

免震を使った建築構造デザインの可能性

東京工業大学教授◆和田章

構造設計法

構造設計を最も素朴に説明するならば、1) 設計者が構造物の案を考え、2) 自重その他の荷重を計算し、3) 応力解析により各構造部材に働く力を求め、4) 働く力より構造部材の方が強いことを確認しつつ、5) 最終設計案をまとめることにあるといえる。この流れには、もちろん安全率が必要であり、材料の許容応力度の設定に安全率を考慮する許容応力度設計法、荷重の側に倍率を乗じ、部材の強度には終局強度を用いる終局強度設計法、両者に適切な安全率を設定する限界状態設計法、などがある。

1981年6月に新耐震設計法が施行されたが、これ以前の一般的な建築構造物の耐震設計法は、静的震度を0.2として地震力を求め、あたかもこの水平力が本当の地震力であるかのようにして、上記の構造計算法の手順に組み込まれていた。実際の大地震時に働く力はこれより大きいことは前提にあったが、これは、短期許容応力度設計で考えている状態より、実際の構造物の終局強度は高いことで釣合いを取っていたように思う。

新耐震設計法

超高層建築の設計が始められた1960年後半から、観測された地震動記録を用いた構造物の応答計算が行われるようになった。この頃、同じ方法を一般の中低層の建築構造物をモデルにして行くと、静的震度0.2を用いた短期許容応力度設計だけでは、耐震性に疑問があることがはっ

きりしてきた。これは1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震の被害で現実化し、産官学の協力により新耐震設計法がまとめられ、1981年に施行された。

新耐震設計法では、構造物の塑性変形能力に期待した靱性指向型設計法と、構造物の強度に期待した強度指向型設計法の考えが明確にされた。

靱性指向型設計法では、部材の設計は、従来の設計に比べそれほど強くする必要はなかったが、地震時に思い通りの塑性変形が建物全体にいきわたり、特定の層や部材に塑性変形が集中しないようにするために、平面的にも立面的にも釣合いのよい部材配置を行わなくてはならないなど、いろいろな制約が設けられた。剛性率や偏心率の規定である。

強度指向型設計法については、例えば、高さ20mまでの鉄筋コンクリート構造を対象に、1Gの水平力に耐える設計法がつけられた。この設計法によれば、構造物本体は損傷を受けないが、地震時の建物内部の加速度が非常に大きくなるのが心配されていた。

新耐震設計法には、靱性指向型設計と強度指向型設計だけでなく、これらの中間的な構造法も、構造特性係数 D_s を0.25から0.55まで段階的に変えることにより、扱えるようになっている。2000年6月から施行された限界耐力計算法では、地震時に弾塑性応答する建築構造物を、等価な1質点系に置き換え、塑性変形の繰り返しによるエネルギー吸収を等価

な減衰で評価し、設計用地震スペクトルを用いて構造物に生じる最大変形、層せん断力を直接求めようとしているところに特長がある。この場合でも、強度抵抗型ではなく、大きな塑性変形を許容する設計を行う場合には、耐震設計にあたり、次に述べるような各種の制約があることに変わりはない。

制約の多い靱性設計

骨組の塑性変形能力を高めるためには、部材の塑性変形能力を確保することが必要になり、鉄筋コンクリート構造では、せん断破壊防止のために、フープやスターラップの規定、柱のせん断スパン比・主筋比・軸力比の制限、耐震壁の変形能力の計算法などが次々に提案された。鋼構造については、筋かいの細長比により変形能力を分類し、柱・梁などを構成する部材の幅厚比によっても骨組の変形能力が異なることが示された。

建物全体に塑性変形が均等に分散するためには、建物の高さ方向の強度分布が重要になるが、そのための強度分布は地震動の性質に左右されるため、設計に用いた高さ方向の強度分布は、実際に建設地に起こる地震動に対して最適とはいえないことがある。以上述べてきたように、大地震時に思い通りの弾塑性挙動を起こす骨組をつくるためには、構造全体の設計から部材の設計、断面詳細に至るまで、非常に多くのことに気を配らなければならなくなった。この方法は、始めに述べた「荷重を計算し、これによって部材に働く力を

求め、この力より強い部材を設計する」という単純な手順ではなくなってしまう。

多くの研究成果のもとにつくられたこれらの制約に合理性がないとは思えないが、新耐震設計法施行からの20数年は、一方で、これらの制約から逃れるための免震構造の発展の歴史であったようにも思われる。

ノースリッジ地震と兵庫県南部地震

1994年の米国ノースリッジ地震と、1995年の兵庫県南部地震の被害には多くの共通点がある。一つは、それまで多くの研究者・設計者の推奨していた靱性指向構造物に多くの地震被害が生じたこと、もう一つは、両地に大規模な免震建築があり、両者とも地震時に優れた性能を発揮したことがある。

第1の共通点は、鋼構造ラーメン構造に見られた柱・梁接合部の破断現象などに現れ、この10年に多くの研究が行われ、損傷制御構造と呼ばれるパッシブ制振構造に、多くの期待が集まっている。鋼構造ラーメンに限らず、プレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造などでも、地震時に柱・梁で構成される骨組は塑性化させず、別に設けた座屈補剛プレート、鋼板耐震壁、粘性体、または粘弾性体を用いた制振壁、オイルダンパーなどに地震時のエネルギーを吸収させる構造である。骨組そのものに多くの塑性変形を期待する靱性指向構造は、耐震構造の専門家にとっては素晴らしい仕組みであったが、建物の持ち主、利用者には理解されない構造法であったといえる。大きな塑性変形が生じることは、構造体に大きな損傷が生じることと同じことである。「Ductility is Damage」ということができる。

第2の共通点は、南カリフォルニア大学の病院建築と、神戸市三田の旧郵政省計算センターの2つの免震

建築であり、加速度記録だけでなく、仕上げなどの無損傷、建築内部の様子など、すべての点で、優れた免震構造の性能を発揮した。これらの情報が公開されたこともあり、その後の免震構造の普及発展に大きな力となった。

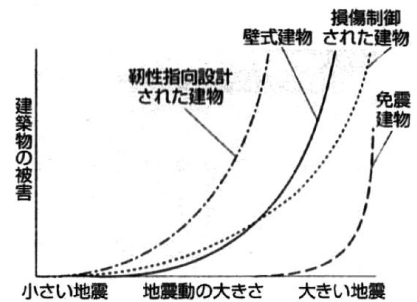
わかりやすい免震構造の設計

多くの免震構造の設計において、極めて稀に起こる地震動に対し、上部構造の応答を短期許容応力度以内に収めることが行われている。要するに、「働く力の決まった設計、塑性変形によるエネルギー吸収を考えなくてよい設計」といえる。始めに述べたように、この方法は、構造設計のことを素朴に考えたときに、誰もが思い浮かべる手順であり、明解である。これに比べ、上述した靱性指向設計法は考えることが多すぎ、複雑である。

基本的には、設計している建物について弾性応力解析を行い、鉛直荷重時、地震時の応力の組合せが、各部材の短期許容応力度に基づいて求めた部材強度を超えていないことを確認すればよい。

建物の重心位置と、平面的な剛性や強度の分布の間に生じる偏心についても、これを考慮した応力計算が行われていれば、特に制限を設ける必要はなくなる。建物の高さ方向の剛性分布・強度分布についても同様であり、免震層が最も柔らかく大きな変形を生じ、その他の層の変形がこれに比べて十分小さいのであれば、上部構造の高さ方向の剛性分布・強度分布に少々乱れがあっても構わない。応答計算によって求まる力より、これらの構造部材が強ければよい。

平面的にも高さ方向についても、強度の必要などところには、鉄筋コンクリート造耐震壁、大きな鉄骨筋かいなどを自由に設けることもできる。



地震動の大きさと建築物の被害図

また、大きな空間を細い柱で支持させることもできる。もちろん、前述の弾性応力計算結果が、各部材の短期許容耐力を超えないという条件は必要である。

鉄筋コンクリート造耐震壁、鉄骨筋かいなどは、大きな変形を与える脆性的な壊れ方をすることがよく問題にされる。免震構造ではこれらの部材に働く力がわかっているため、それより強い設計をすればよく、脆性的破壊を気にする必要はなくなる。筋かいについてもある程度細長いものが自由に設計できる。

鉄筋コンクリート造においては、柱や梁のせん断破壊を防ぐために、フープやスターラップの規定が細かく決められているが、これらについても、免震構造の場合は緩和して考えることができるはずである。鋼構造では幅厚比に厳しい規定があるが、免震構造では骨組を弾性設計するため、厳しい条件は必要なくなる。

鉄筋コンクリート造と鋼構造を平面内で組み合わせたり、立面的に組み合わせることなども自由にできるであろう。ラーメン構造、トラス構造、壁式構造の混在も可能になる。

まとめ

免震構造の設計に用いられている1階の設計用層せん断力係数は、極めて稀に起こる地震動に対して0.10から0.15程度である。この水平力に対し上部構造を短期許容応力度設計で進めればよいのであるから、設計に相当の自由度が生まれることは間違いない。(わだ あきら)