

第4章 B活荷重に対する鋼橋の診断と増強

4-1 診断方法

4-1-1 診断方法の現状

B活荷重に対する既設鋼橋の診断は、収集した文献及びアンケート調査結果を基に分類すると以下のよう方法がある。

(1) 現場での診断

【方法1】：外観調査により診断する方法

【方法2】：実橋における応力測定により診断する方法

【方法1】は、B活荷重に対する直接的な診断にはならないが、橋梁の状態を把握し早急に補修・補強を施す必要があるか、ある期間の暫定供用は可能か等を判断するための重要な調査である。

また、橋梁の構造や損傷箇所を把握し、損傷原因を解明することにより補修・補強を行うことが、逆に弱点にならないか検討する上においても検討事前の外観調査は重要である。

(2) 机上での診断

【方法1】：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編(H6.2) 2.1.3 活荷重の規定により診断する方法

【方法2】：【方法1】の内、実際の走行を考慮して幅員方向の載荷幅を一車線当たり2.75mとして診断する方法(レーン載荷)

【方法3】：「既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案)(建設省, 1993.6)」により診断する方法

【方法4】：健全度照査により診断する方法

【方法1】は、現行基準を満足するための補修・補強の必要性を判定していることになる。【方法2】は、現行基準を満足することはできないが、B活荷重に対して補修・補強の必要性を判定していることになる。【方法3】は、既設橋梁が有している余裕分とB活荷重による増加分との比較により、補修・補強の必要性を判定している。また、【方法3】では補修・補強の優先順位をつけることにより、どの橋梁から対応すればよいか判定することができる。

第2章の2-3 各機関の照査方法で既に述べているように、B活荷重による既設橋梁の補修・補強の必要性の判定は、ほぼ全国的に(2)机上での診断【方法3】により行われている。

ここで、「既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案)」の概要について紹介する。

4-1-2 「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」の概要

（１）照査の目的

本照査は、物流の合理化等への対応に伴い定められた新設計活荷重に対して、既設橋梁の補修・補強の必要性の有無を判定する際の参考とするためのものである。

（２）照査概要

照査要領（案）に記載されている詳細な照査は、主に上部構造主要部材の照査に関する内容である。

この照査は、橋梁諸元（橋梁台帳程度の資料で照査可能）や設計図書を用いて、簡単に短時間で大量の橋梁を照査できる手法であり、供用荷重照査Ⅰと供用荷重照査Ⅱとからなる。

それぞれの照査の位置付けを図4-1-1に示す。

a. 供用荷重照査Ⅰ

照査Ⅰは、本耐荷力照査の第１段階にあたり、橋梁台帳に記載されている橋梁形式、支間長、幅員等のデーターから計算できる係数 α （ β ）、 S 、 K を用いて、断面力レベル（新荷重により増加した活荷重分に対して）により照査を行うものである。

【照査式】

- ・曲げモーメントに対する照査 : $\alpha \leq S \alpha \cdot K$
- ・せん断力に対する照査 : $\beta \leq S \beta \cdot K$

α ：新設計活荷重（ B 荷重）により生じる支間中央曲げモーメントと対象橋梁の設計活荷重により生じる支間中央曲げモーメントとの比

β ：新設計活荷重（ B 荷重）により生じる支点部せん断力と対象橋梁の設計活荷重により生じる支点部せん断力との比

* α 、 β とも単純桁として求めた断面力比である。（連続桁の場合は、最も短い径間長による）

$S \alpha$ ：死活荷重比による余裕を考慮するための係数（曲げモーメント照査用）

$S \beta$ ：死活荷重比による余裕を考慮するための係数（せん断力照査用）

K ：車線幅及び主桁配置の影響を考慮するための係数

【供用判定】

上記照査式において、同時に両式を満足する場合を『YES(○)』、どちらか一方でも満足しない場合を『NO(×)』とする。

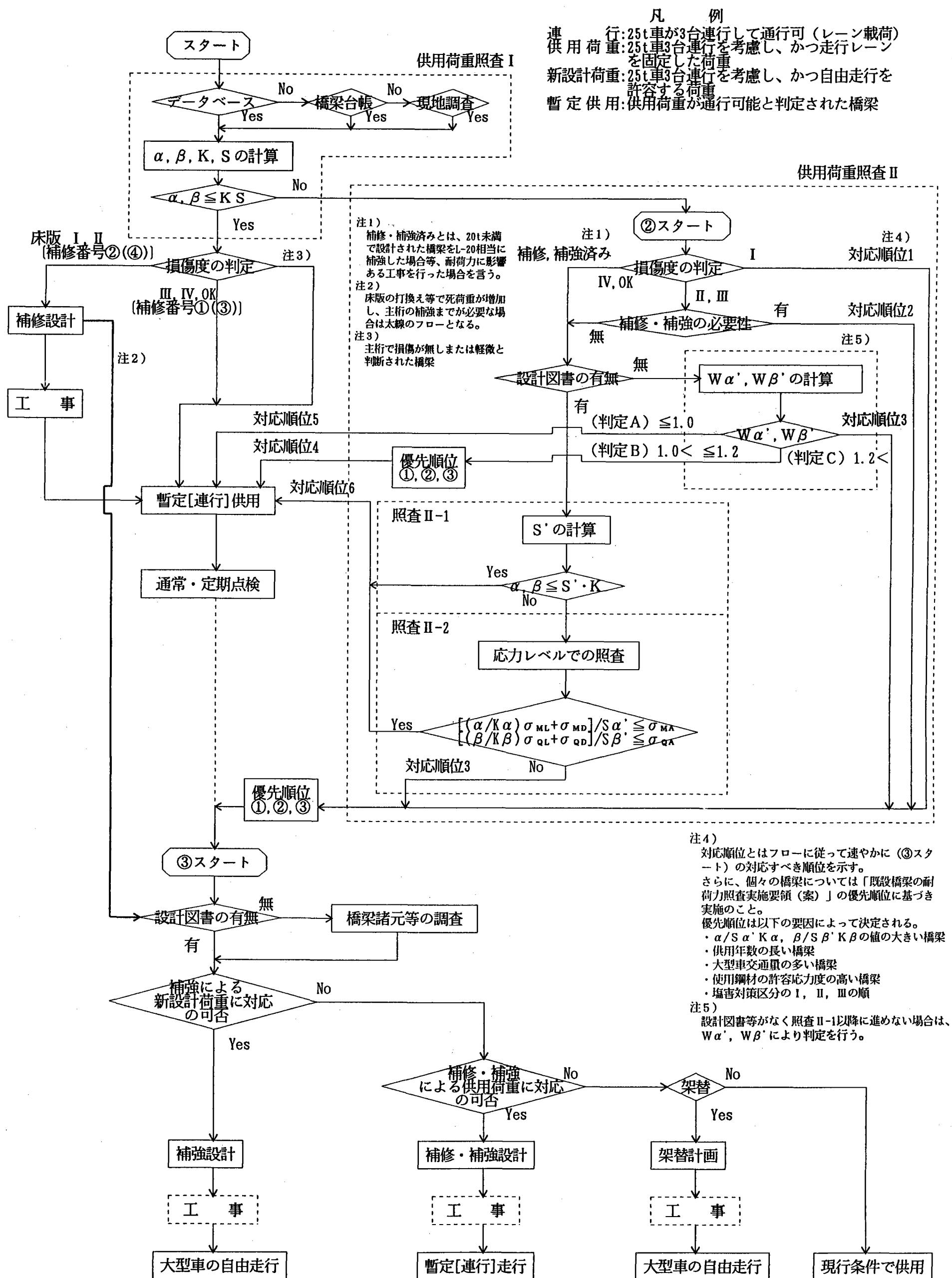


図4-1-1 既設橋梁の供用荷重照査フロー(案)

『供用荷重照査Ⅰの照査式内容説明』

【断面力比 α, β 】

曲げモーメント比 α およびせん断力比 β は、以下に示すようにB活荷重(LA荷重)と対象橋梁の設計荷重の断面力(曲げモーメント、せん断力)の比を計算することにより求めることができる。

●曲げモーメント比 $\alpha = M_1 / M_2$

対象橋梁の設計荷重		M_1 (分子)	M_2 (分母)	衝撃係数	適用範囲	適用範囲外の α
L-20		M_{LA}	M_{L-20}	—	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 20m)$ 1.3
L-14		M_{LA}	M_{L-14}	—	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 20m)$ 1.86
TT-43		M_{LA}	M_{TT-43}	—	$l \geq 15m$	$(5 \leq l < 15m)$ 1.2
昭和14年	1等橋	M_{LA}	M_{S14Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 1.92
						$(10 \leq l < 20m)$ 2.14-0.022 l
	2等橋	M_{LA}	M_{S14Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 2.78
						$(10 \leq l < 20m)$ 3.31-0.053 l
大正15年	1等橋	M_{LA}	M_{T15Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 2.22
						$(10 \leq l < 20m)$ 2.82-0.060 l
	2等橋	M_{LA}	M_{T15Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 3.33
						$(10 \leq l < 20m)$ 4.54-0.121 l
	3等橋	M_{LA}	M_{T15Y3}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 4.44
						$(10 \leq l < 20m)$ 6.61-0.217 l

●せん断力比 $\beta = S_1 / S_2$

対象橋梁の設計荷重		S_1 (分子)	S_2 (分母)	衝撃係数	適用範囲	適用範囲外の β
L-20		S_{LA}	S_{L-20}	—	$l \geq 10m$	$(0 \leq l < 10m)$ 1.3
L-14		S_{LA}	S_{L-14}	—	$l \geq 10m$	$(0 \leq l < 10m)$ 1.86
TT-43		S_{LA}	S_{TT-43}	—	$l \geq 15m$	$(5 \leq l < 15m)$ 1.0
昭和14年	1等橋	S_{LA}	S_{S14Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 1.92
						$(10 \leq l < 20m)$ 2.17-0.025 l
	2等橋	S_{LA}	S_{S14Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 2.78
						$(10 \leq l < 20m)$ 3.40-0.062 l
大正15年	1等橋	S_{LA}	S_{T15Y1}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 2.22
						$(10 \leq l < 20m)$ 2.81-0.059 l
	2等橋	S_{LA}	S_{T15Y2}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 3.33
						$(10 \leq l < 20m)$ 4.63-0.130 l
	3等橋	S_{LA}	S_{T15Y3}	○	$l \geq 20m$	$(0 \leq l < 10m)$ 4.44
						$(10 \leq l < 20m)$ 6.78-0.233 l

注) 衝撃係数欄における○印は、衝撃係数を考慮して断面力を算出することを示す。

—印は、衝撃係数を考慮しなくてもよい。

a) B活荷重 [M_{LA} , S_{LA}]

$$\textcircled{1} \text{ 曲げモーメント } M_{LA} = \left(\frac{P_1 x (2\ell - x)}{8} + \frac{P_2 \ell^2}{8} \right) \cdot (1 + i)$$

$$\textcircled{2} \text{ セン断力 } S_{LA} = \left\{ \frac{P_1 x}{\ell} \left(\ell - \frac{x}{2} \right) + \frac{P_2 \ell}{2} \right\} \cdot (1 + i)$$

	等分布荷重 P_1 (tf/m)	等分布荷重 P_2 (tf/m)		
		$\ell \leq 80$	$80 < \ell \leq 130$	$130 < \ell$
曲げモーメント M_{LA}	1.0×2.750	0.350×2.750	$(0.430 - 0.001 \ell) \times 2.750$	0.300×2.750
せん断力 S_{LA}	1.2×2.750			

衝撃係数 i ; コンクリート橋 $i = 10 / (25 + \ell)$ ℓ ; 支間長(m)

鋼 橋 $i = 20 / (50 + \ell)$ x ; 10(m)

b) L-20荷重 [M_{L-20} , S_{L-20}]

$$\textcircled{1} \text{ 曲げモーメント } M_{L-20} = \left(\frac{P \ell}{4} + \frac{q \ell^2}{8} \right) \cdot (1 + i)$$

$$\textcircled{2} \text{ セン断力 } S_{L-20} = \left(P + \frac{q \ell}{2} \right) \cdot (1 + i)$$

集中荷重 P (tf/m)	等分布荷重 q (tf/m)		
	$\ell \leq 80$	$80 < \ell \leq 130$	$130 < \ell$
5×2.750	0.350×2.750	$(0.430 - 0.001 \ell) \times 2.750$	0.300×2.750

衝撃係数 i ; コンクリート橋 $i = 10 / (25 + \ell)$ ℓ ; 支間長(m)

鋼 橋 $i = 20 / (50 + \ell)$

c) L-14荷重 [M_{L-14} , S_{L-14}]

$$\textcircled{1} \text{ 曲げモーメント } M_{L-14} = 0.7 \times M_{L-20}$$

$$\textcircled{2} \text{ セン断力 } S_{L-14} = 0.7 \times S_{L-20}$$

d) TT-43荷重 $[M_{TT-43}, S_{TT-43}]$

① 曲げモーメント $M_{TT-43} = J_M \times M_{L-20}$

② せん断力 $S_{TT-43} = J_S \times S_{L-20}$

支間長	10	15	20	25	30	40	50	60	70
J_M	1.102	1.072	1.153	1.207	1.240	1.259	1.255	1.243	1.229
J_S	1.238	1.367	1.418	1.427	1.420	1.390	1.357	1.326	1.299

支間長	80	90	100	120	140	160	180	200	(m)
J_M	1.215	1.214	1.213	1.212	1.202	1.184	1.168	1.155	
J_S	1.276	1.268	1.261	1.252	1.236	1.213	1.194	1.178	

※支間長が表の値の間のときは、前後のJの値を直線補完する。

e) 昭和14年 $[M_{S14Y1.2}, S_{S14Y1.2}]$

① 曲げモーメント $M_{S14Y1.2}$

$$M_{S14Y-} = \left\{ \frac{P_1 \ell}{4} + \frac{P_2}{4} (\ell - 2a) + \frac{wb^2}{4} + \frac{wc^2}{4} \right\} \cdot (1+i)$$

② せん断力 $S_{S14Y1.2}$

$$S_{S14Y-} = \left\{ P_1 + P_2 \left(1 - \frac{a}{\ell}\right) + \frac{wd^2}{2\ell} \right\} \cdot (1+i)$$

	集中荷重(tf)		等分布荷重w(tf/m)		載荷距離(m)			
	P_1	P_2	$\ell < 30$	$30 \leq \ell \leq 120$	a	b	c	d
1等橋	10.4	2.6	0.500×2.750 =1.375	$(0.545 - 0.0015\ell) \times 2.750$	4.0	$\ell/2 - 2.00$	$\ell/2 - 5.00$	$\ell - 5.00$
2等橋	7.2	1.8	0.400×2.750 =1.100	$(0.430 - 0.001\ell) \times 2.750$	3.5	$\ell/2 - 1.50$	$\ell/2 - 4.50$	$\ell - 4.50$

衝撃係数 $i = 20/(50 + \ell)$ ℓ : 支間長(m)

f) 大正15年 $[M_{T15Y1.2.3}, S_{T15Y1.2.3}]$

① 曲げモーメント $M_{T15Y1.2.3}$

$$M_{T15Y-} = \left\{ \frac{P_1 \ell}{4} + \frac{P_2}{4} (\ell - 2a) + \frac{wb^2}{4} + \frac{wc^2}{4} \right\} \cdot (1+i)$$

② セン断力 $S_{T15Y1.2.3}$

$$S_{T15Y-} = \left\{ P_1 + P_2 \left(1 - \frac{a}{\ell}\right) + \frac{wd^2}{2\ell} \right\} \cdot (1+i)$$

	集中荷重(tf)		等分布荷重w(tf/m)	載荷距離(m)			
	P_1	P_2		a	b	c	d
1等橋	9.0	3.0	$\left(\frac{120.0}{170+\ell} \leq 0.600\right) \times 2.750$	3.6	$\ell/2-2.00$	$\ell/2-4.60$	$\ell-4.60$
2等橋	6.0	2.0	$\left(\frac{100.0}{170+\ell} \leq 0.500\right) \times 2.750$	3.6	$\ell/2-1.20$	$\ell/2-4.20$	$\ell-4.20$
3等橋	4.5	1.5	2等橋に同じ	3.0	$\ell/2-1.00$	$\ell/2-3.50$	$\ell-3.50$

衝撃係数 $i=20/(60+\ell) \leq 0.3$ ℓ :支間長(m)

【幅員係数 K】

L 荷重及び TT-43 荷重は実際の車両の走行位置に関係なく各主桁に最も厳しくなるような状態で荷重を載荷している。また、主載荷幅 5.5 m は 2.75 m の車両を横方向に 2 台続けて並べたものであるが、実際の車線幅は 2.75 m 以上もあり、特に既設橋梁の場合は車両の載荷位置がほぼ確定している。これらの幅員が持つ設計上の余裕を考慮するための係数を K とし、次式により計算する。

$$K = \frac{R}{R'}$$

ここに、R：設計活荷重（L 荷重及び TT-43 荷重）を載荷させた場合に主桁に生じる反力。（橋の幅員のうち 5.5 m までには線荷重 P 及び等分布荷重 p を、残りの部分には P/2 及び p/2 を載荷する。）

R'：設計活荷重を車線位置を考慮して載荷させた場合に主桁に生じる反力。（1 車線幅 (2.75 m) を載荷幅の単位として、橋の幅員のうち車線幅が取れる範囲にのみ荷重を載荷する。）

R 及び R' は、橋梁形式、設計活荷重、車線数、幅員等に応じて算出するものとする。

〔多主桁橋〕

L	R	$a \leq 2.75$	a^2
		$a > 2.75$	$5.5(a-1.375)+0.5(a-2.75)^2$
	R'	$b \leq a$	$X+2.75(a-b+1.375)$
		$a \leq b < a+2.75$	$X+0.5(a-b+2.75)^2$
		$a+2.75 < b$	X
TT-43	R	$a \leq 2.75$	$J a^2$
		$a > 2.75$	$5.5 J (a-1.375)+0.5(a-2.75)^2$
	R'	$b \leq a$	$X J + 2.75 J (a-b+1.375)$
		$a \leq b < a+2.75$	$X J + 0.5 J (a-b+2.75)^2$
		$a+2.75 < b$	$X J$

ここで、 $X = 0.5a^2$ ($a \leq 2.75$)

$= 2.75(a-1.375)$ ($a > 2.75$)

a：主桁間隔(m)

b：車線あたりの有効幅員 (m)

$b = B/N = (B_1(\text{車道幅員}) + B_2(\text{全路肩幅員}))/N$

ただし、「多主桁」で $B_2 \geq 1.0$ の場合は、 $b = (B_1 + 1.0)/N$

c：床版張出長(m)

・主桁が有効幅員内に存在する場合には、有効幅員内の最も外側にある主桁から路肩部までの距離（箱桁の場合、箱桁中心からの距離）。主桁が有効幅員内に存在しない場合には、路肩部から外主桁までの距離にマイナスをつける。また、床版張出長は、車道両側のうち大きい方の値を選ぶものとする。

N：車線数

J：L-20からTT-43への換算係数

〔主桁が有効幅員内に存在する場合〕

L	2車線以上		R	$5.5(a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	$5.5(a+c-0.5b-1.375)+Y$
	1車線	$a+c \geq 5.5$	R	$5.5(a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	Z
		$a+c < 5.5$	R	$0.5(a+c)^2$
			R'	Z
T T - 4 3	2車線以上		R	$5.5 J (a+c-2.75)+0.25(a+c-5.5)^2$
			R'	$5.5 J (a+c-0.5b-1.375)+Y$
	1車線		R	$2.75 J (a+c-1.375)+0.25(a+c-2.75)^2$
			R'	Z J

$$Y = 1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75) \cdots (a+c-2b \geq 2.75(N-2)) \quad Z = 2.75(a+c-1.375) \cdots (a+c \geq 2.75) \\ = 0.25(a+c-2b)^2 \quad \cdots (a+c-2b < 2.75(N-2)) \quad = 0.5(a+c)^2 \quad \cdots (a+c < 2.75)$$

〔主桁が有効幅員の外側に存在する場合〕

L	2車線以上		R	$5.5(a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$5.5(a+c-0.5b-1.375)+1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75)$
	1車線	$B \geq 5.5$	R	$5.5(a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$2.75(a+c-1.375)$
		$B < 5.5$	R	$B(a+c-0.5B)$
			R'	$2.75(a+c-1.375)$
T T - 4 3	2車線以上		R	$5.5 J (a+c-2.75)+0.5(B-5.5)(a+c-0.5B-2.75)$
			R'	$5.5 J (a+c-0.5b-1.375)+1.375(N-2)(a+c-2b-1.375N+2.75)$
	1車線		R	$2.75 J (a+c-1.375)+0.5(B-2.75)(a+c-0.5B-1.375)$
			R'	$2.75 J (a+c-1.375)$

B : B₁ (車道幅員) + B₂ (全路肩幅員), 歩道部及び地覆部は含まない。

〔1箱桁等横分配のない橋梁〕

L	2車線以上		R	$5.5+0.5(B-5.5)$
			R'	$5.5+1.375(N-2)$
	1車線	$B \geq 5.5$	R	$5.5+0.5(B-5.5)$
			R'	2.75
		$B < 5.5$	R	B
			R'	2.75
T T - 4 3	2車線以上		R	$5.5 J +0.5(B-5.5)$
			R'	$5.5 J +1.375(N-2)$
	1車線		R	$2.75 J +0.5(B-2.75)$
			R'	2.75 J

J (L-20からTT-43への換算係数)

支間長	15	20	25	30	40	50	60	70
係数 J	1.072	1.153	1.207	1.240	1.259	1.255	1.243	1.229

支間長	80	90	100	120	140	160	180	200
係数 J	1.215	1.214	1.213	1.212	1.202	1.184	1.168	1.155

※ 計算対象の支間長が表の値の間にあるときは、その前後の J 値を直線補完する。
支間長 $L \leq 15m$ の時は、 $J = 1.072$ とする。

【死活荷重係数 S】

死活荷重比による余裕を考慮するための係数をSとし、次式により計算する。

$$1.7(D+L) = S'(1.1D + 1.7L) \rightarrow S' = \frac{1.7(D+L)}{1.1D + 1.7L}$$

$$S = S' / S'_{\min}$$

ここに、D : 死荷重による断面力あるいは応力（曲げモーメント，せん断力）

L : 活荷重による断面力あるいは応力（曲げモーメント，せん断力）

S'_{\min} : 最小支間長のS'（= 1.1）

〔S α （曲げモーメント照査用）〕

支間長（m） ※		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
鋼桁（RC床版）単純桁	D	25	45	55	60	65	70	70	70		
	L	75	55	45	40	35	30	30	30		
	S'	1.10	1.19	1.24	1.27	1.30	1.33	1.33	1.33		
	S	1.00	1.08	1.13	1.15	1.18	1.21	1.21	1.21		
鋼桁（RC床版）連続桁	D		25	30	40	50	60	70	70	70	
	L		75	70	60	50	40	30	30	30	
	S'		1.10	1.12	1.16	1.21	1.27	1.33	1.33	1.33	
	S		1.00	1.02	1.05	1.10	1.15	1.21	1.21	1.21	
コンクリート桁	D	25	55	68	70	75	80	80			
	L	75	45	32	30	25	20	20			
	S'	1.10	1.24	1.32	1.33	1.36	1.39	1.39			
	S	1.00	1.13	1.20	1.21	1.24	1.26	1.26			

支間長（m） ※		20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
鋼桁（鋼床版）	D	25	35	45	55	65	75	80	80	80	80
	L	75	65	55	45	35	25	20	20	20	20
	S'	1.10	1.14	1.19	1.24	1.30	1.36	1.39	1.39	1.39	1.39
	S	1.00	1.04	1.08	1.13	1.18	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26

〔S β （せん断力照査用）〕

支間長（m） ※		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
鋼桁（RC床版）	D	25	40	50	55	60	65	70	70		
	L	75	60	50	45	40	35	30	30		
	S'	1.10	1.16	1.21	1.24	1.27	1.30	1.33	1.33		
	S	1.00	1.05	1.10	1.13	1.15	1.18	1.21	1.21		
コンクリート桁	D	25	55	68	70	75	70	70			
	L	75	45	32	30	25	20	20			
	S'	1.10	1.24	1.32	1.33	1.36	1.39	1.39			
	S	1.00	1.13	1.20	1.21	1.24	1.26	1.26			

支間長 (m) ※		20	40	60	80	100	120	140	160	180	200
鋼桁 (鋼床版)	D	25	35	45	55	65	75	80	80	80	80
	L	75	65	55	45	35	25	20	20	20	20
	S'	1.10	1.14	1.19	1.24	1.30	1.36	1.39	1.39	1.39	1.39
	S	1.00	1.04	1.08	1.13	1.18	1.24	1.26	1.26	1.26	1.26

※計算対象の支間長が表の値の間ときは、その前後のS値を直線補完する。

支間長 $L \leq 10\text{m}$ (鋼床版は20m) のときは、 $S_{\alpha} = 1.0$, $S_{\beta} = 1.0$ とする。

b. 供用荷重照査Ⅱ

照査Ⅱは、上部構造主要部材（主桁、主構）に対する照査で、照査Ⅱ－１，照査Ⅱ－２，照査Ⅱ－３の３段階から構成される。

照査対象橋梁は、照査ⅠでOUTとなったもののうち、①損傷が無いまたは橋梁点検で損傷度がⅣと判断された橋梁，②橋梁点検で損傷度がⅡ，Ⅲのもので詳細調査の結果しばらくは補修・補強の必要性がないと判断された橋梁，③すでに耐荷力に影響のある補修・補強を実施している橋梁である。

本照査は、照査Ⅰが断面力レベルで照査を行っているのに対し、主桁・主構に生じる応力度を用いて応力レベルで照査を実施するため、対象橋梁についての建設時の設計図書および補修・補強を実施したことのある橋梁についてはその時の設計図書を調査するものとする。

設計図書がないものについては、照査Ⅰ'の結果をもって、補強の要否の判定に進むものとする。照査Ⅱは、応力度レベルで照査を実施するため、設計時の許容応力度に対する余裕や照査Ⅰ'で仮定した死荷重比について実際の値が使える等、照査Ⅰ'より照査結果がYESになる確率は高くなる。

1) 照査Ⅰ'

照査Ⅰ'は、照査Ⅰと同様に断面力レベルで行う照査であるが、死荷重部分の断面力Dを加えて照査を行うものであり、新設計荷重による断面力（係数K，Sを考慮）が、当時の設計荷重をどの程度超過するかを示す係数W'により判定するものである。ここで死荷重および活荷重の断面力に占める割合は、橋梁形式ごとに支間長の関数として与える。

$$W\alpha' = \{ (\alpha/K) L + D \} / S \alpha \leq 1.0 \quad \leftarrow D \text{と} L \text{は支間長の関数}$$

$$\ll W\beta' = \{ (\beta/K) \cdot L + D \} / S \beta \leq 1.0 \gg \quad \text{として与える}$$

2) 照査Ⅱ－１

照査Ⅱ－１は、照査Ⅰの式と形は同一であるが、設計図書の死荷重応力度および活荷重応力度より正確な死活荷重比を計算し、これによりSを再計算し、判定するものである。

設計図書より、曲げモーメント，せん断力の設計活荷重応力度（ σ_{ML} ， σ_{QL} ）および設計死荷重応力度（ σ_{MD} ， σ_{QD} ）を調査する。設計応力度が活荷重応力度と死荷重応力度で分かれていないときには、断面力（ M_L ， M_D および Q_L ， Q_D ）の割合に比例させてそれぞれの応力度を再計算する。

活荷重および死荷重の応力度から、死活荷重係数Sを再計算しS'とする。S'の値は次式により求める。

$$S\alpha' = \frac{1.7(1+G\alpha)}{1.21+1.87G\alpha}, \quad \ll S\beta' = \frac{1.7(1+G\beta)}{1.21+1.87G\beta} \gg$$

ここで、

$$G\alpha = \frac{\sigma_{ML}}{\sigma_{MD}} = \frac{M_L}{M_D}, \quad G\beta = \frac{\sigma_{QL}}{\sigma_{QD}} = \frac{Q_L}{Q_D}$$

M_L ：設計時あるいは補修時の活荷重による支間中央曲げモーメント

M_D ：設計時あるいは補修時の死荷重による支間中央曲げモーメント

Q_L ：設計時あるいは補修時の活荷重による支点部せん断力

Q_D ：設計時あるいは補修時の死荷重による支点部せん断力

σ_{ML} ：設計時あるいは補修時の活荷重による支間中央応力度

σ_{MD} : 設計時あるいは補修時の死荷重による支間中央応力度

σ_{QL} : 設計時あるいは補修時の活荷重による支点部せん断応力度

σ_{QD} : 設計時あるいは補修時の死荷重による支点部せん断応力度

ここで求めた死荷重係数 S' を用いて、照査Ⅰと同様に以下の照査を行う。

・曲げモーメントに対する照査 : $\alpha \leq S \alpha' \cdot K$

・せん断力に対する照査 : $\beta \leq S \beta' \cdot K$

3) 照査Ⅱ－2

照査Ⅱ－1」の照査でYESとならなかった橋梁については、設計図書の応力レベルで照査を行う。

活荷重応力度の増加分は、曲げモーメントが $(\alpha / S \alpha' \cdot K)$ 、せん断力が $(\beta / S \beta' \cdot K)$ で表される。したがって、この係数を照査位置ごとに活荷重応力度に乘じ、これに死荷重を加えた応力度が許容応力度以下になるかどうかで照査を行う。照査式は次のとおりである。

$$W\alpha = [\{ (\alpha / K) \sigma_{ML} + \sigma_{MD} \} / S \alpha'] / \sigma_a \leq 1.0$$
$$\ll W\beta = [\{ (\beta / K) \sigma_{QL} + \sigma_{QD} \} / S \beta'] / \sigma_a \leq 1.0 \gg$$

ここで、 σ_a ; 各部材の許容応力度

4) 照査Ⅱ－3

照査Ⅱ－3 は、供用荷重により応力度の再計算を行うものである。これは、設計図書がなく当時の設計応力度がわからない場合や古い橋梁で設計計算が簡易な方法で行われている橋梁等の照査を行う場合に有効な方法である。

しかし、設計計算を再度行うことは著しく時間とコストがかかるため、照査Ⅱ－3 を実際に行うかどうかは十分に検討する必要がある。

$$W\alpha = [\{ (\sigma_{ML}' + \sigma_{MD}') \} / S \alpha'] / \sigma_a \leq 1.0$$
$$\ll W\beta = [\{ (\sigma_{QL}' + \sigma_{QD}') \} / S \beta'] / \sigma_a \leq 1.0 \gg$$

ここで、 σ_{ML}' : 供用活荷重（新設計荷重のレーン載荷）による支間中央応力度

σ_{MD}' : 現況死荷重による支間中央応力度

σ_{QL}' : 供用活荷重（新設計荷重のレーン載荷）による支点部せん断応力度

σ_{QD}' : 現況死荷重による支点部せん断応力度

今回の照査の目的を考慮した上で、本照査で用いる活荷重の載荷方法は以下の方法で行ってもよいこととする。

○主げたの応力度を照査する場合の活荷重

主げたの応力度を照査する場合の活荷重は次のとおりとする。ただし、以下に記述していない項目については、道路橋示方書によるものとする。

①車道部の各車線内には、幅 2.75 m の等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなる L 荷重（図4-1-2および表4-1-1）を
 を負載するものとする。L 荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように2車線ま
 では等分布荷重 p_1 および p_2 （主載荷荷重）を、残りの車線にはそれらの各々の1/2（従載荷荷重）を
 を負載するものとする。

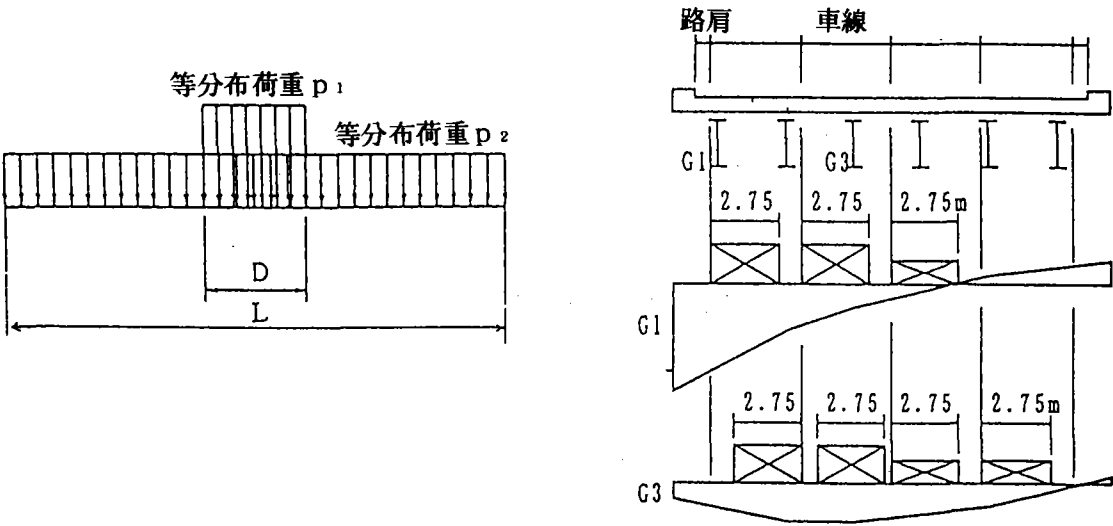


図 4 - 1 - 2 照査用 L 荷重

表 4 - 1 - 1 照査用 L 荷重

	主載荷荷重（幅 5.5 m）					従 載 荷 荷 重
p ₁ の載荷長 D（m）	等分布荷重 p ₁ （kgf/m ² ）		等分布荷重 p ₂ （kgf/m ² ）			
	曲 げ	せん断	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	L > 130	
1 0	1, 000	1, 200	350	430-L	300	主載荷荷重の50%

L ; 支間長 (m) 曲 げ ; 曲げモーメントを算出する場合に用いる等分布荷重
 せん断 ; せん断力を算出する場合に用いる等分布荷重

②支間長が特に短い主げた（一般に支間15m未満）は、T荷重もしくはL荷重で照査するものとする。

T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には車線ごとに1組とし、考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように負載するものとする（図4-1-3）。T荷重によって照査する場合には、T荷重によって算出した断面力に表4-1-2に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、車線数が3以上ある場合には、3車線以降はT荷重を1/2とする。

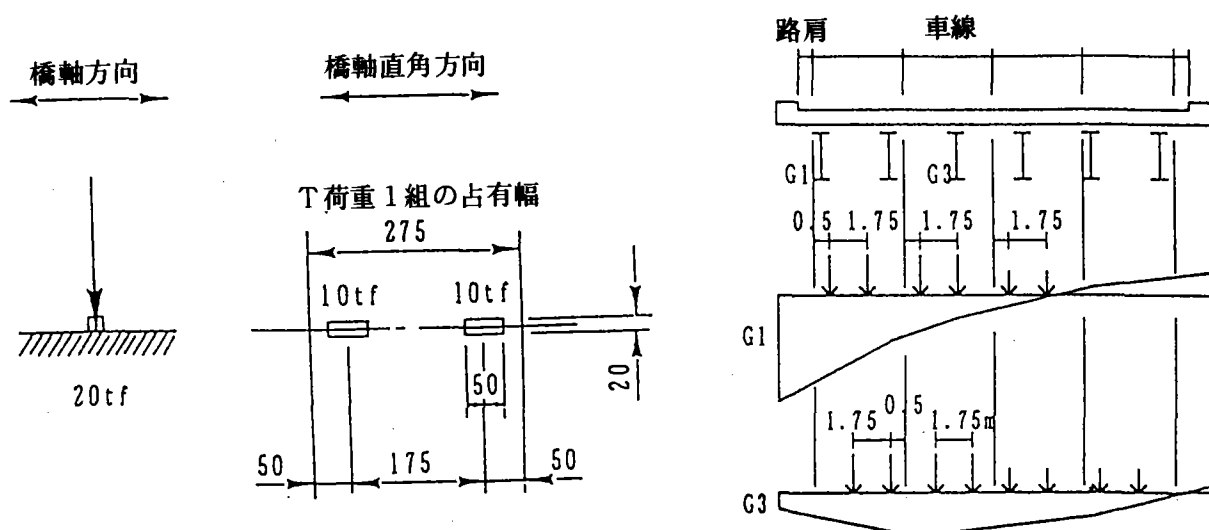


図4-1-3 照査用T荷重

表4-1-2 T荷重照査用係数

	$L \leq 4$	$4 < L \leq 20$	$L > 20$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$	1.5

4-2 増 強 方 法

B活荷重に対する既設鋼橋の増強は、収集した文献及びアンケート調査結果によると床版に関しての事例が最も多く、次に主桁に関してとなっている。

既設橋梁の床版は現行基準によると、ほとんどの床版が厚さを満足しないことから、アンケート調査結果からも分かるように、縦桁や主桁の増設により床版支間を短くしたり、床版厚を増したりする方法が取られている。また、損傷がある場合は鋼板接着を合わせて行う場合もある。

主桁の増強については、現状では補強部材の添加が多く、そのほかには床版の増強も兼ねられる主桁増設、支間を短くする支点増設、外ケーブルの添加により主桁引張部にプレストレスを導入する方法等がある。

表4-2-1～表4-2-3に現在考えられている主桁の増強方法、床版の増強方法、切欠き部の増強方法についてまとめたものを示す。

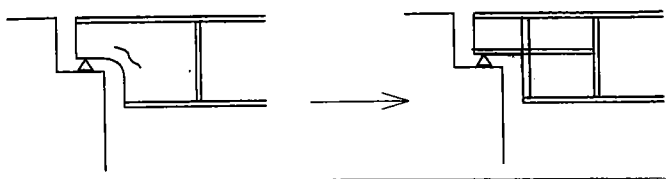
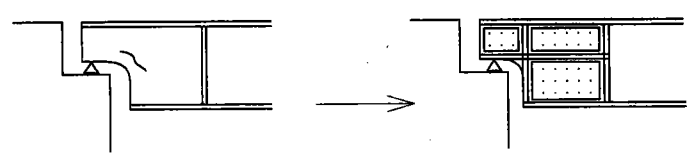
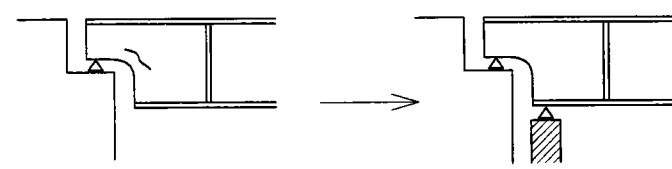
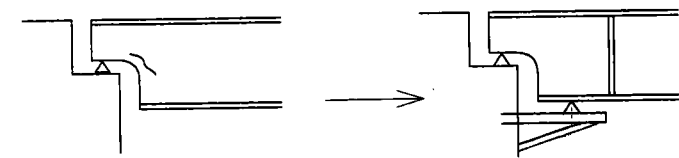
表4-2-1 主桁の増強方法

工 法	概 略 図	概 要	選 定 上 の 留 意 点	収 集 資 料	
				文 献 NO.	ア ン ケ ー ト NO.
取 替 工 法		既設主桁を新規主桁に取替える。	- 経済性、施工性に問題 - 長期的な交通規制が必要 - 既設下部工を使用する場合は、死荷重軽減のため鋼床版とすることも考えられる。	89	26, 52, 62
補 強 材 工 法		主桁の下フランジ断面に補強材を溶接または高力ボルトにより接合し、桁の耐荷力を増大させる。	- 局部的な残留応力やひずみが生じないように注意を要する。 - 高力ボルトを使用する場合は、ボルト孔による断面欠損を考慮しなければならない。	-----	1', 2, 4, 5, 9~11, 19, 21, 31~34, 40, 42, 43, 48, 50, 56, 57, 58, 62, 63, 64
桁 増 設 工 法		既設主桁に隣接させて、新規主桁を並列設置し、新旧両主桁で荷重を分担する。	- 死荷重が増加する。 - 床版の補強も兼ねることが出来る。	54, 65	10, 12, 18, 23, 26, 33, 34, 38, 39, 41, 43, 44, 46, 54, 67
柱 増 設 工 法		既設主桁の中間部に橋脚を増設し、支間を短くすることにより主桁の耐荷力を増大させる。	桁下空間を占有する。	-----	-----
支 点 増 設 工 法		橋座を広げ（ブラケットを取り付ける）新たに支点を増設し、支間を短くすることにより主桁の耐荷力を増大させる。	- 支点を増設することによる影響を検討する。（既設支承を残すか、新設支承を弾性支承とするか等） - 桁下空間を占有する。	-----	32, 42
重ね部材工法		既設主桁の下面に新規主桁を重ね合わせ、主桁の耐荷力を増大させる。	桁下空間を占有する。	33	-----
外ケーブル工法		既設主桁に緊張材を配置し、プレストレスを導入する。	- プレストレス導入により圧縮部の補強が必要となる場合がある。 - グリーンポスト方式、キックポスト方式の場合、桁下空間を占有する。	90, 96	35, 36, 37, 65
構 造 の 変 更	・ 鋼桁→箱桁 ・ 連続化	- 主桁の形状を変え、耐荷力を増大させる。 - 単純桁を連続化することにより、支間中央の断面力を低減し耐荷力を増大させる。	- 新旧部材を一体化する場合は、事前にプロトを行う必要がある。 - 支点上で新たに発生する断面力に対する検討が必要となる。（主桁の補強、支承数、支承の形式変更等）	34, 38, 64, 65, 78	45

表4-2-2 床版の増強方法

工 法		概 略 図	概 要	選 定 上 の 留 意 点	収 集 資 料	
					文 献 NO.	ア ン ケ ー ト NO.
鋼板 接 着 工 法	全 面 鋼 板		・鉄筋コンクリート床版下面全面に薄鋼板(t=4.5~6mm)をエポキシ系樹脂とアンカーボルトを用いて接着し、既設RC床版と一体化させる。	・床版厚さが基準値を満足しない場合は、別途工法の併用が必要である。 ・施工後の損傷が確認できない。 ・接着用樹脂が高価である。	3	7, 13, 14, 15, 16, 17, 21, 25, 46
	短 冊 鋼 板		・鉄筋コンクリート床版下面に短冊型の薄鋼板をエポキシ系樹脂とアンカーボルトを用いて接着し、既設RC床版と一体化させる。	・配力筋不足に対してのみ有効である。 ・施工後の損傷が確認できない。 ・接着用樹脂が高価である。	-----	-----
縦桁増設工法			・床版を支持する既設の主桁または縦桁の間に1~2本の縦桁を増設し、床版支間を短くすることにより作用応力を低減する。	・特殊な桁構造や添架物が存在する場合、作業性が悪い。	4, 19, 54	1, 7, 8, 9, 12~17, 22~26, 28~36, 41, 44, 48~51, 66
増厚 工 法	上 面 増 厚		・舗装を撤去し、床版の上面にずれ止めを設け、必要に応じて鉄筋や鉄筋網を配置し、コンクリートを5~8cm程度打設する。	・自重増加が大きい。 ・計画路面高が上がる。 ・交通規制を伴う。	13	32, 33, 34, 35, 36, 37, 38
	下 面 増 厚		・床版下面に配置した鉄筋または鉄筋網をPAE系ポリマーモルタルで塗り込み、増厚して既設RC床版と一体化させる。	・モルタル硬化まで交通規制が望ましく、施工の良否の影響を受けやすい。 ・施工後の損傷が確認できない。	-----	19, 42, 44, 45, 56, 63, 64, 67
打 換 え 工 法	部 分 打 換		・既設床版のある部分の損傷が著しい場合、その箇所の床版を撤去し、新たに床版を設ける。	・施工打継目が新たな弱点となりやすい。 ・既存の主桁、横桁などに損傷を与えないように注意が必要。	-----	-----
	完 全 打 換		・既存の床版を撤去し、新たに床版(鋼床版、I型格子床版、プレキャストコンクリート床版等)を設置する。	・鋼床版は主桁との合成作用により主桁の耐荷力を増大できる。 ・既存の主桁、横桁などに損傷を与えないような取付方法を検討する必要がある。	6, 9, 14, 29, 33, 38, 40, 54	1, 1', 6, 18, 23, 24, 27, 31, 41, 54, 67

表4-2-3 切欠き部の増強方法

工 法	概 略 図	概 要	選 定 上 の 留 意 点
取 替 工 法		・ 損傷部材を新規部材に取替える。	・ 床版の撤去及び大がかりな交通規制を伴う。
添接板 高力ボルト締工法		・ 切欠き部に補剛材を溶接し、添接板を高力ボルトにより取り付ける。	・ せん断力に対する補強効果は低い。 ・ 既設部材を無応力状態で作業を行うことが望ましい。
柱 増 設 工 法		・ 切欠き部下側に新規の柱を設置して、支点反力を分散する	・ 交通規制の必要あり。 ・ 桁下空間を占有する。
支 持 工 法		・ 新たに支点を増設して、支点反力を分散する。	・ 桁下空間を占有する。

4-3 外ケーブル補強形式のケーススタディ

4-3-1 外ケーブル補強形式の種類と特徴

鋼橋の補強にケーブルを用いる場合、形式は腹板高さの範囲内に収める「内配置」と、下フランジの下側に設ける「外配置」に分類される。また、側面形状に着目すると、ケーブルをフランジと平行に配置する「平行タイプ」と、ケーブルを曲げ上げる「曲げ上げタイプ」に分類される。それぞれの特徴を表4-3-1、表4-3-2に示す。

表4-3-1 外配置と内配置の特徴

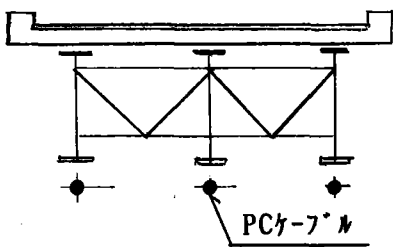
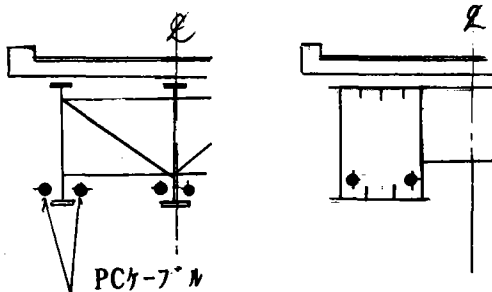
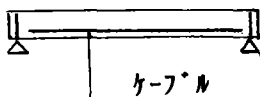
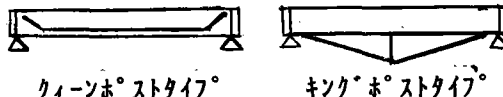
	外 配 置	内 配 置
略 図		
構造上の 特徴	① 桁の中立軸からケーブルまでの距を大きくとれるため、ケーブルの補強効率がよい。 ② 鈑桁の場合、腹板直下にケーブルを配置することが可能であり、補強構造が簡素になる。	① 左記の距離が小さくなるため、ケーブルの補強効率は「外配置」に比べると劣る。 ② 鈑桁で腹板の両側に1対のケーブルを設ける場合、相互のプレストレス誤差に対して検討を要する。
空間上の 制約	下フランジより下に位置するため下方建築限界や河川高水位に注意を要する。	補剛材、床組、ダイヤフラムなどケーブル設置上の障害となる部材が多い。
外観	橋梁からはみ出るため、外観を損なう場合もある。	比較的、外観を損なうことは少ない。

表4-3-2 平行タイプと曲げ上げタイプの特徴

	平行タイプ	曲げ上げタイプ
略 図		
特 徴	偏向部がないため簡潔な構造となる	曲げ上げ範囲はせん断力に対して補強できる。

4-3-2 外ケーブル補強形式の試設計

TL-20により当初設計された支間長40mの合成桁に対し、B活荷重対応によるケーブル内配置補強を行う場合の目安とするため、主部材の試設計を行うものとする。

(1) 設計条件

建造当初の設計条件

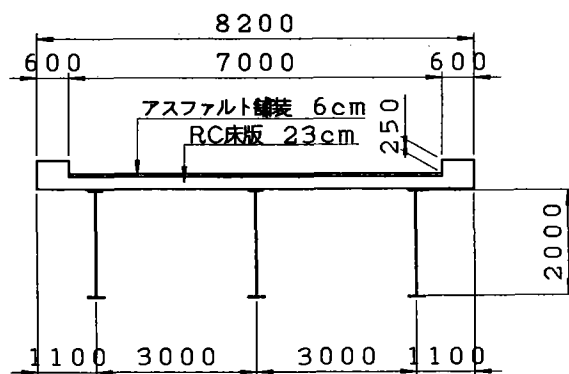
構造形式	単純活荷重合成鉄桁
橋格	1等橋
活荷重	T-20, L-20
支間長	40.0m
幅員	7.0m
床版	鉄筋コンクリート床版
	床版厚割増し係数 1.15
大型車両交通量	100台以上/1日/1方向

補強条件

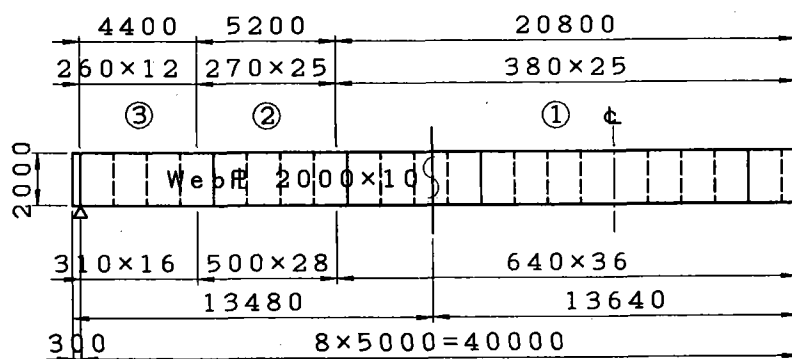
補強形式	外ケーブル補強（内配置、平行タイプ）
活荷重	B活荷重

(2) 形状図

試設計を行う桁の形状を図4-3-1に示す。



(1) 断面図



(2) 主桁断面構成図（外桁）

図4-3-1 形状図

(3) 諸数値

a. 補強対象桁の断面諸数

		中央断面	第2断面	端断面
床版断面		2600x230	2600x230	2600x230
鋼桁断面 (SM490Y)		380x 25	270x 25	260x 12
		2000X 10	2000X 10	2000X 10
		640X 32	500X 28	310X 16
断面積 (cm^2)	総断面	1354	1262	1136
	鋼断面	500	408	281
合成後断面中立軸からウェ ブ縁までの距離(cm)	y _u	34.1	26.3	13.2
	y _l	165.9	173.7	186.8
断面2次モーメント ($\times 10^6 \text{cm}^4$)	合成前	35.04	26.65	14.74
	合成後	97.12	77.73	47.68

b. 作用断面力

1) TL-20 載荷時の断面力

		支間中央	第2断面	端断面
曲げモーメント (TL-20) (tf・m)	M _{1s}	504	367	193
	M _{2d}	88	79	44
	M _{2l}	374	250	127
	M _{2v}	462	329	171
せん断力(TL-20) (tf)		—	—	94

M_{1s} : 合成前曲げモーメント M_{2d} : 合成後死荷重曲げモーメント
M_{2l} : 合成後活荷重モーメント M_{2v} : 合成後合計モーメント

2) B 活荷重載荷時の断面力

		支間中央	第2断面	端断面
曲げモーメント (B 活荷重) (tf・m)	M _{1s}	504	367	193
	M _{2d}	88	79	44
	M _{2l}	467	312	159
	M _{2v}	555	391	203
せん断力(B 活)(tf)		—	—	102

(4) プレストレス力の計算

活荷重による曲げモーメントの増加量に見合った、ケーブルの必要プレストレス力を算出する。

a. 構造モデルと仮定剛度

構造モデルは、合成桁の中央断面中立軸を上梁、ケーブル中心を下梁とした図4-3-2のような骨組構造とする。

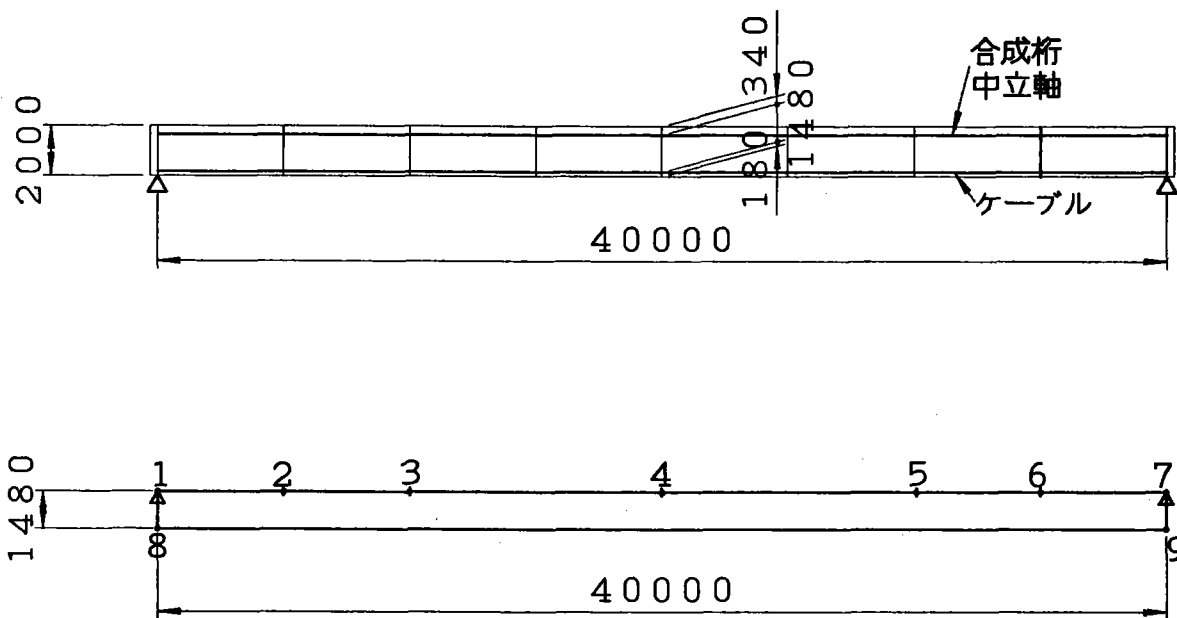


図4-3-2 構造モデル

P t 3, 4, 6, 7 は断面変化位置、P t 5 は支間中央の格点である。

仮定剛度

	部 材	I (m ⁴)	A (m ²)	E (tf/m ²)
梁	1~2, 6~7	0.04768	0.1136	2.1x10 ⁷
	2~3, 5~6	0.07772	0.1262	"
	3~5	0.09712	0.1354	"
ケーブル	8~9	0.0	0.0077	2.0x10 ⁷
柱	1~8, 7~9	10.0	10.0	2.1x10 ⁷

b. プレストレス力

1) 曲げモーメントの増加量

$$\Delta M = 467 - 374 = 93 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

2) 断面力

中央断面の梁部材 (Pt 3~5) に $-\Delta M = -93 \text{ tf}\cdot\text{m}$ を発生させる温度応力 (-43.4°C) をケーブル部材 (Pt 8~9) に与えプレストレス力を求める。計算結果を以下に示す。

部材力

部材	曲げモーメント $M(\text{tf}\cdot\text{m})$	せん断力 $S(\text{tf})$	軸力 $N(\text{tf})$
1~7	-93.2	0.0	-63.0
8~9	0.0	0.0	63.0

変位

(mm)

格点	水平変位	鉛直変位
1	0.0	0.0
2	-0.1	4.3
3	-0.2	7.5
4	-0.5	10.0
5	-0.7	7.5
6	-0.8	4.3
7	-0.9	0.0
8	1.8	0.0
9	-2.7	0.0

(5) 主桁応力度

a. 断面力の集計

			支間中央	第 2 断面	端断面
曲げ モーメント (tf・m)	合成前	M _{1s}	504	367	193
	合成後	M _{2v}	555	391	203
		△M _p	-93	-98	-106
		ΣM ₂	462	293	97
せん断力(tf)		S	—	—	102
軸 力(tf)		N _p	-63	-63	-63

ΔM_p : プレストレスに伴う曲げモーメント

$$\Delta M_p = P * y$$

P : プレストレス力

y : ケーブル中心から中立軸までの距離

プレストレス力による中立軸の移動は無視する

N_p : プレストレスに伴う軸力

b. 作用応力度

1) TL-20 載荷時の作用応力度

(kgf/cm²)

	支 間 中 央		第 2 断 面		端 断 面	
	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*
σ_{1s}	1798	1163	1658	1165	1408	1241
σ_{2v}	174	803	122	747	52	675
$\Sigma \sigma_b$	1972	1966	1780	1912	1460	1916
τ	—		—		470	

σ_{1s} : 合成前応力度 σ_{2v} : 合成後応力度 $\Sigma \sigma_b$: 合計曲げ応力度

2) B 活荷重載荷時の作用応力度

(kgf/cm²)

	支 間 中 央		第 2 断 面		端 断 面	
	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*
σ_{1s}	1798	1163	1658	1165	1408	1241
σ_{2v}	209	966	145	888	61	788
$\Sigma \sigma_b$	2007	2129	1803	2053	1469	2029
τ	—		—		510	

3) B 活荷重 + プレストレス載荷時の作用応力度

(kgf/cm²)

	支 間 中 央		第 2 断 面		端 断 面	
	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*	上フランジ*	下フランジ*
σ_b	2007	2129	1803	2053	1469	2029
σ_{MP}	-35	-162	-36	-223	-32	-418
σ_{NP}	47	-47	50	-50	55	-55
$\Sigma \sigma$	2019	1920	1817	1780	1492	1556
τ	—		—		510	

σ_{MP} : プレストレスに伴う曲げ応力度

軸力は総断面に均一に作用するものとして、軸圧縮応力度を算出した。

σ_{NP} : プレストレスに伴う軸圧縮応力度

(6) 部材設計

a. PCケーブルの設計

使用PCケーブル F70T

構成	7*φ9.5
断面積	383.9 mm ²
引張(破断)荷重	P _u = 70.0 tf
降伏点荷重	P _y = 61.5 tf

許容耐力

許容耐力は道示Ⅲ3.3.2を適用する。

$$0.60 * P_u = 0.60 * 70.0 = 42.0 \text{ tf}$$

$$0.75 * P_y = 0.75 * 61.5 = 46.1 \text{ tf}$$

このうち、小さい方の値を許容耐力P_aとする。

$$P_a = 42.0 \text{ tf} \geq \text{設計荷重 } P = 0.5 * 63.0 = 31.5 \text{ tf}$$

b. ブラケットの設計

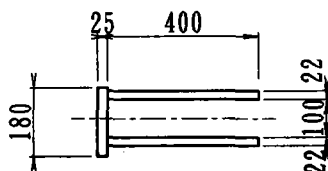
ブラケットを構成する鋼板は最小厚を22mmとし、十分な剛性を持たせるものとする。

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= P \cdot H \\ &= 31,500 * 25.0 = 788,000 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

せん断力

$$S = P = 31,500 \text{ kgf}$$



断面諸数

SS400	(mm)	A (cm ²)	y (cm)	A y (cm ³)	A y ² (cm ⁴)
1-Flg PL	180 * 25	45.0	21.25	956	20,300
2-Web PL	400 * 22	176.0	-	-	23,500
Σ		221.0		956	43,800

$$e = 956 / 221.0 = 4.33 \text{ cm}$$

$$I = 43,800 - 221.0 * (4.33)^2 = 39,700 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = M / I * y$$

$$\begin{aligned} &= 788,000 / 39,700 * 24.33 = 483 \text{ kgf/cm}^2 \\ &\leq 1400 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau = S / A$$

$$= 31,500 / 176.0 = 179 \text{ kgf/cm}^2 \leq 800 \text{ kgf/cm}^2$$

c. ブラケット取付部の設計

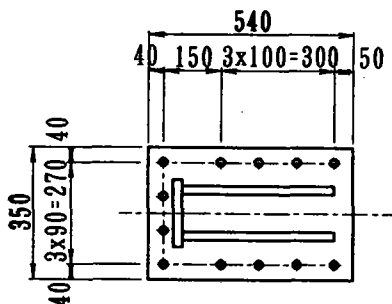
主桁腹板の両側からブラケットを高力ボルトで連結する。

高力ボルトは S 1 0 T (M 2 2) を使用する。

せん断力 $P = 31,500 \text{ kgf}$
 曲げモーメント $M = 788,000 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

必要ボルト本数 $n = P / \rho_s = 31,500 / 4,800 = 6.6$ 本

高力ボルトの引張接合の照査



ボルトの図心

n	y	n · y
3	0.0	0.0
2	15.0	30.0
2	25.0	50.0
2	35.0	70.0
2	45.0	90.0

$$\Sigma \quad 11 \quad 240.0$$

$$e = 240.0 / 11 = 21.8 \text{ cm}$$

$$\Sigma y^2 = 3 * (21.8)^2 + 2 * (6.8^2 + 3.2^2 + 13.2^2 + 23.2^2) = 2.964 \text{ cm}^2$$

ボルトの許容力

$\rho_s = 11,750 \text{ kgf/本}$ (S10T, M22)

ボルト引張力

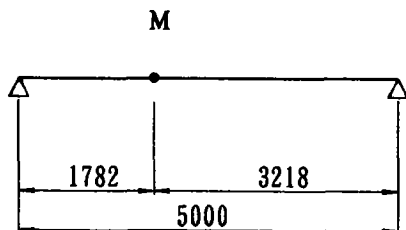
$$\rho = M / \Sigma y^2 * e$$

$$= 788,000 / 2,964 * 21.8 = 5,769 \text{ kgf/本} < \rho_0$$

d. プレストレスの張力差に対する照査

主桁に取付けられる 2 つのケーブル間で施工誤差等により張力差が生じる場合について照査を行う。

張力差は導入プレストレスの10%を見込み、この力による腹板面外方向の曲げモーメントに対して下フランジが抵抗するものとする。



張力差

$$\Delta P = 2 * 31.5 * 0.1 = 6.3 \text{ tf}$$

下フランジの断面係数

$$Z = 31.0^2 * 1.6 / 6 = 256 \text{ cm}^3$$

作用曲げモーメント

$$M_o = 6,300 * 25.0 = 158,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$M_{\max} = 158,000 * 3.218 / 5.000 = 102,000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

フランジの応力度

$$\sigma = M_{\max} / Z$$

$$= 102,000 / 256 = 398 \text{ kgf/cm}^2$$

端部下フランジ断面の最大応力度は断面変化位置で高々 1556kgf/cm^2 であるため、張力差が10%程度の力に対しては問題ないといえる。

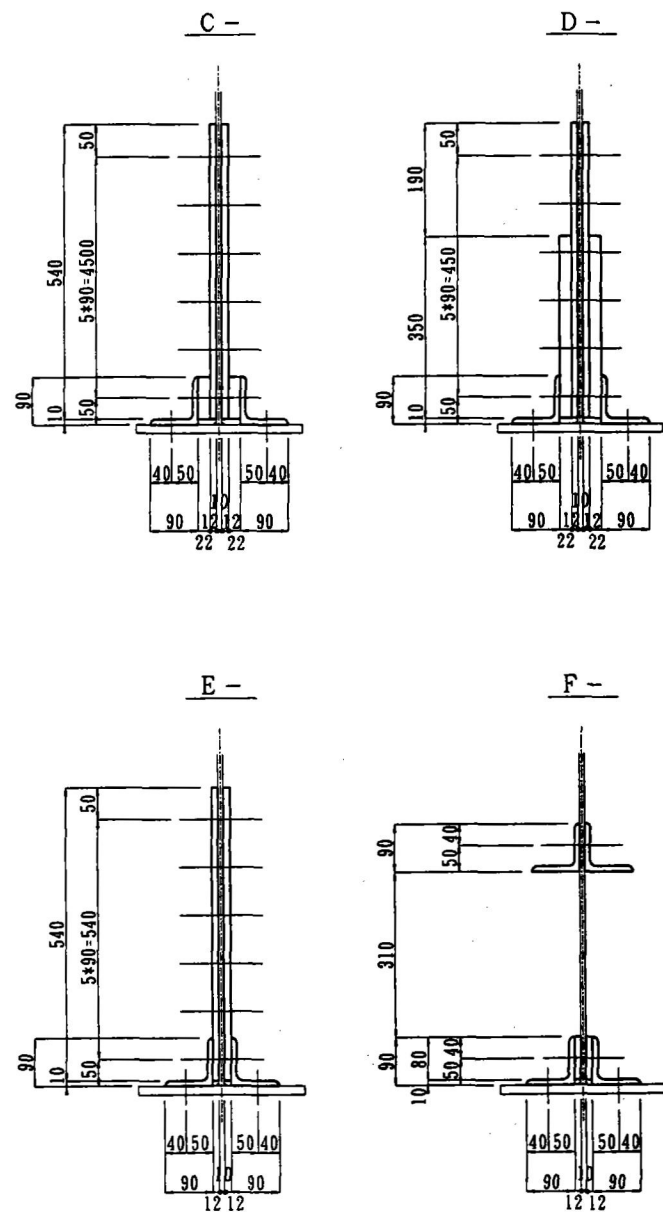


図 4-3-3 構造図

(7) まとめ

- 1) 合成桁は、非合成桁に比べ中立軸からケーブル中心までの距離が大きくなるため、ケーブルの補強効率がよい。
- 2) また、合成桁は、床版が主桁にジベルにより固定されているため、プレストレス力に伴う主桁の全体座屈が非合成桁に比べ生じにくく、ケーブル補強に対して有利である。
- 3) 主桁の両側にケーブルを配置する場合、プレストレス力の導入誤差に対して主桁の安全性を確認しておく必要がある。
- 4) 本項はケーブル補強による設計の目安を示すものであり、許容応力度に対するわずかな応力度の超過について補強の必要性を判断したものではない。

4-3-3 FEM解析による検討

FEM解析を行い、ケーブル定着部の応力分布を明らかにするとともに、梁理論に基づく設計値と対比し設計法の妥当性について検討を行う。

(1) 解析モデル

a. 構造モデルを図4-3-4に示す。

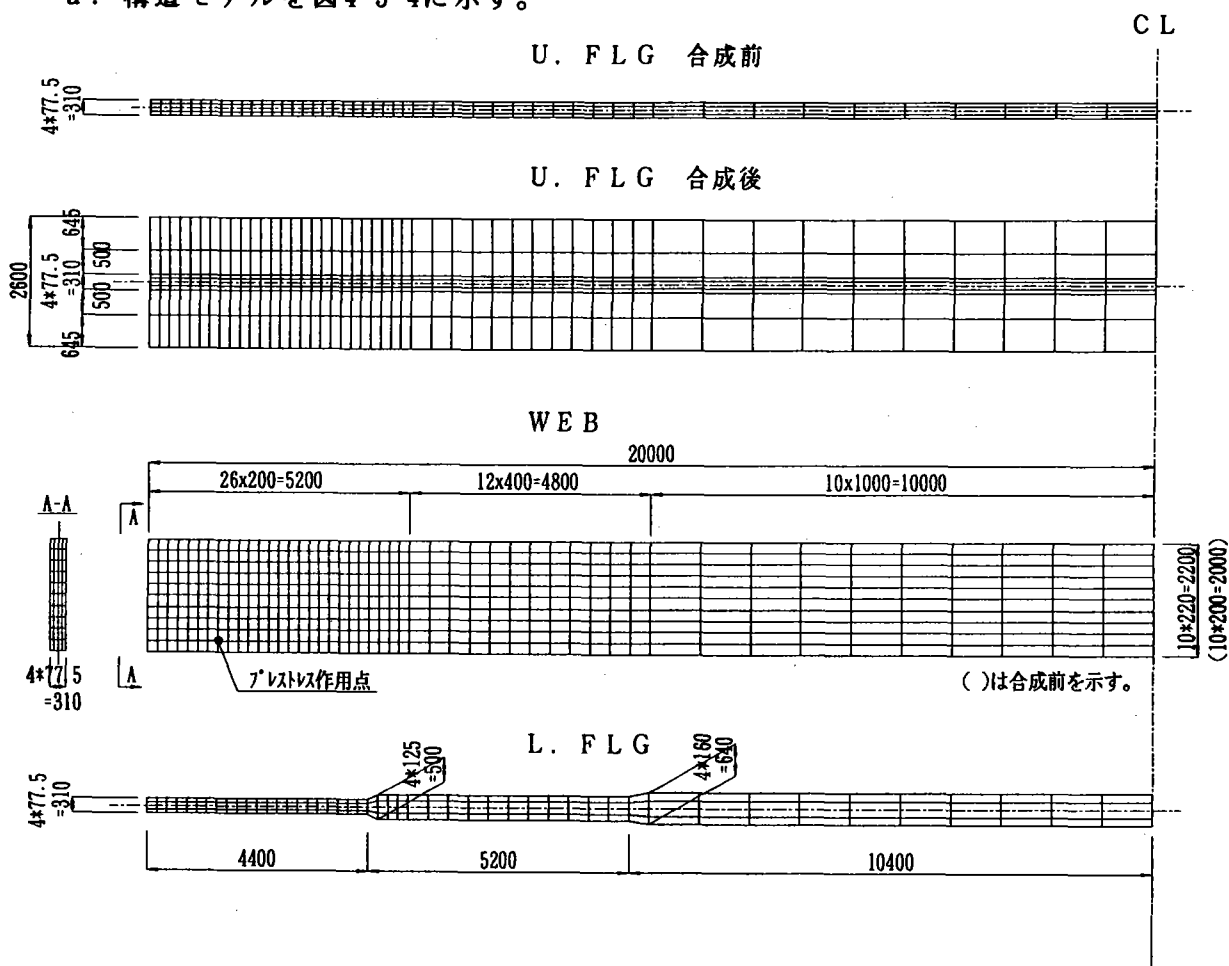


図 4-3-4 構造モデル

構造モデルの腹板高さは、合成前を2000mmとし、合成後については床版の図心位置までの高さを取り2200mmとした。

b. 板厚構成

1) 主桁

(mm)

			端断面	第 2 断面	中央断面
上フランジ	合成前	鋼フランジ* 部	10	22	31
	合成後	鋼フランジ* 部	43	55	64
		床版部	33	33	33
腹板			10	10	10
下フランジ			16	28	32

注) 1. 床版厚は鋼換算値 (N = 7) を示す。

2. 上フランジ厚は解析の便宜上、桁全長にわたり一定幅 (330mm) とし、設計桁の断面積と等しくなる板厚を設定した。

2) 定着部要素の板厚

$$\text{補強部①} \quad t = 10 + (12 + 22) \times 2 = 78 \text{ mm}$$

$$\text{補強部②} \quad t = 10 + 12 \times 2 = 34 \text{ mm}$$

10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
10	10	10	10	34	34	34	34	34	34	10
10	10	10	10	34	78	78	78	34	34	10
10	10	10	10	34	78	78	78	34	34	10

△

図4-3-5 定着部要素の板厚(mm)

(2) 荷重

荷重は支間中央の曲げモーメントが試設計値と等しくなる等分布荷重を腹板中心に載荷した。

$$\text{合成前死荷重} \quad W_{d1} = 2.522 \text{ tf/m}$$

$$\text{合成後死荷重} \quad W_{d2} = 0.439 \text{ tf/m}$$

$$\text{活荷重} \quad W_p = 2.340 \text{ tf/m}$$

$$\text{プレストレス力} \quad P = 63.0 \text{ tf}$$

(3) 解析結果

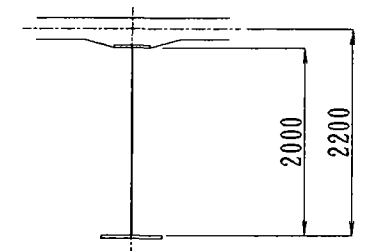
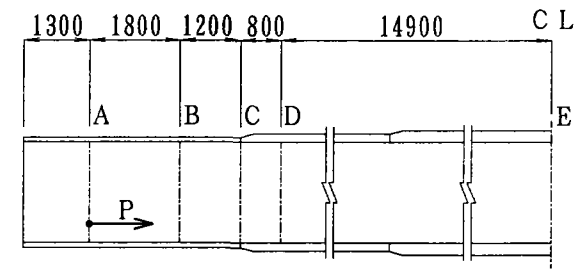
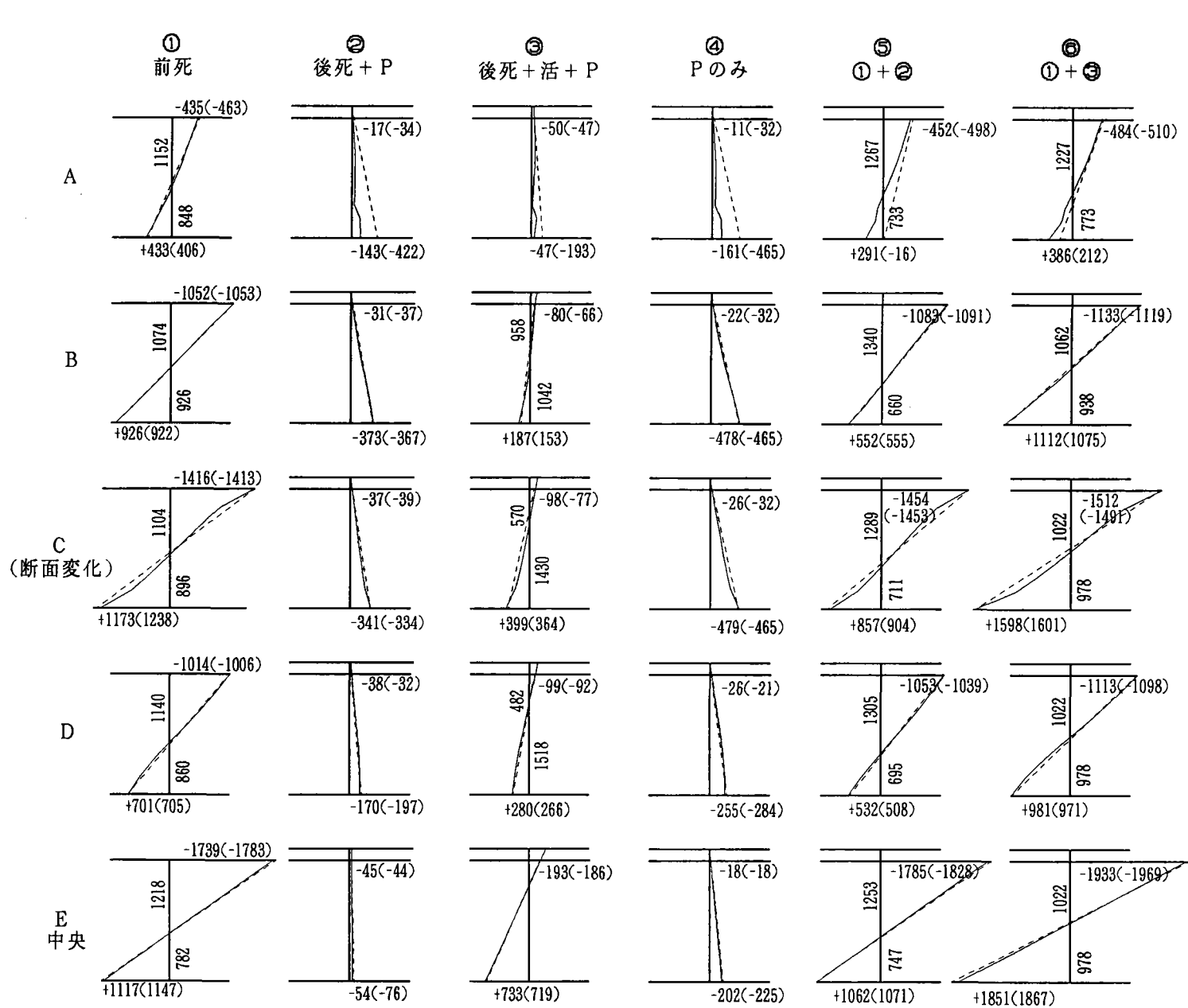
a. 垂直応力度

各荷重状態下での腹板断面の垂直応力度分布を図4-3-6に示す。A～Eの各断面における特徴は次のとおりである。

- (1) A断面はプレストレス作用位置であり、応力分布が乱れている。
- (2) B断面はプレストレス作用位置から1.8m離れた位置である。応力勾配が一定であり、プレストレスによる応力の乱れは見られない。
- (3) C断面はフランジの断面変化部であり、剛性の変化によってフランジ近傍に応力が集中している。
- (4) D断面は断面変化点に比較的近い位置(0.8m)であり、フランジに近づくとしたがつて応力勾配が小さくなっている。
- (5) E点は支間中央部であり、応力勾配が一定となっている。

⑤列は(全死荷重+プレストレス) 載荷状態、⑥列は(全死荷重+活荷重+プレストレス) 載荷状態を示す。これらの図より、常時の荷重状態では下フランジに圧縮応力が作用しないことがわかる。

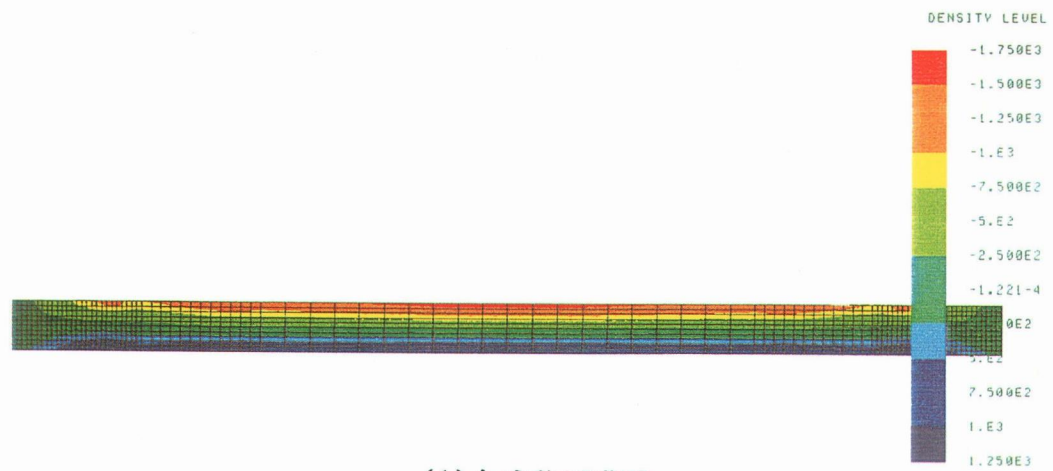
主桁全長にわたる腹板の垂直応力度分布を図4-3-7に示す。プレストレスによる応力は補強板の端部から2m程度離れた位置で一様な分布となっている。



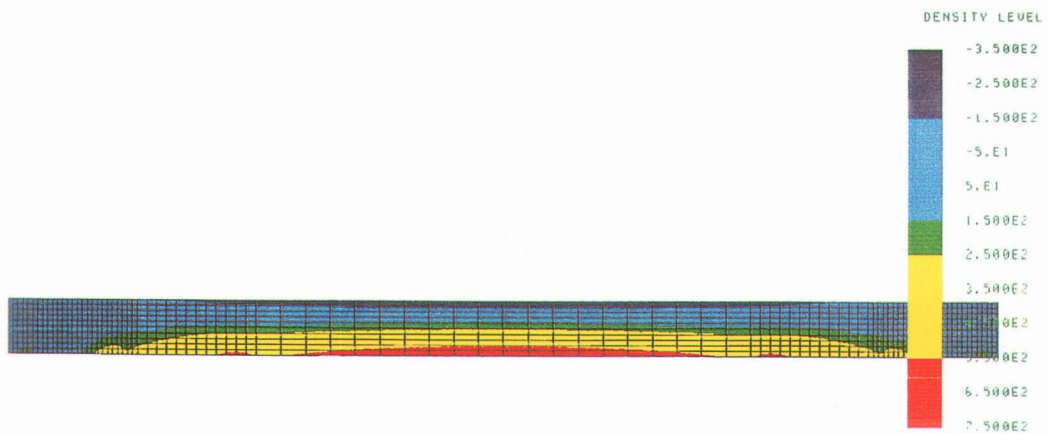
注)

1. ---- 及び () は設計値を示す。
2. A~Eの応力度は全て要素中心における値である。

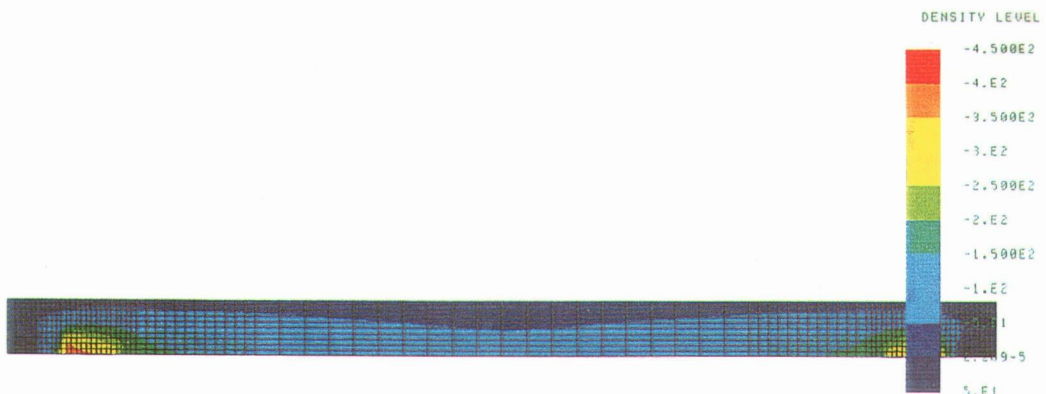
図4-3-6 各断面の垂直応力度分布



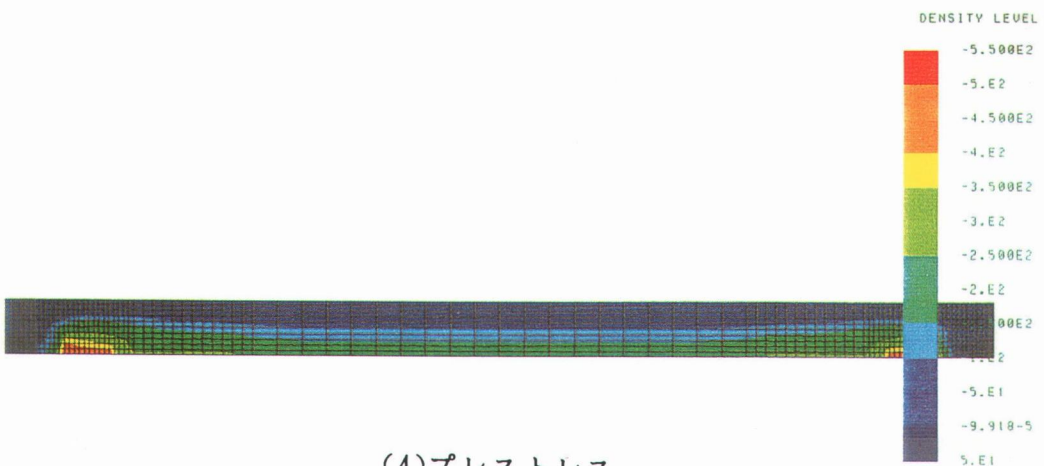
(1)合成前死荷重



(2)合成後死荷重+活荷重+プレストレス



(3)合成後死荷重+プレストレス



(4)プレストレス

図 4 - 3 - 7 主桁全長にわたる腹板の垂直応力度分布

b. 定着部応力度

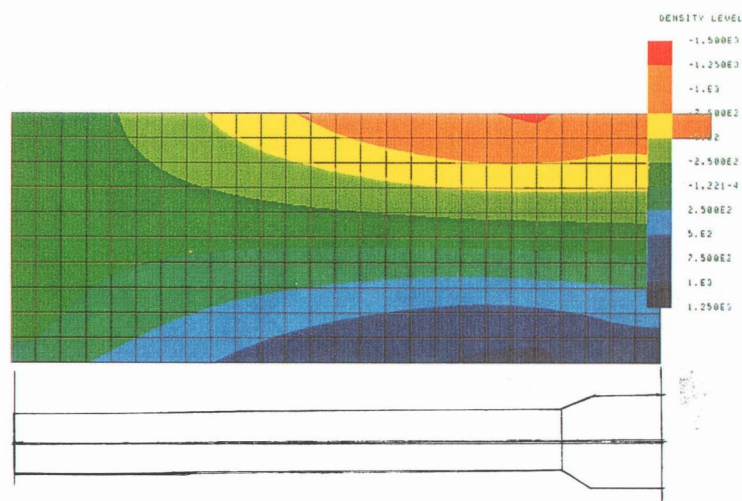
定着部の垂直応力度分布を図3-4-8に示す。

- (1)プレストレスのみ載荷した場合の応力状態を示す図(4)から、補強板幅の範囲において、概ね一様な圧縮応力状態となっており、この応力分布は断面変化位置付近まで及ぶことがわかる。
- (2)（合成後死荷重＋活荷重＋プレストレス）荷重の応力状態を示す図(2)から、下フランジの引張応力は補強板端部から約1 m離れた位置で発生し始めていることが分かる。また、図(3)、図(4)から分かるように、下フランジ側に生じる圧縮応力は補強板端部から約1 mの範囲に偏っている。

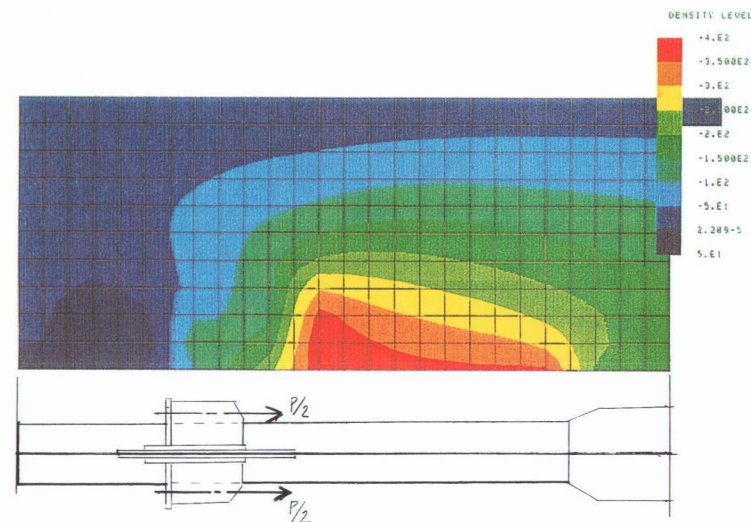
主応力図を図3-4-9に示す。プレストレスのみを載荷した場合、定着部付近の主応力は約2.5mにわたって下フランジと平行に分布しており、一様な圧縮応力状態となっている。しかしながら、合成後死荷重と活荷重の載荷のもとではこの荷重による引張応力度が卓越し、プレストレスによる一様な圧縮応力状態は現れていないことが分かる。

c. プレストレス力による鉛直変位

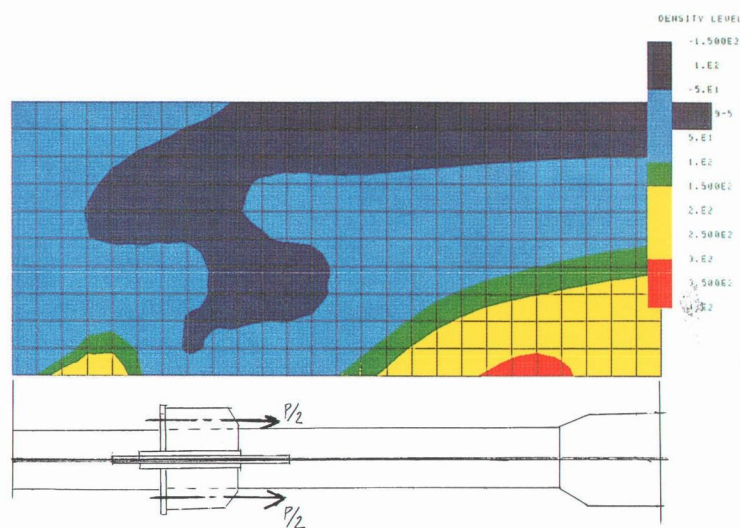
	支点上	第1断面 変化位置	第2断面 変化位置	支間中央
支点からの距離 (m)	0.0	4.4	9.6	20.0
鉛 直 変 位 (mm)	0.0	4.2	7.0	9.7



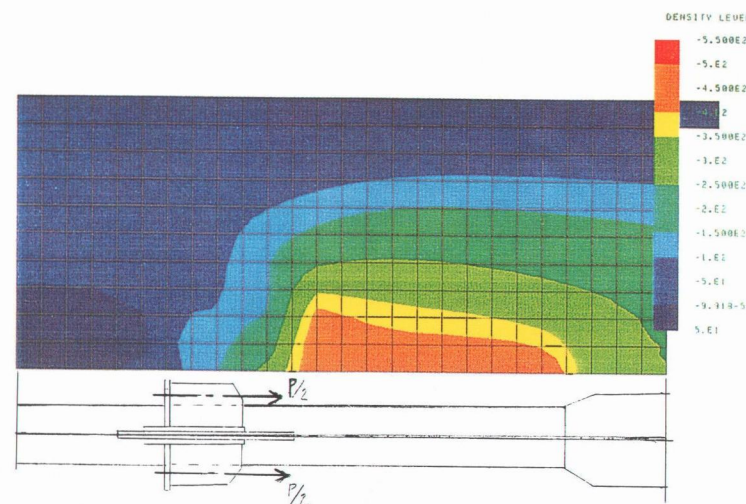
(1)合成前死荷重



(3)合成後死荷重+プレストレス



(2)合成後死荷重+活荷重+プレストレス



(4)プレストレス

図 4 - 3 - 8 定着部垂直応力度分布

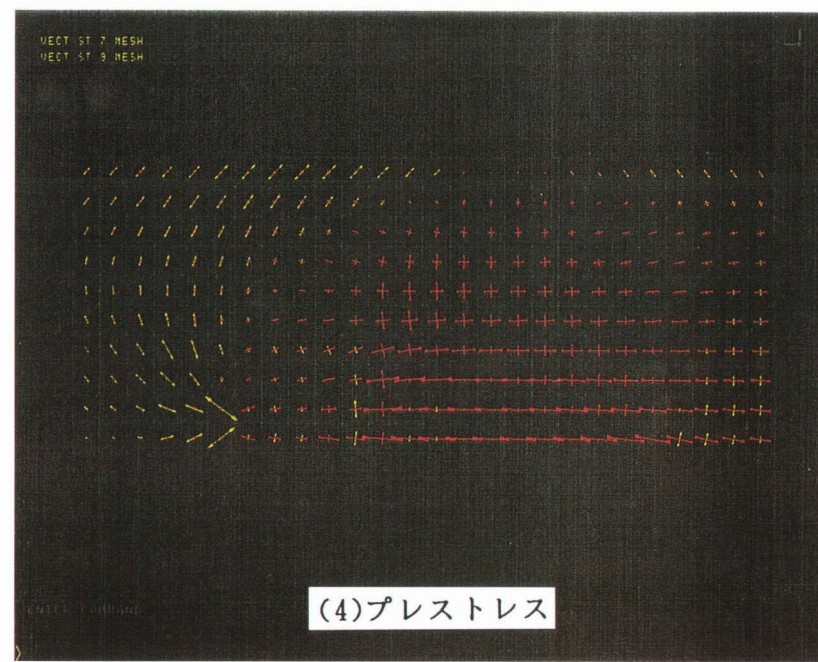
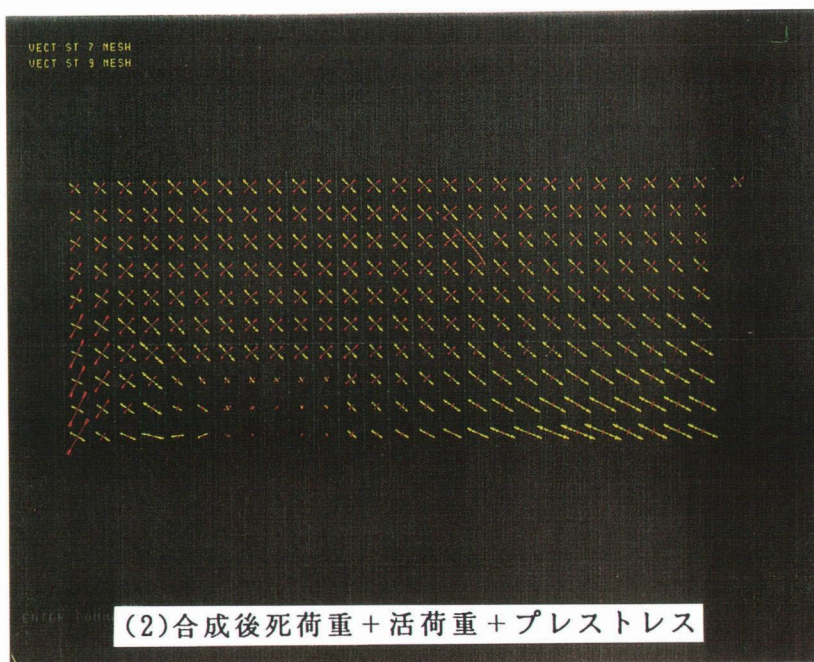
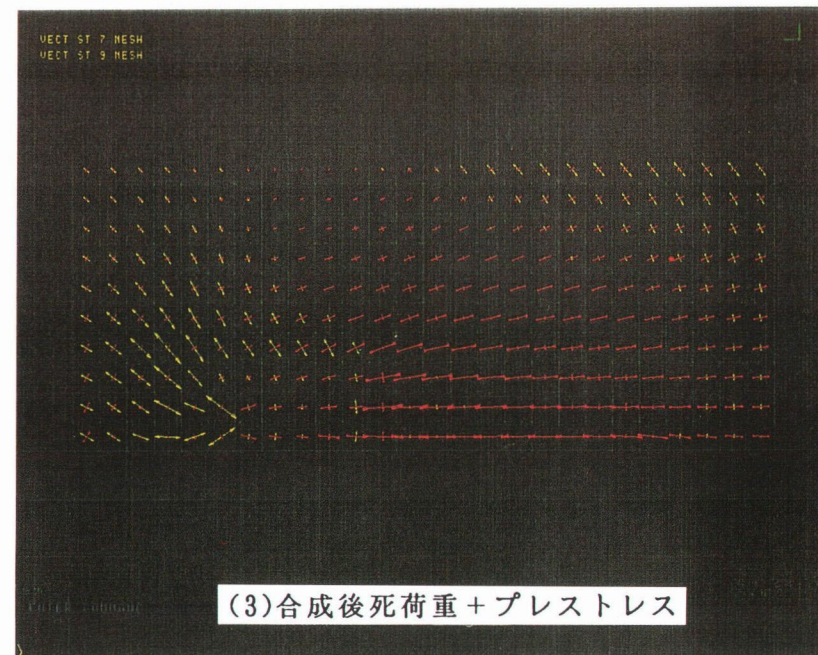
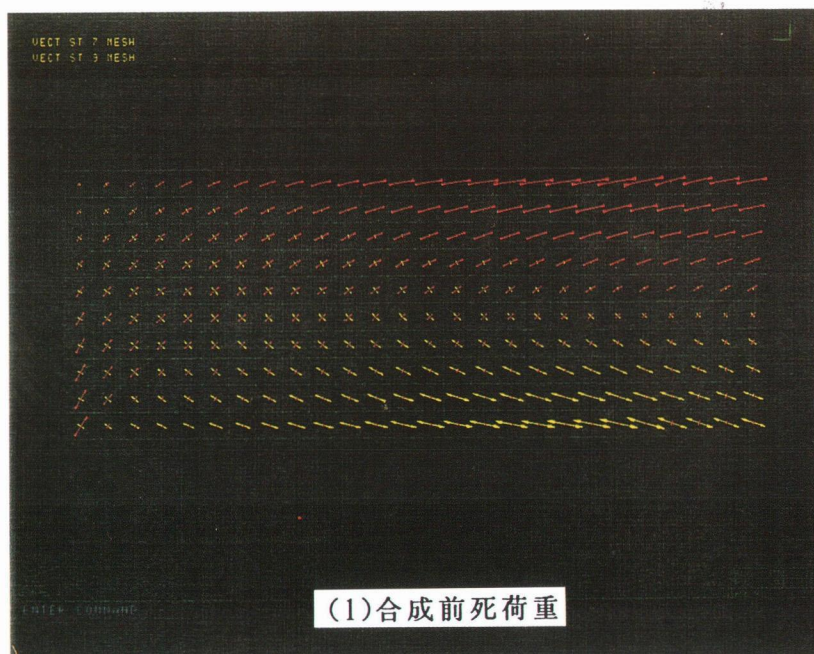


図 4 - 3 - 9 定着部主応力図

(4) 設計値とFEM値の比較

1) 設計値

FEM解析値と対比するため、FEM構造、荷重状態および着目点を合わせ、設計値を梁理論により算出する。

a. 合成前死荷重による応力度

荷重強度 Wd1= 2.522 tf/m			端断面			第2断面	中央断面
			A点	B点	C点	D点	E点
曲げモーメント	支点からの距離 x (m)		1.300	3.100	4.300	5.100	19.500
	支間長比 X/L		0.033	0.078	0.108	0.128	0.488
	支間中央とのモーメント比		0.126	0.286	0.384	0.445	0.999
	曲げモーメント M(tf.m)		63	144	194	224	504
断面諸数	上フランジ (mm)	幅	310	310	310	310	310
		厚	10	10	10	22	31
	ウェブ (mm)	高	2000	2000	2000	2000	2000
		厚	10	10	10	10	10
	下フランジ (mm)	幅	310	310	310	500	640
		厚	16	16	16	28	32
	断面積 (cm ²)	上フランジ	31.0	31.0	31.0	68.2	96.1
		ウェブ	200.0	200.0	200.0	200.0	200.0
		下フランジ	49.6	49.6	49.6	140.0	204.8
		合計	280.6	280.6	280.6	408.2	500.9
	距離 (cm)	Yu	-106.6	-106.6	-106.6	-117.6	-121.7
		YL	93.4	93.4	93.4	82.4	78.3
	断面係数 (cm ³)	ZU	-13696	-13696	-13696	-22301	-28264
		ZL	15640	15640	15640	31821	43931
垂直応力度	上フランジ (kgf/cm ²)		-463	-1053	-1413	-1006	-1783
	下フランジ (")		406	922	1238	705	1147

b. 合成後死荷重による応力度

荷重強度 Wd2= 0.439 tf/m			端断面			第2断面	中央断面
			A点	B点	C点	D点	E点
曲げモーメント (tf.m)			11	25	34	39	88
断面諸数	床版 (mm)	幅	2600	2600	2600	2600	2600
		鋼換算厚	33	33	33	33	33
	上フランジ (mm)	幅	310	310	310	310	310
		厚	10	10	10	22	31
	ウェブ (mm)	高	2200	2200	2200	2200	2200
		厚	10	10	10	10	10
	下フランジ (mm)	幅	310	310	310	500	640
		厚	16	16	16	28	32
	断面積 (cm ²)	上フランジ	889	889	889	926.2	954.1
		ウェブ	220	220	220	220	220
		下フランジ	49.6	49.6	49.6	140	204.8
		合計	1158.6	1158.6	1158.6	1286.2	1378.9
	距離 (cm)	Yu(ウェブ天端)	-10.3	-10.3	-10.3	-22.8	-30.2
		YL	189.7	189.7	189.7	177.2	169.8
	断面係数 (cm ³)	ZU	-474103	-474103	-474103	-350302	-330291
		ZL	25757	25757	25757	44987	58803
垂直応力度	上フランジ (kgf/cm ²)		-2	-5	-7	-11	-27
	下フランジ (")		43	97	131	87	149

c. 活荷重による応力度

荷重強度 WP= 2.34 tf/m			端断面			第2断面	中央断面
			A点	B点	C点	D点	E点
曲げモーメント	(tf.m)		59	134	180	208	468
垂直応力度	上フリップ	(kgf/cm ²)	-12	-28	-38	-59	-142
	下フリップ	(")	229	520	697	463	795

d. プレストレス力による応力度

荷重強度 P= -63 tf			端断面			第2断面	中央断面
			A点	B点	C点	D点	E点
断面力	曲げモーメント	(tf.m)	-106	-106	-106	-98	-93
	軸力	(tf)	-63.0	-63.0	-63.0	-63	-63
垂直応力度 (kgf/cm ²)	曲げ応力度	上フリップ	22	22	22	28	28
		下 "	-410	-410	-410	-235	-180
	軸圧縮応力度	上フリップ	-54	-54	-54	-49	-46
		下 "	-54	-54	-54	-49	-46
	合計応力度	上フリップ	-32	-32	-32	-21	-18
		下 "	-465	-465	-465	-284	-225

e. 応力度集計

			端断面			第2断面	中央断面
			A点	B点	C点	D点	E点
前死	合成前死荷重	上フリップ	-463	-1053	-1413	-1006	-1783
		下 "	406	922	1238	705	1147
後死	合成後死荷重	上フリップ	-2	-5	-7	-11	-27
		下 "	43	97	131	87	149
活	合成後活荷重	上フリップ	-12	-28	-38	-59	-142
		下 "	229	520	697	463	795
P	プレストレス	上フリップ	-32	-32	-32	-21	-18
		下 "	-465	-465	-465	-284	-225
後死+P		上フリップ	-34	-37	-39	-32	-44
		下 "	-422	-367	-334	-197	-76
後死+活 +P		上フリップ	-47	-66	-77	-92	-186
		下 "	-193	153	364	266	719
前死+後死+P		上フリップ	-498	-1091	-1453	-1039	-1828
		下 "	-16	555	904	508	1071
前死+後死+活+P		上フリップ	-510	-1119	-1491	-1098	-1969
		下 "	212	1075	1601	971	1867

2) 合計垂直応力度の比較

合計垂直応力度について比較した結果を下表に示す。プレストレス載荷位置以外の各断面では設計値とF E M値が概ね一致している。

(kgf/cm²)

		A プレストレス 載荷位置	B A点より 1.8m	C 端断面変 化位置	E 支間中央
上フランジ	設 計 値	-510	-1119	-1491	-1969
	F E M 値	-484	-1133	-1512	-1933
	比 率	0.94	1.01	1.01	0.98
下フランジ	設 計 値	212	1075	1601	1867
	F E M 値	386	1112	1598	1851
	比 率	1.82	1.03	1.00	0.99

3) プレスト力による応力度

プレストレス力のみが作用した場合の設計値とF E M値の比較を下表に示す。中央断面では概ね一致している。B点およびC点の上フランジ応力は、定着部から離れるにしたがってF E M値が設計値に近づいている。定着部近傍では若干の応力差が認められるが、設計上問題はないものと思われる。

(kgf/cm²)

		A プレストレス 載荷位置	B A点より 1.8m	C 端断面変 化位置	E 支間中央
上フランジ	設 計 値	-32	-32	-32	-18
	F E M 値	-11	-22	-26	-18
	比 率	0.34	0.69	0.81	1.00
下フランジ	設 計 値	-465	-465	-465	-225
	F E M 値	-161	-478	-479	-202
	比 率	0.35	1.03	1.03	0.90

4) 変位

プレストレスによる鉛直変位は、試設計値10.0mmに対してF E M値9.7mmであり概ね一致している。

(5) 検討結果

検討の結果、設計値はF E M値と概ね一致しており、次の仮定に基づいて算出した設計値は妥当であるといえる。

- ①プレストレスによる軸方向圧縮力は床版を含めた全断面に均一に分布する。
- ②(プレストレスに伴う曲げモーメント)=(プレストレス力)*(中立軸までの距離)
- ③プレストレスによる中立軸の移動は無視する。