

## —— 2 方向面内力を受ける補剛板の設計 ——

大阪第3建設部 設計課 宮坂佳洋  
同 部 同 課 中本 覚  
工 務 部 設 計 課 大志万 和 也

### 要 約

神崎川橋梁の床組構造の設計にあたって、2方向面内力を受ける補剛板の簡易計算法を用いて比較・検討し、予備設計において計画された床組構造の補剛板の座屈安定性を把握する手法を試みた。また、簡易計算法による結果は、弾塑性有限変位解析によって得られた応力ときわめて近似した値となることが判った。したがって、簡易計算法によって決定された補剛板は、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する相関曲線で判定される座屈安定性を十分に確保していることを確認した。これらの適用手法等の概要を述べる。

### まえがき

近年、橋梁構造物は長径間・広幅員となり2方向面内力を受ける補剛板の構造要素が多く用いられている。たとえば、斜張橋の幅広い箱主桁におけるフランジプレートでは、橋軸方向の面内力はもちろん、橋軸直角方向の曲げによる面外力も無視できなくなり、2方向面内力を受ける補剛板としての座屈安定性照査が必要となる。しかし、現行の道路橋示方書では、2方向面内力を受ける補剛板の設計に対する考え方の基準がなく、必要に応じて対処されているのが現状である。

公団においても、湾岸線の安治川橋梁、新浜寺大橋、神崎川橋梁等の長径間・広幅員橋梁の建設にあたって、2方向面内力を受ける補剛板の照査設計法の確立が必要となっている。

この報告は、湾岸線（4期）神崎川河口部に建設

される、神崎川橋梁（バスケット・ハンドル型ニールセン橋）の設計にあたって、2方向面内力を受ける鋼床版の座屈照査を、中井・北田らが提案している簡易計算法および極限強度相関曲線<sup>1)</sup>により照査した結果を概説するものである。

### 1 簡易計算法と極限強度相関曲線

#### 1-1 概要

2方向面内力を受ける補剛板の設計法は、BS-5400 part 3、に補剛板の板パネルの耐荷力相関曲線や縦補剛材の設計法指針が規定されている。しかし、この設計指針によると、強度を安全側に評価したり、補剛材の必要最小剛比がかなり大きな値で定められている等、わが国の設計に適さない

面が見られる。

そこで、北田らは縦横2方向の面内力を受ける補剛板の極限強度<sup>1)</sup>について提案している。この提案は、弾性座屈理論により、縦方向に補剛された板(以下「縦補剛板」という。)の弾性座屈強度と縦補剛材の必要最小剛比(補剛材間の板パネルの座屈強度と補剛板全体の座屈強度が等しくなるような必要最小の補剛材剛比)とについて検討されたものである。

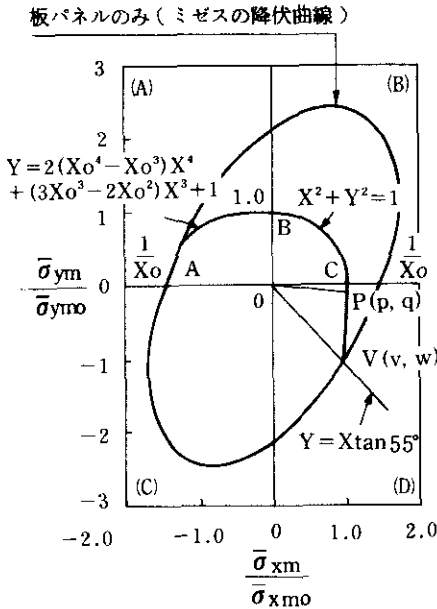


図-1 提案された近似相関曲線<sup>1)</sup>

また、初期たわみ、残留応力を有する補剛板の極限強度特性を調べるために、パラメトリック解析を行い、その極限強度は、有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析により算出するものである。ここで、補剛材剛比、板パネルの幅厚比、作用応力比および補剛材本数を解析パラメータとして抽出し、極限状態に至るまでの応力とたわみとの挙動について検討する。その結果、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度は、縦軸に $\sigma_{ym} / \sigma_{ymo}$ (縦方向極限強度/縦方向圧縮強度)を、横軸に $\sigma_{xm} / \sigma_{xmo}$ (横方向極限強度/横方向圧縮強度)をとり、弾塑性有限変位解析の結果と、その極限強度に一致する極限強度相関曲線を作成(図-1参照)し、縦方

向圧縮力および横方向圧縮力をそれぞれ単独に作用させた場合の縦方向圧縮強度と横方向圧縮強度の関数である相関曲線で近似させようとするものである。

### 1-2 極限強度の相関曲線

図-1に示す(A)域は、縦方向引張・横方向圧縮域を示し、次式の4次曲線で近似することができる。

$$Y = 2(X_0^4 - X_0^3)X^4 + (3X_0^3 - 2X_0^2)X^3 + 1 \dots\dots (1)$$

$$X = \bar{\sigma}_{xm} / \bar{\sigma}_{xmo} \dots\dots (2)$$

$$Y = \bar{\sigma}_{ym} / \bar{\sigma}_{ymo} \dots\dots (3)$$

$$X_0 = \bar{\sigma}_{xmo} / \sigma_Y \dots\dots (4)$$

ここに $\sigma_Y$ : 鋼材の降伏点強度

また、(B)域は、縦方向圧縮・横方向圧縮域を示し、次の楕円式で近似することができる。

$$X^2 + Y^2 = 1 \dots\dots (5)$$

さらに、(C)域は、縦方向引張・横方向引張域を、(D)域は、縦方向引張・横方向圧縮域を示すことになる。神崎川橋梁の場合(A)域に属するので(A)域を中心に述べるものとする。

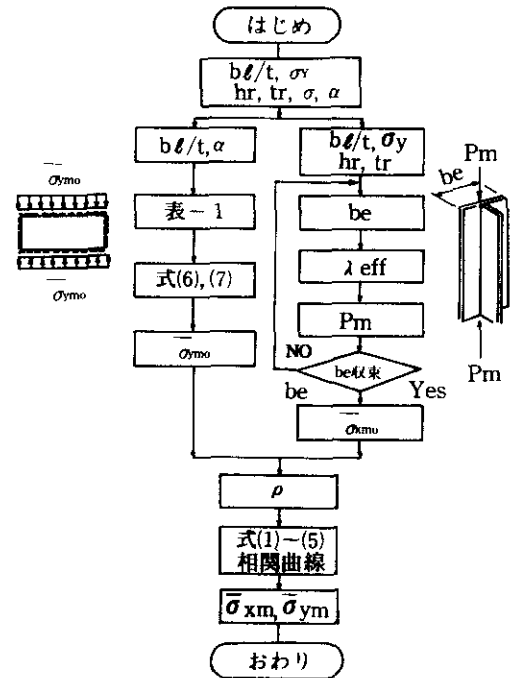


図-2 簡易計算法の流れ

1-3 縦方向圧縮強度および横方向圧縮強度の簡易計算法

簡易計算法による補剛板の極限強度は、図-2に示す流れ図によって算出することができる。この図において、縦方向圧縮強度は次式で算定される。

$$\bar{\sigma}_{y_{mo}}/\bar{\sigma}_y = a + b\alpha + c\alpha^2 + d\alpha^3 \quad (1 < \alpha \leq 5) \dots\dots (6)$$

$$\bar{\sigma}_{y_{mo}}/\bar{\sigma}_y = e\alpha + f \quad (5 < \alpha \leq 15) \dots\dots (7)$$

ここに

$\alpha$  : アスペクト比

a, b, c, d, e, f : 鋼種別の係数であり表-1で与えられる。

また、図-2に示す各種記号は次のとおり定義している。

$b\ell$  : リブ内間隔  $t$  : 補剛板厚

$h_r$  : 補剛材の高さ  $t_r$  : 補剛材の厚さ

$\rho$  : 応力比  $\sigma_x, \sigma_y$  : 軸方向応力

$b_e$  : 有効幅  $\lambda_{eff}$  : 有効補剛材のパラメータ

この流れにより、縦方向圧縮強度 ( $\bar{\sigma}_{y_{mo}}$ ) および横方向圧縮強度 ( $\bar{\sigma}_{x_{mo}}$ ) が算出される。さらに、式(1)~(4)によりそれぞれの極限強度が求められる。

図-2の流れにより、簡易計算法を用いて極限強度を算出する場合、簡易計算法は次のような特徴

があることが理解される。

- (1) 極限強度は、必要最小剛比、アスペクト比、補剛材本数、応力比等の要素によって著しく変化する。
- (2) 補剛板の横方向圧縮強度は、補剛材の剛比が、必要最小剛比の1/2以上であれば、補剛材間の板パネルの極限強度で決定される。
- (3) 補剛板の極限強度相関曲線は、幅厚比が小さくなるほど、スミスの降伏曲線に近づく傾向にある。また、幅厚比を一定に保ち補剛材の剛比を大きくすると、大きな縦方向圧縮応力あるいは横方向引張応力が作用する補剛板では、その縦方向圧縮強度は増加する。しかし、大きな

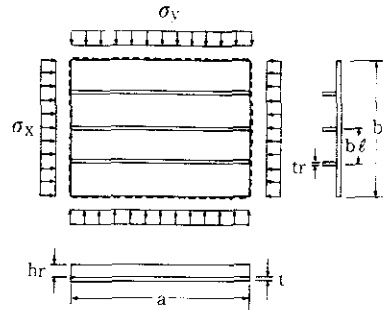


図-3 縦補剛材の寸法と載荷状態

表-1 鋼種別の式(6), (7)における係数

鋼種	$b\ell/t$	a	b	c	d	e	f
S S 4 1	30	1.430	-0.729	0.205	-0.019	-0.0107	0.5905
	35	1.495	-0.884	0.256	-0.024	-0.0103	0.5065
	40	1.384	-0.834	0.240	-0.023	-0.0101	0.4405
	50	1.046	-0.581	0.159	-0.015	-0.0089	0.3355
	60	0.861	-0.454	0.123	-0.011	-0.0079	0.2675
S M 5 0	30	1.557	-0.909	0.263	-0.025	-0.0108	0.5350
	35	1.503	-0.930	0.269	-0.025	-0.0105	0.4585
	40	1.275	-0.750	0.211	-0.020	-0.0108	0.3950
	50	0.959	-0.511	0.134	-0.012	-0.0088	0.2980
	60	0.831	-0.454	0.119	-0.011	-0.0080	0.2410
S M 5 3 (SM50Y)	30	1.585	-0.853	0.277	-0.028	-0.0099	0.5095
	35	1.449	-0.889	0.256	-0.024	-0.0107	0.4365
	40	1.209	-0.693	0.192	-0.018	-0.0101	0.3735
	50	0.951	-0.515	0.135	-0.012	-0.0079	0.2815
	60	0.823	-0.454	0.118	-0.011	-0.0081	0.2325
S M 5 8	30	1.564	-0.968	0.281	-0.027	-0.0112	0.4700
	35	1.296	-0.757	0.212	-0.020	-0.0107	0.3935
	40	1.108	-0.610	0.163	-0.015	-0.0100	0.3370
	50	0.921	-0.508	0.133	-0.012	-0.0089	0.2605
	60	0.811	-0.462	0.121	-0.011	-0.0080	0.2120

方向圧縮応力と小さな縦方向圧縮または引張応力が作用する補剛板では、その横方向圧縮強度は増加しない。

- (4) 縦補剛板の極限強度は、初期たわみ波形と、その最大初期たわみ量に大きく影響する。この傾向は、大きな横方向圧縮応力を受ける補剛板において著しい。
- (5) 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度の大きさは、引張残留応力の分布形状が大きく関与する。

このような簡易計算法の特徴に配慮して、神崎川橋梁の2方向面内力を受ける補剛板の座屈安定照査を行なっている。

## 2 神崎川橋梁の合理的床組配置に関する検討

### 2-1 予備設計における床組構造

予備設計段階において採用されたこの橋梁の床組構造を図-4に示す。この床組構造は、補剛桁間30m、ケーブル定着点間35.7mと広い幅員を有している。この鋼床版のデッキプレートは、橋軸方向にトラフリブが配置され、補剛桁、縦桁、横桁

および横リブで支持されている。鋼床版には、補剛桁との合成構造のため、主桁作用により最大500kgf/cm<sup>2</sup>程度の橋軸方向引張応力が発生する。横桁の圧縮フランジに900kgf/cm<sup>2</sup>程度の橋軸直角方向圧縮力が発生する。鋼床版は橋軸直角方向に無補剛構造となるため、座屈照査により安定性を確認する必要がある。

### 2-2 合理的な床組構造の提案

鋼床版の座屈照査と共に経済的な床組構造を提案するため、予備設計における床組構造も含めて表-2および図-5～図-8に示す各タイプの床組構造についてその合理性を比較・検討している。

格子解析により算出したこれらの各タイプの床組構造の横桁と縦桁との最大曲げモーメントを表-3に示す。この結果と施工実績および経済性を堪案して予備設計で提案された床組構造(L1タイプ)は、合理性の高いものであることが確認された。しかし、座屈安定照査の結果、このタイプの床組構造断面では、安全率1.7が確保できないことが判明した。そこで、横桁の断面を改善して作用圧縮応力を低下させることとした。さらに、鋼床版の材質をSS41からSM50 $\gamma$ に変更して、補剛板の座屈

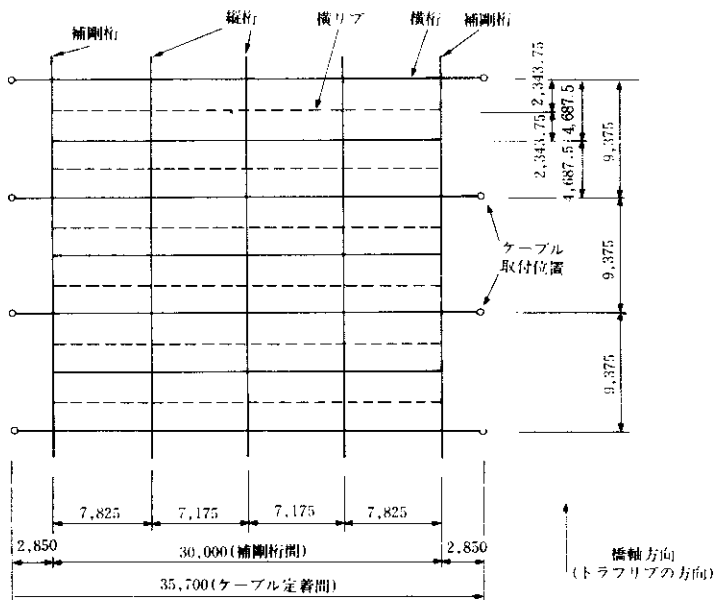


図-4 タイプL1 (予備設計における床組構造図) (単位: mm)

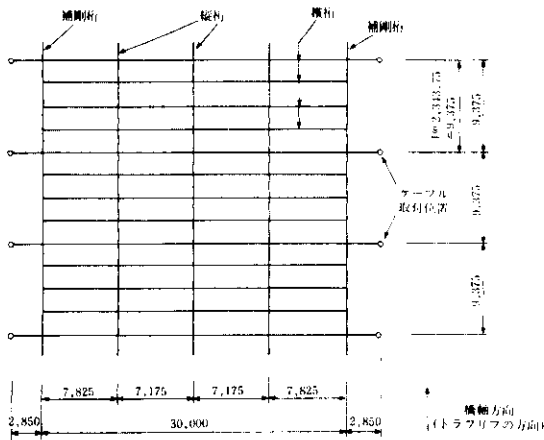


図-5 タイプL2 (単位: mm)

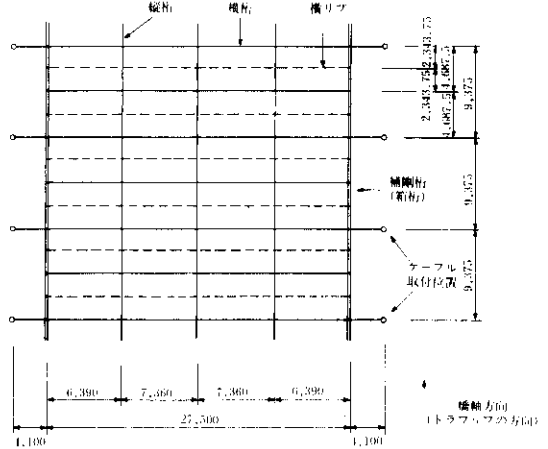


図-6 タイプL1B (単位: mm)

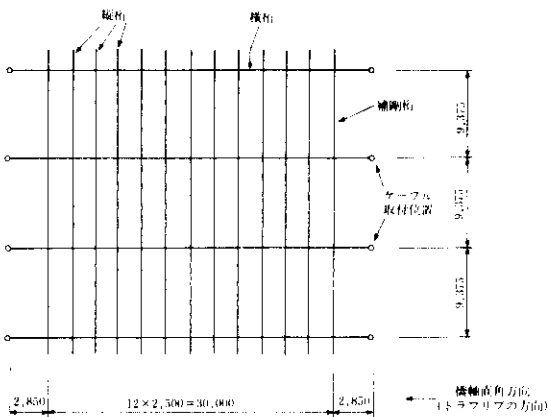


図-7 タイプT1 (単位: mm)

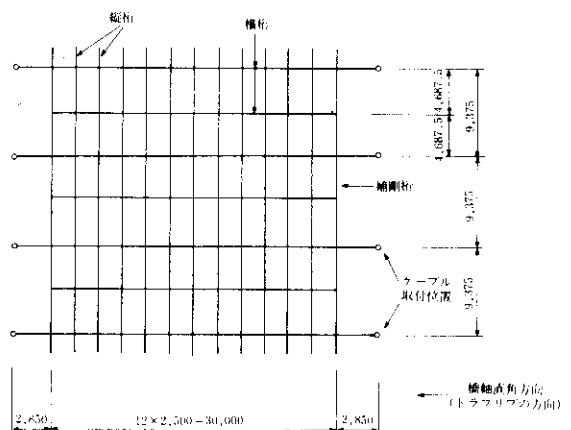


図-8 タイプT2 (単位: mm)

強度を向上させて対処した床組構造（以下、「実施設計構造」という。）を提案することとしたものである。

表-2 比較・検討する床組構造

床組タイプ	構 造 内 容
L1	予備設計の床組構造 図-4
L2	L1の横リブを横桁にしたもの 図-5
L1B	L1の補剛桁を箱桁にしたもの 図-6
T1	ケーブル定着位置にのみ横桁を設けトラフリブを橋軸直角方向に配置し、中間横桁と横リブを取り除き、縦桁を密に設けたもの 図-7
T2	T1の横桁の間にもう一本の中間横桁を設けたもの 図-8

表-3 最大曲げモーメントとそれに対応する活荷重の載荷ケース

M：最大曲げモーメント(tf・m)

床組タイプ		L1	L2	L1B	T1	T2
横 桁	M	1002.2	554.5	991.5	2116.5	1008.2
	荷重ケース	L-T3	L-T1	L-T3	L-T1	L-T2
縦 桁	M	296.6	227.8	211.8	121.6	119.1
	荷重ケース	L-T3	L-T3	L-T3	L-T2	L-T3

載荷ケース	T荷重(輪荷重)の載荷位置	L荷重(輪荷重)の載荷位置
T-T1	ケーブル定着横桁上	
T-T2	中間横桁上	
T-T3	横リブ上	
L-T1		ケーブル定着横桁上
L-T2		中間横桁上
L-T3		横リブ上

[注] タイプL1以外の場合は、L1の中間横桁および横リブ相当位置に荷重が載るものとする。

2-3 実施設計構造の簡易計算法による座屈照査  
格子解析により算出された橋軸方向作用引張応力( $\sigma_x$ )および橋軸直角方向圧縮応力( $\sigma_y$ )を用いて、実施設計構造における補剛板の座屈照査を

簡易計算法を用いて次により行う。なお、ここでは、Uリブ、330×260×6mmを使用している。

ここに

$$t = 1.4 \text{ cm} \quad : \text{鋼床版板厚}$$

$$\sigma_y = 3,600 \text{ kg/cm}^2 : \text{SM50Y 降伏点強度}$$

$$\sigma_x = -500 \text{ kg/cm}^2 : \text{橋軸方向作用引張応力}$$

$$\sigma_y = 830 \text{ kg/cm}^2 : \text{橋軸直角方向作用圧縮応力}$$

まず式(7)および表-1に示す鋼種別係数から縦方向圧縮強度は、

$$\sigma_{yno} = \sigma_y(e\alpha + f) = 1,642 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\alpha = 15)$$

となる。また、有効補剛材の極限強度 $\sigma_{sm}$ より横方向圧縮強度が次式で算出される。

$$\sigma_{xno} = \sigma_{sm} \frac{A\ell + 2 \cdot beff \cdot t}{A\ell + 2 \cdot b\ell \cdot t} = 2,175 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに

$A\ell$  : トラフリブ1本の断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$beff$  : 有効幅 (cm)

$b\ell$  : トラフリブの幅 (cm)

$t$  : 鋼床版板厚 (cm)

これらの値を用いて補剛板の座屈安定照査に必要な次の値を求める。

$$X = \sigma_x / \sigma_{xno} = -0.230 \quad \dots\dots\dots \text{式(2)より}$$

$$Y = \sigma_y / \sigma_{yno} = 0.505 \quad \dots\dots\dots \text{式(3)より}$$

$$X_0 = \sigma_{xno} / \sigma_y = 0.875 \quad \dots\dots\dots \text{式(4)より}$$

さらに、 $\sigma_y$  (鋼床版の換算降伏点) は $\sigma_{yT}$  (トラフリブの降伏点) と $\sigma_{yD}$  (鋼床版の降伏点) より求められる。

$$\sigma_y = \frac{A\ell \cdot \sigma_{yT} + 2b\ell \cdot t \cdot \sigma_{yD}}{A\ell + 2b\ell \cdot t} = 3,223 \text{ kgf/cm}^2$$

また、式(1)より $\bar{X}/\bar{Y} = X/Y = -0.455$ の関係があり、 $\bar{X} = -0.451$ および $\bar{Y} = 0.991$ となる。

これらの結果より、橋軸方向および橋軸直角方向極限強度は次のとおりとなる。

$$\sigma_{xn} = \bar{X} \cdot \sigma_{xno} = -981 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{yn} = \bar{Y} \cdot \sigma_{yno} = 1,627 \text{ kgf/cm}^2$$

これに安全率1.7を考慮すると各許容応力度を次のように得る。

$$\sigma_{xs} = \sigma_{xn} / 1.7 = -577 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ys} = \sigma_{yn} / 1.7 = 957 \text{ kgf/cm}^2$$

以上の結果から $\sigma_x$ および $\sigma_y$ とも夫々の許容応力度以下の値であり、この床組構造の補剛板は、座屈に対して安全であることがわかる。

ここで用いた格子解析による $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ の妥当性を確認するため、有限要素法解析によりそれぞれの応力を算出した所、これらの値はおおむね一致していることが判った。さらに、荷重形態の変化により $\sigma_y$ の値が大きく変動することが確認された。

### 3 神崎川橋梁の座屈安定照査

極限強度相関曲線<sup>1)</sup>を用いて、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度 $\sigma_{mx}$ および $\sigma_{my}$ を求めるには、縦方向および横方向の面内圧縮力が、それぞれ単独で作用する場合の極限応力 $\sigma_{mx0}$ および $\sigma_{my0}$ を算出することが必要となる。

神崎川橋梁の座屈安定照査にあたっては、簡易計算法で算出された結果を基に、補剛板の極限強度を弾塑性有限変位解析により厳密に算出して吟味している。

すなわち、鋼床版に横方向圧縮応力が作用した場合の弾性座屈応力の検討結果から $\sigma_{mx0}$ を算出し、2方向面内力を受ける補剛板の座屈安定照査を行ったものである。

#### 3-1 弾性座屈解析による検討

##### 3-1-1 補剛板としての全体座屈解析

弾性座屈解析により補剛板の全体座屈の安全性を検討するため、トラフリブを図-9に示すような開断面リブに置換した場合と、図-10に示すような鋼床版の有効幅部分を考慮したトラフ断面を用いて検討した。その結果、両者の断面においてリブ間の板パネルの局部座屈強度は、補剛板の全体座屈強度よりも小さいことが判明した。

##### 3-1-2 板パネルの座屈強度

板パネルの座屈強度の算定にあたっては、次の2ケースについて検討している。

##### (1) トラフリブの内側にある板パネル

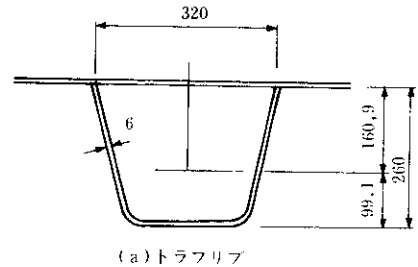
この板パネルの弾性座屈応力は、図-11に示す柱モデルに置換して算出している。座屈応力 $\sigma_{cr}$ は

オイラーの座屈強度が適用できるものとして次により算定している。

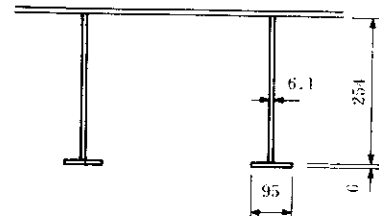
$$\sigma_{cr} = \frac{EI \pi^2}{l^2} = 3,304 \text{ kgf/cm}^2$$

##### (2) トラフリブの外側にある板パネル

この板パネルの弾性座屈応力は、図-12に示すように、周辺を単純支持された板モデルに置換し



(a) トラフリブ



(b) 等価な開断面リブ

(単位: mm)

図-9 トラフリブの開断面リブへの置換

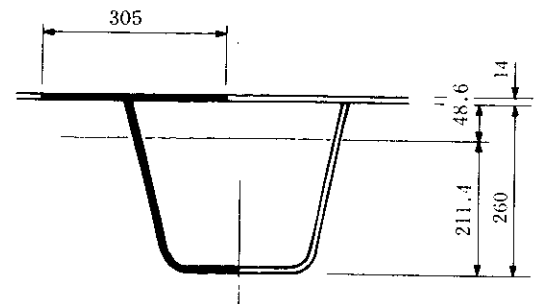


図-10 鋼床版の有効幅を考慮したトラフリブの有効断面 (単位: mm)

て次式により算出している。

$$\sigma_{\sigma} = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t}{b\ell} = 3,553 \text{kgf/cm}^2 \text{となる。}$$

ここに

$$k \text{ (座屈係数)} = \left( \frac{\alpha}{m} + \frac{m}{\alpha} \right)^2$$

$\alpha$  : アスペクト比、 $m$  : 座屈半波数

この結果から、補剛板全体の弾性座屈強度は、トラフリブの内側の板パネルで決定される。

### 3-1-3 弾塑性有限変位解析による

#### 縦・横方向圧縮強度

##### 1) 縦方向圧縮強度

弾塑性有限変位解析に用いる解析モデルを図-13に示す。このモデルにより縦方向圧縮強度  $\sigma_{y_{mo}}$  を計算する。解析では、残留応力分布を考慮し、初期たわみは、次の波形を導入している。

$$\omega_c = \frac{a}{1,000} \cdot \cos \frac{\pi x}{a} + \frac{b\ell}{150} \cdot \cos \frac{3\pi x}{a} \cdot \cos \frac{\pi y}{b\ell}$$

ここに、 $a$ は横リブ間隔、 $b\ell$ は開断面リブ間隔(33cm)である。

この解析の結果、縦方向圧縮強度は  $\sigma_{y_{mo}} = 2470 \text{kgf/cm}^2$  と算定される。

##### (2) 横方向圧縮強度

図-14に示す柱モデルを用いた場合と、図-15に示す板モデルを用いた場合における両者の横方向圧縮強度を用いて評価する。ここに、柱モデルとはトラフリブの内側の板を対象としたモデルである。いずれのモデルに対しても、解析には  $b\ell/150$  の初期たわみを考慮している。また、作用応力は柱モデルの場合には安全側に最大応力  $\sigma_{\max} = 694 \text{kgf/cm}^2$ 、板モデルの場合には最大平均応力  $\sigma_{\max} = 661 \text{kgf/cm}^2$  が一様に分布するものとしている。

これらの条件による弾塑性有限変位解析の結果は次のとおりである。

$$\sigma_{y_{mo}} = 1,623 \text{kgf/cm}^2 \text{ (柱モデル)}$$

$$\sigma_{y_{mo}} = 2,050 \text{kgf/cm}^2 \text{ (板モデル)}$$

したがって、作用応力と極限応力との比は、次のようになる。

$$\sigma_y / \sigma_{y_{mo}} = 694 / 1,623 = 0.428 \text{ (柱モデル)}$$

$$\sigma_y / \sigma_{y_{mo}} = 661 / 2,050 = 0.322 \text{ (板モデル)}$$

以上の結果より、柱モデルの方が危険側の値となる。

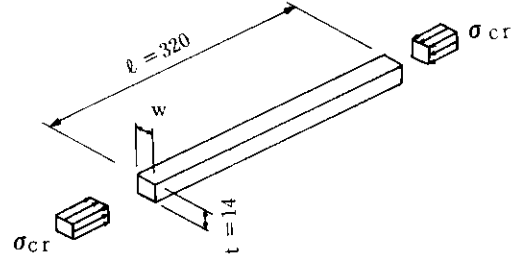


図-11 柱モデルによる解析 (単位: mm)

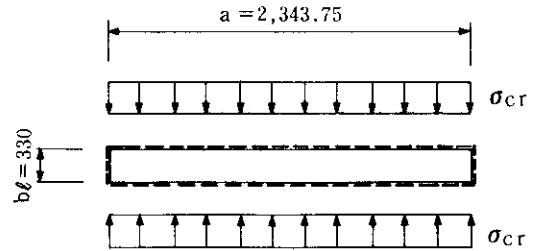


図-12 モデルによる解析 (単位: mm)

### 3-1-4 座屈安定照査

極限強度相関曲線<sup>1)</sup>を用いて神崎川橋梁鋼床版の座屈安定性を照査している。この照査に用いた応力度は、次のとおりである。

$$\text{縦方向圧縮強度 } \sigma_{y_{mo}} = 2,470 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{横方向圧縮強度 } \sigma_{x_{mo}} = 1,623 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{縦方向作用応力 } \sigma_x = -500 \text{kgf/cm}^2 \text{ (引張)}$$

$$\text{横方向作用応力 } \sigma_y = 694 \text{kgf/cm}^2$$

$$\text{降伏点強度 } \sigma_y = 3,600 \text{kgf/cm}^2 \text{ (鋼床版)}$$

$$\text{縦方向の換算降伏応力 } \sigma_y^{\dagger} = 3,223 \text{kgf/cm}^2$$

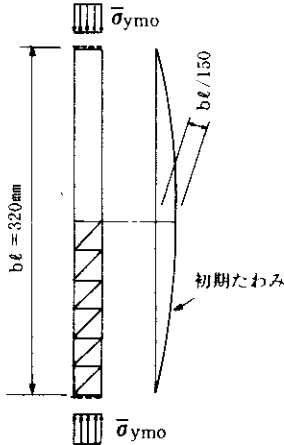
これら値より次式により  $X_0$  が算定される。



$$X_0 = \frac{\sigma_{xmo}}{\sigma \bar{Y}^0} = \frac{2470}{3223} = 0.7662$$

この  $X_0$  を用いて  $\bar{Y}$  を算定する。

$$\begin{aligned} \bar{Y} &= 2(X_0^2 - X_0^3) \bar{X}^4 + (3X_0^2 - 2X_0^3) \bar{X}^3 + 1 \\ &= -0.2103 \bar{X}^4 + 0.1757 \bar{X}^3 + 1 \end{aligned}$$



(a) 解析モデル (b) 初期たわみ

図 - 14 柱の解析モデル

さらに

$$\bar{X} = \frac{\sigma_x}{\sigma_{xmo}} = \frac{-500}{2,470} = -0.202$$

$$\bar{Y} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{ymo}} = \frac{694}{1,623} = 0.428$$

$$\bar{X}/\bar{Y} = X/Y = -0.472$$

より  $\bar{X}$  および  $\bar{Y}$  は次のように算定される。

$$\bar{X} = -0.456 \quad \bar{Y} = 0.974$$

したがって、極限応力  $\sigma_{xm}$  および  $\sigma_{ym}$  は、

$$\begin{aligned} \sigma_{xm} &= \bar{X} \cdot \sigma_{xmo} = -0.456 \times 2470 \\ &= 1126 \text{Kgf/cm}^2 \text{となる。} \end{aligned}$$

また、許容応力  $\sigma_{xs}$  および  $\sigma_{ys}$  は、

$$\sigma_{xs} = \sigma_{xm} / 1.7 = -662 \text{Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ys} = \sigma_{ym} / 1.7 = 930 \text{Kgf/cm}^2$$

これらの結果から、神崎川橋梁鋼床版は  $|\sigma_x| < |\sigma_{xs}|$ 、 $\sigma_y < \sigma_{ys}$  となり、座屈照査法<sup>9)</sup>にしたがうと座屈に対して安全であることが判る。

さらに、 $\sigma_x/\sigma_{xmo}$  と  $\sigma_y/\sigma_{ymo}$  とを相関図上にプロットすると、図 - 14 のようになり、作用応力点は許容応力相関曲線の内側に位置していることが判る。また、2種類の解析手法により算出された結果の比較を表 - 4 に示す。

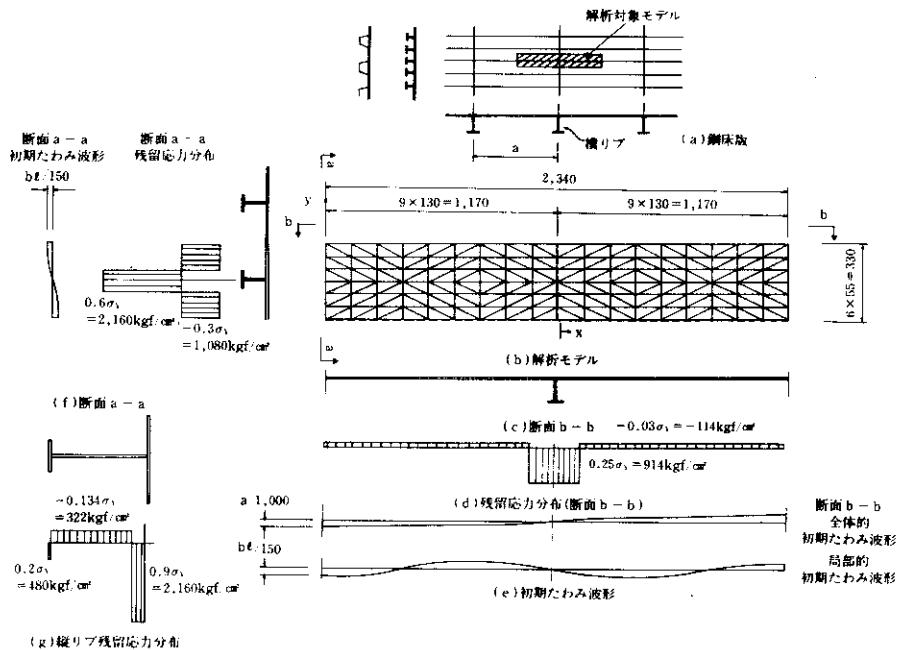


図 - 13 縦方向圧縮強度を求めるための解析モデル (単位: mm)

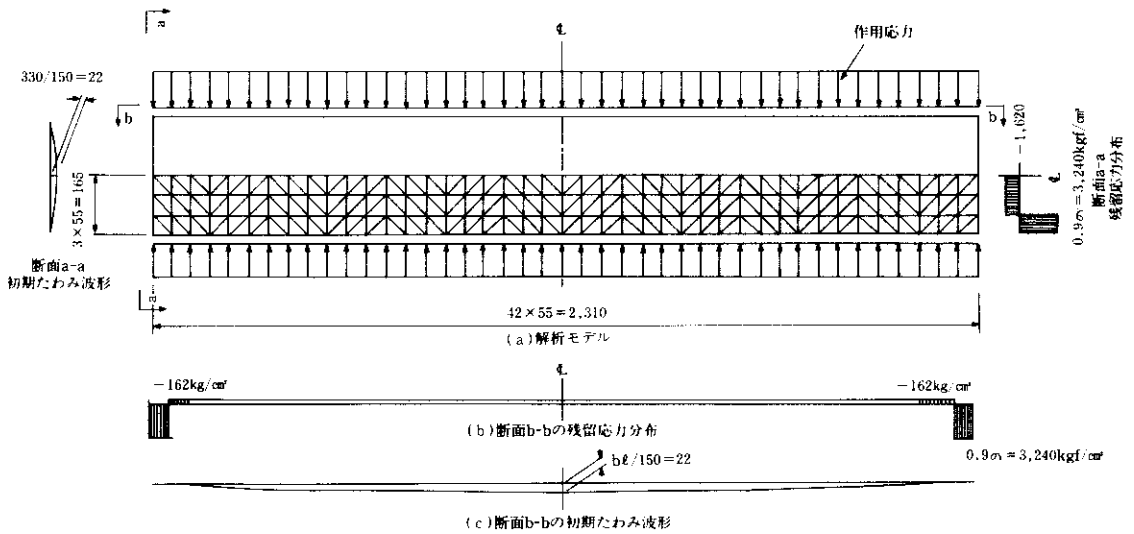


図-15 板パネルの解析モデル (単位: mm)

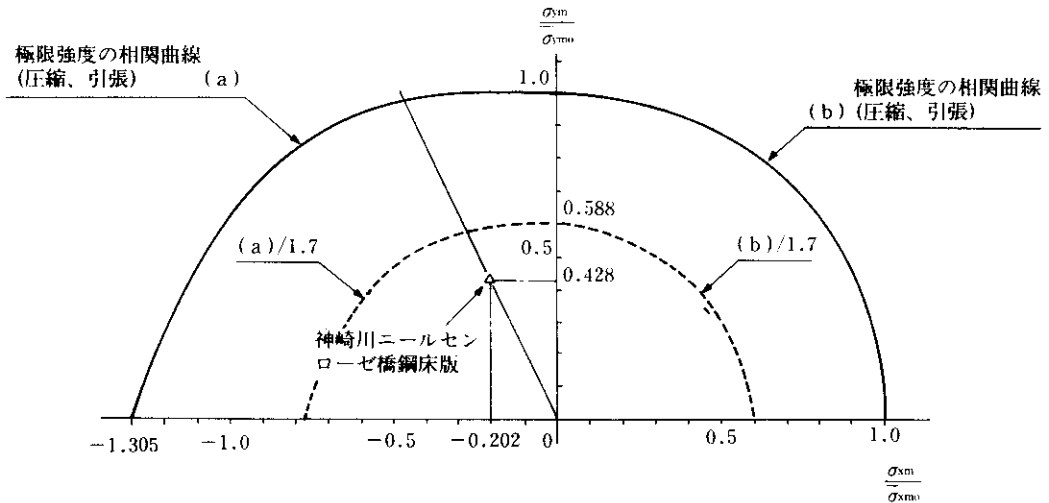


図-16 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する相関曲線

表-4 解析手法の違いによる結果の比較

(単位: kgf/cm<sup>2</sup>)

項目	格子解析	弾塑性有限変位解析
$\sigma_y$	3600 (SM50Y)	
$\sigma_x$	-500	-500
$\sigma_y$	830	694
$\sigma_{xm}$	981	1126
$\sigma_{ym}$	1627	1581
$\sigma_{xo}$	-577	-662
$\sigma_{yo}$	953	930

### まとめ

神崎川橋梁の床組構造の設計にあたり、補剛板の座屈安定照査を簡易計算法<sup>9)</sup>により行い、格子解析および有限要素解析による結果を用いて評価確認したものである。また、簡易計算法によって確

認された床組構造を弾塑性有限変位解析した所、おおむね近似した値が得られた。

したがって、これらの広い幅員を有する橋梁の床組構造の検討に簡易計算法を適用することにより、2方向面内力を受ける補剛板に対しより経済的な設計が行なえるものと考えられる。これらの結果は、2方向面内力を受ける極限強度に関する相関曲線にて、座屈安定性が確保されていることも把握された。

## 参考文献

- 1) 北田・中井・古田・鈴木：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する研究、構造工学論 vol. 34, 1988年3月
- 2) 2方向面内力を受ける補剛板の設計法に関する研究：神崎川ニールセン橋梁の鋼床版の座屈安定照査
- 3) 中井・北田ら：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する簡易計算及び極限強度相関曲線