

I-62

種々の初期たわみ波形を有する補剛鋼板の横方向圧縮強度の簡易計算法

横河工事（株） 正員 古田 富保
 大阪市立大学工学部 正員 北田 俊行
 大阪市立大学工学部 正員 中井 博

1. まえがき

これまでに、縦方向に圧縮力を受ける補剛鋼板の極限強度については種々の簡易算定法が開発されている¹⁾。ところが、幅員の広いアーチ橋や斜張橋の鋼床版では、橋軸（縦）方向の面内力以外に、橋軸直角（横）方向に対しても横桁の圧縮フランジとしての大きな面内圧縮力が生じる。このような場合に対処して、横方向圧縮力を受けた補剛板の極限強度特性を明らかにし、その簡易算定法を確立しておく必要がある。補剛板の横方向圧縮強度が求まれば、文献2)の方法によって、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度を容易に求めることができる。そこで、ここでは、まずアスペクト比の大きい無補剛板の横方向圧縮強度の簡易算定法を提案する。つぎに、種々の初期たわみ波形が横方向圧縮強度に与える影響を検討する。最後に、補剛板の横方向圧縮強度の簡易計算法について検討する。

2. 無補剛板の横方向圧縮強度の算定法

アスペクト比 $(=a/b_1)$ の大きい無補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymp} は、アスペクト比 $\alpha=1$ の無補剛板の極限応力度 σ_{ym1} と、柱モデルの極限応力度 σ_{ymo} との累加強度式(1)により算定できるものと仮定する(図-1参照)。

$$\sigma_{ymp} = \frac{\sigma_{ym1} + \sigma_{ymo}(\alpha - 1)}{\alpha}, (\alpha \geq 1) \quad \dots(1)$$

すなわち、図-1の無補剛板の側辺部は、常に板として座屈するが、中央部分では、柱としての座屈に近い挙動を示すものと推定される。したがって、これら両者の極限強度を、面積の比に応じて合計する方法（以下、累加法と呼ぶ）により、無補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymp} を簡単に表すことができると考える。図-2には、累加法により算出した無補剛板の極限強度 σ_{ymp} を、弾塑性有限変位解析による値と比較して示した。なお、 σ_{ym1} は、文献1)の耐荷力曲線、 σ_{ymo} は、道路橋示方書（以下、道示と略）の基準耐荷力曲線³⁾により算出した。図-2から、両者は、よく一致していることがわかる。

3. 初期たわみ波形の横方向圧縮強度に与える影響 文献5)では、鋼床版の初期たわみ波形は、図-3の(d)、および(e)に示すような、いわゆる「やせ馬状」であったことが報告されている。このような初期たわみ波形を有する補剛板に横方向圧縮力が作用する場合、極限強度が高くなるものと考えられる。ここでは、図-3に示す4つの初期たわみ波形、すなわち、Case.1の余弦波形 $(\cos \pi x/b_1)$ 、Case.2の一パネル余弦波形、Case.3の対称余弦波形 $(|\cos \pi x/b_1|)$ 、およびCase.4の2乗余弦波形 $(\cos^2 \pi x/b_1)$ を同図(a)に示す解析モデルに導入し、表-1に示すパラメータの範囲において、弾塑性有限変位解析を行った。なお、板パネルの最大初期たわみ

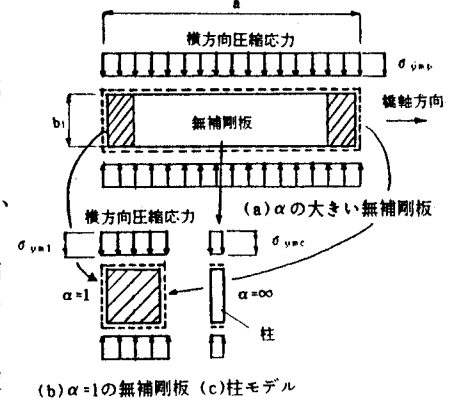


図-1 無補剛板の横方向圧縮強度算定方法

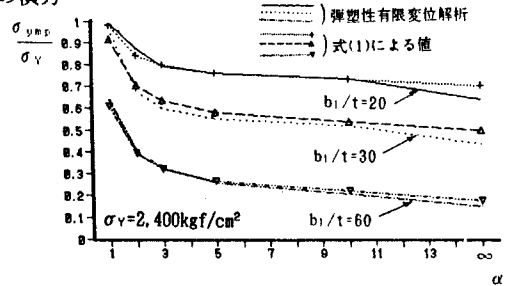


図-2 式(1)による横方向圧縮極限強度の比較

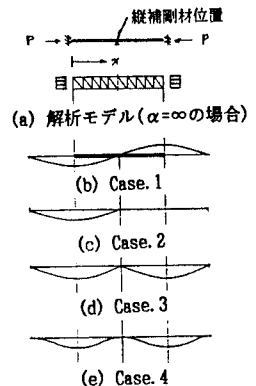
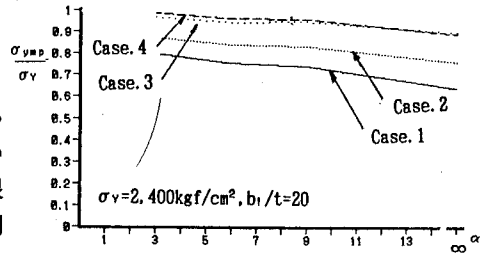


図-3 対象とした初期たわみ波形

表-1 解析モデルのパラメータの範囲

初期たわみ波形	α	b_1/t	σ_y (kgf/cm ²)	備考
Case.1	3	20~60	2,400	$\alpha=3\sim9$ は、板パネルの最大初期たわみ
Case.2	6		3,200	
Case.3	9		3,600	$\alpha=\infty$ は、柱モデル
Case.4	∞		4,600	

量 δ_1 は、 $b_1/150$ とした。図-4 に示す解析結果から、縦横比 α に関わらず Case. 1 の横方向圧縮極限強度に比して、Case. 2、Case. 3 および Case. 4 の極限強度は、それぞれ、1.1 倍、1.23 倍、および 1.25 倍と高くなることがわかった。すなわち初期たわみ波形を推定することができれば、十分に剛でない縦補剛材を有する補剛板の横方向圧縮強度は、Case. 1 の極限強度(周辺単純支持の板パネルモデルの横方向圧縮強度と同じ)に、一定の係数 k_m を乗じれば求めることがわかる。

図-4 $\sigma_{ymp}/\sigma_y - \alpha$ 曲線

4. 補剛板の横方向圧縮強度の算定法 縦補剛材が十分に剛な補剛板に横方向から圧縮力が作用した場合、座屈モードは、縦補剛材位置で節となる。したがって、式(1)で求まる縦補剛材間の板パネル(無補剛板)の極限強度 σ_{ymp} に倍数 k_m をかけることにより補剛板の極限強度が決定される。しかし、座屈モードが縦補剛材位置で節とならないような場合、補剛板としての極限強度は、無補剛板のそれよりも低くなる。このような十分に剛でない縦補剛材を有する補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymo} の簡易計算法を、以下に示す。文献4)では、弾塑性有限変位理論に基づいたパラメトリック解析を行い、 $\sigma_{ymo}/\sigma_{ymp}$ を、縦横比 α 、幅厚比 b_1/t 、鋼材の降伏ひずみ σ_y/E 、および補剛材の剛比 γ_1/γ_1^* の関数とする以下の簡易式を導いている。

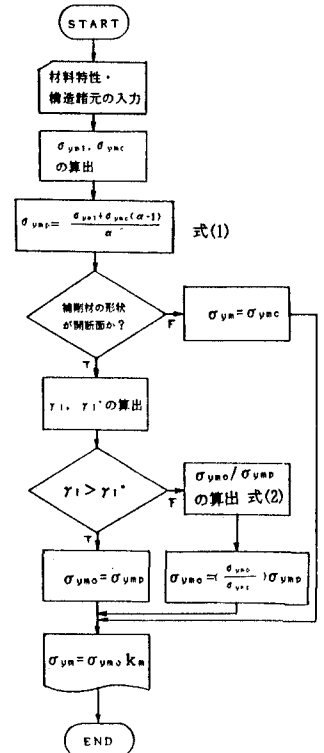
$$\frac{\sigma_{ymo}}{\sigma_{ymp}} = 0.839 - \frac{\alpha}{120} + \frac{b_1/t}{885} + 17.7 \frac{\sigma_y}{E} + 0.1047 \frac{\gamma_1}{\gamma_1^*}, (0.3 < \gamma_1/\gamma_1^* \leq 2.0) \quad \cdots (2)$$

ここに、 γ_1 : 縦補剛材の剛比($=11I_1/at^3$)、 γ_1^* : 必要最小剛比($=11I_{1req}/at^3$)、 I_1 : 補剛材の断面2次モーメント、 t : 板厚、 I_{1req} : 道示⁴⁾の式(3.2.6)による必要最小断面2次モーメント

縦補剛材の剛比 γ_1 が必要最小剛比 γ_1^* よりも小さい補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymo} は、縦補剛材間の板パネルの極限強度 σ_{ymp} を式(1)より求め、この強度を式(2)で低減することによって得られる。なお、閉断面補剛材を有する補剛板で、横リブ位置で補剛材内部の板パネルが横リブと接合されていない場合には、この内部の板パネルが柱状に座屈する。したがって、この板パネルの極限強度 σ_{ymo} によって横方向圧縮強度 σ_{ym} が決定される場合が多い。このようにして求めた σ_{ymo} に、初期たわみ波形の種類によって決まる σ_{ym} に係数 k_m を乗じて、最終的な補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym} を求める。以上に示した補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym} の計算手順は、図-5 のフローチャートとしてまとめられる。

5. まとめ アスペクト比 $\alpha=1$ の無補剛板の極限強度 σ_{ym1} と、柱の極限強度 σ_{ymo} 、および初期たわみ波形の種類によって決まる係数 k_m をを用いて、補剛板の横方向圧縮極限強度 σ_{ym} を求める一簡易計算法を提案した。初期たわみ波形によって異なる係数 k_m の具体的な値や、簡易計算法の妥当性を弾塑性有限変位解析と実験結果により検証した結果については、発表当日詳しく申し上げる予定である。

<参考文献> 1)小松・北田:初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法,土木学会論文報告集,302号,1980年10月,pp.1~13 2)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,構造工学論文集,Vol. 34A,土木学会,1988年3月,pp.203~214 3)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,Ⅱ.鋼橋編,丸善,平成2年2月 4)北田・中井・古田・秦野:十分に剛でない補剛材を有する補剛板の横方向圧縮強度に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol. 37A,土木学会,1991年3月,pp.211~218 5)北田・中井・古田:閉断面補剛材を有する鋼板に含まれる初期不整に関する研究,土木学会論文報告集(投稿中)

図-5 補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ym} を算定するためのフローチャート