

[150] 鉄筋コンクリート不静定構造部材の変形に関する研究

正会員 ○高 橋 義 裕 (北海学園大学工学部)

正会員 角 田 与史雄 (北海道大学工学部)

1. まえがき

RC不静定構造物の設計において、現在一般に、構造解析には全断面を有効とする弾性理論により、また断面解析にはコンクリートの引張抵抗を無視する応力理論または終局強度理論により設計が行われている。しかし実際には、ひびわれ発生後は非線形性が強く現れ、鉄筋降伏後は大きな塑性変形を生ずる。従って構造解析においてもこれら非線形性を考慮する理論を用いる方が合理的と言えるが、現実には必ずしも実用的であると言ひ難い。そこでより現実的な方法として、弾性解析を基調としながら非線形性の影響を近似的に反映させる簡易法が望まれることになる。しかし、この種の近似法を実用化するには、今後多くのケーススタディを積み重ねていく必要がある。本研究は、その一つとして終局限界状態に対してモーメント再分配を行って設計したRC連続桁および拘束断面力を受けるRCラーメンをとり上げ、RC不静定部材の断面力および変形の非線形特性について実験的に解析したものである。

2. 実験の概要

実験は、BシリーズとRシリーズの2シリーズについて行なった。Bシリーズは、図-1に示す二径間連続桁に集中荷重を載荷したもので、供試体は、B-1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 2Cの6本の連続桁である。B-1Aは、正の終局抵抗曲げモーメントと負の終局抵抗曲げモーメントの比が、図-1に示す荷重状態に対する弾性解析による正の最大曲げモーメントと負の最大曲げモーメントとの比にほぼ等しくなるように、正鉄筋量と負鉄筋量を定めたもので、幅20cm、高さ20cm、正鉄筋3D13、負鉄筋3D16、スパン $l=150$ cmである。一方B-1Bは、塑性理論による崩壊荷重はB-1Aとほぼ等しく保ちながら、正鉄筋量/負鉄筋量の値をB-1Aより小さく選び、正鉄筋4D10、負鉄筋3D16とした。B-1Cはこれと逆で、正鉄筋は4D13、負鉄筋は3D13である。すなわち、これら3本の桁は、終局時に対する設計荷重は同じであるが、B-1Aは弾性解析により、また、B-1Bと1Cはモーメント再分配を行って設計したもので、再分配率は中間支点曲げモーメントに換算してB-1Bは+25%、B-1Cは-34%である。一方、B-2A, 2B, 2Cは、スパン長 $l=200$ cmである点を除けば、それぞれB-1A, 1B, 1Cと同じである。

次に、Rシリーズは、図-2に示す、中心線100cm×100cmの箱形ラーメンで、断面は幅20cm、高さ10cm、鉄筋量は各々4D10の対称鉄筋である。荷重は図に示すように集中荷重とし、柱中央点の水平方向の相対変位を鋼棒で制御した。供試体は、R-2B, 2Cの2個である。R-2Bは、水平方向の相対変位が

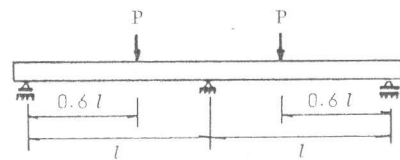


図-1 はり供試体

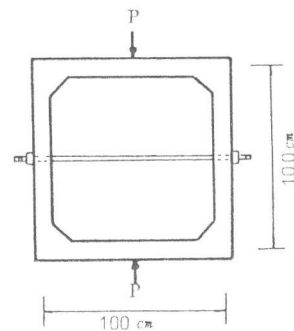


図-2 箱形ラーメン供試体

表-1 連続桁の崩壊荷重

供試体	実測値(t)	計算値(t)	実/計
B-1A	15.70	12.23	1.28
1B	15.15	12.25	1.24
1C	15.15	12.08	1.25
2A	11.50	9.09	1.27
2B	11.15	9.36	1.19
2C	10.20	9.07	1.12

常に0となるように鋼棒のナットを締めながら荷重した。一方、B-2CはP=2tのとき2mmの相対変位をナットを締めることにより強制的に与え、その後はこの相対変位が変化しないように保ちながら荷重した。

以上のいずれのシリーズにおいても、コンクリートには早強ポルトランドセメントおよび天然骨材を使用し、単位セメント量は 320 kg/m^3 、水セメント比は50%、試験日材令は7日でそのときの目標強度は 300 kg/cm^2 である。

3. 連続桁の実験結果

実験を行った6本の連続桁はいずれも中間支点および荷重点の鉄筋が降伏し、塑性ヒンジが形成された後に最大荷重に達した。そのときの荷重の実測値、および塑性解析による計算値は表-1に示すとおりで、モーメント再分配を行って設計した桁も、その機能を十分に発揮したことがわかる。

図-3は、中間支点曲げモーメント-荷重関係の一例を示したもので、実測値は支点反力の測定値より求めた値である。また、図中には全断面を有効とする剛性を用いた弾性解析による計算値と、Branson¹⁾の提案する曲げ剛性を用いた非線形解析による計算値をも示してある。これによれば、実測値は二つの計算値の中間的な値を示しているが、荷重が大きくなる程非線形解析値に近づく傾向が見られる。

図-4は、B-2A、2B、2Cの中間支点曲げモーメントの実測値を比較したものである。図より、終局時に対してモーメント再分配を行って設計した桁では、使用時の曲げモーメントも同じ方向に再分配されることが示されている。しかし、その際の再分配率はB-2Bで約13%、B-2Cで約-18%（B-1B、1Cでもほぼ同じであった）であり、終局時の半分程度に過ぎなかった。このことは、終局時に再分配を行って設計すれば、一般に使用時の性状が悪化する可能性が大きくなり、設計上十分な配慮が必要であることを意味している。

図-5は、図-4と同様の比較を非線形解析による計算値に対して行ったものである。この図に見られる傾向は、図-4において実測値が示した傾向とほぼ同様である。この図にはまた、鉄筋が最初に降伏するときの荷重の計算値を+印で示してある。これによれば、B-2Cの降伏荷重がとくに低くなっており、不静定力を再分配させることによる不利な影響は再分配の方向によって大きく異なり、この場合は不静定力を下げる方向に再分配する場合にとくに著しいことがわかる。

図-6は中間支点上の断面における引張鉄筋のひずみを示したものである。図中には実測値のほか、非線形解析により計算された曲げモーメントを用い、全断面有効とする理論により計算した

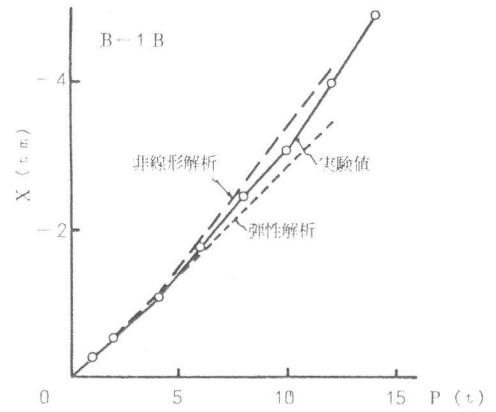


図-3 中間支点曲げモーメント X

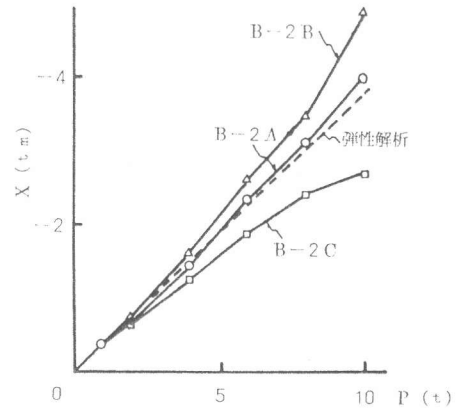


図-4 中間支点曲げモーメント X (実測値)

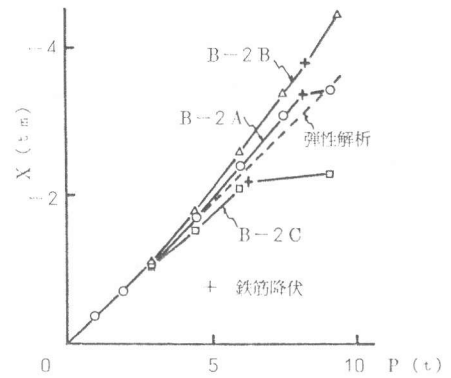


図-5 中間支点曲げモーメント X (計算値)

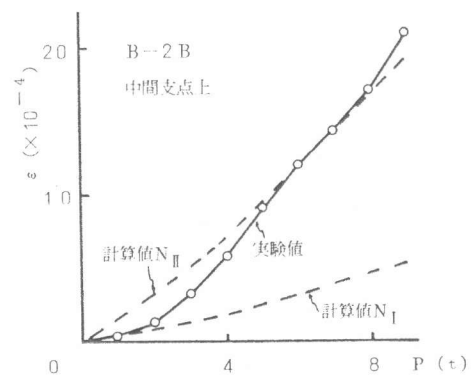


図-6 鉄筋ひずみ

ひずみ (N_I) と、同じ曲げモーメントを用いてコンクリート引張抵抗を無視して計算したひずみ (N_{II}) も合わせて示してある。図一七は載荷点の鉄筋ひずみの列を示したものであるが、この桁では約6 tの荷重で計算上支点上の鉄筋が降伏し、以後支間モーメントの負担が増加するため、計算値 N_{II} の勾配が急変している。これら二つの図に見られるように、実測値は初め計算値 N_I に一致するが、曲げひびわれの発生成長に伴って計算値 N_{II} へ近づく。このような過渡性状は曲げ剛性の過渡性状と同様な性質であり、たわみと同様、ひずみについてもその理論的取扱いが可能である。²⁾

図一八は、せん断力のために曲げひびわれが斜ひびわれへ成長した位置の鉄筋ひずみの例を示したものである。斜ひびわれが発生すればモーメントシフトと呼ばれる現象により鉄筋応力が増加することで知られており、ここでもその性状が現われている。そこでこの図には、上記の二つの計算値のほか、桁の有効高さに等しい距離だけ曲げモーメントをシフトしたときの計算値 (S_{II}) も示してある。実測値は計算値 N_I から S_{II} へ近づく過渡性状を示しており、斜ひびわれの影響はモーメントシフトを考慮することにより理論的取扱いが可能であることがわかる。ただしシフトの大きさについては今後さらに検討を重ねる必要がある。

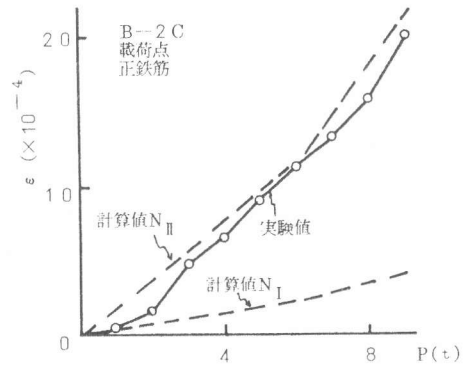
4. ラーメンの実験結果

実験を行った2個の箱形ラーメンの崩壊荷重の実測値及び計算値が表一に示されている。なおR-2Cは、拘束用の鋼棒の容量の都合により載荷を打切ったので、そのときの荷重をもって崩壊荷重の代りとした。崩壊荷重の実測値は2本のラーメンとも計算値を上回っている。とくにR-2Cは柱に強制水平変位を与えているがそのための不利な影響はほとんど見られず、強制水平変位が終局時の塑性ヒンジの回転能力によって吸収されたことがわかる。

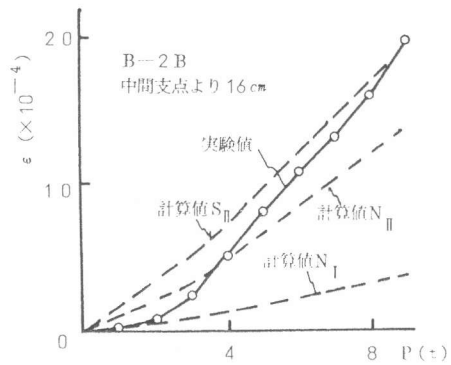
図一九は、R-2Bの柱の中央断面の鉄筋ひずみを示したものである。非線形解析に基づく計算値 N_I および N_{II} のほかに、全断面を有効とする剛性を用いた弾性解析による断面力を用い、かつコンクリートの引張抵抗を無視する応力理論による計算値 L_{II} も合わせて示してある。なお、ここでの非線形解析では、軸力の影響も考慮に入れるため、Bransonの剛性を軸力がある場合へ拡張した塚ら²⁾の提案式を用いた。

この図によれば、実測値は曲げひびわれの発生成長に伴って計算値 N_I から N_{II} へ移行していく過程が見られ、前述の連続桁の場合と同様な性状が示されている。この場合の計算値 N_{II} と L_{II} とは多少の差は見られるが、それ程著しいものではない。

図一十は、強制変位を与えたR-2Cにおける柱の中央断面の鉄筋のひずみを示したものである。この図によれば、強制変位を



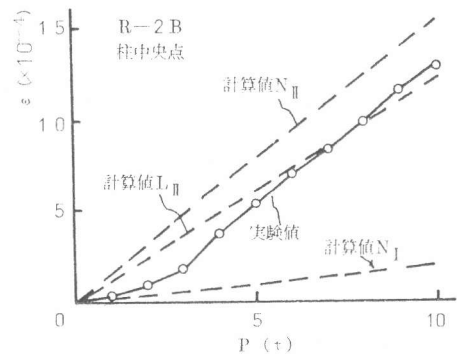
図一七 鉄筋ひずみ



図一八 鉄筋ひずみ

表一
ラーメン供試体の崩壊荷重

供試体	実測値(t)	計算値(t)	実/計
R-2B	11.9	9.84	1.21
2C	10.9	9.67	1.13



図一九 鉄筋ひずみ

与えた時点ですでにひびわれが発生したため剛性が低下し、拘束断面力によるひずみの計算値 N_{II} は、全断面を有効とするときの断面力を用いたときの計算値 L_{II} に比べ半分以下となっている。

また、強制変位を与えた後の荷重増加に伴うひずみの増加をみれば、実測値あるいは計算値 N_{II} は、計算値 L_{II} と大差ない勾配を示している。このことは、荷重による断面力の増加は起るとしても、強制変位による拘束断面力には余り変化がなかったことを意味している。それは、強制変位を与えた時点ですでに主要断面の曲げ剛性がコンクリート引張抵抗を無視する剛性に近かったこと、および曲げ剛性に及ぼす軸力の影響がそれ程大きくないこと

によると考えられる。そこで、軸力の影響を無視し、曲げモーメントのみを受ける場合のコンクリート引張抵抗を無視するときの曲げ剛性を用いて弾性解析を行った断面力をもとに求めたひずみの近似計算値 A_{II} をも図中に示した。これによれば、計算値は実測値あるいは非線形解析による計算値 N_{II} と良い対応を示しており、このように低減した剛性を用いる弾性解析も、実用性がかなり高いことがわかる。いずれにせよ、強制変位による拘束断面力と荷重とによる断面力については全断面有効とする弾性解析によってもそれ程大きな誤差にはならないようではあるが、拘束断面力については非線形解析によるか、それとも低減した剛性を用いる弾性解析によるしかなければ過大な評価を得ることになる。

5. まとめ

本研究では、RC不静定部材の断面力および変形非線形特性についてのケーススタディとして、中間支点曲げモーメントの $-35\sim+25\%$ の再分配を行って設計したRC二径間連続桁、並びに強制変位による拘束断面力を与えたRC箱形ラーメンの載荷実験を行った。得られた主な結果を列記すれば、次のとおりである。

- 1) モーメント再分配や拘束断面力にかかわらず、崩壊荷重は弾性解析による計算値を上回り、十分な塑性変形能力が示された。
- 2) 軸力がある場合の曲げ剛性としてBranson式を、また軸力がある場合の変形剛性には堺らの式を用いて行った非線形解析による計算値は実測値と良い対応を示した。
- 3) 終局時に対してモーメント再分配を行って設計すれば、使用状態における曲げモーメントの再分配も起るが、その比率は終局時ほど大きくないため、使用性状にとって不利になり易い。その程度は再分配する方向によって異なり、崩壊荷重は同じであっても鉄筋が最初に降伏する荷重がかなり低下することがある。
- 4) 斜ひびわれが発達すれば鉄筋ひずみは通常の非線形解析による計算値を上回るが、いわゆるモーメントシフトを考慮すれば、計算値は実測値に対応させることができる。
- 5) 拘束断面力がなく、荷重による断面力のみの場合には、弾性解析による計算値はひびわれ発生後も非線形解析による計算値と著しい差は生じないが、拘束断面力については両者に大きな差があり弾性解は断面力を過大評価する。
- 6) ひびわれ発生後の拘束断面力を、コンクリート引張抵抗を無視する曲げ剛性を用いて弾性解析によって計算しても有用であることが多いと考えられる。

参考文献

- 1) Branson, Dan E., Deformation of Concrete Structures, McGraw-Hill Book Company, New York, 1977
- 2) 堺 孝司, 角田与史雄, 能町純雄, 曲げと軸力を受けるRC部材における鉄筋の平均ひずみの一算定法, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第5部, 昭和55年9月

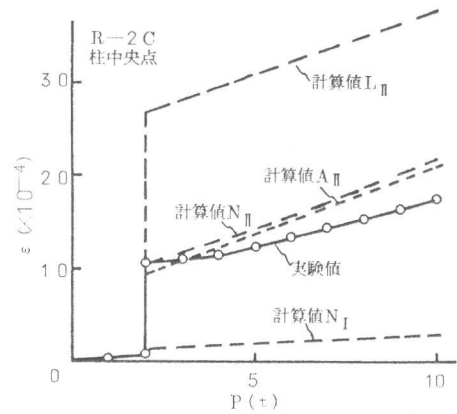


図-10 鉄筋ひずみ