

鋼箱型梁・柱の荷重分担特性の簡易的解析

A SIMPLIFIED ANALYSIS ON LOAD DISTRIBUTION
OF STEEL BOX BEAM-COLUMNS

渡辺英一* 北沢正彦** 奥野雅弘***

By Eiichi Watanabe*, Masahiko Kitazawa** and Masahiro Okuno***

To evaluate the strength of steel box beam-columns under the combined action of the axial compression and the repetitive bending, it is required to find the basic load distribution characteristics of the flanges and the webs. The ordinary analytical approach to this may be to make use of the finite element method involving the elasto-plastic large deflection analysis resulting in large computing time and storage. Presented herein is a simplified approximate method to find the basic strength of steel box beam-columns under the static compression and the bending. The results are shown to be well correlated with those of model box beam-columns.

Keywords: steel box beam-column, repetitive loading

1. はじめに

動的荷重を受ける構造物については、単なる静的耐力のみでなく十分な剛性、靱性ならびにエネルギー吸収能を考慮して設計する必要がある。軸力と動的繰返し曲げを受ける鋼箱型断面の梁・柱(Beam-Column)についてもしかりであるが、その動的強度特性を解明するためには、その構成要素であるフランジとウェブの荷重分担特性を明らかにすることが必要と思われる。このような観点から、まず第一段階の考察として、静的ではあるが軸力と曲げモーメントを同時に受ける梁・柱の近似的解法を試みたので報告したい。

ところで、最近では大型計算機の発達により、耐力の解析には有限要素法等の離散化手法が多く用いられ、初期たわみや残留応力などの初期不整をすべて考慮した非線形解析を行うことが常識化しているが、特にサイクリック荷重を受ける場合の解析は大型計算機を導入しても多大な時間と費用がかかる。また、Popov等^{1), 2)}は動的荷重を受けたときの構成式は静的な場合とは異なったものを用いることを提案している。本研究では、かような動的な場合の構成式については今後の研究課題とし、部材の局部座屈を考慮して、繰返し荷重を受けたときの包絡線を準静的な簡易解析により求めるとともに、サイクリックな荷重を受ける場合について荷重履歴の一例を示した。

この解析結果は、京都大学で行われた鋼箱型梁・柱の実験供試体^{3), 4)}、および建設省土木研究所において行われた同研究所と首都高速道路公団の共同研究の実験結果⁵⁾と比較検討されている。

以下に本解析法を概説し、京都大学・土木研究所での両実験結果と解析結果の比較検討を行う。

* 正員 Ph.D, 工博 京都大学教授 工学部 土木工学科

** 正員 工修 阪神高速道路公団 神戸建設部

*** 学生員 * 京都大学大学院 工学研究科 交通土木工学専攻

2. 簡易解析法

2. 1 本解析法の概要

本解析法の主目的はフランジとウェブからなる鋼箱型梁・柱が、一定軸力 P_H および単調に漸増する純曲げモーメント M を受けたとき、全体の曲げモーメントと曲率の関係、さらにフランジ部分とウェブ部分の分担する曲げモーメントに関して同様な関係を求めることである。さらに、繰り返し曲げを受ける場合についても若干の考察を加える。

また、本解析法の特徴としては、フランジ板およびウェブ板を多くの帯板に分割することにより、残留応力分布をはじめ現実的なひずみ分布を考慮にいたることがあげられる。文献(6),(7)ではウェブ板の荷重分担を無視するか、あるいは単に弾性として解析を行っているが、本解析ではウェブ板についてもその弾塑性的挙動を考慮に入れたモデルを用いた。

本解析ではフランジおよびウェブ内に存在する残留応力を考慮して以下のような手順で弾塑性解析を進める。なお、このモデルでは圧縮を正としている。

- (1) カタストロフィー理論によりフランジ板部の耐荷力を局部座屈を考慮して求める。これはカタストロフィー理論を圧縮板・圧縮補剛板の弾塑性耐荷力解析に適用したものであり、残留応力などの初期不整を考慮した簡易的な耐荷力評価法である。この耐荷力を上フランジの平均応力 $\bar{\sigma}_u$ とする。^{8),9)}
- (2) この耐荷力に対応する点と無載荷状態に対応する点の2点を近似的に放物線で結ぶ。なお、厳密には板部の後座屈挙動の差異によってはこの曲線は放物線とはならないが、本解析の主目的が曲げモーメント-曲率の関係図を求めることであるからこのことは許されよう。
- (3) 上フランジ板の崩壊機構を考え、上フランジ部分の平均応力 $\bar{\sigma}_u$ -たわみ w 曲線、すなわち除荷曲線を算出しこれを耐荷力に達した後の基本曲線とする。
- (4) 上フランジ板を一枚について水平方向に60個の帯板に分割する。それぞれの帯板には残留応力が存在するものと考え、さらにこれらの帯板は完全弾塑性体であると仮定する。そして上フランジ板の平均応力が $\bar{\sigma}_u$ になるように上フランジとウェブの接合線のひずみ ε_u を反復計算法によって求める。
- (5) ウェブ板についても水平方向に60個の帯板に分割する。これらについてもそれぞれの帯板には残留応力が存在し、完全弾塑性体であるとする。そこで、断面全体の軸方向のつり合いより下フランジ板部の平均応力 $\bar{\sigma}_l$ とひずみ ε_l ならびに曲率 ϕ を求める。
- (6) 以上より求められた $\bar{\sigma}_u, \bar{\sigma}_l, \varepsilon_u, \varepsilon_l$ からフランジ部分およびウェブ部分の分担する曲げモーメントを算出し、それらの和を全体の曲げモーメントとする。ついでこれらの曲げモーメント-曲率の曲線を図示する。

2. 2 本解析法の手順の解説

2. 2. 1 フランジ板部の耐荷力を求める手順

手順(1)については文献(3)に記述されている方法により解析を行った。つまり、不完全な板部の極限強度を $\tilde{\sigma}_a$ とすれば、これは次式により与えられる。

$$\frac{\tilde{\sigma}_a}{\sigma_a} = 1 + \alpha \cdot \tilde{\omega}_a \cdot \sqrt{2\alpha \cdot \tilde{\omega}_a \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\alpha \cdot \tilde{\omega}_a\right)} \quad \cdots (2.1)$$

ここに、 $\tilde{\sigma}_a$ は図-1に示すように、塑性除荷曲線と後座屈経路の交点に対応する応力であり、 α はこ

の点における塑性除荷曲線の傾き、 $\tilde{W}_0^*$ は等価初期不整であり、文献 (3) に説明されているとおりである。なお、 $\tilde{\sigma}_m$ 、 $\tilde{\sigma}^*$ は降伏応力 σ_Y により、 $\tilde{W}_0^*$ 、 $\tilde{W}^*$ 、 $\tilde{W}_m$ 、 $\tilde{W}_0$ はフランジの板厚 t_f により、それぞれ無次元化されている。塑性除荷曲線は式 (2.2) に示す軸圧縮応力 $\tilde{\sigma}$ と曲げモーメント $\tilde{M}$ の相関式を用いて導いている。

$$\tilde{\sigma}^2 + \tilde{M}^2 = 1 \quad \cdots (2.2)$$

ここに $\tilde{\sigma} = \sigma / \sigma_Y$ 、 $\tilde{M} = M / M_p$

ただし M 、 M_p は塑性ヒンジ線に垂直に働く曲げモーメント、塑性モーメントである。これから、塑性除荷曲線は以下の式で表せる。

$$\tilde{W} = A_p \frac{\sqrt{1 - \tilde{\sigma}^2}}{\tilde{\sigma}} \quad \cdots (2.3)$$

ここに A_p はフランジ板部の縦横比などによって決まる定数である。この式の両辺を $\tilde{W}$ で微分することにより式 (2.1) の α^* の値が求められる。

$$\alpha^* = - \frac{1}{\tilde{\sigma}} \frac{d\tilde{\sigma}}{d\tilde{W}} \bigg|_{\tilde{\sigma}=\tilde{\sigma}^*} = \frac{\tilde{\sigma}^* \sqrt{1 - \tilde{\sigma}^{*2}}}{A_p} \quad \cdots (2.4)$$

2. 2. 2 後座屈挙動の近似曲線を求める手順

次に、図-1 に示すように板の応力-たわみの関係を曲線 ABC とする。曲線 ABC は板の耐荷力を与える点 B ($\tilde{W}_m$, $\tilde{\sigma}_m$) を頂点とし、無載荷状態の点 A ($\tilde{W}_0$, 0) を通る放物線とみなせば次式で表すことができる。

$$\tilde{W} = (\tilde{W}_m - \tilde{W}_0) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\tilde{\sigma}}{\tilde{\sigma}_m}}\right) + \tilde{W}_0 \quad \cdots (2.5)$$

2. 2. 3 塑性除荷曲線を求める手順

塑性除荷曲線は 2. 2. 1 で述べたとおり式 (2.3) により表せる。この関係式をそのまま耐荷力を過ぎた後の上フランジの平均応力 $\bar{\sigma}_U$ - たわみ w 曲線とする。

2. 2. 4 上フランジとウェブの接合線のひずみを求める手順

図-2 のような座標系において、板の縦、横の長さがそれぞれ a 、 b の面外たわみのモードの半波数を x 、 y 方向にそれぞれ m 、 n とし、面外たわみ W および無載荷状態の面外たわみ W_0 を以下のように示す。

$$\begin{aligned} W &= w Y(y) \sin \frac{m \pi x}{a} \\ W_0 &= w_0 Y(y) \sin \frac{m \pi x}{a} \\ Y(y) &= \sin \frac{n \pi y}{b} \end{aligned} \quad \cdots (2.6)$$

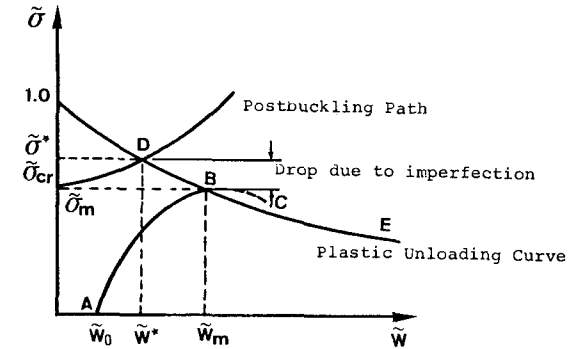


図-1 フランジ部の強度評価法—後座屈曲線
塑性徐荷曲線および等価分岐点—

そうすれば、一般に板部の x 方向のひずみ-変位の関係は x 方向の変位を u として次のように表せる。

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left\{ \frac{\partial}{\partial x} (W + W_0) \right\}^2 - \left(\frac{\partial W_0}{\partial x} \right)^2 \right] \quad \cdots (2.7)$$

ここで右辺第二項は面外たわみによる引張ひずみであり、この項を長さ方向にわたって平均すればフランジ板部の最大引張ひずみの値 ε_t は次式のように定められる。

$$\varepsilon_t = \frac{1}{2} \left(\frac{m\pi}{a} \right)^2 \{ w(w + 2w_0) \} \quad \cdots (2.8)$$

次に、幅 B 、長さ L の上フランジ板部を図-3に示すようにその一枚について水平方向に60個の帯板に分割する。これらの帯は完全弾塑性体であると仮定し、フランジには当初台形状の残留応力が存在し、したがって各々の帯板には異なった残留応力が存在するものとする。

そして、ウェブ上端のひずみ ε_u を仮定し、 ε_t を用いて i 番目の帯板のひずみ ε_{fi} を $n=1$ として次のように表す。

$$\varepsilon_{fi} = \varepsilon_u - \varepsilon_t \sin^2 \frac{1}{60} \pi \quad \cdots (2.9)$$

さらに各帯板の応力 σ_{fi} は残留応力を考え、ヤング率を E として次式のように表せる。

a) 弾性のとき

$$\sigma_{fi} = E \varepsilon_{fi} + \sigma_{fri} \leq \sigma_Y \quad \cdots (2.10)$$

σ_{fri} : i 番目の帯板の残留応力

σ_Y : フランジの降伏応力度

b) 弾塑性のとき

$$\sigma_{fi} = \sigma_Y \quad \cdots (2.11)$$

そして、次式が満足されるように、つまり上フランジの平均応力が $\bar{\sigma}_u$ になるように繰り返し計算を行うことにより ε_u を確定させる。ここに A_r はフランジ板の断面積である。

$$\frac{1}{A_r} \int_{A_r} \sigma_{fi} dA_r = \bar{\sigma}_u \quad \cdots (2.12)$$

2. 2. 5 断面のつり合い式より下フランジの応力、ひずみを求める手順

高さ D 、長さ L のウェブ板部についても、図-3に示すように、一枚について水平方向に60個の帯板に分割する。さらにフランジ板部と同様にこれらの帯は完全弾塑性体であり、ウェブには当初台形状の残留応

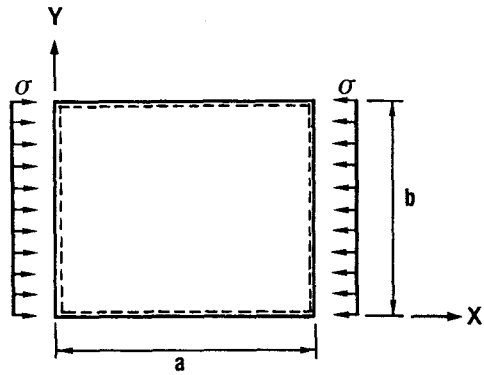


図-2 仮定した座標系

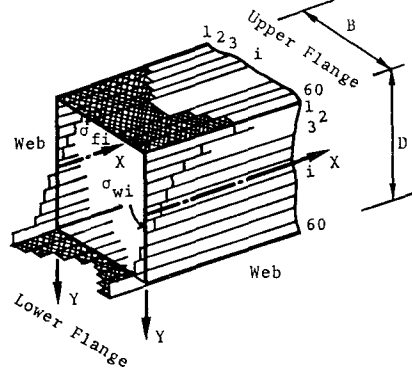


図-3 フランジ・ウェブを60分割したモデル

力が存在するとし、ウェブ板のたわみのモードを面内曲げを受けることを考慮して次のように仮定する。

$$W_w = w_w (1 - \frac{Y}{D})^2 \sin \pi \frac{Y}{D} \sin \frac{m \pi X}{L} \quad \cdots (2.13)$$

次に、先に求めた ε_u を用いてそれぞれの帯板のひずみを定める。つまり、 i 番目の帯板のひずみ ε_{wi} は曲率 ϕ を仮定して次式で表せる。

$$\varepsilon_{wi} = \varepsilon_u - \phi \frac{i}{60} D - \varepsilon_t (1 - \frac{i}{60})^2 \sin^2 \frac{i}{60} \pi \quad \cdots (2.14)$$

したがって、 i 番目の帯板の応力は残留応力を用いて次式のように表せる。

a) 弾性のとき

$$q_{wi} = E \varepsilon_{wi} + q_{wri} \leq q_{wy} \quad \cdots (2.15)$$

q_{wri} : i 番目の帯板の残留応力

q_{wy} : ウェブの降伏応力度

b) 弾塑性のとき

$$q_{wi} = q_{wy} \quad \cdots (2.16)$$

その後、断面に作用する全軸圧縮力を P_H で表すとつり合い式は次のとおりである。

$$\int_A \sigma dA = P_H \quad \cdots (2.17)$$

ここに、 A は全断面を表している。

また、下フランジについても式(2.10)、(2.11)のような構成式が成り立つものとする。そして、この式が成立するまで曲率 ϕ の値を変えて反復計算することにより $\bar{\sigma}_\phi$ あるいは ε_ϕ について解き、そのときの ϕ を曲率とする。

2.2.6 曲げモーメントと曲率の関係を求める手順

フランジおよびウェブの分担する曲げモーメント M_f 、 M_w は次式で求められる。

$$M_f = \frac{D}{2} (P_{f1} - P_{f2})$$

$$M_w = 2 \frac{D^2 t_w}{60} \sum_{i=1}^{60} (q_{wi} - \bar{\sigma}_w) (\frac{1}{2} - \frac{i}{60}) \quad \cdots (2.18)$$

ここに P_{fk} : フランジの軸方向力 ($k=1$: 上フランジ ; $k=2$: 下フランジ)

$\bar{\sigma}_w$: ウェブの平均軸方向応力

δ : 補剛材の断面積比

t_w : ウェブの板厚

$$P_{fk} = B t (\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_\phi) (1 + \delta)$$

$$\bar{q}_w = \frac{1}{60} \sum_{i=1}^{60} q_{wi}$$

また、全断面の曲げモーメントはフランジとウェブの分担する曲げモーメントの和で表せるものとする。
 以上で解析は終了であるが、前述のように本手法は漸増曲げモーメントに対してのみ適用可能である。

3. 数値計算結果

3.1 京都大学での実験結果との対比

表－１に設計供試体の断面諸元・パラメータ、図－４に設計供試体の寸法が示されている。Ａタイプは無補剛フランジをもつもの、Ｂタイプはリブ剛度が最小剛度の補剛フランジをもつもの($\gamma=\gamma^*$)、Ｃタイプはリブ剛度が最小剛度の３倍の補剛フランジをもつものを表している($\gamma=3\gamma^*$)。そして、図－５に当実験の載荷状況が示されている。

水平軸圧縮力 P_H は ＰＣ鋼棒を水平方向のサーボアクチュエータによって一定の軸方向引張力を加えることによって供試体に導入されている。また、鉛直方向の変動荷重 P_V は鉛直方向のサーボアクチュエータによって供試体に繰り返し純曲げをかける。これらの装置は 40tonf ハイドロバルスサーボ試験機とそれを制御する装置から成り立っている。さらに、より迅速かつ精密な制御・測定を行うために２台のマイクロコンピュータを使い、オンライン化を図っている。^{10), 11)}

制御方法としては図－６に示すように最大強制鉛直たわみをランプ波状に漸増させて行く方法を用いる。

以下の図－７，８，９は曲げモーメントと曲率の関係図のうち正の象限のものを各サイクルについて実験値を細かい点線で描いたものに加えて解析解をプロットしたものを示す。ここで実線は全断面、短い破線はフランジ、長い破線はウェブの解析結果をプロットしたものである。図－７は軸力を与えていないもの、図－８は圧壊荷重の 10% の軸力を与えたもの、図－９は圧壊荷重の 20% の軸力を与えたものである。

これらは粗いモデルを使用しながらも、曲げモーメントがピークに達するまではその包絡線を非常に良く捉えている。つまり、弾塑性挙動の再現性に関して、良好な相関を得ているものと見受けられる。さらに、フランジのピーク荷重と全体のピーク荷重に対するそれぞれの曲率値はずれており、フランジ板の局部座屈後もウェブ板が荷重を支持していることがわかる。しかしこのモデルでは、ピークを過ぎた後にみられる急激な強度の低下は捉えられておらず、これは溶接部の亀裂などに起因するものと考えられ、今後さらに改良を行うべき点である。

次に、図－１０には一例としてこの簡易解析を繰り返し曲げの場合に拡張して得られた曲げモーメント－曲率曲線の一例を示す。これを見てみると、曲げモーメントがピークに達するまでは良く再現しているが、耐荷力が急激な低下を示した後はかなりの違いが出てくる。これはウェブとフランジの亀裂の発生による耐荷力の低下の影響を表すことができれば解決できるであろう。

3.2 土木研究所での実験結果との対比

この実験では、鋼製ラーメン橋脚の柱部分を対象とした 1/3 縮小模型を用いており、図－１１にその載荷状況が示されている。水平軸力 P_H は ＳＥＥＥ ケーブルを緊張して導入されており、変動荷重 P_V は加振荷重装置(最大加振力+125t、最大変位振幅 1m/sec、周波数範囲 DC～30Hz)により加えた。図－１２には供試体の寸法が与えられている。

ここで、実験供試体の「Ｂ×２」は破壊パネルに隣接したパネル、「Ｂ×３」は破壊パネルのことであり、

これらのパネルの断面諸量と座屈パラメータは表-2に示されているとおりである。

図-13は破壊パネルである「B X 3」の曲げモーメントと曲率の関係で解析解を示したものである。ここで、細かい点線は実験値を、実線は全断面、短い破線はフランジ、長い破線はウェブの解析結果をプロットしたものである。この解析ではフランジの圧縮残留応力度は降伏荷重の27%とし、さらに初期たわみの大きさはフランジ板の板厚の10%としている。

なお、解析結果を比較してみると京都大学での実験の解析結果と同様にピークまでは比較的一致しているが、ピーク後の耐荷力の急激な落込みは捉えられていない。

表-1 供試体の断面諸元・パラメータ (京都大学)

		Aタイプ°	Bタイプ°	Cタイプ°
断面積 $A(\text{cm}^2)$		43.0	45.8	47.4
断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$		5549	6055	6285
断面二次半径 $r(\text{cm})$		11.4	11.5	11.5
アスペクト比 α	フランジ	2.4	2.4	2.4
	ウェブ	2.0	2.0	2.0
補剛材 1 本の断面積比 δ		—	0.17	0.28
剛比 γ/γ_*		—	1.0	3.0
一般化幅厚比 R		1.4	0.7	0.7

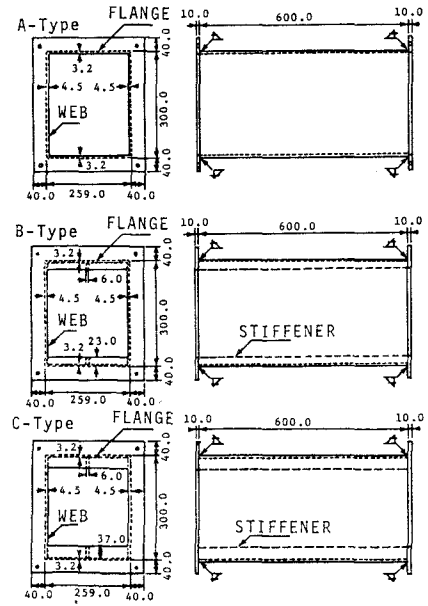


図-4 供試体の寸法 (京都大学)

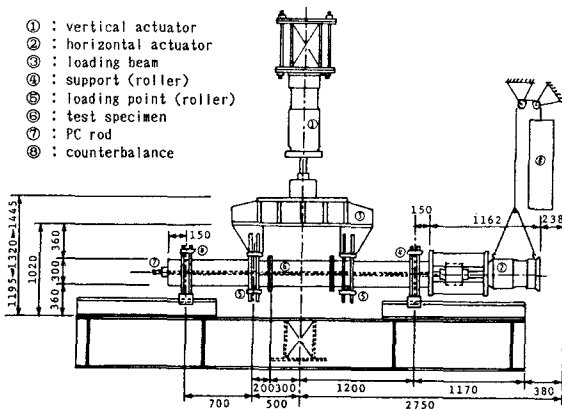


図-5 京都大学での载荷実験の状況

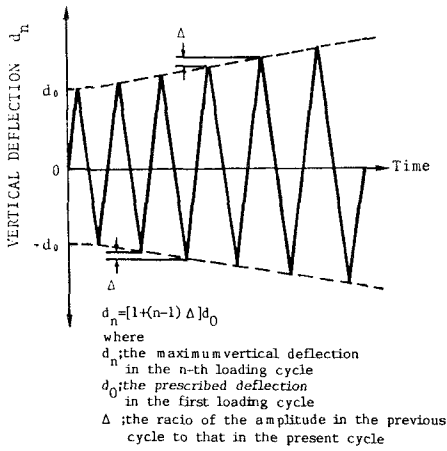


図-6 鉛直たわみによる除荷基準

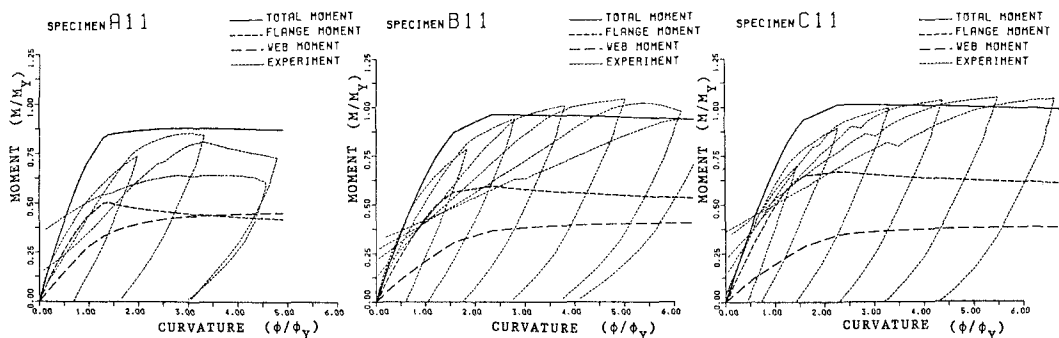


図-7 曲げモーメントと曲率の関係 (京都大学での実験の解析結果)
 - 無軸力の場合 (昭和59年) -

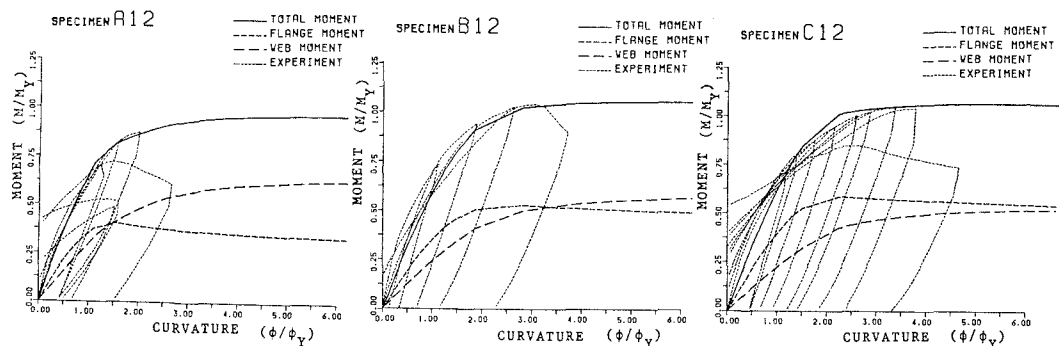


図-8 曲げモーメントと曲率の関係 (京都大学での実験の解析結果)
 - 軸力が圧壊荷重の10%の場合 (昭和60年) -

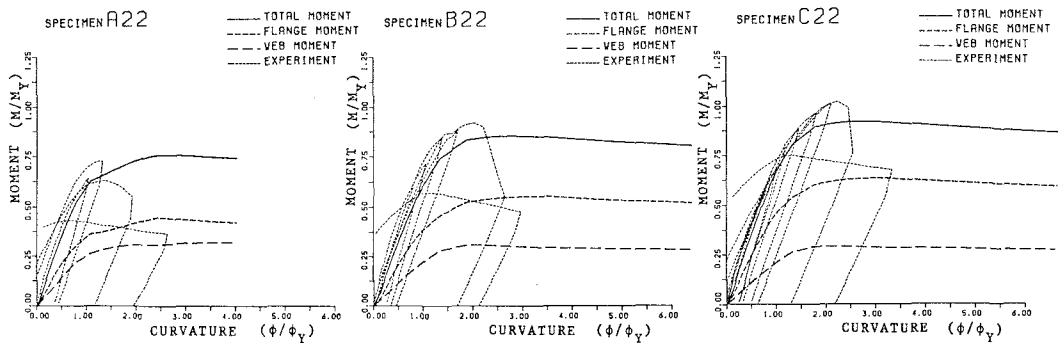


図-9 曲げモーメントと曲率の関係 (京都大学での実験の解析結果)
 - 軸力が圧壊荷重の20%の場合 (昭和59年) -

表-2 供試体の断面諸元・パラメータ(土木研究所)

		B X 2	B X 3
断面積	$A(\text{cm}^2)$	233.4	203.4
断面二次モーメント $I(\text{cm}^4)$		137702	122889
断面二次半径 $r(\text{cm})$		24.3	24.6
アスペクト比 α	フランジ	0.870	0.985
	ウェブ	0.847	0.963
補剛材 1 本の断面積比 δ		0.0690	0.0707
剛比	r/r^*	0.776	0.728
一般化幅厚比 R		0.552	0.557

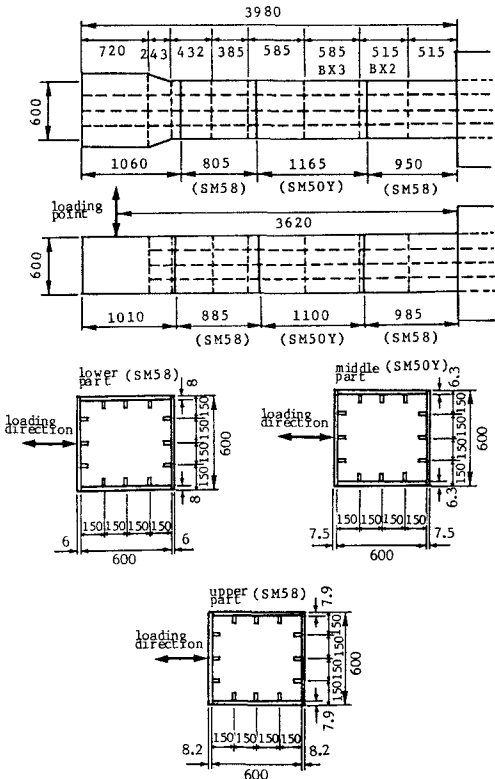


図-12 供試体の寸法（土木研究所）

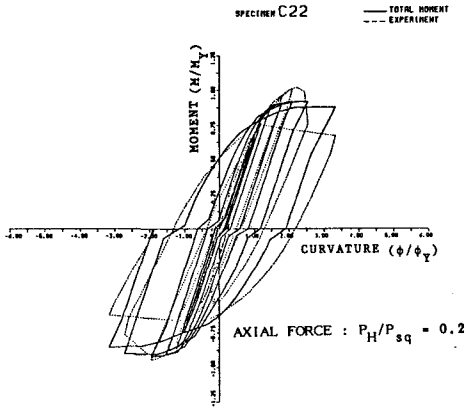


図-10 曲げモーメントと曲率の関係
(京都大学での実験の解析)

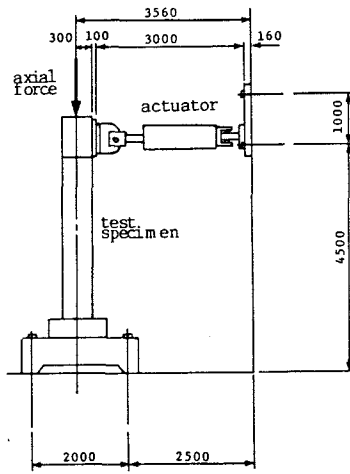


図-11 土木研究所での載荷実験の状況

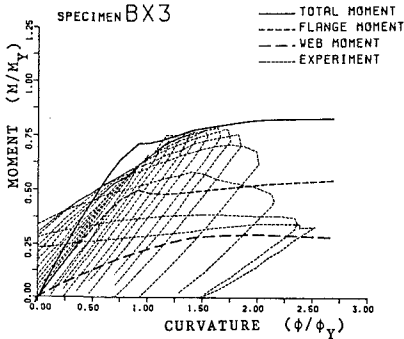


図-13 曲げモーメントと曲率の関係(土木研究所)

4. 結 論

本論文において、軸力および繰り返し曲げを受ける鋼箱型断面の梁・柱の強度特性を解明するために行われた京都大学および土木研究所での耐震実験の結果と比較検討した結果、次のようなことがいえる。

- (1) 本解析法は非常に簡易でしかも粗いモデルを用いているにもかかわらず、曲げモーメントー曲率の包絡線を良く捉えている。
- (2) 箱型断面の梁・柱の構成要素であるフランジ板とウェブ板に分割して考えることにより、各板が弾塑性化していく様子をうまく捉えることができた。
- (3) 本解析によると、荷重が静的耐力に達するまでは、解析値と実験値は非常に良く一致しているのであるが、荷重がピークに達した後の強度の急激な低下はほとんど捉えていない。この急激な低下はフランジとウェブの接合部の亀裂などに起因するものと考えられるが、今後さらに本解析法を発展させることにより、この様な挙動をとらえることは可能となろう。
- (4) 曲げモーメントと曲率の関係の包絡線を求めたほかにも、サイクリックな曲げを受ける場合についても、除荷の条件を考えることにより本手法を拡張すれば、この解析値は実験値を比較的良好に捉えていることがわかる。

5. 参 考 文 献

- (1) Hans Petersson and Egor P. Popov: Constitutive Relations For Generalized Loadings, Journal Of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM4, 1977, pp.611-627.
- (2) Egor P. Popov and Hans Petersson: Cyclic Metal Plasticity, Journal Of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.104, No.EM6, 1978, pp.1371-1388.
- (3) 阪神高速道路公団, 財団法人防災協会: 鋼橋脚の耐震性と健全度に関する研究ー反復曲げを受ける鋼箱桁柱の強度特性に関する研究ー, 昭和59年度報告書, 昭和60年3月。
- (4) 阪神高速道路公団, 財団法人防災協会: 鋼橋脚の耐震性と健全度に関する研究ー反復曲げを受ける鋼箱桁柱の強度特性に関する研究(その2)ー, 昭和60年度報告書, 昭和61年3月。
- (5) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室: 鋼製橋脚模型正負交番載荷実験, 土木研究所資料第2174号, ISSN 0386-5878, 昭和59年3月。
- (6) 福本・草間: 薄肉鋼箱形げたの交番座屈挙動特性, 構造工学論文集 Vol.31A, 1984年3月, pp.37-50。
- (7) Y.Fukumoto and H.Kusama: Cyclic Bending Tests Of Thin-walled Box Beams, Proc.JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.2, No.1, April 1985, pp.141-151.
- (8) Niwa, Y., E.Watanabe, H.Isami and Y.Fukumori: A New Approach To Predict The Strength Of Compressed Steel Plates, Proc.JSCE No.341, 1984, pp.23-31.
- (9) Niwa, Y., E.Watanabe and H.Isami: A New Approach To Predict The Strength Of Compressed Steel Stiffened Plates, Proc.JSCE Structural Eng./Earthquake Eng.Vol.2, 1985, pp.35-44.
- (10) Niwa, Y., E.Watanabe and H.Isami: Automated Structural Testing Using Microcomputer System, Proc.JSCE, No.332, 1983, pp.145-158.
- (11) Niwa, Y., E.Watanabe and H.Isami: Automated Testing Of Thin-walled Steel Structures Under Repetitive Loading By Microcomputer System, Proceedings Of The Second International Conference On Civil And Structural Engineering Computing (Civil-comp 85) Vol.2, London, 1985, pp.337-343.

(1987年10月16日)