

少数I桁橋における鋼・コンクリート合成床版の補修について

平成 25 年 4 月



技術委員会 設計小委員会／床版小委員会

少数 I 桁橋における鋼・コンクリート合成床版の補修について

高い耐久性を持つ鋼・コンクリート合成床版を用いた少数I桁橋で床版補修が必要になった事例はまだありません。

鋼・コンクリート合成床版の損傷を想定し、表一1に示すように損傷程度に応じた補修範囲を設定します。

表一1 床版の損傷程度と補修範囲

損傷程度	補修範囲
①コンクリートの損傷のみ	コンクリートの打ち替え
②鉄筋、リブ等に腐食または損傷がある(底鋼板は健全)	鉄筋、リブ等の部分取り替えとコンクリートの打ち替え
③底鋼板にまで腐食や変形などの損傷が及んでいる	鉄筋、鋼板パネルの取り替えとコンクリートの打ち替え

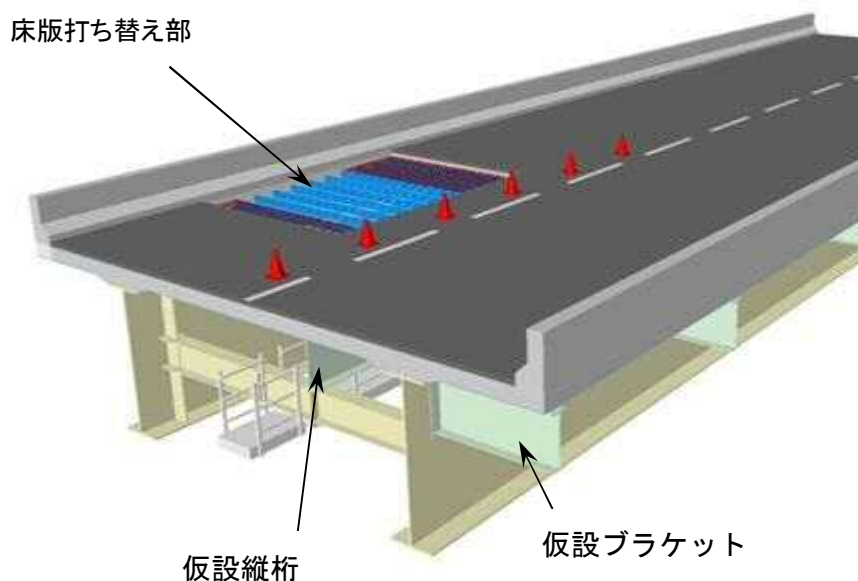
鋼・コンクリート合成床版で、予め想定される損傷範囲は、重量物の落下などによる、限定された範囲でよいと考えます。

損傷の範囲が小さく、コンクリートの局所的な打ち替えの場合は、片側交互通行しながら仮設の支持材を設置しないで補修可能と考えられます。万一、パネル単位での打ち替え補修が必要となった場合でも、仮設の縦桁やブラケットを設置することにより、片側交互通行を確保しながら補修できます。仮設支持材の設計・施工は、鋼橋では比較的容易にできますので、当初から設計しておく必要は特になく考えていますが、予め検討しておき、縦桁支持点の横桁の補強リブなどを新設時に溶接しておくなどの対処をすることも考えられます。標準的な仮設支持材の検討フローおよび設計・施工例を示します。これらは、想定条件をもとに検討事例を示しています。個別の事例ではその条件を十分に検討されたうえで参考にしてください。

■ 部分打ち替えの施工イメージ

図一1は片側交互通行を確保して、鋼・コンクリート合成床版3パネルの半幅員部の打ち替え施工をイメージした図です。

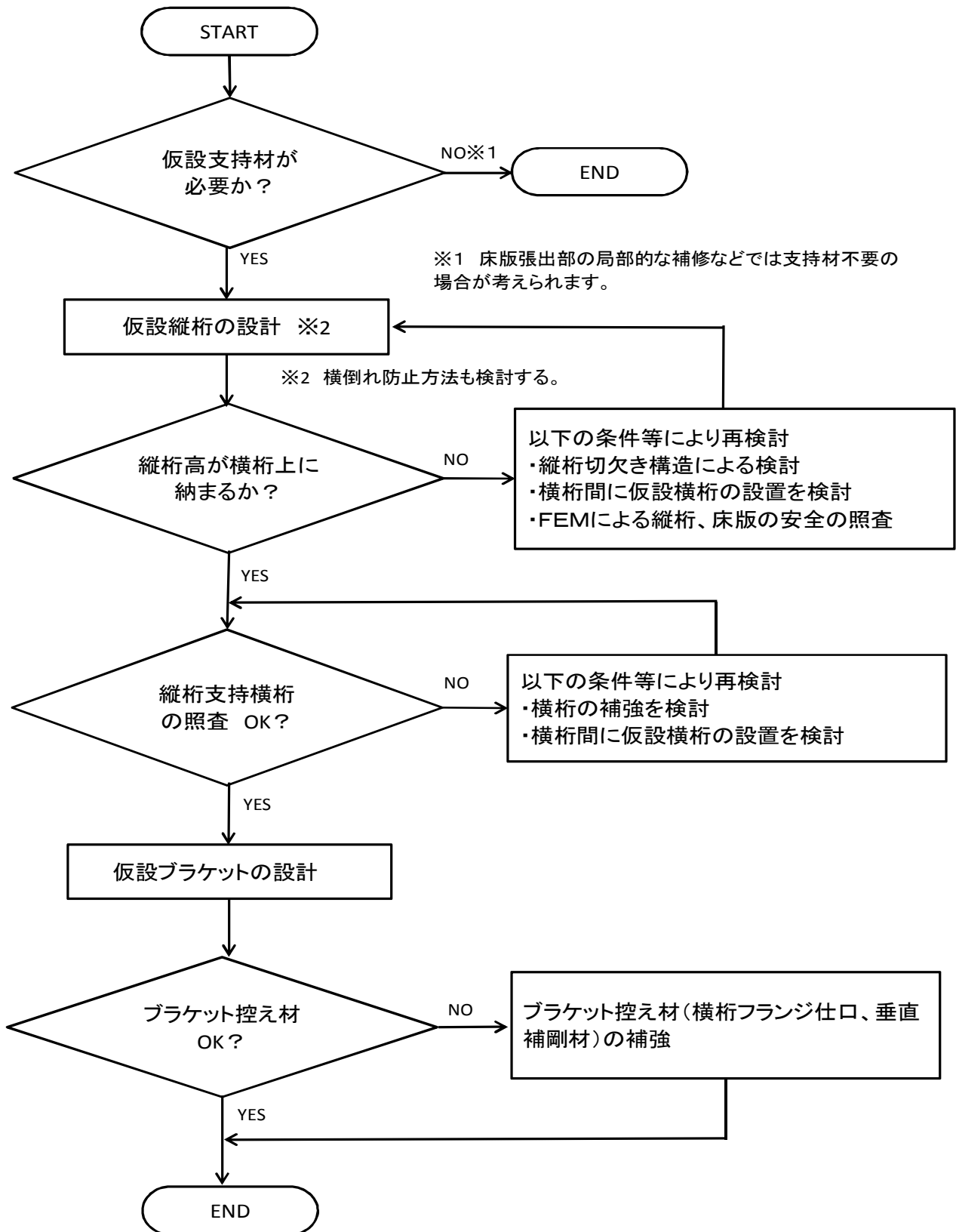
全幅員打ち替えが必要な場合は、片側ずつ交互に打ち替えることで施工可能です(図一8参照)。



図一1

■ 部分打ち替え時の仮設支持材の設計フローの例

図一1に片側交互交通を確保しながら施工の一例を示しましたが、この例における、床版打ち替え時の仮設支持材の設計フローは図一2に示すようになります。



図一2

■ 仮設支持材の設置範囲例

片側交互通行を確保して、鋼・コンクリート合成床版3パネルの半幅員部を打ち替える場合の仮設支持材の設置範囲は、打ち替え部が横桁間に収まる場合は図-3、横桁をまたぐ場合は図-4のようになります。

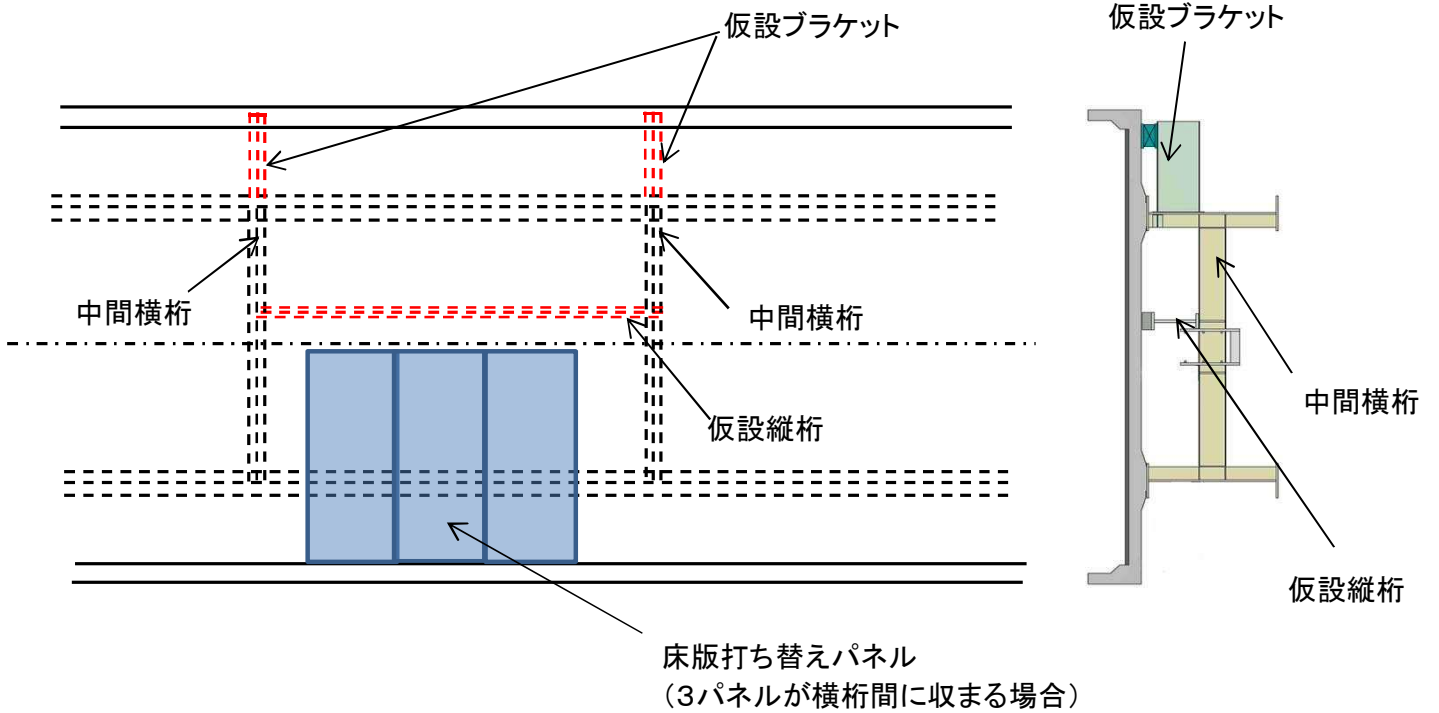


図-3

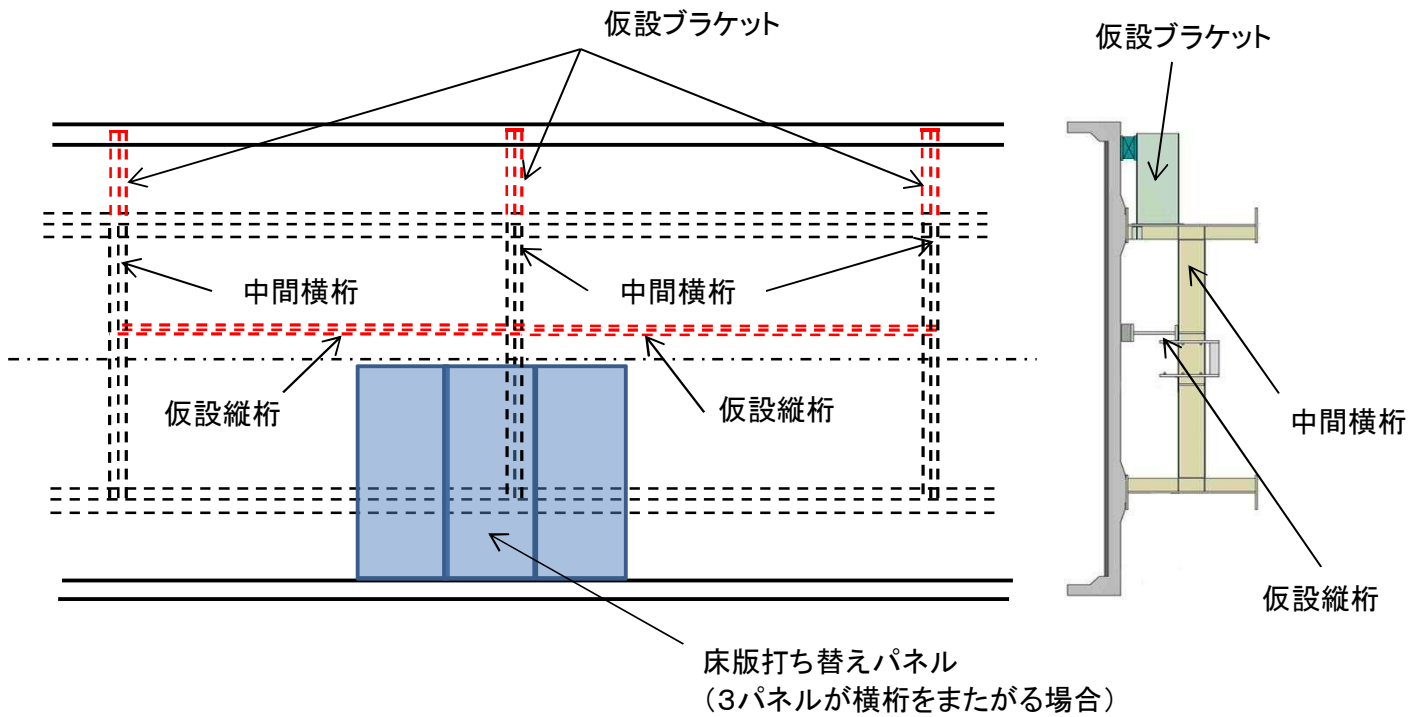


図-4

■ 仮設支持材の設計方針例

片側交互通行を確保して、鋼・コンクリート合成床版3パネルの半幅員部を打ち替える場合の仮設支持材の設計方針例を以下に示します。

- 縦桁(仮設材): T荷重、自重、足場等仮設荷重を考慮する。打ち替え側の床版を介しての荷重分配を考慮しない安全側の設計とする。横桁で支持した単純桁として設計する。横倒れ防止方法を検討する。
- 横桁: 縦桁最大反力を横桁に載荷して床組として照査する。縦桁設置直下の補強材(仮設または当初設置)の設計を行う。フランジをブラケットの控え材とする場合は、断面照査をする。
- ブラケット(仮設材): 床版の転倒防止のため設置する。したがって耳桁は設置しない。打ち替え範囲を考慮して、横桁位置の必要箇所を設置する。

仮設支持材の試設計および横桁の照査例を添付資料で示しますので参考にして下さい。

■ 主桁の床版打ち替え施工時および床版打ち替え完了後の耐荷力について

非合成桁で設計されている場合は、全死荷重および活荷重を鋼桁のみで受ける設計をしていますので問題ありません。

合成桁の場合は以下のように考えることができます。

鋼道路橋設計便覧(昭和55年)では、「合成桁の床版に万一破損が生じると、床版だけではなく主桁の耐荷力も減少することになるから、その影響は大きい。この破損を補修するために、床版の一部をはぎ取って打ち替える際には、耐荷力の著しく少ない鋼げたで補修期間中の活荷重を負担することになるから補修作業は困難になる場合が多い。」とあります。

設計便覧発行当時は高耐久性床版はまだ存在していませんので、供用期間での床版取り替えを想定していましたが、現在は高耐久性床版である鋼・コンクリート合成床版の使用と防水対策により、床版取り替えは想定していません。

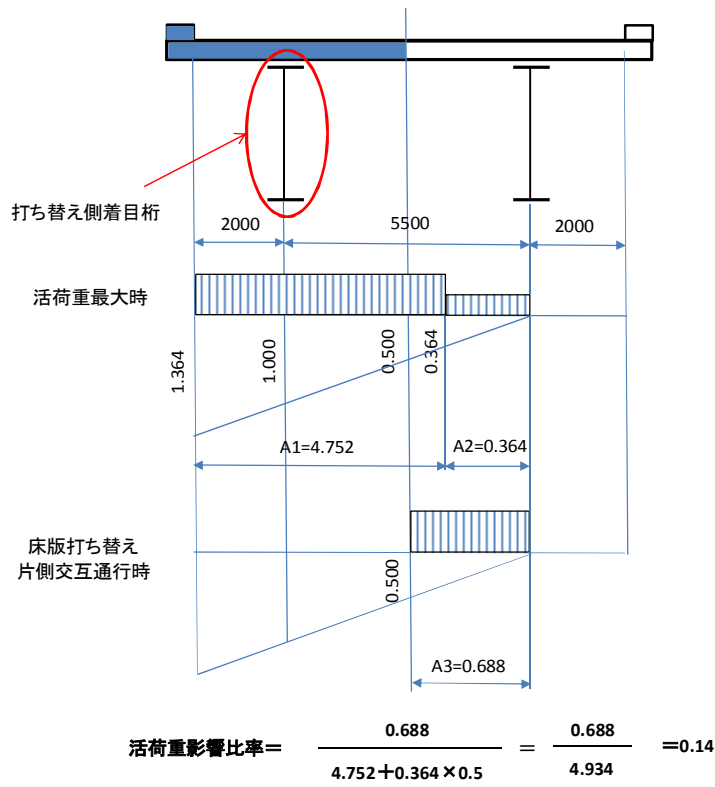
また、設計便覧では合成桁の種類として、死活荷重合成桁、活荷重合成桁を想定しています。死活荷重合成桁の場合は、桁をベントで支持した状態でコンクリート床版打設しますので、ここで示すような床版打ち替え補修は主桁の耐荷力に問題があります。しかし、現在設計される合成桁はすべて活荷重合成桁であるため、問題なく床版打ち替え補修ができます。厳密には、応力やキャンバーに変化は生じますが、軽微な変化であり耐荷力に影響が出るほどの変化ではありません。

施工中の床版撤去部の主桁の耐荷力については、以下のように考えられます。

2主I桁では、横桁による荷重分配がないため、片側半分床版を打ち替える場合の床版がない側の主桁が受け持つ片側通行活荷重の影響は図-5に示すように小さく、また橋軸方向の載荷も図-6に示すような交通規制範囲を考えると打ち替え側主桁に載荷する範囲の影響も小さいため、問題ないと考えられます。

例えば日本橋梁建設協会のテキスト「連続合成2主桁橋の設計例と解説」(平成17年8月)における設計例で、I-O分配とした場合の活荷重影響比率は図-5に示すように0.14となり、橋軸方向の載荷を考慮しても、床版撤去部の活荷重の断面力は最大時の2割程度以下になり、鋼桁断面のみで応力照査しても耐荷力に問題ありません。

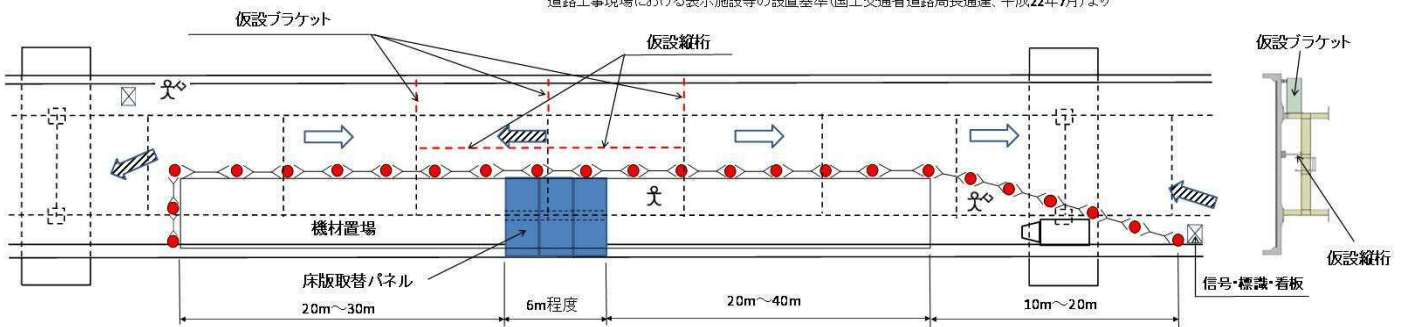
片側交互通行時の打ち替え側主桁の活荷重影響線例



図一五

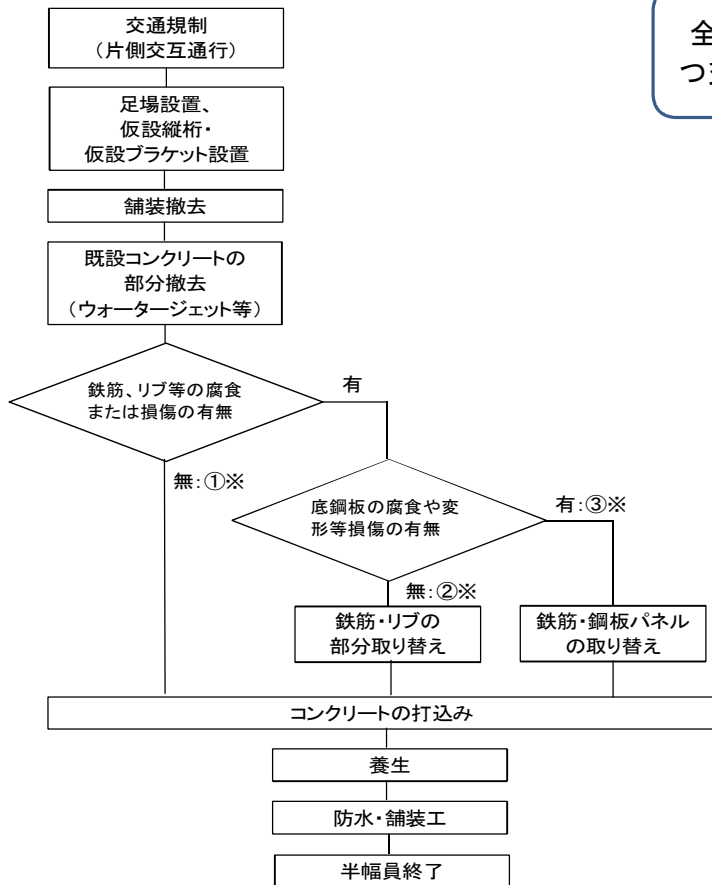
鋼・コンクリート合成床版一部打ち替え時の片側交互通行状況図例

道路工事現場における表示施設等の設置基準(国土交通省道路局長通達、平成22年7月)より



図一六

■ 部分打ち替えの施工フローの例



※損傷・補修レベルは表-1参照

図-7

全幅員を打ち替える必要が生じた場合でも、片側ずつ交互通行を確保しながら施工することが可能です。

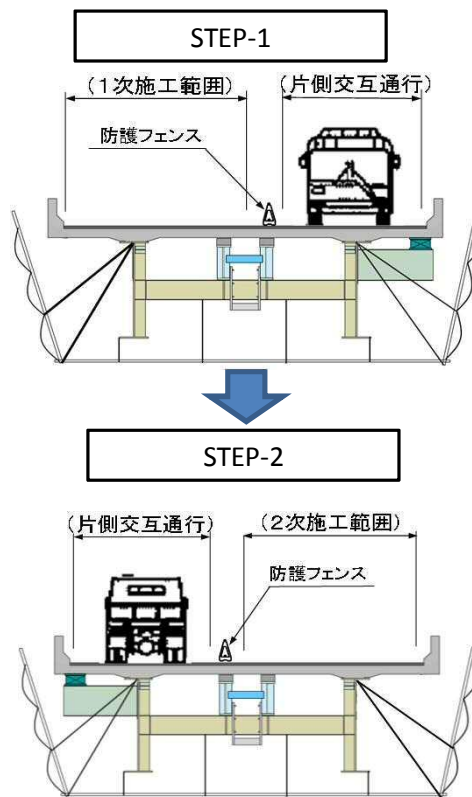


図-8

	10日					20日				
①足場施工	■	■								
②準備工(仮設材取付)			■							
③舗装・床版撤去工			■	■	■					
④床版工								■	■	
⑤防水・舗装工									■	■
⑥片側交通規制			■	■	■	■	■	■		
⑦後片づけ										■

図-9 部分打ち替え(損傷・補修レベル③、片側)の工程計画の例

■ 鋼・コンクリート合成床版のコンクリートのみをはつりだした試験施工の写真



■ ロボットによるはつり
(ウォータージェット)



■ コンクリートはつり後の状況

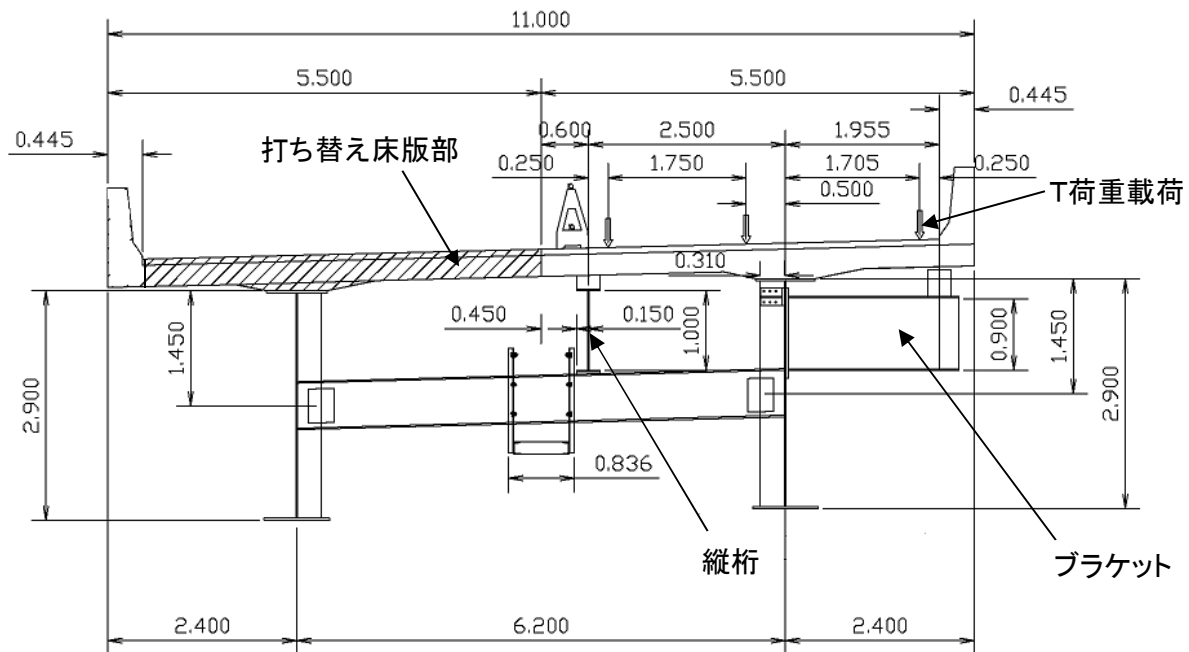
添付資料：仮設支持材の試設計および横桁の照査例

試設計条件

- ・総幅員 11.000 m
- ・有効幅員 10.110 m
- ・主桁間隔 6.200 m
- ・横桁間隔 8.300 m
- ・主桁高さ 2.900 m
- ・横桁断面 H588 × 300 × 12 × 20

設計方針

- 縦桁(仮設材): T荷重、自重、足場等仮設荷重(1kN/m²)を考慮する。打ち替え側の床版を介しての荷重分配を考慮しない安全側の設計とする。横桁で支持した単純桁として設計する。
- 横桁: 縦桁最大反力を横桁に載荷して床組として照査する。縦桁設置直下の補強材(仮設または当初設置)の設計を行う。
- ブラケット(仮設材): 床版の転倒防止のため設置する。したがって耳桁は設置しない。打ち替え範囲を考慮して、横桁位置の必要箇所に設置する。主桁との連結は高力ボルト引張接合によるエンドプレート形式連結とする。控え材の設計を行う。



断面図(仮設支持材配置、T荷重載荷位置)

縦桁及びブラケットは、仮設構造物とし、T荷重、自重、足場等仮設荷重のみを分担するものとする。

縦桁の設計

T荷重は、片側通行側の主桁及び縦桁のみで受け持ち、取替え側への分配は考慮しない最も安全側の設計とする。

設計条件

縦桁支間(L=)	8.3 m
縦桁間隔	2.5 m
活荷重(P=)	100 kN

荷重強度

仮設材	1 kN/m
自重	3 kN/m
	<hr/> 4 kN/m

影響線①(間隔)

$$A = 0.90 + 0.20 = 1.1$$

活荷重

$$P = 100 \times 1.1 = 110 \text{ kN}$$

衝撃係数

$$i = 20 / (50 + 8.3) = 0.343$$

断面力

影響線②(支間)

・ 曲げモーメント(単純梁)

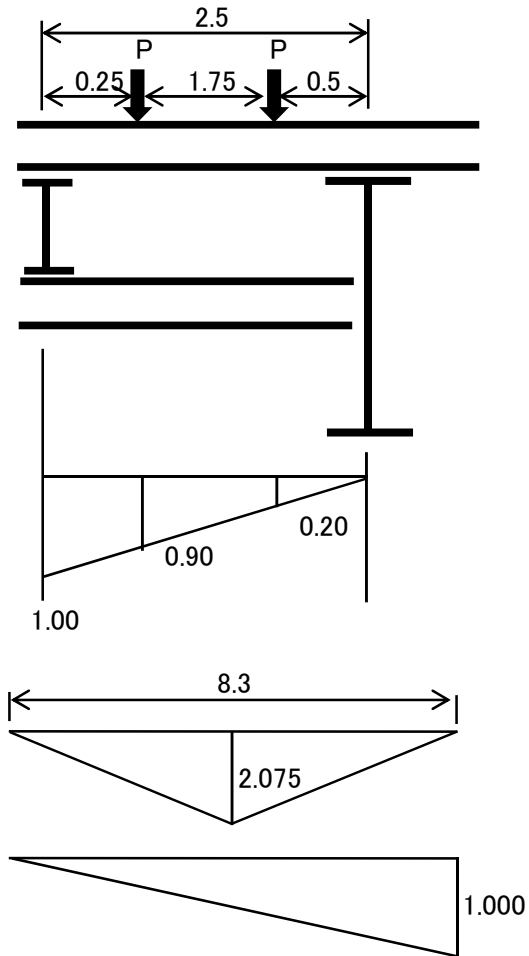
$$N_r = 8.3 / 4 = 2.075$$

$$\Sigma A = 8.3 \times 2.075 / 2 = 8.611$$

・ せん断力(単純梁)

$$N_r = 1.000$$

$$\Sigma A = 8.3 \times 1.000 / 2 = 4.15$$



単純桁の断面力

床組設計時の係数

$$K = 8.3 / 32 + 7/8 = 1.134$$

・ 曲げモーメント

$$M_d = 4.000 \times 8.611 = 34.4$$

$$M_l = 110.0 \times 2.075 \times 1.343 \times 1.134 = 347.6$$

$$382 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S_d = 4.000 \times 4.15 = 16.6$$

$$S_l = 110.0 \times 1.000 \times 1.343 \times 1.134 = 167.5$$

$$184.1 \text{ kN}$$

断面計算

断面力

- ・ 曲げモーメント 382 kN・m
- ・ せん断力 184.1 kN

断面				A(cm ²)	y	Ay	Ay ² ,I
1	-U.FLG	PL	300 × 16 (SM400)	48.00	-50.8	-2438	123881
1	-WEB	PL	1000 × 9 (SM400)	90.00			75000
1	-L.FLG	PL	300 × 16 (SM400)	48.00	50.8	2438	123881
				186			322762 cm ⁴

応力度 (縦桁の固定点間距離 = 8.3)

$$\begin{aligned}
 \text{U.FLG } \sigma_{su} &= 382 / 322762 \times 51.6 \times 1000 = 61.1 < \sigma_a = 84.4 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{L.FLG } \sigma_{sl} &= \text{省略} \\
 \text{WEB } \tau &= 184.1 / 90 \times 10 = 20.5 < \tau_a = 80.0 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

たわみの照査

$$\begin{aligned}
 \delta_{\max} &= 110 \times 1000 \times (8.3 \times 1000)^3 \times 1.134 \\
 &= 2.30 \text{ mm} < \delta_a = L/2000 = 4.15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

支持点補強材

断面(縦桁)				A(cm ²)	I(cm ⁴)
2	-stiff	PL	120 × 9 (SM400)	21.60	1158
1	-WEB	PL	216 × 9 (SM400)	19.44	0
				41.04 >	1.7 × 21.6 = 36.72 cm ²

$r = 5.615$
 $L = 50 \text{ cm}, L/r = 8.904$
 $b/t = 120 / 9 = 13.33 \geq 12.8, b/t < 16 \text{ OK}$
 $\sigma = 184.1 / 36.72 \times 10 = 50.1 < \sigma_a = 129.4 \text{ N/mm}^2$

断面(横桁)				A(cm ²)	I(cm ⁴)
2	-stiff	PL	135 × 12 (SM400)	32.40	2243
1	-WEB	PL	288 × 12 (SM400)	34.56	0
				66.96 >	1.7 × 32.4 = 55.08 cm ²

$r = 6.381$
 $L = 29.4 \text{ cm}, L/r = 4.608$
 $b/t = 135 / 12 = 11.25 < 12.8, b/t < 16 \text{ OK}$
 $\sigma = 184.1 / 55.08 \times 10 = 33.4 < \sigma_a = 140.0 \text{ N/mm}^2$

補強材の計算

桁高(Hw) 1000
腹版厚(Ht) 9

垂直補剛材

Hw/Ht = 111.1 > 70 → 必要

補剛材間隔の照査(水平補剛材段数 0 段、垂直補剛材間隔 a = 1400 mm)

$$a/b = 1400 / 1000 = 1.4 \leq 1.5$$

$$\begin{aligned}
 k &= \left(\frac{1000}{100 \times 9} \right)^4 \times \left[\left(\frac{61.1}{345} \right)^2 + \left\{ \frac{20.5}{77 + 58 \times (0.714)^2} \right\}^2 \right] \\
 &= 0.10 \leq 1.0
 \end{aligned}$$

補剛材断面の照査

1-STIFF 100 × 9 (SM400)

$$B_{req} = 1000 / 30 + 50 = 83.3 \text{ mm}$$

$$T_{req} = 100 / 13 = 7.7 \text{ mm}$$

$$I_v = 9 \times 100^3 / 3 = 3000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{vreq} = (1000 \times 9^3 / 11) \times (1000 / 1400)^2 \times 8 = 270501 < I_v$$

水平補剛材

$$Hw/\alpha = 1000 / 152 = 6.579 < 9 \rightarrow \text{不要}$$

横桁の照査

活荷重が横桁直上を通過し、縦桁が横桁の両側に設置されている場合の横桁断面を照査する。

主桁間隔(横桁支間) 6.2 m

活荷重

$$P_{cb} = 110 \text{ kN}$$

縦桁自重+架設材

$$P_{std} = 4 \text{ kN/m} \times 8.3 \text{ m} = 33.2 \text{ kN}$$

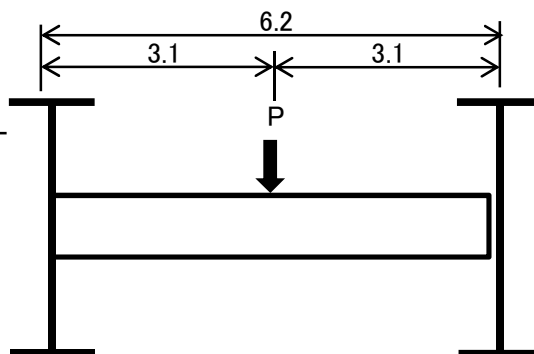
$$143.2 \text{ kN}$$

横桁荷重強度(H-588×300×12×20)

$$\text{自重: } 207 \text{ kg/m} \times 9.8/1000 = 2.029 \text{ kN/m}$$

衝撃係数

$$i = 20 / (50 + 6.2) = 0.356$$



断面力

影響線②(支間)

・ 曲げモーメント(単純梁)

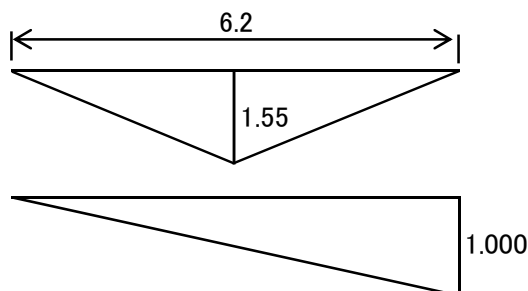
$$N_r = 6.2 / 4 = 1.55$$

$$\sum A = 6.2 \times 1.55 / 2 = 4.805$$

・ せん断力(単純梁)

$$N_r = 1.000$$

$$\sum A = 6.2 \times 1.000 / 2 = 3.1$$



単純桁の断面力

床組設計時の係数

$$K = 6.2 / 32 + 7/8 = 1.069$$

・ 曲げモーメント

$$M_d = 2.029 \times 4.805 = 9.7$$

$$M_I = 143.2 \times 1.55 \times 1.356 \times 1.069 = 321.7$$

$$331.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$S_d = 2.029 \times 3.1 = 6.3$$

$$S_I = 143.2 \times 1.000 \times 1.356 \times 1.069 = 207.6$$

$$213.9 \text{ kN}$$

断面計算

断面力

・ 曲げモーメント 331.4 kN·m

・ せん断力 213.9 kN

断面(H-588×300×12×20)

				A(cm ²)	y	Ay	Ay ² I
1	-U.FLG	PL	300 × 20 (SM400)	60	-28.4	-1704	48414
1	-WEB	PL	548 × 12 (SM400)	65.76			16457
1	-L.FLG	PL	300 × 20 (SM400)	60	28.4	1704	48414
				185.76			113284 cm ⁴

応力度 (横桁の固定点間距離= 6.2)

$$\text{U.FLG } \sigma_{su} = 331.4 / 113283.9 \times 29.4 \times 1000 = 86.0 < \sigma_a = 101.2 \text{ N/mm}^2$$

L.FLG σ_{sl} 省略

$$\text{WEB } \tau = 213.9 / 65.76 \times 10 = 32.5 < \tau_a = 80.0 \text{ N/mm}^2$$

たわみの照査

$$\delta_{\max} = 110 \times 1000 \times \left(\frac{6.2 \times 1000}{48 \times 2 \times 10^5} \right)^3 \times \frac{1.069}{113284 \times 10^4}$$

$$= 2.58 \text{ mm} < \delta_a = L/2000 = 3.1 \text{ mm}$$

ブラケットの設計

ブラケットは、床版の転倒防止のため設置するものとし、張出し側に縦桁は設けない構造とする。
 ブラケットは、横桁位置に設置し、取替え部付近の必要箇所には設けるものとする。

設計条件

ブラケット長	1.955 m
ブラケット間隔	8.3 m
活荷重	100 kN

荷重強度

仮設材	1 kN
自重	4 kN
	5 kN

影響線①(間隔)

$$A = 0 + 0.872 = 0.872$$

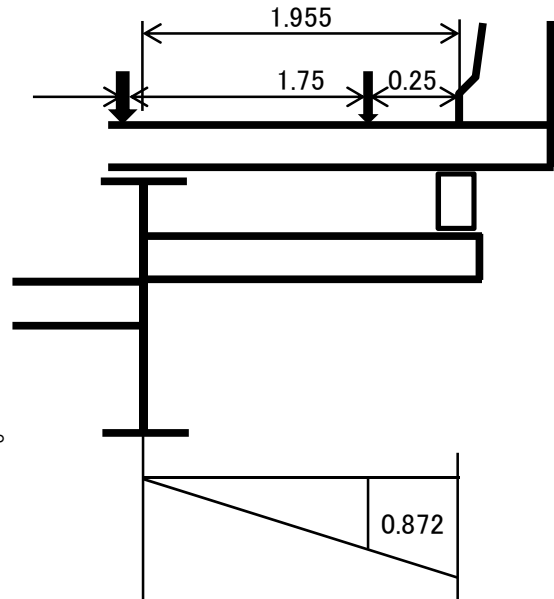
※張出し部に載荷される片輪のみ考慮する。

活荷重

$$P = 100 \times 0.872 = 87.2 \text{ kN}$$

衝撃係数

$$i = 20 / (50 + 1.955) = 0.385$$



断面力

床組設計時の係数

$$K = 8.3 / 32 + 7/8 = 1.134$$

・ 曲げモーメント

$$Md = 5.000 \times 1.955 = 9.8$$

$$MI = 87.20 \times 1.955 \times 1.385 \times 1.134 = 267.7$$

$$277.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・ せん断力

$$Sd = 5.000 = 5.0$$

$$SI = 87.20 \times 1.385 \times 1.134 = 137.0$$

$$142 \text{ kN}$$

断面計算

断面力

- ・ 曲げモーメント 277.5 kN·m
- ・ せん断力 142 kN

断面				A(cm ²)	y	Ay	Ay ² ,I
1-U.FLG	PL	340 ×	16 (SM400)	54.40	-45.8	-2492	114123
1-WEB	PL	900 ×	9 (SM400)	81.00			54675
1-L.FLG	PL	340 ×	16 (SM400)	54.40	45.8	2492	114123
				189.8			282921 cm ⁴

応力度 (ブラケットの固定点間距離 = 3.91)

U.FLG σ_{su} 省略

$$L.FLG \sigma_{sl} \quad 277.5 / \quad 282921 \times \quad 46.6 \times \quad 1000 = \quad 45.7 < \sigma_a = \quad 123.2 \text{ N/mm}^2$$

$$WEB \quad \tau \quad 142 / \quad 81 \times \quad 10 = \quad 17.5 < \tau_a = \quad 80.0 \text{ N/mm}^2$$

たわみの照査

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= 87.2 \times 1000 \times \left(\frac{1.955 \times 1000}{3 \times 2 \times 10^5} \right)^3 \times \frac{1.134}{282921 \times 10^4} \\ &= 0.44 \text{ mm} < \delta_a = L/1200 = 0.978 \text{ mm} \end{aligned}$$

支持点補強材

断面(縦桁)				A(cm ²)	I(cm ⁴)
2	-stiff	PL	120 × 9 (SM400)	21.60	1158
1	-WEB	PL	216 × 9 (SM400)	19.44	0
				41.04 >	1.7 × 21.6 = 36.72 cm ²

$$\begin{aligned} r &= 5.615 \\ L &= 45 \text{ cm}, \quad L/r = 8.014 \\ b/t &= 120 / 9 = 13.33 \geq 12.8, \quad b/t < 16 \quad \text{OK} \\ \sigma &= 142 / 36.72 \times 10 = 38.7 < \sigma_a = 129.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

補強材の計算

桁高(Hw) 900
腹版厚(Ht) 9

垂直補剛材

Hw/Ht = 100 > 70 → 必要

補剛材間隔の照査(水平補剛材段数 0 段、垂直補剛材間隔 a= 1000 mm)

$$a/b = 1000 / 900 = 1.111 \leq 1.5$$

$$\begin{aligned} k &= \left(\frac{900}{100 \times 9} \right)^4 \times \left[\left(\frac{45.7}{345} \right)^2 + \left\{ \frac{17.5}{77 + 58 \times (0.9)^2} \right\}^2 \right] \\ &= 0.04 \leq 1.0 \end{aligned}$$

補剛材断面の照査

1-STIFF 100 × 9 (SM400)

$$B_{req} = 900 / 30 + 50 = 80.0 \text{ mm}$$

$$T_{req} = 100 / 13 = 7.7 \text{ mm}$$

$$I_v = 9 \times 100^3 / 3 = 3000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{vreq} = (900 \times 9^3 / 11) \times (900 / 1000)^2 \times 8 = 386503 < I_v$$

水平補剛材

Hw/α = 900 / 152 = 5.921 < 9 → 不要

ブラケット取付部の設計

摩擦接合に対する照査

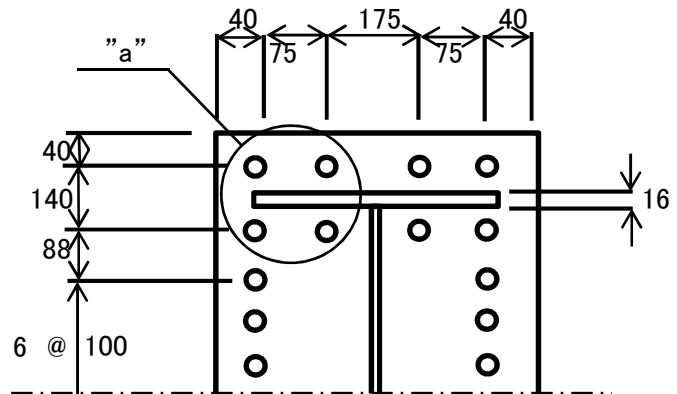
ボルト1本に作用する力 ρ

$$\rho = H / nb = 142 \times 10^3 / 14 = 10142.9 < \rho a = 48000 \text{ N}$$

ボルトの引張力の照査

左図のボルト群の中立軸に対する2次モーメントを求め、最遠ボルト位置の1本当たりのボルト引張力 ρt を照査する。

また、引張力によって生じるてこ反力を考慮するため、“a”部に関するてこ反力係数を、(社)日本鋼構造協会発行の「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針」により短締め形式の高力ボルト引張接合として算出し、ボルト引張力 ρt に考慮する。



作用曲げモーメント

$$M = 277.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

列	ピッチ (mm)	離れ y_i (mm)	ボルト本数 n (本)	$n \cdot y_i$ (本・mm)	y_e (mm)	$n \cdot y_e^2$ (本・mm ²)
1	40	40	4	160	528	1115136
2	140	180	4	720	388	602176
3	88	268	2	536	300	180000
4	75	343	2	686	225	101250
5	75	418	2	836	150	45000
6	75	493	2	986	75	11250
7	75	568	2	1136	0	0
8	75	643	2	1286	-75	11250
9	75	718	2	1436	-150	45000
10	75	793	2	1586	-225	101250
11	75	868	2	1736	-300	180000
12	88	956	4	3824	-388	602176
13	140	1096	4	4384	-528	1115136
14						
15						
Σ	1096	7384	34	19312		4109624

$$\rho t' = \frac{M}{\Sigma (n \cdot y_e^2)} \cdot y_{\max} = \frac{277.5 \times 10^3}{4109624} \times 528 = 31.798 \text{ kN}$$

てこ反力の算出

nf: 引張接合として荷重に抵抗するボルト本数	=	4
n': Tフランジの片側に配置するボルト本数 Nf/2	=	2
c: Tウェブ方向のボルト中心間隔 $\leq 3.5b$	=	75
e: Tウェブ方向のボルト縁端距離	=	40
w: Tフランジの長さ $(n'-1) \cdot c + 2e$	=	155
t: Tフランジの材厚 $\geq 1.0d$	=	32
tw: Tウェブの材厚	=	16
tc: Tフランジが接合される材厚	=	9
d: ボルトの呼び径	=	22
d': ボルトの孔径+3	=	25
Ab: ボルトの軸断面積 $(d/2)^2 \cdot \pi$	=	380.1
c': Tフランジ方向のボルト中心間隔	=	140
b: ボルト中心からTウェブ表面までの距離 $(c'-tw)/2$	=	62
a: ボルト中心からTフランジ端部までの距離	=	40
s: フランジとウェブの溶接脚長	=	6
b': ボルト中心からTウェブのすみ肉溶接部中心までの距離 $b-s/2$	=	59

$$\psi = a/b' = 40 / 59 = 0.678$$

$$\eta = \frac{24 \times n' \times Ab \times b'^3}{w \times t^3 \times (t+tc)} = \frac{24 \times 2 \times 380.1 \times 59^3}{155 \times 32^3 \times (32 + 9)} = 18.0$$

$$\eta \cdot \phi^3 - \phi^2 - 2 \cdot \phi - 1 = 0$$

φを解くと

$$\phi = 0.500$$

よって、てこ反力係数は

$$\phi = 0.500 \leq \psi = 0.678$$

$$P_u = \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{(1+\phi)^2 - 1} \right) = 0.40$$

てこ反力を考慮してボルト1本に作用する荷重

$$\rho t = \rho t' (1+pu) = 31.8 \times (1 + 0.40) = 44.52 < \rho ta = 160 \text{ kN}$$

引張接合用高力ボルトの許容力

判定 OK

フランジ厚の照査

$$\sigma_y: \text{Tフランジの降伏応力度} = 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{SM400B (16 < t} \leq 40)$$

$$\sigma_u: \text{Tフランジの引張応力度} = 410 \text{ N/mm}^2 \quad \text{SM400B (16 < t} \leq 40)$$

$$B_y: \text{降伏ボルト軸力} = 273 \text{ kN} \quad \text{F10T(S10T)M22}$$

$$P_y: \text{降伏ボルト軸力時のてこ反力係数}$$

$$\frac{(1+P_u)P_u}{10 - (1+P_u)^2} = \frac{(1 + 0.40) \times 0.40}{10 - (1 + 0.40)^2} = 0.57$$

$$k = 0.5 + 0.9 \sigma_u / \sigma_y = 0.5 + 0.9 \times 410 / 235 = 2.07$$

$$\delta = 1 - n' \cdot d' / w = 1 - 2 \times 25 / 155 = 0.68$$

必要フランジ厚さ

$$t_1 = \sqrt{\left(\frac{6n' \cdot B_y \cdot P_y \cdot a}{\delta \cdot w (1+P_y) k \cdot \sigma_y} \right)} = \sqrt{\left(\frac{6 \times 2 \times 273 \times 0.57 \times 40}{0.68 \times 155 \times (1 + 0.57) \times 2.07 \times 0.235} \right)}$$

$$= 30.46$$

$$t_2 = \sqrt{\left(\frac{6n' \cdot B_y (b' - a \cdot P_y)}{w (1+P_y) k \cdot \sigma_y} \right)} = \sqrt{\left(\frac{6 \times 2 \times 273 \times (59 - 40 \times 0.57)}{155 \times (1 + 0.57) \times 2.07 \times 0.235} \right)}$$

$$= 31.65$$

$$t = 32 \text{ mm} > t_2 = 31.65 > t_1 = 30.46 \quad \underline{\text{判定 OK}}$$

控え材の設計

作用曲げモーメント

$$M = 277.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

偶力

$$R = M / L = 277.5 / 0.900 = 308.3 \text{ kN}$$

リブ厚の決定

$$t = 150 / 12.8 = 11.72 < t = 16 \text{ mm}$$

リブのせん断応力度

$$\tau = 308.3 \times 1000 / (2 \times 270 \times 16) = 35.7 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

リブの支圧応力度

$$\sigma_b = 308.3 \times 1000 / (2 \times 123 \times 16) = 78.3 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

控え材のボルト1本に作用する力 ρ (上フランジ側控え材)

$$\rho = H / nb = 308.3 \times 10^3 / 6 = 51383 < \rho_a = 96000 \text{ N}$$

既設横桁仕口の溶接(下フランジ側控え材)

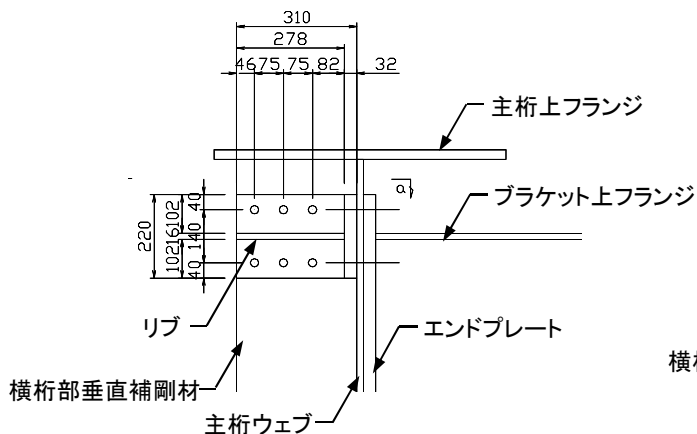
すみ肉溶接サイズ $S = 7 \text{ mm}$

有効のど厚 $T_e = 0.707 \times S = 4.949$

溶接部応力度

$$\tau = 308.3 \times 1000 / (4 \times 295 \times 4.949) = 52.8 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

上フランジ側控え材



下フランジ側控え材

