非常に設計の自由度を高めることができる。

8. 総合的耐震性能

ある特定の建物に注目した場合、小さな地震動が発生する可能性より、大きな地震動が発生する可能性のほうが少ない。横軸に地震動の大きさ、縦軸にその発生頻度を取り、グラフを描くと、この関係は右下がり

の曲線になる。地震動による被害は先にも述べたように大きな地震動を受けた場合の方が大きい。横軸に地震動の大きさ、縦軸に被害額を描くと右上がりの曲線になる。頻度と被害額の2つの曲線を掛け合わせ、地震動の大きさと被害額の可能性の関係を作ると、中央に山があり両側に裾野を持つ曲線になる。この曲線を積分した値がある特定の建物の受けるであろう地震総災害の可能性である。

耐震性能をこの地震総被害の可能性に注目して考えると、性能を高めるためには、この曲線の中央の山の部分の面積を小さくすることが効果的である。

現状の耐震設計では、稀に発生するレベルと極めて稀に発生するレベルの2レベルを考え、前者に対して損傷を防ぎ、後者に対し倒壊を防止としている。これらの中間のレベルにも注目し、全体を総合的に考える方法が必要と考える。耐震性能を計る便法として、2段階に設定した設計用入力レベルを割増す方法が使われ始めているが、地震動入力の大きさを連続的に扱い、応答と被害の規模も連続的に考え、これらの積分を用いて総合的に判断するのが合理的な方法と考える。外装、内装、設備などの受ける損傷を含めて考えるとき、重要な尺度になるのが構造物に生じる変形である。

参考文献

- 1) 和田 章：耐震設計と保有水平耐力、日本建築学会建築雑誌、1990年建築年報
- 2) Akira Wada, Jerome J. Connor, Hiroki Kawai, Mamoru Iwata, Atsushi Watanabe : Damage Tolerant Structures, Fifth US-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, Sep. 1992, Applied Technology Council
- 3) 岩田 衛：被害レベル制御設計法、日本建築学会建築雑誌、1994年1月号
- 4) 岩田 衛、黄 一華、川合廣樹、和田 章：被害レベル制御構造「Damage Tolerant Structure」に関する研究、日本建築学会技術報告集第1号、1995年12月
- 5) 内村 均、佐藤和英、和田 章、黒正清治：水平変形に注目した鉄骨骨組の部材断面変更法、日本建築学会構造系論文集 NO.485、1996年7月
- 6) 大西雄一郎、林 賢一、黄 一華、岩田 衛、和田 章：被害レベル制御構造における梁端フランジ溶接部の力学的特性、日本建築学会構造系論文集 NO.501、1997年11月
- 7) 小波佐和子、岩田 衛、田村和夫、和田 章：建築物が寿命中に受ける総地震被害に注目した耐震設計に関する一考察、日本建築学会構造系論文集 NO.502、1997年12月
- 8) 内村 均、和田 章：水平変形に注目した立体鉄骨骨組の部材断面変更法、日本建築学会構造系論文集 NO.515、1999年1月
- 9) 前田泰史、鈴木庸介、岸野泰章、黄 一華、大島 豊、岩田 衛、和田 章：ダンパー付き鋼構造骨組における梁端フランジ溶接部の力学的特性、日本建築学会構造系論文集 NO.529、2000年3月
- 10) 石井正人、北村春幸、和田 章、笠井和彦：粘弾性型制振部材付き架構のモデル化に関する検討、日本建築学会構造系論文集 NO.531、2000年5月
- 11) 岡田 健、呉 相 勲、山田 哲、今枝知子、山口路夫、和田 章：従来型の柱梁接合部を有する合成梁の変形能力に関する実験的研究—合成梁の変形能力を反映した鋼構造骨組の耐震性評価 その1—、日本建築学会構造系論文集 NO.547、2001年9月