Ⅰ－132　　梯子梁の曲げ崩壊について

大阪市立大学工学部　正員　倉田 宗章
○安岡 善夫

1．緒言　　梯子梁の曲げ崩壊は近似的に(A)ビーム崩壊と(B)層崩壊に分けられる。すなわち断面の寸法に比べ全間が小さい範囲では層崩壊が支配的であり全間が大きく成るにつれてビーム崩壊に移行して行くと考えられる。一般に梯子梁はラーメンの取扱いを行い曲げのみを考えているがここでは簡単のため剪断力を無視出来る場合について曲げと軸力の影響を考えた組合せ応力の問題として崩壊荷重を求め上記の近似解と比較してみた。

2．上界定理を用いた崩壊荷重の計算

取扱う系は中央集中荷重Pを持ち材料は理想化した非硬化剛塑性体とする。又弦材の剛さは柱のそれに比べて小さい場合を考えると降伏関節はすべて弦材に生ずる。先ず上の近似解を説明するとこれらは共に上界崩壊荷重の上限を与えるものでビーム崩壊は弦材の曲げ剛さ(EI)を無限大と仮定し変形は図1に示される。一方層崩壊は弦材の軸力に対する剛さ(EA)を無限として図2の変形である。これらの崩壊を降伏曲線上で定義すると共に応力座標軸上の点に対応する。そしてその崩壊荷重は

$$P_{(A)} = 4N_0 h/(n+1)l \text{ ——— (1)}, \qquad P_{(B)} = 8M_0/l \text{ ——— (2)}.$$

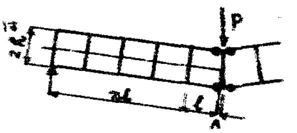


図-1；ビーム崩壊

こゝに $N_0 = A\sigma_y$，$M_0 = Z_p\sigma_y$，　A；弦材断面積，Z_p；弦材塑性断面係数。

(1),(2)式を図上に示したのが図5である。次に実際の梯子梁の崩壊を考える場合には(A),(B)2つの崩壊形式を組合せたものについて調べるのがより妥当であるからこゝでは最も簡単な図3の形式を考える。各降伏関節は曲げと軸力の組合せ応力を受けて降伏していると考えられる。無次元化した断面力と歪速度はおのおの $M/M_0=m$，$N/N_0=n$，$\dot{\lambda}N_0/M_0=\dot{\lambda}$ とすると2つの断面力M，Nを受ける関節での内部エネルギー逸散速度は　$D_i = M\dot{\theta}+N\dot{\lambda} = \Sigma M_0(m\dot{\theta}+n\dot{\lambda})$ ——(3)。一方外部エネルギーの逸散は図から $D_e = P\dot{\delta} = P[nl\dot{\theta}_2+(l-\lambda)(\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2)]$ ——(4)。仮想仕事の原理から崩壊荷重は

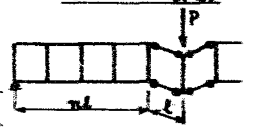
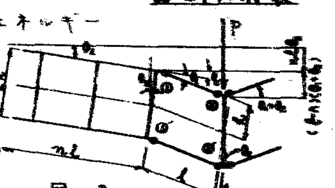


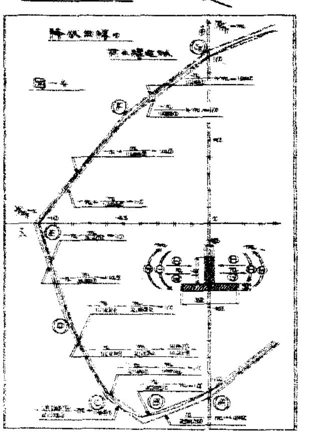
図-2；層崩壊

$$P = \frac{4M_0[m_1\dot{\theta}_1+n_1\dot{\lambda}_1+m_2(\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2)+n_2\dot{\lambda}_2]}{nl\dot{\theta}_2+(l-\lambda)(\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2)} = \frac{4M_0[\dot{\theta}_1(m_1+\frac{\dot{\lambda}_1}{\dot{\theta}_1}n_1)+(\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2)(m_2+\frac{\dot{\lambda}_2}{\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2}n_2)]}{nl\dot{\theta}_2+(l-\lambda)(\dot{\theta}_1+\dot{\theta}_2)} \text{ —(5)}$$



図—3

今弦材をT型断面と考え降伏曲線を求めこの応力座標軸n，mに対応する塑性歪速度λ̇，θ̇を重ねたものが図4で断面力の符号も同時に示している。上界定理を用いるから問題は変形適合場で降伏条件の下(5)式の崩壊荷重の最小値を求めるという条件付き変分問題となるが計算を簡単にするために降伏曲線の代りに外接の近似折れ線を用いた。図3の崩壊形式と応力歪ベクトルの符号の定義から降伏関節①はEF，FA上にまた②はAB～DE上に位置しなければならない。下弦材の降伏関節①'，②'は共に座標軸原点に対して逆対称の直線上に位置する。計算は桁高hを変数にして繰返し計算を行い上界の崩壊荷重を求め次ページの図5に示した。



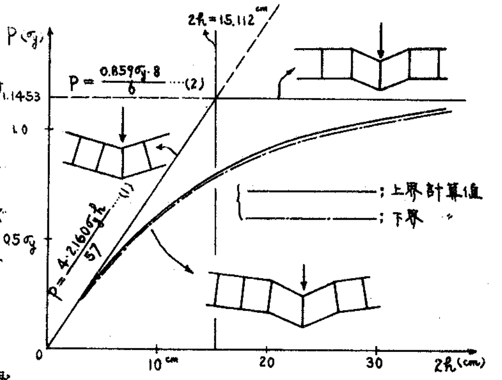
3．下界定理を用いた計算

前者の上界定理を用いた計算から立場を変えて下界定理によって崩壊

荷重を求めてみる。この場合に満足しなければならない条件として(イ)平衡条件と(ロ)降伏条件が有る。

平衡条件は構造系が荷重と内的外的共に釣合っていなければならないという事で具体的には(a)梯子梁の節点でのモーメント,軸力の合計は零,(b)格間の剪断力は全て同じで反力に等しい,(c)格間の軸力は梯子梁格間の反曲点位置での外力モーメントを桁高(重心間距離2h)で割ったものに等しいという事などである。一方降伏条件としては図4の内接折れ線近似を用いる事にする。

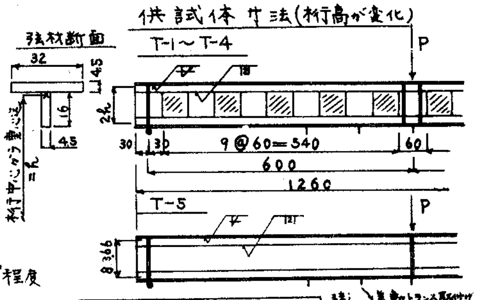
以上2つの条件を満たし且つ崩壊機構になるために必要な降伏関節を導入して応力状態図(Stress profile)を書き崩壊荷重を求めた。そして前の上界荷重計算で得られた数値と比較するため図5に記入した。



図－5

図5から明らかな事は(イ)上界,下界の計算値は非常によく接近している事。(ロ)計算値は共に桁高が大きくなるにつれて近似式(2)に,又桁高が小さくなるに従って近似式(1)に漸近する傾向がある事。(ハ)計算値と近似式(1),(2)の実線部分との間に著しい差違が認められるのは桁高2h=12.0 cm～22.0 cm程度の範囲内のもので最大は桁高2h=15.112 cmのものに相当する。そしてこれは近似式(1)(2)の崩壊荷重が一致する桁高に当っている事などである。これらの事柄を確かめるために図6のような供試体について模型実験を行った。

供試体寸法(桁高が変化)



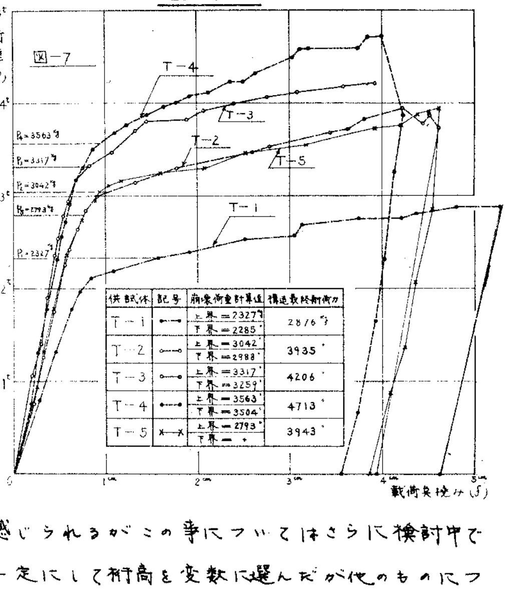
T－1	2h ＝ 8.700 cm
T－2	〃 ＝ 12.966 〃
T－3	〃 ＝ 14.966 〃
T－4	〃 ＝ 16.966 〃

材質SS41相当.
板厚全て4.5 mm.
T-5の腹板はT-1～T-4の柱材質に同じ.

図－6

4. 模型実験

供試体は図6のように桁高だけが異るT1～T4の4種類と,比較のためにT5のI型桁を作成した。T2～T4は近似解(1),(2)と計算値との差が著しい範囲の桁高に相当する供試体である。荷重はジャッキによる中央集中載荷でロードセルで荷重測定,撓みは桁下の3点を差動トランスで記録し歪も同時に測定した。また供試体の横倒れ座屈を防止するため山形鋼で側方を支持した。図7は供試体の荷重－撓み(載荷点)曲線で崩壊荷重の計算値も記入した。実験結果から最初仮定した図3の崩壊形式は妥当であると思われる。



供試体	記号	崩壊荷重計算値	構造最終耐荷力
T－1	●—●	上界＝2327 kg 下界＝2285 〃	2876 kg
T－2	○—○	上界＝3042 〃 下界＝2988 〃	3935 〃
T－3	○—●	上界＝3317 〃 下界＝3259 〃	4206 〃
T－4	●—●	上界＝3563 〃 下界＝3504 〃	4713 〃
T－5	×—×	上界＝2793 〃 下界＝ 〃	3943 〃

計算値はI型桁も含め実験値と比較するとやゝ低目に感じられるがこの事についてはさらに検討中である。この解析では全間長,格間長および弦材,柱断面を一定にして桁高を変数に選んだが他のものについても解析を行うつもりである。