

17 部 構造力学と数学，歴史，失敗事例

03 章 シースム 番外編

西村宣男

' 21. 02. 00

加藤久人

山口隆司

三好崇夫

第 1 回

照査のための構造力学・番外編の説明

研究ノート NN-08-05 番外編 1 掘割構造物体／変断面部材のアーチアクション

研究ノート NN-08-07 番外編 2 骨組の弾塑性解析のための効率的要素／変断面要素

第 2 回

研究ノート NN-08-08 番外編 3 連続ばりの級数解法／付帯条件付ガラーキン

研究ノート NN-08-31 番外編 4 高階微分方程式の解

第 3 回

研究ノート NN-08-02 番外編 5 トラス橋の耐震設計に関する研究課題

研究ノート NN-07-45 番外編 6 橋梁のリダンダンシー設計の勧め

第 4 回

研究ノート NN-08-02 番外編 5 トラス橋の耐震設計に関する研究課題

研究ノート NN-07-31 番外編 7 製作鋼管の冷間成形による材料特性の変化

研究ノート NN-08-18 番外編 8 設計照査と技術者倫理

第 5 回

研究ノート NN-07-30 番外編 9 連成座屈強度の評価について

研究ノート NN-08-33 番外編 10 鋼製橋脚の最大強度に関する基礎的検討

第 6 回

研究ノート NN-08-39 番外編 11 橋梁事故と技術者倫理

研究ノート NN-08-38 番外編 12 トラス or ラーメン／たわみ角法の限界

第 7 回

研究ノート NN-08-40 番外編 13 構造力学, 直観力養成のためのトレーニング問題 (その 1)

研究ノート NN-08-41 番外編 14 腐食減厚による鋼板の残留応力再分配と初期たわみの変化

研究ノート NN-08-53 番外編 円孔を有する帯板の応力集中に関する資料

第 8 回

研究ノート NN-08-50 番外編 15 トラス部材の 2 次応力について

研究ノート NN-08-55 番外編 16 構造研究における失敗と解決策の発見一体験談

第 9 回

研究ノート NN-08-10 番外編 17 鋼製ラーメン隅角部のせん断変形を考慮するための弾塑性モデル

研究ノート NN-08-45 番外編 18 構造力学, 直観力養成のための骨組力学問題 (その 2)

第 10 回

研究ノート NN-09-04 番外編 19 鋼部材の基本強度の評価と限界状態設計

研究ノート NN-09-03 番外編 20 構造力学教育論

第 11 回

研究ノート NN-08-42 番外編 21/鋼桁の耐荷力評価に関する研究課題

研究ノート NN-09-06 番外編 22 膨張材の効果を考慮した合成構造の応力解析

第 12 回

研究ノート NN-09-10 番外編 23 今後の土木鋼構造の計画・設計・建設に関わる戦略 於. 構造懇話会

研究ノート NN-09-11 番外編 24 直観力養成のための構造力学(その 3) 力学用語の誤使用例や説明不足

第 13 回

研究ノート NN-09-15 番外編 25 日本鋼構造協会会員制度の見直しに関する提言 (案)

第 14 回

研究ノート NN-09-16 番外編 26 トラスの固有振動に関する補足

研究ノート NN-09-12 番外編 27 トラス橋のリダンダンシー評価のための数値シミュレーション法

第 15 回

研究ノート NN-09-20 番外編 28 土木学会平成 21 年度全国大会研究討論会 “設計の無駄と余裕”

第 16 回

研究ノート NN-09-21 番外編 29 薄板骨組み構造の結合解析における結合点の処理

第 20 回

研究ノート NN-10-07 番外編 30 高力ボルト接合に関する Q & A (その 1)

第 17 回

研究ノート NN-09-30 技術雑感 1 直接基礎立体交差橋梁 (UFO) 見聞録

第 18 回

研究ノート NN-10-02 技術雑感 2 構造力学と数学に関する体験と反省

第 19 回

研究ノート NN-10-05 技術雑感 3 高力ボルト摩擦接合継手に関する研究余話

第 20 回

研究ノート NN-10-04 技術雑感 4 鋼構造・構造設計分野における障害者雇用の実態

第 21 回

研究ノート NN-10-08 技術雑感 5 魚釣り力学 1 竿捌きの力学的解釈について

第 22 回

研究ノート NN-10-11 技術雑感 6 魚釣り力学 2 釣り糸の力学的解釈について

研究ノート NN-10-14 技術雑感 7 鋼構造技術者の品格

研究ノート NN-10-15 技術雑感 8 大阪淡路地区の開発計画とその進捗度

第 23 回

研究ノート NN-10-10 技術雑感 9 鋼構造分野における女性研究者・技術者問題について

第 24 回

研究ノート NN-11-06 技術雑感 10 災害に強い社会システムの構築を目指して

研究ノート NN-11-07 技術雑感 11 AASHTO におけるボルト接合関連条項の紹介と考察

第 25 回

研究ノート NN-11-11 技術雑感 12 鉄道好きの独り言 (車窓前面展望を見ての疑問など)

研究ノート NN-11-09 技術雑感 13 跨座型モノレールの技術開発に関する記録簿

第 26 回

研究ノート NN-11-15 技術雑感 14 震災対応で再び問われる企業倫理

研究ノート NN-08-05

照査のための構造力学・番外編 1
掘割構造函体／変断面部材のアーチアクション

平成 20 年 1 月 14 日

西村宣男

概要：はり高さが変化するラーメン部材のモデル化において，変断面部材であるにも拘わらず，簡単のため断面の図心軸の移動を無視して直線部材としてモデル化する場合が多い．地上の簡単なラーメン構造ではこのモデル化によっても大きな誤差は発生しないが，部材の軸方向変位が他の部材等によって拘束されている場合（地盤による拘束も含めて），横荷重によって発生する断面力を正しく評価できないことがある．本稿ではできるだけ簡単なモデルを用いて，この問題に対する部材断面の剛性，外部拘束度の影響などが簡単に照査できる設計資料を用意する．

1. 課題との出会い

東名阪自動車道の掘割構造の構築に際して，合理的構造形式を模索し、4 つの構造形式について施工上の課題を知るために試験施工が実施され，函体の施工期間約 2 年半にわたる現場計測が行われ、函体のひずみや変位のデータが計測された．函体の挙動に影響を与える諸因子を明らかにするために並行して再現解析が実施され，主として R C 造の函体の構造モデルの適正な取り扱いに注意が向けられた．地盤の剛性を適正に選ぶこと，R C 部材の断面剛性は作用応力に応じた有効断面を考慮した非線形解析法を適用することにより，計測値と解析値はほぼ妥当な一致が見られていたが，施工の最終段階である頂版上の埋め戻し土砂を施工した際の計測値と解析値に大きな乖離が認められた．その原因を探る際に、本稿で課題としている力学問題に遭遇した．

函体の頂版は図-1 に示すように中央部の版高さが大きな変断面構造になっている．函体の横断面を骨組ラーメンと考える設計計算において，頂版を直線部材とみなして，図心軸の上下方向変化を無視している．上載荷重（埋め戻し土砂）による曲げモーメントにより頂版の R C 断面の一部に引張応力が発生するため，引っ張り応力を受ける断面のコンクリートは無効として計算を行うと，鉄筋のひずみは曲げモーメントによって大きな値となる．ところが鉄筋ひずみの計測値は上載荷重が作用した場合も，曲げモーメントによる変動は余り大きな値とはなっていない．

そこで解析に用いた構造モデルの欠陥を調査したところ，上述のように頂版の図心位置を厳密には考えていないことが明らかになった．このようなはり高さが変化する部材の断面力特性について，以下に考察する．

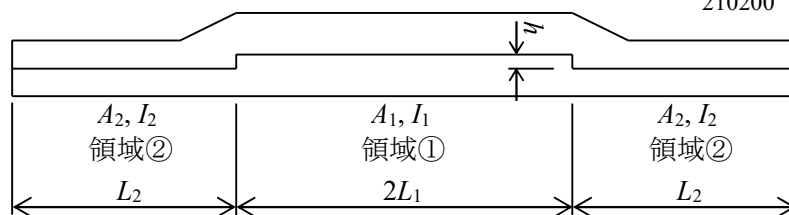


図-2 簡単な構造モデル

2. 構造モデル

(1) 力学的考察

1) 簡単な構造モデル

上述の現象を力学的に分析してみよう。図-2に示すように、部材の中間2個所で断面変化するはり部材を考える。断面変化部にはテーパが施されており、急激な断面変化による応力集中の問題は考えなくて良いものとする。断面変化点において部材断面の図心が変化し、これを考慮するために、中央の領域と両端の領域のはり要素間に剛なオフセット要素を導入したクランク状の骨組モデルを考える。断面変化点における部材の回転角（せん断変形が無視できる場合はたわみ角に等しい）にオフセット要素の長さ、すなわち2つの領域における図心位置の距離を乗じた分だけ、部材の軸方向変位に影響することになる。

2) 静定ばり

最初に比較のために、両端単純支持構造を考える。横荷重が作用したときオフセット要素の位置ではりに回転角が生じ、部材の軸方向変位に影響するが、部材は軸方向には拘束されていないので、オフセット要素の存在、すなわち図心高さの変化は静定構造では断面力に影響を与えないことが明らかである。

3) 固定ばり

部材端における拘束度が極端に高い場合として、両端固定ばりを考える。固定ばりでは、材端において部材の軸方向変位が拘束されるから、軸力による部材の伸縮量とオフセットの回転による軸方向変位が釣り合って、軸方向変位に関する適合条件を満たすことになる。

適合条件は

$$\frac{N_1 L_1}{2EA_1} + \frac{N_2 L_2}{2EA_2} = \theta \cdot h \quad (1)$$

ここに、 N_1 , N_2 : はりの領域①および②における軸力, EA_1 , EA_2 : はりの領域①および②における伸び剛性, L_1 , L_2 : はりの領域①および②の長さ, θ : オフセット要素の回転角

式(1)におけるオフセット要素の回転角の計算にはたわみ角法は適さない。たわみ角法では部材の伸縮

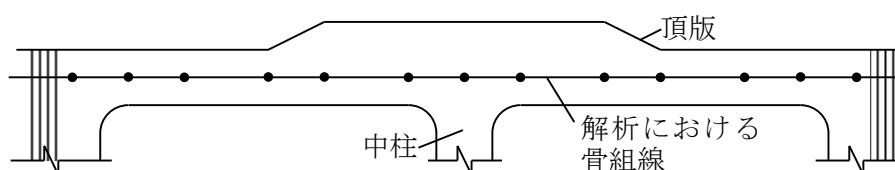


図-1 堀割構造頂版の形状

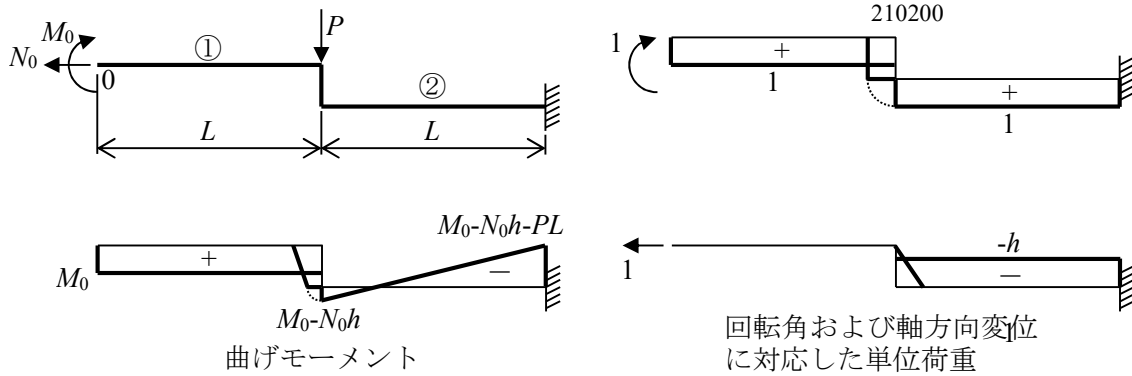


図-3 静定基本系と単位荷重法

は無視するからオフセット要素には回転角が生じないことになる。マトリックス変位法による場合、式(1)の適合条件は節点における釣り合いに自動的に組み込まれるが、剛性無限大のオフセット要素の扱いに気をつける必要がある。

ここでは静定基本系を用いる初等的な方法によって断面力を計算してみる。図-2 のモデルに対して、横荷重をオフセット上に作用する集中荷重とする。図-3 のようにモデルの右半分を対象とし、クランク状の片持ち構造を静定基本系とする。節点 0 に作用する不静定力は軸方向力 N_0 と曲げモーメント M_0 である。せん断力は対称条件より $Q_0=0$ 。

節点変位に課せられる適合条件は、軸方向変位 $u_0=0$ 、および回転変位 $\theta_0=0$ である。簡単のため $L=L_1=L_2$ とする。単位荷重法により節点 0 の変位を計算し、適合条件を適用すると、

$$M_0(1+c) - N_0hc - \frac{PLc}{2} = 0 \quad (2)$$

$$M_0 - N_0h(1+\lambda+\lambda m) - \frac{PL}{2} = 0 \quad (3)$$

ここに、 $c=I_1/I_2$, $m=A_2/A_1$, $\lambda=I_2/A_2h^2$

式(2)および式(3)より不静定力を求めると、

$$M_0 = \frac{c\lambda(1+m)}{1+\lambda(1+m)(1+c)} \cdot \frac{PL}{2} \quad (4)$$

$$N_0 = -\frac{1}{1+\lambda(1+m)(1+c)} \cdot \frac{PL}{2h} \quad (5)$$

因みにクランクの段差が無く、剛性が一定であれば、 $\lambda=\infty$, $c=m=1$ より

$$M_0 = \frac{PL}{4}, \quad N_0 = 0$$

(2) 力学パラメータ

この問題に関わっている力学パラメータは前例から分かるように、断面 2 次モーメント比 c 、断面積比 m 、部材の細長比 I_2/A_2L^2 、段差比 h/L である。後の 2 つは合体して λ で代表される。また実際の掘割構造では側壁は頂版を完全拘束できないから、頂版と地盤の効果を含んだ側壁の剛比がパラメータとして加わる。

3. 設計資料

頂版の段差が断面力に与える影響を数値計算によって明らかにする.

1) ケース 1

領域①の断面 $2\text{m} \times 2\text{m}$, 領域②の断面 $4\text{m} \times 1\text{m}$ とする.

段差 $h=0.5\text{m}$, $A_1=4\text{m}^2$, $A_2=4\text{m}^2$, $I_1=4/3\text{m}^4$, $I_2=1/3\text{m}^4$

$c=4$, $m=1$, $\lambda=1/3$

$M_0/PL=0.308$, $N_0h/M_0=-0.187$

比較の対象として段差の無いフラットな頂版(剛性は変化)を考えると, 式(4)および式(5)において $\lambda=\infty$ とすると

$M_0/PL=0.400$, $N_0h/M_0=0.0$

すなわち段差が存在することにより, 中央の曲げモーメントは段差を無視した場合の 77% に低減し, 軸力によるモーメント N_0h が M_0 の約 20% にもなることが分かる.

2) ケース 2

領域①の断面 $2\text{m} \times 2\text{m}$, 領域②の断面 $4\text{m} \times 1.5\text{m}$ として段差を小さくする.

段差 $h=0.25\text{m}$, $A_1=4\text{m}^2$, $A_2=6\text{m}^2$, $I_1=4/3\text{m}^4$, $I_2=1.5\text{m}^4$

$c=0.888$, $m=1.5$, $\lambda=4$

$M_0/PL=0.223$, $N_0h/M_0=-0.056$

比較の対象として段差の無いフラットな頂版(剛性は変化)を考えると, 式(4)および式(5)において $\lambda=\infty$ とすると

$M_0/PL=0.235$, $N_0h/M_0=0.0$

すなわち段差が小さくなると軸力は低下し, 曲げモーメントの低減は余り大きくはない.

この計算例では側壁の剛性を無限大, すなわち頂版の端部を完全拘束しているので, 実構造よりも段差の影響が過大に評価されているかもしれない. その点には注意して参考にして頂きたい.

照査のための構造力学・番外編 2 骨組の弾塑性解析のための効率的要素／変断面要素

平成 20 年 1 月 21 日

西村宣男

概要：骨組構造の極限強度解析や耐震解析において，固定端や格点部に塑性ヒンジが生ずる状態まで精度の良い解析を実行するためには，塑性化する領域を細かく要素分割しなければならないことが知られている．一般に使用されている骨組要素では，部材断面の塑性化は要素の midpoint に関して計算され，要素剛性はそれぞれの要素内で一定とする評価が行われていることが，極めて細かい要素分割を要求する原因となっている．本稿では一般の骨組要素と同じ 3 次式の変位関数を用いた効率的な要素について紹介する．

1. 骨組構造の弾塑性解析

2 次元の骨組構造の基本的な弾塑性問題として，先端に横荷重を受ける片持ちばりの曲げ問題がある．部材の断面形状は I 形断面でも箱形断面でも大きな差はないが，断面の塑性断面係数 Z と弾性断面係数 W の比，断面係数比 Z/W は 1.1～1.2 程度である．このことは，図-1 のような荷重状態では，片持ちばりの塑性化領域は固定端近くのはり全長の 10～20% に限定されることを意味している．断面の塑性化の影響を正確に評価するためには，固定端付近を細かく要素分割し，要素内一定剛性とする取り扱いで，殆ど剛性が消失した全塑性状態を再現する必要がある．因みに要素長を部材長の 1/10 とすると，要素の曲げ剛性は弾性剛性の 30～40% 程度にしか低下しない．単柱式鋼製橋脚の耐震解析に適用したファイバー要素による計算¹⁾では，固定端付近の部材軸方向分割は部材長の 1/100 程度を要求している．

部材数の多い骨組構造物の極限強度解析を実行する際に，塑性化の変化を評価するために一つの部材を適切な数の要素に分割する必要がある．部材内の曲げモーメントの変化が著しい場合は上述の例のように部材端部の要素長を極めて細かくしなければ，必要な精度を保証できない．予め限界となる個所が特定できていない複雑な構造物の解析では，塑性化が予想される部材全てを細かく要素分割することになり非効率となるので，少ない要素分割でも精度の良い解析が実行できる要素の採用が望ましい．

2. 剛性変化を許容した骨組要素

(1) 塑性化の評価

骨組構造物の極限強度解析の効率化を目的として開発した解析ソフト “NAFRAM (Nonlinear Analysis

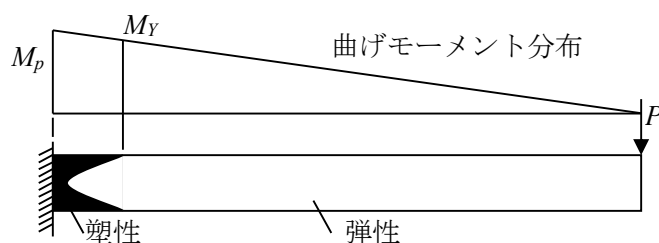


図-1 片持ちばりの弾塑性解析モデル

of Framed Structures)”では, 前述の目的を可能にする要素内の剛性変化を考慮した骨組有限要素が用いられている. “NAFRAM”は立体構造を扱うため, 節点の変位自由度は3方向並進変位, 3軸回り回転角および断面そりの7自由度を考えているが, ここでは簡単のために2次元問題について説明する.

基本的に弾性状態においては, 要素は等断面とするが, 要素断面内の塑性化は要素の両端断面について行い, そこで評価された塑性化領域に基づいて, 部材の剛性は要素の両端で計算する. 要素の一端ないしは両端が塑性化すると要素内の剛性は軸方向に変化する. 要素両端の剛性が要素内で線形変化するものと仮定して, 剛性行列を定式化する.

1本の部材は少なくとも2要素, 圧縮力を受ける場合は6要素程度で分割することを前提としており, 要素の両端が異符号の曲げによって塑性化するような塑性状態(要素の中間が弾性で両端が塑性化)は考えない.

(2) 変位場

軸方向変位は1次式, 曲げは3次式で変位関数を与える.

$$u = u_1 + (u_2 - u_1) \frac{x}{L} \quad (1)$$

$$v = v_1 + \theta_1 x + \left\{ \frac{3(v_2 - v_1)}{L^2} - \frac{2\theta_1 + \theta_2}{L} \right\} x^2 + \left\{ \frac{2(v_1 - v_2)}{L^3} + \frac{\theta_1 + \theta_2}{L^2} \right\} x^3 \quad (2)$$

ここに, u_1 , v_1 , θ_1 および u_2 , v_2 , θ_2 はそれぞれ節点1および2の変位を表す.

(3) 剛性行列の定式化

2次元問題において関与する伸び剛性および曲げ剛性は部材軸に沿って線形変化するものとする.

$$EA = EA_1 + (EA_2 - EA_1) \frac{x}{L} = EA_1 + \frac{\Delta EA x}{L} \quad (3)$$

$$EI = EI_1 + (EI_2 - EI_1) \frac{x}{L} = EI_1 + \frac{\Delta EI x}{L} \quad (4)$$

ここに, EA_1 , EI_1 および EA_2 , EI_2 はそれぞれ節点1および2における要素の剛性を, また ΔEA , ΔEI は要素両端の剛性変化量を表す.

仮想仕事の原理を用いて剛性行列を定式化する. 要素に作用する節点力がなす仕事も含めて,

$$\pi = \int EA \frac{du}{dx} \delta \left(\frac{du}{dx} \right) dx + \int EI \frac{d^2 v}{dx^2} \delta \left(\frac{d^2 v}{dx^2} \right) dx - N_1 \delta u_1 - N_2 \delta u_2 - Q_1 \delta v_1 - Q_2 \delta v_2 - M_1 \delta \theta_1 - M_2 \delta \theta_2 \quad (5)$$

式(5)に式(1)~(4)の関係を代入し, 節点変位で偏微分することにより節点力と節点変位の関係, すなわち剛性行列を確定することができる. 剛性行列は節点1における剛性に関する項 **K** と要素両端の剛性変化量に関する項 **D** の和で表される.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{EA_1}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA_1}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI_1}{L^3} & \frac{6EI_1}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_1}{L^3} & \frac{6EI_1}{L^2} \\ & & \frac{4EI_1}{L} & 0 & -\frac{6EI_1}{L^2} & \frac{2EI_1}{L} \\ & & & \frac{EA_1}{L} & 0 & 0 \\ & Sym. & & & \frac{12EI_1}{L^3} & -\frac{6EI_1}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI_1}{L} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$D = \begin{bmatrix} \frac{\Delta EA}{2L} & 0 & 0 & -\frac{\Delta EA}{2L} & 0 & 0 \\ & \frac{6\Delta EI}{L^3} & \frac{2\Delta EI}{L^2} & 0 & -\frac{6\Delta EI}{L^3} & \frac{4\Delta EI}{L^2} \\ & & \frac{\Delta EI}{L} & 0 & -\frac{2\Delta EI}{L^2} & \frac{\Delta EI}{L} \\ & & & \frac{\Delta EA}{2L} & 0 & 0 \\ Sym. & & & & \frac{6\Delta EI}{L^3} & -\frac{4\Delta EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{3\Delta EI}{L} \end{bmatrix} \quad (7)$$

3. 適用例

要素内の剛性変化を考慮できる骨組要素の適用性を以下の例題によって示す.

(1) 先端に集中横荷重を受ける片持ちばり

自由端に横方向集中荷重を受ける H 形断面 ($300 \times 280 \times 20 \times 10$, $L=1000\text{mm}$) の片持ちばりを一定長さの 8 要素で分割した場合, 荷重と先端のたわみの関係を図-2 に示す. 強軸回り曲げの場合は断面係数比が 1.0235 と極端に小さく固定端の極近傍のみが塑性化するが, 提案する要素を用いることにより荒い分割でも精度良く計算が実行されている.

同じはりについて弱軸回りの曲げを受ける場合は, 断面係数比は 1.5 であり, 塑性化領域は固定端より長さの 1/3 程度である. 8 要素分割により問題なく計算が実行されている.

(2) 残留応力を考慮した片持ちばり

前例と同じ片持ちばりの強軸回りの曲げについて, 溶接タイプおよび圧延タイプの残留応力 (圧縮残留応力 $-0.3\sigma_Y$) を考慮した計算結果を図-3 に示す. 溶接ばりでは引張残留応力 (σ_Y) の影響によって載

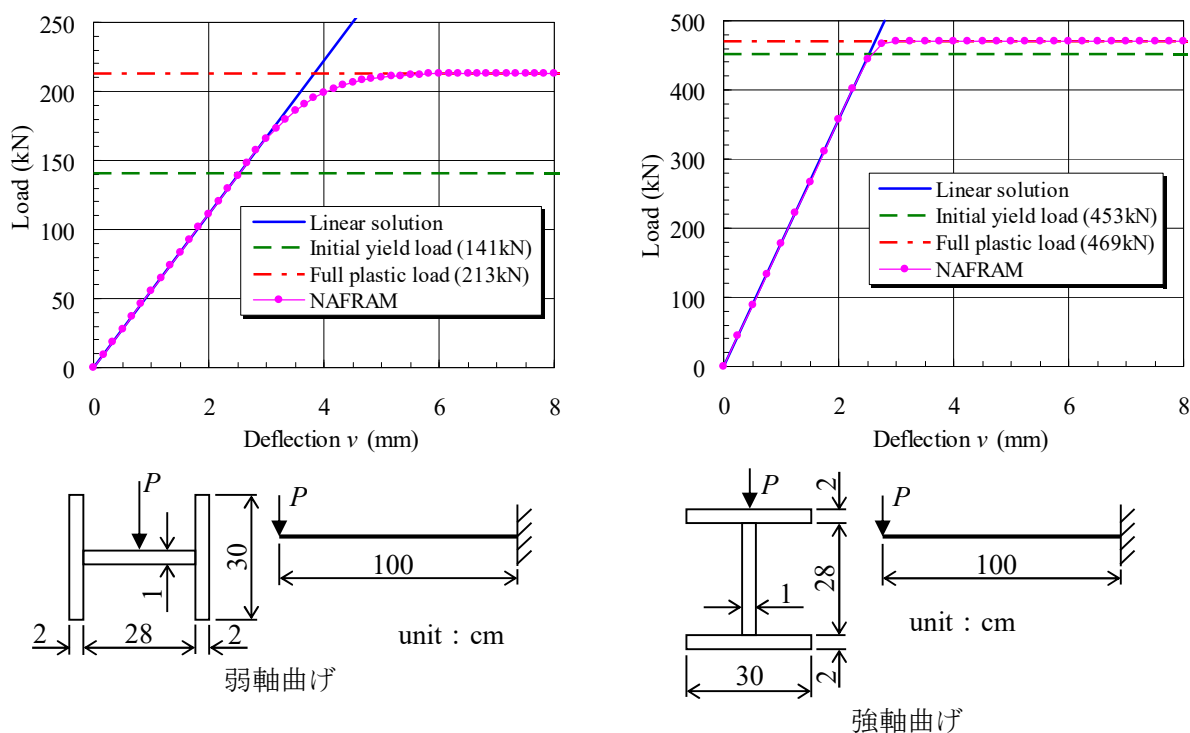
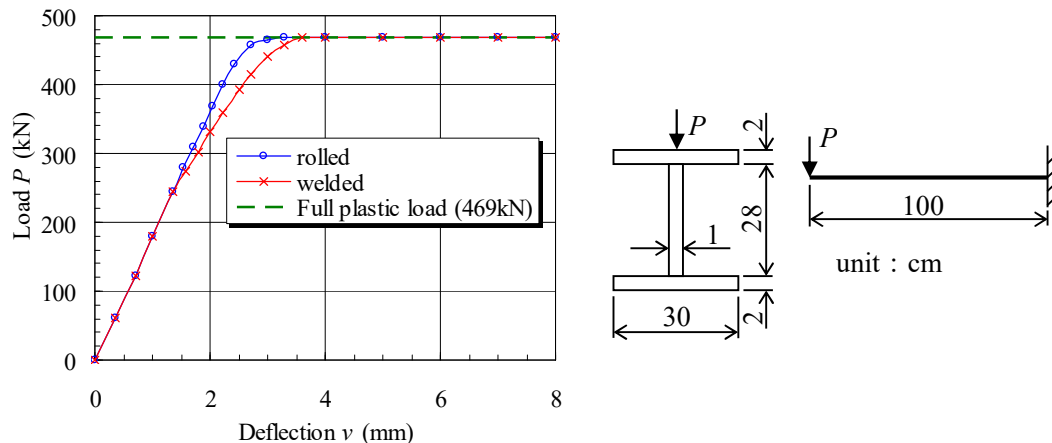


図-2 片持ちばりの曲げ問題



図—3 残留応力を考慮した片持ちばりの曲げ

荷の初期段階から非線形性が現れるのに対して，圧延ばりでは降伏荷重の 70%から非線形となる．横ねじれ座屈の変位自由度を与えていないので残留応力を考慮しても終局強度は固定端が全塑性になる強度に一致している．

なお，固定端に塑性ヒンジが形成され構造系が不安定になった後も荷重制御によって解析が実行されているのは，解析ソフト NAFRAM に導入されている仮想ばねの効果によることを付記しておく．

参考文献

- 1) Caetano, A., Ono, K. and Nishimura, N. : Calibration of the fiber model for seismic design of elevated highway piers, 第 4 回鋼構造物の非線形解析と耐震設計への応用に関する論文集, 223-231, 2002.
- 2) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M. : Effect of local deformation on ultimate strength of ladder-like plate girder bridges, Technology Reports of Osaka University, Vol.32, No.1678, 1982.

研究ノート NN-08-08

照査のための構造力学・番外編 3

連続ばりの級数解法／付帯条件付ガラーキン法

平成 20 年 1 月 23 日

西村宜男

概要：連続ばりの諸問題の近似解法としてガラーキン法を適用する際に、中間支点の変位に関する適合条件は、付帯条件付変分問題の近似解法として取り扱うことができる。この方法の特典は、支点反力を付帯条件から直接求めることができ、断面力を変位の級数解の導関数として計算するのではなく、力の釣り合いによって計算できて、変位と同程度の収束性が保障されるところにある。今日、級数解法を用いて構造解析を行うことは稀であるが、近似公式を見出す際の一つのテクニックとして理解することを勧める。

1. はりの曲げ問題の級数解法

初等はり理論が適用できるはりの曲げ弾性方程式は、

$$EIv^{(4)} = p \quad (1)$$

と表すことができる。この微分方程式の解は、境界値問題など幾つかの方法によって求めることができるが、級数解法も特定の範囲では効力を発揮する。

いま、単純ばりを対象として、たわみ v の級数解を以下のように与える。

$$v = \sum_{n=1}^N a_n \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (2)$$

さらに、座標関数として、級数解の各項をとり

$$v = \sin\left(\frac{m\pi x}{L}\right) \quad (m = 1, 2, \dots, N) \quad (3)$$

ガラーキン公式は、以下のように誘導される。基礎微分方程式(1)の両辺に座標関数 v を乗じて、考えている全領域について積分する。

$$\int EIv^{(4)}v dx = \int p v dx \quad (m = 1, 2, \dots, N) \quad (4)$$

式(4)に式(2)および(3)を代入すると、

$$EI a_m \left(\frac{m\pi}{L}\right)^4 = \int p v dx \quad (m = 1, 2, \dots, N)$$

等分布荷重の場合は、

$$EI a_m \left(\frac{m\pi}{L}\right)^4 = \frac{4p}{m\pi} \quad (m = 1, 2, \dots, N) \quad (5)$$

したがって、級数の係数は、

$$a_m = \frac{4pL^4}{EI(m\pi)^5} \quad (m = 1, 3, 5, \dots, N) \quad (6)$$

式(6)の級数解の精度は、考慮する級数解の項数に関係するが、この問題では、 $N=1$ で 100.4%、 $N=3$ で 100%である。もし、断面力を級数解の導関数から求めれば、支間中央の曲げモーメントは $N=1$ で 103.2%、 $N=3$ で 99.4%、支点のせん断力は $N=1$ で 81%、 $N=3$ で 90%と収束性は芳しくない。

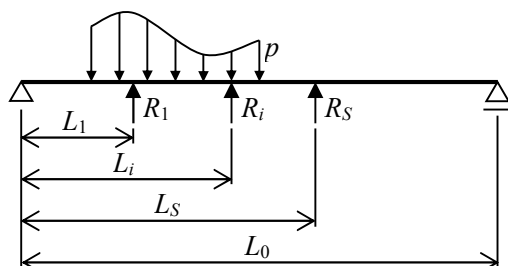


図-2 連続ばりの中間支点拘束条件

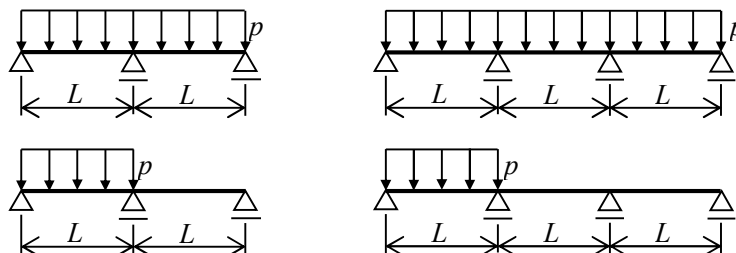


図-3 各種連続ばりの荷重状態

2. 連続ばりへの拡張

両端において単純支持された連続ばりに級数解法を適用する場合, たわみの級数解は両端支点における境界条件を満たすように, 全長 L_0 を支間長とする正弦波を適用する.

$$v = \sum_{n=1}^N a_n \sin\left(\frac{n\pi x}{L_0}\right) \quad (7)$$

座標関数は, 式(3)と同様で

$$v = \sin\left(\frac{m\pi x}{L_0}\right) \quad (m=1,2,\dots,N) \quad (8)$$

連続ばりでは, 中間支点でたわみが拘束されるから, 級数解は以下の付帯条件を課せられる.

$$v_i = \sum_{n=1}^N a_n \sin\left(\frac{m\pi L_i}{L_0}\right) = 0 \quad (9)$$

ここに, L_i は左側支点から中間支点までの距離を表している. (図-2)

はりには任意の荷重と中間支点の拘束条件に対応した不静定反力 R_i を考えると, N 個のガラーキン公式と, 中間支点の数の拘束条件に関する連立方程式を解く問題になる.

$$\int EI v^{(4)} dx = \int p v dx - \sum R_i v_i \quad (m=1,2,\dots,N) \quad (10)$$

式(10)に式(7)および(8)を代入すると

$$EI a_m \left(\frac{m\pi}{L_0}\right)^4 = \frac{4p}{m\pi} - \frac{2}{L_0} \sum R_i \sin\left(m\pi \frac{L_i}{L_0}\right) \quad (m=1,2,\dots,N) \quad (11)$$

中間支点の数を S 個とすると, 式(9)と(11)は a_m と R_i に関する, $(S+N)$ 個の連立方程式となる.

3. はりの級数解の応用

(1) 等分布荷重を受ける2径間連続ばり

図-3 に示す2径間連続ばりに等分布荷重が満載された場合, 構造系と荷重の対称性により, たわみの級数解は奇数項のみが有効である. そこで, $m=1, 3$ をとると, 連立方程式は以下ようになる.

$$EI\pi^4 a_1 = \frac{4pL_0^4}{\pi} - 2R_1 L_0^3$$

$$EI(3\pi)^4 a_3 = -\frac{4pL_0^4}{3\pi} + 2R_1 L_0^3$$

$$a_1 - a_3 = 0$$

この連立方程式の解として与えられる中間支点反力は $0.635pL_0$ で、厳密解 $0.625pL_0$ の 101.7%と収束性が良い。等分布荷重が左側径間のみ載荷される場合は、級数解の偶数項も有効であり、 $m=1,2,3$ をとると、連立方程式は以下ようになる。

$$EI\pi^4 a_1 = \frac{2pL_0^4}{\pi} - 2R_1 L_0^3$$

$$EI(2\pi)^4 a_2 = \frac{pL_0^4}{\pi}$$

$$EI(3\pi)^4 a_3 = \frac{2pL_0^4}{3\pi} + 2R_1 L_0^3$$

$$a_1 - a_3 = 0$$

中間支点反力は $0.3178pL_0$ で、厳密解 $0.3125pL_0$ の 101.7%である。

なお、この問題で $m=1,2$ のみとった場合は、中間支点の拘束条件が構成されず、求解は不可能である。

(2) 等分布荷重を受ける3径間連続ばり

3 径間連続ばり（等径間）に等分布荷重が満載された場合、連立方程式は対称性を考慮して $m=1,3,5$ をとると

$$EI\pi^4 a_1 = \frac{4pL_0^4}{\pi} - 2R_1 L_0^3 \sin\left(\pi \frac{L_1}{L_0}\right)$$

$$EI(3\pi)^4 a_3 = \frac{4pL_0^4}{3\pi}$$

$$EI(5\pi)^4 a_5 = \frac{4pL_0^4}{5\pi} - 2R_1 L_0^3 \sin\left(5\pi \frac{L_1}{L_0}\right)$$

$$a_1 \sin\left(\pi \frac{L_1}{L_0}\right) + a_3 \sin\left(5\pi \frac{L_1}{L_0}\right) = 0$$

中間支点反力は $R_1=0.3667pL_0$ で、厳密解 $0.367pL_0$ の 99.9%である。

このように付帯条件付変分問題として中間支点反力を求めると、変位の級数解の導関数から与えられるせん断力に比べてはるかに収束性が良い理由は、ガラーキン公式が領域に関する積分値を用いていることにある。

(3) 複雑な問題への適用

前項では、解法の説明のために、簡単な連続ばりの曲げ問題を例として級数解法を説明したが、このような単純な構造の場合は級数解法を適用するメリットはない。弾性方程式は与えられているが解析解を求めることが困難な場合の近似解法として、級数解法の特長が発揮される。

級数解法を補剛トラス吊橋の立体解析に適用することによって、偏載活荷重や風荷重を受ける場合の構造特性が明らかにされている^{1),2)}。南北備讃瀬戸大橋のように、吊構造内部に複々線の鉄道軌道用空間を設けた場合、偏載列車荷重が作用したときに、吊構造の断面変形が憂慮されることから、鉛直たわみ、ねじれ、断面のそりおよび断面変形角を考慮した基礎微分方程式を導き、これにガラーキン法を適用して、3 径間 2 ヒンジおよび連続吊橋の計算に成功している。連続吊橋に対しては、前述の付帯条件

付変分問題として解析している．詳細は参考文献に譲る．

【参考文献】

- 1) 小松定夫, 西村宣男: 吊構造の横断面変形を考慮した吊橋の立体解析, 土木学会論文報告集, No.236, 1975.
- 2) 小松定夫, 西村宣男: 横荷重を受ける吊橋の変形と応力について, 土木学会論文報告集, No.248, 1976.

研究ノート NN-08-31

照査のための構造力学・番外編 4 / 高階微分方程式の解

平成 20 年 7 月 1 日

西村宣男

目的：シースム勉強会で配信しております“照査のための構造力学”の第 2 章で展開している拡張骨組構造理論では、弾性方程式が 2 階～6 階の微分方程式で表現される場合が多いけれど、力学現象の解説が中心であり微分方程式の解法は自明なこととして詳しい説明は省略しております。シースム勉強会会員の方々より、微分方程式の解法のところで配布資料のフォローに行き詰まるとの意見を複数頂きましたので、標題のタイトルで番外編を纏めました。元々、“照査のための構造力学”の付録として添付することを予定しておりましたが、勉強のための補助資料として前倒しで配信することに致しました。なお、筆者は数学者ではありませんから、記述は構造力学的に行います。

1. 2 階微分方程式の解

(1) 2 階導関数のみの微分方程式

初等構造力学において最初に現れる微分方程式は部材の伸縮に関する弾性方程式で、分布軸方向荷重 q を受ける場合、以下の 2 階微分方程式で記述されます。

$$EA d^2u/dx^2 = -q \quad (1)$$

ここに、 EA は部材の伸び剛性を表します。この 2 回の微分方程式ははりの曲げ問題における曲げモーメントと分布横荷重の関係式および単純ねじり問題におけるねじれ角と分布ねじり荷重の関係式と同型で、最も簡単な微分方程式です。

$$d^2M/dx^2 = -p \quad (2)$$

$$GJ d^2\theta/dx^2 = -m_t \quad (3)$$

これらの微分方程式の解は多項式で与えられます。ただし式(1)および式(3)の剛性が一定の場合に限定されます。これらの微分方程式の右辺が 0 の同次式の解を一般解と称します。荷重項に対する解を特解と称し、一般解と特解を合わせて境界条件を満たすように積分定数を決定します。例えば式(2)の一般解は 2 つの積分定数を含み

$$M = c_1 + c_2x \quad (4)$$

等分布荷重に対する特解を加えて

$$M = c_1 + c_2x + px^2/2 \quad (5)$$

(2) 2 階導関数と線形項からなる微分方程式

初等構造力学において次に現れる微分方程式は圧縮材の曲げ座屈に関する座屈方程式で、

$$EI d^2 v / dx^2 + P v = 0 \quad (6)$$

EI で除して

$$d^2 v / dx^2 + \alpha^2 v = 0 \quad (7)$$

ここに, $\alpha^2 = P/EI$

微分方程式の解は次のように求めます.

変数 v を指数関数で

$$v = e^{s x}$$

と表現します. 式(7)に代入すると

$$s^2 + \alpha^2 = 0$$

ここに, $i^2 = -1$ の関係より, $s = \pm \alpha i$, 従って一般解は

$$v = c_1 e^{i \alpha x} + c_2 e^{-i \alpha x}$$

あるいは $\cos \alpha x = (e^{i \alpha x} + e^{-i \alpha x}) / 2$, $\sin \alpha x = (e^{i \alpha x} - e^{-i \alpha x}) / 2$

の関係より

$$v = 2(c_1 + c_2) \cos \alpha x + 2(c_1 - c_2) \sin \alpha x$$

積分定数を改めて

$$v = c_1 \cos \alpha x + c_2 \sin \alpha x \quad (8)$$

2. 4 階微分方程式の解

(1) 4 階導関数のみの微分方程式

はりのたわみに関する弾性方程式は

$$EI d^4 v / dx^4 = p \quad (9)$$

2 階微分方程式と同様に, 式(9)の一般解は多項式で与えられますが, 4 つの積分定数を用いて

$$v = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + c_4 x^3$$

等分布荷重 p に対する特解を加えると

$$v = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + c_4 x^3 + p x^4 / 24 EI \quad (10)$$

(2) 圧縮材の曲げ座屈方程式

2 階微分方程式のところで圧縮材の曲げ座屈方程式(6)を説明しましたが, より一般的な座屈方程式としては 4 階微分方程式で記述されます.

$$EI d^4 v / dx^4 + P d^2 v / dx^2 = 0 \quad (11)$$

あるいは

$$d^4 v / dx^4 + \alpha^2 d^2 v / dx^2 = 0$$

2 階微分方程式の対応する式(7)と同様に変数 v を指数関数で $v = e^{s x}$ と与えます. 上式に代入すると

$$s^2(s^2 + \alpha^2) = 0$$

より一般解は

$$v = c_1 e^{i\alpha x} + c_2 e^{-i\alpha x} + c_3 + c_4 x$$

先程と同様に積分定数を付け直して

$$v = c_1 \cos \alpha x + c_2 \sin \alpha x + c_3 + c_4 x \quad (12)$$

と与えられます.

(3) 引張力を受けるはりの曲げに関する弾性方程式

式(11)で軸力が引張力で横荷重 p が作用している場合の弾性方程式は

$$EI d^4 v / dx^4 - P d^2 v / dx^2 = p \quad (13)$$

と与えられます. 式(11)の場合と同様に変数 v を指数関数で $v = e^{sx}$ と与えますと,

$$s^2(s^2 - \alpha^2) = 0$$

となりますから, 式(13)の一般解は

$$\begin{aligned} v &= c_1 e^{\alpha x} + c_2 e^{-\alpha x} + c_3 + c_4 x \\ &= c_1 \cosh \alpha x + c_2 \sinh \alpha x + c_3 + c_4 x \end{aligned} \quad (14)$$

となります. $\cosh \alpha x = (e^{\alpha x} + e^{-\alpha x})/2$, $\sinh \alpha x = (e^{\alpha x} - e^{-\alpha x})/2$ の関係を用いています. 等分布荷重 p の特解を加えると

$$v = c_1 \cosh \alpha x + c_2 \sinh \alpha x + c_3 + c_4 x - px^2/2P \quad (15)$$

例えば, 等分布荷重が満載された単純ばりの解は, $x = 0$, $x = L$ においてたわみと曲率が 0 となる境界条件を適用して

$$\begin{aligned} v &= pL^2/P \cdot [1/2 \cdot \{x/L - (x/L)^2\} \\ &\quad - 1/(\alpha L)^2 \cdot \{1 - \cosh \alpha (L/2 - x)/\cosh \alpha L/2\}] \end{aligned} \quad (16)$$

となりますが, 双曲線関数の和差公式や半角公式を基礎知識として理解しておかなければなりません.

また, 式(13)は吊橋の鉛直たわみに関する弾性方程式と類似しています. 詳しくは第 3 回 配信予

定の“照査のための構造力学”第 2 章 2.9 をご覧下さい. また薄肉開断面ばりのそりねじりの弾性方程式とは同型です.

$$EC_w d^4 \phi / dx^4 - GJ d^2 \phi / dx^2 = m_t \quad (17)$$

(4) 弾性床上のはりの曲げに関する弾性方程式

式(9)に部材方向に連続して分布する弾性ばねの効果を加えると弾性床上のはりの曲げ問題に関する弾性方程式が与えられます.

$$EI d^4 v / dx^4 + kv = p \quad (18)$$

あるいは

$$d^4 v / dx^4 + 4\alpha^4 v = p/EI \quad (19)$$

ここに, $\alpha^4 = k/4EI$

式(19)の一般解は

$$v = c_1 \sin \alpha x \sinh \alpha x + c_2 \cos \alpha x \sinh \alpha x \\ + c_3 \sin \alpha x \cosh \alpha x + c_4 \cos \alpha x \cosh \alpha x \quad (20)$$

式(18)においてはりのせん断変形を考慮すると

$$EI d^4 v / dx^4 - \kappa EI k / GA \cdot d^2 v / dx^2 + kv = p - \kappa EI k / GA \cdot d^2 p / dx^2 \quad (21)$$

あるいは

$$d^4 v / dx^4 - 2r^2 d^2 v / dx^2 + s^4 v = p / EI - \kappa k / GA \cdot d^2 p / dx^2 \quad (22)$$

ここに, $2r^2 = \kappa k / GA$, $s^4 = k / EI$.

式(22)の一般解は r と s の大小関係によって以下の 3 通りとなります.

1) $r > s$ の場合

$$v = c_1 \cosh \alpha x + c_2 \sinh \alpha x + c_3 \cosh \beta x + c_4 \sinh \beta x \quad (23)$$

ここに, $\alpha = \sqrt{r^2 + \sqrt{r^4 - s^4}}$, $\beta = \sqrt{r^2 - \sqrt{r^4 - s^4}}$

2) $r = s = \alpha$ の場合

$$v = c_1 \cosh \alpha x + c_2 \sinh \alpha x + c_3 x \cosh \alpha x + c_4 x \sinh \alpha x \quad (24)$$

3) $r < s$ の場合

$$v = c_1 \cosh \alpha x \sin \beta x + c_2 \cosh \alpha x \cos \beta x + c_3 \sinh \alpha x \cos \beta x \\ + c_4 \sinh \alpha x \sin \beta x \quad (25)$$

ここに, $\alpha = \sqrt{(s^2 + r^2)/2}$, $\beta = \sqrt{(s^2 - r^2)/2}$

3. 6 階微分方程式の解

(1) 薄肉箱桁の断面変形理論

Vlasov によるとねじり角, 断面変形角および断面のそりを考慮した薄肉箱形断面ばりの弾性方程式は以下の 6 階微分方程式で記述される.

$$d^6 f / dx^6 - 2r^2 d^4 f / dx^4 + s^4 d^2 f / dx^2 = B_2 c m_t / A_w (B_1^2 - B_2^2) \\ - 1 / A_w d^2 m_\theta / dx^2 \quad (26)$$

式(26)の一般解は式(22)と同様に 2 つの係数 r と s の大小関係によって 3 通りになります. それらは式(23)～式(25)に $c_5 x + c_6$ を付け加えたものとなります. 具体的には第 3 回配信資料“照査のための構造力学”第 2 章 2.7 を参照下さい.

(2) 波型鋼板ウェブ PC 桁の断面変形理論

加藤久人君 (JFE エンジ) と研究した波型鋼板ウェブ PC 橋の断面変形理論では, 式 (26) の左辺に変数パラメータ f の 1 次の項を含む形になりました. この微分方程式の解析解は知られていないので, 少々困りましたが, 微分方程式の解を利用して剛性マトリックスを定式化するので 1 次の項は離散的に分布するバネとして別途剛性マトリックスに加えること

にして，式(26)の解を用いることで解決しました。

4. 閑話休題—研究と微分方程式—

1964 年，学部 4 年の卒業研究では，地下鉄工事などに覆工版として使用するプレキャストスラブの設計法をテーマとしました。RC スラブは直交異方性版としてモデル化し，その偏微分方程式の解は，Levy の方法に従って 4 階の常微分方程式に変えた後，隣接パネルとの境界条件を考慮した準解析解として求めました。当時，電子計算機は未だ一般的ではなく，双曲線関数表と手回し計算機を用い，苦勞をして数値計算を行った記憶があります。参考図書は Timoshenko の *Plates and Shells* で微分方程式の 2 つの係数 r と s の大小関係によって解は 3 通りに与えられることを確認し，対象モデルの諸元からその中の該当する解を選んで計算を進めました。

それから暫くしてトラス桁や吊橋の立体解析に関する研究を進める中で，断面変形問題に突き当たりました。ねじり，断面変形およびそりの連成を考慮した弾性方程式は 6 階の微分方程式で表現できることは Vlasov の薄肉弾性ばりの理論に示されています。その一般解も Vlasov の本に書かれておりましたので，トラス構造固有の境界条件（支点上で断面変形角は 0 ではない。すなわち支点上対傾構の弾性変形を考慮する必要がある）を考慮して数値計算を行いましたところ，ある種のトラス構造についてはパラメータが虚数となり計算できないことを平山健一君（現日立造船エンジ）が報告してくれました。そのとき卒業研究で体験した直交異方性版の弾性方程式が係数の大小関係によって 3 通りに分かれることを思い出しました。Vlasov は標準的な薄肉閉断面ばりを対象としているため，3 通りの解の 1 つしか使用していない。トラス桁では対傾構剛性の相対的大きさによって Vlasov の示した解以外となる可能性があることが明らかになりました。

種々の力学現象を対象として弾性方程式を微分方程式で表現できたとしても，解析的に解を求められるのはこのノートで記述した程度です。弾性方程式が連立微分方程式や変数係数の微分方程式で与えられる場合も多く，閉じた解を求めることは断念せざるを得ない場面に遭遇します。そのような場合でも近似解法を知っておれば，数値解を求めることは可能になります。

変数係数の微分方程式に遭遇した例としては斜め吊材吊橋の鉛直たわみやねじれに関する弾性方程式があります。斜め吊材の拘束効果は橋軸方向に変化するので，変数係数が含まれることになります。解析解を求めることは絶望的で，やむを得ず差分法を適用しました。今日であればマトリックス変位法を適用すれば数値解を求めることは容易ですが，1960 年代の後半，大型計算機の普及は中途半端でマトリックス変位法を駆使できる状況にはありませんでした。

境界条件が限定されますが，ガラーキン法は近似解析には有効な手段でありました。吊橋を対象とした鉛直たわみ，ねじれ，断面変形およびそりの連立微分方程式の計算に適用

しましたが，近似解法と言えど精度は保証する必要がありますから，苦劳いたしました。
そのあたりは第 2 回配信資料の中の番外編 3 “連続ばりの級数解法”で紹介しております。

研究ノート NN-0802

照査のための構造力学・番外編 5／トラス橋の耐震設計に関する研究課題

平成 20 年 1 月 4 日

西村宣男

概要：主として部材軸力によって荷重を伝達するトラス構造は，部材断面の有効活用の面では合理的であり，比較的構造重量が軽い特徴を有しているが，部材座屈や降伏後の余剰耐力に乏しい．トラス橋の耐震設計・耐震補強ではこのような特性を考慮しなければならない．本稿では，トラス橋の耐震設計・耐震補強に関する論文報告を概観するとともに，トラス橋の耐震設計に関する研究課題を整理する．

1. トラス橋の構造特性と耐震設計

トラス橋では，主として部材軸力によって荷重を支点に伝達するので，部材断面を有効に活用できる特長を有する．従って鋼重は他の橋梁形式に比べて相対的に軽量であるから，中程度の支間長では地震荷重が断面決定に影響することは稀であった．そのことは 1995 年の阪神淡路大震災において，トラス橋については重大な被害が発生しなかったことで実証されたと言える．しかし強震域に存在しているトラス橋は小規模なものに限られており，規模が大きいトラス構造や 2 層構造のトラス橋の耐震性について安全性の検証が必要である．

静的な荷重作用の下で，トラス橋の終局挙動を調査した研究^{1)・2)}によると，現行の道路橋示方書に準拠して設計されたトラス橋では，圧縮部材の座屈に先行して引張部材の降伏が発生する．引張部材は降伏に対して 1.7 の安全率を確保するように設計されるのに対し，圧縮部材は座屈に対する安全率 1.7 の他に，有効座屈長さの評価と圧縮部材の耐荷力曲線に既に安全率が含まれているため，実質安全率は 2.1 を越えているためである．

トラス橋に作用する地震力として橋軸方向および橋軸直角方向の作用，あるいはそれらの同時作用を考慮する必要がある．この内，強軸直角方向作用に関しては従来の設計で考えていた簡易構造モデル（上下横構を独立したトラスとする）と実際の立体構造の力の流れ方の差が大きいこと，この差はトラス橋の構造形式によって異なることを認識する必要がある³⁾．

ところで 20 数年前から限界状態設計法を取り入れ，鋼構造の塑性強度の活用を考慮している British Standard 5400 Part3⁴⁾では，トラス構造の設計については弾性解析を適用することとしている．一つの部材の引張軸力による降伏後や圧縮軸力による座屈後の構造系の余剰耐力は大きくは期待できないので，断面力の再配分を考慮できる非線形解析の適用を制限している．このような考えに立ち，我が国のような地震国において，レベル 2 のような巨大地震に対しても部材降伏や座屈が生じない設計を適用するなら，トラス橋の部材は現存する実在トラス橋の数割り増しの鋼重となり，他の橋梁形式に対する優位性を失うことに

なる。

2. トラス橋の耐震設計・耐震補強に関する研究の概観

1995 年の阪神淡路大震災から 10 年を経て，橋梁の地震応答解析法，耐震設計法，補強方法の進歩により，複雑な構造形式の橋梁に対する耐震設計・耐震補強が本格的に始まった。トラス橋についても同様に，最近発表された 2 つのトラス橋の耐震性能改善工事報告について，筆者の意見（下線部）を交えて，簡単に紹介する。

(1) 東名高速道路 柳沢第二橋⁵⁾

富士山南麓に位置する東名高速道路の柳沢第二橋の構造形式は，上路式 2 径間連続トラス橋（100m+100m）で中間橋脚高さが 30m のフレキシブル橋脚である。1960 年代後半に設計されたこのトラス橋は，合理化設計が追求された結果，中間対傾構が省略されており，重量車の通行に対する耐久性の観点からも補強を必要とされた構造である。

このトラス橋の耐震補強は橋軸方向制振装置として 8 基のダンパー，橋軸直角方向制振装置として 8 基の制振ブラケットを取り付けること，これらに関連した付帯工事として，橋台拡幅，支承取替え，端支点垂直材モルタル充填が含まれている。ダンパーの取り付けによる制振効果として地震時の弦材力とトラスの橋軸方向変位の低減を達成している。制震構造化が可能となったのは中間橋脚がフレキシブルであり，橋軸方向地震入力に対して，橋端における橋軸方向変位が大きく，この変位を制御するダンパーが有効に機能することが挙げられる。

(2) 港大橋⁶⁾

世界第 3 位のゲルバートラスである港大橋（阪神高速）は阪神・淡路大震災の際に，床組の支承や床組間の耐震連結装置に多数の損傷を受けた。近い将来において発生が予想される南海・東南海地震や上町断層を震源とするレベル 2 地震に対する耐震安全性を確保するために大規模な耐震補強が計画されている。

港大橋は，死荷重の軽減のために高張力鋼として 70 キロ鋼および 80 キロ鋼が初めて採用された。また長周期構造の耐震設計を合理的に行うため，修正震度法が本格的に適用された。適用設計示方書は 1970 年代のバージョンで，弦材の補剛板の限界幅厚比パラメータは現在の 0.5 ではなく 0.7 であった。

港大橋の総重量は約 5 万 ton あり，ゲルバー形式で中間支点の橋軸方向変位は剛な橋脚に固定されているため，端支点におけるトラス桁の橋軸方向変位は大きくない。それで前例のような制振デバイスは有効ではないので，部材の耐荷力を向上させる方法が採用された。動的応答解析の結果から部材座屈の可能性がある腹材（斜材と垂直材）は部材の中間を座屈防止ストラットにより相互拘束することにより座屈長を半減させることによって，部材座屈強度を高くする。局部座屈の可能性がある部材については，縦補剛材の追加と当て板補強によって断面強度を増加させる。このような補強によってもなおレベル 2 地震におい

ては発生応力を降伏点以下に抑えることができないので，部材に大きな損傷が発生しない範囲で塑性化を許容し，そのことによるエネルギー吸収能によって耐震性能を確保する方法が採用された．効果の確認は，レベル 2 地震波として，港大橋の立地を考慮したタイプ I の南海・東南海地震およびタイプ II の上町断層地震想定波形を用いた多成分同時入力による動的応答解析結果によって行っている．

なお，阪神淡路大震災によって損傷が発生した床組の耐震性向上は可動支承の摩擦による減衰効果が確実に期待できる杓構造への取替えが採用された．

3. トラス橋の耐震設計・耐震補強に関する研究課題

前項で述べたように，トラス橋の耐震設計・耐震補強には 2 通りの方法がある．1 つは制振デバイスを設置することで制震構造化する方法で，リダンダンシーに乏しいトラス橋ではこの方法によって，作用応力および応答変位を低減する．大型橋梁で制震構造化が困難なトラス橋では，部材座屈を防止する座屈防止ストラットの取り付け，断面の局部座屈を防止する補剛材取り付けや当て板補強により部材の耐力を向上させる耐震補強が適用される．そのような耐震補強を採用しても，レベル 2 地震においては作用応力を弾性範囲内に止めることが困難な場合，極端な損傷が生じない範囲内での塑性化を許容し，そのエネルギー吸収によって耐震性能を向上させる．

以上のような実務に直結した事例を参考にすると，トラス橋の耐震設計法・耐震補強法の技術的向上のために必要な研究課題として，以下の項目を挙げることができる．

1) 制震構造化が可能なトラス形式と橋梁規模

制振デバイスとしては，受動的制振装置と能動的制振装置がある．後者は装置の起動力を与えるためのアクチュエーターと起動力を決定するためのセンサーと信号処理装置（プロセッサー）で構成され，それらを正常に機能させるための電力を確保する必要がある．受動的制振装置を効率的に機能させるには，建築のビルに見られるような層間せん断変形に相当する比較的大きな相対変位が必要となる．

従って，橋脚も含めたトラス橋の構造形式に応じて活用できる相対変位を分類する必要がある．フレキシブル橋脚の場合，端部の橋軸方向変位が大きくなるし，パラペットとの衝突を防ぐためにも，この変位を利用して制振することが有効となる．橋脚が剛で橋軸方向変位が大きい場合，支承をゴム杓に取り替えて橋軸方向変位を制振デバイスに活用できる程度に大きくして制震構造化することも有効である．強軸直角方向変位についても同様の制振が活用できる．

このように大きな相対変位が生ずる部分に制振デバイスを挿入して弾性的に変位を拘束した場合の制振デバイスの有効なキャパシティーは動的応答解析によって検証することになる．併せて効率的ダンパーに関する機械工学的検討が必要となる．

2) 部材補強と塑性履歴の活用

トラス橋の規模が大きくて制震構造化が適さない場合は，部材補強により部材の耐荷力を向上させる．レベル 2 地震に対して発生応力を弾性範囲内に止めるにはハイレベルの部材補強の必要となり，合理的でないから，ある程度の塑性化を許容して塑性履歴によるエネルギー吸収に期待する方法を考慮すると良い．その場合，高精度の非線形動的応答解析によって，許容されるひずみ以内に制御されていることを検証することが重要である．

3) エネルギー吸収部材による制震構造化

上記の方法以外に，建築ビルの層間せん断変位を活用した制振デバイスと同様に横構や対傾構の斜材にエネルギー吸収性能を有する部材を挿入する方法や，主構造と床組の連結部に制振デバイスを挿入して，制震構造化する方法が考えられる．この方法についても，高精度の非線形動的応答解析によって，制振効果を検証する必要がある．

参考文献

- 1) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮：トラス圧縮材の構面内極限強度特性，土木学会論文集，第 386 号／I-8, 1987.
- 2) 関西道路研究会／道路橋調査研究委員会：コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計，共立出版，1998.
- 3) 小松定夫・西村宣男：薄肉弾性ばり理論によるトラス橋の立体解析，土木学会論文報告集，No.161, 1975.
- 4) British Standard : BS5400 Part 3, Steel bridges, 1983.
- 5) 高橋秀樹・今大介・井上隆・本郷智：既設トラス橋の耐震補強工事（東名高速道路柳沢第二橋耐震補強工事），駒井技報，Vol.24, 2005.
- 6) 道菅祐一・鈴木政直・岩本司：「港大橋」耐震補強工事（14-1-港-大建）の設計，石川島播磨技報，Vol.46, No.2, 2006

研究ノート NN-07-45

照査のための構造力学・番外編 6／橋梁のリダンダンシー設計の勧め

平成 19 年 12 月 25 日

西村宣男

概要：数年前から道路橋設計示方書を性能照査型に移行させることが決まり，改訂の度に条項の表記は性能照査型設計に近づいてはいるが，設計計算の対象となる構造のモデルや限界状態は以前の許容応力度設計の時代と大きく変わった訳ではない．我が国においても，建設後 50 年を経過した橋梁の割合が増え，老朽化した橋梁の耐久性を照査する必要性が増しているにも拘わらず，そのための設計法の開発には見るべき進展はない．本稿は，橋梁の耐久性を保証するための新しい構造計算法を提案するもので，橋梁のリダンダンシー設計と称することにした．

1. 研究目的

1930 年代を中心に米国における経済発展によって多数の橋梁が建設された．それからほぼ 50 年を経た 1980 年頃から道路橋の耐久性問題が持ち上がり，多くの橋梁に通行制限（重量制限，通行止めなど）が布かれ，荒廃するアメリカあるいは **bridge crisis** なる標語が，社会基盤の維持管理に対する投資の必要性を謳うキャンペーンに使用された．我が国においては 1960 年頃から始まった高度成長期に併せて，多くの橋梁が建設された．橋梁の耐久性問題が顕在化する年数を米国と同様に 50 年と見なすと，間もなく我が国において **bridge crisis** が発生する可能性が想定される．これに対して信頼性のある答えを出すことが橋梁技術者にとって重要な責務となる．

このような状況に鑑みて，我が国の橋梁の健全性を耐久性の観点から解明するためには

- ① 耐久性に関係する荷重作用の実態を分析，
- ② 疲労や腐食の進行と部材強度の関係を解明，
- ③ 部材損傷が発生したときの橋梁全体系の安定性の照査

が必要となる．

本稿はこのうち③に着目して，既設橋梁の安定性照査手順，新設橋梁のリダンダンシー設計手順について提言することを目的とする．

2. 橋梁のリダンダンシー設計とは

疲労や腐食が起因となった主要部材の重大な損傷，たとえば部材破断が引き金となって，橋梁全体系の崩壊が発生することを避ける構造設計をリダンダンシー設計と称する．一般に“リダンダンシー”なる用語は“冗長性”と表現されているが，ここでは粘りのある構造設計を意味している．

2007 年 8 月に崩壊事故が発生した米国ミネアポリスの高速道路トラス橋の落橋時の映像から推察して，かの橋梁の脆さはここで言うリダンダンシーの不足が影響した格好の事例である．同時期に我が国においても，2 つの道路トラス橋において，腐食を原因とした主構斜材の破断事故が発生したが，これらの橋梁は全体崩壊にまでは到らなかった．ミネアポリスのトラス橋は格点のガセットプレートに発生した亀裂の伝播によって，弦材の破断と同様のダメージが与えられたのに対して，我が国のトラス橋では斜材の破断であり，全体系の崩壊に対する影響度に差があるが，基本的にリダンダンシーを考慮して設計されている訳ではないので，幸運であった．

我が国においても，名神高速道路や東名高速道路に採用されたトラス橋やアーチ橋の設計において，合理化を追求するコンセプトのもとに，設計計算で用いる構造モデル（1-0 分配法）を再現するように横ラーメンや対傾構を必要最小限に減らした構造が採用されている．このような橋梁は使用性の面で問題があり，補修工事を余儀なくされている．この種のリダンダンシーに乏しい橋梁において部材破断が発生した場合は，全体系の崩壊にまで進展する可能性がある．

3. 設計規準における関連条項

橋梁の主要部分（部材）に疲労や腐食によって部材破断に相当するような重大な損傷が発生した場合においても，構造全体系としてはなお安定を維持できるように，横繋ぎ材や格点構造の強度設計を行うことを反映した設計示方書の条項は，以下の項目に配慮して適切に標記する必要が有る．

1) 突発的損傷の回避

疲労や腐食による部材の重大な損傷を，突発的損傷と予兆のある損傷に分ける．維持管理の水準を適切に保つことによって，突発的損傷の発生を回避することが肝要である．重大損傷が予見された場合は，通行車両の制限（車線規制，重量制限など）によって重大損傷の発生が懸念される部位における発生応力を制限する．かなり綿密な点検を行っていても，コンクリートで巻き立てられた部位における腐食などは外観の点検によって発見することは不可能である．そのような場合でも超音波探傷など新しい技術の適用による健全性の確保を推進しなければならない．

2) 荷重条件等

重大損傷の発生の予兆が観測された場合，橋梁が適切なリダンダンシーを確保できていることを照査する際の荷重としては，設計時の最大荷重ではなく通行制限に応じて低減した荷重を採用してよい．車線規制する場合は，通行可能車線にのみ活荷重を載荷する．車両重量制限の場合は，単位面積当たりの活荷重の大きさを制限値に合わせて低減する．

補修のために機材を橋梁上に設置する場合は，その重量を死荷重として考慮する．支保工によって橋梁を支持する場合は，橋梁本体並びに支保工の剛性を考慮し，支保工によっ

て分担される上部構造重量を正確に評価することが必要である。

3) 損傷部分（部材）の想定と解析モデル

橋梁の設計規準としてリダンダンシー設計を導入する際に，既存橋梁の維持管理に関連して，重大な部材損傷に繋がる可能性のある疲労や腐食等の予兆データに基づく崩壊シナリオ再現解析と，新設橋梁について当初からリダンダンシー設計を考慮する場合の最悪崩壊シナリオで想定する重大部材損傷シナリオを区分する．後者の場合，主要部材全部について損傷解析を行うのではなく，部材損傷が全体系の不安定性に及ぼす影響の最も大きい場合について解析を行い，必要な横繋ぎ材や格点構造の容量を決め，全ての横繋ぎ材や格点構造に適用する．

部材損傷の再現解析においては，想定した損傷部材について，損傷発生時の釣り合い状態から損傷部材の剛性と部材力を除去する逆解析によって，構造全体系の不安定性の発生の可能性を調査する．

4) 構造解析法

逆解析に使用する構造解析法は，骨組構造については骨組要素を使用したマトリックス変位法による立体解析，薄板構造についてはシェル要素を使用した有限要素解析を基本とする．骨組構造では節点変位自由度 6 を用い，断面のそりは考慮しなくてよい．

幾何学的非線形および材料非線形を考慮する．鋼材の構成則（応力－ひずみ関係）はバイリニアールとしひずみ硬化は考慮しないものとする．

計算精度を確保するため，塑性化する部材を細かく分割すると，構造全体では要素数が増えて計算効率が悪くなる．それを避けるためには，要素の中央における降伏領域を考慮した剛性一定の要素ではなく，要素内で変化する降伏領域に対応して要素内の剛性変化を評価できる要素の使用が望ましい．

5) 維持管理への提言

リダンダンシー設計は維持管理水準と連動して，橋梁のアセットマネジメントの選択肢の拡大に寄与することができる．特にリダンダンシーを取り入れた橋梁については，部材損傷の影響が局部的損傷に止まるから，適切な補修工事の時期を選択できる．

リダンダンシーに対する考慮が払われていない既設橋梁については，疲労や腐食による劣化が進行した部材について，上述のリダンダンシー評価を行うことによって，補修・補強の優先順位の決定を合理的に行うことができる．

照査のための構造力学・番外編 No.7 / 製作鋼管の冷間成形による材料特性の変化

平成 19 年 9 月 26 日

西村宣男

概要：橋脚に用いられている鋼管は、ベンディングロール法による冷間成形によって製作されるが、径厚比と鋼種が関係する塑性加工の程度に応じて鋼材は、元の平板状態の降伏応力などの材料特性が変化する。従って、鋼管橋脚の地震時塑性履歴を論ずる際に、鋼管の見掛け上の降伏応力を含む材料特性を正しく評価して採用することが肝要である。本稿では、塑性加工による残留応力と降伏応力の変化について纏めた。

1. ベンディングロール鋼管の製作方法と塑性変形

(1) 応力-ひずみ関係

鋼管の塑性曲げ加工により鋼管にはスプリングバックにより円周方向の残留応力が発生すると共に、ひずみ硬化域までの塑性ひずみを受けた場合は、降伏応力度が上昇する。この現象は西村・竹内^{1), 2)}によって定式化されている。

残留応力は曲げ加工時の曲げ応力とスプリングバック時の曲げ応力の和で与えられる円周方向の残留応力であり、板厚方向に変化する。

まず塑性加工を受ける前の鋼材の無次元化した応力-ひずみ関係を以下のように表す。

$$\frac{\sigma}{\sigma_Y} = \begin{cases} \varepsilon/\varepsilon_Y & (\varepsilon \leq \varepsilon_{ST}) \\ 1.0 & (\varepsilon_Y < \varepsilon \leq \varepsilon_{ST}) \\ B(\varepsilon/\varepsilon_Y)^n & (\varepsilon_{ST} < \varepsilon) \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 σ_Y ：降伏応力度、 ε_Y ：降伏ひずみ、 ε_{ST} ：ひずみ硬化開始ひずみ、 B ：硬化係数、 n ：硬化指数。塑性曲げ加工時の鋼管外縁ないしは内縁の周方向ひずみは

$$\varepsilon_0 = \frac{t}{2R - t} \quad (2)$$

ここに、 R ：鋼管の半径、 t ：板厚

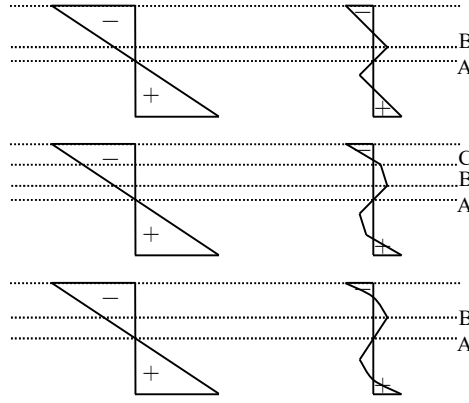
(2) 残留応力分布

曲げ加工時に板厚方向のひずみ分布は与えられており、仮定した応力-ひずみ関係を用いて応力分布を求める。この応力と板厚中心からの距離の積を板厚方向に積分することにより、塑性加工時に作用する曲げモーメント（板曲げ）の大きさが求まる。この曲げモーメントは除荷時に弾性的に開放されるので、このスプリングバック時の応力分布が直線分布する。残留応力はこれら 2 つの曲げ応力の和として求めることができる。

ε_0 の大きさによって残留応力分布は以下の 3 通りで評価できる。

1) ε_0 が降伏棚上にある場合（領域 A, B）

$$\begin{aligned} \sigma_{r,B} &= \sigma_Y + \sigma_{unload} \eta \\ \sigma_{r,A} &= (\sigma_Y \varepsilon_0 / \varepsilon_Y + \sigma_{unload}) \eta \end{aligned}$$



図－1 塑性曲げ加工による円周方向残留応力分布

2) ε_0 がひずみ硬化領域にある場合 (領域 A, B, C)

$$\sigma_{r,C} = \sigma_y B(\varepsilon_0 \eta / \varepsilon_y)^n + \sigma_{unload} \eta$$

$$\sigma_{r,B} = \sigma_y + \sigma_{unload} \eta$$

$$\sigma_{r,A} = (\sigma_y \varepsilon_0 / \varepsilon_y + \sigma_{unload}) \eta$$

3) 降伏棚が無い鋼材の場合 (領域 A, B)

$$\sigma_{r,B} = \sigma_y B(\varepsilon_0 \eta / \varepsilon_y)^n + \sigma_{unload} \eta$$

$$\sigma_{r,A} = (\sigma_y \varepsilon_0 / \varepsilon_y + \sigma_{unload}) \eta$$

ここに, $\sigma_{r,A}$, $\sigma_{r,B}$, $\sigma_{r,C}$ は図－1 に示す A, B, C 領域の残留応力, η : 板厚方向の座標パラメータ $\eta=1$: 鋼管外縁, $\eta=0$: 板厚中心, $\eta=-1$: 鋼管内縁

(3) 降伏応力度の変化

塑性曲げ加工を受けた際の周方向ひずみ分布は, 以下の板厚方向座標の直線式で表す.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \eta = \frac{t}{2R-t} \cdot \eta \quad (3)$$

このひずみ ε_0 がひずみ硬化開始ひずみ ε_{ST} を超過すると降伏応力度の上昇が発生する.

加工硬化は以下の領域で発生する.

$$\eta > \frac{2R-t}{t} \cdot \varepsilon_{ST} \quad (4)$$

鋼管の加工硬化発生条件は $\varepsilon_0 > \varepsilon_{ST}$ と表せるから, 鋼管の径厚比が以下の条件を満たす場合に加工硬化が発生する.

$$\frac{R}{t} < \frac{1 + \varepsilon_{ST}}{2\varepsilon_{ST}} \quad (5)$$

また加工硬化が発生したときの降伏応力度の増加量は

$$\Delta\sigma = \sigma_y \{B(\varepsilon/\varepsilon_y)^n - 1\} \quad (6)$$

で与えられる. 板厚方向に変化する降伏応力度を断面の平均値として評価する.

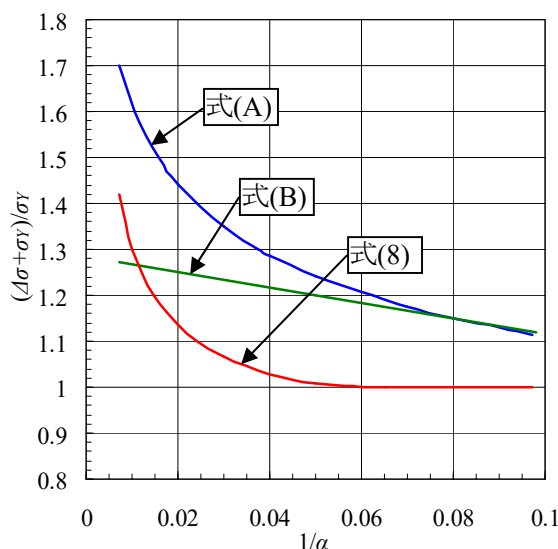
$$\hat{\sigma}_y = \sigma_y + \frac{B\sigma_y}{n+1} \varepsilon_y^n \varepsilon_0^n \{ \varepsilon_0^{n+1} - \varepsilon_{ST}^{n+1} - (n+1)\varepsilon_{ST}^n (\varepsilon_0 - \varepsilon_{ST}) \} \quad (7)$$

加工硬化を考慮した場合の断面平均降伏強度上昇比 β は

$$\beta = \frac{\hat{\sigma}_y}{\sigma_y} + \frac{B}{n+1} \varepsilon_y^n \varepsilon_0^n \{ \varepsilon_0^{n+1} - \varepsilon_{ST}^{n+1} - (n+1)\varepsilon_{ST}^n (\varepsilon_0 - \varepsilon_{ST}) \} \quad (8)$$

表－1 代表的鋼材特性と限界径厚比パラメータ

鋼種	硬化開始ひずみ	限界径厚比パラメータ ($1/\alpha$)
SS400	0.015	0.077
SM490	0.015	0.116
SM570	0.014	0.159



図－2 降伏点上昇と径厚比パラメータの関係

2. 降伏応力の変化が現れる限界径厚比パラメータ

板の外縁の加工ひずみが硬化開始ひずみを越える鋼管の径厚比パラメータを限界径厚比パラメータと称する．限界径厚比パラメータに関係する鋼管の形状と材料特性の1次量は，管径 R ，板厚 t ，硬化開始ひずみ ε_{ST} である．またひずみ硬化による降伏応力度の上昇量については更に降伏ひずみ ε_Y ，ひずみ硬化領域の硬化係数 B と硬化指数 n が関係するので，径厚比パラメータを用いても鋼種ごとに限界径厚比パラメータと強度上昇比が異なる可能性が高い．

表－1 に鋼材特性とそれに対する限界径厚比パラメータの計算例を掲げる．

また SS400 材について計算した降伏点上昇と径厚比パラメータの関係を図－2 に示す．図中の A および B 曲線は電縫鋼管に関する経験式である．

3. 鋼材特性の解析における取り扱い

以上述べてきたように，鋼管の塑性加工による材料特性の変化は板厚方向に変化しており，鋼管の局部座屈が問題となる場合は板厚方向に細分して材料特性を評価する必要がある．これに対して鋼管の軸方向ひずみが支配的となる問題では板厚方向に平均した材料特性が支配的となる．鋼管から切り出した供試体による材料試験も平均的な応力－ひずみ関係を計測している．平均的な材料特性は式(8)の評価式により与えられる．

残留応力については軸方向の溶接により発生する応力も存在するが，溶接線は鋼管セグメントの接合時に周方向にずらすので，最大の引張残留応力が発生する位置もセグメントごとにずれる．鋼管構造の弾塑性解析において残留応力は軸方向および周方向について考慮しなくても良いと考える．

参考文献

- 1) 竹内修治：製作工程を考慮した円形鋼管部材の強度評価に関する研究，大阪大学学位論文，1999.
- 2) 西村宣男・竹内修治・村上茂之・讃井一将：製作鋼管部材の曲げ座屈強度特性，鋼構造論文集，Vol.3，No.9，1996.

研究ノート NN-08-18

照査のための構造力学・番外編 No. 8：設計照査と技術者倫理

平成 20 年 3 月 2 日

西村宣男

概要：照査のための構造力学の本編序論においても述べたが，業務として行った構造設計が正しく行われたか否かを合理的な方法で保証すること，すなわち設計照査が設計業務における最大の技術者倫理である．設計照査を確実に行うには，技術者個人の設計能力の向上と同時に，照査システムの構築が重要である．本稿では，この 2 面の観点から設計照査の信頼性向上について私見を述べる．

1. 社会基盤施設の品質確保と設計照査

建設分野における入札制度として一般競争入札が導入されたのは明治の中頃，会計法の公布の際であったが，程なく会計法の改正が行われ，指名競争入札や随意契約が持ち込まれて，一般競争入札の導入における当初の理想的意図が活かされ難い制度となった．当時の我が国は開発途上国であり，国土の建設は官主導で行われていたため，指名競争入札や随意契約制度の弊害が今日ほど顕著に現れなかったことも，一般競争入札制度が根付かなかった一つの理由であると考えられる．但し，指名競争入札や随意契約は入札会社間あるいは発注者と受注者間の談合を誘発する可能性があることから，これを排除する仕組みの導入が行政側の課題となった．

戦後，まもなく独占禁止法が成立したが，談合の排除に対する抵抗が強く，談合の存在が明らかにされても，当事者が罰せられるケースは無かった．1977 年，独占禁止法改正により，課徴金制度が導入されたが，直ぐには実効のある談合防止策にはならなかった．1990 年，日米構造協議において独占禁止法の運用強化が報告書に盛り込まれ，公正取引委員会が談合の取り締まりに積極姿勢を示すようになり，2003 年に成立した官製談合防止法の第 1 弾として，公正取引委員会は 2005 年に橋梁談合を刑事告発することとなった．

同時に 1990 年頃のバブル景気崩壊を契機として，建設投資額の削減が求められる状況の中で，再び入札制度の見直しが始まり，それに付随して公共施設の品質確保に関する法令が成立した．公共施設そのものの品質については，材料試験や設計図書との照合などにより一定水準の品質検査が可能であるが，設計業務の品質保証すなわち設計照査については以下に述べるような様々な課題があるように思われる．

- 1) 我が国における現行の設計照査は，設計会社内部における照査担当技術者による自己照査と，発注者および受注者間の設計協議の 2 段階で行われている．欧米で行われているような第三者による照査設計やこれを補うインディペンデント設計の実施例は少ない．今日の実務設計においては，発注者側の担当者で本格的な設計照査を行う時間と能力を有する技術者は限られており，照査システムを改革しなければ，信頼できる設

計の遂行は困難である。

- 2) 設計図書として設計計算の過程は示されるものの，協議で決まった構造形式の決定過程などについて，その記録が明記されず，構造的問題が生じたときの原因究明に対して直接役に立たない．設計図書の中にトレーサビリティを確保するシステムが欠如している．
- 3) 今日，実務設計における構造解析は離散的構造解析法（有限要素法やマトリックス変位法）によるが，その解析法のレベルは余り高くなく，精度の保証や効率性に問題があるケースが含まれている．計算会社のサービスエンジニアのレベルにも問題がある．

以上のような課題について技術者の設計能力の向上および設計照査システムの高度化について提言する．

2. 技術者の設計能力の向上策

(1) 生涯設計技術者であれ（継続教育の勧め）

橋梁会社に入社した卒業生の多くは，当初は設計部門に配属されるが，入社 20 年経つと設計から外れて管理部門や営業部門に移動する例が多い．いわゆる設計のラインに残るのは設計部長になる人材で，一旦管理や営業部門に出た技術者は入社以来培った設計技術の能力を活かすことは少ない．設計技術に拘る技術者は早期退職して設計コンサルタントに移るケースも少なくない．人材活用の多様性も必要ではあるが，確実な設計技術を育むためにベテラン技術者が直接設計に関わる割合を増やした方が良いと考える．ただし，急速に発展する情報技術を含めた技術革新に対応できるような生涯学習（継続教育）を制度として確立することが必要である．

継続教育は，個人が労働時間外に既存の専門学校や夜間大学（殆ど無くなっている）に通うのでは，適切なカリキュラムと指導者が少ない理由で困難である．ここは必要な教育内容を的確に把握でき，指導者が選定できる学協会に依頼して，社会人継続教育プログラムを立ち上げると良い．受講者全員を対象とした画一的なカリキュラムと，個々の技術者に不足している専門知識を補う個別指導を組み合わせた肌理の細かいプログラム編成が望ましい．プログラムの編成に受講者自身に関わることも視野に入れるべきである．

東京や大阪など事業所が集中した大都会であれば，学協会の施設を活用したスクーリングが可能であるが，全国の技術者に平等な機会を提供するにはインターネットを活用した新しい教育法の開発が必要かもしれない．（シースム勉強会はこのことを目標とした一つの試行である．）

(2) 高等教育機関における教育法の改革

文部科学省の主導で導入された我が国の高等教育および入試制度の多様化の中で，高校において物理を専攻することなく，大学の理系に進学でき，土木系学科で構造力学の単位

を取得することなく卒業する例がある．このような状況は文部科学省の責任だけではなく，受験生の増加を狙って入試方式の多様化を取り入れら大学側にも責任の一旦はある．今日，構造解析はユーザーフレンドリーな汎用ソフトを使用することによって，力学的内容を理解していなくても，マニュアルに誤りなく従えば回答が得られる時代ではあるが，それでは品質の高い設計とは言えない．

土木技術者を育成する際の教育方法として，卒業後行政側に進むジェネラリストと橋梁会社等へ進むスペシャリスト向きのカリキュラム編成に分ける考え方がある．ジェネラリスト向きのカリキュラムでは構造力学を始めとしたハード系の教科はやや軽視され，計画・建設経営などソフト系の教科が比重を増す．レベルの高い大学ほどジェネラリストの割合を増やす傾向にある．ソフト系の教科に比べてハード系の教科をマスターするには負担が大きいことも事実であるが，構造設計を生業とする技術者には是非スペシャリストとしての教育を徹底して施すことが必要であると考ええる．

前述のように，今日の実務設計における構造解析はコンピュータを利用した離散的構造解析法が一般的に用いられている．従って，マトリックス変位法や有限要素法の原理と情報処理技術を習得させる必要があるが，これだけではレベルの高い設計技術者にはなれない．同時に力学現象を把握し，コンピュータの出した答えの根拠を説明できる能力が求められる．そのような能力を啓発する有効な教育科目を以下のように提案する．

科目名：構造設計学実習

内容：実務設計において遭遇する力学的諸問題を対象として，

- 1) 現象を数値解析するための構造のモデル化，荷重条件の設定等構造解析計画
- 2) 汎用ソフトを用いた構造解析と解析結果の図化
- 3) 解析結果に関する力学的考察

をゼミナール形式で行う．一人当たり 6 ヶ月間で 5 課題程度をこなすとよい．

3. 設計照査システムの高度化

今日，社会基盤施設の設計業務においてはアカウントビリティー（説明責任），コンプライアンス（法令遵守）およびトレーサビリティーが求められる．設計図書の中に設計項目が拠り所としている規準の条項を明記すること，施主からの指示も含めて規準によらない決定事項の経緯などを記録することを確実に実行することによって，将来何らかの瑕疵が発生したときに原因究明を容易にする（トレーサビリティー）ことが大切である．土木学会の鋼・合成構造標準示方書総則編⁴⁾では，設計図書に対してこのような条件を要求している．また照査設計については第三者による照査設計の必要性に言及するとともに，社会システムとして第三者による照査制度が整備されない間はインディペンデントチェック⁵⁾で代用することを提案している．

我が国における設計照査の現状は，受注した設計会社における社内照査と，発注者・受

注者間の設計協議における確認作業の 2 段階で行われており，第三者が照査するシステムにはなっていない．社内照査を行うことは当然の義務であるが，それによって設計の品質が保証される訳ではない．また発注者・受注者間の設計協議も本格的な設計照査とは言えない．特に発注者側の技術者の能力が大きく関わり，重大な過失が見逃される可能性がある．それを防ぐには受発注者の利害に直接関係せず，しかも卓抜した設計能力と経験を有する人材で構成される第三者機関による設計照査が必要となる．

本来，第三者機関による設計照査制度は一般競争入札の導入と，それを機能させるために制定された品質確保法の施行に平行して立ち上げるべきであった．建築物の耐震設計の第三者機関による審査がいち早く導入され，耐震偽装事件に関連して第三者機関によるチェックの杜撰さが暴露されたが，社会システムの移行は余りに性急に実施すべきではなく，入念な行動計画の下に社会システムそのものの育成を行うことが肝要である．これこそが行政が行うべき仕事であり，設計照査のチェッカーは行政の本業ではない．

4. まとめと余談

40 年にわたる大学生生活の終盤は建設投資に対する批判の声が高まり，建設関係の将来を担う技術者・研究者を育てる学科において，如何にして学生たちのモチベーションを保持するかが課題であった．社会基盤の建設に対して周囲の期待感が薄くなった時代において，せっかく難関を突破して受験戦争を勝ち抜いて希望する大学に入学したにも拘らず，勉学や研究における挫折や，就職した後でも少し躓いただけで，他分野への転出を思い立つ若者を引き止めるのは容易ではない．特に国土の建設に携わる技術者に対して，使命感を育む初等専門教育に力を注ぐべきであったと今になって反省している．

昨今の風潮として，利益を挙げる産業や会社経営者が持て囃される．しかし社会基盤施設の建設に関わる産業は経営的に堅実であることが善であり，多大な利益を挙げることは好ましくない．そのような特別な産業に従事する技術者には，志が大切であることを説き教える教育者でありたいと考えている．

設計照査の重要性を認識させて頂いたのは伊藤鉦一先生であった．伊藤先生はファブリケーター，設計コンサルタントそして大学教授へと移動されたが，橋梁設計に関する豊富な経験を持っておられ，委員会活動（関道研道路橋調査研究委員会／文献調査小委員会）の中で語られた設計に関する体験談は，実務経験を持たない筆者にとっては貴重であった．本格的な高張力鋼 HT70/80 を用いた港大橋において，弦材と横構を繋ぐガセットプレートには弦材と同種の高張力鋼を使用する必要があったこと，日本の高力ボルト継手はボルト本数が多すぎるように思うなど，その後の研究の引き金になった話題もあった．設計照査に関しては，伊藤先生が深い憧憬を抱いておられたドイツのシステムである設計照査技師の制度について伺ったことも思い出される．

参考文献

- 1) 関西道路研究会／道路橋調査研究委員会／新材料・新構造小委員会報告書，2007.
- 2) 西村宣男：公共工事における品質保証と設計照査について，コンサルタント講演会，1998.
- 3) 西村宣男：構造設計と技術者倫理，土木学会構造工学委員会有限要素講習会，2004.
- 4) 土木学会鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書総則編，土木学会，2007.
- 5) 大橋治一：橋梁設計の照査にみる日米の相違と Independent Check の意義，橋梁と基礎，Vol.40，3，2006.

研究ノート NN-07-30

照査のための構造力学・番外編 9 /
連成座屈強度の評価について

平成 19 年 9 月 12 日

西村宣男

概要：鋼骨組構造物の極限強度の評価法として，部材強度については隣接部材の拘束効果や曲げモーメント分布に関係する有効座屈長さを適確に評価することは，設計示方書の条項を適用するだけでは一般に困難である．また部材座屈に構造全体の不安定現象や板要素の局部座屈が影響する場合，汎用性があり実務設計に活用できる極限強度評価法の開発が必要である．この課題に関して尾下里治氏（横河ブリッジ）¹⁾と交換した意見を中心として，若干の考察を付け加えた．

1. 課題の発端

今日，鋼構造の設計現場において，有限要素法を適用して複雑な構造物の弾性座屈解析を行うことは日常的なレベルになっている．要素としてシェル要素を用いれば構造全体系，部材および板要素の局部座屈を包括的に含んだ弾性座屈荷重を求めることが出来るから，弾性座屈荷重と降伏荷重の比より包括的座屈パラメータ（細長比パラメータ）を求めることができる．適切な耐荷力曲線を適用することによって，初期不整を含めた構造物の極限強度を一貫して評価できるというのが，尾下氏の主張であった．これに対する筆者の意見は，以下のようであった．

- ・確かに，複雑な構造における部材の座屈強度を包括的に評価するには尾下氏の提案法が適っている．
- ・計算された座屈パラメータを用いて強度を評価する際にどの耐荷力曲線を選択するかが問題となるであろう．構造物の全体座屈，部材座屈，局部座屈のどの現象が支配的であるかによって，採用する耐荷力曲線を選択する必要がある．
- ・設計示方書に与えられた耐荷力曲線の統計学的意義に充分配慮して選択しなければならない．

これらの問題点について，以下に解説する．

2. 設計示方書における連成座屈強度の評価式

どの設計示方書においても，軸力と曲げモーメントを受ける一般部材の有効座屈長さと言う概念では説明されていない．圧縮部材に関しては，隣接部材の拘束効果は安全側に無視するか，標準的な部材として有効座屈長係数を規定している．例えばトラスの弦材の有効座屈長係数は 1.0，斜材の有効座屈長係数は 0.85 などと一定値で規定する規準がある．曲

げに関しては曲げモーメントの分布形状に関する補正係数の表現が採用されるが, 隣接部材の拘束効果を考慮した条項を適切に与えた示方書は見当たらないようである. 軸力と曲げの組み合わせ状態の照査には相関強度式が適用され, 軸力と曲げの基準強度は設計規準の条項に従って独立に評価される.

構造全体系の不安定現象が問題となる平面形状のスレンダーな二主桁構造やアーチ構造における部材座屈との連成問題に関しては殆ど全ての設計示方書では触れられていない. これらの現象を適確に評価する方法として, 尾下氏の方法は有効であろう.

一方, 部材座屈と局部座屈の連成強度に関しては, シェル要素を用いた弾性座屈解析によって座屈パラメータが評価できても, 部材座屈と板要素の局部座屈に関する耐荷力曲線の相違から, 極限強度の評価については課題が残る. 設計示方書における部材座屈と局部座屈の連成強度の評価法の現状について述べておこう.

Eurocode²⁾や土木学会標準示方書²⁾に採用されている部材座屈と局部座屈の連成座屈強度の評価法は, 有効幅を用いる方法と書かれているが, 圧縮部材に関してはどちらも **Q-factor** 法が採用されている. 例えば Eurocode では class 4 (局部座屈断面) の圧縮部材について強度は

$$N_{bRd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma_{m1} = \chi Q A f_y / \gamma_{m1} \quad (1)$$

ここに, χ : 部材座屈による低減係数, A_{eff} : 有効断面積=QA, f_y : 降伏応力度,

γ_{m1} : 安全係数

と与えている. さらに部材座屈に関する細長比パラメータは

$$\lambda = \sqrt{(A_{eff} f_y / N_{cr})} = \sqrt{(Q A f_y / N_{cr})} \quad (2)$$

ここに, N_{cr} : 弾性座屈強度 (部材座屈)

を用いているので, **Q-factor** 法に他ならない. 局部座屈の耐荷力曲線は **Q** の評価で考慮され, 部材の耐荷力曲線は χ で別個に考慮されるので, 特に問題は生じないと考えられる.

圧縮力が卓越する部材に関しては, **Q-factor** 法は有効な評価方法であると考えられているが, 曲げが支配的な部材について **Q-factor** 法を導入している示方書は限界状態設計法に準拠したスイスの SIA161⁴⁾ (1979) のみである. 多くの設計示方書において曲げ部材に関する部材座屈と局部座屈の連成が考慮されていない理由は, 局部座屈がウェブに生ずる場合は連成効果による強度低減が僅少であること, フランジの局部座屈は連成座屈強度に影響を与えるが, 部材座屈が生ずるようなスレンダーな部材のフランジは自由突出幅が小さく局部座屈に関するフランジの幅厚比パラメータは一般に小さいので連成座屈が問題となる構造は少ないことが挙げられる.

. しかし曲げに関する局部座屈を考慮した有効断面を定義することによって, 曲げ部材についても圧縮部材と同様の **Q-factor** 法の適用が可能であり, 規定の中に加えても設計を煩雑化することはない⁵⁾.

3. 2主桁橋の全体横ねじれ座屈強度とはりの横ねじれ座屈強度の類似性

尾下氏の提案する耐荷力評価法が比較的良好な結果をもたらす例を示す。合理化 2 主桁構造を用いた連続桁橋の架設時安全性の照査のために，シェル要素を用いた有限要素弾性座屈解析により，構造全体系としての変形と部材の変形間の相互作用を考慮した座屈パラメータを求め，はりの耐荷力曲線に当てはめて極限強度を求めると，ほぼ妥当な値を評価することができている。溶接はりの部材としての耐荷力曲線と 2 主桁構造の全体座屈に関する耐荷力曲線が座屈パラメータに関してほぼ一致しているので，良好な評価ができたと考えられる。

20 数年前になるが，架設中の側道橋の座屈崩壊事故に関連して，2 主桁橋の耐荷力に関する研究を行った際，骨組構造の弾塑性有限変位解析の結果を基に，当時の ECCS 型はり耐荷力曲線を採用し，横桁連結形式については圧延と溶接，横構連結形式については溶接主桁の場合について初期不整係数を調整して全体座屈に関する耐荷力曲線を提案した⁹⁾。当時は，はり部材の耐荷力曲線を柱部材と共通のペリー・ロバートソン型で表示する動きはなかった。そのときははり部材の耐荷力曲線と 2 主桁構造の耐荷力曲線の比較は思いつかなかった。その後，Eurocode の統一に向けた作業が進められ，ECCS はり曲線（Lindner 提唱）からペリー・ロバートソン型に変更されたのは福本先生らの纏められた座屈実験データベースの影響が反映されものとする。

2 主桁橋の全体横ねじれ座屈強度とはりの横ねじれ座屈強度の類似性については，もう少し範囲を広げて（圧延桁など）適用性を調査する必要がある。取りあえず現在考え付くことを述べると，

- 1) 2 主桁構造の耐荷力曲線を決定した際の弾塑性有限変位解析では初期状態で縦断の反りを考慮している。死荷重が作用した状態で縦断がフラットになるように縦断反りを与えているので鉛直面内曲率が横ねじれ座屈強度に与える影響は小さい。単純桁であれば弾性座屈強度に面内曲率の影響を反映することができるが，橋構造では横ねじれ座屈時に鉛直面内にフラットとするのが妥当である。連続桁橋の弾性座屈解析では鉛直面内の変位の影響は考慮されない。
- 2) 溶接桁を用いた横桁連結形式の 2 主桁構造は単一はり部材の崩壊モードと類似しているので，細長比を適切に評価できれば耐荷力曲線が似てくる可能性がある。
- 3) 横構連結形式の 2 主桁構造は水平面内の曲げに対して両側主桁がフランジとして有効に抵抗するので，単一はりの崩壊モードとは様相が異なる。つまり初期不整に対する敏感度（Imperfection sensitivity）に違いがある。
- 4) 今回，尾下氏が示された 2 主桁橋の全体横ねじれ座屈強度とはりの横ねじれ座屈強度の類似性は，弾性有限要素法により細長比パラメータを評価する方法にとっては好都合な特性で，大いに活用されれば良いと考える。

4. 連成座屈問題の区分け

一口に連成座屈と称しても，構造全体系の座屈，部材座屈および局部座屈間の相互作用があり，座屈特性に違いが現れる．構造全体系と部材座屈の連成が卓越する並列桁（溶接断面）の横ねじれ座屈問題では，尾下氏が調べられたように，部材と全体横ねじれ座屈それぞれの耐力力曲線に大差が無いので，弾性有限要素法で細長比パラメータさえ評価できれば，簡単なはりの耐力力曲線を用いて連成座屈強度を評価しても大きな誤差は含まれない．

部材座屈と局部座屈の連成問題では，例えば I 形断面部材のフランジについては，作用が軸圧縮であっても曲げであっても部材の耐力力曲線と自由突出フランジの耐力力曲線には研究ノート NN-07-17⁷⁾で指摘したようにかなりの差があるので，局部座屈を考慮できるシェル要素を用いて弾性有限要素法で座屈パラメータを評価し，部材の耐力力曲線に適用して連成座屈強度を評価すると，局部座屈が支配的な場合に不経済になる可能性がある．一般に同じ大きさの座屈パラメータに対して，局部座屈の耐力力曲線は部材の耐力力曲線の上方にあるので，部材の耐力力曲線を用いれば安全側の設計となるが，合理化を追求するなら肌理の細かい評価方法を検討する余地がある．また耐力力曲線と言っても，平均値に相当するか下限値に相当するかを明確にする必要がある．

参考文献

- 1) 尾下・水口：鋼 I 桁橋の横ねじれ座屈に関する実用的設計法，構造工学論文集，Vol.53，2007.
- 2) CEN：Eurocode 3，Design of steel structures，2003.
- 3) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書，2006.
- 4) SIA161，Swiss Standard，Steel Structures，1979.
- 5) 小松・西村・中田：側道 2 主桁橋架設系の全体横倒れ極限強度式と補剛設計，構造工学論文集，Vol.30，1984.
- 6) 西村・秋山・松村：曲げを受ける I 形断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.39A，1993.
- 7) 西村：研究ノート NN-07-17 “尾下・水口著鋼 I 桁橋の横ねじれ座屈強度に関する実用的設計法”（構造工学論文集）に対する意見，2007.

研究ノート NN-08-33

照査のための構造力学・番外編 10／鋼製橋脚の最大強度に関する基礎的検討

平成 20 年 8 月 15 日

西村宜男

概要：一般に、鋼製橋脚の最大荷重は降伏荷重で除して無次元表示する。この次元表示された最大荷重に対しては、軸力、局部座屈、ひずみ硬化係数、断面係数、塑性履歴パターンなどが影響するが、全ての影響を包括的に考慮した評価はシェル要素を用い、繰り返し塑性履歴を考慮できる有限要素法によることになるが、本稿では基本的な力学特性を明らかにするため、局部座屈の影響を無視した微小変位の単調載荷状態について考察する。最後に鋼材の塑性履歴を考慮したシェル要素による鋼管橋脚の正負交番漸増解析の結果と比較して、最大荷重と降伏荷重の比に関する基本的特性を確認する。

1. 降伏強度

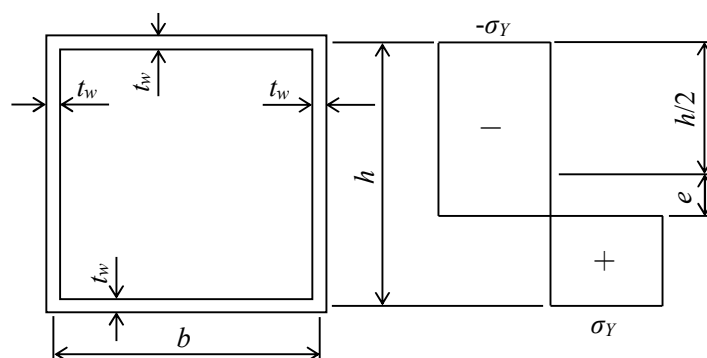
対象とする構造は単柱式橋脚とし、箱形断面と円形鋼管断面を考える。橋脚には上部構造重量による一定軸力と頂部に地震力に対応する水平荷重が作用している。一定軸力の大きさ N_D を断面の全強度 ($N_Y = \sigma_Y A$) で除して $s = N_D / N_Y$ と表示すると、降伏水平荷重は、曲げに対する見掛け上の降伏強度を $(1-s)\sigma_Y$ とすることによって与えられる。これは橋脚の断面形状には無関係である。軸力が全強度の 20% とすると降伏強度は純曲げ時の 80% になる。

2. 最大強度

最大強度の一つの目安は全塑性強度であるが、軸力が作用している場合の全塑性モーメントは以下のように表すことができる。

1) 箱型断面

図—1 に示す、全塑性状態における応力分布の軸力の影響による中立軸の移動量 e は、正応力の合計と負応力の合計の差が軸力- N_D となる条件より



図—1 箱形断面の全塑性時の応力分布

$$-\sigma_y t_f b - 2t_w \left(\frac{h}{2} + e \right) + \sigma_y t_f b + 2t_w \left(\frac{h}{2} - e \right) = -N_D$$

$$e = \frac{N_D}{4\sigma_y t_w}$$

断面の高さ h で除して無次元表示すると

$$\frac{e}{h} = \frac{s}{2} \left(1 + \frac{bt_f}{ht_w} \right) \quad (1)$$

軸力の影響による中立軸の移動を考慮した全塑性モーメントは

$$M_p^* = \sigma_y b h t_f + 2\sigma_y t_w \left(\frac{h}{2} - e \right) \left(\frac{h}{2} + e \right) = \sigma_y b h t_f + 2\sigma_y t_w \left\{ \left(\frac{h}{2} \right)^2 - e^2 \right\} \quad (2)$$

式(2)の e に式(1)を代入して整理し, さらに M_p^* を軸力の影響を考慮しない場合の全塑性モーメント M_p で除すと

$$\frac{M_p^*}{M_p} = \frac{1 + \frac{\lambda}{4} \left\{ 1 - s^2 \left(1 + \frac{1}{\lambda} \right)^2 \right\}}{1 + \frac{\lambda}{4}} \quad (3)$$

ここに, $\lambda = \frac{ht_w}{bt_f}$

例えば正方形断面で $\lambda=1$ とすると, 軸力が全強の 20% の場合, 軸力の影響を考慮した全塑性強度は, 純曲げにおける全塑性強度の 96.8% になり, 降伏強度に比べて軸力の影響は小さい。

2) 円形鋼管断面

図-2 に示す全塑性状態における応力分布の軸力の影響による中立軸の移動量 θ は正応力の合計と負応力の合計の差が軸力 $-N_D$ となる条件より

$$\begin{aligned} -\sigma_y \pi r t - 2\sigma_y r t \theta + \sigma_y \pi r t - 2\sigma_y r t \theta &= -N_D \\ 4\sigma_y r t \theta &= N_D = s N_Y = 2s \sigma_y \pi r t \end{aligned}$$

より

$$\theta = \frac{s\pi}{2} \quad (4)$$

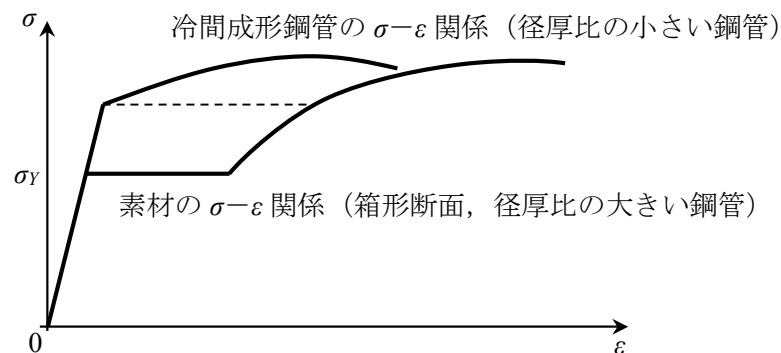


図-3 応力-ひずみ関係

軸力の影響による中立軸の移動を考慮した全塑性モーメントは

$$M_p^* = 2ey\sigma_y(\pi - 2\theta)rt = \sigma_y(\pi - 2\theta)rt \frac{2r\cos\theta}{\pi - 2\theta} = 4\sigma_y r^2 t \cos\theta \quad (5)$$

式(5)の θ に式(4)を代入して整理し, さらに M_p^* を軸力の影響を考慮しない場合の全塑性モーメント M_p で除すと

$$\frac{M_p^*}{M_p} = \frac{4\sigma_y r^2 t \cos\theta}{4\sigma_y r^2 t} = \cos\theta = \cos\left(\frac{s\pi}{2}\right) \quad (6)$$

因みに, 軸力が全強の 20%の場合, 軸力の影響を考慮した全塑性強度は, 純曲げにおける全塑性強度の 94%になり, 降伏強度に比べて軸力の影響は小さい。

塑性領域においても局部座屈が発生しないような幅厚比(径厚比)パラメータを有する場合, ひずみ硬化の影響によって最大強度は上昇する。塑性領域における応力-ひずみ関係は, 図-3 に示す様に, 部材の製作時にひずみ硬化を受ける径厚比の小さい円形鋼管断面と, 殆どひずみ硬化を受けない箱形断面や径厚比の大きい円形鋼管断面とでは塑性領域におけるひずみ硬化に差があることに留意しなければならない。

箱形断面橋脚で板要素の幅厚比が小さい場合は, 応力-ひずみ関係の降伏棚を越えるような大きな変形ないしは繰り返し塑性履歴を受けた後でひずみ硬化の影響により荷重が上昇する。径厚比の小さい円形鋼管橋脚では製作時の加工硬化による降伏応力の上昇による強度上昇が現れ, さらに素材の応力-ひずみ関係における降伏棚が製作時に失われているため, 小さい塑性変形によってさらなるひずみ硬化の影響が現れるが, 製作時にひずみ硬化における降伏応力の上昇分, 追加的な強度上昇はそれほど大きくはない。

3. 最大強度特性

以上述べてきた鋼製橋脚柱部材の最大強度について, 包括的に特性を纏める。

1) 上部構造の重量による軸力の影響

軸力が存在することによる降伏強度の低減は, 断面形状によらず軸力比 s が直接影響して, 見かけ上降伏応力が $(1-s)$ 倍低下したものに相当する。これに対して板要素の幅厚比あるいは鋼管の径厚比が小さく局部座屈を生じにくい場合, 全塑性強度に対する軸力の影響はそれほど大きくない。

2) 箱形断面と円形鋼管断面の相違点

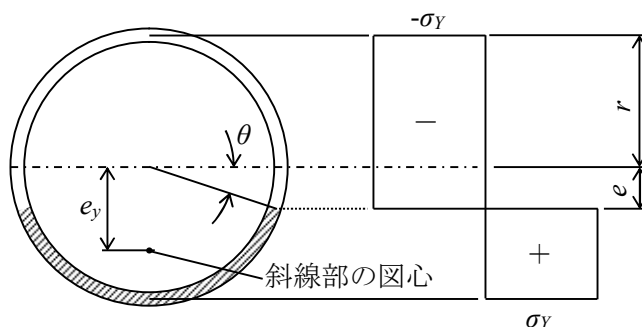


図-2 円形鋼管断面の全塑性時の応力分布

塑性断面係数 Z と弾性断面係数 W との比は，箱形断面では $\lambda=1$ の場合， $Z/W=1.07$ ，円形鋼管断面では $Z/W=1.273$ と後者の方が大きい．

3) ひずみ硬化による最大強度の上昇

ひずみ硬化による最大強度の上昇については，部材の製作時における加工硬化の有無が大きく影響する．径厚比が小さい円形鋼管橋脚ではこの効果によって降伏応力度が径厚比に反比例して上昇しており，弾性範囲の拡大と共に，塑性領域においても直ちにひずみ硬化の影響による強度上昇が出現する．製作時に加工硬化のない箱形断面橋脚では鋼材の降伏棚が消費されるまで塑性変形が進まないといずれひずみ硬化の影響は現れない．

円形鋼管橋脚の最大強度と降伏強度の比は，軸力が全強の 20% とすると 1.25 倍，断面係数比によって 1.273 倍，降伏応力度の上昇分を 1.3 とすると，全ての効果を含めて 2.0 以上になる可能性がある．これに対して箱形断面橋脚では最大で 1.75 倍程度である．

4. 有限要素解析結果との比較

(1) 構造諸元

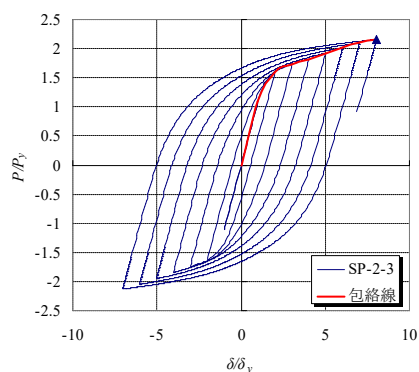
上述の単柱式橋脚の基本的強度特性について，シェル要素を用いた鋼管橋脚の正負交番漸増載荷解析結果と比較することによって確認する．使用した弾塑性有限変位解析ソフト CYNAS は 8 節点アイソパラメトリックシェル要素を用い，繰り返し塑性履歴を考慮できる構成則を採用した薄板鋼構造耐震解析専用ソフトである．対象とした鋼管は試行的にスパイラル鋼管を考えている．スパイラル状の溶接線を表現できる要素分割（スパイラルメッシュ）を用いている．スパイラル鋼管の製造工程における加工硬化は，現在，鋼管橋脚に用いられているベンディングロール鋼管とほぼ同一で，残留応力の方向がスパイラルの影響を受ける．なお，軸力比 (N/N_y) は 0.15，鋼種は SM50Y と仮定している．なお，応力-ひずみ関係は，スパイラル鋼管の実験供試体から切り出した引張試験片による実測値に基づいており，

表—1 解析モデルの諸元

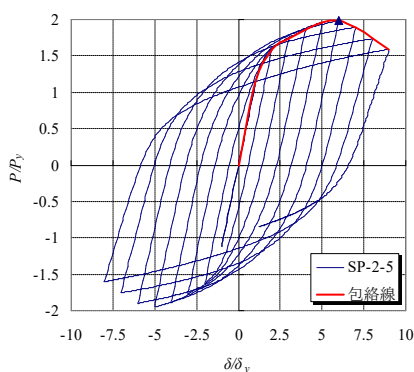
供試体名	SP-2-3	SP-2-5	SP-2-8	SP-3-3	SP-3-5	SP-3-8	SP-4-3	SP-4-5	SP-4-8
t (mm)	40	30	25	40	30	25	40	30	25
D (mm)	960	1,200	1,580	960	1,200	1,580	960	1,200	1,580
R/t	12.0	20.0	31.6	12.0	20.0	31.6	12.0	20.0	31.6
A (mm ²)	115,611	110,270	122,129	115,611	110,270	122,129	115,611	110,270	122,129
I ($\times 10^6$ mm ⁴)	12,255	18,881	36,924	12,255	18,881	36,924	12,255	18,881	36,924
l (mm)	2,610	3,320	4,410	3,920	4,980	6,610	5,220	6,640	8,820
N (kN)	5,463	5,210	5,771	5,463	5,210	5,771	5,463	5,210	5,771
σ_y (N/mm ²)	315								
E (N/mm ²)	205,800								
N/N_y	0.15								
λ	0.2			0.3			0.4		
R_t	0.03	0.05	0.08	0.03	0.05	0.08	0.03	0.05	0.08
P_y (kN)	(ベルヌイ・ オイラー)	2,619	2,538	2,838	1,744	1,692	1,893	1,310	1,269
δ_y (mm)		6.2	8.0	10.7	13.9	17.9	24.0	24.6	31.9
δ_{yMQ} (mm)		7.56	9.79	13.12	15.29	19.75	26.43	26.03	33.69

表—2 解析結果（最大荷重／降伏荷重，最大荷重時変位／降伏変位）

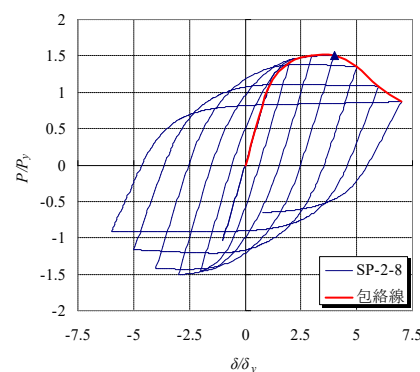
供試体名	SP-2-3	SP-2-5	SP-2-8	SP-3-3	SP-3-5	SP-3-8	SP-4-3	SP-4-5	SP-4-8
P_{max} (kN)	5,649	5,037	4,273	3,915	2,961	2,718	2,941	2,236	2,038
δ_m (mm)	60.8	58.8	52.4	122.4	99.0	79.2	182.0	168.5	126.3
P_{max}/P_y	2.16	1.98	1.51	2.25	1.75	1.44	2.25	1.76	1.44
δ_m/δ_y	8.04	6.01	4.00	8.00	5.01	3.00	6.99	5.00	2.80



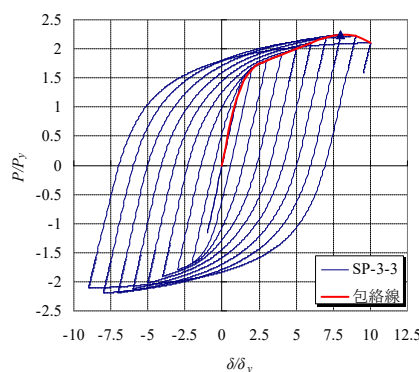
SP-2-3（解析途中）



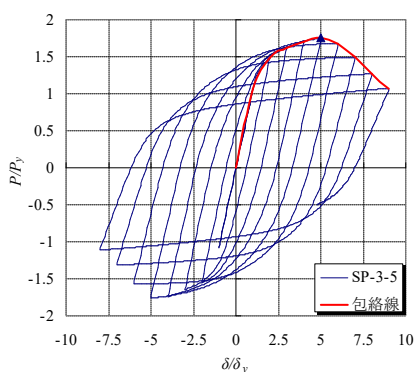
SP-2-5



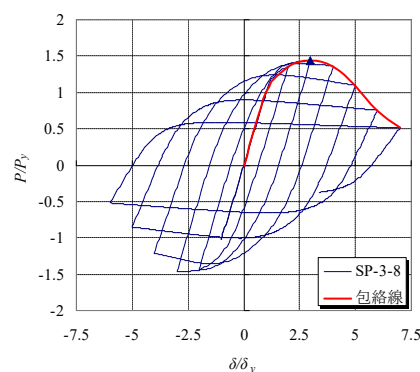
SP-2-8



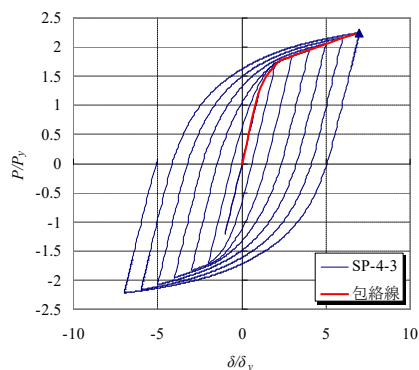
SP-3-3



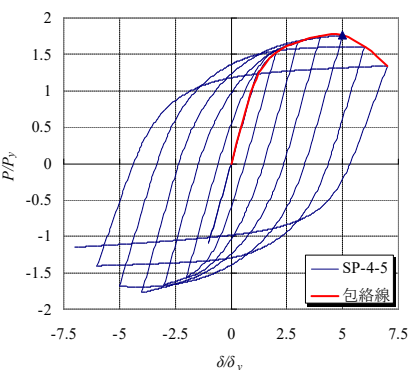
SP-3-5



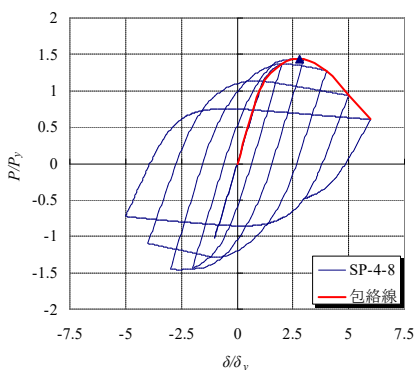
SP-3-8



SP-4-3（解析途中）



SP-4-5

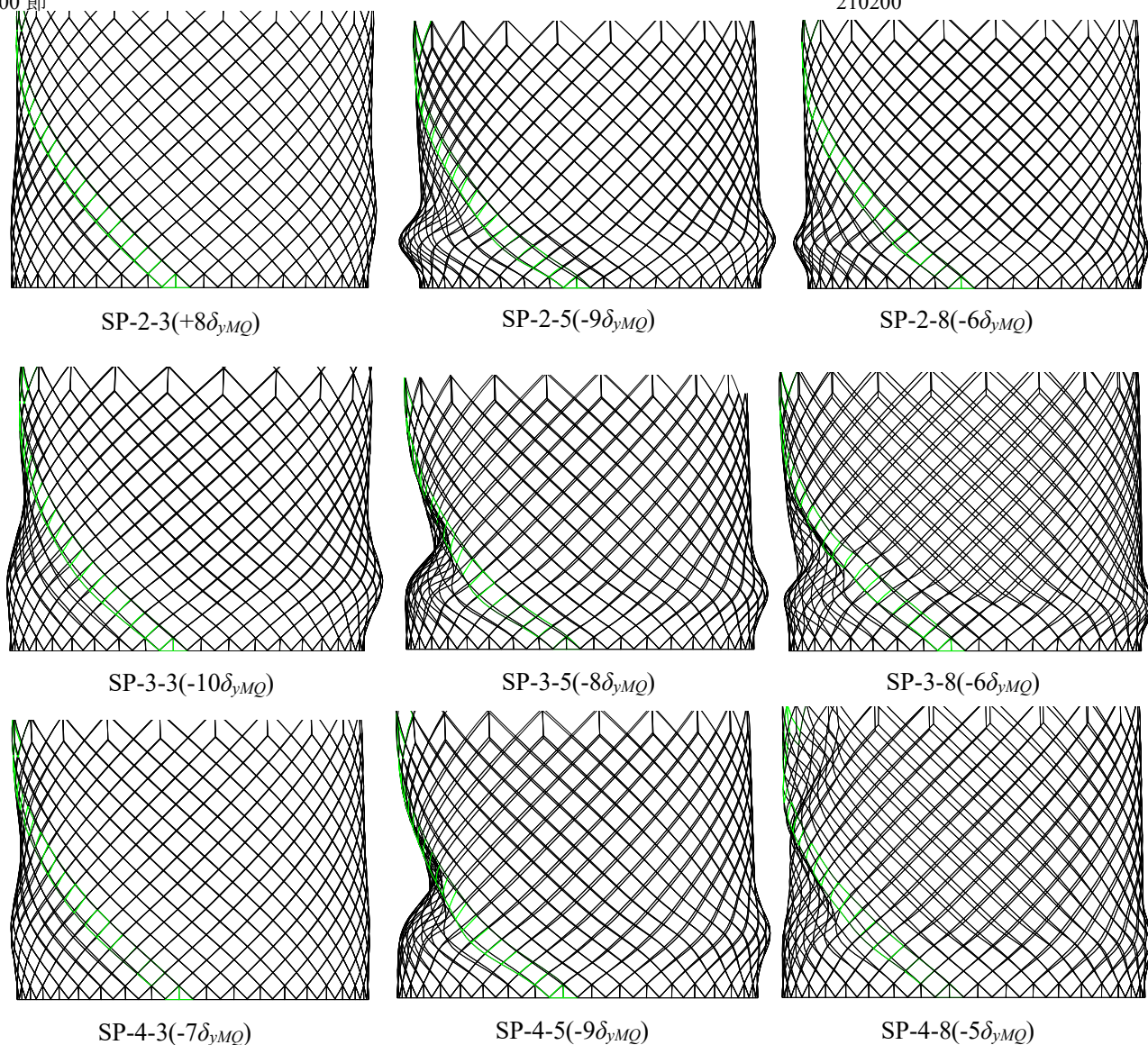


SP-4-8

図—4 柱頭の水平荷重—水平変位の関係

鋼管の製造過程における加工硬化等の塑性履歴を考慮したものとなっている。ただし，本来，加工硬化の程度は径厚比に依存するが，ここでは全ての鋼管モデルで一定の材料特性を仮定している。

鋼管の諸元は表—1に掲げる9体で，径厚比と鋼管柱高さを変化させている。径厚比に関してはほとんど局部座屈を生じることのないモデルと，塑性領域において局部座屈を生ずるモデルを選択している。鋼管高さについては実績調査に基づく細長比パラメータから選択している。

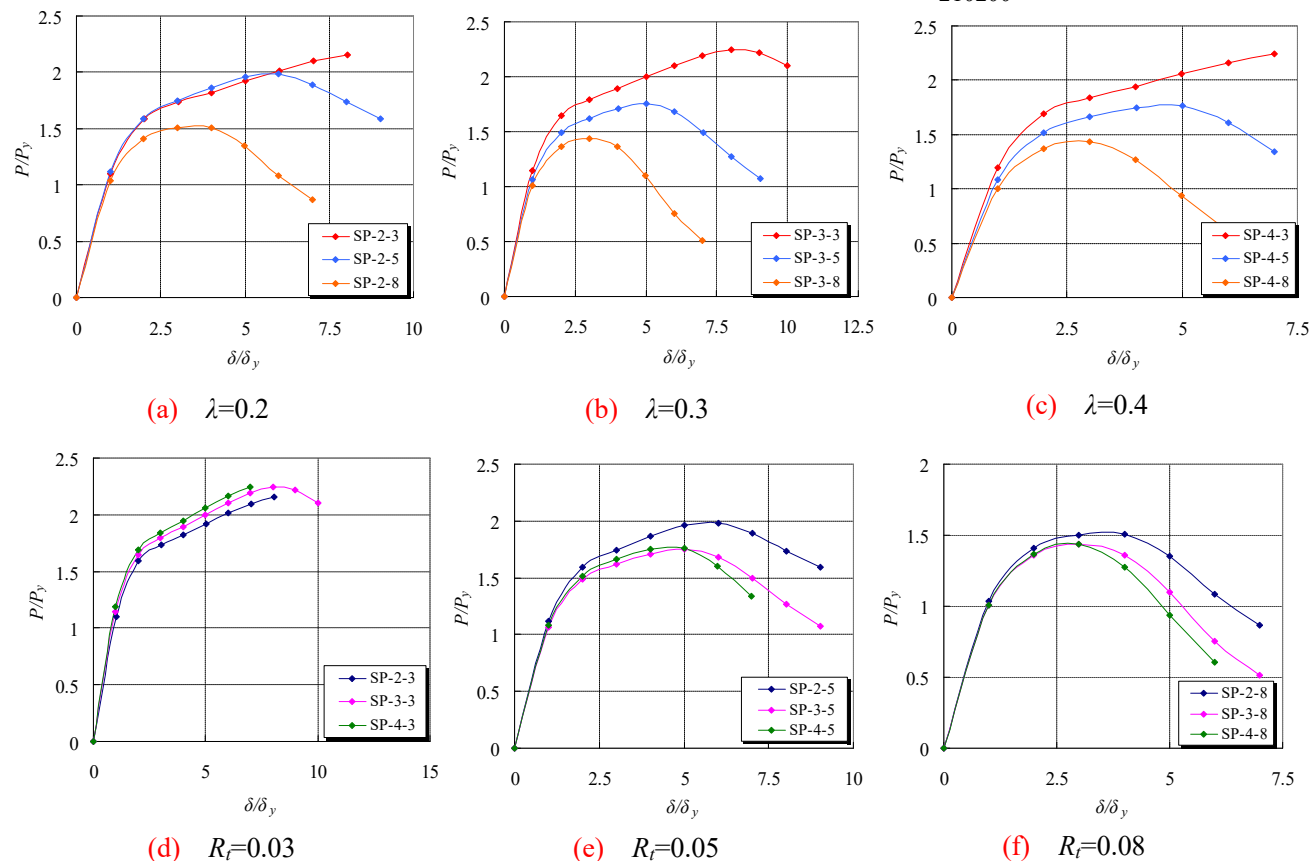


図—5 鋼管の終局時変形状態

(2) 解析結果

表—2 に，解析結果より，最大荷重 P_{max} ，最大荷重時変位 δ_m ，およびそれぞれを降伏荷重，降伏変位で除して無次元表示した P_{max}/P_Y および δ_m/δ_Y を掲げる． P_{max}/P_Y は前述の最大強度特性で論じた値である．なお，参考までに解析結果の一部として水平荷重—水平変位（頂部）関係を図—4 に，変形状態を図—5 に，包絡線を図—6 に示す．これらの結果について纏めると，

- ① 鋼材の応力—ひずみ関係として用いたスパイラル鋼管の材料試験の結果，塑性加工によって降伏棚は殆ど消費されているが，顕著なひずみ硬化による降伏応力度の上昇は認められていなかった．したがって，降伏後に降伏棚の存在による変位の急激な増加は見られず，局部座屈が生じにくい径厚比であれば σ_B/σ_Y 倍 $\times Z/W$ 倍の強度上昇を見込むことができる．径厚比 12 の 3 体のモデルの P_{max}/P_Y がこのことを示している．
- ② 径厚比が 12 であれば，加工硬化による強度上昇が確実に発生し，降伏応力度の上昇が生ずる．局部座屈が生じない範囲であれば降伏後の塑性加工によるひずみ硬化が発生するが，その分，降伏後の強度の上昇は抑制される．局部座屈が生じない径厚比の鋼管橋脚であれば，製造時に受ける塑性



図—6 荷重変位関係の包絡線

硬化による降伏応力の増加も降伏後のひずみ硬化による強度上昇も最大強度/降伏強度の値に与える影響は殆ど同じである。

- ③ 径厚比が 31.6 と大きい 3 体のモデルでは，塑性加工による降伏応力度の上昇は少ない．しかも，降伏後に局部変形が発生して強度の上昇が抑制されるので， P_{max}/P_Y は余り大きくはならない，径厚比 20 の 3 体のモデルは径厚比 12 と 31.6 のモデルの中間的な性状を呈している。

謝辞 スパイラル鋼管橋脚の正負交番漸増載荷解析は，大阪大学大学院博士前期課程薮本篤君（奈良研究室）による研究結果を使用させて頂いた．記して謝意を表する。

研究ノート NN-08-39

照査のための構造力学・番外編 11／橋梁事故と技術者倫理

平成 20 年 9 月 23 日

西村宜男

概要：これまでの我が国における重大な橋梁事故の多くは架設段階における不安定な構造系において発生している。供用期間が 50 年を越える橋梁の増加により，今後は経年劣化を原因とする橋梁事故の割合の増加が懸念される。このような状況を踏まえて，橋梁事故を未然に防ぐ方策を技術者倫理の観点から纏めてみた。

1. 橋梁事故との関わり

筆者自身，橋梁の設計や製作架設を担当した経験がないので，橋梁事故との関わりは当事者としてではなく，専ら研究上のターゲットとしてあるいは事故調査技術委員会の委員としての体験である。筆者が関わった重大橋梁事故 3 件について紹介する。

(1) 側道 2 主桁橋・大雲橋

1977 年，京都府福知山市大江町で由良川を渡る大雲橋の側道橋架設現場で，床版コンクリート打設中に 2 主桁橋が落橋し，工事関係者 2 名が死亡する事故が発生した。当時，幅員の狭い国道や主要地方道の歩行者安全対策として歩道の敷設工事が全国的に進められていた。橋梁部においては，歩道部の重量を本橋に添加する余裕が無い場合，側道橋を独立な橋梁として併設する工事が多く採用されていた。側道橋の特徴は，河川管理上の理由により橋脚位置は河川の流向に関して本橋と同一とされ，従って支間長は本橋と等しく，一方，幅員は歩行者・軽車両用で 1.5m～2.5m 程度となるので，支間長と幅員（主桁間隔）の比が大きい平面形状のスレンダーな構造となる。大雲橋の場合，支間長 64.25m，主桁間隔 1.8m，従って支間長・主桁間隔比 35.7 と異常に大きな平面アスペクト比であった。このようにそれまで一般橋梁では経験の無いスレンダーな構造であるにも拘らず，発注者，設計者，製作者の誰もが危険性に気付かなかったことが事故の原因である。

筆者と大雲橋との関わりは以下のものであった。事故の発生後，京都府の事故調査委員会（委員長 岡田 清 京大教授）が編成され，その委員として筆者の師匠である小松定夫教授が参加された。この事故原因の解明のため，研究室に来ていたコンサルタントの社員を指導することが筆者に課せられた業務であった。ところが程なくしてこの社員が会社を辞めたので，事故原因の解明のための作業が直接筆者に降りかかってきた。おりしも筆者の主たる研究テーマであった吊橋の立体解析に関する研究が一段落し，耐荷力に関する研究を行いたいと思っていたので，渡りに舟と 2 主桁橋の安定解析に取り組むこととなった。

床版コンクリート硬化前のスレンダーな 2 主桁橋の解析法としては，Burgermaister や Vlasov の薄肉構造理論が知られていたが，実構造が変断面であり，境界条件も単純支持では精度が劣るので，適切な解析法を作成することから始めなければならなかった。

第 1 の方法は，境界条件や断面変化を任意に反映できる厳密解法として，マトリックス変位法による薄肉骨組構造の弾塑性有限変位解析プログラムで，当時の大学院生の協力を得て NAFRAM と称する節点変位 7 自由度のソフトを 2 年掛かりで完成させた。同時に第 2 の方法として，“照査のための構造力学第 3 章 4 節”で紹介した拡張骨組理論による弾性横ねじれ座屈理論を誘導した。これら 2 つの方法を

もとに、横桁連結形式 2 主桁橋と大雲橋のような横構連結形式 2 主桁橋に関する研究論文 4 編を発表した。

このような経緯から大雲橋の事故原因解明に関係したが、研究の目的はあくまで真相解明であり、同種の橋梁の設計において有効に利用できる設計データの提供であった。事故責任については、このような側道橋を計画した京都府の総括担当者と橋梁会社の設計責任者が被告となり、第 1 審では共に有罪となった。直ちに控訴審に移り、長期間の審理の末、第 2 審では一転無罪判決がでた。無罪とされた理由は、大雲橋の設計当時、この種の橋梁の不安定現象については明確にされておらず、設計示方書にも記述されていなかったとのことであった。明確にされていなかった証拠は、事故後に発表された筆者の論文は専門家の誰もが気付いていなかったから、土木学会論文集に登載されたと言うものであったと伝え聞いた。

設計示方書に書いてない現象であれば、事故が起きても責任が無いのか。橋梁設計・製作・架設に携わる技術者にとって、対象構造に含まれている不安定現象等の問題点に気付いてこそ真の技術者であって、見逃したことを設計示方書に書かれていないと逃げ口上を唱えるのは潔くない。これが当時の筆者の率直な感想であった。

(2) 広島新交通システム鋼桁落下事故

1991 年 3 月上旬、土木学会論文編集委員会の帰途、新大阪駅で大学の 2 年後輩で大阪市交通局の A 氏に出会う。久々なので駅近くの居酒屋で近況を聞くことになった。半年前から広島市に出向して、新交通システム(株)の建設部長として建設全般の指導をしているが、広島市には都市鉄道建設の経験者が皆無で、工事全般の進め方に苦勞しているとのことであった。種々の苦勞はあろうけれど、都市鉄道の先輩として大阪市を代表し出向しているのだから頑張れと激励して、その日は分かれた。

1 週間後、広島新交通建設現場において、架設中の鋼桁が橋脚上から落下し、側道で信号待ちをしていた多数の一般車両を巻き込む事故が発生した。一般市民 9 名、作業員 5 名が死亡する悲惨な事故であった。2、3 日して A 氏から広島市の事故対策技術委員会への参加要請があり、これを受諾した。

数回の技術委員会における協議の後、下した結論は以下の通りであった。

事故の直接原因は、鋼桁の降下作業に用いた機材とその使用法が不適切であり、無補剛の H 形鋼を積み重ねたサンドルと、その上のジャッキが不安定になり鋼桁を支えられなくなり、鋼桁が橋脚上から落下したことにある。

多数の犠牲者を出したことに對する反省点としては、桁の降下作業時に高架下の一般車両の通行止めが行われておらず、多数の一般市民を巻き込むことになった。また工事の進捗を急ぐあまり、鋼桁上で他の作業が並行して行われていた。作業員の犠牲者は床版型枠工事の関係者であった。そのほか事故に導く幾つかの原因を挙げるができるが、熟練した責任者を配置した工区では同様の建設作業が滞りなく完了していた。

建設作業中の事故の責任は、受注者である企業の責任とするのが公共工事における通例であった。しかし犠牲者の遺族にとって、施工主である広島市の責任を問うことが犠牲者に対する供養であるとして、長期間裁判で争われることとなった。

この事故に対する筆者の想いは以下の通りである。

橋梁の架設工事中に生じた事故は施工責任の名の下に、一切を工事受注者が負うことになっているが、工法や工事中の安全対策について、発注者側の技術者と受注者との間で適切な協議が行われて然るべき

である。今回のように発注者側に工事の経験者が不足している場合は、施工管理の代行者を立てるような工事推進システムが採用されていれば、安全対策を全く取らないような杜撰な工法が採用されることは無かったのではないかと。また、細切れな分割発注が、経験のある受注者側技術者を現場に貼り付けられない企業が出ることの遠因にもなっているように思われる。

(3) 来島第3吊橋支持桁落下事故

1998年6月、翌年の開通を目指して鋭意工事が進められていた本四公団尾道ー今治ルート（しまなみ海道）の南端、来島海峡第3大橋の現場において、北側側径間の補剛桁架設用支持桁の解体工事中、補剛桁上の作業台車もろとも支持桁の一部が落下し、作業に当たっていた技術者と作業員の6名が死亡、1名が重傷を負う事故が発生した。

支持桁の解体は以下の手順で行われていた。

- ① 先ず、支持桁を5ブロックに分割する。
- ② 補剛桁上面に敷設されたレール上の作業台車の4隅に設置されたクランプ装置から垂らしたワイヤーで支持桁ブロックを吊るす。
- ③ 作業台車を降下位置まで移動する。
- ④ クランプ装置を操作して1mずつワイヤーを延ばし支持桁を降下させる。
- ⑤ 適当な降下量に達するとクレーンに盛り変えて、支持桁を地上まで降ろす。
- ⑥ クランプワイヤーを台車上に巻き上げ、次の支持桁ブロックの降下に取り掛かる。

事故は第2支持桁ブロック降下の④の段階で発生した。

本四公団は事故発生後直ちに有識者で組織した事故調査技術委員会（委員長 福本 大阪大学名誉教授）を編成し、現地調査、桁落下のシナリオの特定、クランプ装置の性能確認実験、事故原因の特定、安全な桁降下方法の検討などについて数回の会合を行った。筆者もこの委員会に参加し、事故原因の究明にあたった。

現地調査により落下した作業台車、クランプ装置、支持桁ブロック、ワイヤーの損傷状況、ワイヤーの擦れによる補剛桁の傷を丹念に調査して、事故発生から桁落下に到る過程のシナリオについて意見を交わした。この事故による落下物の最大の特徴は、クランプ装置の上端でワイヤーがキンク（瘤状に巻きついた状態）していることで、このような状態はワイヤーが高速でクランプ装置に引き込まれたことの証拠であった。クランプ装置の操作が正常であればワイヤーが高速でクランプ装置に引き込まれることはありえない。上下クランプが同時に開放されたときのみ、支持桁ブロックの重量によりワイヤーがクランプ装置内に急速に引き込まれる。このことからオペレータの操作ミスにより4つのクランプ装置（油圧により連動している）の上下クランプを同時に開放してしまったことが結論付けられた。この類推はクランプ装置を用いた再現実験により確認された。

その後、工事は再開され、しまなみ海道は予定通り翌年の5月1日に開通の運びとなった。この事故を通じて筆者が得た教訓は以下の通りである。

事故の原因はクランプ装置のオペレータの操作ミスにより上下クランプを同時に開放したためワイヤーが急速に装置に引き込まれ、キンク状態の発生により作業台車に掛かる荷重にアンバランスを生じ台車が転倒したと結論付けられた。オペレータはそれなりの熟練者であったが、人為的ミスは避けられない。このクランプ装置にはオプションで上下クランプが同時に開放されない安全油圧回路を追加することが可能であった。装置の決定は現場の建設事務所長が担っていたが、何故安全装置をオプションか

ら外したのか，当事者が事故で亡くなったのでその理由は闇の中である。

2. 技術者倫理の視点からの分析

(1) 技術者の能力向上

前節においては筆者が関わった3つの重大橋梁事故の概要と事故原因について述べた。それぞれの事故原因は異なっているが，共通して言えるのは担当した技術者の技術力が不足していたことであろう。そのように判断する理由は，側道橋という付帯施設的な橋梁，小ロットの橋梁，あるいは架設支持桁の解体作業と言った本流ではない橋梁工事に対する技術者全体の気の緩みが根底にあり，主担当者が必ずしも力量の優れた技術者ではなかったと思われるからである。

そこで個々の技術者の能力を高めるために資格制度と継続教育の導入が考えられる。建築分野の鋼構造技術者を対象とした資格制度はかなり肌理細かく立ち上げられている。日本鋼構造協会では，鉄骨工事管理者，建築鉄骨検査技術者，建築高力ボルト接合管理技術者，建築鉄骨超音波検査技術者などがある。これに対して土木分野の鋼構造技術者を対象とした資格制度としては，最近立ち上がった土木鋼構造診断士のみである。

(2) 安全性が確保されるシステムの構築

建設工事の安全性を確保するためには，技術者個人の力学能力の向上だけでは不十分で，建設を推進するシステムの中に有効な審査制度を構築することが必要である。発注者と受注者間の協議により工事推進の安全性をチェックすることは，現行の制度でも可能であるが，発注者側の全ての技術者に工事の危険性を見極める能力が備わっている訳ではない。

構造物の設計から施工までの情報を管理し，卓抜した力学能力で危険性を回避できる専門審査員と，それを活用する審査システムを育成することが行政の責務であると考える。

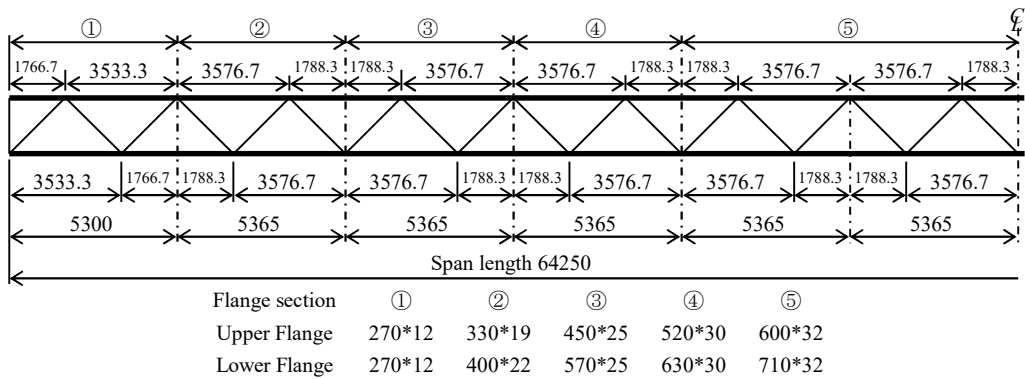
3. 今後の橋梁事故に備えて

戦後，我が国の経済発展と共に，道路建設が活発化し多くの橋梁が建設され始めたのは1960年代であった。今後数年の内に供用期間が50年を越える橋梁の数が急激に増加する。それにつれて，これまで顕在化していなかった経年劣化を原因とする橋梁事故が増加する可能性がある。既に都市の高架橋については疲労損傷が問題となり，補修工事が行われている。昨年，我が国で発生した2つのトラス橋における主構斜材の破断事故は腐食による断面欠損が原因となっている。これらの経年劣化は幸いにも大事故までには到っていないが，幸運が何時まで続かない。研究者・技術者を問わず橋梁関係者が一丸となって，橋梁の経年劣化に対する安全性を確保するための技術開発に取り組む必要がある。

技術開発の項目としては，劣化診断法，材料開発を含む補修工法，破損構造のリダンダンシー評価法，構造法の改善などが挙げられる。鋼構造を対象とした診断士の資格制度が日本鋼構造協会ですべてスタートしている。資格以外に新しい技術情報を継続的に習得できる機会が関連学協会のサービス企画として定期的に行われるとよい。またこの問題に関する先駆的な研究者は，多くの技術者を対象として分かり易い表現で情報提供することが望まれる。

参考資料 1：大雲橋

事故後再建された大雲橋に関するマトリックス変位法（BUCK-PG）と，拡張骨組み理論による簡易計算法（Simplified Formula）の比較結果を示す．事故を起こした大雲橋と支間長，主桁間隔，横繋ぎ材構成は同じであるが，主桁フランジが大きくなっている．



大雲橋の諸元

比較計算結果（大雲橋新橋）

Method	Support Condition	F-S	S-S
BUCK-PG	Variable Section	3.615 t/m	2.878 t/m
Simplified Formula	Centre section	4.120 t/m (1.140)	3.190 t/m (1.108)
	Arithmetical Mean Section	2.977 t/m (0.824)	2.291 t/m (0.796)
	Mechanical Mean Section	3.546 t/m (0.981)	2.819 t/m (0.979)

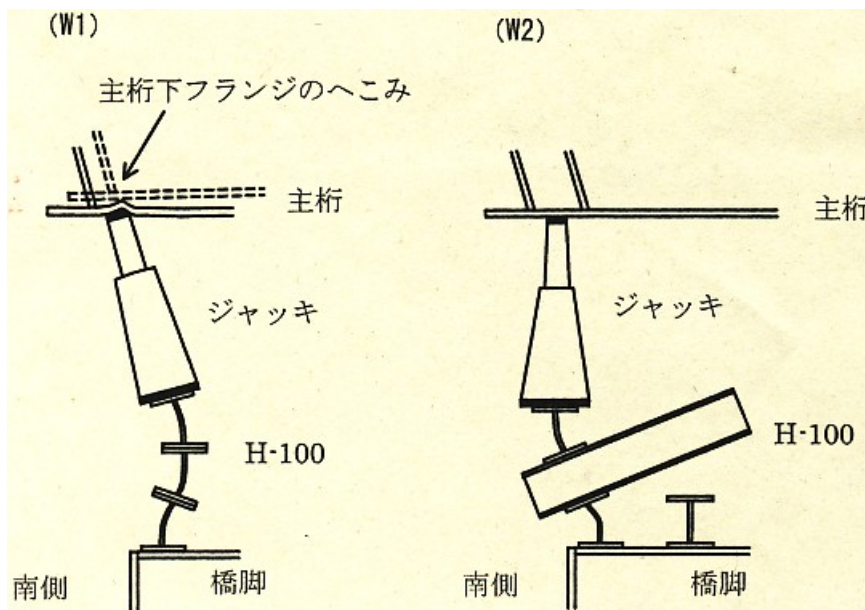
Numerical Values in () : Simplified formula/BUCK-PG



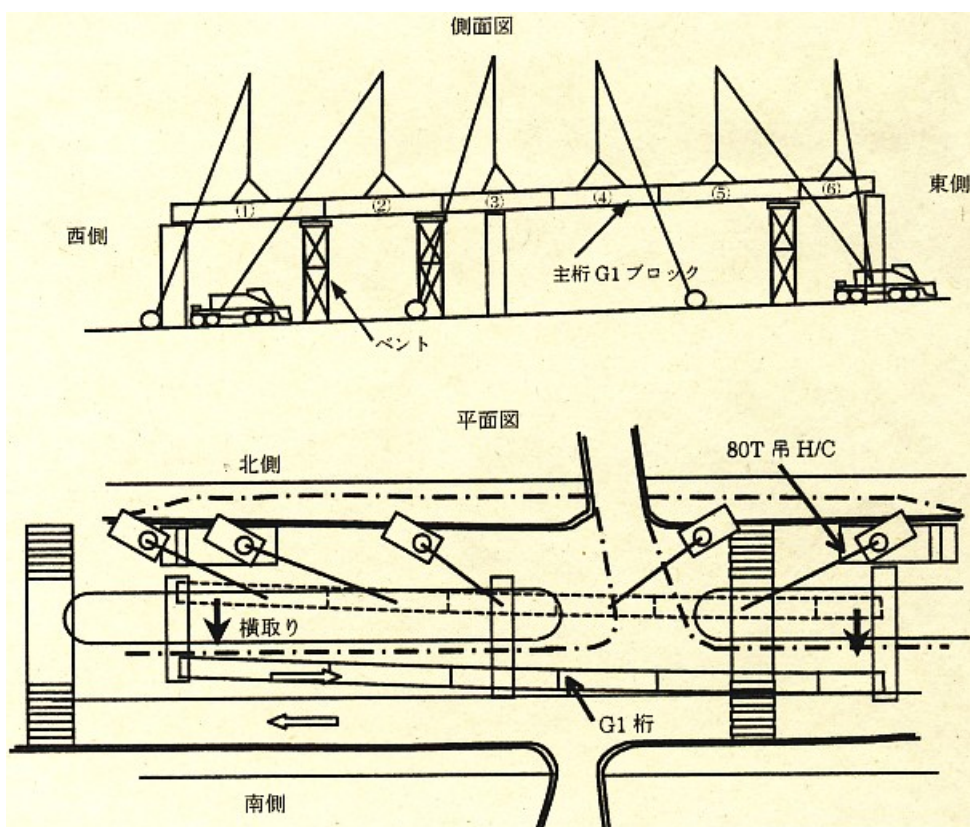
写真 現在の大雲橋，側道橋は本橋の陰になっている．細い橋脚と主桁下フランジが見える．本橋の主桁フランジより側道橋の主桁フランジが大きく，違和感がある．

境界条件 F-S は固定支点と可動支点を考慮している．境界条件 S-S は理想化した単純桁

参考資料 2：広島新交通

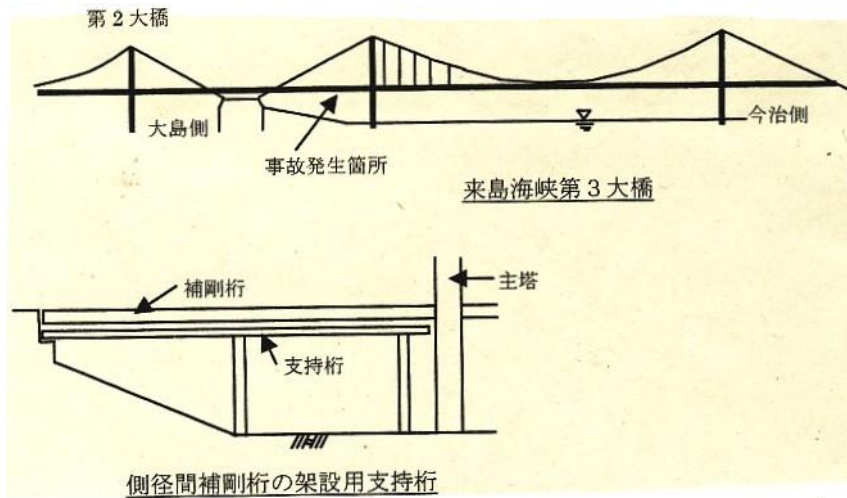


事故の直接原因となったジャーナルジャッキとサンドルの組み合わせ状態と事故発生時の変形状態。サンドルは鋼材屋から H 形鋼（100×100）を購入し，500mm の長さに切断し無補剛のまま使用。

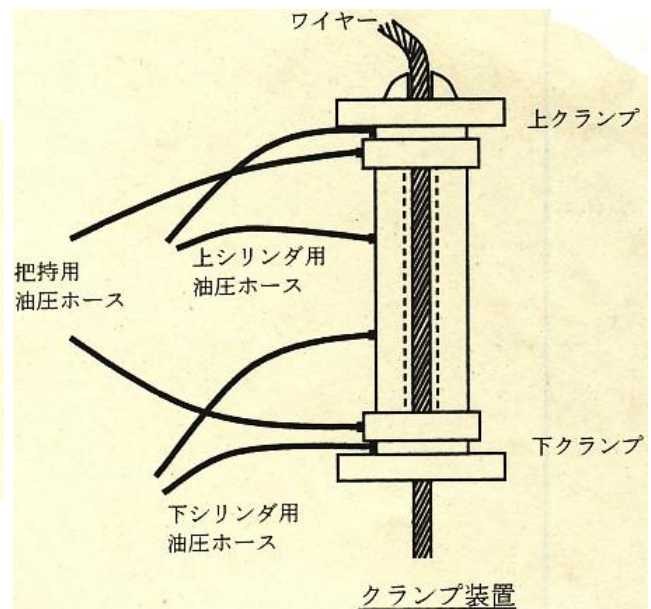
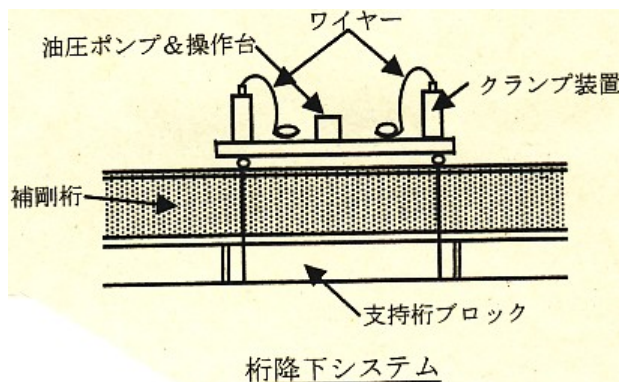


鋼桁落下現場の見取り図。図の上方（北側）からブロックを橋脚上に上げ，連結して下方（南側）に横取りし，所定の位置で降下中に南側の側道に転倒落下した。

参考資料 3：来島海峡第 3 大橋



来島海峡第 3 大橋の事故発生箇所



支持桁降下装置とクランプ装置

研究ノート NN-08-38

照査のための構造力学・番外編 12

トラス or ラーメン／たわみ角法の限界

平成 20 年 9 月 20 日

西村宜男

概要：初等構造力学で学ぶ解析法を用いて骨組構造の断面力や変位の計算を行う場合に，適用する解析法が立脚している前提条件（仮定）を理解した上で，結果の妥当性を吟味する必要がある．そのような前提条件として，照査のための構造力学本編でも取り上げた，1)曲げに伴うせん断変形，2)はりのたわみに対する軸力の影響などを挙げることができる．本項では，いくつかの平面骨組を取り上げ，初等構造力学の適用限界について考察する．

1. 階段ラーメン

図-1 に示すように，2 部材からなる階段ラーメンの左側部材（AB 部材）は水平で，右側部材（BC 部材）は水平から α 傾いている．荷重は 2 部材の交点に作用する鉛直集中荷重とする．BC 部材の角度が特別に小さくなければ，この構造はトラスとみなして，部材力を計算する．一方， α が 0 であれば固定ばりであり，荷重はせん断力として両側支点到伝達され，変位が微小であれば軸力は生じない．角度 α にトラスあるいはラーメンとして考える限界がある．この限界は単に α のみならず，部材の力学パラメータが関与することを確認してみよう．

この限界を確認するための初等構造力学としては，部材の伸縮を無視するたわみ角法は適していない．

図-2 に示す静定基本系を考え，単位荷重法を適用して 3 個の不静定力を決定する．

まず，外力と不静定力による実断面力を求める．なお，計算の便を考えて，部材方向の座標 x_1 および x_2 は，部材の右節点を原点とし，左向きにとる．

$$\text{AB 部材： } N = X_c, \quad Q = Y_c + P, \quad M = -M_c - X_c L \sin \alpha - Y_c L \cos \alpha - (P + Y_c) x_1 \quad (1)_{1 \sim 3}$$

$$\text{BC 部材： } N = X_c \cos \alpha - Y_c \sin \alpha, \quad Q = X_c \sin \alpha + Y_c \cos \alpha, \quad M = -M_c - (Y_c \cos \alpha + X_c \sin \alpha) x_2 \quad (1)_{4 \sim 6}$$

次に，不静定力を単位荷重としたときの仮想断面力は，

$$X_c = 1 :$$

$$\text{AB 部材： } N = 1, \quad Q = 0, \quad M = -L \sin \alpha \quad (2)_{1 \sim 3}$$

$$\text{BC 部材： } N = \cos \alpha, \quad Q = \sin \alpha, \quad M = -x_2 \sin \alpha \quad (2)_{4 \sim 6}$$

$$Y_c = 1 :$$

$$\text{AB 部材： } N = 0, \quad Q = 0, \quad M = -L \cos \alpha - x_1 \quad (2)_{7 \sim 9}$$

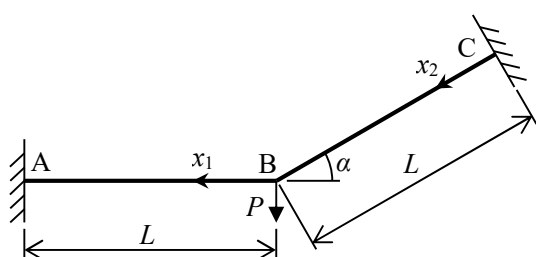


図-1 階段ラーメン

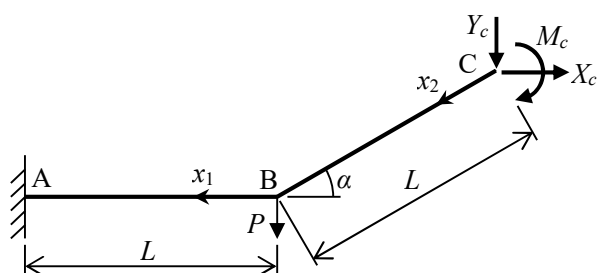


図-2 静定基本系と不静定力

$$\text{BC 部材: } N = -\sin \alpha, \quad Q = \cos \alpha, \quad M = -x_2 \cos \alpha \quad (2)_{10 \sim 12}$$

$M_c = 1$:

$$\text{AB 部材: } N = 0, \quad Q = 0, \quad M = -1 \quad (2)_{13 \sim 15}$$

$$\text{BC 部材: } N = 0, \quad Q = 0, \quad M = -1 \quad (2)_{16 \sim 18}$$

単位荷重法により、節点 C の変位は、実断面力と仮想断面力の積を部材に沿って積分することにより、

$$\delta = \int \frac{NN}{EA} ds + \int \frac{\kappa QQ}{GA} ds + \int \frac{MM}{EI} ds \quad (3)$$

ここに、 δ は u_c , v_c , θ_c であり、節点 C は固定支点であるから、これらの変位は 0 となる。

式(1)および(2)の関係を用いて、

$$\begin{aligned} \left(\frac{r}{L}\right)^2 \{X_c(1 + \cos^2 \alpha) + Y_c \sin \alpha \cos \alpha\} + \lambda_s \{X_c \sin^2 \alpha + Y_c \sin \alpha \cos \alpha\} + \frac{3M_c}{2} \sin \alpha \\ + \frac{4X_c}{3} \sin^2 \alpha + \left(\frac{4}{3} \sin \alpha \cos \alpha + \frac{\sin \alpha}{2}\right) Y_c + \frac{P}{2} \sin \alpha = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{3} + \lambda_s + \frac{\cos \alpha}{2}\right) P + \left(\frac{1}{2} + \frac{3}{2} \cos \alpha\right) \frac{M_c}{L} + \left\{\frac{\sin \alpha}{2} + \frac{4}{3} \sin \alpha \cos \alpha - \left(\frac{r}{L}\right)^2 \sin \alpha \cos \alpha + \lambda_s \sin \alpha \cos \alpha\right\} X_c \\ + \left\{\frac{1}{3} + \cos \alpha + \frac{4}{3} \cos^2 \alpha + \lambda_s(1 + \cos^2 \alpha) + \left(\frac{r}{L}\right)^2 \sin \alpha \cos \alpha\right\} Y_c = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

$$\frac{2M_c}{L} + \frac{3X_c \sin \alpha}{2} + (3 \cos \alpha + 1) \frac{Y_c}{2} + \frac{P}{2} = 0 \quad (6)$$

式(4)～(6)は、2つの力学パラメータを含んだ条件式で表現されている。2つの力学パラメータは、①細長比 L/r およびせん断パラメータ $\lambda_s = \kappa EI / (GA L^2)$ である。階段ラーメンでは、これらの力学パラメータに加えて、BC 部材の角度 α が関係している。なお、式(4)～(6)の変数である不静定力のうち、曲げモーメントは次元を合わせるために M_c/L としている。

式(4)～(6)について、力学パラメータと角度 α を適切に組み合わせて数値計算した結果を以下に示す。

数値計算では、角度 α は 0° (固定ばり) から 90° 、細長比 L/r はストッキーな場合 ($L/r=10$) とスレンダーな場合 ($L/r=50$)、せん断パラメータ λ_s は 0.01, 0.05, 0.1 の 3 ケースとした。せん断パラメータ

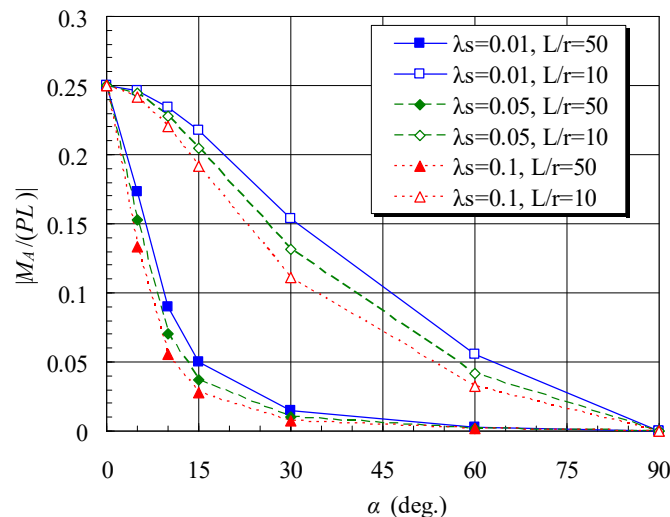
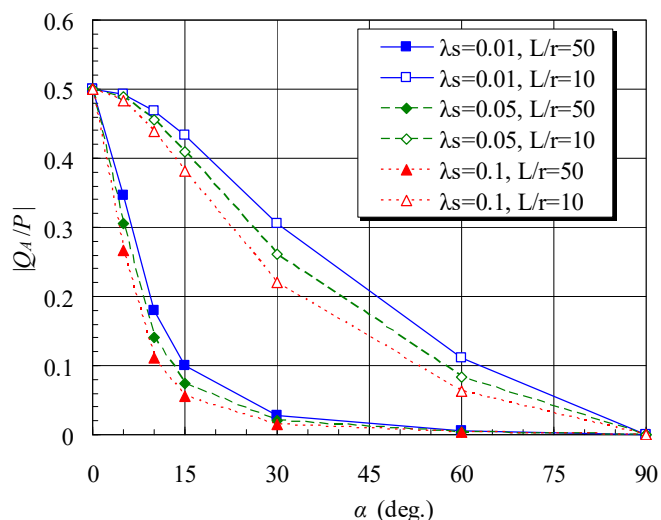


図-3 固定端 A の曲げモーメントと角度 α の関係

図-4 固定端 A のせん断力と角度 α の関係

と細長比は本来独立なパラメータでなく, L/r と λ_s は反比例の関係にある.

図-3 および図-4 は, それぞれ固定端 A の曲げモーメント M_A/PL およびせん断力 Q_A/P の絶対値と角度 α の関係を示している.

一般に不静定骨組構造での断面力は, 変位の適合条件の中にせん断変形が含まれるため, 断面力はせん断パラメータの影響を受ける. ただし, 両端固定ばりの場合は特例としてせん断変形の影響を受けない. それで $\alpha=0$ の固定ばりの場合, M_A/PL および Q_A/P は L/r や λ_s の影響は受けず, それぞれ 0.25 および 0.5 に収斂している.

$L/r=50$ のスレンダーな部材の場合, 角度 α が 30° 以下の扁平な範囲では, 集中荷重は軸力とせん断力の両方によって支点到伝達されるが, 角度が 30° を越えると曲げモーメントやせん断力は小さくなり, 荷重の大半は軸力により支点到伝達される. すなわちトラス構造である.

これに対して $L/r=10$ とストックリーな場合, 角度 α の増加に対する固定端の曲げモーメントやせん断力の減少は鈍感で, $\alpha=90^\circ$ の近くまで, 荷重は軸力とせん断力の両方に分担されている.

2. たわみ角法の限界に関する一般論

コンピュータ時代の現在, ごく簡単な不静定構造を除いてラーメン構造の解析に初等構造力学で学ぶ古典的開放を使用することは稀である. それでも不静定構造の特性や断面力表示の規範を体現するためにいくつかの古典的解法を学ぶことになっている. そのような目的で現在でも活用される古典的構造解析法は, 3 連モーメントの定理, たわみ角法, エネルギー原理に基づく単位荷重法, 最小仕事の原理くらいであろう.

変位法に属するたわみ角法は, 節点回転角および部材回転角を変数として, 節点におけるつり合い条件および部材回転角が関与する部材のせん断力のつり合い条件が記述されるが, マトリックス変位法との違いは, 部材の伸縮を無視する点と, 一般には部材のせん断変形を無視するところにある. たわみ角法が開発されたのは現在のような電子計算機のない時代であり, 変位自由度を可能な限り制限して, 連立方程式の元数を少なくすることが要求された. 多元連立方程式を手計算で解くのは大変で, そのため途中で計算に誤りがあっても繰り返し計算によって正解に辿り着く, 漸化法が開発されていた. 筆者が構造力学を教わったのは建築の鷺尾健三先生で, 鷺尾式消去法は正にこの漸化法であった. 演習では,

3 層 3 スパンの平面ラーメンを手計算で解く問題を課せられた．因みにこのラーメンは自由節点数が 12，部材回転角数が 3 で，都合 15 元の連立方程式となった．

たわみ角法に近い別の解法に固定モーメント法やモーメント分配法と称される方法も学んだ．これらは計算ミスを犯しやすい多元連立方程式を解くことを避ける漸化形の解析法で，数回の繰り返し計算で 3 桁くらいの精度で解が収束する喜びを味わったことが思い出される．コンピュータ時代になってこれらの解法は構造力学のカリキュラムから消えていった．

さて，本題に帰って，たわみ角法の限界を整理しておこう．部材のせん断変形の影響はせん断パラメータ λ_s の値によって評価できる． λ_s が 0.01 より小さい場合はせん断変形の影響はほとんど現れない． λ_s が 0.01 より大きいと，せん断変形の影響が現れ，0.05 を超えると曲げによる変位とせん断による変位が同程度になる．問題はせん断パラメータを評価する際の等価部材長 L の取り方にある． L としては単純ばりでは支間長にとればよいが，一般構造物では，着目する部材のたわみ曲線の変曲点間距離をとればよい．

もう一つの力学パラメータである部材の細長比は単独では指標とならない．ラーメンの形状と細長比が強く連動しているから，知識の蓄積が必要である．

追記：初等構造力学教育上のポイント

本項では，初等構造力学の限界をたわみ角法を例として述べた．力学的な考え方や標準的な構造物の挙動を学ぶには適しているが，初等構造力学を学ぶだけで，現在の構造解析に要求される能力が満足できるわけではないことは自明である．しかし，初等構造力学によって簡単に説明できる問題までコンピュータを用いた離散的な解析法を使用する必要はない．党外の構造問題が初等力学で説明できるのか，離散的な解析法を用いる必要があるのかを判断する能力を育むことが，構造力学に強い技術者になるための条件であると考ええる．

高等教育機関にあって，構造力学の教育を担当されている方は，それぞれの解析法の成立条件を丁寧に説明され，どのような場合に適用上の問題が生ずるか，それを簡単に判定する指標は何かを教育して頂きたい．大阪大学では，初等構造力学の中で，曲げに伴うせん断変形の影響，たわみ角法の適用限界，それらについてせん断パラメータや部材の細長比を判定の指標とすることを講義してきた．

研究ノート NN-08-40

照査のための構造力学・番外編 13／

構造力学的直観力養成のためのトレーニング問題（その 1）

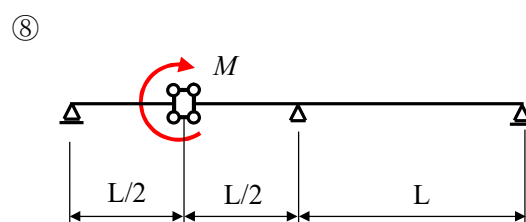
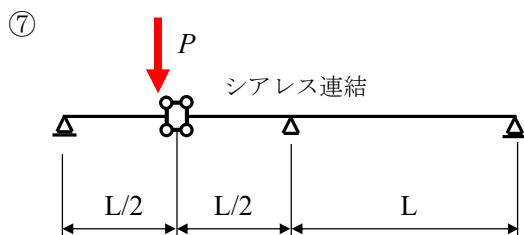
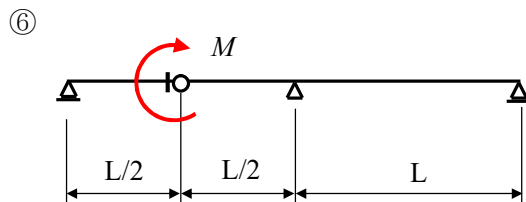
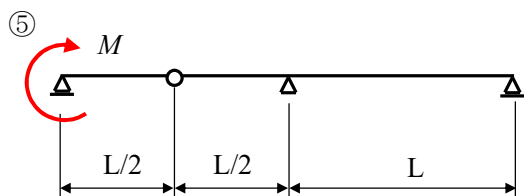
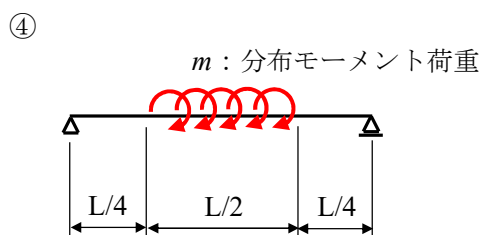
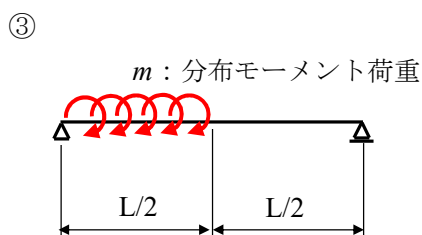
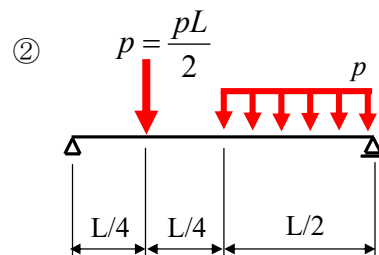
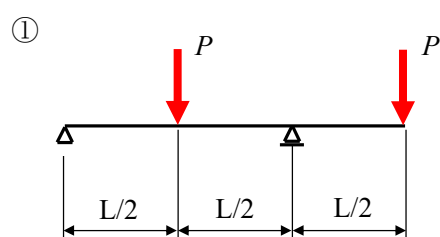
平成 20 年 9 月 28 日

西村宣男

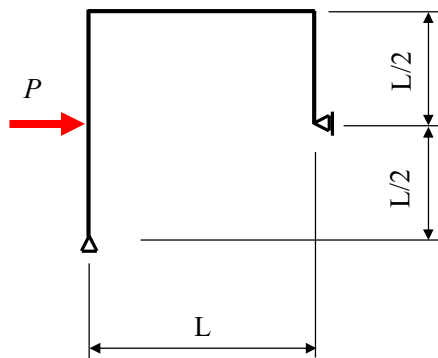
概要：これまでの番外編の内容とは趣きが異なり，本稿では初等力学を学んだ学生の習熟度をチェックするための演習問題について解説する．筆者が大阪大学において土木の構造力学を担当していた時期に，初等構造力学を一通り講義した時点で，構造力学演習において活用した問題である．同種のチェック法は香港大学の構造力学担当教授であった Brown 博士が採用していた．

1. 骨組構造の断面力を直観的に描く能力

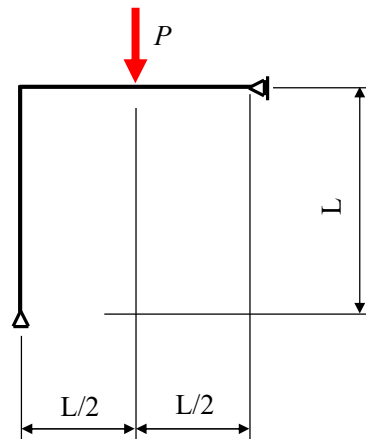
以下の骨組構造について，曲げモーメントおよびせん断力分布を計算することなく直観的に描きなさい．軸力が存在する場合は軸力分布も描きなさい．



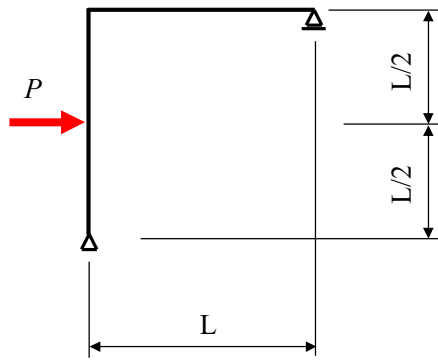
⑨



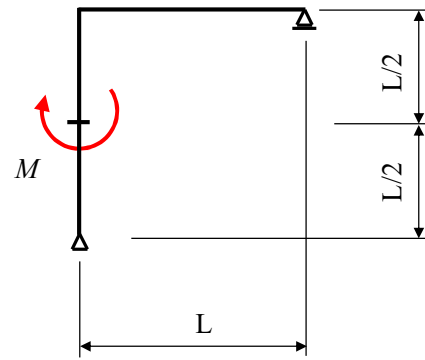
⑩



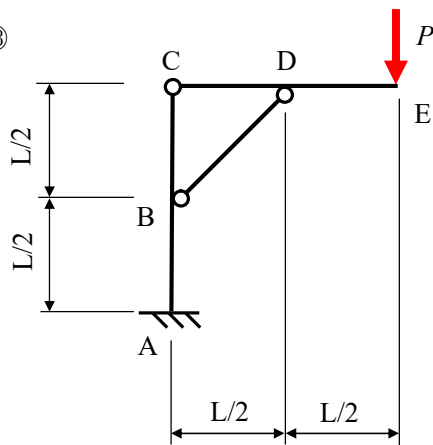
⑪



⑫

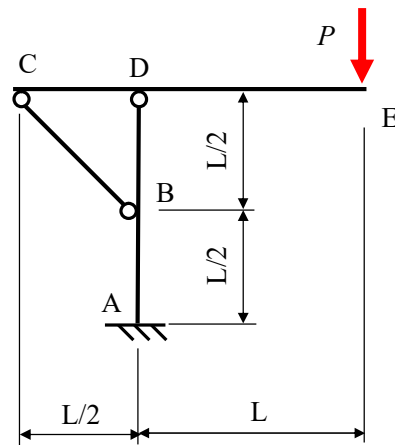


⑬



曲げ剛性 EI : 一定
部材伸縮 無視

⑭



曲げ剛性 EI : 一定
部材伸縮 無視

〈トレーニングの目的〉

この演習問題によってチェックする構造力学能力は以下の通りである。

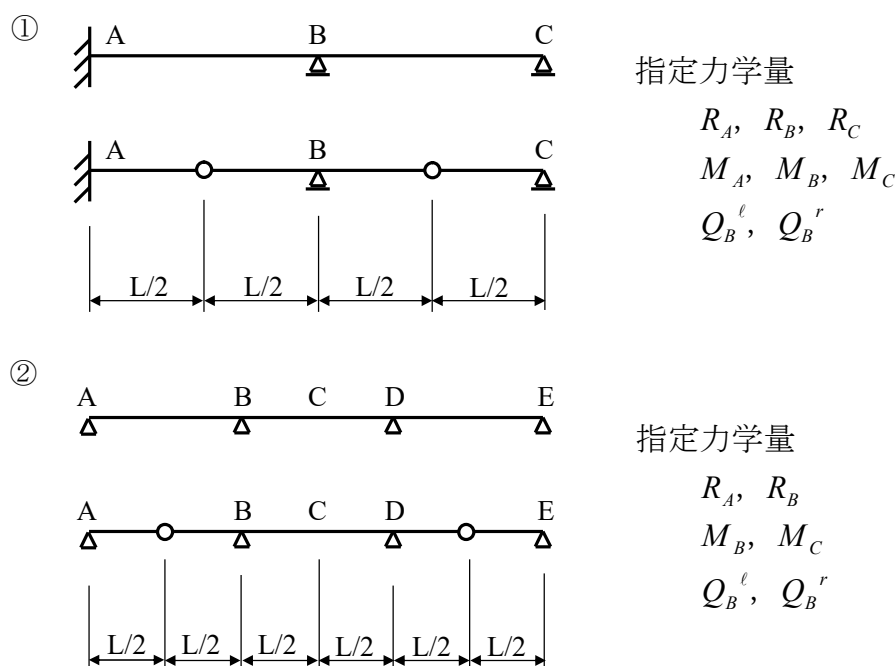
静定骨組構造の断面力について

- 1) 支点における反力の作用方向を把握して，断面力の符号との対応を考える能力が身に付いていること。

- 2) 荷重と断面力，曲げモーメントとせん断力の関係が理解できていること．具体的に言えば，荷重が作用していない区間ではせん断力は一定であり，等分布荷重が作用している区間ではせん断力の勾配と分布荷重の和が 0 である．曲げモーメントの勾配はせん断力に等しい．
 - 3) 分布モーメント荷重など特殊な荷重に対する対応ができること．
- 不静定骨組構造の断面力について
- 4) 簡単な不静定構造についても支点反力の作用方向を推定する能力を獲得していること．
 - 静定基本系 の概念と，外力によるその変形状態が想像できる能力を獲得していること．

2. はりの影響線を直観的に描く能力

以下の不静定ばりについて，指定された反力および断面力の影響線を類似のゲルバーばりの影響線と対比して描きなさい．



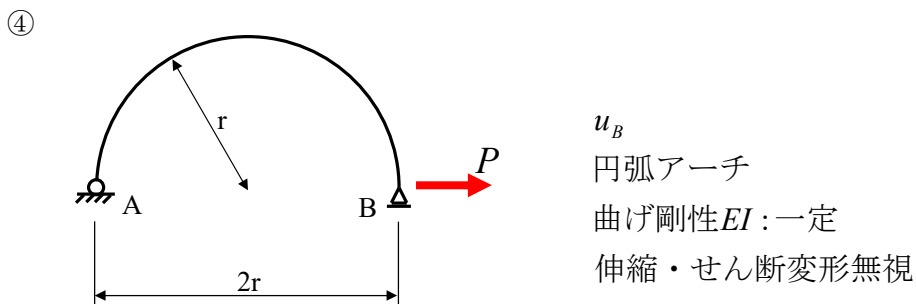
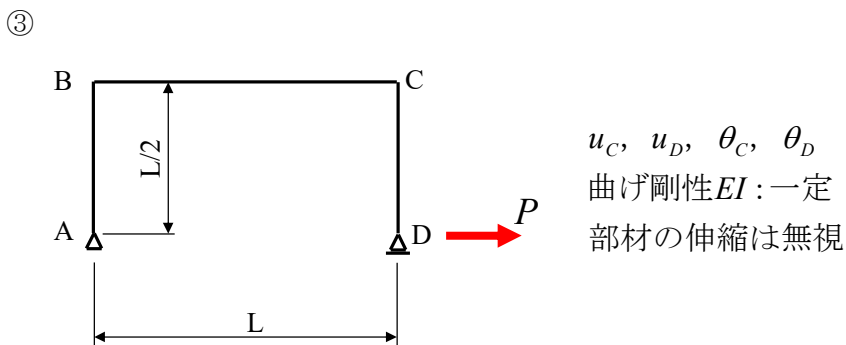
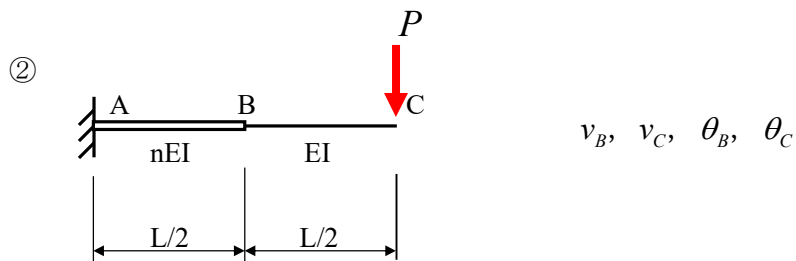
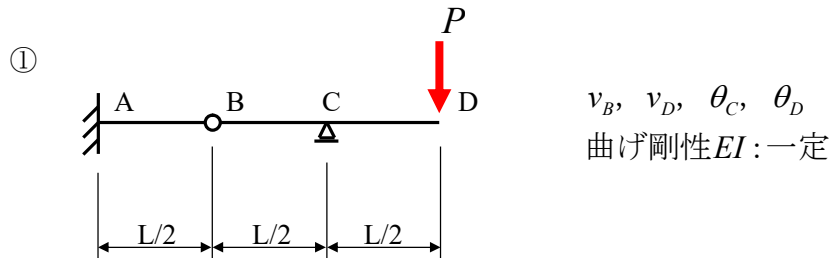
〈トレーニングの目的〉

影響線 の概念は土木系の構造力学では必修項目であるが，建築構造力学や機械工学などの一般力学では講義されない．筆者は建築の先生に構造力学を習ったので，影響線 の概念は特別に土木の先生（波田凱夫先生）の補習を受けたことを記憶している．土木構造物では任意載荷長の移動荷重による最大断面力に対して断面設計を行うので，影響線 の概念を理解する必要がある．

例えば，連続ばりの影響線は類似のゲルバーばりの影響線とセットで理解すると良い．

3. 骨組構造の変位を暗算で求める能力

以下の骨組構造について指定された変位を暗算で計算しなさい。ただし、④は計算しても良い。変位の計算は単位荷重法が最適です。



⑤, ⑥は、1. の⑬, ⑭で点Eの鉛直変位 v_E

〈トレーニングの目的〉

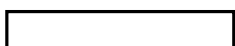
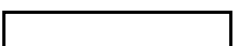
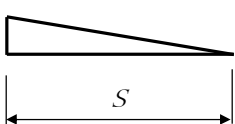
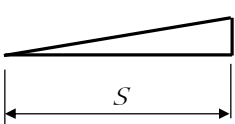
通常，構造力学における変位計算法は，

- ① 微分方程式を境界値問題として解く方法
- ② 静定ばりを対象としたモールの弾性荷重法
- ③ 単位荷重法
- ④ マトリックス変位法

の順で講義される．手計算による方法は①～③であるが，時間的に後で学ぶ方法の方が計算は簡単である．従って，実務設計において照査に用いる計算法としては単位荷重法が最も適しており，構造設計技術者と称するなら，是非この方法に精通して頂きたい．

簡単な骨組構造の変位計算は殆ど暗算の世界である．

単位荷重法により曲げを受ける部材の変位を計算する場合，実荷重による実曲げモーメントと仮想荷重（単位荷重）による仮想曲げモーメントの積を構造物について積分して求めるが，その際，曲げモーメント分布を図に示すような基本分布形に分割して，基本分布形同士の積の積分値を合計する．この方法は殆ど暗算で求めることができる．

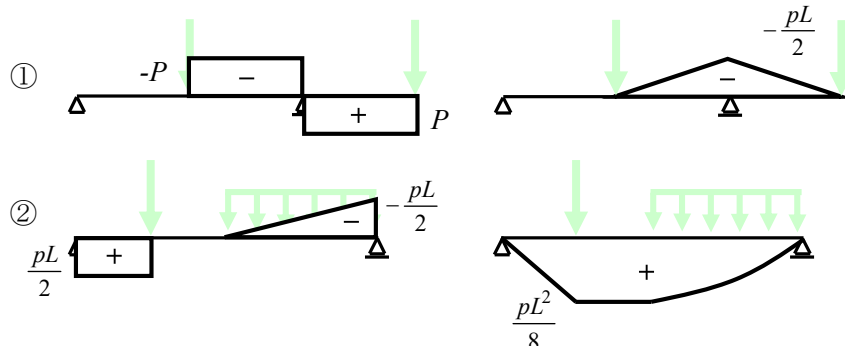
実曲げモーメント M	仮想曲げモーメント $\bar{M}$	$\int_s M \bar{M} ds$
a 	b 	abs
a 	b 	$\frac{1}{2}abs$
a 	b 	$\frac{1}{2}abs$
a 	b 	$\frac{1}{3}abs$
a 	 b	$\frac{1}{6}abs$

解答と解説

1.

せん断力図(Q 図)

曲げモーメント図(M 図)

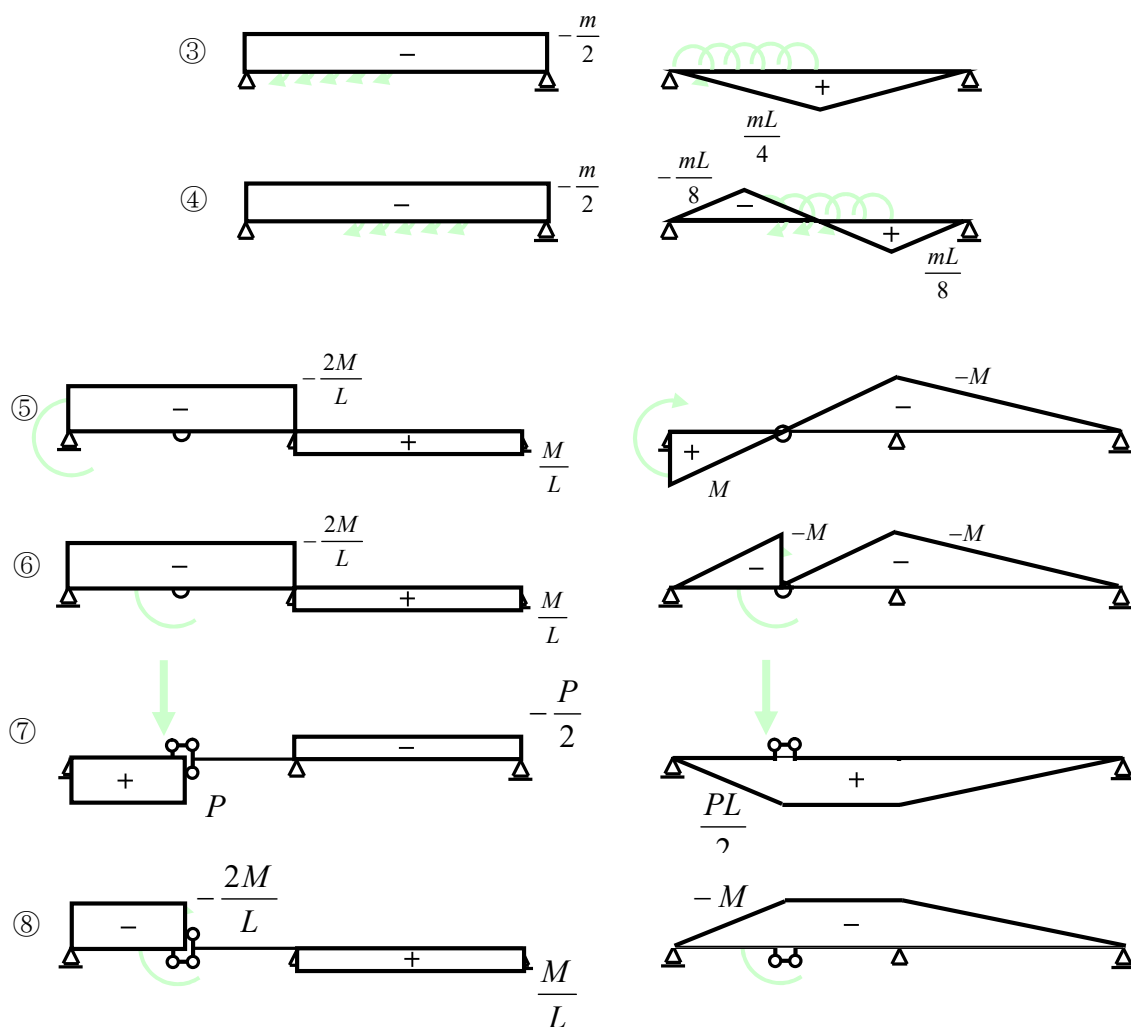
分布モーメント荷重 m が作用する区間においては,

$$\frac{dM}{dx} = Q + m$$

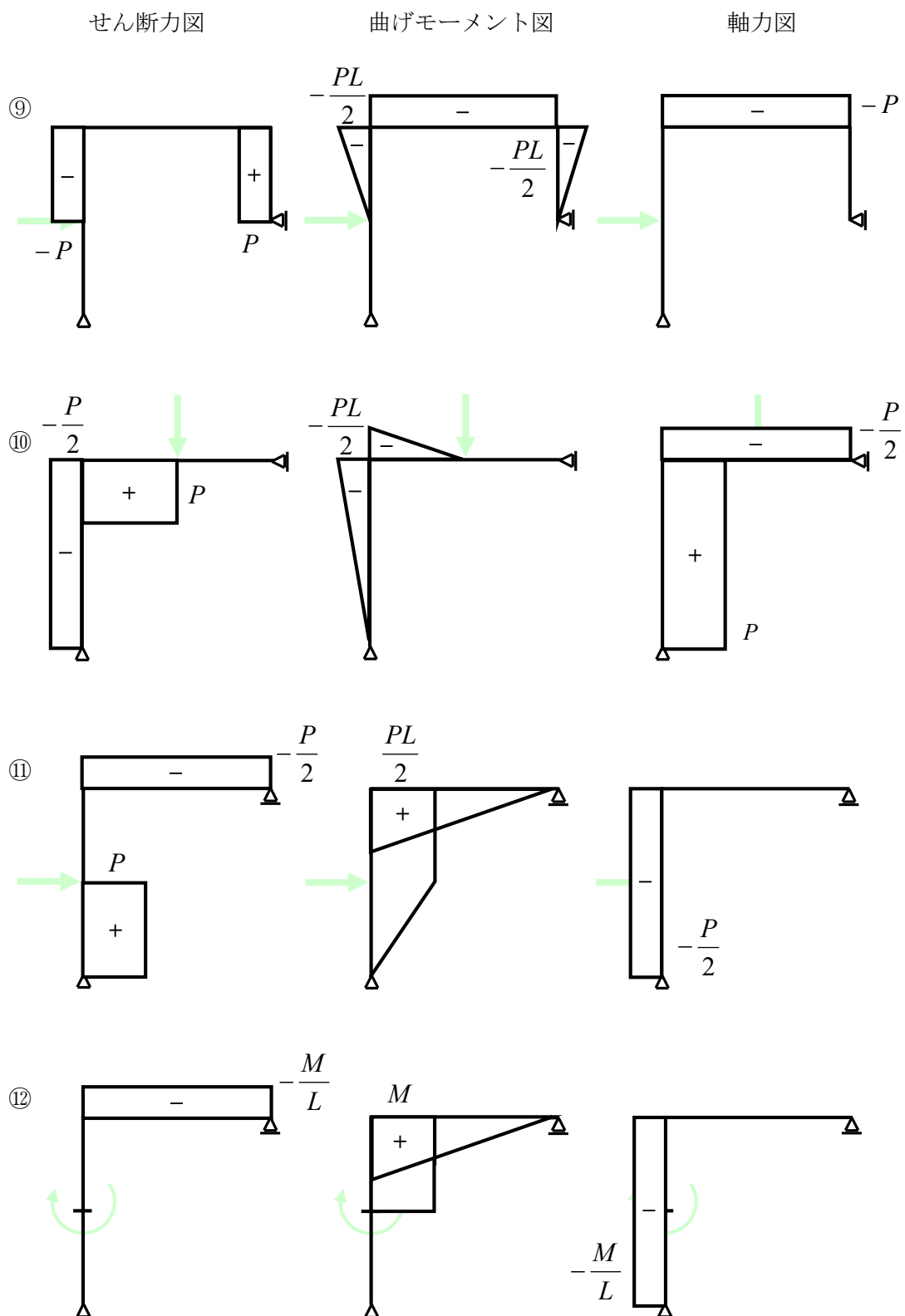
曲げモーメントの勾配がせん断力とはならないことに注意する.

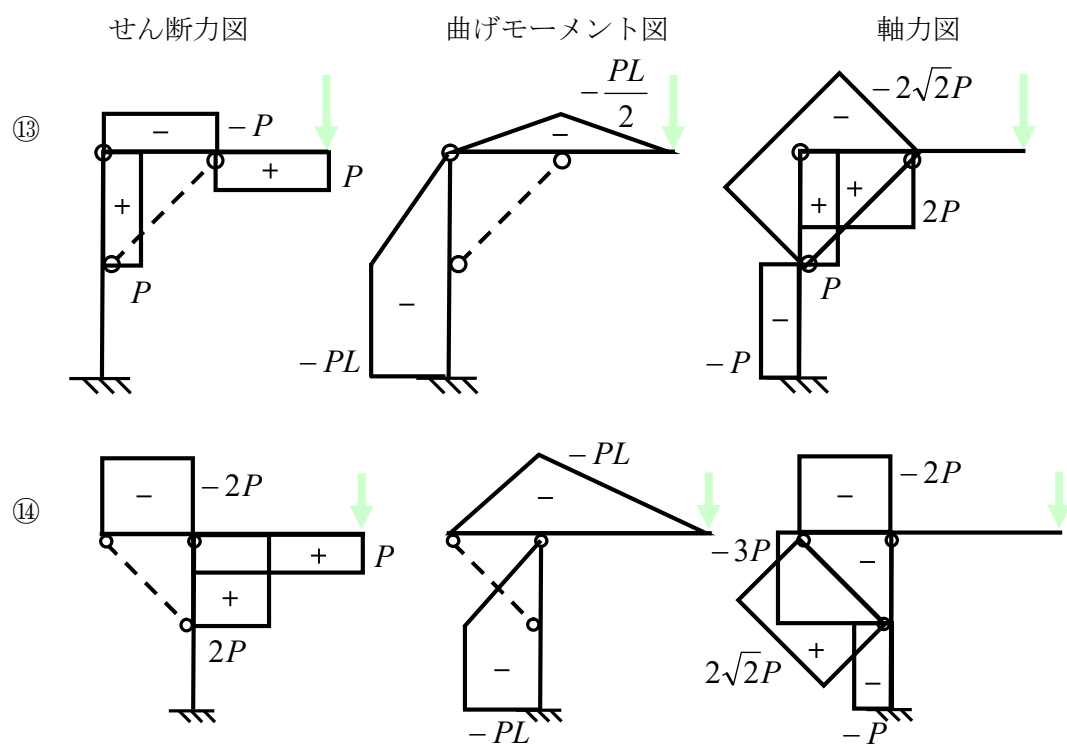
せん断力図

曲げモーメント図

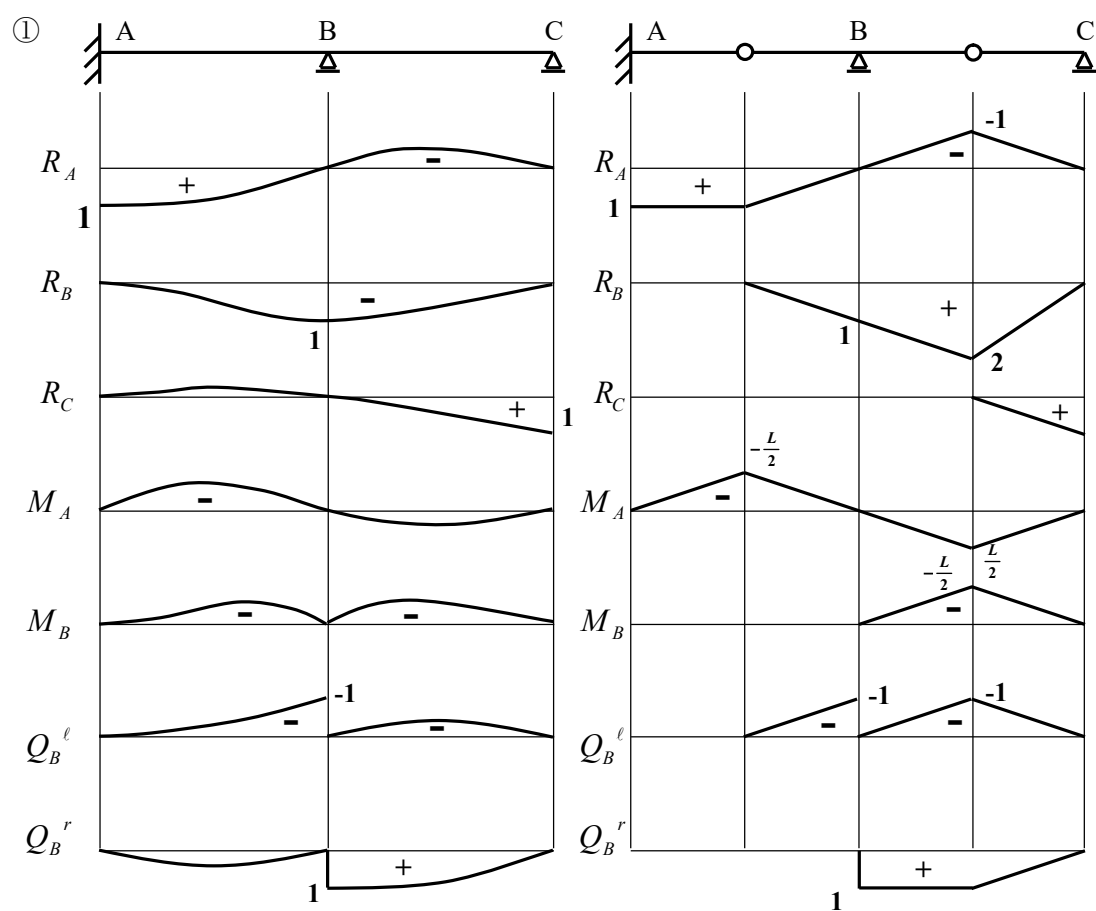


以下のラーメンについては格点におけるせん断力と軸力との釣り合いに留意してせん断図，軸力図を描く．

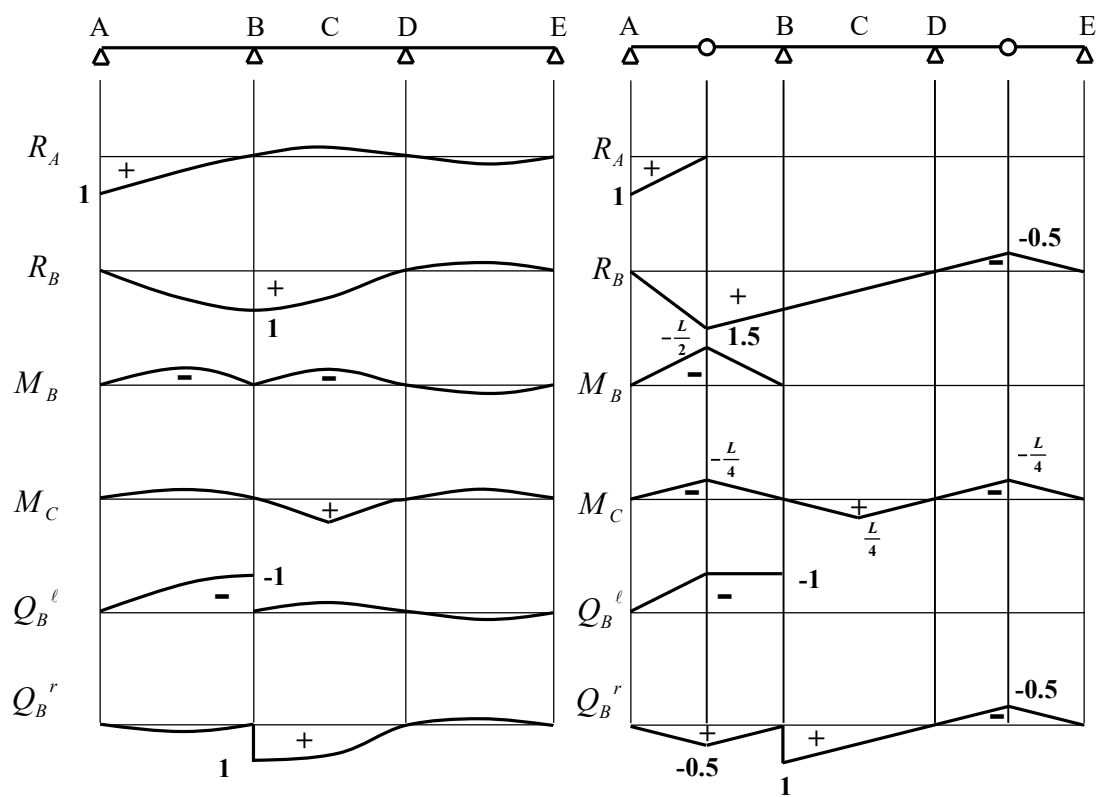




2.

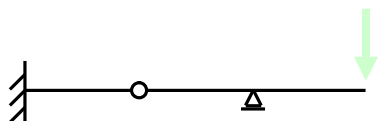


②

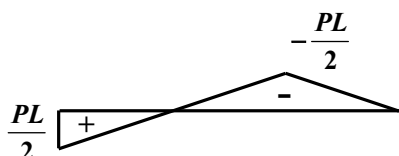


3.

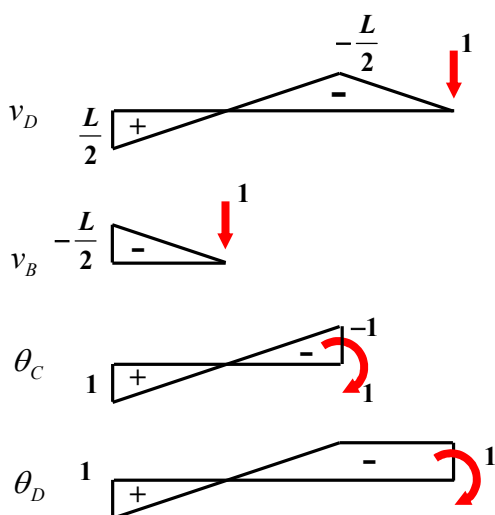
①



実曲げモーメント



仮想曲げモーメント



$$v_D = 3 \times \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{EI} = \frac{PL^3}{8EI}$$

3箇所×三角形同士の積×実曲げモーメントの高さ

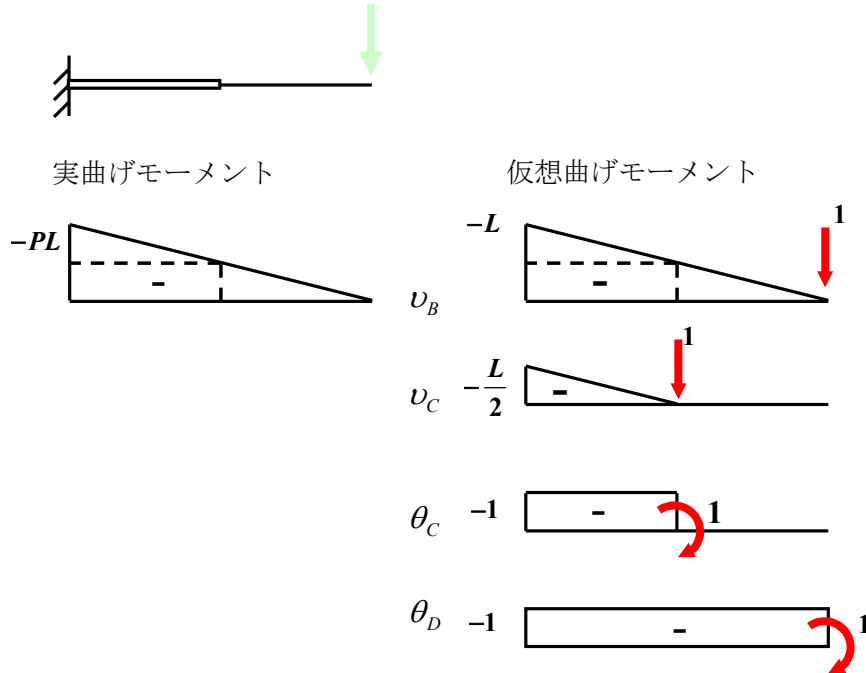
×仮想曲げモーメントの高さ×領域の長さ× $\frac{1}{EI}$

$$v_B = \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times \left(-\frac{L}{2}\right) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{EI} = -\frac{PL^3}{24EI}$$

$$\theta_C = 2 \times \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times 1 \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{EI} = \frac{PL^2}{6EI}$$

$$\theta_D = \left\{ 2 \times \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times 1 \times \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2}\right) \times (-1) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{EI} = \frac{7PL^2}{24EI}$$

②



$$v_B = \left\{ \frac{1}{3} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{nEI} = \frac{5PL^3}{48nEI}$$

$$v_C = \left\{ \frac{1}{3} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} + \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} \right\} \\ \times \frac{1}{nEI} + \frac{1}{3} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{EI} = \frac{7PL^3}{24nEI} + \frac{PL^3}{24EI}$$

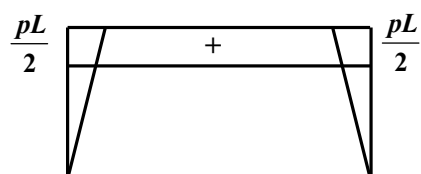
$$\theta_B = \left\{ \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times (-1) \times \frac{L}{2} + \left(-\frac{PL}{2} \right) \times (-1) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{nEI} = \frac{3PL^2}{8nEI}$$

$$\theta_C = \left\{ \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times (-1) \times \frac{L}{2} + \left(-\frac{PL}{2} \right) \times (-1) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{nEI} \\ + \frac{1}{2} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times (-1) \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{EI} = \frac{3PL^2}{8nEI} + \frac{PL^2}{8EI}$$

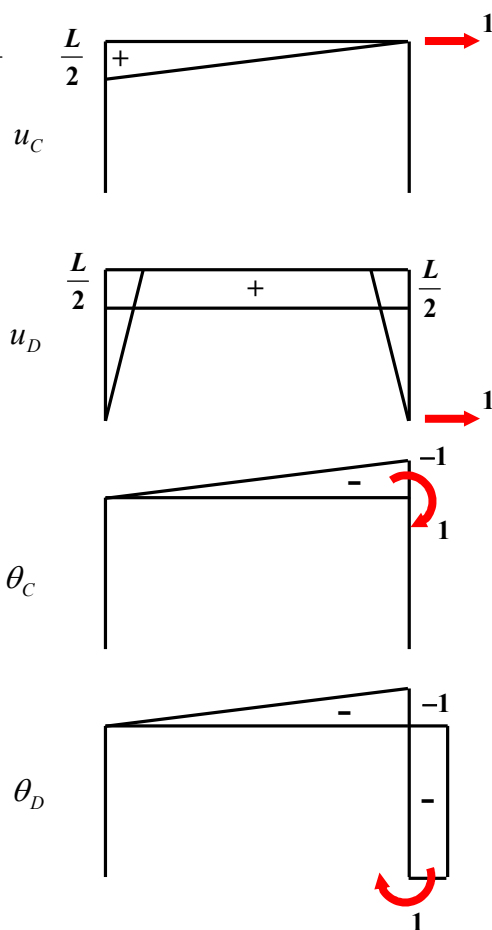
③



実曲げモーメント



仮想曲げモーメント



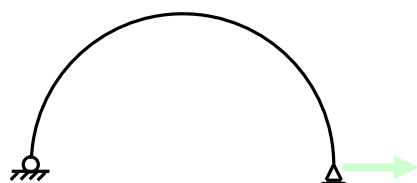
$$u_C = \left(\frac{1}{2} \times \frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times L + \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{2} \right) \times \frac{1}{EI} = \frac{PL^3}{6EI}$$

$$u_D = \left(\frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times L + 2 \times \frac{1}{3} \times \frac{PL}{2} \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{2} \right) \times \frac{1}{EI} = \frac{PL^3}{3EI}$$

$$\theta_C = \frac{1}{2} \times \frac{PL}{2} \times (-1) \times \frac{L}{EI} = -\frac{PL^2}{4EI}$$

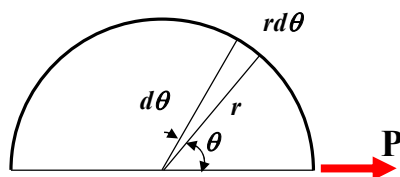
$$\theta_D = \left\{ \frac{1}{2} \times \frac{PL}{2} \times (-1) \times L + \frac{1}{2} \times \frac{PL}{2} \times (-1) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{EI} = -\frac{3PL^2}{8EI}$$

④

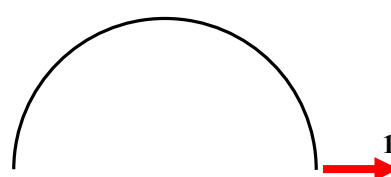


実曲げモーメント

仮想曲げモーメント



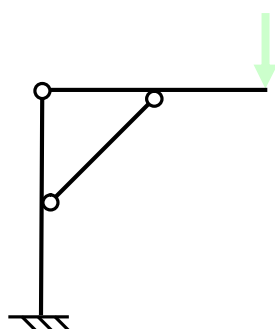
$$M = P \cdot r \sin \theta$$



$$\bar{M} = r \sin \theta$$

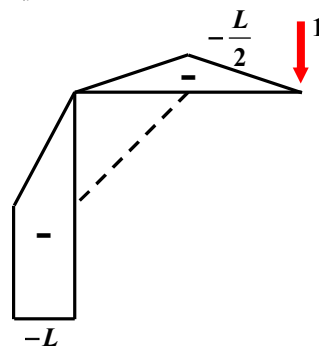
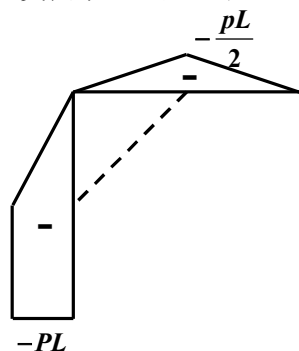
$$u_B = \int_0^\pi \frac{MM}{EI} d\theta = \int_0^\pi \frac{P \cdot r^3 \cdot \sin^2 \theta}{EI} d\theta = \frac{P \cdot r^3}{EI} \int_0^\pi (1 + \cos 2\theta) d\theta = \frac{\pi \cdot P \cdot r^3}{2EI}$$

⑤



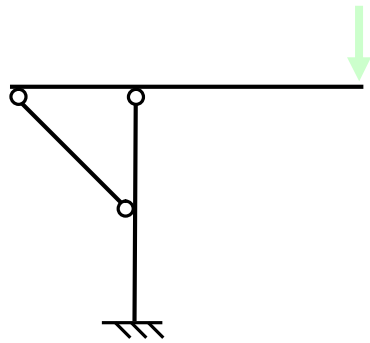
実曲げモーメント

仮想曲げモーメント

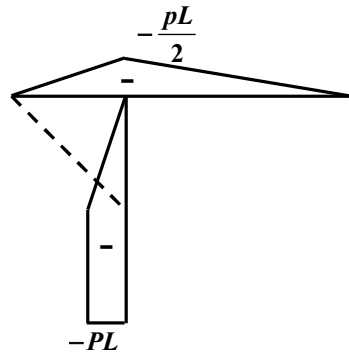


$$v_E = \left\{ 2 \times \frac{1}{3} \times \left(-\frac{PL}{2} \right) \times \left(-\frac{L}{2} \right) \times \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \times (-PL) \times (-L) \times \frac{L}{2} + (-PL) \times (-L) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{EI} = \frac{3PL^3}{4EI}$$

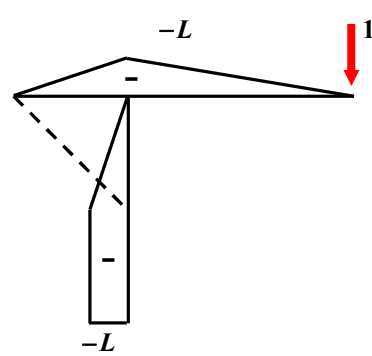
⑥



実曲げモーメント



仮想曲げモーメント



$$v_E = \left\{ \frac{1}{3} \times (-PL) \times (-L) \times L + \frac{1}{3} \times (-PL) \times (-L) \times \frac{L}{2} + \frac{1}{3} \times (-PL) \times (-L) \times \frac{L}{2} + (-PL) \times (-L) \times \frac{L}{2} \right\} \times \frac{1}{EI} = \frac{7PL^3}{6EI}$$

研究ノート NN-08-41

照査のための構造力学・番外編 14／

腐食減厚による鋼板の残留応力再分配と初期たわみの変化

平成 20 年 10 月 1 日

西村宣男

概要：わが国においてはここ数年間で，建設後 50 年間を越えて供用されている橋梁の数が急激に増加している．このことはこれまでは類例が少なかった部材の経年劣化を原因とする橋梁事故が増加する可能性を示唆している．本稿は経年劣化の一つである鋼部材の腐食減厚に焦点を当てて，研究検討課題を整理したものである．

1. 腐食損傷を受けた鋼構造物の耐荷力評価

(1) 問題提起

防食されていない鋼材は驚くほどの速さで腐食により板厚減少を生ずる．鋼管杭栈橋のスプラッシュゾーンでは，極めて腐食環境が劣悪で，建設後数年で鋼管の板厚が半分程度に減少した例があり，その部分の防食工法の開発が促進された．海岸近くに建てられた送電鉄塔に用いられている電縫鋼管は表面が溶融亜鉛めっき塗装されているが，内部は無塗装であり，格点部から進入した塩分を含む雨水の貯留により，内部から減厚し建設後 20 年経過した鉄塔の腹材で孔食により完全に貫通孔を生じ，表面のめっき層のみが残っていた例もある．昨年発生した下路トラス橋の斜材破断事故は斜材とコンクリート床版の交差部の塗装の塗り替えができない個所で腐食減厚が生じ，破断に到ったことが報告されている．この事故は経年劣化を原因とする橋梁事故が増加してゆくことの予兆であると考える．

トラス橋では，引張部材は降伏に対して 1.7 の安全率を有するように設計されるが，座屈で強度が定まる圧縮部材では耐荷力曲線が安全側に設定されていること，有効座屈長を安全側に格点間距離に取ることにより，実質安全率は 2.2～2.4 あり，板厚減少の影響は引張部材に顕著に現れる．これに対して薄肉桁構造では圧縮を受ける板要素部分の局部座屈が重要であり，以下は圧縮を受ける板要素の腐食減厚による強度低下問題を論ずることにする．

(2) 腐食パターン

鋼桁の腐食減厚は全体で一様に生ずることはなく，桁端付近や外桁側の環境アタックの強い個所で顕著に生じることが多くの観測データにより明らかになっている．しかし，一つの板パネルについて腐食被害をパターン化することは現状では困難である．そこで幾つかの腐食パターンを想定して，強度劣化の傾向を明らかにすることが現在の情報で意味のある評価と言える．これは経年劣化を最初から予測する必要は無く，点検作業により腐食減厚が発見された場合，腐食量とパターンを観測して，残存強度を推定するための資料を用意することが望まれるからである．

そのような目的で，周辺支持板と自由突出板について考えられた腐食パターンを図-1 に示す．

孔食については，孔径が小さい場合，板パネルの局部座屈に対する影響は比較的小さい．鋼管部材の曲げ座屈に対する孔食の影響については参考文献 3) で明らかにされている．

(3) 構造モデルと残留応力の再分配

面内力を受ける鋼板パネルの座屈耐荷力に対しては，残留応力および初期たわみが大きく影響することが知られており，設計示方書で規定されている耐荷力曲線はこれらの初期不整を考慮した研究成果に

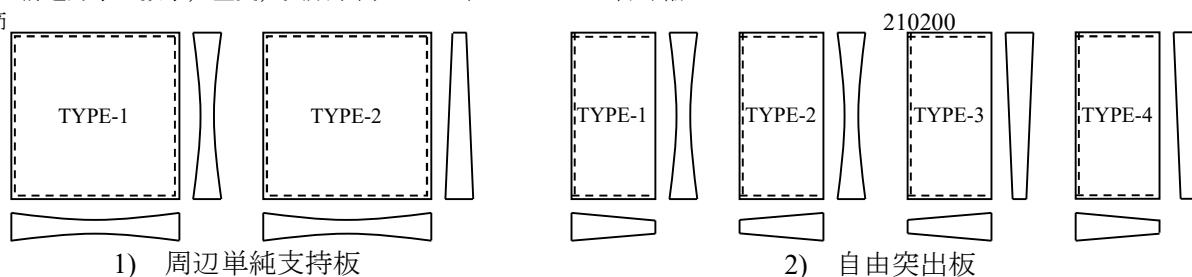


図-1 板パネル内の腐食パターン

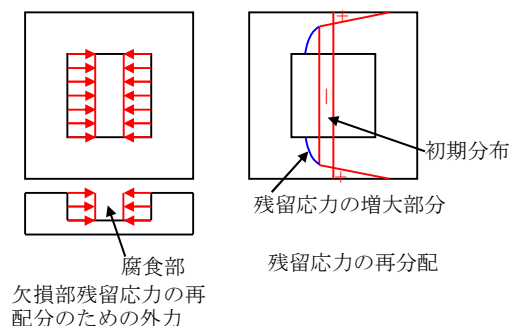


図-2 残留応力再分配の模式図

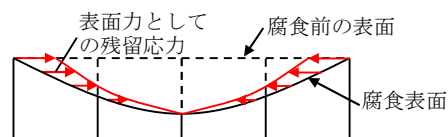


図-3 残留板要素に対する減厚部残留応力の作用

に基づいている。腐食減厚を生じた鋼板の座屈耐荷力についても同様に，両初期不整を考慮した研究成果に基づいたデータが整備される必要がある。

腐食減厚は残留応力を含む板要素の一部が欠損することであるので，欠損部に存在していた残留応力度は板要素の残存する部分に再分配される。この再分配によってもう一つの初期不整である初期たわみも影響を受けて変化する。片面腐食による板の中立面の変化に加えて，残留応力再分配による新たな釣り合い状態を形成するための変位が付け加わることになる。

残留応力の再分配は板パネルの境界条件や隣接パネルの有無の影響を受ける。しかし，全ての境界条件や隣接パネルの状態を考慮してデータを用意することは煩雑であるから，過度に危険側の評価にしないことを考慮して，残留応力の再分配は当該板パネル内で自己平衡するものとするのが妥当であろう。

図-2 は応力再分配の状態を模式的に表している。

(4) 有限要素解析について

上述のような腐食パターンや残留応力再分配を精度良く評価できる有限要素としては8節点アイソパラメトリックシェル要素が適っている。腐食減厚を受けた板要素の座屈耐荷力解析にこの要素を用いることのメリットとしては，

- ① 2次要素であるのでCST要素（一定ひずみ三角形要素）や4節点線形要素に比べて粗い要素で精度の良い解析が可能である。
- ② 腐食減厚による要素内の板厚変化を表現できる。
- ③ 残留応力の再配分計算に用いる減厚部の消失残留応力は減厚部と残留部の界面に作用する外力として扱うことができる。（図-3 参照）

が挙げられる。

但し，要素分割は残留応力分布を適切に表現できる必要分割数に制約されるので，無闇に粗い分割を用いる訳ではない。

鋼板の座屈耐荷力と腐食減厚の関係は以下の手順により明らかにされる。

- ① 腐食パターンおよび減厚量を定め，減厚に伴う初期不整量の変化を計算する。
- ② 修正された初期不整を有する減厚板パネルの極限強度解析を行う。

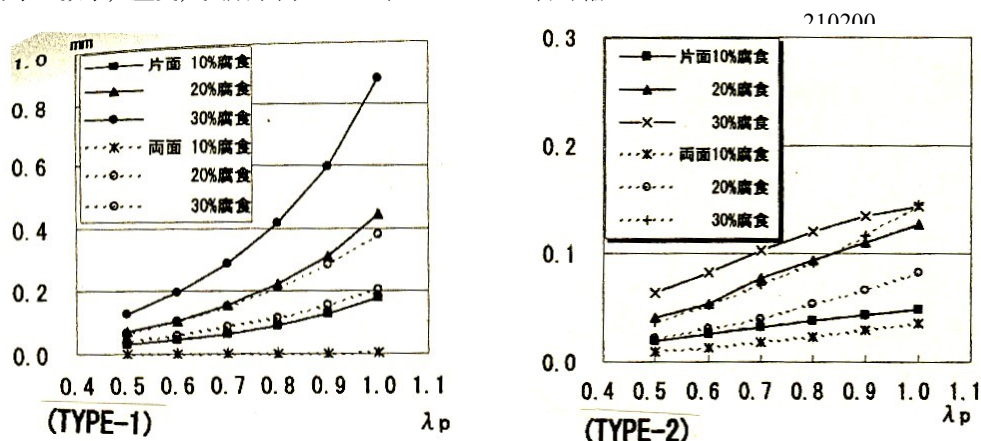


図-4 腐食減厚による板たわみの変化

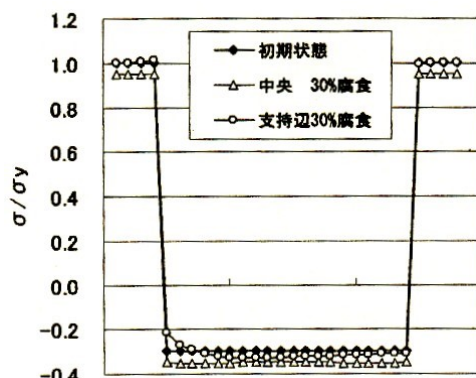


図-5 腐食減厚による残留応力分布の変化

③ 腐食パターン毎に減厚量を変化させて，極限強度の変化を調べ特性図を作成する。

④ 鋼板パネルに対する作用力は，圧縮，曲げおよびせん断とする。

2. 腐食減厚した鋼板の極限強度特性

以上の条件を考慮した上で，周辺支持板の圧縮，曲げ，せん断および自由突出板の圧縮極限強度特性を文献 1), 2) で述べたが，そのデータを再整理して，腐食減厚を生じた鋼板の極限強度を推定するための基礎資料とする。

(1) 面内圧縮を受ける周辺支持板および自由突出板

1) 解析モデル（周辺支持板）

対象モデルの幅厚比パラメータは 0.5～1.0，パネルのアスペクト比は 1.0，鋼種 SS400 とした。圧縮残留応力は $-0.3\sigma_y$ ，初期たわみは $b/150$ (b は板パネルの幅) とした。腐食パターンは図-1 の TYPE-1 および TYPE-2 を考え，減厚量は元の等厚板の 10%～30% で片面腐食と両面腐食（均等）とした。

2) 減厚に伴う初期不整の変化

まず，減厚に伴う板の初期たわみおよび残留応力分布の変化について述べる。図-4 に 2 つの腐食パターンにおける初期たわみの変化量と幅厚比パラメータの関係を示す。片面腐食の場合はそれだけで板の中立面が移動するので，両面腐食の場合より初期たわみの変化量が多い。また板の中央で減厚量が多い TYPE-1 の初期たわみ変化が多い，幅厚比パラメータの増加につれ初期たわみ変化量が增大するのは残留応力再配分による影響が顕著に現れるためである。

図-5 は残留応力分布の変化について，初期状態と 30% 減厚の場合を比較して示している。残留応力

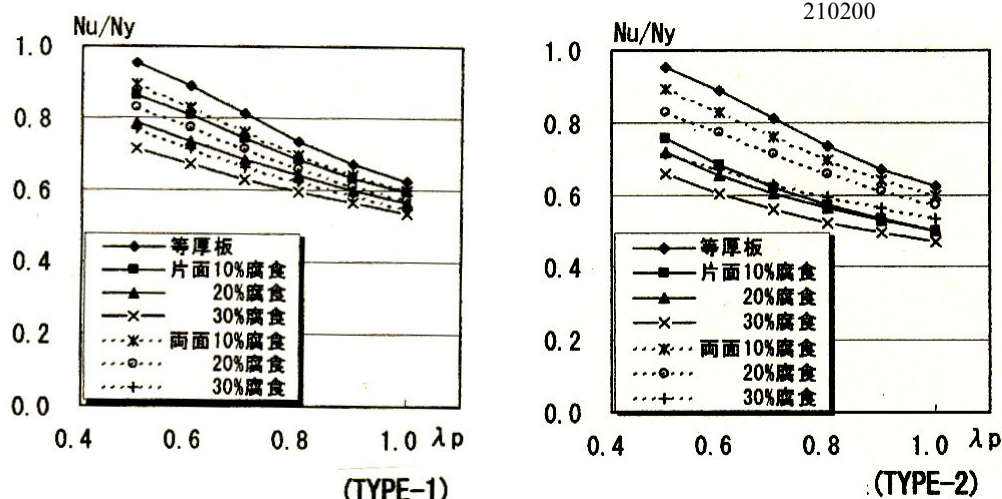


図-6 腐食減厚を生じた周辺支持鋼板の圧縮強度

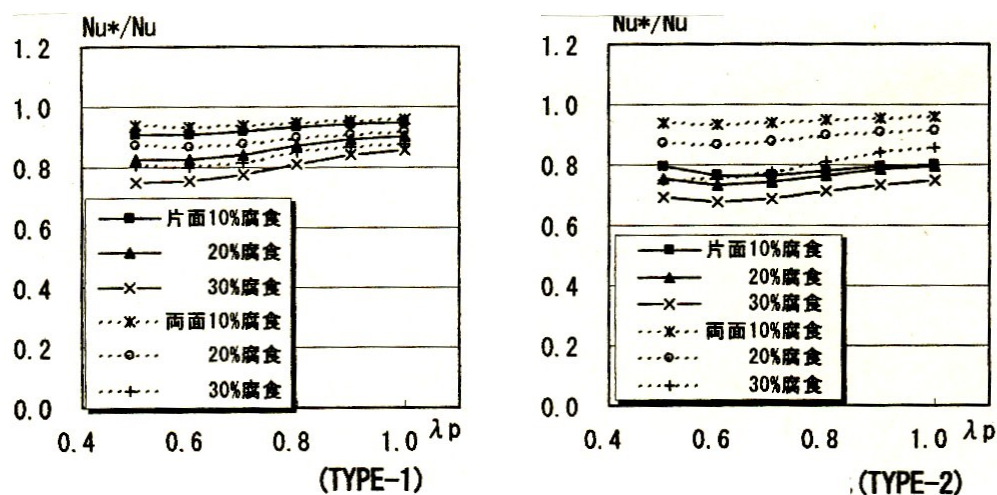


図-7 腐食減厚を生じた周辺支持鋼板の圧縮強度比

方向に直角な板パネルの中央線に沿った分布である。板パネル中央部における減厚部の圧縮残留応力が再分配されるので，残存部の圧縮残留応力が増加し，引張残留応力は若干減少する。

3) 周辺支持板の圧縮強度

図-6 に周辺支持板の解析結果を腐食減厚を生ずる前の等厚板の耐荷力曲線とともに示す。また，図-7 は等厚板からの強度低下を圧縮強度比として整理し直したものである。

・対称腐食パターン TYPE1 より非対称腐食パターンである TYPE2 の方が，同じ減厚量に対して強度の低下率が大きい。引張残留応力の部分がより多く減厚することにより，板の後座屈強度が有効に発揮されないことが関係している。

・同じ減厚量であれば，両面腐食の場合より片面腐食の場合の方が強度の低下率が大きい。片面腐食では板の中立面が移動して，初期たわみが増加することによる強度低下が減厚の効果に加算されるためである。

4) 自由突出板の圧縮強度

図-8 に自由突出板の解析結果を腐食減厚を生ずる前の等厚板の耐荷力曲線とともに示す。また図-9 は等厚板からの強度低下を圧縮強度比として整理し直したものである。図-1 に示した自由突出板の腐食パターンの内，TYPE-1 と TYPE-4 の結果を示している。

・軸方向に片勾配の腐食パターンである TYPE-4 の場合の強度低下率が TYPE-1 の場合に比べてやや大きい。このことはパネルのアスペクト比が関係するかもしれない。

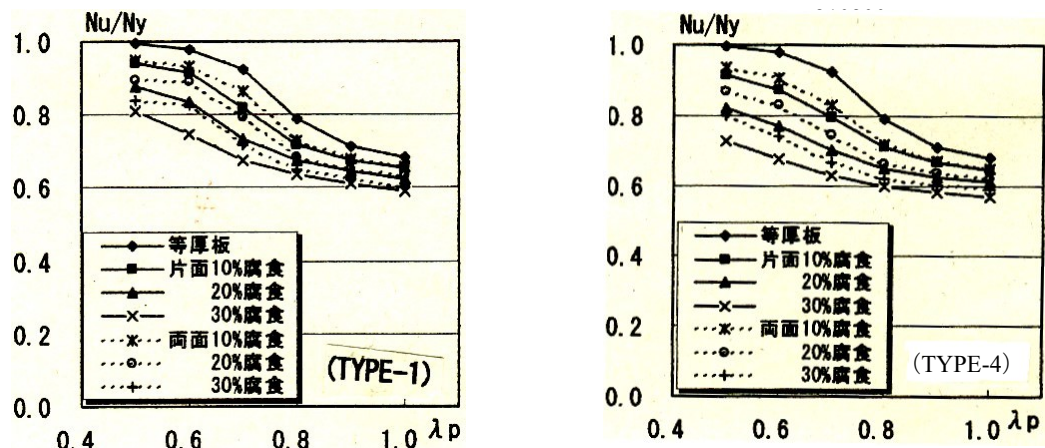


図-8 腐食減厚を生じた自由突出鋼板の圧縮強度

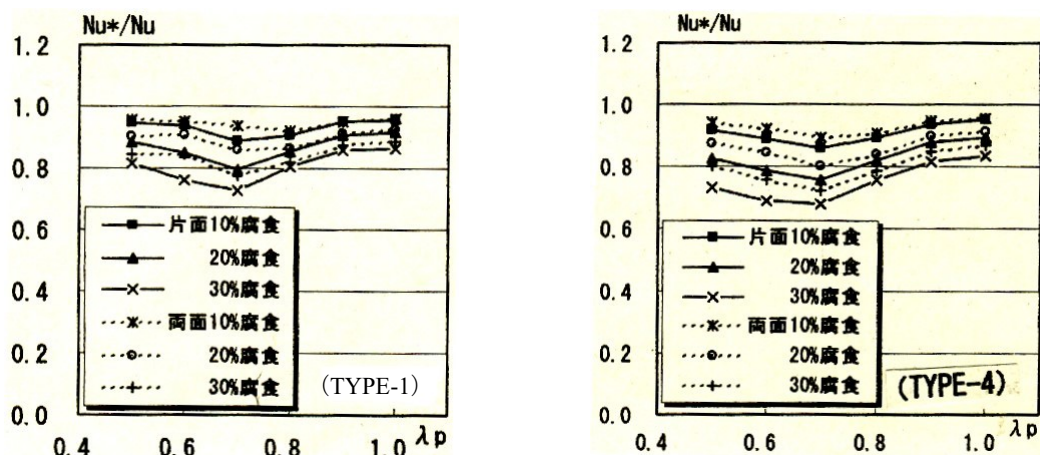


図-9 腐食減厚を生じた自由突出鋼板の圧縮強度比

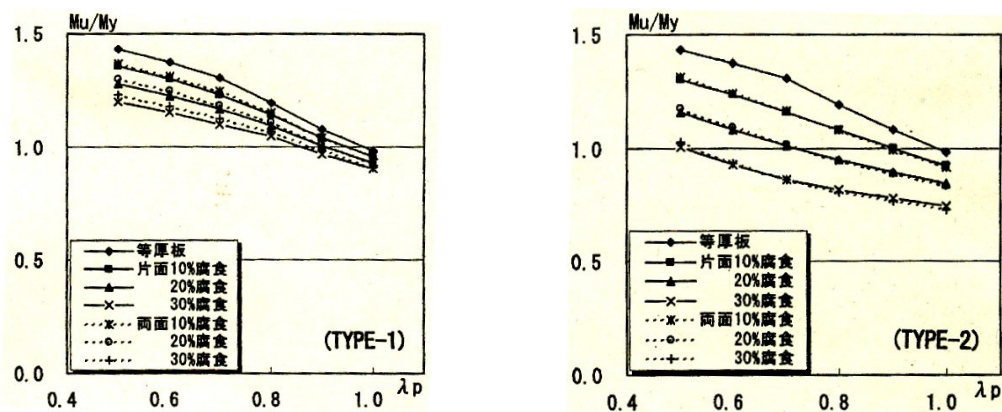


図-10 腐食減厚を生じた周辺支持鋼板の曲げ強度

- ・自由突出板の場合も，両面腐食より片面腐食のほうが強度低下率は大きい。
- ・自由突出板の腐食減厚による強度低下は周辺支持板とほぼ同程度であるが，幅厚比パラメータ 0.7 付近の低下率がやや目立っている。

(2) 面内曲げを受ける周辺支持板

1) 腐食パターンの追加

図-1 に示した周辺支持板の 2 つの腐食パターンに加えて，軸方向にも板幅方向にも片勾配の腐食パターン TYPE-3 を追加して検討した。

2) 曲げ強度

図-10 に周辺支持板の解析結果を腐食減厚を生ずる前の等厚板の耐荷力曲線とともに示す。また，図

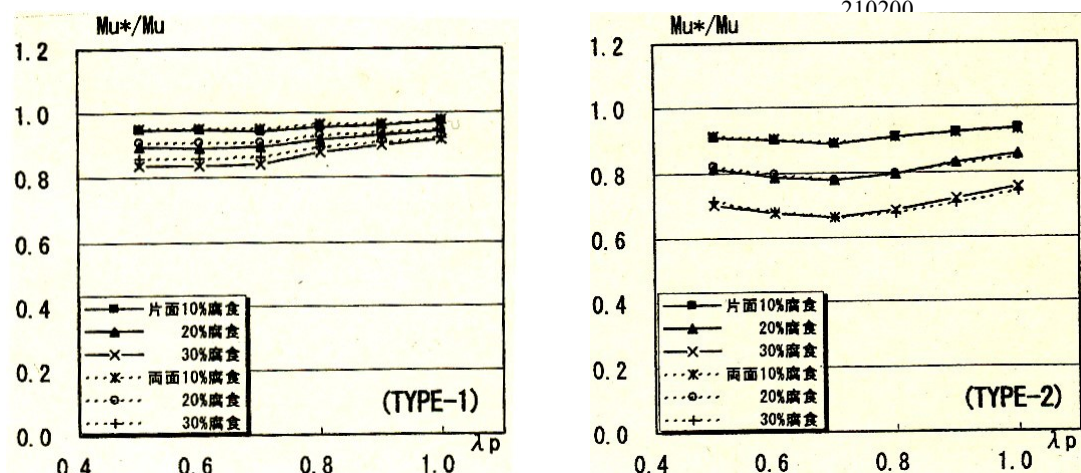


図-11 腐食減厚を生じた周辺支持鋼板の曲げ強度比

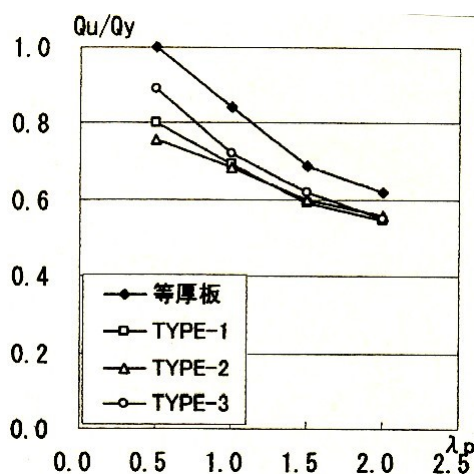


図-12 腐食減厚を生じた周辺支持鋼板のせん断強度

図-11 は等厚板からの強度低下を圧縮強度比として整理し直したものである。

- ・ 3 パターンの中，TYPE-3 の腐食パターンの場合の荷重低下率が高い。
- ・ 片面腐食と両面腐食の差はあまり顕著には見られない。
- ・ 上下フランジを有するプレートガーダーの場合，ウェブの分担するモーメントは大きくないので，解析を行った程度の減厚であれば，桁断面の曲げ強度の低下に対して，ウェブの減厚の影響は大きくない。

(3) 面内せん断を受ける周辺支持板

周辺支持板が面内せん断力を受ける場合の腐食減厚の影響は，3 つの腐食パターンについて調査した。

図-12 では 30%減厚時の 3 タイプの結果を合わせて表示している。

- ・ 幅厚比パラメータが 0.5 近辺の厚板では，腐食パターンによって強度低下率が異なるが，幅厚比パラメータが 1.0 以上の範囲では，腐食パターンによる強度低下の差が見られなくなる。

3. まとめ

以上，周辺支持板（圧縮，曲げ，せん断），自由突出板（圧縮）について，腐食減厚量および腐食パターンと強度低下について，有限要素解析の結果を整理した。実構造における様々な腐食パターンについて，精密な荷重低下量を評価することは実用的ではない。簡単に断面積の減少量に比例して強度が低

下すると考える評価に対して，それがどのような場合に危険側の評価になるのかが推定できるように，基本的な情報を蓄積することが重要である．

参考文献

- 1) 西村佳大・竹内正一・村上茂之・西村宣男：腐食損傷を受けた圧縮板の極限強度解析法，鋼構造年次論文報告集，Vol. 12，2004.
- 2) 竹内正一・西村佳大・西村宣男：腐食損傷を有する鋼板の極限強度特性に関する研究，鋼構造年次論文報告集，Vol. 12，2004.
- 3) 西村宣男・竹内修治・村上茂之・田淵敦彦・伏見義仁：断面に欠損を生じた円形鋼管部材の残存強度の評価法，鋼構造年次論文報告集，Vol. 9，2001.

研究ノート NN-08-53

円孔を有する帯板の応力集中に関する資料

平成 20 年 11 月 1 日

西村宜男・三好崇夫

概要：横桁のウェブに電力線や水管を通すために円孔を設けた場合などの円孔周りの応力集中問題の基礎データとして，有限要素法により応力解析を行い，その結果について考察を加える．

1. 構造モデル

(1) 有限要素

基準となる弾性学の問題に適用して，要素分割を含めた構造の適正なモデル化について検討した後，課題に取り組むことにする．基準問題としては 1 軸引張を受ける無限板の円孔周りの応力集中で，解析解との比較を行った．使用した要素は 2 次要素であり，円孔の形状のモデル化に適している．使用する要素は 8 節点アイソパラメトリック要素で，応力の評価は積分点で行っていることに留意する必要がある．**図-1** に示す構造モデルで孔径の 10 倍の板幅としているため，Y 軸上の孔の周上における X 軸方向応力は，無限板における応力集中係数 3 には至っていない．計算値は着目点に最も近い積分点の応力で

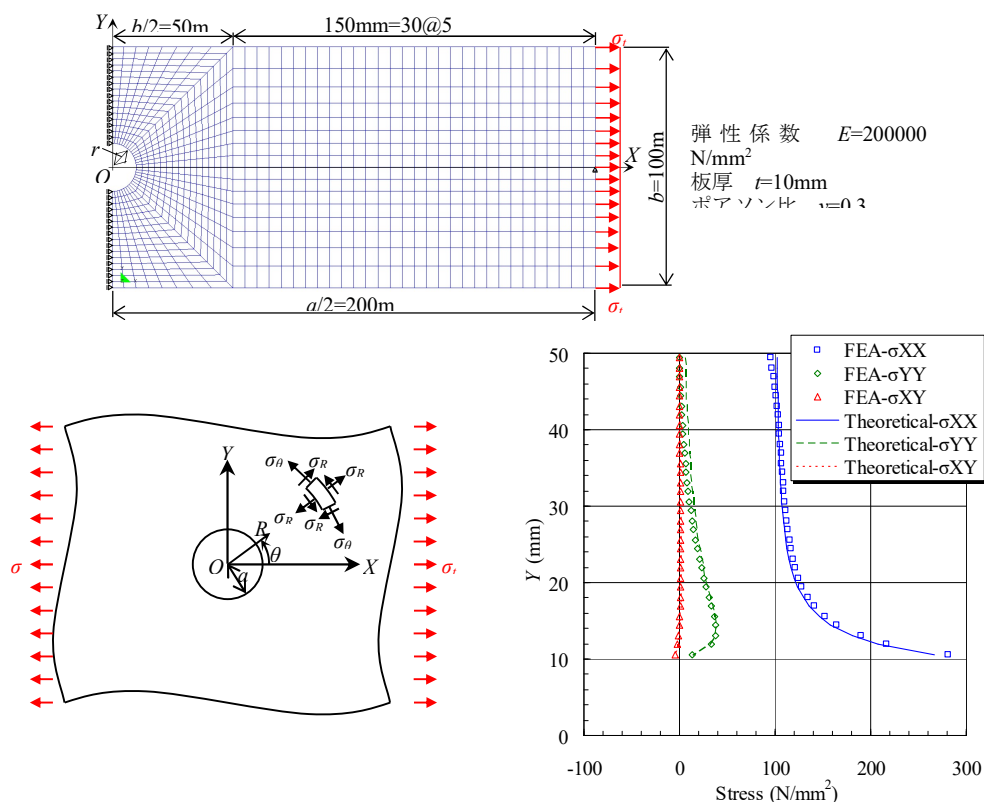


図-1 適正要素分割を検定する基準モデルと

あることも影響して，無限板の場合の 95%程度になっている．

(2) 構造モデルの設定

1) 基本モデル

図-2(1)に示す帯板の中央に円孔を有するモデルを基本モデルとする．作用荷重は軸力および面内曲げとする．構造パラメータとしては，孔径 r と板幅 b の比 r/b を考える．応力集中係数を評価する際の基本となる応力は，

$$\text{引張： } \sigma_0 = \frac{P}{(b-2r)t} = \frac{\sigma_t b}{b-2r}$$

$$\text{曲げ： 円孔の縁 } \sigma_0 = \frac{M}{W_1}, \text{ 帯板の外側 } \sigma_0 = \frac{M}{W_2}$$

$$\text{ここに， } W_1 = \frac{tb^3}{12r} \left\{ 1 - 8 \left(\frac{r}{b} \right)^3 \right\}, \quad W_2 = \frac{tb^2}{6} \left\{ 1 - 8 \left(\frac{r}{b} \right)^3 \right\}$$

2) 偏心モデル

図-2(2)に示すように，円孔の中心が帯板の中心軸から偏心しているモデルを偏心モデルと称する．作用荷重は軸力および面内曲げとする．構造パラメータは r/b のほか，偏心量 e と板幅 b の比 e/b が加わる．ただし，孔が板幅の外に出ることは考えない．

3) 桁モデル

より実務的な構造として，帯板の上下円にフランジを有する図-2(3)のような I 桁のウェブに円孔があるモデルを桁モデルと称する．作用荷重は軸力および面内曲げとする．偏心モデルのパラメータのほ

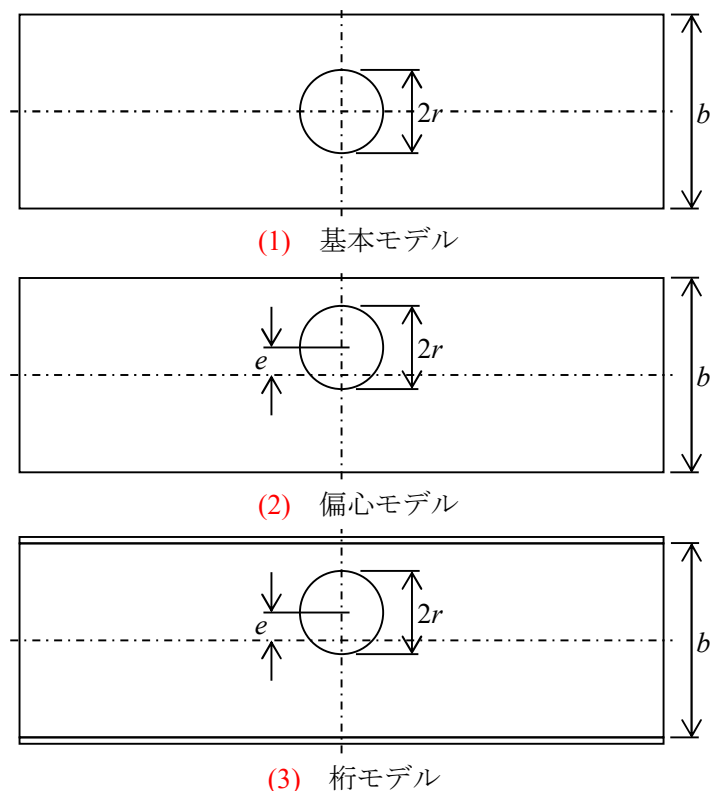


図-2 円孔を有する帯板およびウェブに円孔を有する I 断面桁構造モデル

かに，フランジとウェブの断面積比 $A_f/(bt_w)$ が追加される。

2. 応力集中係数

(1) 基本モデル

1) 応力集中発生のメカニズム

円孔を有する帯板に引張が作用する場合の応力集中は，無限板に比べて外側の拘束度が小さいので，無限板の円孔応力係数 3 より小さくなる。ただし，基準応力は孔の面積($2rt$)を除去した純断面積で作用力を除した値とする。

$$\text{基準応力：} \sigma_0 = \frac{P}{(b-2r)t} = \frac{\sigma_b}{b-2r}$$

図-3 に示すように，円孔の外側部分は円孔の変形に追従して，あたかも円孔方向に凸になる曲げを受けるように見える。円孔の上側周辺の応力分布は，引張と正曲げを受けるはりの応力に似ている。円

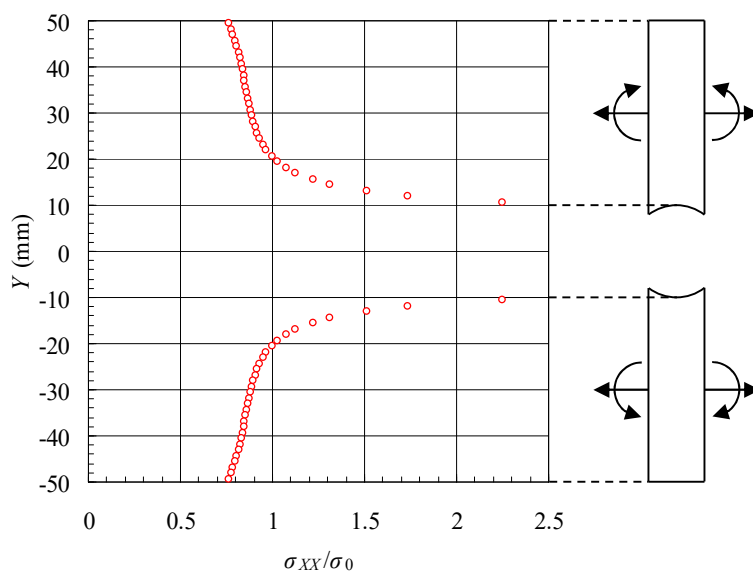


図-3 引張を受ける帯板の円孔周りの応力分布と応力集中発生の模式図

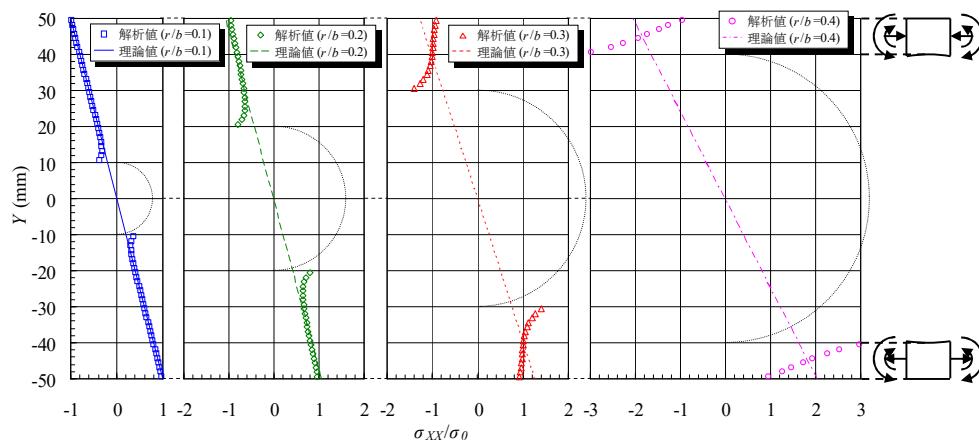


図-4 最小断面近傍での軸方向応力の Y

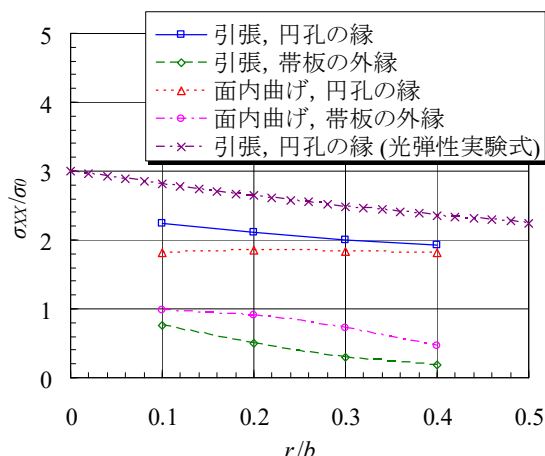


図-5 引張および曲げを受ける帯板の円孔周りの応力集中係数

孔の縁では引張応力による正の応力と曲げによる正の応力が加算されて大きな応力値となる。

一方、帯板が板面内の曲げを受ける場合には、図-4 に示すように、円孔の上側部分は曲げによる圧縮力と小さな正曲げ、下側部分は曲げによる引張力と小さな曲げを受ける。さらに円孔が存在することにより、円孔の変形に追従して上下部ともに負曲げを受ける。これらの応力要因によって発生する応力は、円孔の縁で大きな値となる。

有限要素解析によって得られた応力について、円孔の中心を通る Y 軸上での円孔の縁と、帯板の外縁における X 軸方向応力と構造パラメータである r/b との関係を図-5 に示す。

(2) 偏心モデル

帯板の中心線から円孔の中心が偏心している場合についても、引張および面内曲げの解析を行い、同様の整理を行った。ただし、引張を受ける場合の基準応力は次式で表わされる。

$$\text{基準応力: } \sigma_0 = \frac{P}{(b-2r)t} = \frac{\sigma_0 b}{b-2r}$$

面内曲げを受ける場合の基準応力は次式で表わされる。

$$\text{帯板上縁: } \sigma_u = -\frac{M}{W_u}$$

$$\text{円孔上縁: } \sigma_1 = -\frac{M}{W_1}$$

$$\text{円孔下縁: } \sigma_2 = \frac{M}{W_2}$$

$$\text{帯板下縁: } \sigma_l = \frac{M}{W_l}$$

ここに、断面係数は初等構造力学に従い、以下のように与えられる。

$$W_u = \frac{I}{y_u}, \quad y_u = \frac{b^2 - 2br + 4er}{2(b-2r)}$$

$$W_l = \frac{I}{y_l}, \quad y_l = \frac{be + br - 2r^2}{b-2r}$$

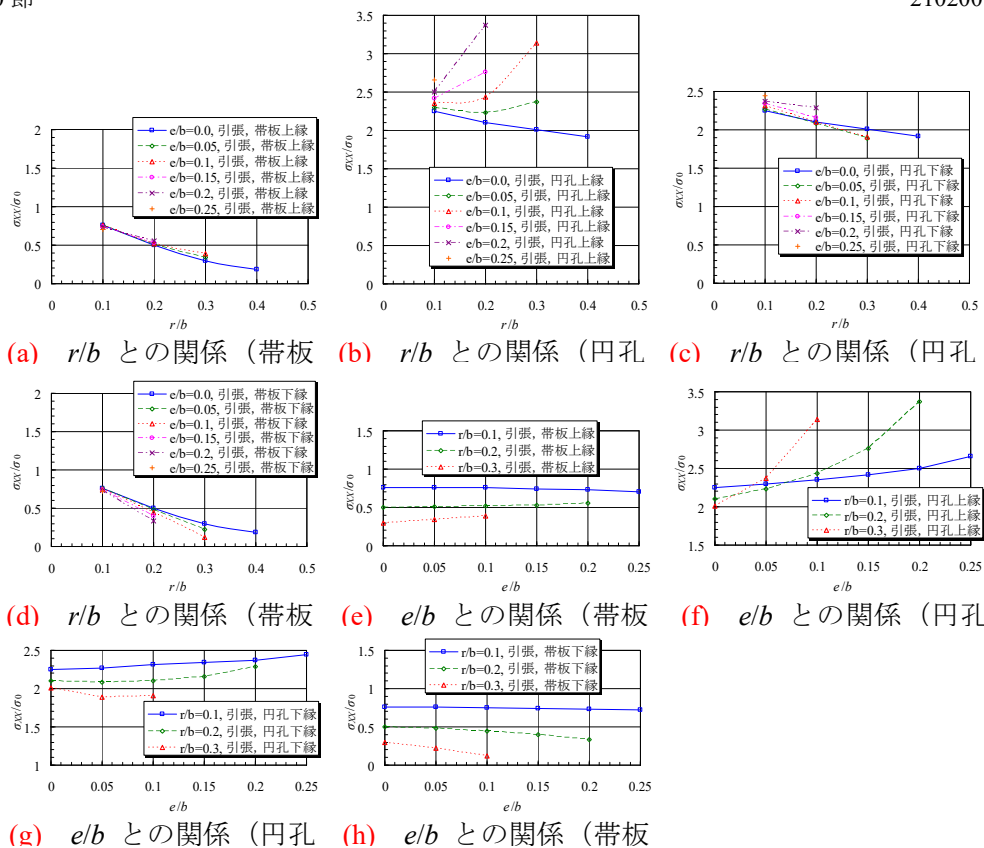


図-6 引張力を受ける偏心した円孔を有する帯板の

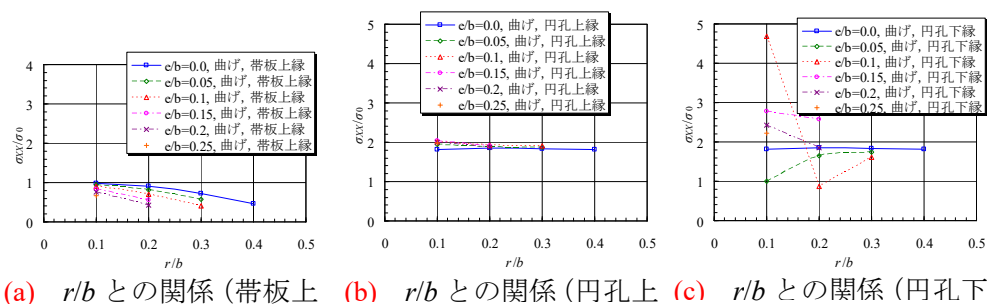


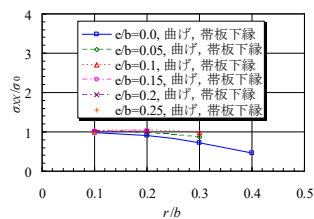
図-7 曲げを受ける偏心した円孔を有する帯板の円

$$W_2 = \frac{I}{y_2}, \quad y_2 = \frac{br - be - 2r^2}{b - 2r}$$

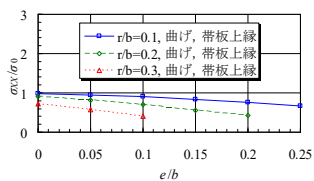
$$W_L = \frac{I}{y_L}, \quad y_L = \frac{b^2 - 2br - 4er}{2(b - 2r)}$$

ただし、 $I = \frac{t}{12}(b^4 - br^3 - 2b^3r - 24r^2be + 2r^4)$

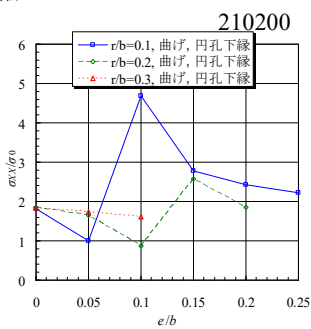
有限要素解析によって得られた応力について，円孔の中心を通る Y 軸上の 4 点における X 軸方向応力



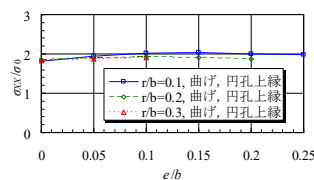
(d) r/b との関係 (帯板下)



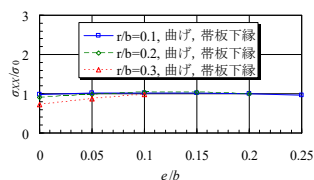
(e) e/b との関係 (帯板上)



(f) e/b との関係 (円孔上)



(g) e/b との関係 (円孔下)



(h) e/b との関係 (帯板下)

図-7 曲げを受ける偏心した円孔を有する帯板の円孔周りの

と基準応力の比 σ_{xy}/σ_0 と，構造パラメータである r/b および e/b との関係を引張について図-6 に，曲げについては図-7 に示す。

研究ノート NN-08-50

照査のための構造力学・番外編 15/トラス部材の 2 次応力について

平成 20 年 10 月 26 日

西村宜男

概要：トラス構造においては、主たる断面力としての軸力による応力を 1 次応力、節点が剛結されていることなどの理由で発生する付随的な曲げモーメントによる曲げ応力を 2 次応力と称している。部材設計においては、終局限界状態は 1 次応力に対して、使用限界状態については 2 次応力も含めた合計応力が許容値を越えないことを確認することになっている。筆者は、若手研究者であった頃、トラス橋の立体的力学特性やトラス圧縮部材の終局限界状態（有効座屈長の評価）に関する研究を行ったが、そこで取り残していたトラス部材の 2 次応力特性について、改めて整理しておく。

1. トラス部材の 2 次応力に関する研究と設計

本四連絡橋の建設に関連した研究活動の中で、トラス橋や補剛トラスを有する吊橋の立体解析に関する研究をさせて頂いたが、トラス橋に関しては港大橋工事誌¹⁾（現阪神高速株式会社）が大変参考になった。その中に全部材の 1 次応力と 2 次応力が対比して示されており、弦材と斜材についてパネルとしての曲げが卓越する場合と、せん断が卓越する場合の 2 次曲げの大きさと符号について興味を持った。吊橋やトラス橋の立体解析に関する研究が 1 段落し、新しい研究テーマを模索していた時期で、トラス圧縮材の有効座屈長の評価の問題と 2 次応力の関係に注目して、師匠の小松定夫先生に相談したところ、トラス部材の 2 次応力の問題は収拾がつかなくなるから止めるように助言された。小松先生ご自身が昭和 30 年代前半にこの問題に取り組まれ、その時の経験からの助言であったことは、後の文献調査で明らかになった。師匠の時代はあくまで弾性設計の時代で、限界状態設計法が注目されている時代においては、耐荷力に関係した 2 次応力の効果を再評価する必要があることはその後も心に残っていて、この問題に関する研究結果に陽が当たるのは、師匠の退官後となった²⁾。

2. 部材ごとの 2 次応力発生メカニズム

(1) パネルの変形と材端モーメント

対象とするトラス構造は橋桁として用いられる平行弦トラスに限定する。曲弦トラスについても類似の挙動を示すが、定量的に平行弦と同一ではないので除外する。この種のトラスではパネルの変形と部材の材端モーメントを結びつけて考えることができる。

図-1(a)に示すようにトラスの 1 パネルが正曲げを受ける場合、パネルの変形によって弦材には圧縮

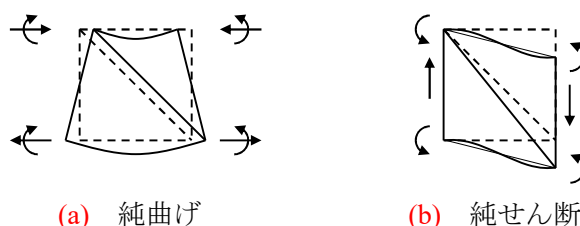


図-1 平面トラスパネルの変形と部材の 2 次曲げ

軸力と同時に端部に部材が下に凸に曲がるモーメントを受ける．隣接パネルも同程度の大きさの曲げを受けている場合，垂直材や斜材への曲げの影響は小さく，弦材の材端モーメントは以下のように近似できる．

$$\text{上弦材 材端モーメント} \quad M_u = \frac{I_u}{2h} \left(\frac{N_u}{A_u} + \frac{N_L}{A_L} \right) \quad (1)$$

$$\text{下弦材 材端モーメント} \quad M_L = \frac{I_L}{2h} \left(\frac{N_u}{A_u} + \frac{N_L}{A_L} \right) \quad (2)$$

ここに， I_u ， A_u および I_L ， A_L は，それぞれ上弦材および下弦材の断面 2 次モーメントおよび断面積を表す． h はトラス高さである．

一方，パネルが純せん断状態であれば，せん断力は殆ど斜材力と看做せるから，パネルのせん断変形角は以下のように近似できる．

$$\gamma = \frac{Qh}{EA_D \lambda \sin^3 \alpha} \quad (3)$$

ここに， Q は格間せん断力， λ は格間長， A_D は斜材断面積を表す．

このパネルの変形に適合するように，弦材および斜材の材端モーメントは，それぞれ以下のように表すことができる．

$$\text{弦材 材端モーメント} \quad M_u = M_L = \frac{4I_c h}{2A_D \sin^3 \alpha} Q \quad (4)$$

$$\text{斜材 材端モーメント} \quad M_D = \frac{4I_D \cos \alpha}{A_D h \sin \alpha} Q \quad (5)$$

ここに， I_c および I_D は，弦材および斜材の断面 2 次モーメントを表す．

曲げモーメントとせん断力の任意の組み合わせ状態については，上式を重ね合わせることによって材端モーメントを評価することができる．なおこれらの近似式はあくまで材端モーメントの傾向を知るための概略式であり，今日の計算機環境においてはマトリックス変位法によって，容易に剛節トラスの部材曲げを含む弾性解析を行うことが可能である．敢えて上記のような近似式を示したのはトラス構造物の変形特性と部材の 2 次曲げの関係を理解するためである．

(2) パネルの位置と 2 次応力特性

前項で述べた材端モーメントによって部材に発生する応力を 2 次応力と称している．着目するパネルの位置によって，パネルの曲げモーメントおよび格間せん断力の割合が変わるが，トラス部材の 2 次応力は以下のような特性を有している．

- 1) 曲げが卓越したパネルの圧縮弦材の材端モーメントはパネルの曲げモーメントと同符号である．
- 2) パネルの格間せん断力が卓越する場合の材端モーメントは両端で異符号である．
- 3) 式(1)あるいは式(5)で表される材端モーメントを無次元表示すると，材端モーメントはそれぞれの部材の細長比の平方に逆比例することが分かる．一般に知られているように，部材がスレンダーであると 2 次応力は小さく，ストックキーになると 2 次応力は大きくなる．

$$\frac{M_u}{N_u h} = \frac{1}{2} \left(\frac{r}{\lambda} \right)^2 \left(\frac{\lambda}{h} \right)^2 \left(1 + \frac{N_L}{N_u} \frac{A_u}{A_L} \right) \quad (6)$$

$$\frac{M_D}{Qh} = 4 \left(\frac{r}{d} \right)^2 \frac{\cos \alpha}{\sin^3 \alpha} \quad (7)$$

3. 圧縮（部材座屈）強度に対する2次応力の影響

(1) disturbing moment と constraining moment

前節では弾性範囲内におけるトラス部材の2次応力特性を述べたが，本節では圧縮部材の極限強度に対する2次応力の影響について説明する．基本的には剛節トラスの全橋モデルを対象としたマトリックス変位法による弾塑性有限変位解析を数多く行って，最初に限界に達する圧縮部材の応力と変形状態の照査によって，以下の特性を纏めた²⁾．

最初に支間中央付近の圧縮弦材に着目する．この弦材が含まれるパネルでは曲げが支配的であり，圧縮弦材は荷重が低い段階では，部材のたわみ変形を助長する向きの材端モーメント（disturbing moment）を受けている．荷重が増加して軸圧縮力が部材の圧縮強度に近づくと，急激にたわみ変形が増大し，P- δ 効果によって材端モーメントの符号が逆転して部材の変形を拘束する向きの材端モーメント（constraining moment）に変わる．

一方，端支点近傍のパネルでは格間せん断力が曲げモーメントより卓越している．殆どの格間せん断力を分担している圧縮斜材に着目すると，斜材両端の材端モーメントの符号が逆になっている．軸圧縮力が部材の圧縮強度に近づくと片側の材端モーメントはdisturbing momentからconstraining momentに変わり，両端で部材の変形を拘束する向きのモーメントになる．

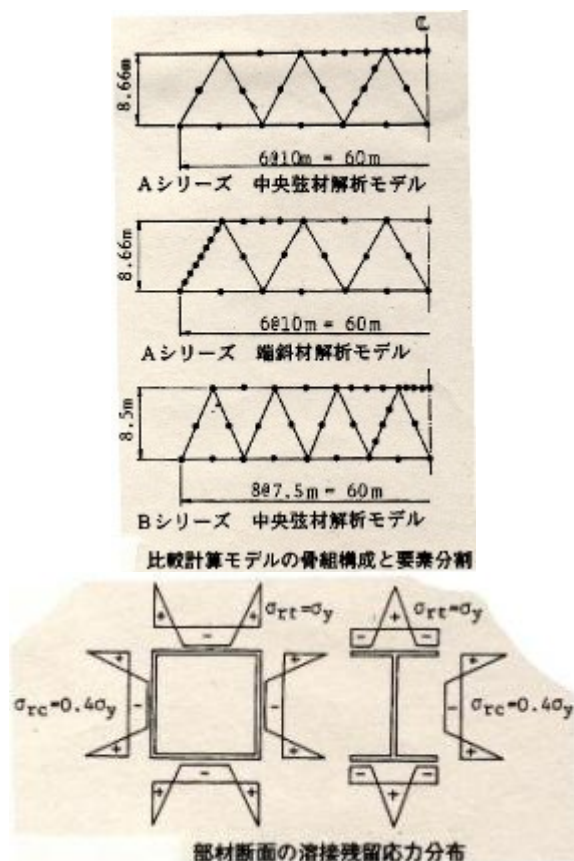


図-2 解析モデルの要素分割と残留応力

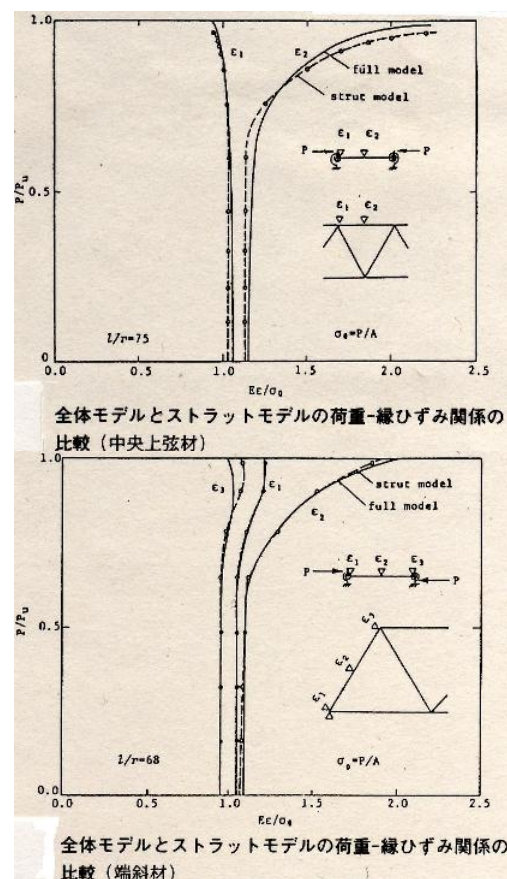


図-3 圧縮部材の軸力—縁ひずみの関係

図-2 に示す単純トラスモデルの解析結果より，支間中央の上弦材および端斜材の両側材端および部材中央の縁ひずみと軸力の関係を図-3 に示す．上述の特性が再現されている．なお図中に記入しているストラットモデルについては後述する．

注．なお我が国の設計示方書に準拠して設計されたトラス橋では，圧縮部材が座屈現象によって損傷する前に，引張力を受ける弦材ないしは斜材の降伏現象が先行して生ずる．これは引張部材は降伏に対して約 1.7 の安全率を考慮した引張許容応力度に対して設計されるのに対して，圧縮部材は耐力曲線から与えられる圧縮強度に 1.7 の安全率を考慮した圧縮許容応力度に対して設計されるが，耐力曲線として溶接 I 断面の弱軸に関する下限値曲線を採用しており，トラスの圧縮弦材として用いられる箱形断面部材に対してはかなり安全側であること，さらに有効座屈長さを格間長にとる場合が多いがこれも安全側の評価であることによって，圧縮部材の実質安全率は 2.1～2.3 程度であることによる．上述のトラス橋の解析モデルでは着目する圧縮部材が座屈する前に降伏に達する引張部材である下弦材および支点近傍の引張斜材の断面積を増加させて，着目する圧縮部材が座屈する前に引張降伏による限界状態が生じないようにしている．

(2) 変曲点の移動

トラス圧縮部材の有効座屈長の観点から，解析結果をたわみ曲線の変曲点 (inflection point) に着目して調べる．弦材に着目すると，荷重が低い段階では，材端モーメントが曲げを助長する方向に作用するので，部材内部には変曲点は見当たらない．作用軸力が部材の座屈強度に近づくと，材端モーメントは正曲げから負曲げに変わり，やがて部材内部に変曲点が現れる．図-4 は荷重増加につれて変曲点が移動する状況を模式的に示している．最大荷重時の変曲点間距離が部材の有効座屈長となる．

(3) ストラットモデル

トラス圧縮部材の極限強度を全橋モデルを対象とした弾塑性有限変位解析によって追跡するのは非効率である．トラス部材の弾性座屈強度を求めるための部分構造法は Bleich³⁾らによって提案されているが，ここでは図-5 に示すようなストラットモデルを提案する．

部材には初期たわみと残留応力を考慮して弾塑性有限変位解析を行うが，隣接部材の拘束効果を表す回転ばね K_1 , K_2 と材端モーメントの効果を表す軸力の偏心量 e_1 , e_2 を考慮している．

1) 拘束パラメータ k_i

拘束パラメータは着目部材に隣接する弦材および斜材に関係し，着目部材の両端それぞれについて，接続する n 本の部材の総和をとり，

$$k_i = \frac{K_i L_0}{EI_0} = \sum \frac{3EI_j}{L_j} \frac{\psi_j(\alpha)}{EI_0/L_0} \quad (i=1, 2) \quad (8)$$

ここに， El_0 ， L_0 および El_j ， L_j は，それぞれ着目部材および隣接部材の弾性曲げ剛性および部材長を表す。また， $\psi_j(\alpha)$ は応力レベル α に関係した剛性の修正係数で，圧縮部材および引張部材について以下の近似式で与えている。

$$\text{圧縮部材： } \psi_j(\alpha) = 1 - \alpha^{1.4} \quad \left(\alpha = \frac{P_j}{P_{y_j}} \right) \quad (9)$$

$$\text{引張部材： } \psi_j(\alpha) = 1 = 0.15 \lambda_j^{1.8} \quad \left(\alpha = \frac{P_j}{P_{y_j}} \right) \quad (10)$$

2) 偏心パラメータ e_i/L_0

荷重偏心量は，剛節トラスの弾性解析によって求められる材端モーメントに関係している。材端モーメントを軸力と部材長の積で除すと，等価偏心量を表す偏心パラメータ e_1/L_0 および e_2/L_0 が定義される。ストラットモデルでは，材端に与えたモーメントの一部が回転ばねに吸収されることを考慮して，等価偏心量 $\underline{e}_1$ ， $\underline{e}_2$ は次式で与えることになる。

$$\frac{\underline{e}_1}{L_0} = \left(1 + \frac{K_1}{3} \right) \frac{e_1}{L_0} - \frac{K_1}{6} \frac{e_2}{L_0} \quad (11)$$

$$\frac{\underline{e}_2}{L_0} = \left(1 + \frac{K_2}{3} \right) \frac{e_2}{L_0} - \frac{K_2}{6} \frac{e_1}{L_0} \quad (12)$$

3) 圧縮部材の極限強度評価式

上記のストラットモデルの解析はパーソナルコンピュータでも簡単に適用できるので，数多くの構造モデルの耐荷力解析を行って，圧縮部材の極限強度評価式を両端の拘束パラメータ，偏心パラメータおよび部材の細長比パラメータを考慮して以下のよう

に与えた。

但し，力学パラメータの範囲は，

$$k_1 \leq 4, \quad 0.5 \leq \frac{k_2}{k_1} \leq 1.0, \quad \frac{e_1}{L_0} \leq 0.002, \quad -1 \leq \frac{e_2}{e_1} \leq 1, \quad \lambda \leq 1.5$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{1 - C_1 + C_3 \sqrt{k_1 k_2}}{1 - C_2 + C_4 \sqrt{k_1 k_2}} \quad (13)$$

ここに，

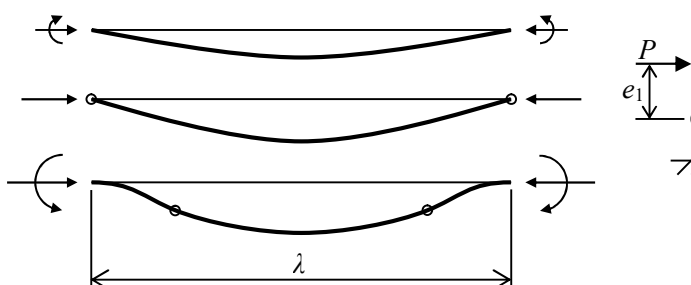


図-4 トラス圧縮部材における変曲点の移動

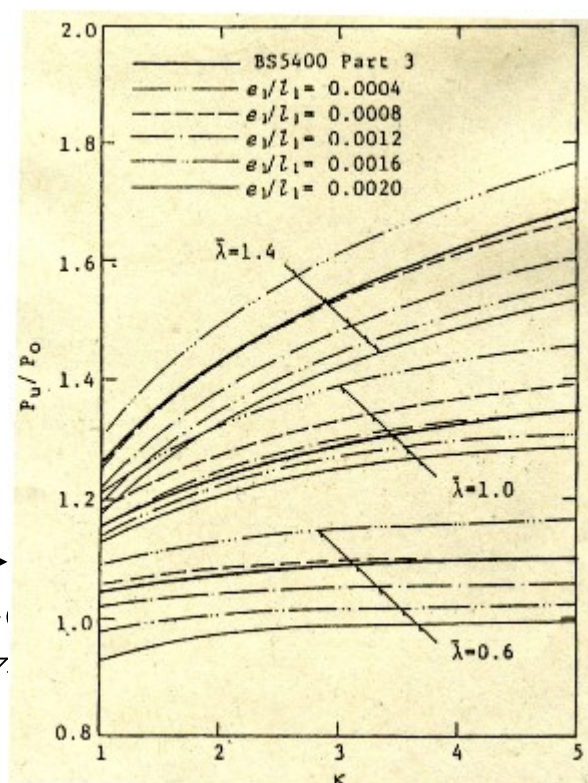


図-6 トラス圧縮材の極限強度の総括

表-1 全体モデル, ストラットモデルおよび有効座屈係数法による極限強度の比較

model	type	member	λ	κ_1	κ_2	e_1/l ($\times 10^{-3}$)	e_2/l ($\times 10^{-3}$)	ultimate strength P_u/P_0			
								Full model	Eq.(5)	Goyet	Donnell
No.1	A	chord	0.909	1.03	1.03	0.43	0.43	1.173	1.189	1.072	1.035
No.1	A	chord	0.925	1.11	1.11	0.42	0.42	1.186	1.204	1.080	1.040
No.2	A	chord	0.765	0.78	0.78	0.61	0.61	1.134	1.110	1.038	1.019
No.2	A	chord	0.767	0.99	0.99	0.61	0.61	1.152	1.133	1.048	1.020
No.3	B	chord	0.756	0.62	0.62	0.48	0.48	1.111	1.095	1.026	1.018
No.3	B	chord	0.758	0.78	0.78	0.47	0.47	1.120	1.116	1.034	1.019
No.4	B	chord	0.567	0.66	0.66	0.85	0.85	1.068	1.026	1.013	1.008
No.4	B	chord	0.573	0.69	0.69	0.83	0.83	1.072	1.032	1.014	1.009
No.5	A	diagonal	1.160	3.84	5.85	0.61	-0.37	1.554	1.605	1.356	1.372
No.5	A	diagonal	1.148	4.00	6.42	0.60	-0.36	1.560	1.606	1.353	1.373
No.6	A	diagonal	0.847	2.36	2.53	0.78	-0.46	1.250	1.280	1.142	1.139

$$C_1 = 1950(1 - 0.95\lambda) \left(0.6 \frac{e_1}{L_0} + 0.4 \frac{e_2}{L_0} \right)$$

$$C_2 = 2000(1 - \lambda) \left(0.61 \frac{e_1}{L_0} + 0.39 \frac{e_2}{L_0} \right)$$

$$C_3 = (1 + 0.67\lambda) \left\{ 0.45 + \left(0.78 \frac{e_1}{L_0} + 0.22 \frac{e_2}{L_0} \right) \right\}$$

$$C_4 = (1 - 0.25\lambda) \left\{ 0.54 - \left(0.78 \frac{e_1}{L_0} + 0.24 \frac{e_2}{L_0} \right) \right\}$$

ただし, $e_1 > e_2$. P_0 は圧縮材の基本強度を表し, ECCS 柱曲線 b を用いる.

図-6 は対称偏心 ($e_1 = e_2$) の場合について, 極限強度 P_u/P_0 と 3 つの力学パラメータの関係を包括的に表している. 図中の太い実線は BS5400Part3 の弾性拘束柱の有効座屈長係数

$$\kappa = 0.5 + \frac{0.5}{1 + 0.425k} \quad (14)$$

を用いて極限強度を評価した場合である.

この総括図より, 偏心パラメータの大きさによって圧縮部材の極限強度が影響を受けることが明らかとなった.

4) ストラットモデルの妥当性

ストラットモデルの妥当性は全橋モデルの弾塑性有限変位解析との比較によって確認されている. その一部は図-3 の中で示されている. また, 表-1 に, 全体モデル, ストラットモデルの弾塑性有限変位解析結果と有効座屈係数法と ECCS 柱曲線 b を組み合わせて評価した強度 (部材長を座屈長とした基準強度で無次元化している) を比較している.

4. まとめ

以上, トラス部材の 2 次応力 (材端モーメント) の発生要因および圧縮部材の極限強度と材端モーメントの関係について解説したが, 設計技術者のために要約すると, 以下のような結論となる.

- 1) トラス桁において節点が剛節であることによる部材の材端モーメントは, 部材が含まれるパネルの変形と関連付けて作用の向きを理解することができる.

- 2) 圧縮部材においては軸力が部材の極限強度に近づくと，最初はたわみを助長する向きに作用していた材端モーメントはたわみを拘束する向きの拘束モーメントに変わる．
- 3) トラス圧縮材の極限強度は隣接部材による拘束効果と材端モーメントを考慮するための軸力偏心作用を考慮したストラットモデルを用いて効率的に評価することができる．
- 4) トラス圧縮部材の極限強度は部材の細長比パラメータ以外に，隣接部材による拘束を表す拘束パラメータと剛節トラスであることによる材端モーメント（2 次応力）を表す偏心パラメータの影響を受ける．

なお，この検討においては，トラス節点は完全に剛であるとしているが，実構造の格点構造には必ずしも限界状態において剛節の条件が満たされない場合があることに注意する必要がある．

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：港大橋工事誌，土木学会，1975.
- 2) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮：トラス圧縮材の構面内極限強度特性，土木学会論文集，No.386/I-8，1987.
- 3) Bleich,F.：Buckling Strength of Metal Structures，MCGRAW-Hill，1952.
- 5) de Ville de Goyet,V., Frey,Fr. And Massonnett,Ch.：Ultimate load of trusses buckling in their plane，IABSE Periodica，1981.

研究ノート NN-08-55

**照査のための構造力学・番外編 16／
構造研究における失敗と解決策の発見－体験談－**

平成 20 年 11 月 18 日

西村宣男

概要：技術力を伸ばすには失敗とそれへの対応の体験が妙薬になる。失敗は自らの体験ばかりでなく、他人の体験を知ることでも効果がある。大阪大学に在籍した学生・院生と体験した失敗とその対応の例を紹介し、皆さまの参考としたい。

1. 大学における構造解析能力の育み方

筆者が大学を卒業した 1960 年代は建設分野の技術者を増やすために、高等教育機関における建設系の学生定員の増加が行われた時期でもあり、それに連動して教官定員も拡大された。指導教官であった安宅勝教授から勧誘され、既に合格していた大学院進学を辞退して、学部卒で教官になる羽目になった。大学院へ進学して設計コンサルタントに進む計画は一先ず中断して、教育者・研究者の道を歩むことになった。また当時は電子計算機を利用した構造解析の黎明期であった。以来退職するまでの 40 年間、構造力学教育に携わることになったが、構造力学・構造解析の環境は著しく変貌した。

計算ツールは、大型計算機からスーパーコンピュータに発展し、さらに分散型情報処理システムが整備されると共に進行した計算機の利用技術の高度化は、構造解析法の内容を大きく変化させることになった。筆者が担当していた期間の研究室では、市販の構造解析ソフトの使用は一切認めなかった。その理由としては、

- ① 所属したのが構造解析に関する研究室であり、他人様の開発した解析ソフトを利用して構造物の力学現象を解析しておいて、オリジナル論文と称することに後ろめたさを感じること。
- ② 作成するソフトは汎用性よりも現象にオリエンティドで、目的とする力学現象への適合性や精度に関して市販のソフトに備えられていない機能を持たせることができること。
- ③ 何より構造解析の研究室で数年を過ごす学生の教育効果は、数代にわたる先輩達が積み上げてきた解析ソフトの全容を理解し、さらにそれぞれの研究テーマに必要な機能を付加する努力が、研究の遂行と能力の育成に役立つと考えたからである。

反面、このような方針で研究室に入ってきた学生の個々の能力を上手く引き出せたとはいえない。解析ソフト作成のための緻密な作業に向けた学生の能力は急速に伸び、研究成果が挙がるが、そのような作業に向かない学生には、大変な負担を強いることになったようである。何より学生が提出して構造解析の結果の信頼性評価を厳しく行う必要があった。彼らが提出した論文を即時に認めることはせず、最大限の検証を行って、互いに確信を持てるようになるまでに時間を要した。

検証方法としては以下のような項目を採用した。

① 弾性論による厳密解との照合

作成した解析ソフトの信頼度を確認するために、基本的問題について弾性論による厳密解との比較を行う。但し、殆どの場合、研究で対象とする現象は弾性論では厳密解が与えられていない問題であり、新しい問題に対する信頼性が 100%保証される訳ではない。従って弾性論の厳密解でなくても、信頼できる離散的解析の結果との照合の数を増やすことにより、総合的に信頼度を確保する必要がある。

② 実験データとの照合

実験データが存在する場合は，実験のパラメータを最大限調査確認して実験の再現解析を行うが，実験データが必ずしも真実であるとは限らないので，できる限り複数の実験データを集めて，全体との整合性を照合する．場合によっては実験データの棄却検定が必要である．

③ 工学的判断

弾性論の解，実験データおよび先駆者のデータも無いような課題に取り組む場合，数値シミュレーションの際に理想的な境界条件や荷重状態を含めて，結果の工学的判断による確からしさの確認を行う場合もある．

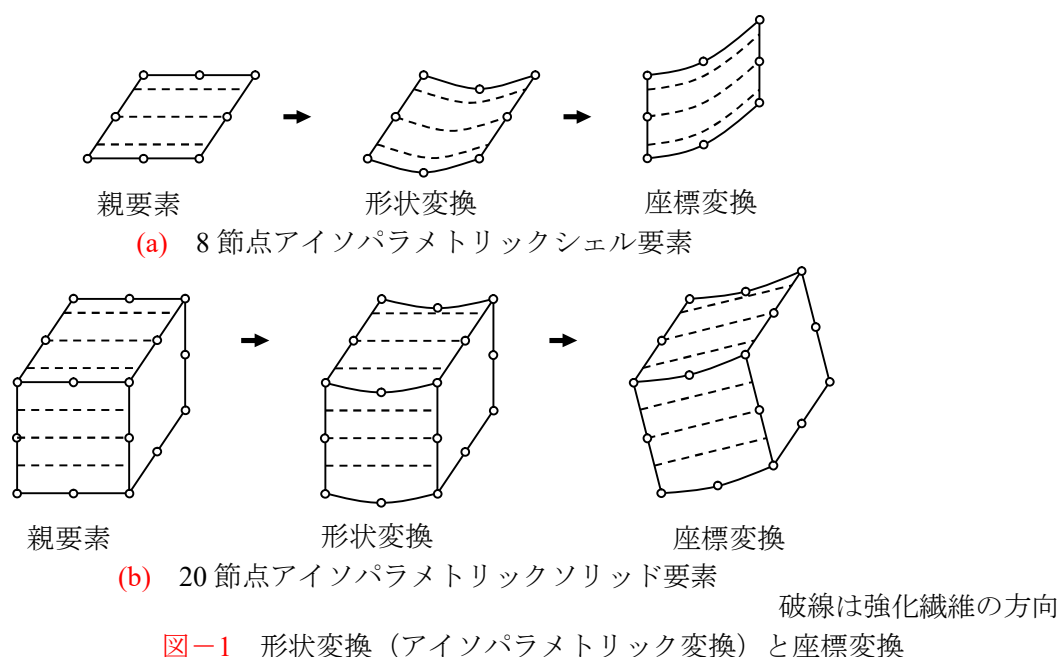
何れの場合も，基本的な力学書を読破しておくこと，研究課題の分野に関する文献調査により知識を増やして対処することが大切であるが，最近，解析ソフトのユーザズマニュアルと先輩の学位論文程度しか読まない学生が増えているように思える．修士論文の前書きが何年間も殆ど同じ内容であることが多く，これには指導者としてがっかりさせられる．

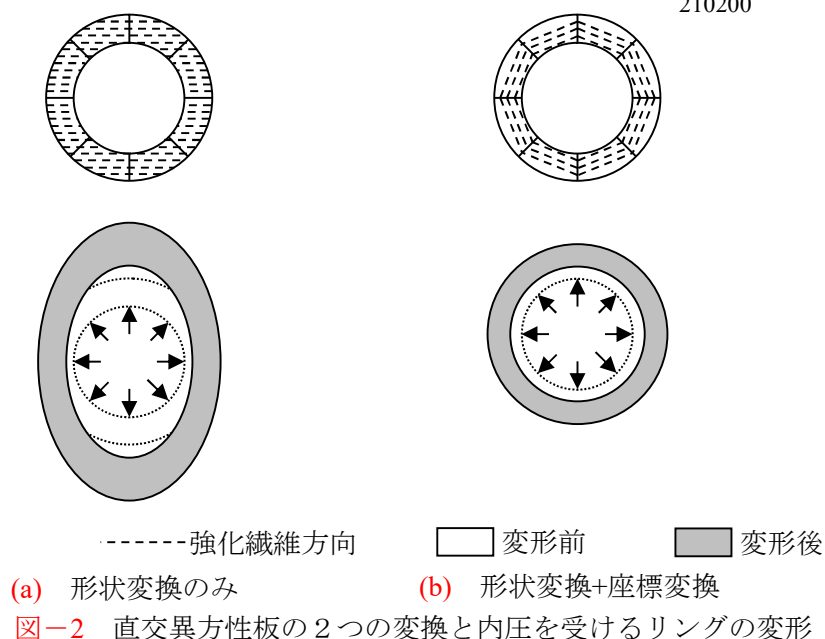
2. 内部審査における錯誤の指摘例

少なくとも月に1度は研究室員と個々の研究について議論し，進捗度をチェックすることが慣わしであった．そこでは前述のような解析結果の信頼性を高めるための照査項目と方法の確認が中心であった．新しい課題にチャレンジする際にともすれば力学的に過ちを犯すこともある．そのような研究結果を外部に公表することが無いように充分気を付けて内部審査することが指導者に課せられた役目である．以下に幾つかの錯誤や失敗の例を紹介する．

(1) 直交異方性材料に対するアイソパラメトリック要素の適用

アイソパラメトリック要素(図-1)は境界辺が曲線である場合や曲面構造の構造モデルの表現に有効な有限要素であり，研究室の薄板構造解析ソフトは1980年中頃から，8節点アイソパラメトリックシェル要素に切り替えた．当初はZienkiewiczの教科書⁴⁾のままの数値積分によって3方向の積分を行ったので，膨大な計算時間を要したが，直ぐに効率化を行い計算時間は2桁近く短縮できた．この解析ソフト





トを用いて鋼管構造や変厚鋼板の耐荷力問題，耐震問題の様々な解析を行った．全てそれまで用いていた CST 要素を用いた解析結果との照合，シェル構造の耐荷力に関する文献との照合により精度の確認を行っていた．

1990 年代に入って薄板構造以外の構造，高力ボルト摩擦接合継手，直接基礎構造の耐震解析，繊維補強樹脂板を貼付した鋼板の補強効果などの課題に対する解析ソフトとして，20 節点アイソパラメトリックソリッド要素を適用することになった．それで繊維補強樹脂の部分については，それまで用いていた等方性材料マトリックスに替えて直交異方性材料マトリックスを適用することにしたが，解析結果が腑に落ちない．そこで直交異方性材料だけからなるリングに一定の内圧を作用させる問題を解くように指示した．その結果は危惧した通りであった．本来，リングは円形のままで半径のみ変化するはずであるが，解は図-2 に示すように楕円となった．

その理由は簡単である．アイソパラメトリックソリッド有限要素は直方体を親要素として 20 個の節点座標で表現される任意形状の要素に変換される（この変換をアイソパラメトリック変換と呼ぶ）が，この変換では形状が変換されるだけで，直交異方性は取り残される．要素に剛体回転を含む構造モデルでは親要素から形状を変えるためのアイソパラメトリック変換と剛体回転を表す座標変換を組み合わせなければならないことが確認できた．

薄板構造解析のためのアイソパラメトリックシェル要素の場合でも，板面内の回転変位が顕著に現れる問題では，アイソパラメトリック変換だけでは精度が悪くなる．ましてや，極対称異方性の問題では，座標変換との併用が必要である．

(2) アダプティブ有限要素²⁾の適用

高力ボルト摩擦接合継手の解析ソフトを用いて，主すべり後にボルト軸とボルト孔壁が接触して支圧状態となる現象を正確に追跡するには，すべり量が一定量を越えると自動的に要素の再分割（auto-mesh-generation）を行うアダプティブ手法を導入する必要がある．例えばすべり面に二重節点を用いてすべりを表現するにしても，一旦すべりが発生すると元の節点間で力の釣り合いを評価するのでは意味が無くなるから，適切に再要素分割を導入して一定の精度を保つ必要があるからである．このこと

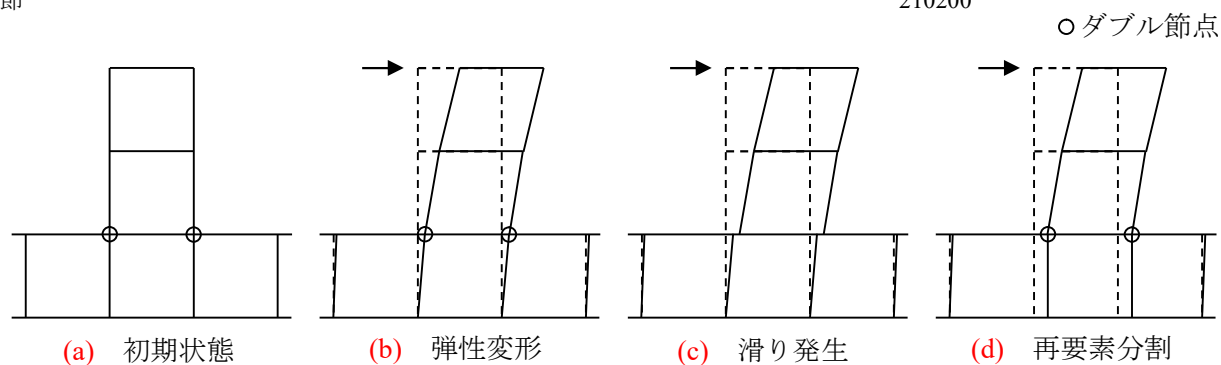


図-3 直接基礎の滑動に対するアダプティブ有限要素法の適用

はソフトの開発の当初から気が付いており，担当した学生にアダプティブ手法を導入するように指示したが，最も優秀であると評価していた学生でもこの要求は実現しなかった．替わりに接触要素の機能を取り込むことで摩擦から支圧への接合特性の変化を追跡するソフトを開発し，実験結果もそれなりに再現できたので妥協したが，当然のことながら，すべり発生後の応力の精度には問題が残った．

その後，急速施工立体交差橋梁である直接基礎橋梁の地震時応答解析において，レベル2地震における直接基礎の滑動の可能性を調べることで，滑動の発生により上部構造が地盤振動とアイソレートされることにより上部構造の耐震性が確保されることを説明する研究に取り組んだ．構造屋として馴染みの薄い地盤と構造の相互作用を対象とすることから，先ず，振動台を用いた模型実験を計画し，滑動特性と地盤特性や構造特性の関係を把握した後，数値シミュレーションによる再現解析にチャレンジした．残念ながらこの課題でもアダプティブ手法の導入には成功しなかった．担当した学生にとって，要素再分割の際に各要素の力学量を一旦固定された空間に記憶させ，要素の再分割後に新しい要素の力学量として，空間から転移させる筆者のアイデアが理解できなかったためである．

なおアダプティブ有限要素法は，金属材料の成形過程などの数値シミュレーションに用いられているが，筆者の知る限りでは，我が国の土木分野では未だ活用されていない．土木分野においても，大きな滑動を含む現象や亀裂進展を有限要素法によって正確に追跡するためには，アダプティブ有限要素法の適用が欠かせないと考えている．

(3) 経験式の作成

鋼構造の耐荷力の研究においては，実験結果や解析結果を使用して強度の経験式 (empirical formula) を作成することが多い．その際，強度に関係するパラメータと適切な評価式の形を選択するとともに，適用範囲を明示することが必要である．1980年代の後半，鋼柱部材や鋼はり部材の耐荷力に関する研究を行ったときのことである．研究を始めた初年度にこのテーマを担当した院生は，簡単なことでも自ら考え独創性を発揮することが苦手で，先輩から譲り受けた解析ソフトを用いて部材強度の計算はできるけれど，その結果を上手く纏めて強度の評価式を作成する作業は遅々として進めることができなかった．部材の強度には初期不整（初期たわみと残留応力）が関係するが，これらは確率量であり，結果として強度も確率量となる．それで解析ソフトによって個々に耐荷力を計算し，その結果によって強度の確率分布を明らかにするには膨大な量の解析が必要となる．断面の種類（10種を越える），細長比パラメータの変動範囲（10程度），確率論的に信頼性のある分布を得るために必要なサンプル数（1点当たり500程度）を考えると殆ど不可能な量である．

そこで部材強度に関係する細長比パラメータと初期不整量をパラメータとした極限強度の経験式を作成する．そのためには1つの部材断面に関して30個程度の耐荷力解析データを用意して，全ての解

析結果にフィットするように未定係数の同定を行う．この程度の数量であれば，全ての断面の種類を含めて，数ヶ月で極限強度の解析データを用意することは可能である．キーポイントは耐荷力式の形の選択にある．基本は細長比パラメータの関数で表現されている Perry-Robertson 公式を採用する．これに初期たわみと残留応力の関数として補正項を試行錯誤的に選択して最終形の強度の経験式を同定する．これには粘り強さと数式に関する基本的な知識を必要とする．出来上がった経験式に初期不整量を乱数で発生させるモンテカルロシミュレーションを適用することにより，強度の確率分布を評価することになる．

結局次の年度に新しい院生と協働して鋼柱と鋼はりの耐荷力の確率分布を求め，設計のための平均値曲線および下限値曲線を定めることができた．この院生は粘り強い性格で作業は順調に進み，1 年後に鋼柱と鋼はりの耐荷力に関する 2 つの論文^{3), 4)}を土木学会論文集に投稿することができた．

この院生には 2 年目にモンテカルロシミュレーションによらず，直接確率量である部材強度の分布を評価するために，確率有限要素法の定式化とソフト開発に挑戦させた．Snap-through のような弾性不安定現象であれば形状不整を摂動パラメータとして 1 回の耐荷力解析によって強度の確率分布が求められたが，鋼部材の耐荷力のように残留応力を含めた弾塑性域における不安定現象に対しては，摂動法による評価に限界があり安定した解を求めることが出来なかった．アダプティブ有限要素法と確率有限要素法で研究成果が挙げられなかったことが筆者の研究生活での心残りである．

3. 若い頃の自らの失敗例

学生の失敗例を紹介するだけでは不公平であるから，筆者自らの失敗例も紹介しておこう．1970 年代に入って，吊橋の立体構造解析を研究テーマとしていた時のことである．当時の大学で使用できる計算機の容量ではマトリックス変位法により大型構造物の 3 次元解析は困難であったので，ガラーキン法による近似解析法を採用した．ガラーキン法による級数解法では仮定する級数の各項が境界条件を満たしていることが前提である．単純支持構造では級数として三角級数を適用すると良い精度の解が求められる．従って 2 ヒンジ吊橋（各径間が単純支持された補剛構造を有する）の解は簡単に求めることができたが，連続吊橋（補剛桁が連続構造）の境界条件に適合する級数の選択に戸惑った．

偶々，手元にあった教科書を見ていて，連続ばりの座屈モードの使用を思い付き，座屈モードは当然境界条件を満足しているのでガラーキン法の座標関数として採用し，解析を進めた．鉛直たわみの問題に対しては，Moppert⁵⁾により解析解が与えられており，精度を確認したところ変位はともかく断面力の収束性は最悪であった．この研究は土木学会の本州四国連絡橋上部構造委員会の課題であり，作業の遅れが委員会のスケジュールを乱したとして，師匠からは散々絞られた．

その後，付帯条件付ガラーキン法を思い付いた．中間支点反力をパラメータとし，中間支点における変位の拘束条件を付帯条件とすることで，ガラーキン法の座標関数として端支点の境界条件のみ満たす三角関数を適用できることが明らかになった．この計算過程で求まる中間支点反力を利用して断面力を力の釣り合い条件から計算すると，変位の級数解の導関数から求める断面力より格段に精度が良いことが副産物として得られた．最後の成果は，照査のための構造力学第 2 章第 9 節（連続吊橋への応用）および番外編・3（連続ばりの級数解法）⁶⁾で説明した通りである．

なお，曲げに伴うせん断変形の影響を考慮する場合は，たわみは連続関数にならない（導関数である

たわみ角が連続しない) ので，級数解は精度が悪くなる．数年後，1970 年代の後半には大学の計算センターのコンピュータの容量が大きくなり，マトリックス変位法で吊橋の 3 次元解析が可能となった．それでも暫くは部分構造法や自由度低減手法を用いて計算の効率化を図る必要があった．その際，データ構造を秩序良く整理することが重要であり，データ処理の技術を獲得することができた．

参考文献

- 1) Zienkiewicz,O.C. and Cheung,Y.K. : FEM in Structural and Continuum Mechanics, 1st ed., McGraw Hill, 1967.
- 2) 手塚明，土田英二：アダプティブ有限要素法，丸善，2003.
- 3) 西村宣男，青木徹彦，西井 学，福本ゆう士：鋼柱部材の基本強度の統一評価，土木学会論文集，No.410，1989.
- 4) 西村宣男，久保全弘，西井 学，福本ゆう士：鋼はり部材の横ねじれ座屈強度の統一評価，土木学会論文集，No.416，1990.
- 5) Moppert,H.:Statische und dynamische Berechnung erdverankerter Hängebrücken mit Hilfe von Greenschen Functionen und Integralgleichungen, Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, H-9, 1955.
- 6) 西村宣男：連続ばりの級数解法／付帯条件付ガラーキン法，研究ノート NN-08-08，2008.

照査のための構造力学：番外編 17／

鋼製ラーメン隅角部のせん断変形を考慮するための弾塑性モデル

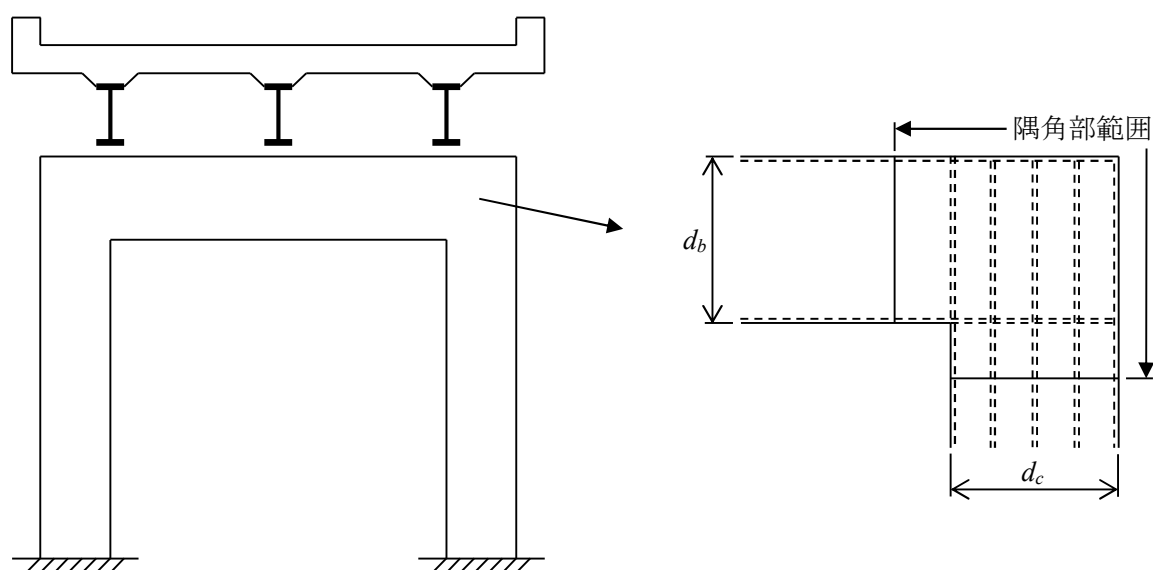
平成 20 年 1 月 29 日

西村宣男

概要: 道路橋示方書耐震設計編 [4\)](#)によると，鋼製ラーメンのレベル 2 地震に対する耐震設計においては，強震記録に対する動的応答解析によって安全性の照査を行うことになっている．鋼製ラーメン橋脚を対象とするとき，実務設計レベルでは骨組構造としてマトリックス変位法による動的応答解析法を適用することが望まれる．ラーメン構造によっては部材一般部における塑性化によって終局状態に至る前に，隅角部（格点部）におけるせん断降伏が発生する可能性があるため，骨組解析の中で隅角部のせん断降伏を考慮できるような工夫が必要である．本稿ではファイバー解析において隅角部のせん断変形を考慮するための構造モデルの提案と適用例について述べる．

1. はじめに

図－1 に示すような 1 層門形ラーメンのはりと柱部材の L 形格点構造は，一般に隅角部と称されており，ラーメン構造の弾性解析においては，格点内の弾性変形は無視して，剛節骨組構造として取り扱われてきた．ところが大地震時（レベル 2）の大きな地震動が作用する場合，ラーメン構造は上載荷重の慣性力によって塑性化することを避けることができないことが 1995 年の阪神淡路大震災でも証明された．現在はレベル 2 地震時には構造物の一部が塑性化することを前提とした鋼製ラーメンの耐震設計が導入されている．地震時において著しい塑性化が発生する個所は鋼製ラーメンの柱基部および隅角部である．隅角部については部材一般部（はりあるいは柱）端部の主として曲げ応力による降伏と，柱モーメントがはりモーメントに変換される際に介在する隅角部パネルのせん断応力による降伏があり，それらのどちらが先行するかによって隅角部の塑性挙動が大きく変化する．このような格点構造を持つラーメンの解析を適切に取り扱うためには 2 つの降伏現象を評価できる構造モデルを使用すること



図－1 L 形格点部構造

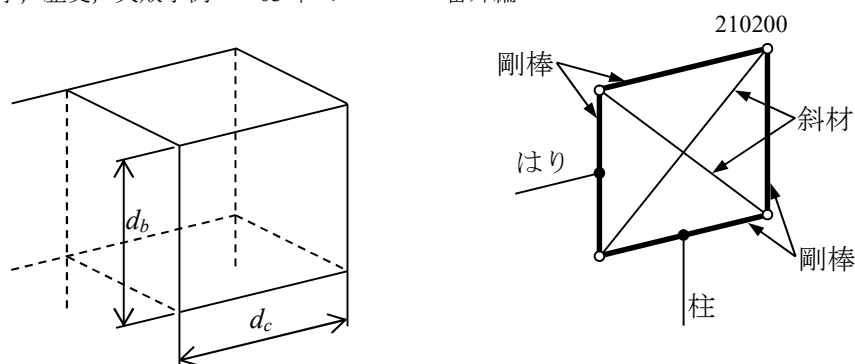


図-2 骨組解析のための L 形格点部モデル

が重要である。

実務の耐震設計においては，シェル要素を用いた薄肉構造の弾塑性解析ソフトを用いることは得策でなく，骨組要素を用いた弾塑性解析が用いられる．巨大地震時においても板要素の局部座屈が生じないように構造寸法を決定する耐震設計法が推奨されるからである．しかし前述のような柱基部や格点部の塑性化を許容する設計法では，格点部（隅角部）の塑性化を考慮できる骨組構造解析モデルの使用が推奨される．

2. L 形格点構造

(1) 隅角部モデル

隅角部ウェブパネルのせん断変形を考慮する骨組構造モデルとして，図-2 に示すような 4 本の剛棒で囲んだシアリンクの対角線に斜材を配置した骨組を考える．隅角部を含む平面ラーメンの面内変形を対象とする場合，この斜材付きシアリンクも平面構造とする．隅角部の 2 面のウェブが存在するが，シアリンクは 2 面のウェブパネルと等価な剛性と強度を持つように，斜材の断面積と降伏強度が定義される．

(2) 斜材の等価断面積

隅角部ウェブパネルのせん断剛性と等価な斜材の断面積を等価断面積と称する．隅角部に作用するせん断力 Q （曲げモーメントがはり部材から柱部材に伝わる際に隅角部パネルのせん断応力となる）とすると，この力により隅角部ウェブに作用するせん断応力は

$$\tau = \frac{Q}{2t_w d_c} \quad (1)$$

ここに， t_w ：隅角部ウェブの板厚， d_c ：柱部材のウェブ高さ．

従って，せん断ひずみは

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{Q}{2Gt_w d_c} \quad (2)$$

骨組構造解析のための隅角部モデルは，図-2 に示すように互いに互いにヒンジ結合された剛な枠上のオフセット部材の対角線をダブルクロスする斜材で結んだ構造とする．はり部材および柱部材と結合されたオフセット部材はそれぞれはりおよび柱部材と剛結されている．

点 A の点 B に対する相対的水平変位量は

$$u = \gamma d_b = \frac{Q d_b}{2 G t_w d_c} \quad (3)$$

と表すことができる．ここに， d_b ：はり部材のウェブ高さ．

一方，シアリンクにせん断力 Q が作用したとき，斜材の軸力は 2 本がクロスして組み込まれることを考慮して，

$$N_d = \frac{N_b}{2 \cos \alpha} \quad (4)$$

ここに， α は斜材の角度．

N_d による斜材の伸びは

$$\Delta d = \frac{N_d d}{E A_d} = \frac{Q}{2 \cos \alpha} \frac{d}{E A_d} \quad (5)$$

$u = \Delta d / \cos \alpha$ の関係から，式(3)と(5)より斜材の等価断面積は以下のように評価される．

$$A_d = \frac{G}{E} \frac{t_w d^3}{d_b d_c} \quad (6)$$

(3) 斜材の等価降伏応力度

隅角部ウェブにせん断座屈が生じないように補剛されている場合，ウェブのせん断降伏強度（2 面のウェブ） Q_y は

$$Q_y = 2 \cdot 0.866 \tau_y t_w d_c = \sigma_y t_w d_c \quad (7)$$

0.866 は黄²⁾によって提案された隅角部ウェブパネルのせん断応力分布を表す係数．

同様に，斜材 2 本分の降伏強度を Q_y で表すと

$$Q_y = 2 A_d \sigma_y^e \cos \alpha \quad (8)$$

A_d に式(6)を代入すると

$$Q_y = \frac{G}{E} \cdot 2 \sigma_y^e t_w \frac{d^2}{d_b} \quad (9)$$

式(7)および(9)を等置すると，斜材の等価降伏応力度は以下のように定義される．

$$\sigma_y^e = \sigma_y \frac{2G}{E} \cdot \frac{d_b d_c}{d^2} \quad (10)$$

(4) 非弾性領域における鋼材の構成則

隅角部パネルの置換斜材に適用する構成則は以下のトリリニア式で定義する．

$$\begin{aligned} \sigma &= E \varepsilon & \varepsilon &\leq \varepsilon_{y1} \\ \sigma &= \sigma_{y1} + k_1 E (\varepsilon - \varepsilon_{y1}) & \varepsilon_{y1} < \varepsilon &\leq \varepsilon_{y2} \\ \sigma &= \sigma_{y2} + k_2 E (\varepsilon - \varepsilon_{y2}) & \varepsilon_{y2} < \varepsilon & \end{aligned} \quad (11)$$

隅角部の実験データ³⁾に基づいて

$$\varepsilon_{y1} = \varepsilon_y, \quad \varepsilon_{y2} = 1.391 \varepsilon_y, \quad k_1 = 0.048, \quad k_2 = 0.004$$

3. T 形格点部への拡張

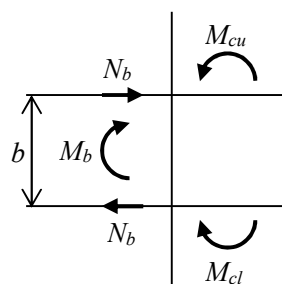


図-3 骨組解析のための T 形格点部のモデル

	柱ウェブ幅 (D_c)	はりウェブ幅 (D_b)	柱はりフランジ幅 (B)
Model 1	2400	2400	2400
Model 6	2400	1200	2400

	柱フランジ厚 (t_{fc})	柱ウェブ厚 (t_{wc})	はりフランジ厚 (t_{fb})	はりウェブ厚 (t_{wb})
Model 1	39.17	39.17	39.17	39.17
Model 6	23.5	23.5	23.5	23.5

	補剛材高さ (h_s)	補剛材板厚 (t_s)
Model 1	321.94	37.96
Model 6	139.49	18.2

(寸法は力学パラメータをラウンドナンバーにするためで現実的な値ではない)

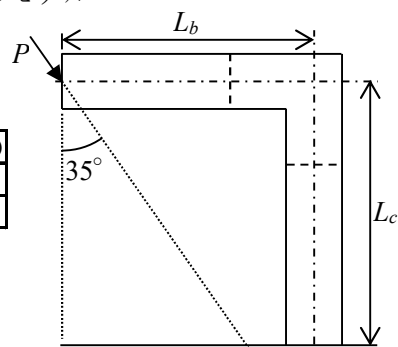
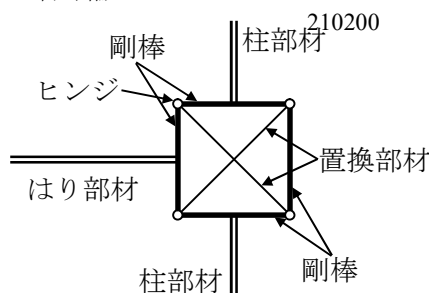


図-4 解析対象構造

前項では L 形格点部（隅角部）の骨組構造解析用モデルの等価剛性と強度を提案したが，さらに実務用耐震解析への適用範囲を広げるため，T 形格点構造用のモデルとして取り扱い方を拡張する．T 形格点部は，2 層ラーメンの柱中間格点あるいはラケット形ラーメンの下部柱部材と下水平はり部材の格点部などに用いられるが，説明の都合上，2 層ラーメンの柱中間格点を考える．従って柱断面が貫通している．

(1) 力の流れ方

図-3 に示す T 形格点部に取り付くはり部材のフランジ力 N_b に着目する．上下フランジ力が構成するモーメント $N_b d_b$ はこの格点に取り付く上下の柱部材の材端モーメントの差と釣り合っている．

$$M_b = N_b d_b = M_{cu} - M_{cl} \quad (12)$$

はり部材から柱部材への曲げモーメント伝達は格点部ウェブのせん断応力によって行われる．

(2) 等価断面積

そこで格点部のウェブパネルを置換した斜材の等価断面積は L 形格点の場合と同様に

$$A_d = \frac{G}{E} \cdot \frac{t_w d^3}{d_b d_c} \quad (13)$$

と表すことができる．

(3) 等価降伏応力度

斜材の等価降伏応力度についても L 形格点の場合と同様に

$$\sigma_y^e = \sigma_y \frac{G}{2E} \cdot \frac{d_b d_c}{d^2} \quad (14)$$

と表すことができる．

4. 隅角部を有する鋼製ラーメンの数値計算例

格点部のせん断変形を考慮した骨組解析の計算例として，1 層門形ラーメンの一部を考える．このモ

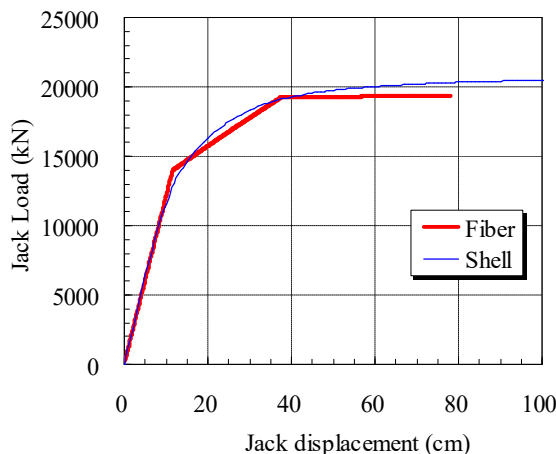


図-5 Model 1 の荷重—変位関係

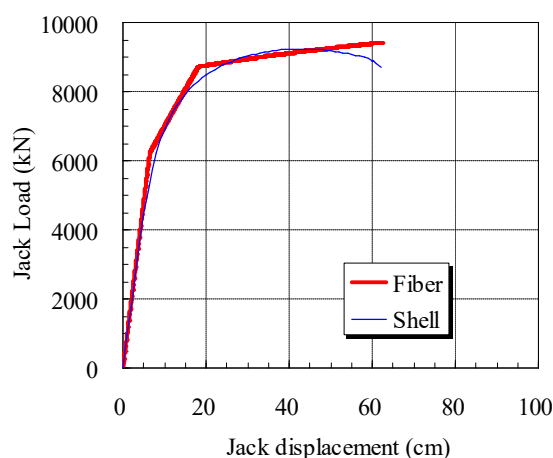


図-6 Model 6 の荷重—変位関係

デルは文献 3)の隅角部の耐荷力実験で用いられた供試体を参考にしてパラメトリック解析用に作成したモデルで, 図-4 のような構造となっている. 同じ構造モデルについてシェル要素を用いた立体薄板構造の有限要素解析と本稿で提案した隅角部モデルを採用した骨組構造のファイバー解析を行っている. なお解析は大阪大学大学院生の Maina Victor 君による.

(1) 解析モデルの諸元

解析モデルとしては, 隅角部パネルの降伏が部材一般部の降伏に先行するモデル, 部材一般部の内, はり部材端部の降伏が先行するモデル, 柱部材端部の降伏が先行するモデルを含めているが, ここでははり部材の降伏が先行するモデル (Model 1) および隅角部パネルの降伏が先行するモデル (Model 6) について解析結果を示す.

解析モデルの主要諸元は図-4の通りである.

(寸法は力学パラメータをラウンドナンバーにするためで現実的な値ではない)

(2) 荷重—変位関係

図-5および図-6に Model 1およびModel 6の荷重(ジャッキ力)—変位(ジャッキ変位)の関係を示す.

- 1) 一般部材の降伏が先行する場合も, 隅角部ウェブの降伏が先行する場合も, シェル要素を用いた薄板立体構造解析の結果を骨組解析によるファイバー解析で実用的に再現できている.
- 2) Model 6 の結果に見られるような局部座屈発生による除荷経路はファイバー解析で評価することが

できないが，実務ではこのような除荷経路が現われないような構造寸法で構成されることが望ましい。

5. まとめ

隅角部のせん断変形を骨組解析で考慮する方法を紹介したが，計算例では示さなかった動的応答解析用の構造モデルとしても利用できる。また 1 層門形ラーメン以外に，L 型格点部（隅角部）以外に T 型あるいは十字格点部を含む骨組構造にも拡張できる。

なお，部材一般部の降伏に先行して隅角部ウェブパネルのせん断降伏が発生した後も，局部座屈が防止されていれば，荷重－変位関係は安定しており，ひずみ硬化により荷重は僅かに増加する。しかし隅角部のせん断変形が増大すると，隅角部に隣接したはりおよび柱部材のフランジの局部たわみが増大し，フランジの圧縮応力によりフランジに局部座屈が発生し除荷現象が現われる。すなわち隅角部のせん断変形によって間接的に部材一般部の強度が低下することが実験でも確認されている³⁾。

骨組構造のファイバー解析においては，本稿で示した方法によって隅角部のせん断変形を考慮したとしても一般部の強度低下までは評価できないので，隅角部に過大なせん断変形が生ずる場合についてはファイバー解析の適用に際して注意しなければならない。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編，2002.
- 2) Hwang(黄),W.S., 西村宣男，西野滋博：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度と変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，1994.
- 3) 田原 潤，小野 潔，西村宣男，宮田 亮，田中耕太郎，美島雄士：鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，2009.1.

研究ノート NN-08-45

照査のための構造力学・番外編 18/ 直観力養成のための構造力学演習問題 2

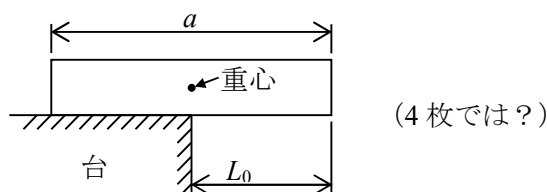
平成 20 年 10 月 10 日

西村宜男

概要：番外編 16 に引き続き構造力学教育の効果を判定するための演習問題と考え方を取り纏めています。今回は、やや難解な問題を集めています。思考の柔軟性や応用力の評価に活用できると考えています。

1. 重ねばり

(1) 等断面の細長い板が 4 枚あります。これらを図の様に重ね合わせて、水平な台から張り出すことができます。



できる最大の長さを求めなさい。板同士あるいは板と台を接着できないものとします。

〔解答と解説〕

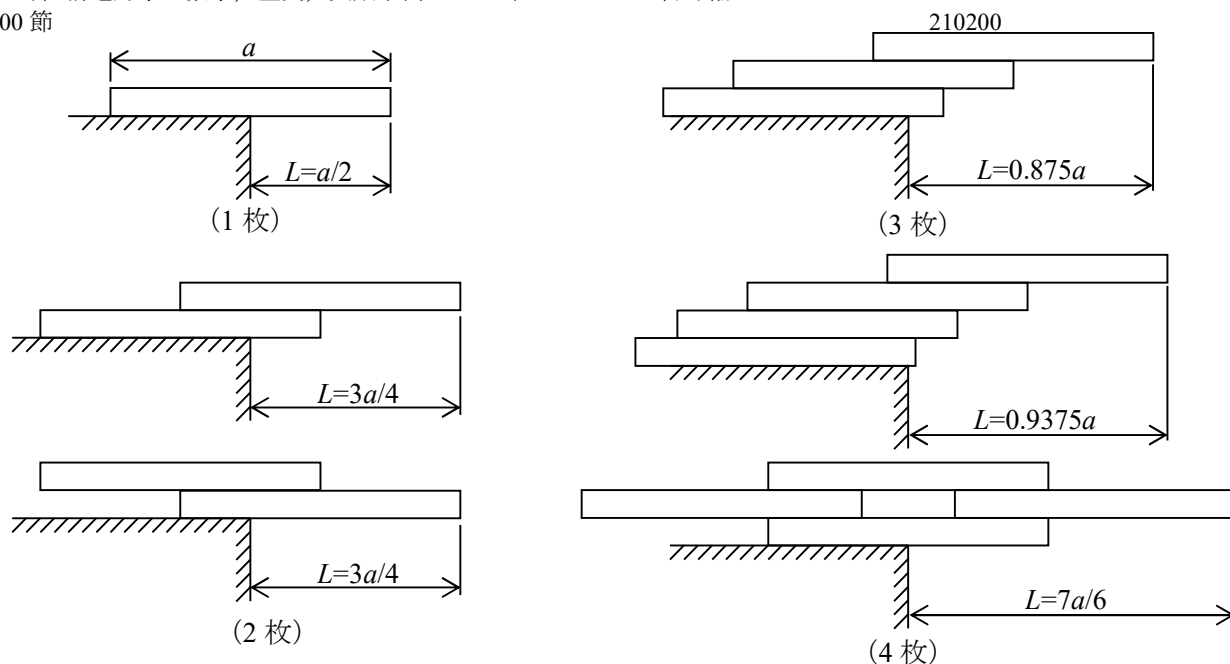
2 枚や 3 枚の板を用いた同種の問題は構造力学演習問題集に見ることがありますが、4 枚の問題はおそらく初めてでしょう。この問題では、下側の板の先端における上部全体の重量に関する偶力の釣り合い状態を考えることがポイントです。

1 枚の板の場合、台から張り出すことができる最大の長さは、板の重心が台の先端から外に出せないことより、 $L=0.5a$ であることは、力学の知識が無くとも日常体験に基づいて理解できるでしょう。

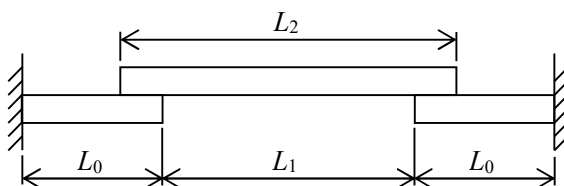
2 枚の板を考える場合は、力の釣り合いに関する基本的知識が必要となります。正解の重ね方 1 では、上の板が下の板の先端より $0.5a$ 張り出せることは、1 枚の板の問題で経験しました。次はこのような状態で重ねた 2 枚の板が台の先端からいくら張り出せるかという問題となります。2 枚の板の重心位置が台の先端から外に出ない条件から、 $L=0.25a+0.5a=0.75a$ となります。この問題に対する正解の重ね方 2 は、2 枚の板を逆向きに $0.5a$ ずらせて重ね、この状態で台から張り出します。この場合も 2 枚の板の重心が台の先端から出ないことより、 $L=0.25a+0.5a=0.75a$ となります。

3 枚の板を考える場合は同様の考察により、 $L=0.5a+0.25a+0.125a=0.875a$ となります。

さて、4 枚の板ではどうでしょうか。これまでの考察から、賢明なるあなたは計算することなしに $L=0.5a+0.25a+0.125a+0.0625a=0.9375a$ と答えられるでしょう。でもこれは正解ではありません。2 枚の場合で 2 通りの解があることを予告いたしました。また 4 枚の板を 4 段重ねしなければならないとも条件をつけておりません。正解は 1 段目 1 枚、2 段目 2 枚、3 段目 1 枚の 3 段重ねとし、最上段の板をカウンターウェイトとして 2 段目の板を対称にできるだけ張り出す。その状態で 3 段に重ねた板を台から $0.5a$ 張り出すと $L=(2/3+0.5)a=1.167a$ となります。できるだけ柔軟に思考するよう心掛けてください。



- (2) 中央に集中荷重が作用している長さ L_2 のはりが、両側の壁から突き出した長さ L_0 でその先端の距離が L_1 の片持ちばりによって左右対称に支持されている。これらのはりの断面は等しく、扁平な長方形断面とします。はりの中央点（載荷点）におけるたわみ量を計算しなさい。但し、現象は微小変位問題とし、重ねたはり間の接触はピンポイントであると仮定します。なお曲げに伴うせん断変



形の影響は無視するものとします。

〔解答と解説〕

この問題では片持ちばりや上載はりの相対的長さを指定していないので、はりの接触点が何処になるのかを場合分けして、解答の纏め方を計画的に実行する必要があります。

まず、題意の重ねばりが成立するためには、 $L_2 > L_1$ の関係がなければなりません。片持ちばりの長さが相対的に短い場合は片持ちばりの先端が接触点となります。そこでは上のはりのたわみ角が片持ちばりのたわみ角より大きくなければならない条件が課せられ

$$\theta_u = \frac{PL_1^2}{16EI} \geq \theta_l = \frac{PL_0^2}{4EI}$$

より、 $L_1/2 \geq L_0$ となります。

逆に片持ちばりの長さが相対的に長い場合は、上載ばりの先端が接触点となり、そこでは片持ちばりのたわみ角が上載ばりのたわみ角より大きくなければならない条件が課せられ

$$\theta_u = \frac{PL_2^2}{16EI} \leq \theta_l = \frac{PL_1^2}{4EI}$$

ここに、 $L_3 = L_0 + (L_1 - L_2)/2$

従って, $L_0 \geq L_2 - L_1/2$ となります.

これら 2 つの限界値の中間の L_0 では, 接触点は片持ちばりの先端より固定端側に寄った点, 上載ばりの先端より中央に寄った点となり, そこでは上下のはりが同じたわみ角を共有することになります.

$$\theta_u = \frac{Pb^2}{16EI} = \theta_l = \frac{Pa^2}{4EI}$$

ここに, a : 片持ちばりの固定端から接触点までの距離, b : 上載ばりの接触点間距離,

$$a = \frac{b}{2}$$

さらに $2a + b = 2L_0 + L_1$ の関係より

$$b = \frac{2L_0 + L_1}{2}$$

すなわち, 上下のはりがたわみ角を共有するのは接触点が両側の固定端間の 1/4 点と 3/4 点に限定されることとなります.

結局, 2 つのはりが両側の固定端間の 1/4 点と 3/4 点で重なっておれば, この点が接触点になり, 片持ちばりの先端が 1/4 点と 3/4 点の外側にあれば, 片持ちばりの先端が接触点に, 上載ばりの先端が固定端間の 1/4 点と 3/4 点の内側にあれば, 上載ばりの先端が接触点となります.

以上の区分の下に, 載荷点のたわみは

- 1) 上載ばりの先端が接触点の場合

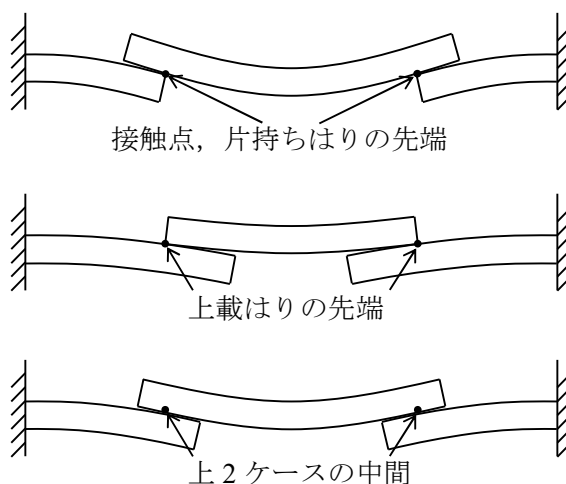
$$\delta = \frac{PL_1^3}{48EI} \left\{ 1 + 8 \left(\frac{L_0}{L_1} \right)^3 \right\}$$

- 2) 片持ちばりの先端が接触点の場合

$$\delta = \frac{PL_1^3}{48EI} \left\{ 8 \left(\frac{L_0}{L_1} - \frac{L_2}{2L_1} + \frac{1}{2} \right)^3 + \left(\frac{L_2}{L_1} \right)^3 \right\}$$

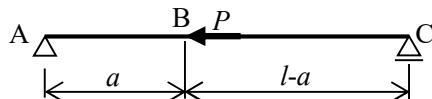
- 3) 固定端間の 1/4 点と 3/4 点が接触点の場合

$$\delta = \frac{PL_1^3}{192EI} \left(1 + \frac{2L_0}{L_1} \right)^3$$



勿論, 1)および 2)の場合で, 上載ばりあるいは片持ちばりの先端が固定端間の 1/4 点および 3/4 点となる場合は 3)の結果と一致します.

2. 柱の弾性座屈



- (3) 単純ばりの中間に部材方向に集中荷重が作用し, 部材の片側に圧縮軸力が作用し, 反対側は軸力が作用しない場合の弾性座屈荷重を求めなさい. 但し, はりは等断面とします.

[解答と解説]

この問題はオーソドックスに微分方程式を境界値問題として解き, 座屈条件式を誘導してみましょう. 軸圧縮力を受けている区間 AB について座屈方程式は点 A で単純支持されていることを念頭に

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + \alpha^2 y = -\frac{Qx}{EI}$$

ここに, $\alpha^2 = P/(EI)$

一般解は

$$y = C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x - \frac{Qx}{P}$$

点 A ($x=0$) における境界条件より

$$C_2 = 0$$

従って

$$y = C_1 \sin \alpha x - \frac{Qx}{P}$$

荷重載荷点 B ($x=a$) における力学量は

$$y_1 = C_1 \sin \alpha a - \frac{Qa}{P}, \quad y'_1 = C_1 \alpha \cos \alpha a - \frac{Q}{P}$$

$$M_1 = C_1 P \sin \alpha a, \quad Q_1 = Q$$

となります. 一方, 区間 BC は軸力が作用していないので, 座標を点 B を原点として

$$y = C_3 + C_4 x + C_5 x^2 + C_6 x^3$$

となり, $x=0$ における力学量は

$$y_1 = C_3, \quad y'_1 = C_4, \quad M_1 = -2C_5 EI, \quad Q_1 = -6C_6 EI$$

区間 AB と区間 BC の点 B における力学量を等置して

$$C_3 = C_1 \sin \alpha a - \frac{aQ}{P}, \quad C_4 = C_1 \alpha \cos \alpha a - \frac{Q}{P},$$

$$C_5 = -\frac{C_1 \alpha^2 \sin \alpha a}{2}, \quad C_6 = -\frac{Q}{6EI}$$

となるので, 区間 BC のたわみは

$$y = C_1 \sin \alpha a - \frac{aQ}{P} + \left(C_1 \alpha \cos \alpha a - \frac{Q}{P} \right) x - \frac{C_1 \alpha^2 \sin \alpha a}{2} x^2 - \frac{Q}{6EI} x^3$$

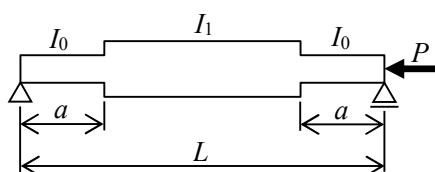
最後に点 C ($x=L-a$) における境界条件を与えると以下の座屈条件式となります。

$$\left\{ (\sin \alpha a) \xi + \alpha L (1 - \xi) \cos \alpha L \xi - (\alpha L)^2 (1 - \xi)^2 \frac{\sin \alpha L}{2} \xi \right\} (1 - \xi) + \left\{ 1 + \frac{(\alpha L)^2 (1 - \xi)^2}{6} \right\} (\sin \alpha L) \xi = 0$$

上式は固有値 αL に関する条件式で，荷重の作用位置に関するパラメータ $\xi=a/L$ を含んでおり，解析的に解くことはできないので，例えば bisection 法などを用いて条件式の値が 0 となる αL を try and error で求めることになります。 ξ を 0 から 1 まで変化させたときの αL は以下ようになります。

ξ	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
αL	∞	6.08	4.81	4.43	4.33	4.32	4.25	4.05	3.77	3.45	3.14

弾性座屈荷重は次式で与えられます。



$$P_{cr} = (\alpha L)^2 \frac{EI}{L^2}$$

- (4) 図に示すように部材の両端に剛性が小さい部分を継ぎ足した変断面圧縮部材の弾性座屈荷重を求めなさい。但し，各区間内では剛性は一定とします。

〔解答と解説〕

この問題に対しては伝達マトリックス法を適用することによって，座屈条件式を誘導する方法が効率的です。モデルの対称性を考慮して柱部材の左半分を考えます。 x 座標に関して， $0 \leq x \leq a$ の区間を領域 1， $a < x \leq L/2$ の区間を領域 2 とします。

格点 0 の状態量ベクトル $\mathbf{y}_0$ および格点 2 の状態量ベクトル $\mathbf{y}_2$ は $\{y_2 \ 0 \ M_2 \ 0\}$ 。

$$\mathbf{y}_0 = \{0 \ y'_0 \ 0 \ 0\}^T, \quad \mathbf{y}_2 = \{y_2 \ 0 \ M_2 \ 0\}^T \quad (1)$$

領域 1 および領域 2 の伝達マトリックスは

$$\mathbf{A}_i = \begin{bmatrix} 1 & \sin \alpha_i L_i / \alpha_i & -(1 - \cos \alpha_i L_i) / (EI_i \alpha_i^2) & -(\alpha_i L_i - \sin \alpha_i L_i) / (EI_i \alpha_i^3) \\ 0 & \cos \alpha_i L_i & -\sin \alpha_i L_i / (EI_i \alpha_i) & -(1 - \cos \alpha_i L_i) / (EI_i \alpha_i^2) \\ 0 & EI_i \alpha_i \sin \alpha_i L_i & \cos \alpha_i L_i & \sin \alpha_i L_i / \alpha_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここに， $i=1, 2$ 。

$$\mathbf{y}_2 = \mathbf{A}_2 \mathbf{y}_1 = \mathbf{A}_2 \mathbf{A}_1 \mathbf{y}_0 \quad (3)$$

式(3)に式(1)～式(2)の関係を代入すると座屈条件式

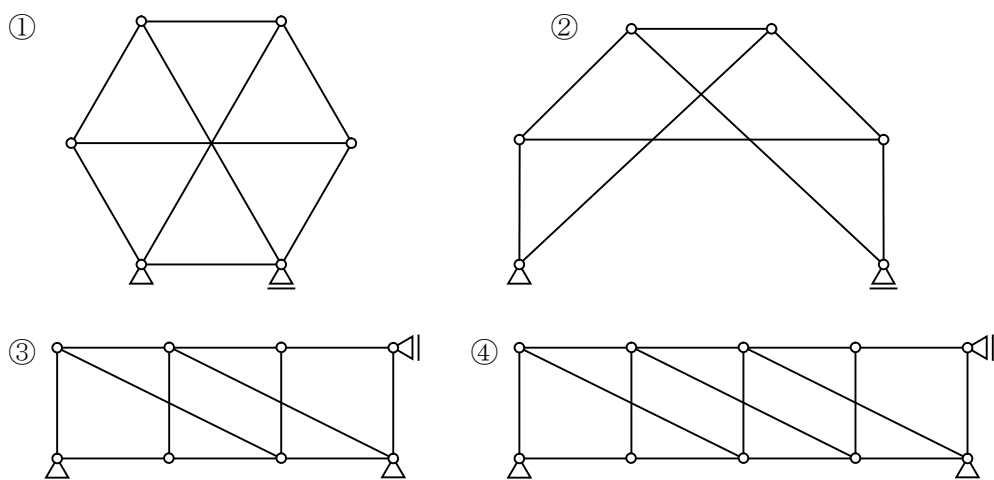
$$\tan \left(L_1 \sqrt{\frac{P}{EI_1}} \right) \tan \left(L_2 \sqrt{\frac{P}{EI_2}} \right) = \sqrt{\frac{I_1}{I_2}}$$

が与えられます。ここで，座屈パラメータを $\alpha L = L \sqrt{P/(EI_2)}$ ，構造パラメータとして $\eta = I_1/I_2$ ， $\xi = a/L$ と表して上式を変形すると

I_0/I_1	$1-2a/L \ (\alpha L)^2 = P_{cr}/(EI_1)L^2$			
	0.2	0.4	0.6	0.8
0.01	0.15	0.27	0.60	2.26
0.1	1.47	2.40	4.50	8.59
0.2	2.80	4.22	6.69	9.33
0.4	5.09	6.68	8.51	9.67
0.6	6.98	8.19	9.24	9.78
0.8	8.55	9.18	9.63	9.84

$$\tan(\alpha L \xi \sqrt{\eta}) \tan\left\{\alpha L \left(\frac{1}{2} - \xi\right)\right\} = \sqrt{\eta} \quad (4)$$

2つの構造パラメータ η および ξ を適宜組み合わせて，座屈条件式(4)より正の最小根 α を求めて一覧表を作成します． $\eta=1$ ， $\xi=0$ は等断面柱の基本座屈荷重に一致するから， $\alpha L=\pi$ となります．

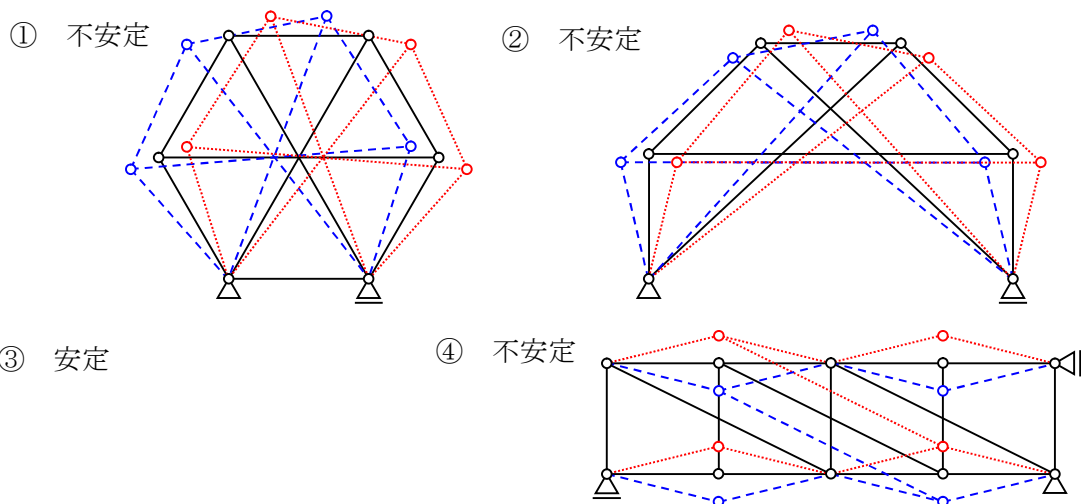


3. トラス

(5) 図に示す平面構造が安定構造であるか，不安定構造であるかを判定し，不安定と判定した場合はどのような変形機構が含まれているか示しなさい．

〔解答と解説〕

平面トラスの変位自由度は節点数 N の2倍，これに対して部材本数 M と支点において拘束されてい



る変位ベクトル数 R の合計を差し引いた数値 $(2N-M-R)$ が正であれば不安定, 0 であれば静定, 負であ

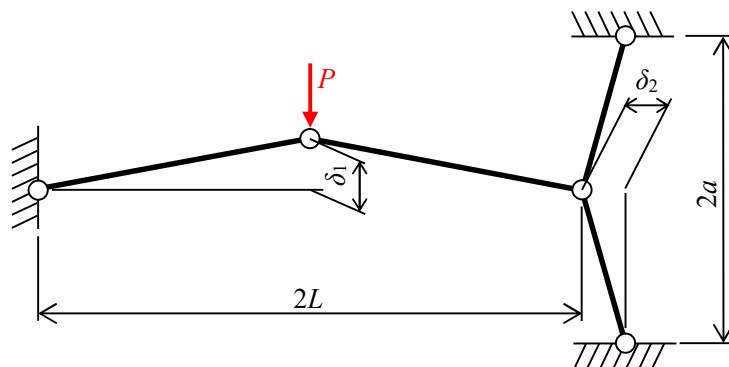


図-1

れば不静定であるための必要条件となりますが, 十分条件ではありません. 上図の4つのトラス構造は何れも判別式の値が0となり, 一見, 安定構造のように思えますが, ③以外は不安定構造です. 合成マトリックスの逆行列が求められない構造であることから判別することもできますが, 構造の中に内在する不安定な変形機構を見破る直観力を育むことが必要です.

(6) 図示の扁平な2-bar トラスにおいては multiple snap-through と称する不安定現象が生じます. 鉛直荷重と载荷点の鉛直変位の関係を模式的に描きなさい.

〔解答と解説〕

図-1 に示す浅い2bar truss の snap through 現象における荷重-変位関係(経路)は良く知られており, その経路を修正することにより, 課題の構造の経路を考えることにしましょう.

課題の構造は2つの snap through 構造を有しています. それらを大トラスおよび小トラスと名付けて, 現象を説明しましょう.

1) snap through 現象の区分

鉛直荷重が増加すると大トラスには必ず snap through が発生しますが, 小トラスに snap through が発生するには条件があり, 大トラスの snap through が先行して発生すると, 小トラスの snap through は発生しません. 従って snap through 現象の区分は小トラスにおける snap through 現象の有無によることになります.

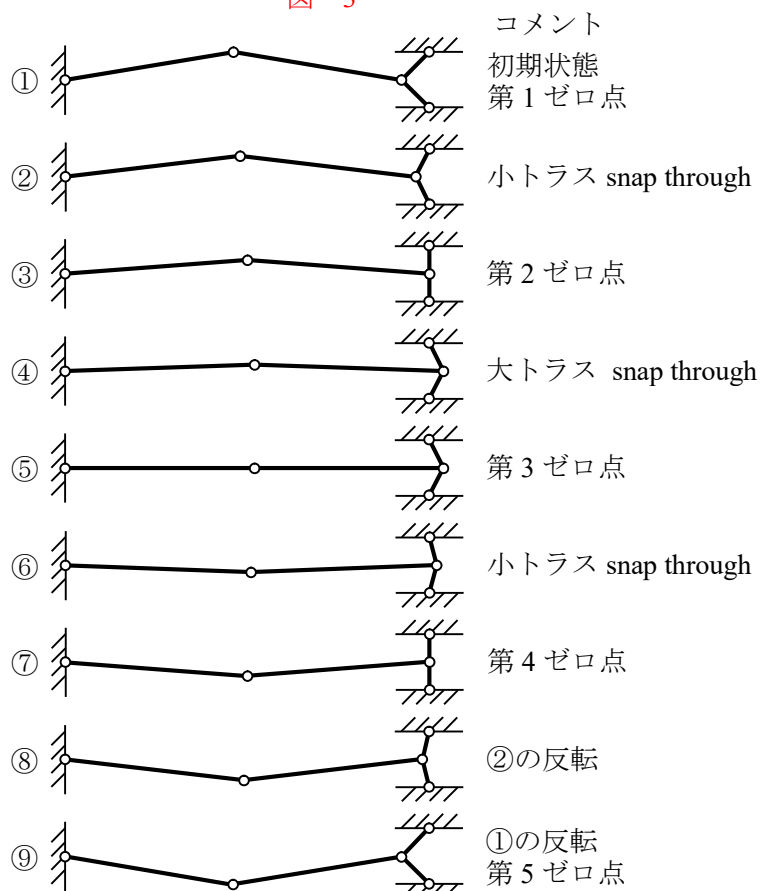
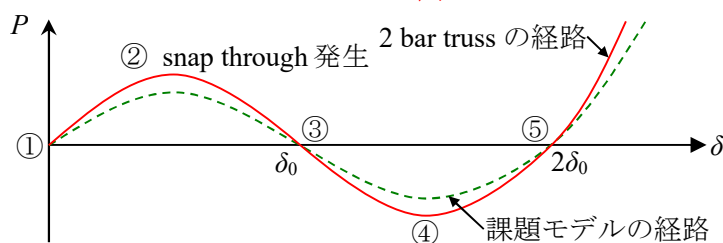
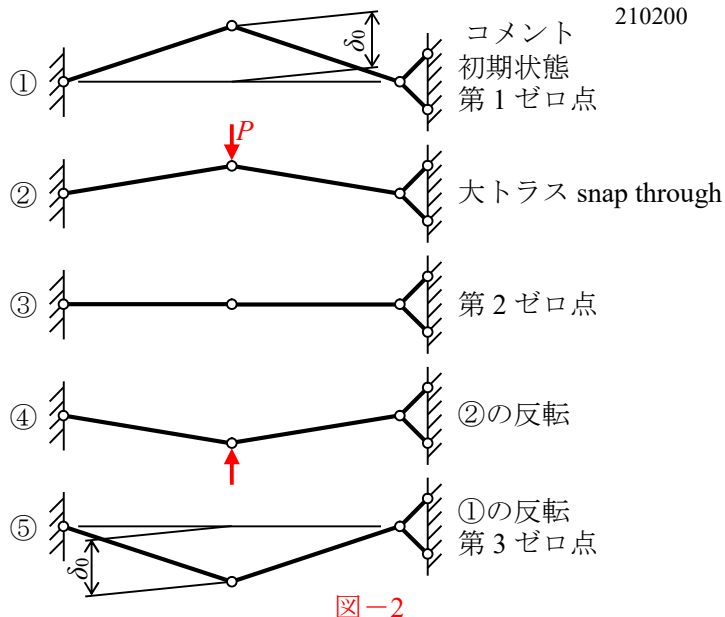
2) 小トラスの snap through が生じない場合

図-2 に示すように, この場合の snap through 現象の発生順序は5段階で説明できます. 荷重がゼロの点が3箇所存在します. それらは初期状態, 大トラスの2本の部材が直線状になった時, 初期状態が反転した時で, それらを第1ゼロ点, 第2ゼロ点および第3ゼロ点と名付けます.

大トラスの snap through 発生時の荷重に対しては小トラスの変形, すなわち剛性が直接影響します. 荷重 P と载荷点の鉛直変位 δ の関係を模式的に図-3 に示します.

3) 小トラスの snap through が先行する場合

図-4 に示すように小トラスの snap through が先行する場合の現象は9段階で説明できます. 荷重がゼロとなる点が5点存在します. 小トラスの snap through が発生した後, 大トラスの snap through が接近して発生する場合と, 明確に分離して発生する場合とで, ③から⑦に到る過程に少し差異があります. 図-4 は後者の場合について示しています. この9段階に対応した経路(荷重 P と変位 δ の関係)を図-5 に示します.



この構造モデルは幾何学的非線形問題を追跡するための計算過程をチェックするために用意したもので、荷重 P と載荷点の鉛直変位 δ の関係には荷重と変位が共に減少する snap-back は現われないので、

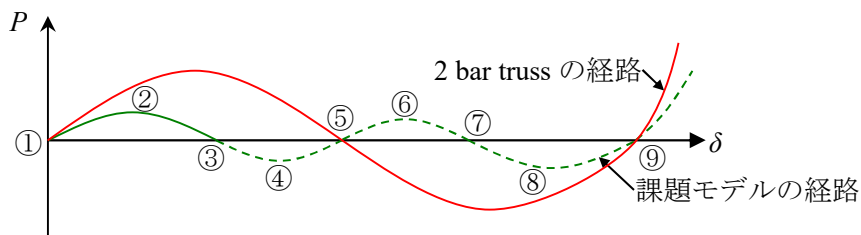


図-5

変位制御法で追跡することが可能です。悪戯に小トラスの頂点の水平変位を変位制御としてみると, snap-back 的現象が現われるので変位制御法では上手く行きません. その場合は path-length 法を適用することになります. 以上は代表的な経路を示しましたが, 大小トラスにおける snap-through の発生には微妙なバリエーションがありますので気お付けてください.

4. まとめ

初等構造力学を習ったばかりの学部学生にとって, 本稿の問題の正解に辿り着くには相当な努力が必要です. しかし構造系の研究室において研究に参画する段階においては, この程度の問題を計画的に処理する能力は身に付けておいて欲しいと考えます. そのような意味でこれらの問題は構造力学演習における研究問題と位置付けておりました.

研究ノート NN-09-04

照査のための構造力学・番外編 19／

鋼部材の基本強度の評価と限界状態設計

平成 21 年 2 月 17 日

西村宣男

概要：鋼構造物の設計規準を限界状態設計表記に変更する際に，鋼部材および鋼板要素の基本強度を適切に設定することが最も重要である．圧縮応力やせん断応力を受ける鋼部材あるいは板要素の極限強度は残留応力や初期たわみの影響を受けるため，基本強度の設定にはこれら初期不整の大きさと分布形状のデータが必要となる．本稿では，鋼部材および鋼板要素の基本強度の策定法および一般鋼構造への適用について私見を述べる．

1. 鋼部材の基本強度に関する研究の動向

鋼部材あるいは板要素の極限強度に対する初期不整の影響が認識されて，すでに 50 年以上，また信頼性理論をベースとした限界状態設計法の考え方が確立して 30 年が経とうとしている．鋼構造の設計法を系統化するためには，部材および板要素の基本強度を定め，これを基に一般的な構造物の強度を評価することになり，基本強度を合理的に設定することが重要となる．鋼部材および鋼板要素の極限強度を系統的に調査した我が国の研究について，振り返ってみる．

福本・伊藤^{1)・2)}は，鋼柱部材および鋼はり部材の耐力実験データを統計的に整理することによって，鋼部材の基本強度の整理を行った．実験データは当時までに欧州を中心として実施されていた諸外国のデータも含めて広汎に収集され，統計処理を行って鋼柱および鋼はり部材を対象とした独自の複数極限強度曲線（平均値強度および下限値強度を含む）を提示している．

小松・北田・奈良^{3)・4)・5)}は，鋼板要素の初期不整のうち初期たわみに関しては，多くの実構造の製作時の測定データの統計処理を基に，解析的に極限強度の確率的評価を行い，鋼板要素の極限強度を明らかにしている．もう一方の初期不整である残留応力に関する測定データは統計処理を行うほどのデータ数の収集は行われなかったもので，確定量として扱われている．

福本・西村等^{6)・7)・8)}は，座屈実験と解析の両面から支持される基本強度の統一化を目指して部材の断面区分（断面形状と製作工程に関わるグループ化）と耐力曲線の整理を行っている．解析においては 2 つの初期不整量である初期たわみと残留応力の実測データを統計的に扱い，モンテカルロシミュレーションにより 2 つの初期不整の大きさを乱数発生させ，その組み合わせに対する極限強度解析結果から極限強度の分布を求めて，平均値と下限値を特定する作業を各断面ごとに行うことにより，極限強度に近い断面のグループ化を

行っている．この研究⁹⁾では鋼部材および鋼板要素の基本強度の統一的表現に関する試案を示している．

このような鋼構造の基本強度に関する研究の成果を受けて，鋼構造設計規準に反映するための総合化の作業が 1980 年代の中頃より土木学会鋼構造委員会で継続的に行われた．最初の西野委員会⁹⁾では，鋼構造物の設計書式を許容応力度法から限界状態設計法に移行するための書式に関する検討が重点的に行われたため，極限強度条項には新しい成果を導入する試みは行われなかった．並行して福本委員会¹⁰⁾では鋼構造物の座屈関連条項の基礎となる内外の最新耐荷力情報の整理が行われた．さらに倉西委員会¹¹⁾では，新しい研究成果を考慮して鋼構造物の終局強度評価法の設計規準化に向けての試案が纏められた．ごく最近では長井委員会において鋼および合成構造を対象とした限界状態設計法の試案として標準平方書（土木学会）^{12),13)}が纏められ，計画編・設計編および耐震設計編が出版され，引き続いて製作・施工編と維持管理編の編集作業が続けられている．

2. 実験と解析の協働

(1) 基本強度の策定

前項で述べた鋼構造部材および鋼板の基本強度の研究の流れから分かるように，当初は信頼できる極限強度のデータは実験によってのみ提供されるという考え方から，やがて実験と解析の両面から支持される極限強度を考えるように変わってきた．それには以下のような理由がある．

- 1) 座屈実験には高度の技術を要し，特に荷重の載荷方法と試験体の支持方法が意図している構造の理想的条件を満たしているか吟味する必要がある．また実験は多くの場合縮尺模型を用いて行われるが，実構造と同等の初期不整が含まれる保証は無い．溶接構造の残留応力は溶接の脚長や入熱量に関係するが，縮尺模型の溶接脚長は実構造のそれに比べて一般に大きく，模型に含まれる残留応力は相対的に大き目になることが知られている．縮尺模型の極限強度のばらつきは実構造に比べて大き目に評価される可能性がある．
- 2) 1970 年代の後半から鋼構造物の極限強度解析ソフトの機能が進歩して，初期不整を考慮した極限強度の評価が可能になったこと，実構造の初期不整に関する実測データも収集されたことにより，極限強度の数値シミュレーション結果の信頼性が向上した．

(2) 数値シミュレーションの問題点

鋼構造物の極限強度解析に用いる数値シミュレーションの信頼性は向上したが，初期不整を含む構造モデルの極限強度解析については，以下のような課題が残されている．

- 1) 基本部材の極限強度解析において考慮する初期たわみの大きさと分布形状については，これまでに蓄積された研究データによりほぼ明らかにされているが，一般部材の初期た

わみの大きさと分布形状については与え方が特定されていない．特に初期たわみの分布形状については強度の平均値と下限値を評価する場合に統一的な与え方について合意を得る必要がある．

- 2) 残留応力の大きさと分布についても合意を得る必要がある．残留応力の大きさについては実験供試体ではなく，実構造における実態を考慮すべきである．鋼製ラーメン隅角部等，2 方向の残留応力分布が必要となる場合，1 方向残留応力の実測結果を重ね合わせるのではなく，降伏条件を満たす分布を採用しなければならない．
- 3) 有限要素法による解析ソフトを用いる場合，使用した要素の種類と分割に関する情報を開示しなければならない．

(3) 協働の具体的方法

上記のような課題を克服して，実験と解析両面の協働による鋼構造の極限強度評価については，以下に述べるような配慮が必要であると考ええる．

- 1) 基本部材および鋼板要素の極限強度については，実験データと数値シミュレーションの両面から支持される強度の平均値および下限値データをつき合わせて，整合性のある曲線を決定する．曲線の表現については部材の種類ごとにそれぞれ専門の研究者が提案している形ではなく，統一化を図ると良い．
- 2) 一般部材の強度や集成断面の局部座屈強度については，統計処理に値するような大量の実験データを収集することは困難であるから，数値シミュレーションによるパラメトリック解析によって強度の分布を調べることになる．実験データは適用する解析ソフトの妥当性を確認するために使用することになる．

3. 一般鋼構造物への拡張と安全係数について

(1) 基本強度の現状

現状では，鋼部材および鋼板要素の極限強度に関して，以下の項目については鋼構造の耐荷力分野の研究者からはほぼ合意が得られており，最近，土木学会から出版された鋼・合成構造標準示方書¹²⁾にも採用されている．

1) 鋼部材

鋼柱部材：3 グループの基本強度曲線．断面区分については少し調整が必要かもしれない．

鋼はり部材：圧延はりおよび溶接はりの横ねじれ座屈に関する基本強度曲線．

2) 鋼板要素

周辺支持板：圧縮，曲げおよびせん断に関する局部座屈強度曲線．

自由突出板：圧縮に関する局部座屈強度曲線．

(2) 安全係数について

限界状態設計法に採用される書式は次式で表されるような書式を適用することが合意されている¹⁴⁾。

$$\gamma_i \Sigma \gamma_a S(\gamma_f F_m) / R(f_k / \gamma_m) \gamma_b \leq 1.0$$

ここに， γ_i ：構造物係数， γ_a ：構造解析係数， γ_f ：荷重係数， γ_m ：材料係数， γ_b ：部材係数， F_m ：荷重効果， f_k ：降伏応力度。

この書式には 5 つの部分安全係数が考慮されている。この内，部材強度に関係する部材係数と材料係数については，耐荷力研究者によって各種部材や作用力に対して考慮すべき安全係数値がほぼ明らかにされている。構造解析係数および構造物係数はスペックライタが最終的に決定する値であり，全体の安全係数を調整する意味も有している。

最後に荷重係数であるが，自然現象である風荷重，地震荷重，温度荷重等に関する荷重係数は観測データに基づいて合理的に決定できるが，問題は活荷重に関する荷重係数である。法定重量をかなり超過した過積載車が横行することが，実測データから判明しているが，構造物の安全性を確保するために過大な荷重係数を考慮することは，社会基盤施設の建設費と維持管理費が膨大なものとなるため，行政は法定荷重に対して適正な荷重係数を定め，同時に過積載に対する取締りと罰則の強化を図るべきである。何時までも荷重係数が明確に定められないため，限界状態設計法の効果を評価するための試設計が空虚なものに留まり，この面での発展を阻害することになっている。

(3) 一般構造物への拡張

鋼部材および鋼板要素の基本強度に関しては，上述のように限界状態設計法のために必要な設計資料がほぼ収集されているが，一般鋼構造物への拡張に際しては，調査検討が必要な以下のような事項が残されている。

- 1) はり - 柱等組み合わせ断面力を受ける場合や境界条件が一般的な部材の極限強度は強度相関式および有効座屈長を用いて基本部材強度に関連付けられるが，相関強度式の表現方法および有効座屈長の評価方法についてコンセンサスが得られるように務める必要がある。引張りと曲げを受ける部材（tee-beam）の強度評価にも配慮する必要がある。
- 2) 骨組部材の有効座屈長を汎用的に決定する方法として，弾性座屈解析結果を用いて決定する方法は，今日の計算機環境から実務設計においても採用可能と考える。特に並列桁構造において部材座屈と全体座屈の連成問題では有効である。
- 3) 部材と構成板要素の局部座屈の連成座屈強度について Q - factor 法は有効な評価法として認知されているが，すべての構造に対する適用性が確認されている訳ではないので，更なる検討が必要である。

4. 若手研究者への期待

我が国において鋼構造物の設計法として限界状態設計法が注目されたのは 1980 年代の初

等であった。1980 年代の中頃には建設省においても許容応力度法による道路橋示方書を欧米と同じ限界状態設計法に移行させる準備が始まったが、それからほぼ 20 年を経た今日でも具体化は進んでいない。現在、日本道路協会においても、次回の道路橋示方書の改訂において限界状態設計法を取り入れるべく準備が進められていると聞くが、設計規準の書式変更は国家的プロジェクトであり、官民併せて協力が必要である。その意味で研究機関や企業の若手研究者・技術者の貢献に期待したい。

土木学会鋼構造委員会では新しく“部材耐力の部分係数および安全性評価に関する検討小委員会（村上茂之委員長）”を若手研究者・技術者を中心として編成し、活動が開始される。本稿の趣旨と重なるところが多いのでその成果に期待している。

その際、以下のような教訓を記憶しておいて頂きたい。

1) 温故知新

我が国における鋼構造の強度に関する研究の歴史は 50 年を越えており、膨大な量の実績が蓄積されている。既に現象が解明されていて、設計における取り扱い法がこの分野のコンセンサスを得ている問題については、既存の資料を尊重しながら、適用範囲の確認や拡張法について進展させることが肝要である。

2) レディーメイドよりオーダーメイドで

新しい力学問題に立ち向かうとき、現象の本質を反映できるソフトの開発を行うべきで、既存のソフトで対応できるように問題を矮小化してはならない。例えば、鋼構造の極限強度解析において残留応力を無視した解析が散見されるが、残留応力を考慮できるようにソフトの拡張を行い、解析を実行するように心掛けるべきである。汎用ソフトを利用する場合でも、ソフトの機能を十分に調査し、現象の本質を再現できるソフトを選択しなければならない。

3) 統一化 (unification) と調和 (harmony) の重視

個人個人の研究者の信頼できる研究成果を活用することは大切であるが、一つの設計規準の中でばらばらな表現の極限強度式を採用するべきではない。参照する研究成果を考慮しながら、統一性の取れた表現を採用するように心掛けることが重要である。例えば、部材の基本強度はペリー・ロバートソン型の表記に統一すると良い。参照する研究成果を反映した初期不整係数や限界細長比パラメータを調整すると良い。

参考文献

- 1) 福本ゆう士・伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼柱の基準強度に関する実証的研究，土木学会論文報告集，No.335，1983.
- 2) 福本ゆう士・伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼はり基準強度に関する実証的研究，土木学会論文報告集，No.341，1984.

- 3) 小松定夫編: 鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究, JSSC, Vol.16, No.170, 1980.
- 4) 小松定夫・北田俊行: 初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, No.270, 1978.
- 5) Komatau,S. and Nara,S. : Statistical study on steel plate members, Journal of Structural Engineering.ST109,No.4,1983.
- 6) 科学研究費補助金総合研究A“鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究(研究代表者福本ゆう士)” 研究成果報告書, 1990.
- 7) 西村宣男・青木徹彦・西井学・福本ゆう士: 鋼柱部材の基本強度の統一評価, 土木学会論文集, No.410, 1989.
- 8) 西村宣男・久保全弘・西井学・福本ゆう士: 鋼はり部材の横ねじれ座屈強度の統一評価, 土木学会論文集, No.416, 1990.
- 9) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物設計指針,
- 10) 土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン,
- 11) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物終局強度,
- 12) 土木学会鋼構造委員会: 鋼・合成構造標準示方書(構造計画・設計編),
- 13) 土木学会鋼構造委員会: 鋼・合成構造標準示方書(耐震設計編).
- 14) 土木学会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会: 鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通原則, 土木学会論文集, Vol.459/I-20, 1992.

研究ノート NN-09-03

照査のための構造力学・番外編 20／

構造力学教育論

平成 21 年 1 月 28 日

西村宣男

概要：今回は構造力学の教育論について意見を述べたいと思います．構造設計に強い技術者を育てるための教育組織のあり方から，社会基盤建設における体制と技術者倫理までを論ずる必要がありますが，本稿では教育論から脱線しないように致します．構造力学レベルの各段階において，学生や技術者の能力向上のために効果的と思われる指導方法に関わる教育論を中心に述べることにします．併せて構造力学能力の一つの評価指標としての構造力学段級位制の試案（私案？）を紹介します．

1. 構造力学の達成レベルに応じた教育法と重点課題

(1) 構造力学教育と達成レベル

最初に学生・技術者の構造力学能力を育むための教育における重点課題について，筆者の体験に基づく意見を述べます．土木分野の教育カリキュラムを検討する際に，学生の教育方針としてゼネラリストとスペシャリストの育成が両立する教科構成が議題になります．大学 4 年間の時間的制約から両者を両立することは困難で，その解決策として計画論やプロジェクト論を中心とするシステム系と建設技術を中心としたエンジニア系とにコース分けする大学もあります．教官数が多い大学であればそのようなコース別教育が可能です，1 学年が 40 名程度の大学では教官数が少なく豊富な教育メニューを実施することが困難であると思います．

ところで，全国の大学が一律に同じ内容の教育を行う必要があるでしょうか．各大学がそれぞれの特色を発揮できるような教育体制を採ることによって，活力が増すとともに，以下に述べるように構造設計に関する豊富な教育メニューを用意して，レベルの高い技術者を育てることも可能であると考えます．

学生および技術者の構造力学に関する達成レベルについては，初級、中級および上級の 3 段階に分けることにします．初級は大学学部や高専における初等構造力学・弾性論・マトリックス変位法など，土木の構造力学系カリキュラムを習得したレベル，中級は大学院で有限要素法・構造安定論・構造動力学等のアドバンストコースを習得し，設計実務における構造解析・構造設計に携わるための基礎的能力が備わったレベルを言います．上級は設計実務や研究における構造解析をかなり体験し，独立した技術者・研究者として認められるようになったレベルを言います．

(2) 初級レベル

1) 基礎教育（理科）との繋がり

初等構造力学に現われる力学原理は力の釣り合いとフックの法則だけですから，これらは小中学校の理科の時間に習う概念であり，高等教育機関に入学して，最初に構造力学を学習する際に，原理が分からない筈は無いのです．小学校の 3 年生か 4 年生で習うてこの原理をひっくり返すと集中荷重を受ける単純ばりになりますが，小学校の理科では内力（断面力）の概念は説明されていませんので，断面力の概念とその意義については丁寧に講義する必要があります．初等構造力学の導入部は高校までの理科の延長として説明し，表現方法などの相違点について重点的に教えると良いでしょう．

2) 基本単元の理解を深める

断面力までは理解できても，応力とひずみになると落伍者が出始めます．高校までに習うフックの法則は力と伸びの関係が材料と構造体に関係するバネ定数で結び付けられると表現されていますが，構造力学では一般に応力とひずみの関係がヤング係数で結び付けられると変わります．これらは全く等価な現象を記述しているに過ぎないこと，一般的な構造物内の力と変形は応力とひずみの関係を記述すると上手く表現できることなど，徐々に力学的記述に馴染ませることが大切です．

モールの応力円を含む平面応力問題も落伍者を生む可能性がある単元です．うっかりすると卒業研究の中で，2 次元の応力場であるにも拘らず，単軸ひずみゲージで測定し，弾性係数を乗じて応力に換算する失態を侵しかねません．この辺りになると構造力学を習得することの目的意識を持たせることも必要となります．併せて構造物を対象とした力学現象を説明するための方法論について包括的に説明し，この時点で講義している初等構造力学の位置付けを紹介すると良いでしょう．初等構造力学の冒頭で構造力学の全貌を説明するのではなく，ある程度の専門的知識が育ってくる段階において説明すると，理解の上で効果的でしょう．

静定ばりの断面力計算，断面力図の作成は比較的スムーズに進む単元ですが，構造力学のプロは計算しなくても断面力の大きさやその分布を想定できるものです．その域に達するには数多くの例題をこなす必要があります．静定ばりの変位計算は①微分方程式を境界値問題として解く，②モールの弾性荷重法，③仮想仕事の原理に属する単位荷重法と 3 通りの方法が講義されますが，圧倒的に③の単位荷重法が簡単であることを強調するべきです．しかし他の方法を教えずとも良い訳ではなく，荷重状態によっては他の方法が有効である場合があることも説明する必要があります．

3) 初等構造力学における盲点

初等構造力学の単元で受講生の理解度が不十分になりがちな項目を以下に示します．

- ① 2 次元の応力 - ひずみ関係
- ② 非対称断面の断面諸量
- ③ 非対称断面の曲げ応力
- ④ 温度応力

これらの項目に関する理解が不十分な場合，技術者として実務に携わるときに失態を演ずる虞があることを強調すると良いでしょう。

4) 不静定構造

計算機環境が整備された今日では，不静定構造の解析のための古典的解法にあまり拘る必要はありませんが，3 連モーメント公式，たわみ角法による低次の不静定構造の解析は経験させる必要があります。解法の理解が主目的ではなく，不静定構造の力学特性を理解させることに重点を置きます。

エネルギー諸定理の中では仮想仕事の原理を詳しく解説します。構造物の変位計算，それを利用した不静定構造の解析に活用できるだけでなく，中級レベルで講義される有限要素法の定式化における基礎となるからです。

現在の計算機環境と実務における構造設計を考えると，学部レベルにおけるマトリックス変位法の講義は必修であると考えます。変位法の原理はエネルギー諸定理とともに有限要素法に繋がって行きますが，計算機を使用した実習の体験が必要です。この項は後述する“2. 効果的な演習方法”の中で詳述します。

5) 連続体力学

連続体力学の内容は，弾性基礎論（応力とひずみ，材料の構成則），平面弾性問題，平板理論を中心とし，初等構造力学と有限要素法で代表される離散的構造解析法を結びつける重要な科目です。電子計算機を利用した構造解析技術が普及した今日では，連続体力学そのものは実務に直接的に活用されることは少なくなってきたけれど，力学的知識を深める効果があります。

6) 構造動力学

近年は構造物の耐震設計においても動的応答解析が必修となっていますし，構造物の各種性能評価に動的現象としての評価を必要とする項目が増えていますから，構造設計技術者は基礎能力として構造動力学の履修が求められています。古典的な振動方程式により振動現象の基本を丁寧に講義すると共に，離散系手法（マトリックス変位法）による多自由度系の振動解析法および不規則振動現象の評価方法などを解説する必要があります。

(3) 中級レベル

中級レベル以上になると教官からの一方的な知識の伝達だけではなく，受講者の自発性を重んじて，将来の技術者・研究者としての発展に対して必要な科目とその内容をガイドランスすることに重点を置く方が良いでしょう。

1) 離散系構造解析法

離散系構造解析法を代表する有限要素法について，定式化の方法，要素の種類，数値計算過程，前処理と後処理，データ構造，計算機環境などの基本を講義します。

要素の種類については一定ひずみ要素や線形要素で留まることが多いようですが，できれば 2 次要素やアイソパラメトリック要素までを紹介し，実務においても活用する能力を

養成することをお勧めします。なお実務では技術者が自らプログラムを作成することは稀で，汎用ソフトを有効に利用する際に高次要素などの知識を有していることで，チャレンジする範囲が拡大すると思います。

橋梁会社の技術者や計算会社の SE の方と一緒に，実橋の建設に関係した技術開発のアドバイスをした経験から言いますと，計算会社の SE の方でも有限要素法の内容には余り詳しくなく，筆者の質問に対する的確な回答が少なかったように思います。土木の分野で用いられている有限要素解析のレベルが低いため，優秀な SE に対応させていないのかもしれませんが，最低限，使用した要素の特性が想像できるように，有限要素解析結果を提示する際には，使用した要素の種類を明記するような習慣を，土木分野で取り入れたいと考えています。

2) 薄肉構造理論

アドバンストコースの薄肉構造理論には，開断面部材のそりねじり理論，閉断面部材の断面変形理論，シェル理論などが含まれますが，以下のような内容も理解させたいと考えます。

- ① 一般的な構造部材に対するねじり理論の分類と実務設計における理論の適用に関する基本知識。
- ② 多室断面のせん断流の計算方法。
- ③ 薄肉断面部材におけるせん断遅れ
- ④ 薄肉部材に作用する集中力（支点反力，ケーブル力など）の分散過程。

3) 構造安定論

構造安定論では鋼構造物における座屈・耐荷力問題の最新情報とそれを反映した設計規準における強度関連条項の現状を紹介します。以下のような内容について理解させたいと考えます。

- ① 部材基本強度の統計的評価
- ② 板要素の局部座屈強度の統計的評価
- ③ 連成座屈強度の評価方法
- ④ 骨組構造の極限強度評価法と設計
- ⑤ シェル構造の極限強度

4) 拡張骨組理論

“照査のための構造力学”の前半では，構造物の各種の力学現象の理解，離散系構造解析結果の照査に役立てるための拡張骨組理論を整理いたしました。静的釣り合い問題，振動問題，耐荷力問題と扱う範囲が広がりますが，構造動力学，薄肉構造理論，構造安定論を系統的に整理することによって，各種の力学現象と構造特性を包括的に理解する際に効果を上げることができると考えています。

(4) 上級レベル

達成レベルの説明で定義したように，上級レベルは設計実務や構造研究を自発的に遂行できる技術者レベルですから，このようなレベルの技術者に対する教育はアドバイザー的に，問題点に突き当たった時の助言であるとか，成果に対する評価が中心となります．後進に対する指導技術を育てることも重要で，学部および大学院の学生を加えたゼミナールのコーディネーターを任せることも絶好の機会となります．

筆者が現役の間は，このレベルの方は社会人ドクター以外に，通常はそれぞれの職場において業務を担当しながら，週末に研究室においてゼミナールに参加し，新しい技術開発も含めたスキルアップを図ることを実行しました．以下に幾つかの例を紹介します．

- ① 鋼アーチ橋の変位を考慮した応力が許容応力以下になるように設計する現行の設計法の結果と，その断面のアーチ橋の極限強度に対して保有している安全性を照査して，現行設計法の妥当性を確認する研究が行われた．アーチ構造は実構造を反映して作用応力に対応した変断面構造を考慮したところに特長があります．この研究に対しては残留応力を考慮した骨組構造の極限強度解析法の習得をサポート致しました．
- ② 高力ボルト摩擦接合継手の限界状態に関係する構造パラメータを明らかにすると共に，限界状態の区分を行い，構造パラメータを考慮した設計公式を纏める実験的および理論的研究が行われました．この研究に対しては継手の塑性化を含むすべり現象の数値シミュレーションのためのソフト開発をサポート致しました．
- ③ 鋼桁のフランジに板厚が連続的に変化するテーパプレートを採用した場合の桁の極限強度を評価し設計法の合理化を図る研究が行われました．この研究に対しては圧縮を受ける変厚フランジや補剛板の極限強度を評価するためのアイソパラメトリック有限要素を用いたソフト開発の支援を行いました．
- ④ 送電線鉄塔に用いられる電縫鋼管の腐食による強度劣化を評価するためのシステム開発に関する研究が行われました．電縫鋼管は土木分野では構造部材として活用されることは殆ど有りませんので，製造過程まで遡り，製造段階で受ける冷間塑性履歴を追跡して，製品の材料特性を明らかにすること，腐食による圧縮強度の低下を評価するためのソフト開発を支援致しました．
- ⑤ 波型鋼板ウェブ PC 桁の変形および応力を評価するための拡張骨組理論の開発に関する研究が行われました．理論の構成，実構造に応用するためのマトリックス変位法の開発を支援致しました．

以上のように社会人としての日常業務を続けながら，週末のスクーリングにより構造解析能力の向上が図れる技術者は恵まれています，多くの技術者がこのような機会に恵まれる訳では有りません．しかし設計技術者として上級レベルを維持するには絶えず新しい技術を習得するための生涯教育を欠かすことができません．各教育機関や関連学協会是我が国の構造設計・製作技術レベルを高水準に維持するために適切な企画を提供する必要があります．

2. 効果的な演習方法

(1) 少人数教育の勧め

講義と異なり演習は少人数で行うと教育効果を上げることができます。1 クラス 40 名～50 名であれば，演習は 3 分割（教授・准教授・助教）して実施することが可能ですが，80 名～120 名の大クラスでは少人数教育は困難であるかもしれません。そのような場合は構造系の教官を総動員するか，大学院生をチューターとして活用するなどの工夫を考えると良いでしょう。年齢差が少ない大学院生のチューターに対して，学部学生は聞き易さを感じるので，上手く機能する可能性があります。ただし，チューター用のマニュアルを用意する必要があります。チューターの学生に対する支援は大学間格差があるかもしれませんが，大学の運営交付金に含まれている筈です。

(2) 個別の課題

大勢の学生に対して同一問題のレポートを課す演習方式は，担当教官は負担が少ないけれど，教育効果の面では感心できません。残念ながらオリジナルのレポートは少なく，大半はコピーになります。この方式を取る場合は教官室の前に置いたレポート回収箱に入れさせるのではなく，例え 20 秒でも 30 秒でも担当教官が完成度を見て，簡単な且つ核心を衝く質問をして，理解が一定水準に達していなければ突き返すようにしないと教育効果を上げることはできないと思います。

筆者が演習を担当していたときは，40 名のクラスでしたが，1 セメスターで 120 題程度の問題を用意して，一人ひとりに個別の課題を割り当て，レポートの完成を確認した後，全員の前で発表させました。

(3) 数多くの問題を課す

筆者の学生時代(1961～1965)，演習は構造力学のみで，3 年次の前期は構造力学の勉強だけに集中しました。演習の担当教官（建築の教官でした）の顔を見たことは無く，1 セメスターに 3 回ほど，教室の黒板に問題と学生一人ひとりに割り当てた構造諸元が張り出され，期限までにレポートを事務室に提出する方式でした。課題は例えば 3 層 3 スパンの平面ラーメンの断面力図を描く問題などで，15 元の連立方程式を手計算で解かなければなりませんでした。構造力学の講義は建築の構造解析の大御所であった鷺尾健三教授に習いました。多元連立方程式を手計算で解くための鷺尾式消去法を教わりました。計算の途中で誤りがあったとしても，最終結果は正解に到る漸化法でした。15 元連立方程式の計算には数日掛かりましたが，それでも時間を持て余し，市販の構造力学演習問題集を数冊購入して，片っ端から解きました。半年もすると初等構造力学に関する目新しい問題が無くなり，夏休みには横道秀雄先生のコンクリート工学や岡田清先生のプレストレストコンクリート工学の本を

読破しました。

現在の土木系の学生には，構造力学演習のほか，水理学演習，地盤工学演習，計画学演習，数値計算演習などが課せられ，構造力学だけに集中した勉強を強いる訳には行きませんが，それでも可能な限りバラエティーに富んだ演習問題を体験させるべきであると思います。現在は，筆者が体験したような複雑な構造物を手計算で解くような課題は不要です。

(4) 計算機と連動した構造力学演習

今日では学生個人が所有している計算機環境を活用した効率のよい力学演習の方法を若い先生方に考えて頂きたいと考えます。計算機を活用した構造力学演習には2つの内容があります。一つは計算機との対話型（Q&A）方式で力学の基本知識を育むプログラムソフトの開発で，受講者の興味を誘うような動画を用いると教育効果が上がるでしょう。以下の項目について反復トレーニングできるようなソフトの開発を望みます。

- ① 力の釣り合いを直観的に把握する能力。
- ② はりの断面力図を直観的に描く能力。
- ③ はりの影響線を把握する能力
- ④ 平面骨組構造の断面力図を把握する能力
- ⑤ はりおよび平面骨組構造の変形を把握する能力

今一つは，離散系構造解析法の活用を汎用ソフトにより体験させることが必要です。この單元では，以下の項目を考慮すると良いでしょう。

- ① 構造解析のみが目的ではなく，構造解析は設計のためのツールであることが体験できるような課題の出し方に留意する。
- ② 適切な要素ライブラリーの選択を体験できる問題を含める。
- ③ 要素分割と精度に関する評価が理解できる問題を含める。
- ④ 構造解析の前処理および後処理の方法に関する知識を含める。
- ⑤ 構造データの効率的構成（data structure）および記憶方法に関する知識を含める。

3. 構造力学段級位制

構造力学能力の達成度に応じて段位・級位を認定することを，筆者の最終講義で提案致しました。構造設計に必要な解析技術と構造特性の把握を中心とした技術者能力を評価するものです。表-1に各段級位における能力の内容と大阪大学の土木系における講義科目の一覧を示します。前述の構造力学レベルと関連付けると，初級は高等教育機関において教授される構造力学・構造解析学・応用弾性学（6級～10級）を，中級は大学院レベルの構造工学（1級～5級）を専攻し，研究に活用されるレベルの構造解析技法を習得できた段階が該当します。上級は実務における構造設計の中で，各種の力学現象について，適正な数値計算を行える経験者が該当します。さらに，特別上級は先駆的な手法を駆使して未知の

現象の解明に当たるなど，構造解析の達人と賞賛される能力を獲得した方が該当します．

上級は有段者となりますが，三段から六段までの各現象にはレベルの差は無いので，段位は経験した現象の数と考えてください．なおこれらの現象を効率的に且つ正確に解析するためには，アダプティブ有限要素法の知識（七段）が必要となる場合が多いと考えられます．土木分野でもアダプティブ有限要素法を適用する必要があると思われる力学課題があると思いますが，今のところこれを活用した研究や業務は行われていないようです．

ここで述べた段級位制は仮定の資格で，オフィシャルに認定する制度にはなっていませんが，構造力学能力の向上を目指す方にとっては，達成度の一つの目安になるのではないかと考えています．

表一 1 構造力学位級位制

段級位	主な内容	大阪大学における講義科目
七段	アダプティブ有限要素法	
六段	空力弾性問題の数値解析	
五段	衝突・衝撃現象の数値解析	
四段	亀裂伝播解析	
三段	構造・流体連成解析	
二段	境界要素法	
初段	塑性論・非線形計算法	
1 級	有限要素法（高次要素）	連続体解析特論
2 級	有限要素法（線形要素）	連続体解析特論
3 級	拡張骨組理論	構造解析特論
4 級	構造安定論	構造安定特論
5 級	薄肉構造理論	構造解析特論
6 級	構造動力学	土木動力学
7 級	マトリックス変位法	マトリックス構造解析
8 級	連続体の力学（弾性論）	連続体力学
9 級	初等構造力学（不静定構造編）	構造力学Ⅱ
10 級	初等構造力学（静定構造編）	構造力学Ⅰ

4. あとがき

以上，構造力学教育論と題して構造力学に強い設計技術者を育てるための教育方法について私見を述べました．ここで述べたメニューを学部 4 年間（実質は 2 年次から 3 年次にかけての 2 年間）と大学院前期課程を含めた 6 年間（実質 4 年間）において，構造以外

の学科目を含めて履修させることは困難な状況になっています。公共施設の計画と建設が大半を占める土木分野において、これらのプロジェクトの推進の中心は、現状では発注者である官庁の技術者が担うことになり、大学の土木系の学生たちの目指す将来像が公務員試験に合格して中央官庁に入ることであるのは致し方ないところです。そのためには土木分野の科目を広く履修し、土木計画学やプロジェクト論に比重を置くようなカリキュラム編成が求められます。

社会基盤施設の計画を土木技術者の専権事項と考えるのは、開発途上国であった聊か古い時代の慣習であろうと思います。建設技術に関しては土木技術者が中心的役割を担わざるを得ませんので、土木技術の中心を行政が担う必然性はないのです。国の主導で世界をリードする技術開発を成し遂げた分野は見当たりません。鉄鋼業、自動車、電化製品の何れをとっても民間の努力が結実したもので、行政は経済摩擦や特許等に関する国際紛争への対応により、民間の活力を支援する立場にあります。土木分野では対象が公共構造である特殊性はありますが、我が国の土木事業のあり方についての改革が必要であると考え、此の頃です。

研究ノート NN-08-42

照査のための構造力学・番外編 2119/

鋼桁の耐荷力評価に関する研究課題

平成 20 年 12 月 10 日

西村宣男・玉田和也

概要：鋼桁（プレートガーダ）の耐荷力に関する研究は 60 年を超える歴史があるが，今世紀においてもなお新しい課題が持ち上がり，合理的な設計法を確立するために継続的な研究が必要とされている．本稿においては鋼桁の耐荷力に関する現在の研究課題について紹介し，その取り組み状況を述べる．

1. 鋼桁の耐荷力に関する新しい課題

鋼桁橋（プレートガーダ橋）は最も多用されている橋梁形式であり，その耐荷力に関する研究も 60 年にわたる歴史を有している．1950 年代の Liegh 大学における一連の耐荷力実験とそれをベースとした耐荷力理論^{1), 2)}に始まり，欧米を中心とした研究競争^{3), 4)}は 1970 年代まで続いた．我が国では 1960 年頃より鋼桁の耐荷力実験⁵⁾が行われるようになり，1972 年の道路橋示方書改訂⁶⁾において関西道路研究会の実験データ⁷⁾に基づく我が国独自の設計法を採用するに到り，30 年以上経過した現在でも，鋼桁に関する条項は 1972 年版が踏襲されている．

1980 年代より欧米では，鋼橋の設計に限界状態設計法を採用するようになり，作用応力が許容応力度を越えないことの照査より，極限強度に対して一定の安全性を確保する設計法が取り入れられた．さらに 1990 年代の後半になり，我が国においても，あらゆる構造物の設計概念として性能照査型設計法が注目されるようになり，鋼橋に関しても要求性能の明確化と，各種性能の評価方法の見直しが求められるようになった．我が国の鋼桁設計法は示方書に定められた構造項目を満たすように設計すれば，所定の耐荷力（降伏強度）が満たされると考える項目規定型設計法であるが，これは性能設計法に馴染まないのも，直接耐荷力を評価して要求性能を満たすことを照査する方法に切り替えることが望まれている．

同時に，1990 年頃より開発導入された合理化桁構造に対しても適用可能な包括的設計法を取り纏めることが求められており，そのような観点も含めて，今後，以下のような項目に関する調査研究資料を蓄積して，性能照査型設計法への移行に利用される設計法への集約が求められている．

- 1) 今後確実に導入される性能照査型設計法に対応できるように，鋼桁の限界強度を直接に評価できるような設計式を，できる限り適用範囲の一般性を確保して，提案することが重要である^{8), 9)}．
- 2) 新形式構造や新素材が実用化された場合でも対応できるような柔軟な設計方法を採用

すると同時に，認証システムの合理化を備える必要がある．新形式構造としては，少数主桁構造，ハイブリッド桁¹⁰⁾，極厚フランジ桁¹¹⁾，鋼逆 π 型断面合成桁¹²⁾、¹³⁾等が含まれる．

- 3) 将来の桁橋に関する展開は，我が国において補修の困難さから一時期忌避されてきた合成桁の復活が予想されることから，鋼桁のみの強度評価に限定せず，非合成桁から合成桁までの極限強度を統一的に評価できる設計体系の確立が望まれる．

以下においてはこれらの項目ごとに，鋼桁の耐荷力評価に関する具体的な検討課題と試みについて述べる．

2. 性能設計法に向けての対応

この課題に関する上述の要件に対応して，直接的に強度を評価する設計公式を取り纏めるために，実験あるいは解析によって実証された強度評価式を選択する必要がある．現行の道路橋示方書の鋼桁（プレートガーダ）の条項が定められた時代と違い，数値シミュレーション技術が格段に進歩した現在においては，解析による強度評価の信頼性が向上しているが，製作サイドの実態を反映した適切な初期不整量（初期たわみと残留応力）の考慮について，関係者の合意が得られるような協議の場も必要である．

性能照査型設計法における鋼桁の性能評価式が具備すべき要件としては，以下の項目が挙げられる．

- 1) 鋼桁を対象として，主として曲げモーメントとせん断力を受ける場合について，断面の降伏，板要素の局部座屈，圧縮フランジの横座屈を含めた限界強度を直接評価できる限界荷重の算定式を取り纏める．曲げモーメント，せん断力に軸力（引っ張りおよび圧縮）が共存する場合についても，相関強度式による照査ができるように適用範囲を拡大する．このことによって，例えば π 形ラーメン橋の脚部材や軸力が作用するはり部材への適用が可能となる．
- 2) 施工時および完成時における構造系の強度に関する性能評価への適用が可能となるように，支持条件の多様性を考慮して適用範囲を拡張する．使用性や耐久性に関する性能設計についても配慮した設計法を考える．
- 3) 適用対象構造の幅を広げるため，照査式の柔軟性に配慮する．非合成桁と合成桁，I 桁，箱桁および逆 π 断面桁に共通した書式とする．また極厚フランジやハイブリッド断面についても適用範囲に含める．

最終的には上記の各項を含めた設計法を念頭においているが，第 1 段階として I 断面桁および逆 π 断面桁の非合成の場合を対象とした強度性能の評価式について紹介する．

2. 1 I 形断面桁の曲げ耐荷力式

ここに示す I 形断面桁の曲げ耐荷力式は, 上下非対称断面を有する I 形断面桁を対象としており, 水平補剛材が無い場合と一段有する場合に分けて曲げ耐荷力式を提案する. 対象とする断面の寸法記号を図 2.1 に示す.

1) 曲げ応力分布のモデル化

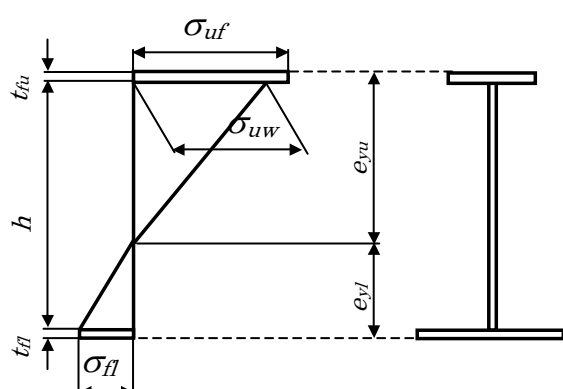
圧縮フランジや腹板に降伏や局部座屈が発生する前の曲げ応力分布は, 初等力学に従うものとして断面の中立軸の位置を求める. 圧縮フランジおよび腹板に局部座屈を生ずると中立軸位置は腹板に沿って下方に移動するが, ここでは近似的に弾性範囲における中立軸位置が保持されるものと仮定する. 曲げ応力分布は弾性分布から水平補剛材なしの場合は図-2.2 に, 水平補剛材 1 段の場合は図-2.3 に示す終局時の応力分布に移行すると仮定して曲げ強度を算出する.

図-2.2 および図-2.3 に示す圧縮フランジの限界応力度¹⁴⁾ σ_{uf} と腹板の限界応力度¹⁴⁾ σ_{uw} は, 初期不整の平均値相当に対して次のように計算する.

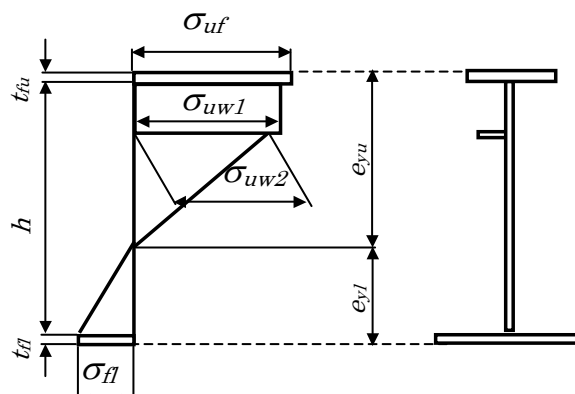
①圧縮フランジの限界応力度 σ_{uf} : 平均値相当

$$\frac{\sigma_{uf}}{\sigma_{yuf}} = \begin{cases} 1.0 \dots \dots \dots \bar{\lambda}_{pf} \leq 0.7 \\ \left(\frac{0.7}{\bar{\lambda}_{pf}} \right)^{0.64} \dots \dots \dots \bar{\lambda}_{pf} > 0.7 \end{cases} \quad (2.1)$$

ここに, 圧縮フランジの幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{pf}$ は次式のとおり.



(水平補剛材 0 段)
図 - 2.2 終局曲げ応力分布



(水平補剛材 1 段)
図 - 2.3 終局曲げ応力分布

$$\bar{\lambda}_{pf} = \frac{b_{fu}}{t_{fu}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_{yfu}}{k_c \pi^2 E}}$$

σ_{yfu} ：上フランジの降伏応力度

k_c ：1辺自由・3辺単純支持板の軸方向圧縮に対する座屈係数=0.425

ただし，桁の横ねじれ座屈が先行する場合は，その限界強度を使う必要がある．

②腹板の限界応力度 σ_{uw} （水平補剛材 0 段）：平均値相当

$$\frac{\sigma_{uw}}{C_{rw}\sigma_{yw}} = \begin{cases} 1.0 \cdots \cdots \bar{\lambda}_{pw} \leq 1.0 \\ \left(\frac{1.0}{\bar{\lambda}_{pw}}\right)^{0.72} \cdots \cdots \bar{\lambda}_{pw} > 1.0 \end{cases} \quad (2.2)$$

ここに，腹板の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{pw}$ は次式のとおり．

$$\bar{\lambda}_{pw} = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_{yw}}{k_b \pi^2 E}}$$

σ_{yw} ：腹板の降伏応力度

k_b ：4辺単純支持板の曲げ座屈係数（DIN4114 による．）

C_{rw} ：上フランジと腹板の耐荷力ピークの発現時期にかかわる補正係数

③腹板の限界応力度 σ_{uw1} ， σ_{uw2} （水平補剛材 1 段）：平均値相当

水平補剛材を 1 段有する腹板の限界応力度は単一パネルごとの腹板の幅厚比パラメータから限界応力度を式(2.2)により算出する．座屈係数も弾性領域における応力分布に基づいて求める．

④上フランジと腹板の耐荷力ピークの発現時期にかかわる補正係数 C_{rw}

図-2.4 に示すとおりフランジと腹板の耐荷力のピークが同時に発生しないことを調整するために，次式に示す C_{rw} を用いて腹板の限界応力度の補正を行うこととした．水平補剛材を有する場合についても単一パネルごとに補正係数を計算し，限界応力度の補正を行うものとする．なお，式(2.4)は経験的に求めたものであり，図-2.5 に示す分布形状を有する係数である．

$$C_{rw} = \begin{cases} 1.0 \cdots \cdots (1.0 \leq \sqrt{\frac{1}{\bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw}}}) \\ \sqrt{\frac{1}{\bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw}}} \cdots (1.0 > \sqrt{\frac{1}{\bar{\lambda}_{pf} \bar{\lambda}_{pw}}}) \end{cases} \quad (2.3)$$

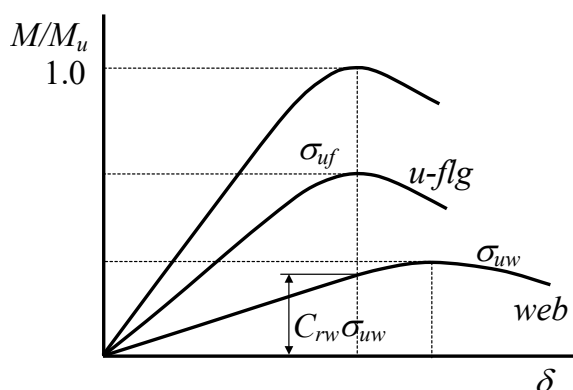
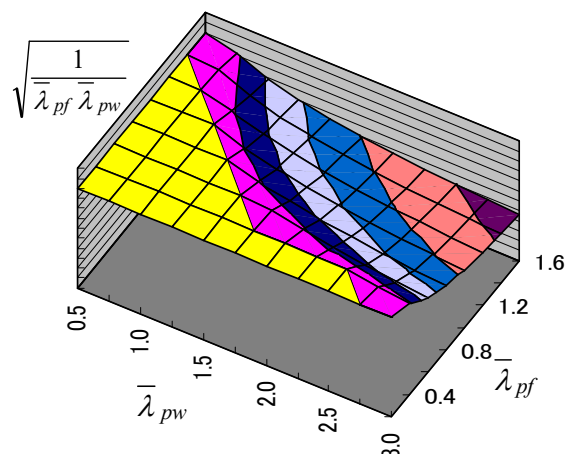


図 - 2.4 フランジ・腹板耐荷力関係図

図 - 2.5 補正係数 C_{rw} 分布形状図

2) 曲げ耐荷力算定式

図-2.2, 図-2.3 の終局曲げ応力分布を基に, I 形断面の曲げ耐荷力 M_u は, 下記に示す形で表すものとする.

I 形断面水平補剛材 0 段 (一軸対象) の曲げ強度算定式

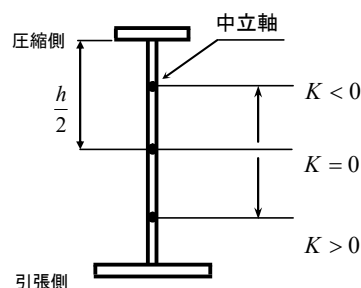
$$M_u = \sigma_{uf} A_{fu} h + \frac{1}{6} C_{rw} \sigma_{uw} A_w h (1 + K)$$

$$\text{ただし, } K = \frac{A_f - A_{fu}}{\sum A}$$

$K = 0$: 上下対称断面 ($e_{yu} = e_{yl}$)

$K < 0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} < e_{yl}$)

$K > 0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} > e_{yl}$)



I 形断面水平補剛材 1 段 (一軸対象) の曲げ強度算定式

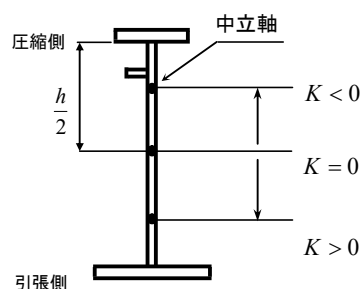
$$M_u = \sigma_{uf} A_{fu} h + C_{rw1} \sigma_{uw1} A_w \beta h \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) + \frac{1}{6} C_{rw2} \sigma_{uw2} A_w (1 - \beta) h (1 - 2\beta + K)$$

$$\text{ただし, } K = \frac{A_f - A_{fu}}{\sum A}$$

$K = 0$: 上下対称断面 ($e_{yu} = e_{yl}$)

$K < 0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} < e_{yl}$)

$K > 0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} > e_{yl}$)



ただし， $\sum A = A_{fu} + A_w + A_{fl}$

A_{fu} : 上フランジ断面積

A_w : 腹板断面積

A_{fl} : 下フランジ断面積

h : 腹板の鉛直高

e_{yu} : 中立軸から上フランジ上縁までの距離

e_{yl} : 中立軸から下フランジ下縁までの距離

σ_{uf} : 圧縮フランジの限界応力度

σ_{uw} : 腹板の限界応力度

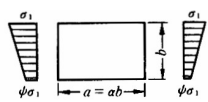
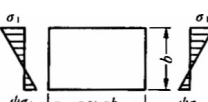
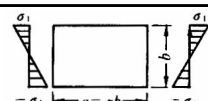
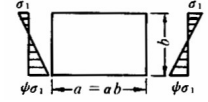
C_{rw} : 上フランジと腹板の耐荷力ピークの発現時期にかかわる補正係数

提案した算定式では，中立軸位置の影響はすべて係数 K に集約されている．そこで， K によって表される中立軸位置 e_{yu} と応力勾配 ϕ の算出式を式(2.4)，式(2.5)に示す．これを利用して腹板の限界応力度の算出に必要な DIN 4114 による腹板の座屈係数の計算表を書き改め，それを表 2.1 に示す．

$$e_{yu} \cong \frac{h}{2}(1 + K) + t_{fu} \quad (2.4)$$

$$\psi = \frac{K - 1}{K + 1} \quad (2.5)$$

表 2.1 DIN 4114 の座屈係数

1	荷 重	座屈応力	適用範囲	座屈係数
2	直線分布の圧縮 応力 $-1 \leq \psi \leq 0$		$\alpha \geq 1$	$k = \frac{8.4}{\psi + 1.1}$
			$\alpha < 1$	$k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \cdot \frac{8.4}{\psi + 1.1}$
3	直線分布の圧縮 応力と引張応 力，但し圧縮応 力大なる場合 $-1 < \psi < 0$		$\alpha \geq 2/3$	$k = 10\psi^2 - 6.3\psi + 7.6$
			$2/3 \leq \alpha < 1$	$k = 10\psi^2 + \left\{1.91 \cdot \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 - 13.9\right\} \psi + 1.91 \cdot \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$
			$\alpha < 2/3$	$k = 10\psi^2 + \left\{1.91 \cdot \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right) - \left(\frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2\right) - 5.87\right\} \psi + 1.91 \cdot \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)$
4	直線分布の圧縮 応力と引張応 力，但し両縁応 力等しい場合 $\psi = -1$		$\alpha \geq 2/3$	$k = 23.9$
	あるいは引張応 力大なる場合 $\psi < -1$		$\alpha < 2/3$	$k = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2$

3) 局部座屈と横ねじれ座屈の連成¹⁴⁾

I 形断面の局部座屈と横ねじれ座屈が練成する場合の評価方法は，Q-factor 法に従う．すなわち，プレートガーダーの曲げ耐荷力 M_{ult} は次式で計算する．

$$M_{ult} = \kappa \cdot M_u$$

ここに， M_u は断面の耐荷力で， κ は横ねじれ座屈に関する強度低減式であり次式で定義される．

$$\kappa = \begin{cases} 1 & \bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{b0} \\ \frac{1 + \alpha(\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2 - \sqrt{\{1 + \alpha(\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2\}^2 - 4\bar{\lambda}_b^2}}{2\bar{\lambda}_b^2} & \bar{\lambda}_b > \bar{\lambda}_{b0} \end{cases}$$

ここに，

α : 初期不整係数 (溶接I形断面0.25)

$\bar{\lambda}_{b0}$: 限界細長比パラメータ (溶接I形断面0.4)

$\bar{\lambda}_b$: 横ねじれ座屈に関する細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b = \sqrt{\frac{M_u}{M_E}}$

M_E : 横ねじれ座屈モーメント $M_E = \frac{\pi}{l} \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{I_Z}{I_Y}}} \sqrt{EI_Z GJ \left(1 + \frac{EI_w}{GJ} \frac{\pi^2}{l^2} \right)}$

4) 曲げ耐力算定式の検証（実験結果）

曲げ耐力算定式の妥当性を評価するために，大学や研究機関で実施された既往の実験結果との比較を行った．また，実績調査に基づく，フランジと腹板の幅厚比パラメータに着目したパラメトリック解析を行い，曲げ耐力算定式の解析検証を行った．

①既往の実験結果との比較

曲げ耐力算定式と既往の実験結果^{15,16,17)}との比較を図-2.6に示す．図の横軸は実験結果を降伏モーメントで無次元化した実験値を示し，縦軸は本研究で提案した算定式による曲げ強度を降伏モーメントにより無次元化した値を示す．この図で各データのプロットが45度の直線より下側であるとき，提案式は安全側の強度を算出することになる．図中の一点鎖線は誤差±10%を表す．

水平補剛材無しの場合，算定式と実験値の比の平均値は1.005，変動係数は0.059であった．水平補剛材一段の場合，平均値は1.059，変動係数は0.055であった．この結果より算定式は実験結果に対し適正な精度で曲げ耐力を計算できると判断できる．

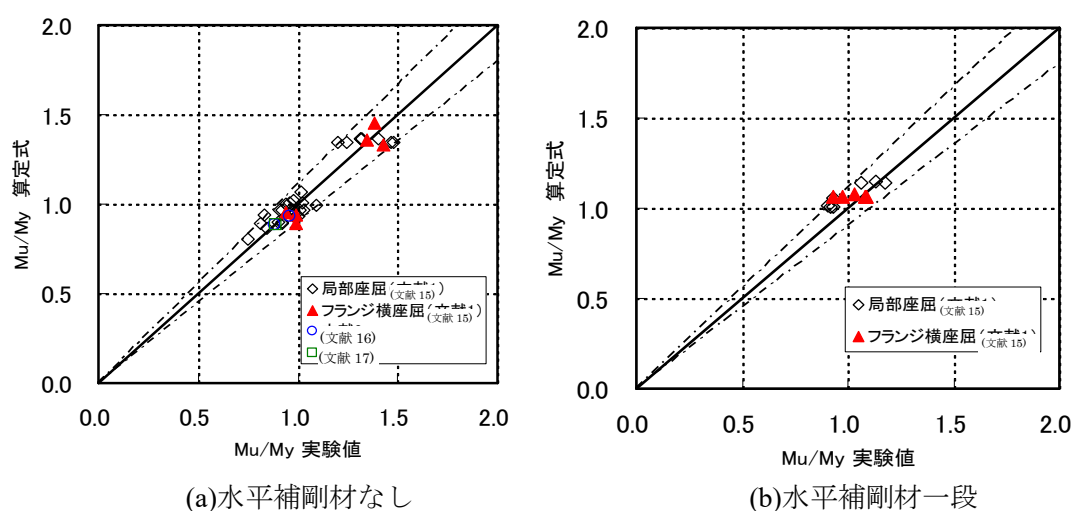


図-2.6 曲げ耐力算定式と既往実験結果との比較

②パラメトリック解析結果との比較

曲げ強度に主要な影響を与えるパラメータとして上フランジ幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{pf}$ ，腹板の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{pw}$ があり，図2.2および図2.3に示す算定式中の上フランジおよび腹板の限界応力 σ_{uf} と σ_{uw} は，これら幅厚比パラメータの関数として与えられる．そこで，実際に施工されている橋梁の実績調査の結果からこれらこの2つのパラメータを抽出し，原則として平均値と標準偏差の2倍をとったパラメータの範囲（図-2.7に一例を示す）を対象とするパラメトリック解析を行った．

解析モデルは，図-2.8に示すように腹板の補剛形式を4種類考え，合計36モデルの解析を行うこととした．解析条件は，図-2.9に示す2点载荷の正曲げとする．初期不整につい

では，図-2.10 に示す初期たわみを与え，その大きさは道示に規定されている製作精度の許容量相等を与えた．また残留応力分布は，図-2.11 に示す通りとする．

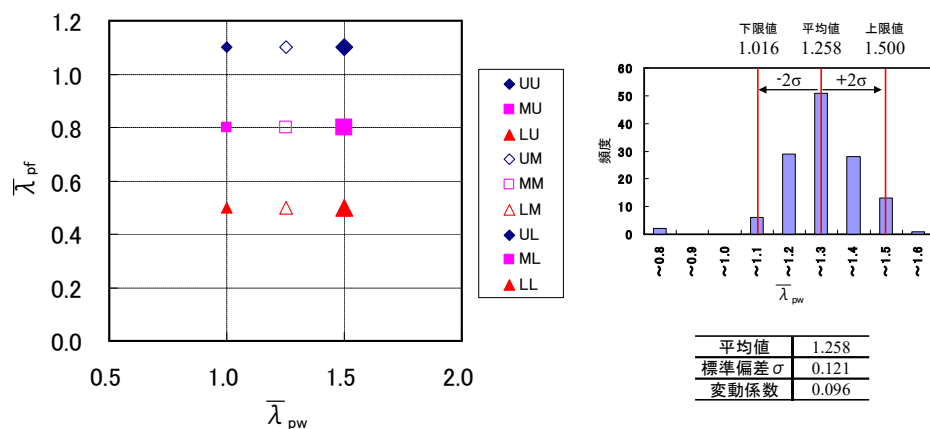


図-2.7 パラメトリック解析モデルの幅厚比パラメータ分布

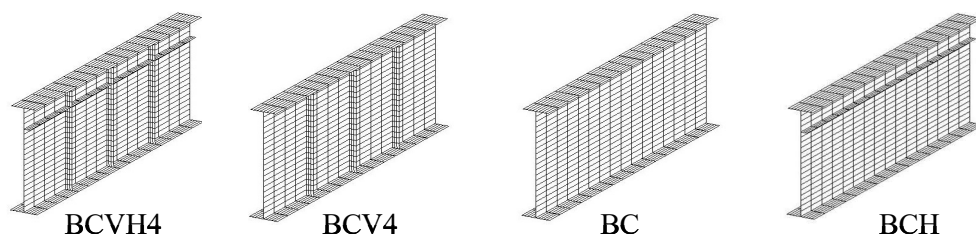


図-2.8 腹板の補剛形式

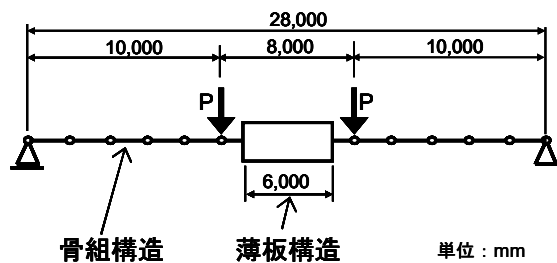


図-2.9 解析モデル図

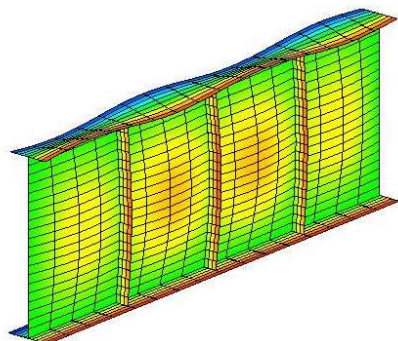


図-2.10 初期たわみ図

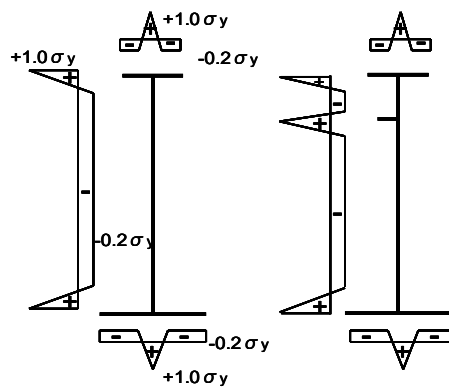


図-2.11 残留応力分布図

次に，パラメトリック解析の結果と曲げ耐荷力算定式を比較し，その妥当性を確認した．図-2.12 には，パラメトリック解析の 36 モデルに加えて，後で述べる極厚フランジ断面およびハイブリッド断面の解析結果と小池氏の修士論文から 13 モデルの数値解析結果をプロットした．水平補剛材無しの場合，解析値と実験値の比の平均値は 0.930，変動係数は 0.049 であった．水平補剛材一段の場合，平均値は 0.958，変動係数は 0.053 であった．いずれにおいても，曲げ耐荷力式は数値解析結果による I 形断面の曲げ耐荷力を $\pm 10\%$ 程度の精度で算定していることが確認できた．

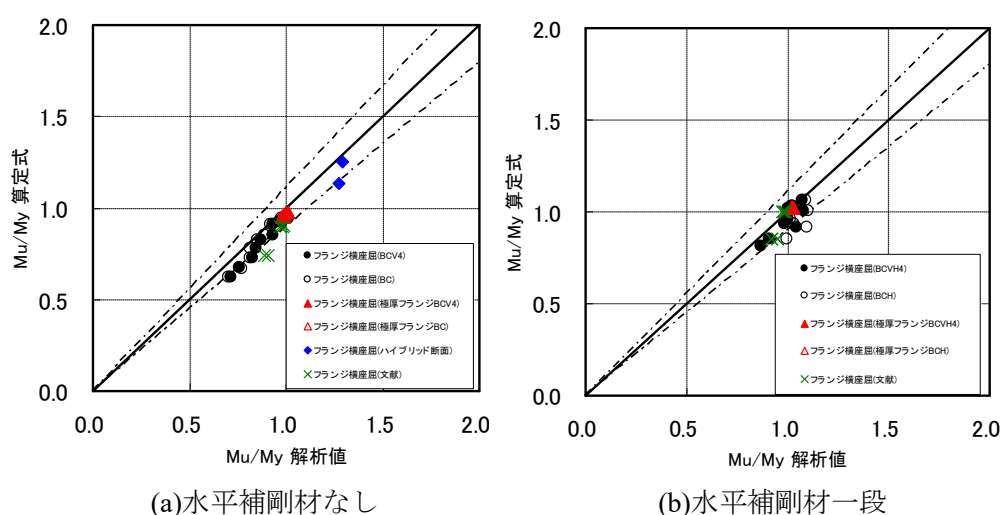


図-2.12 解析結果と算定式の比較

腹板の補剛形式による各モデルの一例として BGVH4 の終局変形図を図-2.13 に示す．これらのモデルのフランジや腹板は実際に使用されている幅厚比パラメータの範囲を網羅している．図中の 9 個のモデルの中心が平均的断面であり，右に行くほど腹板が薄く，上に行くほど圧縮フランジが薄くなる配置である．解析モデルの各種パラメータを表-2.2 に示す．これらのパラメータ及び終局変形図から，I 形断面プレートガーダーの終局状態の形態を次の 3 種類とその連成に分類することができる．

- ① 圧縮フランジの局部座屈
- ② 腹板の局部座屈
- ③ 横ねじれ座屈

このような多様な終局状態に対して，曲げ耐荷力式は適正な耐荷力を算定していることが確認できた．

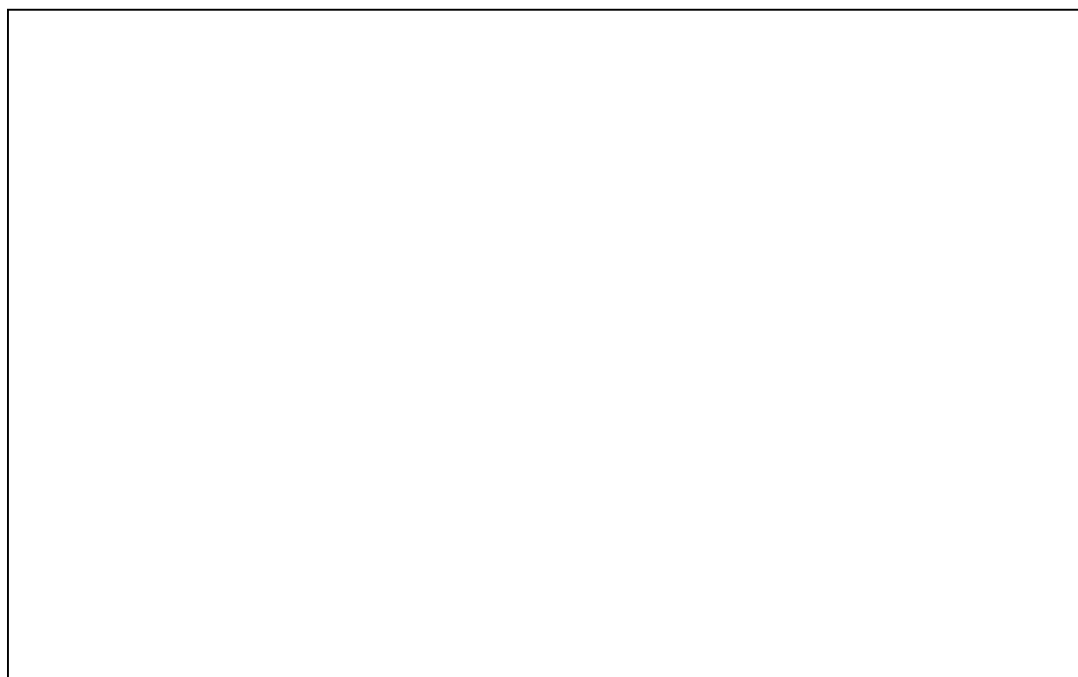


図-2.13 BCVH4 終局変形図（変位 5 倍）

表-2.2 BCVH4 の各種パラメータ

項目	(kNm)	UL-BCVH4	UM-BCVH4	UU-BCVH4
圧縮フランジ幅厚比パラメータ	λ_{pf}	1.133	1.133	1.133
圧縮フランジ限界応力度	σ_{uf} / σ_y	0.735	0.735	0.735
腹板下パネル幅厚比パラメータ	λ_{2pw}	1.015	1.384	1.692
腹板下パネル限界応力度	σ_{2uw} / σ_y	0.989	0.791	0.685
横ねじれ座屈係数	κ	0.904	0.930	0.943
曲げ耐荷力/降伏	M_u / M_y	1.043	0.907	0.868
曲げ耐荷力/塑性	M_u / M_P	0.801	0.716	0.698
降伏/塑性	M_y / M_P	0.768	0.790	0.804

項目	(kNm)	ML-BCVH4	MM-BCVH4	MU-BCVH4
圧縮フランジ幅厚比パラメータ	λ_{pf}	0.809	0.809	0.809
圧縮フランジ限界応力度	σ_{uf} / σ_y	0.911	0.911	0.911
腹板下パネル幅厚比パラメータ	λ_{2pw}	1.015	1.384	1.692
腹板下パネル限界応力度	σ_{2uw} / σ_y	0.989	0.791	0.685
横ねじれ座屈係数	κ	0.923	0.939	0.949
曲げ耐荷力/降伏	M_u / M_y	1.077	1.004	0.988
曲げ耐荷力/塑性	M_u / M_P	0.853	0.819	0.814
降伏/塑性	M_y / M_P	0.792	0.816	0.824

項目	(kNm)	LL-BCVH4	LM-BCVH4	LU-BCVH4
圧縮フランジ幅厚比パラメータ	λ_{pf}	0.500	0.500	0.500
圧縮フランジ限界応力度	σ_{uf} / σ_y	1.000	1.000	1.000
腹板下パネル幅厚比パラメータ	λ_{2pw}	1.015	1.384	1.692
腹板下パネル限界応力度	σ_{2uw} / σ_y	0.989	0.791	0.685
横ねじれ座屈係数	κ	0.959	0.967	0.971
曲げ耐荷力/降伏	M_u / M_y	1.071	1.020	1.000
曲げ耐荷力/塑性	M_u / M_P	0.880	0.862	0.853
降伏/塑性	M_y / M_P	0.821	0.846	0.853

2. 2 逆π形断面桁の曲げ耐荷力式

ここでは逆 π 形断面桁の曲げ耐荷力式について紹介する。逆 π 形断面桁の圧縮フランジはI形断面桁と同様であり、腹板が傾斜している場合があること、引張側フランジの有効断面に縦リブが含まれることを考慮する以外は算定式に大きな違いはない。

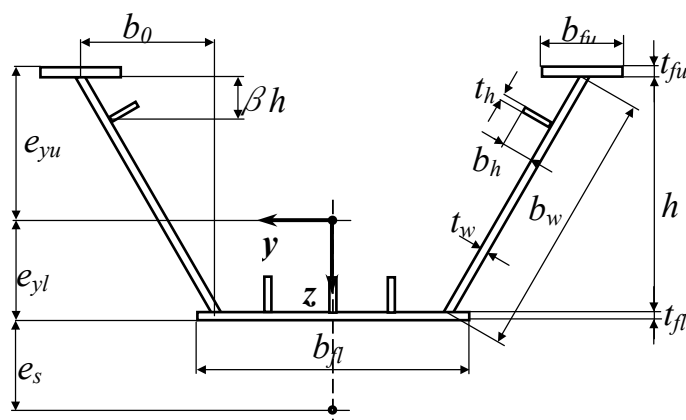


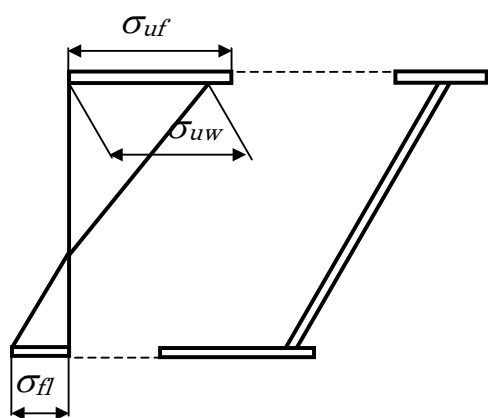
図 - 2.14 寸法記号図

逆 π 形断面桁の場合も、水平補剛材が無い場合と一段有する場合に分けて曲げ耐荷力式を提案している。対象とする断面の寸法記号を図 2.14 に示す。

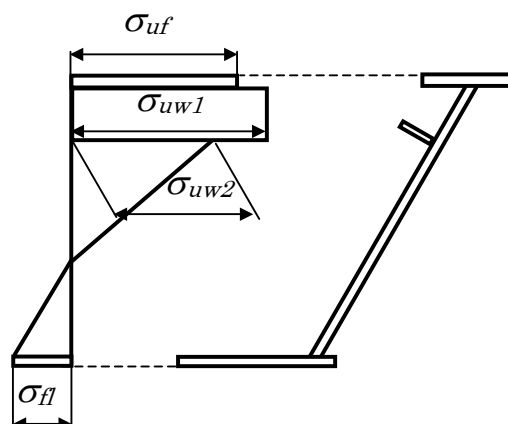
1) 曲げ応力分布のモデル化

圧縮フランジや腹板に降伏や局部座屈が発生する前の曲げ応力分布は、初等力学に従うものとして断面の中立軸の位置を求める。圧縮フランジおよび腹板に局部座屈を生ずると中立軸位置は腹板に沿って下方に移動するが、ここでは近似的に弾性範囲における中立軸位置が保持されるものと仮定する。曲げ応力分布は弾性分布から水平補剛材なしの場合は図-2.15に、水平補剛材1段の場合は図-2.16に示す極限時の応力分布に移行すると仮定して曲げ強度を算出する。

図-2.15 および図-2.16 に示す圧縮フランジの限界応力度 σ_{uf} と腹板の限界応力度 σ_{uw} は、I 形断面桁の場合と同様である。



(水平補剛材 0 段)



(水平補剛材 1 段)

図 - 2.15 終局曲げ応力分布

図 - 2.16 終局曲げ応力分布

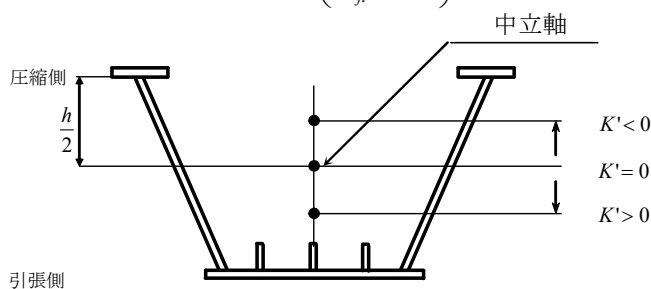
2) 曲げ断面強度算定式

図-2.15，図-2.16 の極限曲げ応力分布を基に，逆 π 形断面の曲げ耐力 M_u は，下記に示す形で表すものとする。

逆 π 形断面水平補剛材 0 段の曲げ強度算定式

$$M_u = 2\sigma_{uf} A_{fu} h + \frac{1}{3} C_{rw} \sigma_{uw} A_w h (1 + K') \quad \cdots \text{式(III)}$$

$$\text{ただし } K' = \frac{(2A_{fl} + n_r A_r) - 2A_{fu}}{\sum A}, \quad \left(\frac{A_{fu}}{A_{fl}} < 3.0 \right)$$



$K'=0$: 上下対称断面 ($e_{yu} = e_{yl}$)

$K'<0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} < e_{yl}$)

$K'>0$: 上下非対称断面 ($e_{yu} > e_{yl}$)

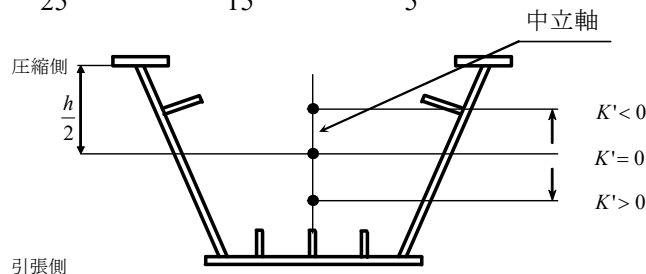
逆 π 形断面水平補剛材 1 段の曲げ強度算定式

$$M_u = 2\sigma_{uf} A_{fu} h + 2C_{rw1} \sigma_{uw1} A_w \beta h (1 - \frac{\beta}{2}) + \frac{1}{3} C_{rw2} \sigma_{uw2} A_w (1 - \beta) h (1 - 2\beta + K') \quad \cdots \text{式(IV)}$$

$$\text{ただし, } K' = \frac{(2A_{fl} + n_r A_r) - 2A_{fu}}{\sum A}, \quad \left(\frac{A_{fu}}{A_{fl}} < 2.0 \right)$$

水平補剛材取り付け位置を $\beta = 0.2$ に固定した場合

$$M_u = 2\sigma_{uf} A_{fu} h + \frac{9}{25} C_{rw1} \sigma_{uw1} A_w h + \frac{4}{15} C_{rw2} \sigma_{uw2} A_w h (\frac{3}{5} + K')$$



3. 包括的設計法に対する対応

(1) ハイブリッド桁への適用性

ハイブリッド鋼桁に関する研究は 1960 年代後半から行われている．この時期に我が国の製鋼メーカー各社は高張力鋼の生産を開始し，実構造への採用が推進された．また等級の異なる鋼板の溶接接合に関する研究も進められたことから，鋼桁のフランジとウェブに異種の鋼種を適用して，設計の合理化を図る検討が行われた．

フランジに高強度鋼，ウェブに低級鋼を配したハイブリッド桁について，道路橋示方書に準拠した許容応力度設計法を適用したのでは，ハイブリッド桁の特長を発揮させることが困難であるから，フランジを T 断面の高強度鋼とし，縁端から離れたところで低質のウェブ鋼板と接合する構造法などが検討された．このアイデアもフランジのひずみ取りや現場継手構造に難点があり，普及するまでには到らなかった．

1990 年以降，鋼桁橋の合理化設計が様々な項目について検討される中で，再びハイブリッド鋼桁を見直す機運が起こり，日本鋼構造協会では中井博委員長の下に限界状態設計法を適用する場合の構造として調査研究が行われた．ここではハイブリッド桁の限界強度の評価に前述の強度式が適用できることを確認する．

① 実験結果との比較

日本鋼構造協会の JSSC テクニカルレポート No.53「限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準（案）」に掲載されているハイブリッド桁の実験結果と曲げ耐荷力算定式の比較を行う．実験桁の断面諸元と実験結果，耐荷力の算定値を表-3.1 に示す（表中の降伏モーメントは低材質の腹板が降伏するときのモーメントであることに留意された）．

タイプ 2 の実験は，2 点载荷を行い試験パネルに純曲げを作用させるものであった．試験パネルの長さは 900mm で腹板に水平補剛材を一段有しており，垂直補剛材は配置していない．これら実験桁の情報をを用いて曲げ耐荷力を算定したところ，実験結果と比べて 4 %安全側の曲げ耐荷力を計算することができた．

表-3.1 ハイブリッド断面の実験と曲げ耐荷力算定式の比較

項目	単位	タイプ 2
b_{fu}	mm	200
t_{fu}	mm	15
h	mm	900
t_w	mm	5.4
b_{fl}	mm	200
t_{fl}	mm	15
σ_{y-u}	N/mm ²	596
σ_{y-w}	N/mm ²	263
σ_{y-l}	N/mm ²	596
M_u/M_y	実験結果	2.154
M_u/M_y	算定式	2.067
誤差	%	4.0

② 解析結果との比較

数値解析に用いるハイブリッド断面の解析モデルは，水平補剛材の無い BCV4（パネルを

垂直補剛材で4分割)の平均的断面(MM)をベースとした。断面諸元と解析結果，耐力力の算定値を表-3.2に示す。ここでも，算定式は解析結果に対して10%以下の精度で曲げ耐力力を算定している。

ここでとり上げたハイブリッド断面は，鋼材費の節約によって通常の桁橋に対してコスト削減を図ろうとするものであり，コンパクト断面を念頭に置いたものではない。それを前提として，フランジに高材質を使用し，腹板に

低材質の鋼材を使用するハイブリッド断面では，曲げ耐力力に対するフランジが受け持つフランジモーメントが占める割合が大きくなる。

水平補剛材無しの場合の曲げ耐力力算定式は，第1項目は圧縮側フランジを上下対称フランジとして見たときのフランジモーメントを，第2項目は腹板に作用する三角形応力分布と中立軸位置の影響を含んだ耐力力を示す形式となっている。水平補剛材を一段有する場合の曲げ耐力力式も同様であり，全体に占める第一項の割合が80%程度以上ある。また，若干の補正はするものの，フランジの材質に係わりなく腹板材質に応じた限界応力度を曲げ耐力力式に導入することで腹板が受け持つ耐力力を比較的正確に算定しているのではないかと考える。

表-3.2 ハイブリッド断面の解析と
曲げ耐力力算定式の比較

項目	単位	HB-BCV4- I	HB-BCV4- II
b_{fu}	mm	500	500
t_{fu}	mm	21	21
h	mm	2100	2100
t_w	mm	17	17
b_{fl}	mm	560	560
t_{fl}	mm	28	28
σ_{y-u}	N/mm ²	355	450
σ_{y-w}	N/mm ²	235	235
σ_{y-l}	N/mm ²	355	450
Mu/My	解析値	1.272	1.291
Mu/My	算定式	1.186	1.329
誤差	%	6.7	-2.9

(2) 極厚フランジ桁への適用性

道路橋示方書の平成 8 年版改訂において，それまでの鋼板に対する板厚制限が緩和されたことにより，鋼桁橋のフランジに極厚の鋼板が使用されるようになった．特に少数主桁構造で連続桁橋の中間支点付近に厚板が適用される．藤井ら¹¹⁾の耐荷力実験結果によると，極厚フランジ桁の崩壊形式が，通常のフランジ厚の鋼桁ではウェブの幅厚比が 200 を越えるような特別の場合にしか観測されないフランジの垂直座屈であったと言う．これは圧縮フランジの板厚が大きいことによりねじり剛性が大きくなり，圧縮フランジのねじり座屈が生じ難くなったこと，圧縮フランジの側方変位を固定する横倒れ防止装置により座屈長が短くなり，圧縮フランジの横座屈が生じ難くなったことにより，ウェブに降伏域が拡大した後，圧縮フランジの鉛直変位を支えられなくなり，崩壊形式が垂直座屈に到ったものと考えられる．

問題は圧縮フランジの鉛直座屈発生時における鋼桁の状態である．図-1 に示すようにウェブが弾性である内は圧縮フランジの変形には異常は見られず，作用モーメントがほぼ桁の降伏強度に到達すると，荷重 - 変位の経路は水平になる．大きな断面のフランジが担う曲げモーメントに比べ，ウェブが担う曲げモーメントが小さいので，ウェブに塑性領域が拡大することによる断面強度の増加は僅少である．ある程度変形が増加すると圧縮フランジはウェブにめり込む形の垂直座屈が発生する．

このような荷重 - 変位経路の特徴を有する鋼桁の設計においては，以下のような配慮が必要となる．

- 1) 断面が降伏に達した後，圧縮フランジの垂直座屈が発生するまでの変形量（変形能）が適度に大きい場合，設計の限界強度を降伏強度に制限する設計法であれば，前述の強度式をそのまま適用できる．
- 2) 断面の塑性強度まで活用する設計法を適用する場合は，桁の変形能に関する性能に制限を設けて，塑性変形が圧縮フランジの垂直座屈による強度低下を生ずる範囲に制御する必要がある．

以上の特性を確認するために有限要素法による耐荷力解析を行った．

① 極厚フランジ桁の断面諸元

極厚フランジ桁として，LM断面をベースにフランジ幅 500mm に対してフランジ厚を 52mm（平均値 + 2 σ ）とした LLM，フランジ厚を 72mm（平均値 + 4 σ ）とした LLLM，フランジ厚を 100mm とした LLLL の 3 タイプについて解析を行った．断面諸元を表-3.3，パラメータの配置を図-3.1 に示す．

② 解析結果と強度算定式の比較

4 種類の腹板の補剛形式に対し 3 タイプの極厚フランジ断面の解析を行った．合計 12 ケースの結果を図-3.2 に示す．解析結果に対して提案式は良い精度で曲げ耐荷力を算定して

表-3.3 極厚フランジ桁解析モデルの

Sec.Name	b_{fu} (mm)	t_{fu} (mm)	b_w (mm)	t_w (mm)	b_{fl} (mm)	t_{fl} (mm)	$\bar{\lambda}_{pfu}$	$\bar{\lambda}_{pw}$
LLM-BCVH4	500	52	2100	11	700	44	0.327	1.475
LLLM-BCVH4	500	74	2100	11	700	60	0.230	1.457
LLLLM-BCVH4	500	100	2100	11	700	76	0.170	1.417
LLM-BCV4	500	52	2100	17	700	46	0.327	1.198
LLLM-BCV4	500	74	2100	17	700	60	0.230	1.170
LLLLM-BCV4	500	100	2100	17	700	76	0.170	1.143
LLM-BCH	500	52	2100	11	700	44	0.327	1.475
LLLM-BCH	500	74	2100	11	700	60	0.230	1.457
LLLLM-BCH	500	100	2100	11	700	76	0.170	1.417
LLM-BC	500	52	2100	17	700	46	0.327	1.201
LLLM-BC	500	74	2100	17	700	60	0.230	1.172
LLLLM-BC	500	100	2100	17	700	76	0.170	1.144

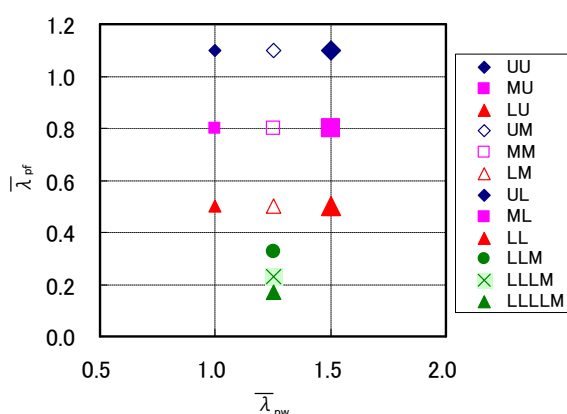


図-3.1 極厚フランジ断面の

幅厚比パラメータ分布図

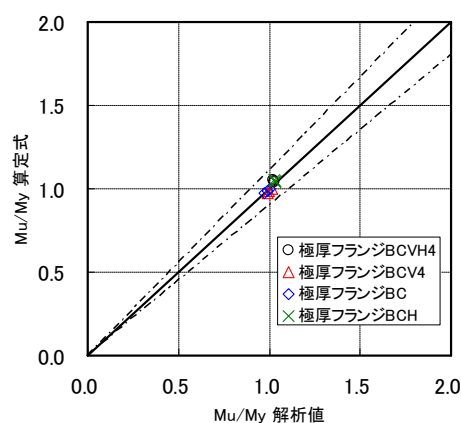


図-3.2 極厚フランジ桁解析結果と

耐荷力式の比較

いる。これはフランジの断面積が全断面積に占める割合が大きくなるほど，フランジモーメントの割合も大きくなる。極厚フランジであるため，フランジは降伏まで強度を発揮していることが図-3.2 から読み取れる。

③ 今後の課題

極厚フランジ断面やハイブリッド断面桁の場合，最大荷重発現後の挙動も考慮して設計法を考える必要がある。現在のところ解析的に最大荷重の発現まで解くことが出来ているものの，その後の挙動まで解析的に追いかけることが出来ていない。数値解析の問題であるので，今後の課題とする。

4. 塑性強度活用の可能性

欧米の限界状態設計法に基づく設計規準においては，鋼桁の強度の上限は降伏強度に制限されていない。フランジおよびウェブの幅厚比に関係して抵抗断面耐力は①座屈強度

断面，②降伏強度断面，③塑性強度断面および④塑性設計断面に区分され（断面区分），変形能が保証された断面に対しては塑性設計法の適用も認めている．我が国における鋼桁橋の設計・製作に関する技術的伝統を大幅に変えて，道路橋に塑性設計を導入することには数々の障害があると考えられるが，降伏強度を上限荷重とする制約を緩和して，断面の塑性強度を活用する設計に踏み出す時期に来ているように思われる．**2**で紹介した強度式も局部座屈が生じない断面では降伏モーメントを超える強度を与える評価式になっている．

鋼桁の塑性強度を活用することを目指したものとしては，米国流の Auto-stress Design の流れを汲む研究がある．それらの研究で得られている知見を参考にして，合理性と安全性を両立させた設計法の確立が望まれる．

5. まとめ

以上，鋼桁（プレートガーダ）の設計法に関する研究の現状と課題について纏めてみました．鋼桁の曲げ強度だけでなく，せん断強度および曲げ・せん断強度についても，同一レベルの安全性水準が確保される強度評価法の整理が進められています．また冒頭に述べたように，鋼桁橋の合理化は合成桁橋とすることで確実に推進されますから，合成断面の強度評価法・設計法についても整理が進められなければならないと考えています．

参考文献

- 1) Basler, K. : Strength of plate girders in bending, Proc.ASCE, ST, 1961. (?)
- 2) Basler, K. : Strength of plate girders in shear, Proc.ASCE, ST, 1962. (?)
- 3) Rockey, K.C. and M.Skaloud : Influence of flange stiffness upon the load carrying capacity of web in shear, 8th Congress IABSE, 1968.
- 4) Skaloud, M. : Ultimate load and failure mechanism of webs of large width-thickness ratios, subjected to shear and attached to flanges of various flexural rigidities, IABSE Colloquium, 1971.
- 5) 関西橋梁鉄骨溶接研究会：プレートガーダーの耐荷力に関する理論と実験，1965.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1972.
- 7) 小松定夫・西村宣男：せん断を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度に対する安全性について，第 18 回橋梁構造工学研究発表会論文集，1971.
- 8) 三上市蔵：プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究，科学研究費補助金研究成果報告書，1992.
- 9) 西村宣男・秋山寿行・松村達生：曲げを受ける I 断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，Vol.39A，1993.

- 10) 日本鋼構造協会：限界状態設計法に基づくハイブリッド桁の設計基準（案），テクニカルレポート 53，2002.
- 11) 入川充夫・川見周平・小川靖之・藤井堅：極厚フランジを有するプレートガーダーの曲げ崩壊形式，鋼構造年次論文報告集，第 15 巻，2007.
- 12) 玉田和也・小野潔・川村暁人・西村宣男：鋼逆 π 形箱桁橋架設系の曲げ耐荷性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.787/I-71，2005.4.
- 13) 玉田和也・小野潔・川村暁人・西村宣男：鋼逆 π 形箱桁橋架設系のせん断耐荷性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.808/I-74，2006.1.
- 14) 福本喙士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，科学研究費補助金総合研究 A，研究成果報告書，1990 年
- 15) 藤原稔・村越潤・鹿嶋久義・斉藤浩：既存のプレートガーダー耐荷力実験データに関する検討，土木研究所資料第 2940 号，1991 年 3 月.
- 16) 大垣賀津雄・川口喜史・磯江暁・高橋昭一・川尻克利・長井正嗣：合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.44A，1998 年 3 月.
- 17) 入川充夫・南鉄木・川見周平・藤井堅，極厚フランジを有するプレートガーダーの曲げ崩壊形式と変形能，土木学会代第 63 回年次学術講演会，2008 年 9 月.

研究ノート NN-09-06 (NN-02-32 の抜粋)

照査のための構造力学・番外編 22／

膨張材の効果を検討した合成構造の応力解析

平成 14 年 3 月

西村宣男・和田りえ

概要：1990 年頃から始まった合理化桁橋の構造形式の一つは，少数主桁の連続合成構造に集約されて来ているが，鋼橋技術者にとっての課題は耐久性の保証された床版の施工である．耐久性が保証されたコンクリート床版を施工するためには，①コンクリートの乾燥収縮によるひび割れや鋼桁フランジとの剥離防止，②中間支点上付近の床版へのプレストレスの確実な導入，③コンクリート床版の耐久性確保等に対する設計と施工技術の確立が必要であるが，コンクリートに膨張材を混入させた膨張コンクリートを使用することによりコンクリート断面に圧縮応力を導入するケミカルプレストレスが注目されている．プレストレス量はコンクリートに配合する膨張材の混和量，鉄筋比，鉄筋配置のほか，鋼桁による拘束など構造に関係する因子が関係するので，構造設計の中で膨張材の効果を正確に評価する構造解析法の開発が必要である．本稿では有限要素解析の中で膨張材の効果によるケミカルプレストレスを評価する解析ソフトについて紹介する．

1. はじめに

コンクリート膨張材は，石灰，石膏およびボーキサイトを主成分とする焼成化合物を粉砕したもので，この物質の水和によりエトリングの針状結晶が生成して体積が膨張する．この膨張が拘束されることにより，コンクリートに圧縮応力が導入される．この現象をケミカルプレストレスと称している．

膨張材を用いた鉄筋コンクリートには，収縮補償コンクリートとケミカルプレストレストコンクリートがある．前者は乾燥収縮等によって発生する引張応力を相殺もしくは低減させる程度の比較的少ない膨張材を混和した鉄筋コンクリート，後者は乾燥収縮等により打ち消されてもなお圧縮応力が残存するように，収縮補償コンクリートの場合よりも多量の膨張材を混和してケミカルプレストレスを付与した鉄筋コンクリートである．

鉄筋コンクリート床版は直交異方性である．主鉄筋方向と配力筋方向とでは鉄筋比が異なるため，導入されるケミカルプレストレスは 2 方向で異なることになる．床版の主鉄筋方向（橋軸直角方向）には耐久性に関係する版曲げ，配力筋方向（橋軸方向）には桁作用による軸力が作用するが，合成桁としてのプレストレスは配力筋方向を考えることになり，それぞれの方向の作用応力の評価を正確に行う必要がある．

鉄筋コンクリート床版における膨張材の効果を一般的に評価するためには，3 次元の有限

要素解析ソフトによることになるが，同時にコンクリートの乾燥収縮，必要によってはクリープ等，時間に関係する状態変化も考慮できる機能を備える必要がある。

以下においては，先ず膨張コンクリートの基礎的考え方を述べ，続いて立体有限要素解析法における膨張材の効果の取り扱いと計算例を紹介し，最後にこの課題に対する展望を述べる。

2. 膨張コンクリートの基礎

図-1 に示すような左端を軸方向に拘束された鉄筋コンクリート床版を考え，コンクリートの膨張の鉄筋による拘束によるコンクリートおよび鉄筋の応力評価式を示す。

1) 1次元拘束状態

膨張コンクリートの自由膨張量（拘束がない場合）を ε とし，コンクリートの圧縮ひずみ（圧縮を正）を ε_c 鉄筋の引張ひずみ（引張を正）を ε_s とすると，ひずみの適合条件および力のつりあい条件により，

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_s = (1 + np) \varepsilon \quad (1)$$

$$A_s \sigma_s = A_c \sigma_c \quad (2)$$

ここに， $n = E_s/E_c$ ：鋼とコンクリートのヤング係数比

$p = A_s/A_c$ ：鉄筋比

コンクリートの軸方向に導入されるケミカルプレストレス量は

$$\sigma_{cp} = \varepsilon_c E_c = p E_s / (1 + np) \cdot \varepsilon \quad (3)$$

また鉄筋に導入される引張応力は

$$\sigma_{sp} = E_s \varepsilon / (1 + np) \quad (4)$$

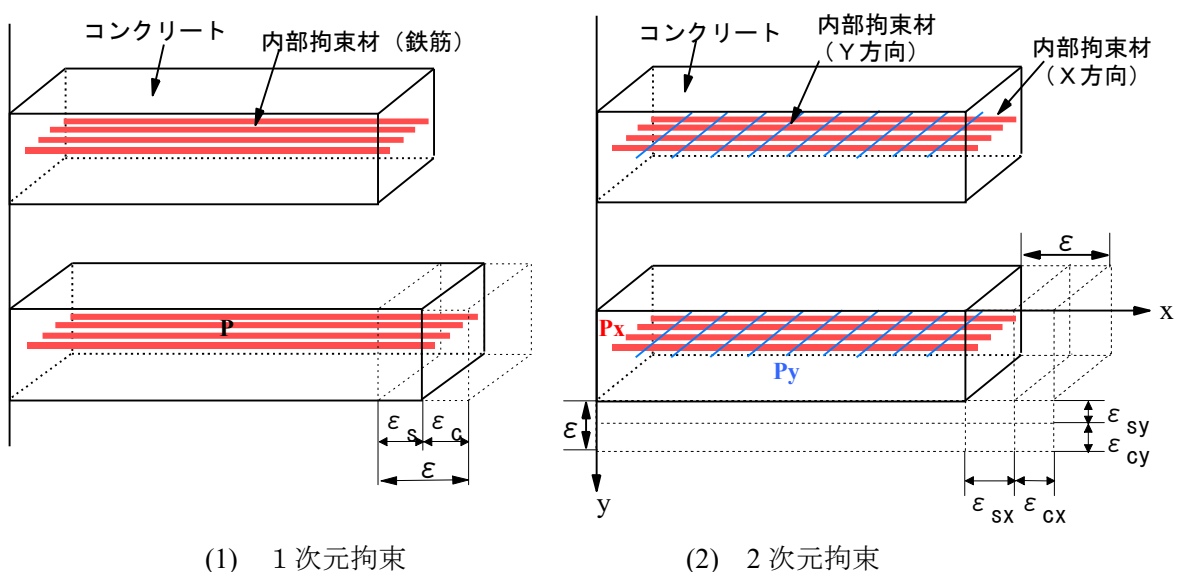


図 - 1 鉄筋による内部を受ける RC 版のモデル

2) 2次元拘束状態

2 方向鉄筋を有するコンクリート内におけるケミカルプレストレス量および鉄筋の応力を求める．膨張ひずみは等方性であるから

$$\varepsilon = \varepsilon_{sx} + \varepsilon_{cx} = \varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cy} \quad (5)$$

ここに， ε_{cx} ， ε_{cy} ：コンクリート床版の 2 方向の圧縮ひずみ

ε_{sx} ， ε_{sy} ：2 方向の鉄筋ひずみ．

またコンクリート部分に作用する軸方向力をそれぞれ N_x ， N_y とすると

$$N_x = \sigma_{cx} A_{cx} = E_c A_{cx} / (1 - \nu_c^2) \cdot (\varepsilon_{cx} + \nu_c \varepsilon_{cy}) \quad (6)$$

$$N_y = \sigma_{cy} A_{cy} = E_c A_{cy} / (1 - \nu_c^2) \cdot (\varepsilon_{cy} + \nu_c \varepsilon_{cx}) \quad (7)$$

となる．力の釣り合いより

$$E_s A_{sx} \varepsilon_{sx} = E_c A_{cx} / (1 - \nu_c^2) \cdot (\varepsilon_{cx} + \nu_c \varepsilon_{cy}) \quad (8)$$

$$E_s A_{sy} \varepsilon_{sy} = E_c A_{cy} / (1 - \nu_c^2) \cdot (\varepsilon_{cy} + \nu_c \varepsilon_{cx}) \quad (9)$$

コンクリートの 2 軸方向に導入されるケミカルプレストレス量は次式で与えられる．

$$\begin{aligned} \sigma_{cpx} &= p_x \varepsilon_{sx} E_s \\ &= E_s p_x \varepsilon \{1 + n p_y (1 + \nu_c)\} / \{1 + n(p_x + p_y) + n^2(1 - \nu_c^2) p_x p_y\} \\ \sigma_{cpy} &= p_y \varepsilon_{sy} E_s \\ &= E_s p_y \varepsilon \{1 + n p_x (1 + \nu_c)\} / \{1 + n(p_x + p_y) + n^2(1 - \nu_c^2) p_x p_y\} \end{aligned} \quad (10), (11)$$

ここに， p_x ， p_y ：2 方向の鉄筋比．

3. 3次元構造解析ソフトによるケミカルプレストレスの影響評価

(1) 解析ソフトの概要

合成構造を対象とした膨張材の効果を正確に評価するための有限要素解析ソフトに用いる要素は以下の構成とする．

- 1) 床版コンクリートには 20 節点アイソパラメトリックソリッド要素，鉄筋にはトラス要素，鋼桁には 8 節点アイソパラメトリックシェル要素を適用する．
- 2) 床版コンクリートと鉄筋は節点で結合する．
- 3) 膨張材の効果を評価する解析は弾性問題と考えている．鋼材要素は弾塑性解析に対応できるが，コンクリートに対しては線形の取り扱いに留まっており，膨張コンクリートを含む合成構造の終局挙動の解析のためには，コンクリートの構成則を導入する必要がある．

(2) 自然膨張量の取り扱い

有限要素解析において膨張材の効果はコンクリート要素における熱ひずみとして考慮する．熱ひずみベクトルは

$$\{\varepsilon_0^T\} = \{\alpha \Delta t \quad \alpha \Delta t \quad \alpha \Delta t \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \quad (12)$$

ここに， α ：せん断膨張係数， Δt ：要素の平均温度変化

これと同様に膨張材の効果は自然膨張量 ε を用いてひずみベクトルを

$$\{\varepsilon_0^E\} = \{\varepsilon \quad \varepsilon \quad \varepsilon \quad 0 \quad 0 \quad 0\} \quad (13)$$

要素のひずみベクトルに対応した節点力は

$$\{f^*\} = \int [B] [D] \{\varepsilon_0^E\} dV \quad (14)$$

ここに， $[B]$ ：ひずみ－変位マトリックス

$[D]$ ：応力－ひずみマトリックス

コンクリート要素のみに膨張材の効果を考慮することによって，鉄筋要素および鋼桁要素に引張応力が，コンクリート要素には圧縮応力が導入される。

(3) 数値解析結果と理論値の比較

最も基本的な問題として，図 - 2 に示す鉄筋コンクリート版を考える．版の鉄筋比は版の長辺方向に異形鉄筋 D19 を 9 本，短辺方向に異形鉄筋 D16 を 19 本とすると，

$$p_z = 25.78/20/60 = 2.148\%$$

$$p_x = 37.73/20/300 = 0.629\%$$

またコンクリートに初期ひずみとして自由膨張ひずみ $\varepsilon = 600(\mu)$ を与える．

図 - 3 に長辺方向鉄筋 (D19) および短辺方向鉄筋 (D16) の軸方向ひずみおよびコンクリート断面に導入されたケミカルプレストレスの分布を **2** の理論値と比較して示す．版の中央付近では理論値と解析値は良好に一致しているが，版の端部においては鉄筋の周辺に応力が集中する傾向が現われている．

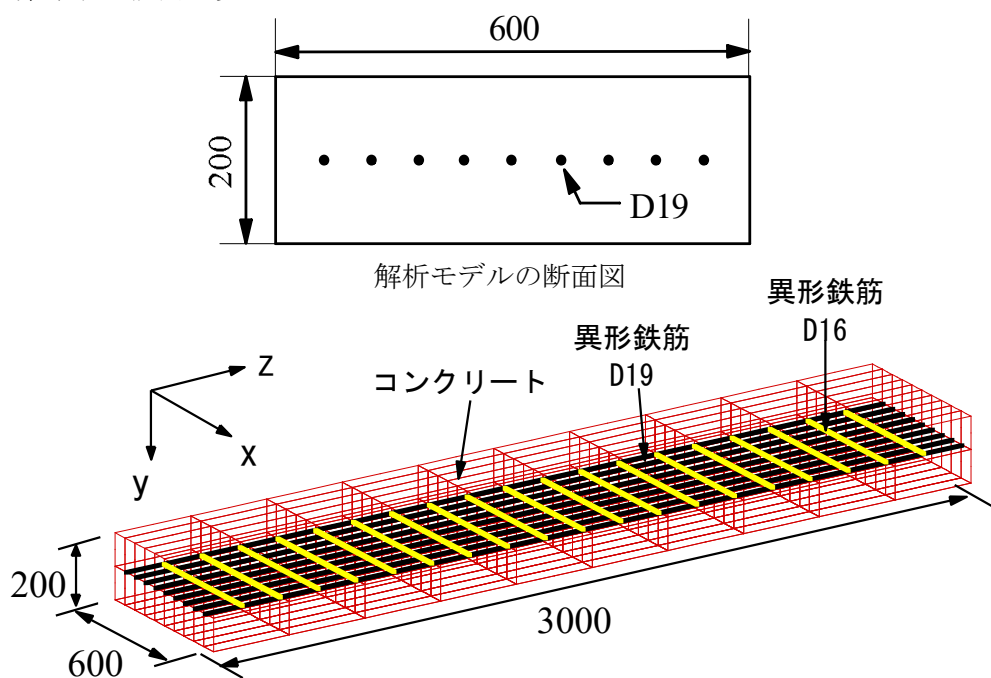
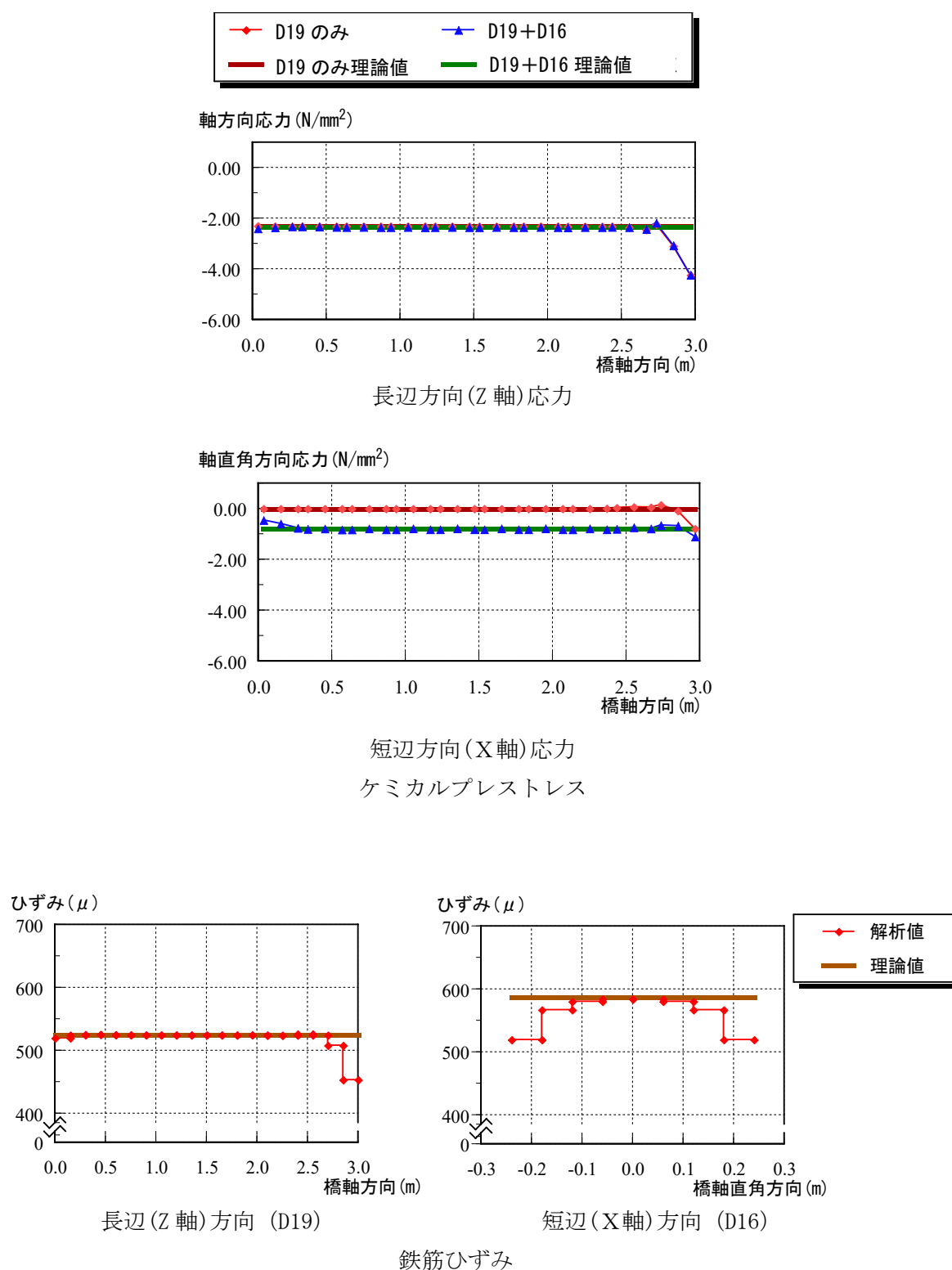


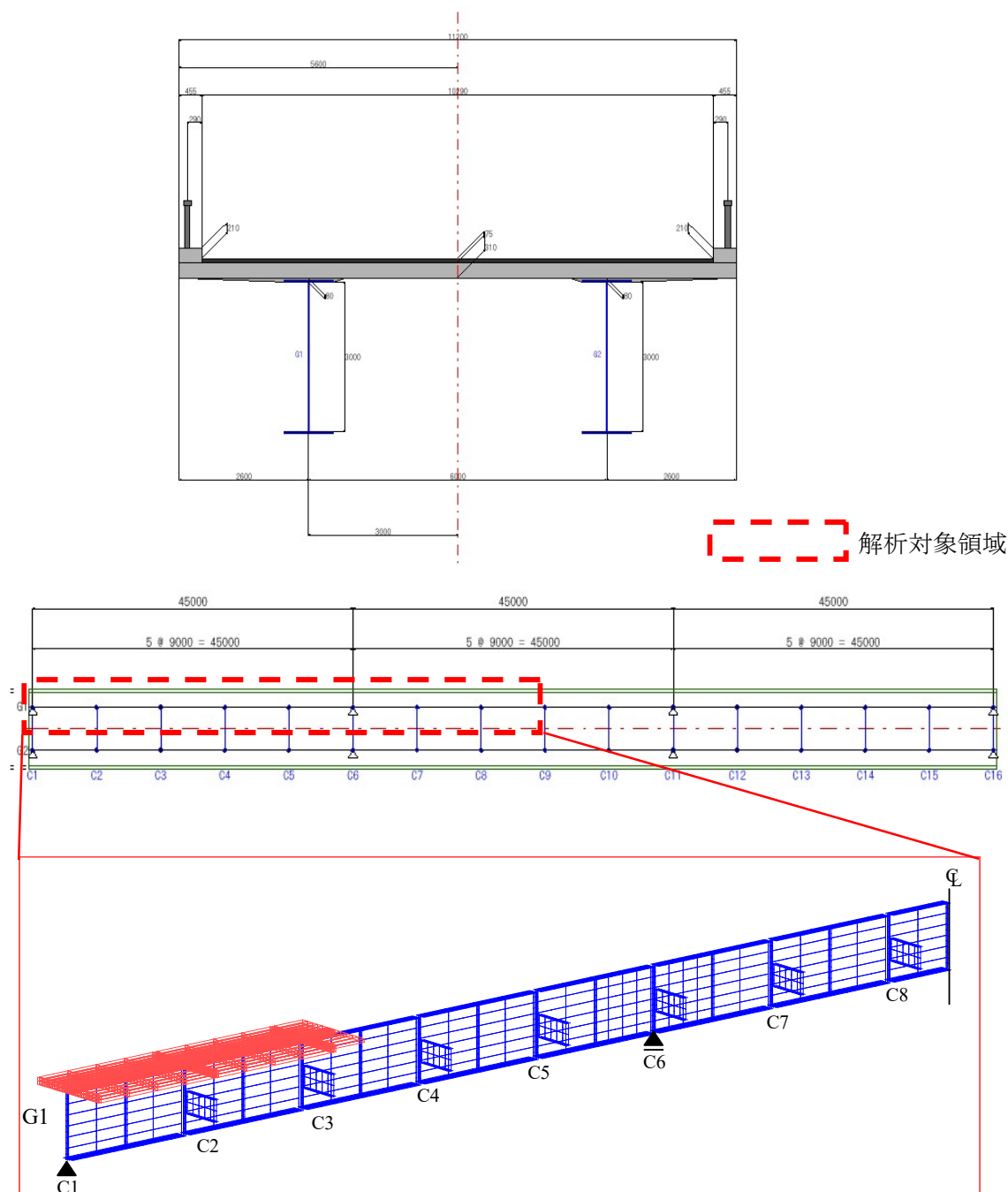
図 - 2 解析モデルの有限要素分割



図ー 3 コンクリート床版のケミカルプレストレスと鉄筋ひずみ

(4) 鋼桁の拘束の影響

合成桁構造においては，膨張材を混和したコンクリートの膨張ひずみは床版鉄筋だけでなく鋼桁によっても拘束される．開発したソフトの適用性を確認するために図-4 に示す合成桁を対象として応力解析を実施した．対象橋梁は支間長 45m（横桁間隔 9m）の 3 径間連続合成 2 主桁橋で，総復員 11.2m（有効幅員 10.3m），床版支間 6m である．図-4 に示すように対称性を考慮して，全橋の 1/4 を解析対象としている．解析モデルの材料定数は表-1 に示す通りである．

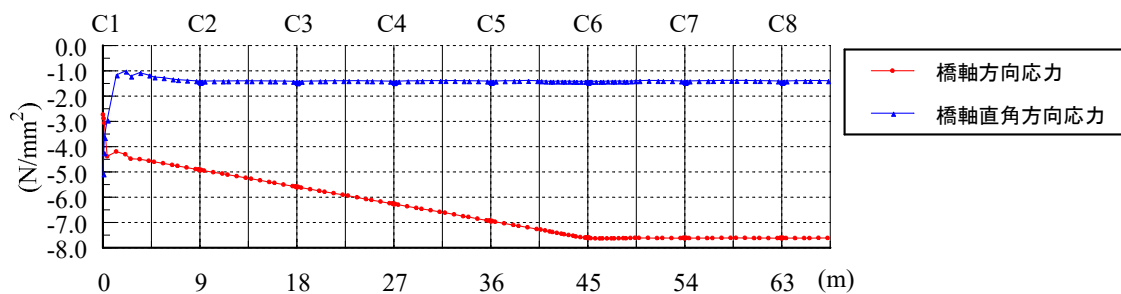


橋梁全長にわたり自由膨張率 600μ の膨張コンクリートを使用した場合，床版コンクリートに導入されるケミカルプレストレスの橋軸方向分布（断面平均）を図－5に示す．コンクリート断面に初期膨張ひずみを与えるため合成桁断面には偏心モーメントが作用するため端断面から中間支点にかけてコンクリートの圧縮応力が漸増し，中間支点近傍では 7.3N/mm^2 のケミカルプレストレスが導入されている．桁断面中央の鉄筋応力の橋軸方向分布を図－6に，鋼桁のウェブ中心における応力分布を図－7に示す．

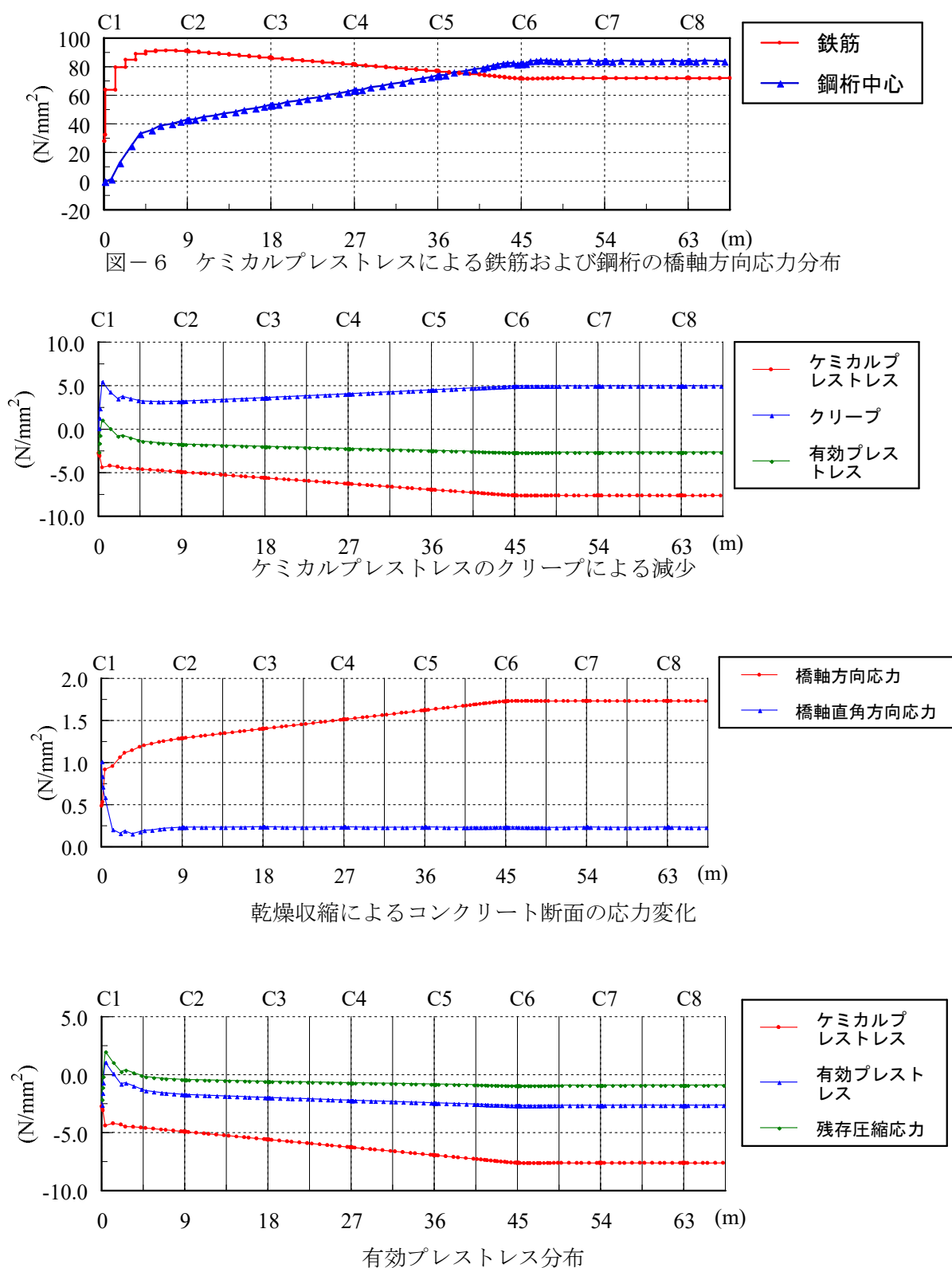
導入されたケミカルプレストレスは持続荷重として作用するからクリープ現象を考慮する必要がある．また乾燥収縮によりプレストレスは減少するから有効プレストレスはクリープおよび乾燥収縮による応力を初期ケミカルプレストレスから差し引いた量になる．図－7にこれらの橋軸方向分布を示す．

表－1 解析モデルの材料定数

部材	記号	材料定数
主桁	E_s	206 (GPa)
	ν_s	0.300
	σ_y	353 (MPa)
支点上垂直補剛材	E_s	206 (GPa)
	ν_s	0.300
	σ_{yvs}	353 (MPa)
垂直補剛材	E_s	206 (GPa)
	ν_s	0.300
	σ_{yv}	235 (MPa)
コンクリート床版	E_c	29.4 (GPa)
	ν_c	0.167
	σ_{yc}	34.3 (MPa)
	t_c	310 (mm)
スタッド	E_{st}	206 (GPa)
	ϕ_{st}	22 (mm)
	l_{st}	150 (mm)
床版鉄筋	E_r	206 (GPa)
	σ_{yr}	235 (MPa)
	ϕ_r	22 (mm)



図－5 橋軸方向および橋軸直角方向応力に関するケミカルプレストレス分布



図ー7 クリープおよび乾燥収縮によるケミカルプレストレスの変化

4. 今後の課題

本稿では，膨張材の混和によるケミカルプレストレスを評価するための有限要素解析法と基本的特性を示すに留めているが，原著（和田りえの修士論文）では，①鉄筋配置がケミカルプレストレスに与える影響，②混和量・鉄筋比がケミカルプレストレスに与える影響を調査している。

筆者は鋼構造の耐荷力に関する研究に重点を置いてきたが，他分野の研究課題についても構造解析によって新しい知見や正当な結果が得られると考えたとき，現象の緻密な観測をすることなく，解析ソフトの開発を行ってきた。本稿で取り扱った合成構造の膨張材によるケミカルプレストレスの導入に関しても専門的な知識を有している訳ではない。ただこの課題について研究業績を挙げる心算は無く，この分野の専門家の手助けになればよいと考えている。

開発した解析手法を実務に役立てるためには以下の項目に関する検討が必要である。

- 1) 目的に応じた最適ケミカルプレストレスの決定のための膨張材混和量を構造パラメータなどに対して決定するための設計資料を作成するため，標準的構造についてパラメトリック解析を行う。
- 2) ケミカルプレストレスを導入した合成構造の終局強度解析が可能なように引張領域を含めたコンクリートの構成則を導入して，解析ソフトの機能を向上させる。
- 3) 解析ソフトの検証のための実大実験を行い，提示する設計資料の信頼性を確認する。

参考文献

- 1) 岡村甫・辻幸和：ケミカルプレストレスを導入したコンクリート部材の力学特性，土木学会論文集，第 225 号，1974。
- 2) 土木学会：コンクリートライブラリー第 75 号，膨張コンクリート設計施工指針，1993。
- 3) 土木学会，鋼・コンクリート合成構造小委員会：鋼・コンクリート合成桁橋の設計ガイドライン，構造工学シリーズ 3，土木学会，1992。

膨張材と膨張剤について

本稿の主役である膨張材を膨張剤とすべきか悩みました。コンクリートを構成するセメントと骨材は明らかに材料であります。混和する材料をセメントなどと対等と考えれば膨張材となるように思いますが，性能の改善のために添加される薬剤と考えると言語学的には膨張剤となるのかも知れません。念のためにインターネットで調べましたところ，ヒット数はコンクリート膨張材もコンクリート膨張剤も拮抗しておりました。膨張剤には例えばパンの膨らし粉などが含まれますが，構造材料の専門書では膨張材の方が優勢ではないかと判断し，本稿では膨張材に致しました。

解析モデルと実構造との乖離

研究段階ではケミカルプレストレスを評価するための構造解析法の開発に重点を置いていたため，解析モデルが必ずしも実構造を忠実に反映していない可能性があります．たとえば，図－1 の版モデルの辺長比，図－2 の鉄筋径（主鉄筋と配力筋のバランス）に問題があり，解析結果のケミカルプレストレスの絶対量を論ずるには検討不足であると考えています．

ただ解析法としては問題が無いので，今後，ケミカルプレストレスを検討される場合，参考にして頂ければ幸いです。

研究ノート NN-09-10

・番外編 23

今後の土木鋼構造の計画・設計・建設に関わる戦略について

於．構造懇話会特別講演（神戸大学）

平成 21 年 6 月 11 日

大阪大学名誉教授 西村宣男

注記．明朝体部：講演会レジメ，斜字体部：講演における補足説明を編集

ご紹介頂きました西村で御座います。実は 40 数年前，神戸大学の工学部がこちらに移転される少し前の 5 年間，実家が阪急六甲にあり，その内の 2 年間はここから阪大に通っておりました。当時はここは米軍関係の宿舎の跡地で，綺麗に整地された芝生がありましたので，春秋の気候の良い時季には，ハイキングに来た記憶があります。またこちらの神戸大学の構造を育てられた西村昭先生は，たまさか私の父親と同姓同名で，関西道路研究会の見学旅行などでご一緒させて頂いたときは親父先生と呼んでおりました。

1. はじめに

本日は，以下の 3 項目についてお話しようと思っております。

1. 公共投資の立案と推進
2. 設計・製作・施工の技術論と教育方法
3. 構造設計技術者の地位向上のために

土木分野の先行きが懸念され始めたのはバブル期の終末，1990 年頃からで，建設投資額が 80 兆～100 兆と言われていた頃から予兆が現われておりました。1995 年頃，建設投資のコスト縮減が求められ，当初 5 年間で 10% の縮減が目標とされ，建設産業界の努力によりほぼ達成された途端に，次の 10 年間で更に 20% のコスト縮減を求める通達が出ました。私の研究も鋼橋のコストを低減するための合理化の推進が一つの中心となりました。

1999 年土木学会の企画委員会から土木界の将来予測を論じたレポートが提出されましたが，その中に 2010 年には公共投資額が最盛期の 60% に減少することが予測されています。この時期土木学会の理事を務めておりましたが，企画委員会は国土交通省の方が中心的に纏められたように推察しております。現在，まさにその予測通りになっております。

さらに企画委員会のレポートでは，高等教育機関における土木系学科の卒業者数が 8,000 人でありましたが，公共投資の縮小に合わせて 5,000 人に低減することが予想されています。これは少し緩やかな変化で，25 年かけて 120 人／年のペースで学生数を減らすことですから，毎年 1～2 校の大学の土木系学科が消えることになります。実態はそのとおりにはなっておりませんが，市場を反映していない教育現場は今後大変な状況になることは間違いあ

りません。

このような状況を打開するための戦略（ストラテジー）をお話しようと思っております。

1990 年前後から陰りが見え始めた公共投資は 21 世紀に入って予測通り¹⁾に推移しており，最近の公共投資額は最盛期の 60%程度に縮小してきている．この間，談合問題，天下り問題，杜撰な道路計画・ダム計画，道路特定財源の活用問題等々，私たちが関係している土木分野に関して，国民に負の評価を与えるネタをマスコミに提供し続けてきた．このような状況では若者たちに土木分野の将来を明るいものと説明できず，大学における土木分野志願者のレベルの低下が顕著になってきたと聞く．

同時期に阪神淡路大震災により我が国の社会基盤施設の耐震安全性に対する神話が崩れたことや，過積載車の通行を主要な原因とする道路構造物の疲労損傷の顕在化が進み，橋梁分野では全体の投資額に占める維持管理費の割合が増加してきた．

不調のときは何をやっても，ことごとく悪いほうに流れてゆくのは世の常であります．土木の日を定めても，一般国民からは注目されず，土木屋とその家族が参加するローカルなイベントに留まっています．それは戦略が欠如しているからです．なぜ？

本日の提案の第 1 項目はこのことに対する答えです．

この間，橋梁関係の技術者は手を拱いていた訳ではなく，発注者側においては，構造の合理化による建設費の縮減に対する行動目標・行動計画^{2), 3)}を示し，一般競争入札の導入による建設費の抑制⁴⁾，耐震設計法の見直しによる安全性の確保に努めた．受注者側においても，発注者の要請に応じて，様々な合理化構造の開発に努め，また殆ど利益の出ない耐震補強工事に協力してきた．しかしこれらの努力は大局的にはこの分野の活性化や将来性の改善に繋がるものにならなかったことが残念である．

いったい土木分野では何が足りなかったのであろうか．筆者は 1990 年頃から絶えずこの課題を考え続けてきた．最初は構造設計の信頼性を保証するための設計照査システムに注目してこの問題を考えていた．さらに幾つかの橋梁架設時事故の原因究明，土木学会の資格制度，土木学会倫理教育委員会^{5), 6)}などに関係するうちに，設計照査で考えたシステムは公共工事の推進システム全体にも通用すると考えるに至った．

本稿では，土木鋼構造の計画・設計・建設に携わる技術者にとって望ましい環境を創成するための戦略について，筆者の考えを述べることにする．

2. 公共投資の立案と推進

少し我が国の公共投資・社会基盤整備の流れを振り返って見ましょう．

明治・大正・昭和前期にかけての我が国の近代化においては，後進国にとっては極めて効率的な政府主導型のシステムによって社会基盤整備が行われ，工業化は急速に先進諸国に追いつき，第 2 次世界大戦による停滞はあったものの，昭和後期には国民総生産は世界第 2 位となった．工業化の底辺を支えたのは社会基盤の整備であり，建設分野は大きく貢献してきたことは自他共に認めるところである．ところが平成になりバブル崩壊からの 20 年間，国民の公共投資に対する批判が強まり，道路やダム建設が全て悪事のように報道するマスコミの世論形成が罷り通るようになった．

社会と経済活動の発展には社会基盤の整備が必要であることは，建設分野の人間でなくとも容易に理解できることであり，軽薄な公共投資不要論を排除するような努力が建設産業側から湧き出してこなければならない．多くの公共工事の必要性が国民の理解を得て実行されるか否かに掛かっている．

現在の公共投資に関する社会システムが抱えている問題点を指摘しておこう．

- 1) 大規模建設工事は経済活動の基盤整備のために計画されているが，社会情勢の変化に対応して初期の計画が現時点で適切であることを再評価するシステムが欠けている．地球規模の経済活動の変化や，環境問題も含めたプロジェクトのダイナミックな評価システムが必要である．
- 2) 上記の問題点とも関連するが，社会基盤計画の実施に時間が掛かり過ぎる．計画の実施に時間が掛かる理由は，個人の権利を擁護するために過剰に公共工事の推進が阻害されることや，単年度会計制度が関係する細切れ予算配分により集中的建設推進が行われない公共投資が常態化している．このことが建設投資の高コスト化の一つの原因となっている．

公共投資が税金の範囲で行われているなら利子は掛からないが，有利子の国債その他の資金を原資とするから，投資の初年度から利息を払うことになる．

- 3) 社会基盤整備に対する投資計画は国民の意思から離れたところで行われており，投資に対する是非が直接納税者の賛同を得ていない状況で進められている場合が多い．社会基盤整備は国民のために行うものであり，建設分野の利害が優先してはならない．
- 4) 新しい技術開発の成果を公共工事に積極的に活用するシステムが存在していない．せっかく新技術を開発しても，その活用が特定の工事にのみ限定される場合が多く，全国的な展開には長い期間を要するため，技術開発のインセンティブが働かない．

このような問題点を克服するための公共投資の立案に関する方法論（戦略）として，以下のような公共施設建設システムの改革を提言する．

- 1) 大規模建設工事が国民の福祉に役立つことを継続的に再評価するシステムを構築する必要がある．評価は経営的観点と技術的観点とで行われる．前者には地方自治体の長

を含む行政，公共経営に関する有識者，国土および地域計画に関する有識者，市民代表が参画する．技術的評価については後述する．一定規模以上のプロジェクトについてはプロジェクトの継続の可否が毎年評価される．評価が低いプロジェクトは内容を見直すか大胆に中止する権限を評価機関が有する．

- 2) 公共工事の発注者や受注者から独立した第 3 者評価機関を設立し，技術的評価を行う．工事開始の前に行われる設計照査や完成した構造物の事後評価が含まれる．現在は行政が行っている照査や評価を第 3 者機関に委ねることになる．今日，行政の技術者が担当する職務内容は多岐に亘り，技術的な評価能力を維持することは困難である．その部分を豊富な技術的経験を有する第 3 者機関に委ねると，万一，照査や評価に齟齬があった場合，容易にペナルティーを課することができる．
- 3) 製造者（施工者）責任の明確化を推進する．現在のところ，社会基盤施設の建設中に発生した事故は施工責任として受注企業が負うことになっている．構造物の完成後，受注者から発注者に引き渡された以降に事故が発生した場合は，原則的に管理者である行政が責任を負う場合が多い．後者の事故の場合，原因を特定することが困難な場合もあるが，工事段階における何らかの瑕疵が明らかになった場合は，製造者（施工者）責任が取られなければならない．責任を全て行政に委ねる，すなわち税金で補填するのであれば，ますます行政の権限が大きくなり，分野の改革を阻害することになる．

4) 行政の役割

現在，公共工事の計画・設計・施工および完成した施設の維持管理は全て行政の責任において行われており，上記の改革を進めると行政側技術者の役割が喪失されるとの懸念が湧きあがるであろう．行政の役割はこのような制度の設計と管理であり，技術を支配することではない．なぜなら我が国が誇る先端技術の開発は全て民間活力の成果であり，行政が主導して発展した技術は皆無である．技術に関しては国際間の調整などに関しては行政が担う必要がある．

ここでの提案を分かり易く表現すると，公共工事の公共政策としての企画・推進は土木屋だけの責任で行うものではない．その決定は市民の合意の下に行われるものでなければならない．

公共工事の技術的な面は土木屋が責任を持って遂行しなければならない．現状は経営と技術がカオス状態にあり，そのことが市民の共感を得ることが少ない原因となっている．

3. 設計・製作・施工の技術論と教育方法

第 1 段の話題は，理系の人間にとっては苦手な論理思考が中心で，話しにくいことこの上ないと反省していますが，年をとると避けて通れないのです．第 2 段は，私の土俵で話せる，いわばホームグラウンドの内容です．対象は構造設計を中心としますが，製作・施工

も関連しています。

上述のように公共工事の計画と評価に一般市民の参画による民意の反映を留保することが大切であるが、工事の推進については専門技術者の責任において実行されなければならない。そのためには技術の開発と伝承が重要であり、教育機関および学協会の果たすべき役割は重たい。このことに関連した筆者の体験から、以下の技術と教育に関する提案を紹介する。

1) 構造関係教育内容の再編

筆者は 1965 年から 2005 年までの 40 年間、構造工学講座に属し、構造力学、弾性学、有限要素法、座屈理論、動的解析などの講義を担当した。この間は電子計算機環境の発展期であり、計算機利用を前提とした構造解析法の比重が次第に増してきたが、大学における教育のための計算機環境の整備が遅れ気味で、必ずしも時代をリードするような教育が行えなかったと反省している。しかしクラスの全員が構造分野を目指している訳ではないので、構造分野を強調した教育内容が必ずしも求められる訳ではないとことにジレンマがあった。

それでも 1980 年代の中頃からは、分散型コンピュータの普及により、離散的構造解析法の教育環境が整備されてきました。しかしハードの充実とは裏腹に、若い技術者の構造工学に対するポテンシャルの低下が懸念され、実業界の諸先輩から教育現場での解決を求められることが多々ありました。

今日、教育機関ごとの多様化した教育内容・方法が求められており、構造工学に特化したカリキュラムを提供する大学が有っても良いと考える。そこでは最先端の構造解析技術、構造設計がトレーニングされる。

2) 設計照査技術の高度化

何故、設計照査に焦点を当てるかというと、構造設計技術者にとって設計の信頼性を保証することが技術者にとって最も重要な要件だからです。信頼性を担保するためには、設計照査システムと照査技術が関係しています。ここでは照査技術の向上に絞って話を進めます。設計照査の重要性を教えていただいたのは、ドイツの構造設計に詳しい立命館大学・摂南大学の教授であった伊藤鉦一先生からです。それで関西道路研究会の橋梁委員会で設計照査小委員会を担当させていただきましたが、私自身の中で十分に考えがまとまっておらず、力学体系の提案は遅れてしまいました。20 年近く前に師匠の小松定夫先生から、お前は変なことを考えていると言われました。それは小松力学の体系から外れるなという叱責なのか、やれるならやってみろと言う励ましなのか良く分かりませんでしたが、未だに気に

掛かっております。

今日，構造設計は汎用構造解析ソフトを活用して行われるから，技術者は入出力データの作成と結果の整理に追われて，構造解析の中身については，所謂，ブラックボックス・エンジニアとなってしまうことが懸念される．このような実務設計において強く求められるのは設計照査技術の高度化である．この能力は構造解析・構造設計に関する豊富な経験によって培われるが，古典的力学と現代の離散化解析技術との協働によって知識ベースを広げることができることを示そう．

筆者は古典力学（初等構造力学）と離散的構造解析法を結びつける力学を“照査のための構造力学”⁷⁾と命名し，その中心に拡張骨組理論を置いている．拡張骨組理論は初等構造力学で省略している変位自由度などを考慮して，骨組理論の適用範囲を拡大したもので，以下のような構成になっている．

（拡張骨組理論基礎編）

1. 当て板補強された部材
2. せん断変形の影響を考慮したはりの曲げ
3. 組み立て断面部材の換算剛性
4. 積層ばりの曲げ
5. はりのねじれ
6. 閉断面はりの断面のせん断変形（断面変形）
7. 弾性床上的はり
8. 吊橋の膜理論

（拡張骨組理論応用編）

1. トラス桁の立体挙動と固有振動
2. 吊り橋の固有振動
3. 2 主桁橋梁架設系の安定性
4. 鋼逆 π 形断面合成桁
5. 波形鋼板ウェブ PC 桁橋梁
6. 高力ボルト摩擦接合継手における板厚差の影響

基礎編では基礎微分方程式の定式化過程，解法，現象を支配する力学パラメータと構造特性を紹介し，応用編では拡張骨組理論と離散的構造解析法のコラボレーションにより，FEM 等の離散的構造解析法の結果を解釈し整理した例を示している．

“照査のための構造力学”では，これ以外に応力集中問題，薄板構造における局部応力問題と集中力の分散過程についても，数多くの例題を整理している．この種の設計照査能力の向上を支援する方法論の提供は，永年，教育機関において力学教育を担ってきた者の責務であると考える．

3) 資格制度の整備

構造工学に関係する専門資格の取得も技術者個人が獲得した技術レベルの証として重要である。資格の取得が直接業務や収入に繋がれば，資格取得のインセンティブが高くなる。比較的新しく立ち上がった資格については，取得のメリットが明確になっていない場合もあるが，自己啓発のためにも，関連する技術資格に挑戦されることを勧める。現在，以下のような専門技術資格が存在している。

技術士・技術士補（日本技術士会）

土木施工管理技士（全国建設研修センター）

鋼構造診断士（日本鋼構造協会）

コンクリート診断士（日本コンクリート工業協会）

コンクリート技士・主任技士（日本コンクリート工業協会）

土木学会資格制度・特別上級技術者／上級技術者／1 級技術者／2 級技術者（土木学会）

RCCM（建設コンサルタンツ協会）

4) 学協会活動の活性化

土木構造分野の学協会は比較的少なく，土木学会，日本鋼構造協会，日本コンクリート工業協会が主なものである。このうち土木学会は会員数 4 万人を超える我が国有数の学術団体であり，土木技術者の大半が加入しており，ほぼ生涯会員の慣行が守られている。しかし土木の全ての分野が含まれており，構造技術者の専門分野に対する学会サービスが充分とはいえない。そこで構造技術者を対象とした特定分野の協会組織である日本鋼構造協会あるいは日本コンクリート工業協会（何れも日本学術会議に学術協力団体として承認されている）との補完・協力関係により構造分野の学術活動の活性化を図っている。日本鋼構造協会の個人会員は 600 名程度であるのに対して，日本コンクリート工業協会の個人会員は 8,000 名を越えている。それぞれの協会の設立経緯が特性に色濃く表れているが，法人制度の見直しの時期に合わせて，今日的な協会組織に改革して行くことが必要である。日本鋼構造協会に関して言えば，協会の設立当初は個人会員は協会運営に貢献したエリートに限定され極めて少人数であった。協会の学術活動に対する活性化の必要から個人会員の門戸を開いたが，加入者の大半は教育機関の研究者で，企業の技術者の参加は多くない。学術団体である協会は企業のためだけにあるのではなく，鋼構造に係わる企業と技術者が分野の発展と技術の向上に対して協働する場であり，企業技術者の積極的な参加が望まれる。

4. 構造設計技術者の地位向上のために

3 番目の提案としては，前の 2 項目の結果として，我等の仲間の構造設計技術者の地位向上に繋がることを願い，またそのように導いて行かなければならないと考えていますが，構造設計技術者の地位向上を達成したいと考えています。

社会基盤施設の建設を担う構造技術者が一般市民の評価を受け，若者の志望者を増やしてゆくためには，

- 1) 分野に将来性があり，個人の社会貢献に繋がる遣り甲斐のある職業であること，
 - 2) 技術レベルにおいて世界をリードするものであり続けること，
 - 3) 適切な収入が保証されていること
- が挙げられる．

技術者個人の自覚は勿論必要であるが，関連する学協会を中心として，

- 1) 社会人教育制度の充実

我が国の慣習として，新技術の習得は若手技術者に委ねてベテラン技術者は管理業務を担当することが多い．企業の経営に加われないベテラン技術者は行き場所を失うことになる．技術者が生涯技術者として能力を発揮できるように社会人に対する継続教育のシステムを大学・学協会が協働する制度を構築するべきである．

例．日本鋼構造協会／イブニングセミナー（建築分野）土木分野も企画中

建築分野が先行しており，土木分野は置き去りにされています．しかも東京中心であり地方は置き去りにされています．本年度から JSSC のこの分野を担当することになりましたので，皆様のご協力も頂かなければなりません，東京一極集中は緩和したいと思っています．

- 2) シニア技術者の活用制度

実務設計に対する経験豊富なシニア技術者を活用する制度は，前述の新しい設計照査システムや技術評価制度で活用できる．それらは第 3 者機関として公正中立な姿勢が望まれるから，出身の企業や組織の利害に影響されない倫理観が要求されることは言うまでもない．

- 3) 技術者倫理問題に対する積極的な取組み

技術分野を挙げて技術者倫理問題に対して日頃から積極的に取り組む姿勢が大切で，その分野で不祥事が発生したときに我関せずと無関心を装ったり，問題解決に後ろ向きであるのは，分野全体の評価を下げることになる．

技術者倫理の重要性を唱えても，実務の世界では技術者は企業論理との狭間で悩むことになる．土木学会の鋼・合成構造標準示方書⁸⁾の編集に当たっては，総則編の中にこの種の基準としては初めて技術者が倫理を守り易くする仕掛けを取り入れた．それは設計図書の中に，設計時に参照した規準の条項，構造の決定プロセスを明示するよう規定したことである．（法令順守と説明責任）さらに設計協議の記録等についても残すこととし，トレーサビリティの確保を義務付けた．

- 4) 学協会活動の PR

以上述べたような活動を異分野や一般市民に PR する活動が必要である．学会誌・協会誌

は当該分野以外の人々の目に触れることは少ない．ホームページは対象が広いが，興味を持っている人以外には見てもらえない．タウン誌や文化教室の PR チラシ，テレビやラジオの番組として売り込むことも必要であろう．

5. おわりに

1961 年から 2005 年まで大学の工学部にいて，様々な工学分野の栄枯盛衰と教育者の弛まぬ努力を横目に見てきた．造船工学は 1960 年代大型タンカー等の目白押しの建設計画があり，工学部の筆頭学科であった．1970 年に入ると造船不況により，急激に落ち込みその地位を原子力工学科に譲ることとなった．その原子力工学科も 1980 年代の中頃にはチェルノブイリ原発事故により急激に落ち込み，造船工学科と共に工学部の下支えを争う羽目に陥った．土木の隣の学科である造船の特に若手の先生方の造船工学に対する熱い想いは，大学において毎年継続的に行われている造船業界の若手技術者に対するスクーリングなどにより伝わってきた．

バブル崩壊を契機として，土木分野にも遂に造船や原子力が歩んだのと同様な状況に到っている．このような事態を脱却して，志のある若者をこの分野に引き付け，あるいは若手の技術者を正しい方向に導くには，産学官が協調してブレークスルーを図る必要がある．現在の成熟した社会に適しない建設分野のシステムを変えて行くしかないと考えている．そのために技術者個人は所属している組織の利害関係にのみ拘束されることなく，社会基盤の建設を担う独立した設計技術者であることを自覚して頂きたい．また，併行して構造設計技術者の教育を継続して行くことが，大学において禄を食んできたものの責務の一つであると考えている．

最後のスライドには何も書いておりません．お聞きいただいている皆様の反応を見ながら，臨機応変に話の落ちを探る訳であります．大学により事情は異なるでしょうが，1961 年に大阪大学に入り，45 年間，工学部の各学科の栄枯盛衰を見て参りました．入学当時は大型タンカーの時代で造船工学科が筆頭学科でありましたが，1970 年に入ると造船不況で一気に落ち込み，原子力発電で盛り上がった原子力工学科が筆頭学科になりました．これも長続きせず，1980 年代の中頃，チェルノブイリの事故を契機として造船工学科と原子力工学科が工学部の下支えをする学科になりました．電気系学科，応用物理，建築は一貫して上位を形成し，また機械系も底堅いところがあります．化学系と材料系は公害問題など非社会的課題が付いて回り上位に浮揚することはありません．21 世紀に入ってから土木系は造船（船舶海洋）原子力（量子エネルギー・環境）と最下位を争う状況のようです．

不調のときに大学だけで頑張っても殆ど実効が挙がらない．分野全体で改善のための取り組みをやらないと上手く行かない時代になっていると思います．本日は大学の先生，実務技術者，および行政の方がおいでになっていると思いますが，土木分野全体としての改革

に向けての取組みが，今，必要とされています．本日のつたない話題提供が何かの参考になれば幸いです．

参考文献

- 1) 土木学会企画委員会：土木界の目指すべき方向に関する学会の取組み，土木学会，2, 000.
- 2) 建設省：公共工事のコスト縮減に関する行動計画，1994.
- 3) 建設省：公共工事コスト縮減対策に関する行動指針，1997.
- 4) 建設省：公共工事の入札・契約手続きの改善に関する行動計画，1994.
- 5) 土木学会：土木技術者の倫理規定，土木学会誌，84－8，1999.
- 6) 土木教育委員会・倫理教育小委員会：土木技術者の倫理，2003.
- 7) 西村宣男：照査のための構造力学，シースム勉強会資料，2008.
- 8) 土木学会・鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書・総則編，2007.

研究ノート NN-09-11

照査のための構造力学・番外編 24

直観力養成のための構造力学(その 3)／

力学用語の誤った使い方や説明不足

平成 21 年 5 月 30 日

西村宣男

概要：構造力学の教科書の種類は，多分，土木系の学科を有する大学の数に近い数になると言われていますが，全ての教科書が力学用語の使用や解法の説明において適切であるとは言えないようです．筆者の気付いた範囲で関連する事例を集めて，解説を加えることに致しました．

1. 外国語から導入した用語

(1) そりねじりと曲げねじり

昭和初期から中期において，我が国の構造力学はドイツの強い影響を受けてきました．しかし戦後の各種力学問題の国際交流が盛んになるにつれ，英語圏の用語が世界標準として使われるようになり，ドイツ流の力学用語の和訳が世界標準からは適切でない場合が生じてきました．“曲げねじり”もその一つの例です．2 次のせん断応力の影響を考慮した薄肉断面部材のねじり理論はドイツでは *Biege und Torsion* のような表現が用いられていたことから，曲げねじりの用語が生まれたのではないかと考えています．筆者の師匠の小松定夫先生も初期にはこの問題を“曲げねじり”と称されていましたが，直ぐに“そりねじり”（そり拘束ねじり）の表現に変えられています．名著“薄肉構造物の理論と計算”¹⁾の中では“そりねじり”と“曲げねじり”とが混在しています．そりねじりは英語の *warping-torsion* の訳であることは言うまでもありません．土木学会の土木用語集²⁾の編纂において骨組構造の担当を頼まれた際に，この辺りの事情を考慮した心算でしたが，“そりねじり”の代わりに“曲げねじり”の表現を最近まで使用する大学がありました．

(2) 横ねじれ座屈と横倒れ座屈

教官になって直ぐの 20 歳代にプレートガーダーの耐荷力実験を担当いたしました．その当時は迷うことなく曲げを受けて終局状態で圧縮フランジが側方へ傾く崩壊現象を桁の横倒れ座屈と称していましたが，鋼骨組構造の包括的な耐荷力現象の分類は欧米では，

- 1) *flexural buckling*（曲げ座屈）
- 2) *lateral torsional buckling*（横ねじれ座屈）
- 3) *flexural torsional buckling*（曲げねじれ座屈）

とされています．曲げ座屈は軸圧縮力が外力であり，最も基本的な座屈現象です．横ねじれ座屈は曲げモーメントが外力で，曲げの作用面外 (*lateral*) のたわみ変位とねじり変位

(torsion) が同時に生ずる座屈現象で，横倒れ座屈現象と酷似しています．曲げねじり座屈は軸圧縮力の作用下で断面の弱軸回りの曲げ座屈 (flezural) とねじれ (torsion) が同時に生ずる座屈現象で，1 軸対称の開断面部材に見られる現象です．横ねじれ座屈と横倒れ座屈の違いは部材断面の寸法に関係します．このような座屈現象の分類からしても，2 次のせん断変形を考慮したねじり理論を曲げねじり理論と称するのは混乱を招くと思っています．

欧米で lateral torsional buckling の規定が適用される部材断面は，我が国の建築分野では断面と称されているウェブの幅厚比が限界幅厚比以下のずんぐりした部材で，限界状態においてウェブの局部変形が問題とならない場合となっています．建築分野ではこのような断面が一般的です．ところが橋梁においては断面の効率を考慮してウェブの幅厚比が大きい断面が一般的で，限界状態においてウェブの局部変形が顕著に現れる座屈モードとなります．後者の現象を横倒れ座屈と称しています．鋼桁の曲げ強度に対してはウェブの局部たわみの影響はそれほど小さくなく，耐荷力曲線として設計で使用する際に，溶接断面桁の横ねじれ座屈と横倒れ座屈の差はほとんど考慮する必要が無いと考えています．ただ保証できるのは曲げ強度についてであり，変形性能を要求する場合や曲げモーメントのほかにはせん断力が作用する場合については桁断面とはり断面とで区別することになります．

2. 構造形式の名称

新しい構造形式が出現したときに，その特徴を簡単に表現して構造形式の名称を定めることが行われます．日本国内で限定されるのであれば，その開発過程における経緯などを考慮して，突飛な表現でも許容されるかもしれませんが，国際化時代に向けて英語に訳しても通用するような範囲で構造形式の名称を定めるべきであろうと思います．以下に幾つかの事例を示します．

(1) 開断面箱桁橋

10 数年前から合理化橋梁の一つの形式として復活した橋梁形式で，逆 π 形の開断面鋼桁のフランジ上にコンクリート床版を張った箱桁橋を開断面箱桁橋と称されるようになりました．

この形式の橋梁名称を英訳する場合，“open section box girder bridge”では殆ど通用しないでしょう．“box girder bridge with steel open section”あるいは“composite box girder bridge with steel open section”とでも称することになるのでしょうか．筆者らは鋼逆 π 型断面合成箱桁橋と称して，耐荷力問題や床版施工時の断面の補剛問題を検討した^{3), 4)}．ただ“鋼逆 π 型断面合成箱桁橋”は少々字数が多いので，適切な表現があれば提案頂きたい．

(2) 2 ヒンジ吊橋と連続吊橋

本州四国連絡橋公団からの委託で，南備讃瀬戸吊橋の構造解析を行った時のことです．

列車の走行性を良くするため，多くの吊橋が採用しているように，補剛桁（トラス）を各径間で単純支持する形式と，連続桁（トラス）として中間支点における鉄道軌道の連続性を確保するかが検討課題となっていました．2 ヒンジ吊橋および連続吊橋と表記して両者の構造特性を比較した結果を整理して論文を書いたところ，師匠から，その表記は厳密性に欠けるとのお叱りを受けました．厳密に言えば吊橋の補剛桁（トラス）が径間ごとに単純支持であるか連続しているかの区別ですから，単純支持補剛桁を有する吊橋および連続補剛桁を有する吊橋となりますが，論文中で何度も出てくる表現ですからと，2 ヒンジ吊橋および連続吊橋と表記することをお許し頂きました．その後，この表記が認知されているように思います．

なお吊橋と構造が似ているアーチ橋では 2 ヒンジアーチと言えば，アーチリブが両側支点でヒンジ支持されている構造，3 ヒンジアーチはアーチリブの両側支点以外に中間にもヒンジを有する構造です．勿論，吊橋ではヒンジは補剛桁に配置されます．力学的にケーブルの節点は全てヒンジであることは言うまでもありません．

(3) 単弦アーチ橋と単弦トラス橋

例えば大阪府の泉大津大橋のように，リブが 1 本のアーチ橋を単弦アーチ橋，一般的な 2 本リブの場合を複弦アーチ橋と称しています．元来，アーチリブ（arch rib）はこう（ ）助と称され，コード（chord）を弦と称しています．ところがアーチ橋の中にはアーチリブと補剛桁の間に斜材を配置したトラストアーチ橋が含まれます．この場合はアーチリブはトラスの弦材を兼ねる訳でアーチリブを弦と称しても違和感はありません．通常のアーチ橋ではアーチリブは軸力のほかに曲げモーメントやせん断力を負担しますが，トラストアーチの弦材は軸力が主となります．このような見方をすると，アーチ橋の一種であるランガー橋でもリブに作用する断面力は軸力が卓越しますから，リブを弦材と称しても違和感はありません．

一般のアーチ橋やローゼ橋のようにアーチリブに軸力以外に曲げモーメントやせん断力が作用する場合についてアーチリブを弦と称するのは聊か抵抗がありますが，今では単弦アーチ橋はトラストアーチやランガーに限定される訳ではありません．泉大津大橋もローゼ橋です．

トラス橋の場合，主構面が 1 面の場合単弦トラス橋と称しても，特に違和感はありませんが，通常の 2 面主構の場合を複弦トラス橋と呼ぶことはないようです．大阪モノレールの沢良宜橋梁（茨木市）は単弦トラストアーチ橋と称しています．トラス橋の場合は 1 主構トラス，2 主構トラス，3 主構トラスと称するのが一般的です．

(4) 併用継手と混用継手

一つの接合断面において，高力ボルト摩擦接合継手と溶接継手（鋼床版のリブ継手や合理化桁の継手）や高力ボルト摩擦接合とリベット継手（補修構造）を組み合わせ使用す

ることがあります。継手における力の伝達のメカニズムは継手方式ごとに異なることから、安易に異なる継手方式を組み合わせることには慎重でなければなりません。常時レベルの荷重作用の下での応力分布や終局状態における接合ごとの伝達力の分担などに関する調査が必要で、それらの検討結果を踏まえた設計法の採用が望まれます。合理化桁の現場継手構造を検討する中で、ウェブを高力ボルト摩擦接合で仮締めしておいて、鋼桁の厚板フランジを現場溶接することによる施工の合理化が検討課題となりました。

さて、このような異種接合方式を組み合わせた継手を適切に表現する用語について、少し考えたことが有ります。候補としては“組み合わせ継手”，“併用継手”，“混用継手”が挙がりました。できるだけ簡単な表現が望ましいので併用と混用が最終候補に残りましたが、道路橋示方書・鋼橋編の接合の条項で異なる接合方式を併用する継手の記述があること、混用にはごちゃ混ぜに用いるとの負のイメージがあることから併用継手を採用することにしました。皆さんはどのように思われますか⁶⁾。

(5) 東京港臨海大橋（仮称）の橋梁形式

2011 年に完成予定の東京港臨海大橋（仮称）は最大支間長が 440m の大型のトラス橋（世界第 1 位）です。最大支間長が 400m を越えるような大型のトラス橋は最近は建設されていないようですが、港湾地区のガントリークレーンと見間違えるような特殊な景観を東京港の入り口に形成することになります。

このトラス橋は中央径間の中ほどが充腹の桁構造でこれを両側の張り出しトラスで支えた構造になっており、橋梁形式としては 3 径間連続トラスボックス複合構造橋と呼ばれています。この橋梁形式についても、簡易で特徴を表現した名称を考えて頂きたいと思えます。

3. 力学原理の説明

(1) 仮想仕事の原理

初等構造力学も第 2 段階に入りますと、力学原理として力の釣り合いとフックの法則による微分的記述から一歩進んで、エネルギーの諸定理を利用した積分的記述が入ってきます。この諸定理を上手く活用するためには仮想仕事の原理の理解が重要となります。この原理の理解は初等構造力学から一歩進んで、離散的構造解析法の理解に必要となります。

仮想仕事の原理では仮想する物理量が仮想の変位であるか仮想の力であるかで区別し、前者を仮想変位の原理、後者を仮想力の原理と称されます。構造力学の教科書でこのことを丁寧に説明したものは少ないようです。どちらによっても仮想仕事の原理と表現すれば誤りではありませんが、力学を議論する立場にある者にとっては、この区別に拘りたいと思っています。

なお，エネルギー原理として用いられている諸定理を仮想変位と仮想力に分類すると，以下の様になります．

仮想変位の原理

仮想変位 (virtual displacement) によるひずみエネルギーを仮想変位の関数として表現し，ポテンシャルエネルギー極小の原理を適用して，構造物の荷重 - 変位関係を導きます．カステリアノの第 1 定理が属します．構造内の変位場を仮定する有限要素法の定式化も仮想変位の原理に属します．

仮想力の原理

仮想力 (virtual force) による補充ひずみエネルギーを仮想力の関数として表現し，補充ポテンシャルエネルギー極小の原理を適用して，構造物の荷重変位関係を導きます．単位荷重法，最小仕事の原理，相反作用の定理，カステリアノの第 2 定理が属します．構造内の応力場を仮定する有限要素法の定式化も仮想力の原理に属します．

(2) 弾性荷重法によってはりのせん断変形を考慮できるか

20 年以上前には，京都大学を中心とした関西圏の大学の構造力学の教科書として広く採用されていた丸善の構造力学 I⁵⁾では，等分布荷重を受ける単純ばりを対象として，せん断変形を考慮する場合でも，モールの弾性荷重法が適用できることが説明されています．

分布荷重を受けるはりの曲率はせん断変形を加えて

$$d^2y/dx^2 = -1/EI \cdot (M + qkEI/GA)$$

と表されるから弾性荷重として $(M + qkEI/GA) / EI$ を考慮することによって，対応する曲げモーメントがせん断変形を考慮したたわみとなることが説明されています．集中荷重が作用する場合は $q = 0$ となりますから，弾性荷重にせん断変形の項が考慮されません．発見的に集中荷重 P が作用する場合，弾性荷重として Pk/GA を考慮すると弾性荷重法の適用範囲を広げることができますが，支点上モーメントを受ける場合も含めて統一的に弾性荷重法の適用は困難なようです．結論としては，等分布荷重満載の条件の下でのみ，弾性荷重法が適用できることを構造力学 I に説明されるべきであったと考えます．

(3) 有限変位と有限変形

少し古い話になりますが，1970 年頃，幾何学的非線形性を考慮しなければならない力学問題が広く取り扱われるようになり始めたときに，有限変位と有限変形と言う表現が明確に区別されずに用いられていました．やがて有限変位 (finite displacement) に統一されるようになりました．構造解析法は変位法と応力法に区分されますが，変位法 (displacement method) を変形法と称することはありません．この種の例は他にもあると思いますが，用語を正しく定義して，適切に使用することが力学に強くなるための基本と考えます．

4. まとめ

構造力学の講義を辞めて 5 年近くが経ちましたので，本稿のような簡単な記事でも一気に書き上げることが困難になり，休み休み書いています．大阪大学での講義は，あまり丁寧に講義しなくても学生たちの理解が早いので，比較的楽に講義できました．構造関係の研究室で卒業研究や大学院生活を送った学生たちへは，日常の指導の中で色々なことを教えることができましたが，構造以外の分野に進んだ学生たちへのアフタケアが上手くできたかは疑問です．

参考文献

- 1) 小松定夫：薄肉構造物の理論と計算 I，山海堂，1969.
- 2) 土木学会：土木用語集，
- 3) 玉田和也ほか：鋼逆 π 形箱桁橋架設系の曲げ耐荷力特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.787/I-71，2005.
- 4) 日下敦ほか：鋼逆 π 型合成箱桁橋の合成床版底鋼板による補剛効果，鋼構造論文集，Vol.13，No.48，2005.
- 5) 小西一郎ほか：構造力学 I，丸善，1951.
- 6) 中村貴史ほか：高力ボルト・溶接併用継手における高力ボルト施工法に関する検討，鋼構造年次論文報告集，Vol.7，1999.

研究ノート NN-09-15**照査のための構造力学・番外編 25****日本鋼構造協会会員制度の見直しに関する提言（案）**

平成 21 年 6 月 4 日

西村宣男

はじめに

昨年度までは学術委員会の立場で，日本鋼構造協会における学術活動の活性化の基本となる個人会員（第 2 種正会員）の増強について，意見を申し上げて参りました．しかし会員制度は会員委員会の管掌事項であり，学術委員会としての活動は学生会員の勧誘程度に留まり，個人会員の顕著な増加には到りませんでした．個人会員の増加は会員に対する協会としての各種のサービスや公益社団法人としての協会のあり方にも関係しますから，会員委員会に任せた小手先の見直しでは，到底実効のある個人会員の増加は実現しないと思われます．このような観点から，日本鋼構造協会のヘッドクォーターの主導により，関連する委員会挙げての課題として取り上げて頂きたい，本提案書を作成いたしました．

1. 公益社団法人としての日本鋼構造協会の現状分析

日本鋼構造協会はその定款に謳われているように，構造用鋼材の製造業，その使用者である設計，製作，建設，更には電力，ガス，鉄道等の関連企業および鋼構造関連の研究者・技術者が一体となって，鋼構造に関する調査研究および技術開発を行い，鋼構造の普及と技術の向上を図る非営利団体であります．言い換えると鋼構造に関係する企業とその研究者および技術者で構成される団体であり，日本学術会議から認定された学術団体です．

協会の設立（1965）から半世紀近い日本鋼構造協会の発展の経緯により，協会の管理運営体制に一般の社団法人に比べて特異性があります．協会は企業と研究者・技術者で鼎立すると謳いながらも，人的および財務的負担の多くは企業会員に頼ってきたことは否定できません．社団法人としての公益性や法人活動の透明性が求められる昨今の社会情勢に対して，日本鋼構造協会が社会からひろく支持されるために，必要な改革を進める必要があるように思われます．

外部から見て，日本鋼構造協会が公益法人に相応しい条件を満たしていることを証明する特性は，協会が関連する企業のための団体ではなく，関連企業と研究者・技術者が共に支えあう団体であることです．そのためには協会を構成する企業会員（第 1 種正会員）と個人会員（第 2 種正会員）が適正な数で組織されていることがその証となるのです．

参考資料 1 では，日本鋼構造協会と同様な団体である日本コンクリート工業協会について，会員制度および主要な行事企画について比較しました．この資料によると両協会の会員制度や会員に対するサービスについては大差が無いことが分かる．両協会の大きな差は個人会員数であり，日本コンクリート工業協会がおおよそ 8,000 人であるのに対し，日本鋼構

造協会の個人会員数は、1/10 以下の 600 人を少し越える程度です。

日本鋼構造協会では、設立当初から個人会員になるのは鋼構造分野に対して一定の貢献があった個人に限定されていたため、ハードルが高かったが、1990 年頃の社団法人化に併せて、個人会員の加入条件の変更、準会員制度の導入などにより、個人会員の増加が図られました。1990 年代には個人会員（第 2 種正会員）登録を勧誘するキャンペーンが複数回行われ、その都度 100 人程度の会員増加が見られましたが、残念ながら個人会員の大半は教育機関の研究者（約 2/3）であり、企業の技術者の登録は限られていることから、個人会員数の飛躍的增加を見ることは有りませんでした。個人会員数はこのところ 600 名程度で推移しており、新規入会者数と退会者数がほぼ拮抗しています。また個人会員の平均年齢は 57 歳～58 歳と高齢化しています。会員の若返り策のひとつとして 2005 年より導入した学生会員制度と若手研究者を対象とした研究助成の採用により、ようやく会員数は 600 名を越えたところである。

また企業の技術者でせppかく個人会員として登録された方も、勤務先を退職されるのと同時に協会を退会される傾向があるのは残念です。これでは企業のために協会活動をしていたことになり、私が主張している“企業会員と個人会員が協調する協会”の根源が崩れるからです。会社を退職されても、生涯、鋼構造技術者としての社会貢献を果たして頂けるような仕組みについて、協会としての取組みが必要であると考えます。

現在継続中の第 5 次中期計画においては、個人会員数を現在のほぼ 2 倍の 1,000 名に増やすことを目標として掲げています。今期中に少なくとも目標数を達成できるように、鋼構造技術者・研究者に、個人会員として日本鋼構造協会に加入することの意義を訴えと同時に、協会としての制度や会員サービスに対する改善を検討することが求められています。

2. 日本鋼構造協会と鋼構造技術者の社会的評価向上のために

日本鋼構造協会の会員制度と直接的に関連していませんが、鋼構造協会の取り組むべき課題について述べておきたいと思います。

鋼構造分野に若者を引き付け、次世代の鋼構造を担う技術者として育む努力は、日本鋼構造協会に課せられた使命のひとつと言えます。若者を引き付ける分野の魅力は、以下の 3 条件を整えることが必要です。

- 1) 鋼構造物の建設が社会の発展、福祉の向上に対して有用であり、この分野で働くことにより社会貢献に対する満足度が与えられること。
- 2) 関係している鋼構造技術が世界をリードする先端技術であること。
- 3) この分野で働くことにより適切な報酬が保証されていること。

造船業の分野では、日本船舶海洋工学会（旧日本造船学会等）を中心として教育機関の協力の下に若手技術者のスクーリングによる集中教育や義務教育段階の子供たちへの啓蒙活動を継続的に行っている。

若手技術者の教育と併せて，ベテランおよび中堅技術者に対する継続教育の機会を提供することも鋼構造協会として取り組む課題である．特にベテラン技術者については，その能力を鋼構造分野で活用する機会を協会として提供することも大切です．

このほか，日本鋼構造協会としての取り組みが期待される活動としては，以下のような内容があります．

1) 女性技術者・研究者

1972 年の男女雇用機会均等法の施行から既に 35 年以上が経過しているにも拘らず，鋼構造分野への女性の進出が際立って増加しているとは言えないようです．この法律の施行以前に比べると，建設業界全体への女性の進出は増えているものの，鋼構造シンポジウムでも女性参加者は散見される程度に留まっています．建設業界の中でも，鋼構造分野における設計や研究では男女間の適性の差は余り大きくはないと考えられます．鋼構造協会としても男女雇用機会均等法の理念に従った取り組みを行っていることを示す必要があるようです．

2) WLB (Work Life Balance)

数年前から調和の取れた仕事と生活を推進する動きが厚生労働省などでも取り上げられ，2008 年初頭の当時の福田首相の施政方針演説の中でも，ワークライフバランスの用語が用いられ，今後の日本が目指すべき社会の有り方を象徴する標語として定着しました．残念ながら半年後に発生した世界経済の崩壊により失業問題が持ち上がり，ワークライフバランスよりもワークシェアリングの方が注目を集めていますが，経済状況が落ち着いてくると再びワークライフバランスに配慮した産業界が注目を集めるでしょう．上述の女性技術者の進出はワークライフバランスの取れた社会と密接に関係しています．

3) 障害者雇用

平成 18 年，障害者雇用促進法が改正され，各事業所は法定雇用率 1.8%の障害者を雇用することが求められています．今回の改正では，障害者の範囲や雇用形態に関する柔軟化が盛り込まれ，障害者雇用を実行するための特別調整金や特例報奨金がインセンティブとして用意されています．各産業分野が受け入れる障害者の条件や雇用形態について検討する必要があります．日本鋼構造協会としても前向きに取り組んでいることをアピールする必要があります．

3. 個人会員増強のための行動目標と計画

(1) 個人会員増強の目標値

高等教育機関を卒業して，鋼構造に関連する鉄鋼業，鉄構業，建設業，設計コンサルタント，エネルギー産業，輸送業などの分野で働く 20 歳代から 60 歳代までの技術者の総数は数万人に上ります．その中で鋼構造技術に深く関わっている技術者（協会活動に関係する）が半数としても，相当数の人々を鋼構造技術者と呼ぶことができます．土木系の高等

教育機関を卒業者はおよそ 8,000 人/年（2000 年時点）で，土木分野に在籍する技術者の数は 25 万人，土木学会の加入者はおよそ 50,000 人ですから，20%が学会に加入すると考えられます．この割合を当て嵌めれば，日本鋼構造協会の活動に関心を持つ技術者の数は，日本コンクリート工業協会の個人会員数と大きく変わらない数値になります．

個人会員数を増やすためには，以下の見直しが必要であると考えます．

- 1) 第 1 種正会員の技術者の第 2 種正会員（個人会員）登録を推進する．
- 2) 特別会員の技術者の第 2 種正会員登録を推奨する．
- 3) 学生会員の登録を更に推進すると共に，卒業・修了後の会員資格移行の円滑化を図る．
- 4) 準会員制度の可否を検討する．

(2) 個人会員に対する優遇策の原則

日本鋼構造協会では，主催する講習会などの行事において，会員と非会員の差別を原則として行っておりませんでした．他の多くの学協会の主催行事では参加費や頒布資料代として会員価格が設けられており，非会員の場合は割高な参加費等を支払う仕組みになっています．さらに協会の論文集への投稿についても，会員であることの条件はなく，非会員からの投稿にも門戸を開いています．個人会員として登録されなくても，ほとんどの協会のサービスを受けることができるのです．第 1 種会員企業の技術者には，第 2 種正会員（個人会員）と同等の待遇を約束しており，従って，企業の技術者に個人会員としての登録を勧めても，インセンティブが無いと断られる始末です．新たな制度を導入することによって，技術者の会員登録を推進すると同時に，会員サービスの仕組みについても一般の学協会と同等の制度を採用することも検討に値すると考えます．

(3) 会員サービスの新しい展開

参考資料に示した日本鋼構造協会の現行の個人会員に対する特典を踏まえて，会員の増加を図りつつ，会員であることのインセンティブを高めるための以下のような施策を検討して頂きたい．

1) フェロー会員制度

現在の名誉会員に加えて，協会活動に対して一定の貢献をされた個人会員に対してフェロー会員の称号を付与しては如何でしょうか．この制度は協会が個人会員に対して優れた鋼構造技術者であることを認証するもので，大学の先生方より企業の技術者の方々が優先される選考方法を考えることが重要であると考えます．

2) 永年登録個人会員の会費減免

現在，会費の減免処置は準会員と学生会員が対象になっていますが，これに加えて，例えば 25 年以上（適切な機関を検討する要あり）個人会員を継続した方について，年会費を減免する特典を導入することにより，退会を防止するのは如何でしょうか．

3) 研究助成制度の充実

若手研究者を対象とした研究助成制度が定着して参りましたが, この制度は確実に若手会員の入会に繋がりますので, 一層の充実をお願いしたいと思います. 併せて研究助成の効果を検証することが大切で, 成果の鋼構造論文集, 鋼構造年次論文報告集への投稿が連結するよう, 協会としてのフォローが必要です.

4) 女性技術者・研究者間の交流支援

割合としては低いものの鋼構造分野における女性技術者・研究者相互の交流による情報交換の場を提供し, 女性にとって潜在的障害を克服し, 働き易い環境を創生する支援策を考えては如何でしょうか.

5) 鋼構造教育・知的財産活用への取組み

若手および中堅技術者を対象としては, 本年度から実施される鋼構造技術者育成特別委員会の企画に期待したいと思います. 継続的な講習会や見学会が計画されていますが, 開催地が首都圏のみに限定されることの内容に配慮して頂きたい.

鋼構造分野における知的財産の最大のものはベテラン技術者に蓄積された知識と経験です. これを協会活動の中で効率的に活用することが重要です. 例えば, 上記の講習会を地方で開催する場合に, その地に在住されるベテラン技術者に講師を務めて頂くことにより経費を抑えることが可能です. そのほか, 鋼構造物に関係した設計照査や技術評価を担当する第 3 者機関が設立された場合を考慮してベテラン技術者に照査能力や評価能力を磨く機会を鋼構造協会として準備することも必要であろうと考えています.

参考資料 1. 会員制度に関する基本データ

日本鋼構造協会

会員区分・会員数・年会費

第 1 種正会員 (企業)	1 4 4 社	年会費 400,000 円
第 2 種正会員 (個人)	5 8 1 名	年会費 10,000 円
準会員 (個人)	5 6 名	年会費 5,000 円(学生会員 2,500 円)
特別会員 (機関団体)	4 6	年会費 50,000 円
名誉会員 (個人)	4 7 名	

学術出版

会誌 JSSC (年 4 回)	無料配布
鋼構造論文集 (年 4 回)	有料
鋼構造年次論文報告集 (年 1 回)	有料

資格認定

建築鉄骨製品検査技術者
 建築鉄骨超音波技術者
 建築高力ボルト接合管理技術者
 鉄骨工事管理責任者
 土木鋼構造診断士・同診断士補

個人会員の特典

- ・鋼構造に関する多種多様な会員構成を活かした幅広い技術交流・情報交換ができる。
- ・調査研究等の委員会活動で，常時 20 余のテーマ等の小委員会を設置しており，希望の委員会活動に参加できる。（但し，正会員のみ）
- ・国内外の関連規格・規準の制定，改廃の動向をいち早く知ることができるとともに，ISO 等の基準化機関に対して，本会を経由して，意見反映ができる。
- ・世界各国の鋼構造学協会との交流や，鋼構造関連の国際会議への参加を通じて世界中のホットな情報が入手できる。
- ・若手研究者を対象とした鋼構造研究助成の応募ができる。
- ・本会主催の鋼構造シンポジウムに参加し，研究論文や技術報告を発表できるほか，本会出版の鋼構造論文集に投稿するなど，鋼構造に関する学界的活動に参加できる。
- ・会誌「JSSC」の無料配布を受けるほか，「JSSC テクニカルレポート」や「鋼構造論文集」等の本会出版の刊行図書を会員価格で購読できる。
- ・隔年発効の会員名簿を無料で入手できる。
- ・本会主催の各種講習会・シンポジウム等に会員価格で参加できる。
- ・本会主催の業績表彰に会員として応募し，また受賞の機会が得られる。

他協会との比較（日本コンクリート工業協会）

会員区分・会員数

正会員（個人）	8, 0 0 0 名	年会費 12000 円
第 1 種団体会員（機関団体）		年会費 50,000 円
第 2 種団体会員（企業・1 級～4 級）		年会費 200,000 円，150,000 円 100,000 円，50,000 円

学術出版

会誌「コンクリート工学」（毎月） 無料配布
 コンクリート工学論文集（年 3 回）無料配布
 「コンクリート技術の要点」，「コンクリート診断技術」
 その他委員会研究成果・資料・報告書等

資格認定

コンクリート技士（主任技士）資格認定試験

コンクリート診断士資格認定試験

会員の特典

学術講演会・講習会等の各種催し物への優先参加，参加費割引
各種刊行物の特価販売

研究ノート NN-09-16

照査のための構造力学・番外編 26／

トラスの固有振動に関する補足

平成 21 年 7 月 5 日

西村宣男

概要：トラス構造の固有振動については，照査のための構造力学第 2 章第 3 節で曲げ振動におけるせん断変形を考慮した振動方程式と連続ばり（トラス）の固有振動方程式について，また第 3 章第 2 節で立体固有振動について説明しました．それらの箇所では説明が不十分であったトラス橋の固有振動特性について補足説明する．

1. 連続トラスのたわみ振動

トラス橋の曲げ振動に関しては，腹材の弾性変形の影響を無視できないことは，照査のための構造力学第 2 章第 3 節で説明した．トラス桁を連続体モデル（はり）に置換した場合，いわゆるせん断変形と回転慣性を考慮した Timoshenko ばり理論を適用することになる．

この現象を支配する力学パラメータはせん断パラメータ λ_s で，曲げ剛性とせん断剛性の比と構造の代表長が関係している．

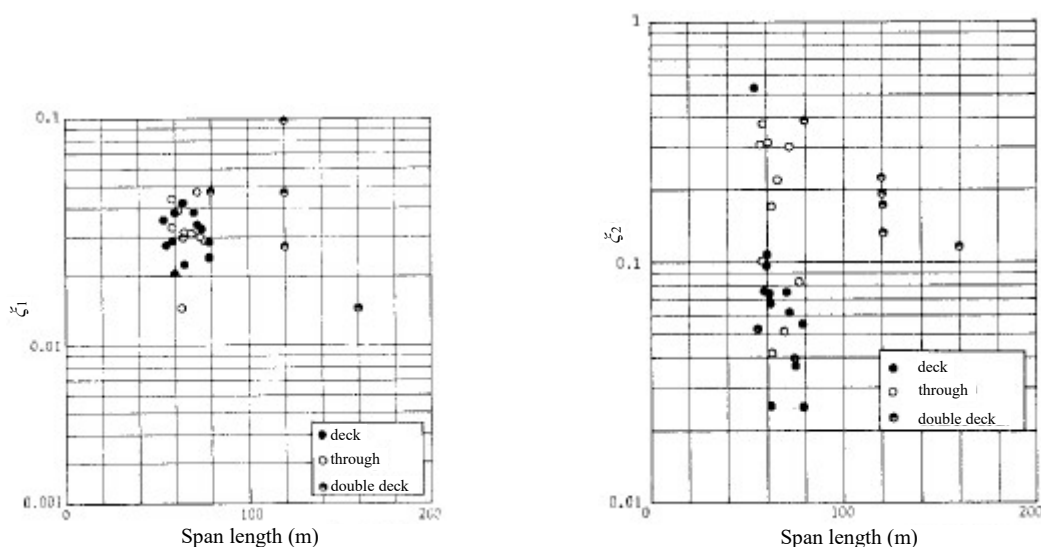
$$\lambda_s = \frac{EI}{GA L^2}$$

ここに， EI ：換算曲げ剛性， GA ：換算せん断剛性， L ：代表長．

この力学パラメータをトラス用に表現すると

$$\text{主構：} \xi_1 = \lambda_s = \frac{1}{2} \frac{A_c}{A_b} \left(\frac{d}{h} \right)^3 \frac{h}{\lambda} \left(\frac{h}{L} \right)^3$$

$$\text{横構：} \xi_2 = \lambda_s = \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \left(\frac{d}{b} \right)^3 \frac{b}{\lambda} \left(\frac{b}{L} \right)^3$$



(a)

(b)

図-1 トラス橋におけるせん断パラメータの分布

ここに， A_c ：弦材断面積， A_d ：斜材断面積， A_b ：横構斜材断面積， d ：斜材長， λ ：格間長， h ：トラス高， b ：主構間隔

せん断パラメータは主として弦材と斜材の断面積比およびトラス高と支間長比に影響されることが分かる．主構トラスの弦材と斜材の断面積比を 1～2，トラス高と支間長比を 0.1～0.2 とすると，せん断パラメータは 0.02～0.2 の範囲になる．横構トラスについては断面積比 2～5，トラス幅と支間長比を 0.1～0.3 とするとせん断パラメータは 0.03～0.6 と推定される．このパラメータの分布範囲は実橋について調べた図-1 とほぼ符合している．

トラス橋のせん断パラメータは充腹のほりに比べて一桁大きな値である．せん断力を斜材の軸力で伝達するトラス構造は効率的であるが，それによる弾性変形が大きくなることを意味している．典型的な連続トラスについて低次の固有振動数とパラメータ λ_s の関係については，照査のための構造力学第 2 章第 3 節に示したが，そこでは，中間支点近傍におけるせん断変形と振動モードの関係について，詳細な説明は省略していたので，本資料で補足する．

(1) 2 径間連続トラス

2 径間連続トラス（等径間）の 1 次振動は，それぞれの径間がほぼ sine 半波形状となる逆対称モードで，その固有振動数 ω は剛性が一定であれば，単径間トラスの 1 次振動と同様に

$$\omega \sqrt{\frac{WL^3}{gEI}} = \frac{\pi^2}{\sqrt{1 + \pi^2 \lambda_s}}$$

と表すことができる．ここに， W ：単位長さ当たり死荷重， g ：重力加速度．

このトラスの対称振動モードは中間支点上が対称軸となるが，せん断変形を考慮するとたわみ角が連続するわけではないので，中間支点におけるせん断変形の影響を受けて，連続構造である特徴が顕著には現れない．固有振動数は以下の超越方程式の数値解で求めることになります．

$$\alpha L \{1 - \lambda_s (\beta L)^2\} \cos \alpha L - \beta L \{1 + \lambda_s (\alpha L)^2\} \cos \beta L = 0$$

$$\text{ここに， } \alpha = \sqrt{\sqrt{r^4 + s^4} + r^2}, \quad \beta = \sqrt{\sqrt{r^4 + s^4} - r^2}, \quad r^2 = \frac{W\omega^2}{2gGA}, \quad s^4 = \frac{W\omega^2}{gEI}$$

固有振動数とせん断パラメータの関係を図-2 に示す．この図より，以下の特性を読み取ることができる．

- 1) 図-1 に示した実橋のせん断パラメータの分布を考慮すると，トラス橋の固有振動に対して，せん断変形（斜材の弾性変形）の影響が大きい．せん断パラメータが大きい範囲に分布する横構トラスの

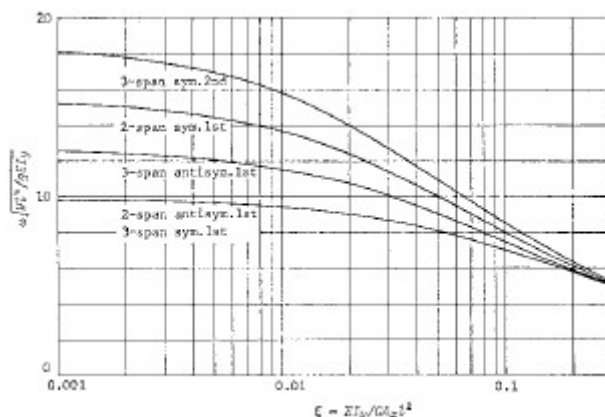


図-2 連続トラスの低次固有振動数とせん断パラメータの関係

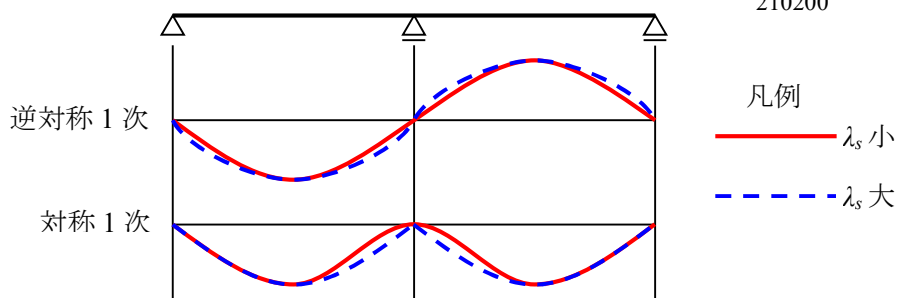


図-3 連続トラスの低次振動モード

方，すなわち水平たわみ振動に対する影響が大きい．ただし，水平たわみ振動では支点上対傾構の弾性変形によってねじりとの連成が生じるので，固有振動モードは複雑になる．

- 2) セン断パラメータが 0.1 を越えると，対称 1 次固有振動数と逆対称 1 次固有振動数の差が縮まる．すなわち斜材の弾性変形が卓越すると，複数の固有振動モードの振動数が接近してくる．(図-3(a) 参照)
- 3) 固有振動数に対するせん断変形の影響は高次モードになるほど顕著であり，低次から高次までの固有振動数が接近してくる．マトリックス変位法でトラス構造の固有振動解析を行ったときに，高次振動モードが判別不能になるほど輻輳するのはこのことが原因している．

(2) 3 径間連続トラス

3 径間連続トラスについても同様に，せん断パラメータが 0.1 を越えると複数の固有振動モードの振動数が接近する．

2. 平行弦トラスの水平たわみ振動とねじり振動との連成

トラス橋の水平たわみ振動では，支点上の対傾構（横ラーメン）の弾性変形が無視できなく，この変形によって水平たわみ，ねじりおよび断面変形が連成する．トラス橋を薄肉弾性ばりに置換した場合，関係する一般化変位としては，水平変位，鉛直軸周り回転角，ねじれ角，断面変形角およびそりの 5 自由度である．支点における変位の拘束条件は単純ではなく

- 1) ねじれ角 φ と断面変形角 θ の和（橋面傾斜角）が 0. $\varphi + \theta = 0$
- 2) 断面中心の水平変位 u はねじれ角と断面変形角の差にトラス高の 1/2 を乗じた値，

$$u = (\varphi - \theta)h/2$$

などで表されるから，置換ばりに関する振動方程式の厳密解を求めることは不可能である．

そこで構造モデルの単純化を行い，実際的な境界条件を満たす固有振動数の近似式を誘導する．構造モデルでは任意の断面において恒等的に橋面傾斜角 $\varphi + \theta = 0$ とする．ダブルデッキトラスを想定したもので，上下デッキが柔らかい横ラーメンで連結され，それぞれの水平横方向変位が卓越すると考えている．このモデルの振動方程式と単径間トラスを対象とした近似解については，“照査のための構造力学 第 3 章 3.2 トラス桁の立体挙動と固有振動”で示した．

連続トラス橋の水平たわみ振動は，前節で述べたせん断変形（横構の弾性変形）の影響もあって，複数振動モードの固有振動数の接近，変位間の複雑な連成が見られ，振動モードを区分することが困難となる．図-4 はマトリックス変位法で計算した 3 径間連続トラス橋（等径間）の固有振動モード（1 次～8 次）を示している．各振動モードを区分すると以下の通りである．

1 次モード：水平たわみ・ねじり連成対称 1 次振動

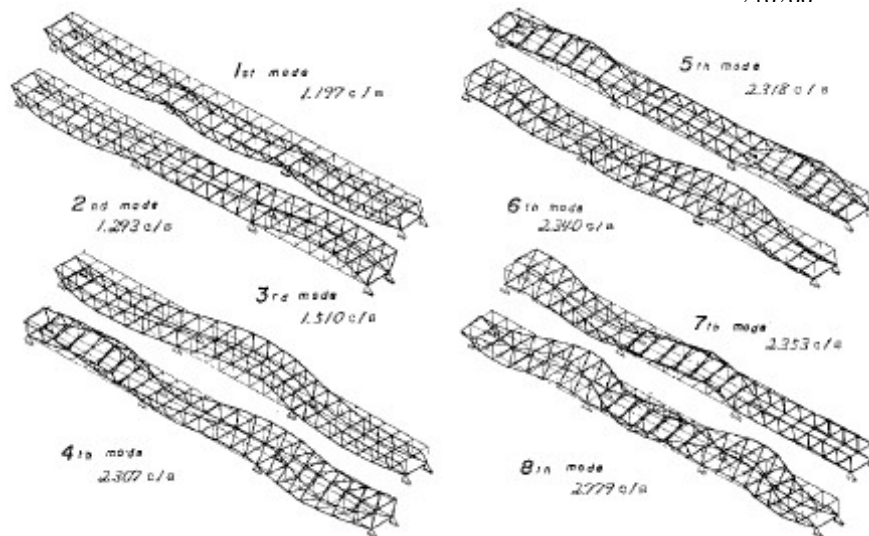


図-4 3径間連続トラス橋の固有振動モード

2 次モード：水平たわみ・ねじり連成逆対称 1 次振動

3 次モード：鉛直たわみ対称 1 次

4 次モード：水平たわみ・ねじり連成逆対称 2 次

5 次モード：水平たわみ・ねじり連成対称 2 次

6 次モード：水平たわみ・ねじり連成逆対称 3 次

7 次モード：水平たわみ・ねじり連成（右中間支点{固定支点}の影響が現れている）

8 次モード：水平たわみ・ねじり連成対称 3 次

注. ねじりには断面変形が含まれている

参考文献

- 1) 小松定夫・西村宣男：薄肉弾性ばり理論によるトラスの立体解析，土木学会論文報告集，No.238，1975.
- 2) 小松定夫・西村宣男：平行弦トラス橋の立体振動特性について，土木学会論文報告集，No.297，1980.

研究ノート NN-09-12

照査のための構造力学・番外編 27ノ

トラス橋のリダンダンシー評価のための数値シミュレーション法

平成 21 年 8 月 27 日

西村宜男・三好崇夫

概要：ミネアポリスのトラス橋の崩壊事故を契機として、鋼トラス橋のリダンダンシーを評価する研究報告が数多く発表されているが、適用されている数値計算技法や対象とする構造のモデル化などがまちまちであり、統一的な整理が必要であると考ええる。本稿では、リダンダンシー評価のための数値解析計画について纏める。我が国では設計時に注目されてこなかったリダンダンシー評価法の基礎資料を整備することを目的としている。

1. 鋼トラス橋の崩壊事故と関連した研究の動向

2007 年 8 月に発生したミネアポリスの鋼トラス橋の崩壊事故や同時期の木曽川大橋斜材の破断事故などを契機として、トラス橋のリダンダンシー（冗長性）の評価に関する研究報告が相次いで発表されている^{1)~10)}。研究の必要性は、1) 橋梁崩壊や部材損傷を生じた橋梁における原因究明に関する知見を明らかにすること、2) 一部の部材損傷が構造全体の安定性に影響するような構造法を予見するために必要な基本的設計資料を提供すること、3) 橋梁の維持管理水準に関係して構造全体の崩壊に繋がるような部材や格点構造の部位や損傷の程度に関する基礎データを提供することが挙げられる。

事故の数ヵ月後に開催された鋼橋技術研究会の緊急討論会“トークイン・日本の鋼橋を考える”では、ミネアポリスの崩壊した橋梁の調査報告、アメリカの橋梁点検の現状と課題、木曽川大橋トラス斜材の腐食による破断、メンテナンスの重要課題：疲労と破壊の制御、橋を守る人と技術、鋼橋技術研究会特別検討チームの報告が述べられており、この問題に対する提言として興味深い⁵⁾。

奥井等^{1), 2)}は、鋼橋技術研究会の特別検討チームとして、トラス橋に生じた事故が部材破断に留まった木曽川大橋、本荘大橋と全体崩壊に到ったミネアポリスのトラス橋の力学的な評価法について検討している。位置が特定された破断部材について、破断時の衝撃力を考慮した静的非線形解析によって、リダンダンシー特性を調べている。

高橋³⁾は、静的弾塑性有限変位解析によって、下路トラス橋の部材損傷によるリダンダンシー特性の評価を行っている。床版の合成効果や格点構造の影響を考慮できるモデルを用いている。

野中等⁴⁾は、部材損傷を有する上路トラス橋を対象として、レベル 2 地震時における破壊過程を動的弾塑性有限変位解析により追跡する方法を示している。解析モデルは骨組構造で床版の合成効果も含めている。格点の詳細構造は含めていないが、トラス橋のリダンダンシー評価法としては厳密な方法である。

2009 年の土木学会年次講演会においても、数編の研究発表が予定されている。大森等⁷⁾は下路式ゲルバートラス橋を対象として、斜材や垂直材の破断に伴う各部材の影響度を線形解析の部材力を用い、組み合わせ断面力を受ける部材照査式（塑性強度）を適用して調べている。部材破断時の衝撃力は URS の衝撃系数値を用いて算定している。梁取等⁸⁾は下路式 5 径間トラス橋（両側径間がゲルバー）を対象として、ゲルバー部の端引張斜材が破断したときの変形および再分配された部材力について調査してい

るが，安定性の評価までには至っていない．本多等⁹⁾は上路式鋼トラス橋の端引張斜材が破断したときの衝撃力を動的解析によって明らかにしている．衝撃力は破断時に当該部材を縦波として伝わる 1 次衝撃力と，部材破断に伴う部材力の再配分における動的効果を反映した 2 次衝撃力に分け，前者はリダンダンシー評価には影響が小さいこと，後者は一定の影響を与えるが URS の衝撃係数ほどは大きくないことを明らかにしている．柏倉等¹⁰⁾は下路式トラス橋の部材（上弦材，下弦材，斜材，鉛直材）の 1 本が破断したとき，残りの部材の安全度を線形解析によって調査している．

2. リダンダンシー評価のカテゴリー区分

トラス橋のリダンダンシー評価は，突発的な損傷の発生により一部の部材の荷重伝達機能が消失するか著しく低下したときに，構造全体としての安定性が保持されているか否かを調査する作業であり，以下の 3 つのカテゴリーに区分して考えるとよい．

1) 崩壊ないしは重大な損傷が発生した橋梁の原因究明のための再現解析

このカテゴリー 1 では重大な損傷が発生した箇所や，損傷原因が事後の調査によってある程度明らかにされ，崩壊に到るシナリオが推定されていると考えることができる．従って数値シミュレーションの目的は事故のシナリオ再現解析であり，構造の各部分に適用する要素の種類などは最初から適切に判断することができる．構造詳細の影響が考慮できる構造モデルと解析法を適用することが必要であり，これを“詳細解析”と称する．

2) 部材に損傷が発生した既設橋梁の補修工事の緊急性を評価するためのリダンダンシー評価

このカテゴリー 2 では，最初の損傷部材が確定しているが，構造全体の崩壊に到るシナリオは確定していない．従って崩壊のシナリオを確定するための“予備解析”を行って，しかる後に全体崩壊の再現に適した構造モデルを用いたリダンダンシー評価を行う．

3) 一般橋梁のリダンダンシーを評価するための照査解析

現状では設計時に橋梁のリダンダンシーが要求されるシステムにはなっていないが，研究的観点から，トラス橋のどの部位にどの程度の突発的損傷が発生したときにリダンダンシー性能に影響が及ぶのかを明らかにしておくことは有意義である．このカテゴリー 3 で

	突発損傷の影響評価	予備解析 1
カテゴリー 3	初期損傷箇所（部材，接合部）の特定	予備解析 2-1
カテゴリー 2	崩壊のシナリオ特定	予備解析 2-2
カテゴリー 1	リダンダンシー評価	詳細解析

図 - 1 リダンダンシー評価解析のフロー

は橋梁の代表的部材に仮定の損傷を与え，個々に崩壊のシナリオを明らかにして，リダンダンシー評価を行う．それらの結果を総括してリダンダンシー特性に関する知見を纏めることになる．

これらのカテゴリー区分は，予備解析と詳細解析を定義することによって，図 - 1 に示すように統一

的に整理することができる。

3. 部材損傷の影響に関する予備解析 1

突発的な部材損傷としては，以下のような事例がある．①腐食による断面欠損と重荷重の繰り返し作用により部材あるいは格点部に亀裂の進展，②腐食による広範な断面欠損により部材座屈あるいは局部座屈が発生，③他者の橋梁部材への衝突により部材損傷の発生，④地震作用により部材損傷が発生したときの破壊伝播。

これらの効果を包括的に考慮し，更に構造詳細の損傷を含めたトラス橋のリダダンシー解析を直接実行することは一般に困難であるから，予め突発損傷の効果を等価な外力として考慮して，部材損傷を受けた構造物に作用させた静的解析を行う．その際の構造モデルとしては床版・床組の合成効果を考慮した骨組構造モデルを採用することが適切である。

この段階では，部材の塑性化や有限変位を考慮するか否かは余り重要ではない．この段階で定まる荷重効果は暫定値である。

1) 引張破断による衝撃力の影響

軸力が作用している部材が破断した場合，部材の剛性が消滅するとともに，衝撃力が破断面の両側に作用する．また構造系の変化により部材力の再配分が生じ，新しい釣り合い状態に移行する際の動的効果が発生する．本多ら²⁾は破断部材に沿って伝達する縦振動の効果を 1 次衝撃力，構造系の変化による動的効果を 2 次衝撃力と命名し，後者が重要であることを示唆している．後者の衝撃力の大きさは橋梁に作用している質量に対して衝撃係数として取り扱うことになるが，実際には各質量に対して動的効果の大きさが異なるので，平均的な衝撃係数として評価することになる．動的解析を行う場合には構造系の変化に伴う効果は自動的に各質量に対して作用することになる。

具体的な取り扱いについては野中らの方法³⁾も参考になる．この方法は構造全体系の動的解析の中で，部材破断の影響を評価するもので，衝撃力の大きさと継続時間が考慮される．部材破断時のマクロ的過程は含まれないことには留意する必要がある。

2) 車両衝突による部材損傷の影響

通行車両の橋梁部材との衝突や飛翔体の橋梁への落下によって，橋梁部材が損傷した場合の橋梁のリダダンシー評価では，前項と同様の衝撃力の評価を行うことは困難であり，衝突する物体の動的効果を考慮した動的全体解析が必要となるが，ここでは触れないで置く。

4. 崩壊のシナリオを特定するための予備解析 2

カテゴリー 3 では，腐食の進展等により部材や接合部の耐力が低下した橋梁構造において，部材破断等の重大な初期損傷が発生する箇所を特定する必要がある．このプロセスを予備解析 2-1 と称する．この解析においては，構造物の発生応力が評価できる程度の解析モデルでよく，予備解析 1 の構造モデルを用いることができる。

また構造物に突発的な部材損傷が生じたときに，構造全体の崩壊に到るシナリオを決定するためのプロセスを予備解析 2-2 と称する．最初の部材損傷により構造系の特性が変化し，損傷が連鎖的に生じて崩壊に到る場合，概略のシナリオを推定するための解析では損傷部材を除いた構造部分は弾性と仮定し

ても良いが，構造系の変化に伴う変位量が大きい場合は幾何学的非線形性を考慮する必要がある．さらに構造系の変化による部材力の再分配によって部材の塑性化が著しい場合は，その部材について塑性化を考慮する必要がある．

5. リダンダンシー評価のための詳細解析

構造の全体崩壊に到るシナリオが概略想定された段階で，種々の条件を勘案して最も確からしい崩壊過程を追跡する解析を詳細解析と称する．詳細解析における留意事項は以下の通りである．

1) 実務設計と研究

実務設計でリダンダンシー評価が必要となった場合，可能な限り安全設計となるように，想定される荷重効果を累積して考慮する．これは詳細解析といえども，現状では 100%の精度の再現が保証される訳ではないからである．たとえば部材の破断に伴う衝撃力を静的解析に反映する場合，衝撃力を持続荷重として取り扱うことなどがこれに当たる．

一方研究レベルでは，力学現象にできるだけ忠実に再現解析を行う必要があり，衝撃力等は静的解析ではなく動的解析によって評価する必要がある．部材破断が連鎖的に発生する場合，各破断時の衝撃力を全て持続荷重として考慮する静的解析は明らかに現象とかけ離れた結果に導く危険性がある．

2) 静的解析と動的解析

上述のごとく，崩壊過程を精度良く再現するためには，動的効果を含む時刻歴応答解析が適っているが，衝撃力の影響が大きい場合は静的解析で代用することができる．

3) 床版および床組の効果

トラス橋の立体的挙動に対して床版や床組の補剛効果を考慮する必要がある．特に上路トラス橋では，主構間隔に比べて床版の幅が大きい場合が多く，床版の水平横方向の曲げ剛性やねじり剛性，従って荷重分配効果を見逃すことができないし，主構に損傷が発生したときのリダンダンシーに大きく寄与すると考えられる．さらにトラス橋の崩壊機構には床版や床組の破壊強度と機構が関与するが，それらも含めた動的解析は現在のコンピュータ環境でも困難であろうと予測されるから，静的解析が捨てきれない理由でもある．

4) 接合部の剛性と強度

トラス橋のリダンダンシー問題は，主たる構造部材である主構部材の異常が発生して，部材あるいは接合部の耐荷性能が急激に減少することによる崩壊に対する安全性を調査することにある．前述のような構造モデルに関する条件をクリアできてもなお，主構，横繋ぎ材および床組間の接合部の強度が構造デテールに関係し，これを正確に評価するには膨大な容量を必要とする解析モデルとなる可能性がある．初期の部材損傷以降の構造系における作用内力は通常の設計で考慮するものとは異なるため，特に接合部の作用力による局部的崩壊の可能性が高い．

このような条件を考慮した詳細解析を効率的に実行するには，部分構造法と有限要素法におけるアダプティブ機能を考慮した構造解析法を活用することが推奨できる．

6. あとがき

橋梁のリダンダンシーに関して思い出すのは，道路公団（当時）の名神および東名高速の橋である．1960 年代におけるひとつの技術的特徴として，合理化設計への志向があった．対傾構などを支点上など必要最小限に絞って設置すると，実務設計で採用されている 1-0 分配法に適合する応力分布となることから，一部のトラス橋やアーチ橋は横繫ぎ材を減らした構造が採用された．しかし今日のレベルの立体構造としての応力評価は行われていなかったのもので，暫くして交通振動や疲労問題が持ち上がり，横繫ぎ材等の補強工事が行われた．

当時より，この種の橋梁についてリダンダンシー性能の確保が必要であることを示唆されていたのは京都大学名誉教授の山田善一先生で，その薫陶を受けられた古田均先生からリダンダンシーの重要性を教わったのは 1980 年代であったと記憶している．その頃からリダンダンシーを“冗長性”と表現するのは違和感を覚え，適切な表現を定めて欲しいと要望してきたが，未だ叶えられていない．リモートセンシングを日本では遠隔観測と訳するが，これを遥感と表現した中国の漢字表現に対する感性に期待するのが良いかもしれない．

参考文献

- 1) 永谷秀樹・明石直光・松田岳憲・安田昌宏・小播泰弘・石井博典・宮森雅之・平山博・奥井義昭：鋼トラス橋のリダンダンシー評価手法の検討その 1～その 3，土木学会年次学術講演会概要集，2008.
- 2) 永谷秀樹・明石直光・松田岳憲・安田昌宏・小播泰弘・石井博典・宮森雅之・平山博・奥井義昭：鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討，土木学会論文集，Vol.65，No.2，2009.
- 3) 野中哲也・岩村真樹・宇佐美勉：進行性破壊を考慮したトラス橋の地震応答解析，構造工学論文集，Vol.54A，2008.
- 4) 高橋岳太：鋼トラス橋の冗長性に関する数値的検討，修士論文概要集，東北大学，2009.
- 5) 藤野陽三他：トークイン・日本の鋼橋を考える，橋梁と基礎，2008-9。
- 6) 西村宣男：ミネアポリス橋梁崩壊事故に寄せて，研究ノート NN-07-40，2007.
- 7) 大森友博・斎藤幸司・岩崎英治・長井正嗣：既設ゲルバートラス橋のリダンダンシー評価の検討，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，2009.
- 8) 梁取直樹・村越潤・前田和裕：下路鋼トラス橋の部材破断時の全体挙動に関する影響解析，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，2009.
- 9) 本多一成・後藤芳顕・川西直樹：リダンダンシー解析における鋼トラス橋の部材破断時の衝撃係数に関する一考察，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，2009.
- 10) 柏倉翔・横山功一・原田隆郎：トラス橋の危険部材判定に関する研究，土木学会第 64 回年次学術講演会概要集，2009.

研究ノート NN-09-20**照査のための構造力学・番外編 28／****土木学会平成 21 年度全国大会研究討論会 “設計の無駄と余裕” に寄せて****平成 21 年 9 月 4 日****西村宣男**

概要：土木学会鋼構造委員会による研究討論会（9 月 3 日）に参加しました。前回の配布資料でも述べたように、橋梁のある部材に重大な損傷が発生したときに、その影響が連鎖的破壊を生じて、構造全体の崩壊に至る可能性をリダンダンシーの評価と称しますが、これまでの橋梁設計においては、このような評価なしに安全側の構造計算モデルの採用や不明確な安全率の採用によって、橋梁の安全性が確保されてきました。今後の構造設計は不明確な事象を明らかにすることによって、無駄な慣習を取り除き、なお適切な余裕を持った橋梁構造を実現することが求められますが、今回の研究討論会によって今後の橋梁設計の有り方が見えてきたように感じましたので、感想を纏めることに致しました。

1. 研究討論会の概要

土木学会平成 21 年度全国大会（9 月 2 日～4 日）は福岡大学で開催されたが、研究討論会は初日と 2 日目の午後に開催された。鋼構造委員会が主催した標記の研究討論会は、2 日目の午後に開催された。座長は小西拓洋氏（首都高速道路技術センター）、話題提供者は三木千壽（東京工業大学）、緒方辰男（NEXCO 総研）、森猛（法政大学）、山口栄輝（九州工業大学）の 4 氏であった。

話題提供者の講演内容の概要は以下の通りである。

1) 三木教授

橋梁における実際の作用応力を評価できる有限要素解析を設計に反映することで、無駄を省いた設計の合理化が達成できる。床版の合成効果や格点構造の局部応力の低減によって合理化が達成できた事例を紹介された。そのような設計法を達成するには、設計示方書の改善と新技術の認証システムが重要である。若手の技術者やこれから橋梁技術者になろうとする若者がわくわくするような夢を与える橋梁業界であることが大切である。

2) 緒方室長

第 2 東名・名神建設プロジェクトにおける技術革新の事例の紹介があった。波形鋼板ウェブを用いた PC 橋や張り出し床版をストラットで支える桁構造の採用により合理化が達成されている。鋼橋については、小数主桁化や連続合成桁、少補剛設計などの合理化が、発注者と設計施工会社の協働による技術開発努力により達成されてきている。近年のデザインビルト方式の実施例では、意図したような民間技術の導入に際しての発注者側の評価方法が課題となっている。

3) 森教授

耐久性の観点からみた設計の合理化について意見を述べられた。鋼橋の疲労問題および腐食問題に関係して，疲労設計荷重の取り扱い，設計時の構造モデル化，暴食設計の考え方，製作における余裕と無駄，維持管理における予防保全の考え方など広範な課題について論及された。

4) 山口教授

設計における安全余裕と題した話題提供の中で，一般社会における“無駄”と“余裕”の言葉の定義，構造設計分野での定義について紹介するとともに，構造設計においては部分安全係数法の導入が適っており，研究調査の進展を反映して安全係数を迅速に update するシステムの必要性が強調された。

2. 構造設計における無駄

構造設計において重要である安全率には，不明な現象に対する配慮として，荷重係数，材料係数，部材係数，構造物係数などが考慮されるが，研究の積み重ねによって不明な現象の荷重効果，ばらつき，構造物の応答が明らかにされたとき，強度のばらつきは材料係数と部材係数，荷重のばらつきは荷重係数の調整に反映されるから，現象の不確実性に対応した構造物係数は限りなく 1 に近づけることができる。

結果論として，不要に大きな安全係数は構造設計における無駄の一つの原因であるが，適切に安全係数が修正されれば，無駄を省いた合理化が達成される。部分安全係数法が議論され始めた当初から，研究により明確にされた安全係数を個別に更新できるところが部分安全係数法の特長であることが謳われていた。従って明確にされた事象についてはこれを迅速に設計規準に反映するシステムの構築が最も重要である。

三木教授が強調したように構造のモデル化における無駄も確かに大きい。スラブアンカーで鋼桁と連結された非合成の床版でも殆どが合成効果を発揮しており，実測結果やスラブアンカーを考慮した有限要素解析でも床版の荷重分担効果が大きいことが認められる。ただ床版を永久構造物と考えるか，打ち替えを前提とした消費材と考えるかによって取り扱いが異なってくる。打ち替えを前提とするなら，死荷重に対する分担を考慮せず，活荷重その他の荷重効果について荷重分担を考慮することで合理化設計が推進される。立体変形を含むような荷重状態に対しては床版の剛性の寄与が大きいことが知られている。

部分安全係数は設計示方書の中で適切に管理され，必要に応じて調整されなければならない。設計技術者が独自に部分安全係数を定めて，設計の合理化と称することはできないが，無駄を省いて設計の合理化を推進するためには，設計示方書の管理システムの改革が必要である。

3. 設計示方書と技術評定について

フロアからの意見として，国総研の西川所長からの“道路橋示方書は最低の技術レベルを示したもので，優秀な技術者が独自の考え方により合理的な設計法を採用することを拘束するものではない”との発言は，橋梁設計の有り方として注目に値する．確かに高速道路(橋)の橋梁については，合理化のために道路橋示方書の規定を越えた設計法を十分な検証を踏まえて導入してきているが，全ての発注者がこのような独自の設計ができる訳ではなく，多くの行政側技術者の道路橋示方書に対する認識は西川所長の発言とは乖離しているように思われる．受注者側の技術者も道路橋示方書の規定を越えた新技術の導入のために，発注側の担当者を説得するには多大の作業量を必要とするため，合理的構造や設計法の採用が回避される傾向が強い．

技術革新を橋梁分野に積極的に導入するには，建築分野が行っているような第三者機関による技術の評定システム^{2),3)}を導入することが考えられる．筆者は駅ビルとデパートを結ぶ横断歩道橋の技術的課題について，建築の評定団体から技術審査を依頼された経験がある．デパートの建物で横断歩道橋の端支点を支えるため，歩道橋に作用する地震力が建物の鉄骨に与える影響の評価が検討課題であった．

橋梁に関しては多くの合理化に関する技術委員会・検討会に関与させて頂いたが，発注者や受注者からの技術提案に内在する課題を指摘し，解析や実験により効果や安全性を確認するのが常であった．建築分野のような技術評定とは異なっている．橋梁分野における技術委員会等の在り方と建築分野の技術評定の意義との優劣を論ずることは容易ではないが，社会システムとしての評価としては建築分野に軍配が挙がるように思われる．

新技術の採用システムを円滑に導入するために必要な条件は，一般に言われている“製造者責任”の原則を確立することである．これまでは橋梁の施工中の事故責任は施工者が負うことになっている．施主側も設計協議において施工法の採用について関与しているにも拘らず，“施工責任”の名の下に施工者が責任を負う．一方，竣工検査が終了し，一度，施主側への引渡しが行われた以降の事故については，“管理責任”の名の下に施主側が責任を負うのが通例になっている．このような慣習は改める必要がある．今日，全ての工業製品の安全性については製造者責任が追及され，製品に使用者の安全を損なうような瑕疵が認められれば，製造者は製品の回収と補修を行うことが義務付けられている．橋梁と言う工業製品が製造者責任を免れることは不条理であり，橋梁事故や損傷が製造段階におけるミスが原因であることが明らかになれば，施工者が適切に対応し，人的・物的被害について責任を取ることは当然である．設計段階におけるミスが事故や損傷に繋がれば，設計者が責任を取る．設計照査において見落としがあれば，照査機関も応分の責任を分担することは社会常識である．このように橋梁建設に関わる発注者，受注者，設計者，審査機関の全てが，それぞれの関与した行為にミスがあれば，責任を負うような制度が基本となって技術革新が円滑に進められる．

4. リダンダンシーについて

ミネアポリスの高速道路トラス橋の落橋事故を契機として橋梁のリダンダンシーに関する議論が活発に行われるようになった。実構造の挙動と解析モデルの不一致については、50 年前から議論されてきたが、一時期には誤った設計方針が採用されたことがある。トラス橋やアーチ橋で両側主構造への荷重分配には簡易な 1-0 分配法が適用されるが、その分配特性に合わせるように中間の横繋ぎ材を省略して合理化設計と称する傾向があった。そのような橋梁では重量車の通行による振動問題や部材の疲労が顕在化し、大規模な補修工事が実施された。万一、このような橋梁で部材破断が生じたら、ミネアポリスの事故が我が国でも発生した可能性がある。実構造の発生応力と設計で用いた構造モデルの応力の乖離は、構造モデルと解析法の改善によって対処するべきで、発生応力が設計計算モデルに合致するように構造系を変更するような考えは基本的に間違っている。2 次部材を省略した構造が維持管理上の新たな問題を発生する場合があるし、構造のリダンダンシーを損ねる可能性があるからである。

構造のリダンダンシーの必要性は 1980 年頃の名神高速道路のアーチ橋部材の破損の問題で話題となった。そのころからリダンダンシーは“冗長性”と訳されていたが、“冗長”なる言葉は良い意味には使わないので、もっと適切な表現に替えてはと要望したが、未だ叶えられていない。“冗長”よりも“余裕”のニュアンスが強いが、これも適切だとは思えない。討論会の最中にこの言葉が気になり考えてみた。現段階での結論は“構造靱性”では如何かと考えている。材料の靱性はダクティリティー (ductility) と称され、構造物の変形能も地震工学ではダクティリティーと称されるが、構造物に生じた突発性の部材損傷により連鎖的崩壊 (progressive collapse) が生じないために構造物が具備すべき性質をリダンダンシー (構造靱性) と称しては如何か。

5. まとめ

研究討論会に参加して感じたことを取り留めなく書いたが、座長および話題提供者の 3 名はシースム勉強会会員であり、議論を継続するためにノートとして纏めてみた。研究討論会の内容は今後の橋梁設計の有り方を示唆する重要な課題を含んでおり、発注者・設計者・研究者の協力によって、課題の解決が早急に実施されることを期待する。

参考文献

- 1) 鋼構造委員会：設計の無駄と余裕—適切な部分係数とは—，研究討論会資料，研-01，

平成 21 年 9 月 3 日.

- 2) 国土交通省：建築基準法，平成 20 年 5 月改正.
- 3) 財団法人日本建築センター，ホームページ.

研究ノート NN-09-21

照査のための構造力学・番外編 29／薄板骨組み構造の結合
解析における結合点の処理

平成 21 年 10 月 15 日

西村宣男

概要：鋼薄板で構成された骨組構造の耐荷力評価を目的として，部材座屈と構成板要素の局部座屈との連成挙動を考慮するため，局部座屈の発生が予想される構造部分に対してシェル要素を用いた立体薄板ブロックを，局部座屈が発生しないと予想される構造部分に対しては骨組要素を用いる方法を，薄板ブロックと骨組の結合解析と称している結合解析のポイントは，骨組側の結合点と薄板ブロック側の結合面とに関する異なる変位自由度間に適用する縮合技術である．本稿は，この技法の留意点について纏めたものである．

1. はじめに

鋼構造物の耐荷力問題に対して最初に結合解析法を適用したのは，鋼柱部材の部材座屈と構成板要素の局部座屈の連成挙動を評価するためであった^{1), 2)}．解析ソフトの原型となったのは，骨組要素は NAFRAM³⁾の節点 7 自由度要素，薄板ブロックに適用するシェル要素は CST 要素⁴⁾であった．現在の結合解析ソフト ORFRAM-NASTAP では，シェル要素は 8 節点アイソパラメトリックシェル要素を用いている．

現在のコンピュータ環境では，部材の連成座屈問題を解くには構造全体をシェル要素で分割すれば，結合解析特有の煩雑な結合点の処理は必要ないが，20 年前のコンピュータ環境では部材レベルの連成座屈解析についても結合解析が必要であった．また現在でも構造物全体の耐震解析等の変位自由度が大きい問題で局部座屈の影響を含めた評価が必要となる場合，計算の効率化のために結合解析はなお有効な方法である．

結合解析法のポイントは，骨組要素と薄板ブロックの結合点（面）における節点変位および材端力の適合性であり，(1)薄板ブロックの結合面の節点変位を骨組要素の結合点変位で表現すること，(2)薄板ブロックの結合面節点の節点力の骨組要素の接合点の材端力への縮合であり，この過程は部分構造法と自由度低減法（レダクション法）の組み合わせとして説明できる．

2. 結合点（面）における変位と応力の連続性

(1) 変位の縮合

結合点（面）における変位自由度の小さい骨組要素の節点変位自由度が優先する．結合点における骨組要素の節点変位自由度は，そりを考慮した開断面はり要素の場合 7 であるが，薄板ブロックの結合面に存在する節点の変位自由度は節点数×5 ないし 6 倍である．シェル要素の節点変位自由度は基本的に 5 であるが，複数の板面を共有する節点（フランジとウェブの結合点）では 6 である．

このような変位自由度の異なる要素と薄板ブロックの接合方法は自由度の縮合であり，薄板ブロックの結合面の節点変位を骨組要素の結合点の変位で表示することから始まる． 図-1 に示す結合面の任意

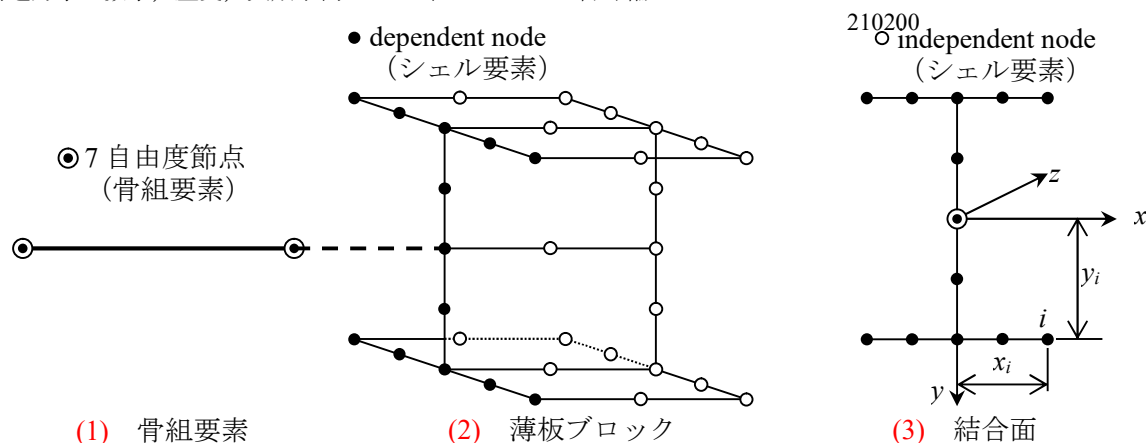


図-1 結合面における骨組要素節点変位とシェル要素変位

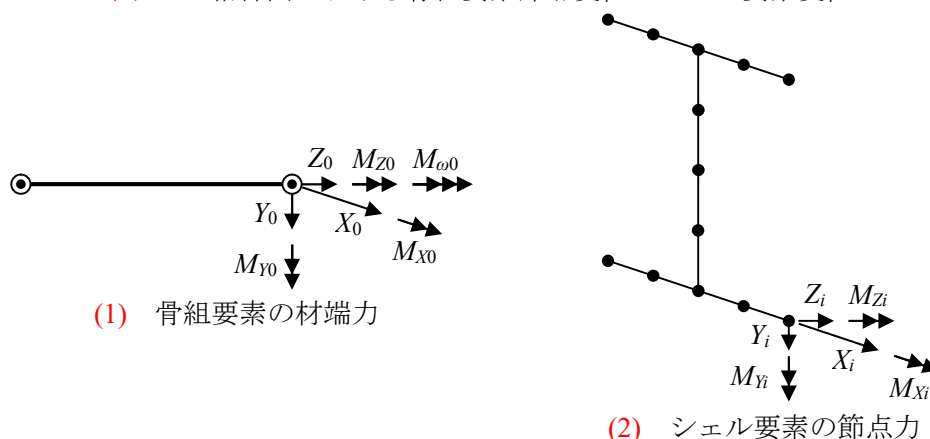


図-2 結合面における骨組要素材端力とシェル要素節点力

の節点変位は骨組要素の結合点の一般化変位との関係として以下のように表示される。

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \\ \theta_{zi} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & y_i & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & x_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 & y_i & x_i & 0 & x_i y_i \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & x_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ w_0 \\ \theta_{x0} \\ \theta_{y0} \\ \theta_{z0} \\ \omega_0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここに， $\{u_i \ v_i \ w_i \ \theta_{xi} \ \theta_{yi} \ \theta_{zi}\}$ ：薄板ブロック結合面上の節点 i の変位ベクトル， $\{u_0 \ v_0 \ w_0 \ \theta_{x0} \ \theta_{y0} \ \theta_{z0} \ \omega_0\}$ ：骨組要素結合点 0 の一般化変位， x_i, y_i ：結合面における節点 i の座標（ポアソン効果を含む）

なお，閉断面部材を対象とした結合解析では，そりに関係する項[式(1)の 7 列目]を省略すればよい。

(2) ポアソン効果の調整

ところで，骨組要素においては，部材軸に直交する方向のひずみ（ポアソン効果）は表面上は現れないが，薄板ブロックのシェル要素については部材軸に直交する方向の変位を陽に扱う必要がある。そのため式(1)で与えた結合面における変位の表現を調整する必要がある。

骨組要素において考慮するひずみ成分は部材軸方向の ε_z で，板厚中心線に沿って変化するから断面の基準参照点から着目する結合面内の節点まで積分して，個々の節点における節点座標値を修正する。部材軸方向ひずみには軸力 N_{z0} ，曲げモーメント M_{x0} ， M_{y0} およびそりモーメント M_ω が関係する。座標値の補正量は

$$\Delta x_i = -\int v \Delta \varepsilon_x dx, \quad \Delta y_i = -\int v \Delta \varepsilon_y dy \quad (2)$$

(3) 節点力の縮合

前項によって結合面のシェル要素の節点変位が確定すると，薄板ブロック内の全節点変位が与えられ，各シェル要素のひずみ従って応力が定まるので，節点力を計算することができる．結合面に存在する節点の節点力は前項の逆の操作により，骨組要素の結合点の材端力と対応するように縮合する．

$$\begin{Bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \\ M_{x0} \\ M_{y0} \\ M_{z0} \\ M_{\theta 0} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & y_i & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -x_i & 0 & 1 & 0 \\ -y_i & x_i & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & x_i y_i & -x_i & y_i & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \\ M_{xi} \\ M_{yi} \\ M_{zi} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに， $\{X_0 \ Y_0 \ Z_0 \ M_{x0} \ M_{y0} \ M_{z0} \ M_{\theta 0}\}$ ：骨組要素結合点の節点力ベクトル， $\{X_i \ Y_i \ Z_i \ M_{xi} \ M_{yi} \ M_{zi}\}$ ：薄板ブロック境界面上節点の節点力ベクトル

なお，式(3)の材端力は結合面内の節点全ての総和をとる．

(4) 部分構造法

薄板ブロックの剛性方程式を結合面節点と内部節点に分けて，以下のように表示する．

$$\mathbf{f}_u = \mathbf{K}_{11} \boldsymbol{\delta}_u + \mathbf{K}_{12} \boldsymbol{\delta}_r, \quad \mathbf{f}_r = \mathbf{K}_{21} \boldsymbol{\delta}_u + \mathbf{K}_{22} \boldsymbol{\delta}_r \quad (4)$$

ここに， $\mathbf{f}_u$ ：内部節点力ベクトル， $\mathbf{f}_r$ ：結合面節点力ベクトル， $\boldsymbol{\delta}_u$ ：内部節点変位ベクトル， $\boldsymbol{\delta}_r$ ：結合面節点力ベクトル

式(4)より内部節点力ベクトルを消去すると

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}_{sb} \boldsymbol{\delta}_r \quad (5)$$

ここに， $\mathbf{F} = \mathbf{f}_r - \mathbf{K}_{21} \mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{f}_u$ ， $\mathbf{K}_{sb} = \mathbf{K}_{22} - \mathbf{K}_{21} \mathbf{K}_{11}^{-1} \mathbf{K}_{12}$

骨組部材と薄板ブロックの結合点（面）における節点変位および節点力の関係を以下のように表示する．

$$\mathbf{P} = \sum \mathbf{A}_i \mathbf{F}_i^*, \quad \mathbf{U} = \sum \mathbf{B}_i \boldsymbol{\delta}_i^* \quad (6)$$

ここに， $\mathbf{A}_i$ ：式(3)で与えられる節点力変換行列， $\mathbf{B}_i$ ：式(1)で与えられる変位変換行列， $\mathbf{P}$ ：骨組要素結合点の材端力ベクトル， $\mathbf{U}$ ：骨組要素の結合点の変位ベクトル， $\mathbf{F}_i^* = \{\mathbf{F}_1^*; \mathbf{F}_2^*; \cdots; \mathbf{F}_N^*\}$ ， $\boldsymbol{\delta}_i^* = \{\boldsymbol{\delta}_1^*; \boldsymbol{\delta}_2^*; \cdots; \boldsymbol{\delta}_N^*\}$ ， N ：薄板ブロック結合面の節点数

これらの関係より

$$\mathbf{P} = \{\mathbf{A}_1 \mathbf{k}_{11} \mathbf{B}_1 + \mathbf{A}_1 \mathbf{k}_{12} \mathbf{B}_2 + \cdots + \mathbf{A}_1 \mathbf{k}_{1N} \mathbf{B}_N + \cdots + \mathbf{A}_N \mathbf{k}_{NN} \mathbf{B}_N\} \quad (7)$$

ここに， $\mathbf{K}_{sb} = \sum \sum \mathbf{k}_{ij}$

(5) 計算過程

以上の結合点（面）に関する処理を含めて，結合解析による非線形解析の計算過程の概要を説明する．

図-3 は 1 つの荷重（変位）ステップにおける剛性マトリックスの作成および連立方程式の解から各変位増分の計算，要素の応力計算を経て各節点における不釣り合い力を算定する過程を示している．ソフ

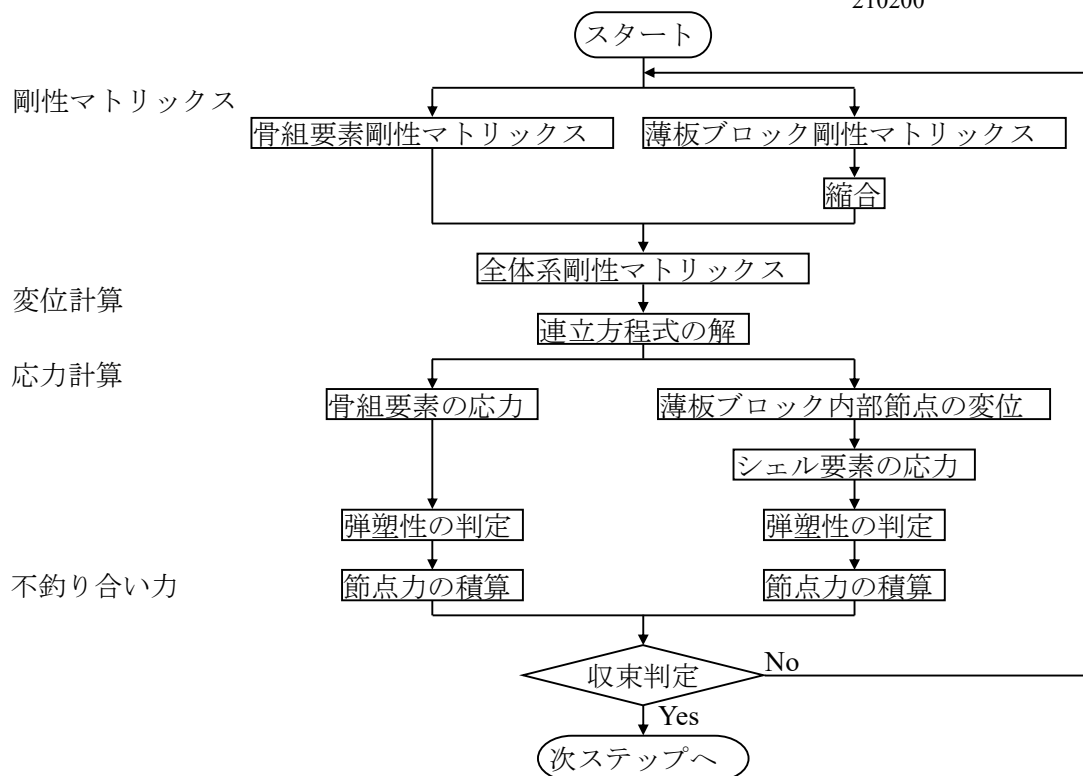


図-3 数値計算過程

ト作成あるいはソフトを活用する際の留意点として，以下の項目が挙げられる．

- 1) 薄板ブロックを部分構造とした理由は，全体系剛性方程式の元数低減以外に，骨組要素と薄板ブロックの板要素の座標系や非線形計算過程が異なる場合についても適用性を確保するためである．
- 2) 骨組要素と板要素の座標系が異なる場合，結合点（面）の変位変換マトリックスおよび節点力変換マトリックスの要素の符号が，式(1)あるいは式(3)とは異なることに注意する必要がある．
- 3) 骨組部材および薄板ブロックの要素分割については，十分な経験に基づいて適切に計画する必要がある．
- 4) 結合点（面）における不釣り合い力は薄板ブロック側の結合面における節点力を縮合して，骨組要素側の節点力の自由度に合わせる必要がある．

3. 非線形解析における留意事項

耐荷力問題に対する結合解析では，幾何学的および材料学的非線形を考慮した計算を行うことが必須である．結合点（面）における変位変換マトリックスおよび節点力変換マトリックスの適用性については全変位を対象としたものではなく，増分計算の過程で使用することを前提としている．

骨組要素の変位や断面力を評価する際の参照点は，例えば I 形断面では常にウェブの midpoint に置いており，断面の塑性化が進行して図心やせん断中心が移動しても，参照点は不動としている．そのため骨組要素の剛性マトリックスは全ての一般化変位が連成することを前提とした定式化を採用している．

薄板ブロックに適用するアイソパラメトリックシェル要素は親要素（平面）から要素が任意に変形した状態の剛性をアイソパラメトリック変換により評価できるが，形状は表現できても残留応力等は変換されないため，解析精度を向上するためには，一般の座標変換を併用して局部的変形のみアイソパラメ

トリック変換で評価する方法が望ましい。

4. まとめ

薄板ブロックと骨組部材の結合解析は，最初箱形断面部材の曲げ座屈と板要素の局部座屈の連成座屈特性¹⁾を解析するために作成した．この段階では骨組の節点変位自由度は 6 で定式化しているが，実質的には，ポアソン効果による調整変位などは軸方向変位，たわみおよび弱軸周りの回転変位の 3 であった．その後，プレートガーダーの横座屈と板要素の局部座屈の連成問題に適用範囲を拡張したが，結合点（面）の処理の適正については再検討する必要があるように思っている．その頃から解析ソフトの拡張は共同研究者に任せて，解析結果に矛盾がなければ計算過程の詳細までチェックしなかったことを最近になって反省している．本稿はそのような反省に基づき，結合解析を節点変位自由度 7 の開断面部材にも適用することを念頭に置いて記述したが，大阪大学の構造研究室の結合解析ソフト OLFram-NASTAP との照合や数値計算例による適用性の確認は，このソフトを活用している共同研究者の方々に委ねたい。

参考文献

- 1) 西村宣男・小松定夫・西出俊亮・西村良司：局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式，構造工学論文集，Vol.33A，1987.
- 2) 西村宣男・吉田信博：鋼 H 形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式，土木学会論文集，No.398/I-10，1988.
- 3) Komatsu,S., Nishimura,N., Ohno,M. : Effects of local deformation on the ultimate behavior of ladder-like plate girder bridges, Tech.Rept. of Osaka Univ., Vol.32,1982.
- 4) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを考慮した圧縮版の弾塑性解析，土木学会論文報告集，No.244，1975.

研究ノート NN-10-07

照査のための構造力学・番外編 30：

高力ボルト接合に関する Q & A（その 1）

平成 22 年 3 月 17 日

西村宣男

概要：研究ノート NN-10-05（研究雑感 3／高力ボルト摩擦接合継手に関する研究余話）に引き続き高力ボルト接合に関する研究ノートを纏める．約 20 年間にわたり高力ボルト接合に関する研究を行ったが，遣り残した研究課題とともに，技術者に対するボルト接合の教育に関しても，この間に獲得した知見を書き残したいと考えた．そこで，一般には必ずしも正確には理解されていないボルト接合の力学的性質を解説する目的で，Q & A 方式（想定問答集）によって，幾つかの課題を取り上げた．構造設計者が高力ボルト接合に関する知識を深める上で参考となれば幸いである．なお，高力ボルト接合に関する基本的情報に関しては，学会の調査報告書^{1), 2)}あるいは高力ボルト協会のホームページ³⁾を参照されると良い．

1. 高力ボルト摩擦接合継手の限界強度に関する課題

Q-1-1：高力ボルト摩擦接合継手において，すべりが発生した後，ボルト軸がボルト孔壁に接触することによる支圧強度が期待できるか？

A-1-1：継手のすべり後に支圧強度が期待できるのは場合によるけれど，摩擦接合継手では支圧強度を期待するのは基本的に間違っている．一般に摩擦接合継手の限界状態はすべりと降伏の何れかに支配されるが，すべり後の支圧強度が現れるのは，降伏に対して十分に余裕のある場合に限られる．多くの摩擦接合継手はすべりと降伏とをバランスさせるように設計されるから，そのような継手ではすべり後の支圧強度は大きくない⁴⁾．

また，見かけ上の降伏強度は設計で用いる純断面の降伏強度よりも大きい．すべりが発生する前は，継手に作用する力は最前列のボルト孔位置においても，摩擦によって一部は連結板に伝達されるからである．主すべりの発生によって摩擦による伝達は消滅するので，純断面で全作用力を負担することになるため，このような継手ではすべりが発生する時点の耐力が最大となる．このような継手は **slip critical joint** と称されている．

Q-1-2：摩擦接合継手のすべり強度に影響を与える構造要因としては，何を考えればよいか？

A-1-2：高力ボルト摩擦接合継手のすべり強度は，基本的にボルトの導入軸力とすべり係数に依存する．すべり係数は摩擦面の処理状態によって異なり，赤錆状態，

無機および有機ジンクリッチペイント塗布，金属溶射などの実績データを基にした値が提案されている．摩擦面の処理状態の標準的施工法が関係するので，設計要領で用いる数値の割り当てについては，関連業界とのコンセンサスが必要である．

また，すべり強度と降伏強度とが接近すると，互いに影響を及ぼし合い，すべり係数は低下するが，設計で用いられる数値はこのことを考慮して安全側に設定される⁵⁾．

さらに多列ボルト継手では，母材から連結板への摩擦伝達力分布が一様でなくなる．摩擦伝達力はボルト列の外側付近と内側付近に集中し，中間部で低下する．主すべりが発生する直前になると摩擦伝達力の分布は平坦化する傾向は見られるが，完全に平坦化する前に主すべりが発生するので，継手のすべり強度は多列になるほど低下する⁶⁾．現行の道路橋示方書のように安全側にすべり係数を 0.4 のフラットバリューで規定せず，より高いすべり係数を採用する場合には，多列ボルト継手に対する配慮が必要となる．その他，拡大孔を有する継手，フィラープレートを挿入した継ぎ手などについても，すべり強度に関する注意が必要となる．

Q-1-3：高力ボルト摩擦接合継手における母材ないしは連結板の降伏強度について詳しく知りたい

A-1-3：高力ボルト摩擦接合継手部における作用応力は，作用力を母材の最外列ボルト位置ないしは連結板の最内列における純断面積で除した値で評価される．継手にすべりが発生していなければ最外列ボルト位置より外側から摩擦により作用力の一部が連結板に伝達されているから上記の評価はかなり安全側にある⁷⁾．しかし一旦すべりが発生した場合，摩擦による力の伝達は期待できないから，母材についてはボルト最外列位置における純断面積で評価した応力が降伏強度に関係することになる．

但し，部材一般部（全断面）の降伏は構造物に大きな変形を生ずるのに対して，ボルト孔を含む純断面の降伏は局所的であり構造物への影響は僅少であること，強度的にはひずみ硬化による強度上昇が期待できることから，限界状態設計法では純断面降伏と全断面降伏とを区別して扱うのが一般的になっている．

Q-1-4：曲げを受ける鋼桁の高力ボルト摩擦接合継手におけるフランジ接合とウェブ接合の協働作用とはどのようなものか？

A-1-4：鋼桁の高力ボルト摩擦接合では，フランジとウェブが別個に添接されるが，フランジ接合とウェブ接合が独立してすべりを発生することはない⁸⁾．特にウ

ウェブ接合がフランジ接合に先行してすべることはない。両接合間の材片の弾性変形を含めて一体として断面力の伝達に機能している。ただし、フランジ接合が前述の **slip critical joint** である場合は、フランジの塑性変形が両接合間の協働作用を阻害するので注意が必要である。

旧道路公団中部支社（現中日本高速道路株式会社）では、鋼桁の合理化設計を推進する中で、現場接合部の合理化も一つの項目として検討された。フランジ接合とウェブ接合の協働作用を考慮して、ウェブ接合の設計の考え方を改めることによってウェブ連結のボルト列数（桁軸方向）が従来の設計より少なくなり、美観的にも改善された。

Q-1-5 : 2000 年以降、建築分野で超高強度ボルトが使用されるようになったが、同種の高強度ボルトを土木分野で使用する可能性を知りたい。

A-1-5 : 高力ボルトは 1950 年代に我が国に導入された。当初は F8T から始まったが、直ぐに F10T へ、更に実務からの要求によってより高強度の F11T, F13T が開発され使用されるようになった。F11T, F13T は使用後短い期間に破断する事故が相次ぎ、その原因が応力腐食割れと呼ばれる遅れ破壊であることが明らかにされるとともに、実構造物に用いられる高力ボルトは遅れ破壊に対して心配がない F10T までとされるようになった。しかし高強度の鋼材を効率よく連結するためには F10T よりも高強度のボルト開発が求められ、建築分野では 1990 年頃より超高強度ボルト（F15T）の開発が進められた。

開発のポイントは遅れ破壊の原因となるボルト形状改良と水素脆化に強いボルト材料の開発にあった。形状についてはボルトヘッドとボルト軸間に丸みを付け応力集中を緩和することおよびねじ山の形状改善であった。ボルト材料としては、水素無害化技術を考慮した Mo-V 添加鋼である。

このように改良されたボルトの遅れ破壊に対する安全性を確認するため、大量の供試体が用意され、環境条件の厳しい沖縄等も含めて全国各地で暴露試験が実施され、開発された高力ボルトの信頼性が実証された。このことにより超高力ボルトについて建設大臣認定が行われ、最近では超高層鉄骨ビルを中心として使用実績が増えてきている。

このような高強度ボルトを鋼橋においても採用したいという実務家からの要求はあるものの、道路橋示方書に規定されていないので使用実績はない。鋼橋に超高強度ボルト（F15T）を採用する場合のメリットと注意事項は以下の通りである⁹⁾。

- 1) 超高強度ボルトによる接合に適した鋼材は SM490Y 以上であり、それ以下の鋼材ではボルトの導入軸力による応力と荷重作用による応力の剛性応力により鋼材の降伏の懸念があり、また母材や連結板の降伏によりす

べり強度も影響を受けるから，使用は適さない．

- 2) 少し規模が大きな橋梁では，使用鋼材によって F10T と F15T を使い分ける必要があり，設計と現場の連携が重要となる．それでも試設計によると，継手の製作・施工費で 10%～25% のコスト縮減が可能であった．但し，超高強度ボルトの価格設定によって経済効果が変わってくる．
- 3) F15T は F10T に比べて 1.5 倍の性能を有するため，ボルト本数の減少，ボルト孔数の減少，設計によってはボルト行数の減少による母材の有効断面増加，ボルト締結作業の軽減などが見込まれる．

2. 高力ボルト摩擦接合の施工に関する課題

Q-2-1：高力ボルト摩擦接合における摩擦面の処理に関する注意事項を教えてください．

A-2-1：高力ボルト接合に関する研究を始めたばかりの頃（確か 1990 年代の初め），大阪大学建築工学科の脇山先生の研究室に伺った時，超高強度ボルト（F15T）の開発やすべり係数 1.0 を実現するための摩擦面の処理が研究テーマであると聞き，聊か度肝を抜かれたことを思い出す．その後まもなく超高力ボルトは実現したが，摩擦係数 1.0 については，可能性はあるが加工コストの問題があり，一般化するには到っていない．しかし，F10T とすべり係数 0.4 に止まっている土木分野の発展性のなさに寂しい思いをしている．

ところで摩擦接合継手の摩擦面のすべり係数は現在採用されている処理方法によっても，0.4 から 0.8 の間にばらつくことが，実験を経験すると理解できるが，そのばらつきの原因を力学的に説明することは難しい．鋼板同士の摩擦面のすべり係数を高めるには，適切な粗面とし粗面同士を機械的にかん合させるか，摩擦面を平坦に仕上げ金属分子間の引力を活用することで実現できると言われている．前者はまだしも後者は非現実的な製作コストを要する．現在用いられている摩擦面の処理方法の内，赤錆状態とし浮き錆を除去したり，ショットブラスト処理をする方法は粗面かん合に属するが，熟練すると 0.6 程度のすべり係数を得ることができる．最近では摩擦面の防錆を考慮して，厚膜ジンクリッチペイントや金属溶射などの処理が採用されているが，これらの処理は分子間引力を利用する方法に近いのかもしれない．

いずれにせよ採用する摩擦面の処理方法については，現場作業員の習熟度が関係するので，建築分野が日本鋼構造協会で行っているような技術者資格制度の導入が必要であろうと考える．そのことによって摩擦面の処理方法に応じた信頼性のあるすべり係数の区分けが可能になるのではないかと．

Q-2-2 : 高力ボルト摩擦接合における被接合材の板厚差の問題に対する対処法を教えてください。

A-2-2 : 鋼桁橋の設計の合理化が推進され主桁の突き合わせ溶接による断面変化を極力避けて, 高力ボルト摩擦接合継手位置でフランジ厚を変化させる構造が用いられるようになった。このような接合部ではフィラープレートを用いて板厚変化に対応することになる。マーケットサイズの鋼板板厚を考えると厚部板厚と薄部板厚とフィラー板厚の合計を完全に一致させることは困難である。また鋼板の板厚には JIS 規格で公差 (マイナス側に 2.5%) が認められており, 同一の公称板厚でも板厚差が存在する。

一方, 道路橋示方書では摩擦接合継手における被接合材の板厚差が無いことを前提としているため, 発注者側から受注者側に厳しい要求が突きつけられた経緯がある。日本橋梁建設協会では, この問題を解決するために板厚差を有する摩擦接合継手を対象とした一連の実験を行うとともに, 数値シミュレーションによるパラメトリック解析¹⁰⁾を実施して, 許容板厚差に関する知見を纏めた。

Q-2-3 : 高力ボルト接合における防錆技術を教えてください。

A-2-3 : 高力ボルト摩擦接合部の防錆については, 摩擦面, 連結板外面および連結材について配慮する必要がある。摩擦面を無塗装とする場合は一般部と連結板の境界に沿って無塗装部が生じないように, ボルト締め付け後に連結板外面とともに塗装する。連結板の縁端距離が大き過ぎると母材と連結板の間に隙間が生じ, 摩擦面に水分が侵入する可能性がある。連結板の縁端距離を適切に決定する必要がある。連結板とフランジないしはウェブの間隔についても塗装が可能な距離を保ち, 塗装ができないような狭い隙間は排除するような気配りが必要である。

腐食環境の厳しい場所で高力ボルトの防錆方法としてダクロコーティングが考えられたこともあるが, 材料の環境負荷が懸念され, 最近は使用されなくなった。

Q-2-4 : 溶接・高力ボルト併用継手の施工時に留意すべき項目を挙げてください。

A-2-4 : 一つの継手部の中に異種の接合法を用いる場合は, 適正な施工手順の採用および断面力の伝達機能を適切に評価した設計法を採用しなければならない。

1990 年代から合理化桁橋が開発普及する中で, 高力ボルト接合が適さない厚板フランジ桁が採用されるようになったため, 現場溶接が行われるようになった。鋼桁の全断面溶接は施工の面からは必ずしも合理的でなく, ウェブは高力ボルト摩擦接合, フランジは溶接接合とする高力ボルト・溶接併用継手が選択

されるようになった。

フランジ溶接接合，ウェブ高力ボルト接合の継手における断面力の分担機能は明確であり，フランジが降伏するまでウェブ接合にはすべりは生じない。フランジ溶接のためウェブにはスカーラップが設けられる。ウェブのせん断変形によってスカーラップに発生する局部応力に注意する必要がある。

併用継手ではウェブの高力ボルト接合とフランジの溶接接合の施工順序に留意しなければならない。ウェブのボルト接合をフランジ溶接に先行して施工することになっているが，ウェブのボルト全てを締め付けた後にフランジ溶接を行うとフランジの熱収縮（収缩量 2mm 程度）によってフランジ近くのウェブボルト付近ですべりが発生する可能性がある。またフランジの全断面に引張残留応力が導入される。この応力は好ましくないで、フランジ近くのウェブの高力ボルトは仮締めしておき，フランジ溶接後に本締めを行う。仮締めするボルト行数は上下フランジから全ボルト行数の $1/6 \sim 1/5$ の行とするとよい¹¹⁾。この施工法によってフランジ溶接による残留応力を降伏応力度の 20% 以下に抑えることができる。

Q-2-5：高力ボルトの緩みについて教えてください。

A-2-5：筆者自身は高力ボルトの緩みについて研究した経験はないので，他所から仕入れた情報に基づいて説明する。高力ボルトの導入軸力が時間経過とともに減少するのは 2 つの原因が考えられる。一つはボルトのレラクゼーションでナットが回転することなく軸力が低下する。この原因による軸力低下は軸力導入から数時間で発生し，その後は緩やかな減少となる。リラクゼーションによって発生するボルト軸力低下は 10% 程度であるが，最近のジンクリッチペイントを塗布する場合はやや大きい低下量になるようである。実際のボルトはこのレラクゼーションを考慮して 10% の増し締めが行われている。

今一つの原因はナットの回転を伴う軸力減少で，交通振動などによるが，ボルト本数が少ない 2 次部材の接合部などで発生する可能性がある。

関西道路橋調査研究委員会高力ボルト接合小委員会では，長期間供用され架け替えの対象となった実橋について高力ボルトの残存軸力の調査を行っている。この報告によるとボルト軸力は 3 グループに分けられる。第 1 グループは導入軸力の 80% 以上が確保されている健全状態，第 2 グループは導入軸力の半分程度に低下しているもの，第 3 グループは導入軸力が殆ど抜けたものであった。なお調査対象は主部材同士の連結ボルトで交通振動などに影響される可能性のある 2 次部材の連結部は含まれていない。

阪神淡路大震災の後，阪神高速道路公団（現阪神高速道路株式会社）では管理下の鋼橋に使用されている高力ボルト全数について軸力抜け・緩みなどの

実態調査が行われた。そのデータによるとボルトの緩みや脱落が観測されたのは僅かに 0.02% のボルトで、しかも特定の工区に集中する傾向が見られた。

施工業者のレベルが問われる問題である。

高力ボルト接合の先駆者である田島二郎先生や建築の脇山広三先生に高力ボルトの緩みについて尋ねたところ、両先生とも所定の方法で施工されたボルトは緩むことはないと言われた。

以上のことから、実橋で観測される高力ボルトの緩みは施工の問題であり、工区によって 1 次締め不完全、2 度締め不完全および通常締結が混在することが、関西道路研究会の調査結果にも符合していると考えている。ピンテールの有無で高力ボルトの施工を確認できる TC ボルトで実態調査が行われれば、ボルトの緩みの原因が明確になると考える。

3. 高力ボルト接合を用いた補修。補強工法に関する課題

Q-3-1 : 高力ボルト接合による鋼板の当て板補強工法における留意事項としてはどのようなことを考えればよいか？

A-3-1 : 鋼構造部材に疲労損傷や腐食損傷が発生した場合、部材の取替えないしは補修・補強を計画することになるが、高力ボルト接合による鋼板の当て板補強工法がよく採用されている。

損傷した板に新しい板を多数の高力ボルトで締め付け一体化する当て板補強について、ボルト設計における留意事項を述べる。腐食損傷を受けた板の表面を平滑に補修することは困難であるため、摩擦面のすべり係数の評価が困難である。確実な接合を行うには摩擦接合よりも打ち込みボルトを用いた支圧接合とする場合がある。作用応力が弾性範囲内に限定されていれば、繊維強化樹脂板を接着剤で貼りつける補強も可能である。元断面と新たに貼り付ける板間の力の伝達は、接着剤であってもボルトであっても巨視的にみると同じであり、作用力が軸力であれば補強材の前面付近に伝達せん断流が集中する状況は“照査のための構造力学”第 2 章 2.2 で説明した。ボルトは伝達せん断流の分布に合わせて、先端部で密に中間部で疎に配置する。

Q-3-2 : 鋼製橋脚隅角部の補強法の基本的考え方を知りたい。

A-3-2 : 一般に既設鋼製橋脚の補修・補強工事は、大地震に対する耐震性能の改善と常時荷重による疲労強度の改善を目的として行われる。耐震補強では主に柱基部に重点が置かれるのに対して、疲労強度の改善は隅角部に重点が置かれる。鋼製橋脚隅角部の活荷重による疲労問題は隅角部特有のシアラグによる応力の集中とはり部材と柱部材のフランジおよび両部材のウェブが交差する 3 点

交差部の溶接構造の構造的欠陥に起因する. フランジの集中応力が 3 点交差部に達しないように, 隅角部のウェブ外側 (はり と 柱 の 間) に適切に計画されたフィレットを最初から設けると良いが, 既設橋脚では必ずしもフィレットが採用されていない. フィレットは常時荷重に対して有効に機能しても大地震時には損傷する可能性があるため, そのための設計上の考え方が最近研究されている¹²⁾.

さて, 隅角部の耐震性に問題がある場合, 補修・補強工事は 3 点交差部の集中応力を低減するためのバイパスを設けることになる. よく用いられる構造法としては, 隅角部のはり と 柱 の 間に取り付けるフィレットと同様の効果があるブックエンド型の補強材か, ウェブの当て板補強がある. これらの補強材は高力ボルトで取り付ける場合が多いが, 既設構造との摩擦面のなじみを確保することに難があり摩擦接合の信頼性に疑問がある. そこで打ち込み式ボルトによる支圧接合が推奨されている.

参考文献：

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2003.
- 2) 土木学会：高力ボルト摩擦接合の設計・施工・維持管理指針，2007.
- 3) 高力ボルト協会：高力ボルトの Q&A.
- 4) 亀井・西村：高力ボルト摩擦接合継手の主すべり以降の挙動，鋼構造論文集，Vol.8，No.31，2001.
- 5) 亀井・池端・西村：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界強度区分に関する解析的研究，土木学会論文集，No.584/I-42，1998.
- 6) 亀井・松野・西村：多列高力ボルト摩擦接合継手のすべり限界強度に関する解析的研究，土木学会論文集，No.640/I-50，2000.
- 7) 秋山・西村・亀井：高力ボルト摩擦接合引張継手の限界状態区分，鋼構造年次論文報告集，Vol.3，1995.
- 8) 石川・亀井・西村：曲げを受ける鋼桁高力ボルト継手部の限界強度に関する解析的研究，土木学会論文集，No.759/I-67，2004.
- 9) 亀井・石川・西村・桐生・竹内：超高強度ボルトの鋼桁橋への適用性に関する検討，鋼構造論文集，Vol.10，No.38，2003.
- 10) 秋山・木村・小澤・西村：被接合材に板厚差を有する高力ボルト摩擦接合継手のすべり耐力，土木学会論文集，Vol.63，No.1，2007.
- 11) 中村・西村・亀井・雨森・新井：高力ボルト・溶接併用継手における高力ボルト施工法に関する検討，鋼構造年次論文報告集，Vol.7，1999.
- 12) 田原・小野・西村・宮田・田中・美島：鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，Vol.65，No.1，2009.