

平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例(平成30年6月) 正誤情報一覧

No.	対象箇所(初版)	ページ(初版)	更新日
1	<u>3章 主桁</u> 3.1 検討概要 3.2 耐荷性能の照査 3.2.1 荷重 3.2.11 ずれ止め	p.50,52,53,59 p.87~91	H31.3.28
	<u>4章 端横桁</u> 4.1 検討概要 4.2 耐荷性能の照査 4.2.1 断面力 4.2.2 耐荷性能の照査	p.98~100	
	<u>5章 荷重分配横桁</u> 5.1 検討概要 5.2 耐荷性能の照査 5.2.1 断面力 5.2.2 耐荷性能の照査	p.101~103	
	<u>6章 中間対傾構</u> 6.1 検討概要 6.2 耐荷性能の照査 6.2.1 断面力 6.2.2 耐荷性能の照査	p.104~107	
	<u>7章 横構</u> 7.1 検討概要 7.2 耐荷性能の照査 7.2.1 断面力	p.108~110	
2	<u>2章 床版</u> 2.3 耐荷性能の照査 2.3.3 橋梁用防護柵に作用する衝突荷重に対する照査	p.49	R4.2.28

誤

<p>設計曲げモーメント M_d</p> <p>$M_d = 1.00 \times (M_{TL} + M_{DL} + M_{CO}) = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$</p> <p>ここに、</p> <p>$M_{TL}$: T荷重による曲げモーメント (28.6 kN・m/m)</p> <p>M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (6.2 kN・m/m)</p> <p>M_{CO} : 衝突荷重による曲げモーメント (29.8 kN・m/m)</p> <p>衝突荷重による曲げモーメントは、道示 I 編 11.1.2(4)の規定により、支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントを支柱間隔で除した値とする。</p> <p>$M_{CO} = P'_{\max} \times H / a = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$</p> <p>支柱の最大支持力の高さ換算値 $P'_{\max} = 55.9 \text{ kN}$</p> <p>地覆面から主要横梁中心までの高さ $H = 0.8 \text{ m}$</p> <p>支柱間隔 $a = 1.5 \text{ m}$</p> <p>照査</p> <p>$M_d = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq 0.9 \times M_{yc} = 129.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ OK</p> <p>ここに、</p> <p>M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 143.6 kN・m/m</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>【補足】</p> <p>・本書では、橋梁用防護柵は歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵とし、<u>支柱の最大支持力の高さ換算値、地覆面から主要横梁中心までの高さ、支柱間隔は、「防護柵の設置基準・同解説」(平成28年12月 日本道路協会)の参考資料-2 に示されている値を引用しているが、実際の設計においては、個別の条件に応じて適切に設定することとなる。</u></p> </div>	<p>I 編 11.1.2</p>
---	-------------------

正

<p>設計曲げモーメント M_d</p> <p>$M_d = 1.00 \times (M_{TL} + M_{DL} + M_{CO}) = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$</p> <p>ここに、</p> <p>$M_{TL}$: T荷重による曲げモーメント (28.6 kN・m/m)</p> <p>M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (6.2 kN・m/m)</p> <p>M_{CO} : 衝突荷重による曲げモーメント (29.8 kN・m/m)</p> <p>衝突荷重による曲げモーメントは、道示 I 編 11.1.2(4)の規定により、支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントを支柱間隔で除した値とする。</p> <p>$M_{CO} = P'_{\max} \times H / a = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$</p> <p>支柱の最大支持力の高さ換算値 $P'_{\max} = 55.9 \text{ kN}$</p> <p>地覆面から主要横梁中心までの高さ $H = 0.8 \text{ m}$</p> <p>支柱間隔 $a = 1.5 \text{ m}$</p> <p>照査</p> <p>$M_d = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq 0.9 \times M_{yc} = 129.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ OK</p> <p>ここに、</p> <p>M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 143.6 kN・m/m</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>【補足】</p> <p>・本書では、橋梁用防護柵は歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵とし、<u>衝突荷重による曲げモーメントの算出は、道示 I 編 11.1.2(4)に基づき算出している。一方で、防護柵の設置にあたっては、「防護柵の設置基準」(平成16年3月31日 国土交通省道路局長通達)も満足させる必要がある。</u></p> </div>	<p>I 編 11.1.2</p>
---	-------------------

3章 主桁

3.1 検討概要

死荷重や活荷重の作用に対する主桁の断面力やたわみは、格子解析（線形解析）により算出する。

格子解析モデルは、主桁と主桁間の荷重分配を考慮する横桁（20mを超えない間隔で配置する荷重分配横桁）からなる平面骨組みモデルとする。

なお、対傾構と横構は、死荷重や活荷重の作用を主桁間で分配しない二次部材として取り扱えるように配置し設計する。

格子解析モデルは、図-3.1.1に示す。

主桁の設計の流れは、図-3.1.2に示す。

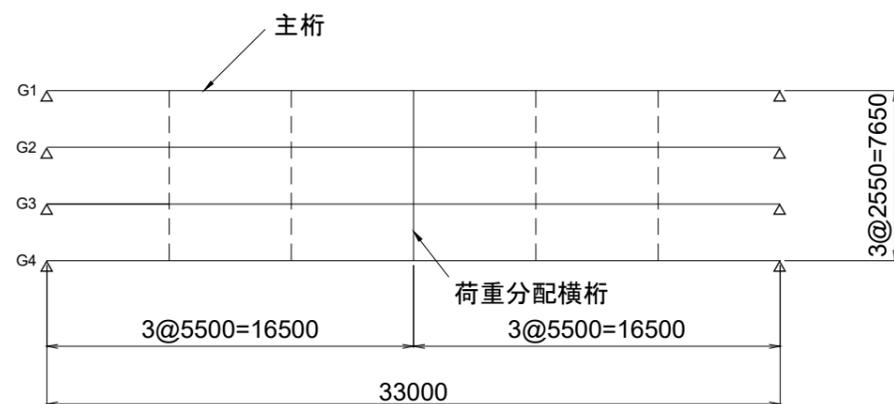


図-3.1.1 格子解析モデル図

【補足】

主桁における断面力やたわみを格子解析により算出するにあたり、鋼桁の剛性や抵抗断面は橋ごとの条件に応じて適切に設定することとなる。本書では、下記の条件とした場合の設計計算例を示している。

- ・格子解析モデルに考慮する桁の剛性は、I桁の強軸まわりの曲げ剛性とし、合成前の鋼桁断面の剛性と合成後の鋼桁・コンクリート合成断面または鋼桁・鉄筋合成断面の剛性を考慮する。
- ・荷重分配横桁の剛性は、床版の打ち下ろしが無いようにすることとし、鋼桁断面の剛性とする。
- ・抵抗断面は、合成前死荷重に対しては鋼桁断面、合成後死荷重および活荷重に対しては鋼桁・コンクリート合成断面または鋼桁・鉄筋合成断面とする。

II編 13.8.2

3章 主桁

3.1 検討概要

(1)鉛直方向の作用に対する検討

死荷重や活荷重による鉛直方向の作用により、主桁間のたわみ差が極力生じないようにするため、主桁間の荷重分配を考慮する横桁を配置する。死荷重や活荷重の作用に対する主桁の断面力やたわみは、各主桁と荷重分配横桁からなる平面骨組みモデルで、格子解析（線形解析）により算出する。また、主桁間に対傾構と横構を適切に配置し、主桁の横倒れが生じないようにする。なお、対傾構と横構は、死荷重や活荷重の作用を主桁間で分配しない二次部材として取り扱えるように配置し設計する。格子解析モデルを図-3.1.1に示す。

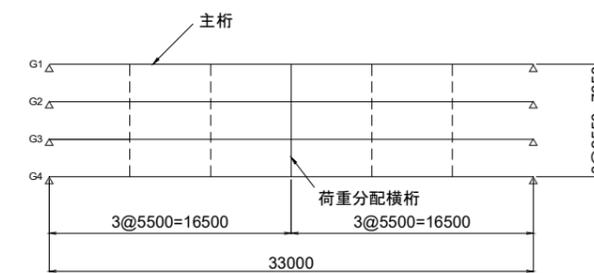


図-3.1.1 格子解析モデル図

(2)水平方向の作用に対する検討

風荷重や地震の影響による水平方向の作用により、主桁の横倒れが生じることなく、床版を支持するために、対傾構と横構を配置する。水平方向の作用に対して、支承位置を支点に上部構造が橋軸直角方向に変形することなく、床版と共同して抵抗するように、横構を配置する。なお、水平方向の作用に対する断面力の算出および照査は、3.2.12で示す。

主桁の設計の流れを図-3.1.2に示す。

【補足】

鉛直方向の作用に対する主桁の断面力やたわみを格子解析により算出するにあたり、鋼桁の剛性や抵抗断面は橋ごとの条件に応じて適切に設定することとなる。本書では、下記の条件とした場合の設計計算例を示している。

- ・格子解析モデルに考慮する桁の剛性は、I桁の強軸まわりの曲げ剛性とし、合成前の鋼桁断面の剛性と合成後の鋼桁・コンクリート合成断面または鋼桁・鉄筋合成断面の剛性を考慮する。
- ・荷重分配横桁の剛性は、荷重分配横桁位置で床版の打ち下ろしを行わないので、鋼桁断面の剛性とする。
- ・床版を有する鋼桁の抵抗断面は、合成前死荷重に対して鋼桁断面、合成後死荷重および活荷重に対して鋼桁・コンクリート合成断面または鋼桁・鉄筋合成断面とする。

II編 13.8.2

3.2 耐荷性能の照査

表-3.2.1 主桁の耐荷性能に関する主な照査項目

状態	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (部材の限界状態1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・圧縮フランジ 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$または鉄筋の圧縮応力度の制限値 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.6.2 ・せん断力 腹板 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.7 ・曲げモーメント +せん断力 $(\sigma_{bd}/\sigma_{tyd})^2 + (\tau_{bd}/\tau_{tyd})^2 \leq 1.2$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.9 		<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・圧縮フランジ $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 同左 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.7.2 ・せん断力 腹板 $\tau \leq \tau_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.7 ・曲げモーメント +せん断力 同左 ・・・道示Ⅱ編 5.4.9
偶発作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・圧縮フランジ 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$または鉄筋の圧縮応力度の制限値 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.6.2 ・せん断力 腹板 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.7 ・曲げモーメント +せん断力 $(\sigma_{bd}/\sigma_{tyd})^2 + (\tau_{bd}/\tau_{tyd})^2 \leq 1.2$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.9 		<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・圧縮フランジ $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 同左 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.7.2 ・せん断力 腹板 $\tau \leq \tau_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.7 ・曲げモーメント +せん断力 同左 ・・・道示Ⅱ編 5.4.9

【補足】

・本書では、偶発作用が支配的な状況における照査の記載は省略している。

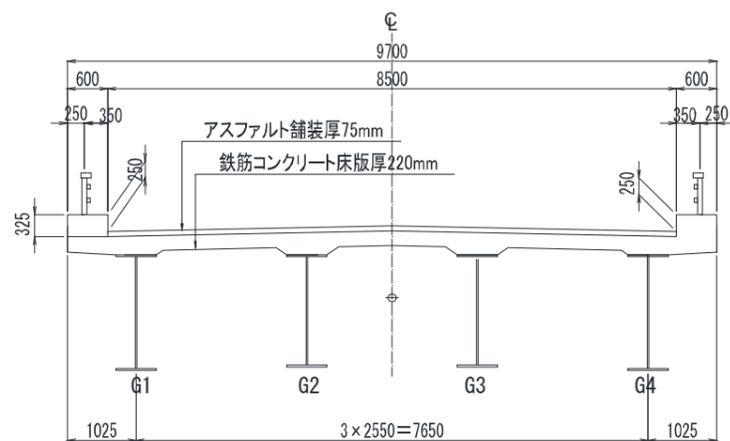
3.2 耐荷性能の照査

表-3.2.1 主桁の耐荷性能に関する主な照査項目

状態	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (部材の限界状態1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・圧縮フランジ 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$または鉄筋の圧縮応力度の制限値 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.6.2 ・せん断力 腹板 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.7 ・曲げモーメント +せん断力 $(\sigma_{bd}/\sigma_{tyd})^2 + (\tau_{bd}/\tau_{tyd})^2 \leq 1.2$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.9 		<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・圧縮フランジ $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 同左 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.7.2 ・せん断力 腹板 $\tau \leq \tau_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.7 ・曲げモーメント +せん断力 同左 ・・・道示Ⅱ編 5.4.9
偶発作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・圧縮フランジ 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$または鉄筋の圧縮応力度の制限値 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.6.2 ・せん断力 腹板 同右 ・・・道示Ⅱ編 5.3.7 ・曲げモーメント +せん断力 $(\sigma_{bd}/\sigma_{tyd})^2 + (\tau_{bd}/\tau_{tyd})^2 \leq 1.2$ ・・・道示Ⅱ編 5.3.9 		<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント 引張フランジ $\sigma_t \leq \sigma_{tyd}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・圧縮フランジ $\sigma_c \leq \sigma_{cud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.6 ・床版のコンクリート または鉄筋 同左 ・・・道示Ⅱ編 14.3.5 ・・・道示Ⅱ編 14.7.2 ・せん断力 腹板 $\tau \leq \tau_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 5.4.7 ・曲げモーメント +せん断力 同左 ・・・道示Ⅱ編 5.4.9

3.2.1 荷重

死荷重, 活荷重の特性値と作用位置を, 図-3.2.1 に示す。



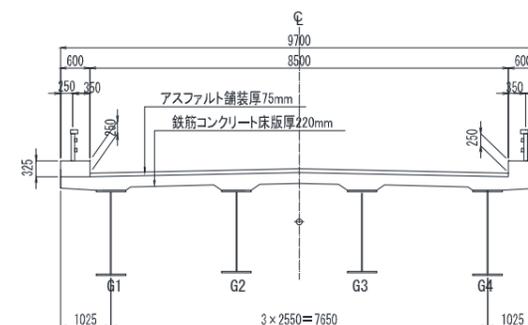
合成前死荷重		5.39kN/m ²			
床版					
ハンチ	1.23kN/m	1.75kN/m	1.75kN/m	1.23kN/m	
鋼重	4.41kN/m	4.41kN/m	4.41kN/m	4.41kN/m	
型枠	1.00kN/m ²				
合成後死荷重		1.69kN/m ²			
舗装					
地覆	300	4.78kN/m	300	4.78kN/m	
防護柵	250	0.50kN/m	250	0.50kN/m	
添架物	0.60kN/m				
型枠(撤去)	-1.00kN/m ²				
活荷重	B活荷重				

図-3.2.1 荷重載荷図

3.2.1 荷重

(1)鉛直方向

死荷重, 活荷重の特性値と作用位置を, 図-3.2.1 に示す。



合成前死荷重		5.39kN/m ²			
床版					
ハンチ	1.23kN/m	1.75kN/m	1.75kN/m	1.23kN/m	
鋼重	4.41kN/m	4.41kN/m	4.41kN/m	4.41kN/m	
型枠	1.00kN/m ²				
合成後死荷重		1.69kN/m ²			
舗装					
地覆	300	4.78kN/m	300	4.78kN/m	
防護柵	250	0.50kN/m	250	0.50kN/m	
添架物	0.60kN/m				
型枠(撤去)	-1.00kN/m ²				
活荷重	B活荷重				

図-3.2.1 荷重載荷図

(2)水平方向

風荷重 WS, WL および地震の影響 EQ の作用位置を, 図-3.2.1-1 に示す。

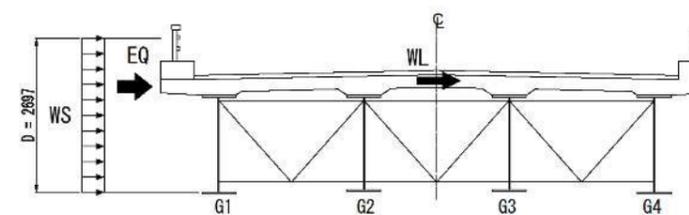


図-3.2.1-1 荷重載荷図

(2) 断面力

作用の特性値による断面力および荷重組合せ係数，荷重係数を考慮した設計断面力を，表-3.2.6，表-3.2.7に示す。

(2) 断面力

作用の特性値による断面力および荷重組合せ係数，荷重係数を考慮した設計断面力を，表-3.2.6，表-3.2.7に示す。なお，風荷重および地震の影響による設計断面力は3.2.12に示す。

【補足】

・死荷重や活荷重など平面格子解析などから得られる断面力（橋軸回り（ M_x ）および橋軸直角軸回り（ M_y ）の断面力）に加え，風荷重や地震の影響などの作用により生じる鉛直軸回りの断面力（ M_z ）も考慮して設計を行う必要がある。

本書では，床版と桁の剛性比を考えると，断面力（ M_z ）による鋼桁断面に生じる応力は小さく断面の決定要因とならないことから考慮していない。

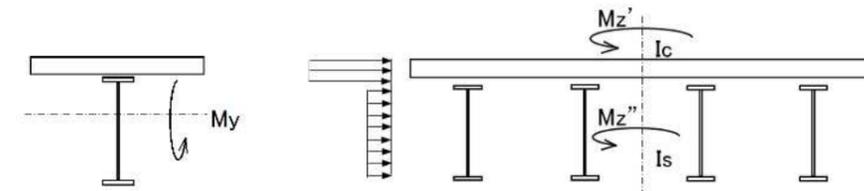


図-3.2.4-1 考慮する断面力

3.2.11 ずれ止め	II編 14.5
(1) 設計方針	
床版のコンクリートと鋼桁のずれ止めは、合成後の死荷重、活荷重および床版のコンクリートと鋼桁との温度差、床版のコンクリートの乾燥収縮を考慮して設計を行う。	
(2) 限界状態 1 に対する照査	II編 14.6.4
温度差、乾燥収縮により生じるせん断力は、桁端部の 2.550m (主桁間隔 $\alpha=2.550\text{m}<\text{支間長 } L/10=33.000\text{m}/10=3.300\text{m}$ より) の範囲に設けるずれ止めですら負担する。	II編 14.5.2
作用する水平せん断力	
合成後の死荷重により作用する水平せん断力 $H_D=50\text{N/mm}$	II編 14.5.5
合成後の活荷重により作用する水平せん断力 $H_L=256\text{N/mm}$	II編 14.5.5
温度差により作用する水平せん断力 $H_{TF}=168\text{N/mm}$	II編 14.2.3
乾燥収縮により作用する水平せん断力 $H_{SH}=234\text{N/mm}$	II編 14.2.4
照査せん断力	
桁端部側へ向かって発生するせん断力	
$+Q=+50+256+168=474\text{N/mm}$	
支間中央側へ向かって発生するせん断力	
$-Q=-168-234=402\text{N/mm}$	
照査せん断力	
$Q=474\text{N/mm}$ (最大値)	
せん断力の制限値	
$H/d=150/19=7.9 \geq 5.5$ より	
$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}=24123\text{N}$	
ここに、	
Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値	
d : スタッドの軸径 19mm	
H : スタッドの全高 150mm	
σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 30N/mm ²	
スタッド間隔	
橋軸直角方向には、スタッド 3 列配置する。	
$P=3 \times 24123/474=152.7\text{mm}$ 以下で配置 → 150mm 間隔	
照査	
スタッドに発生するせん断力	
$474\text{N/mm} \times 150\text{mm} / 3 \text{本} = 23700\text{N} \leq Q_i = 24123\text{N}$	
照査 OK	

3.2.11 ずれ止め	II編 14.5
(1) 設計方針	
床版から伝達される荷重に抵抗できるように、ずれ止めを設計する。床版から伝達される荷重として、合成後の死荷重、活荷重および床版のコンクリートと鋼桁との温度差、床版のコンクリートの乾燥収縮を考慮する。	
(2) 限界状態 1 に対する照査	II編 14.6.4
温度差、乾燥収縮により生じるせん断力は、桁端部の 2.550m (主桁間隔 $\alpha=2.550\text{m}<\text{支間長 } L/10=33.000\text{m}/10=3.300\text{m}$ より) の範囲に設けるずれ止めですら負担する。	II編 14.5.2
発生する水平せん断力	
合成後の死荷重により発生する水平せん断力 $H_D=50\text{N/mm}$	II編 14.5.5
合成後の活荷重により発生する水平せん断力 $H_L=256\text{N/mm}$	II編 14.5.5
温度差により発生する水平せん断力 $H_{TF}=168\text{N/mm}$	II編 14.2.3
乾燥収縮により発生する水平せん断力 $H_{SH}=234\text{N/mm}$	II編 14.2.4
照査に用いるせん断力	
桁端部側へ向かって発生するせん断力	
$+Q=+50+256+168=474\text{N/mm}$	
支間中央側へ向かって発生するせん断力	
$-Q=-168-234=402\text{N/mm}$	
照査に用いるせん断力	
$Q=474\text{N/mm}$ (最大値)	
せん断力の制限値	
$H/d=150/19=7.9 \geq 5.5$ より	
$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}=24123\text{N}$	
ここに、	
Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値	
d : スタッドの軸径 19mm	
H : スタッドの全高 150mm	
σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 30N/mm ²	
スタッド間隔	
橋軸直角方向には、スタッド 3 列配置する。	
$P=3 \times 24123/474=152.7\text{mm}$ 以下で配置 → 150mm 間隔	
照査	
スタッドに発生するせん断力	
$474\text{N/mm} \times 150\text{mm} / 3 \text{本} = 23700\text{N} \leq Q_i = 24123\text{N}$	
照査 OK	

(3) 限界状態 3 に対する照査

限界状態 3 に対する照査は、道示 II 編 14.7.4 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。

【補足】

- ・本書では、桁端部のせん断力の分布長 2.550m の区間におけるずれ止めの設計のみを示している。
- ・本書では、温度差、乾燥収縮により生じるせん断力の値は、主桁の支間中央部の断面 (Sec1) と桁端部の断面 (Sec2) に作用する値の平均値としているが、実際の設計においては適切に設定する必要がある。

(4) 床版に作用する横力の照査

橋軸直角方向の横力による照査は、床版打ち下ろし部の主桁に配置したずれ止めにて抵抗するものとして行う。

1) 断面力

作用の特性値

風荷重 $WS=8.85\text{kN/m}$

地震の影響 レベル 1 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20=21.3\text{kN/m}$

レベル 2 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60=63.9\text{kN/m}$

活荷重載荷時の風荷重 WL は、鋼桁のため、道示 I 編 8.17(4)6 解説により、考慮しない。

【補足】

- ・風荷重 WS は、道示 I 編 8.17(4)1 の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル 1 地震動 $k_h=c_z \cdot k_{h0}=0.20$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h}=c_{1z} \cdot k_{1h0}=1.14, k_{2h}=c_{2z} \cdot k_{2h0}=1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45=0.60$)

・風荷重、地震の影響による水平方向の作用に対して抵抗する断面は、本書では、設計手順を示すことを目的としているため、便宜的に床版で 3/4、鋼桁部材で 1/4 を分担して抵抗すると仮定している。

II 編 14.7.4

(3) 限界状態 3 に対する照査

限界状態 3 に対する照査は、道示 II 編 14.7.4 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。

【補足】

- ・本書では、支間部から支点部に作用するせん断力が大きくなる桁端部のせん断力の分布長 2.550m の区間におけるずれ止めの設計のみを示している。
- ・本書では、温度差、乾燥収縮により生じるせん断力の値は、主桁の支間中央部の断面 (Sec1) と桁端部の断面 (Sec2) に作用する値の平均値としているが、実際の設計においては適切に設定する必要がある。

3.2.12 水平方向の作用に対する照査

・床版

水平方向の作用に対して、床版のみで抵抗できるように設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 風荷重 WS については、図-3.2.9 に示す総高 D に作用する風荷重を床版に作用させる。
- ② 風荷重 WL については、水平力のみを床版に作用させる。
- ③ 地震の影響 EQ による慣性力については、図-3.2.10 に示す上部構造の慣性力を床版に作用させる。

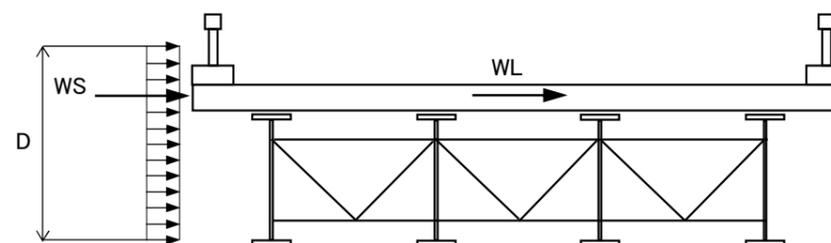


図-3.2.9 風荷重の载荷図

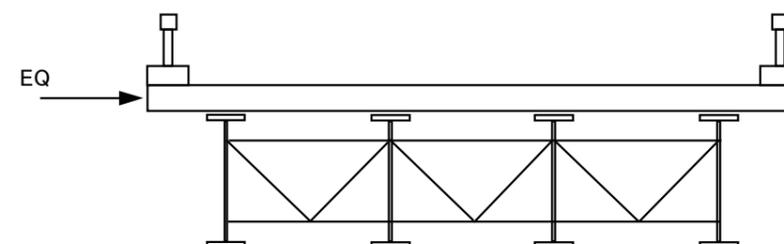


図-3.2.10 地震の影響の载荷図

II 編 14.7.4

・ずれ止め

床版より上部に作用する水平方向の作用に対して、ずれ止めのみで抵抗できるように設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 風荷重 WS については、図-3.2.11 に示す床版より上部の範囲 H に作用する風荷重を床版に作用させる。
- ② 風荷重 WL については、水平力のみを床版に作用させる。
- ③ 地震の影響 EQ による慣性力については、図-3.2.12 に示す床版より上部に生じる慣性力を床版に作用させる。

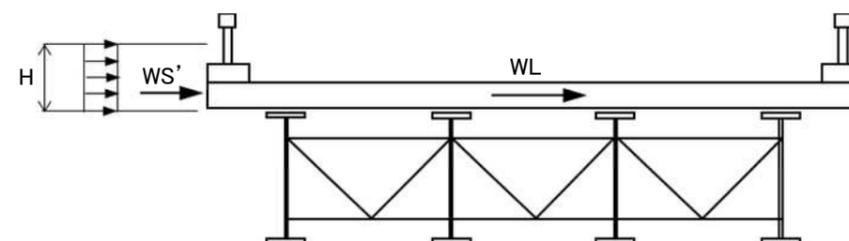


図-3.2.11 風荷重の載荷図

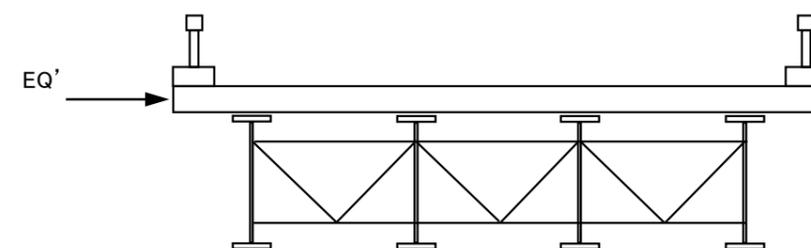


図-3.2.12 地震の影響の載荷図

【補足】

・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要がある。

(1) 床版

1) 断面力

作用の特性値

風荷重 $WS=8.85\text{kN/m}$

$WL=3.00\text{kN/m}$

地震の影響 レベル1 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20=21.3\text{kN/m}$

レベル2 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60=63.9\text{kN/m}$

【補足】

・風荷重 WS 、風荷重 WL は、道示 I 編 8.17(4)1)、5) の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。

・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル1 地震動 $k_h=c_z \cdot k_{h0}=0.20$

レベル2 地震動 (直角方向)

$k_{1h}=c_{1z} \cdot k_{1h0}=1.14$, $k_{2h}=c_{2z} \cdot k_{2h0}=1.31$

なお、レベル2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45=0.60$)

誤

表-3.2.20 発生する断面力 (曲げモーメント : kN・m)						
	D	WS	EQ		合計	
			レベル1地震動	レベル2地震動		
特性値による断面力	0.0	903.5	2174.6	6523.8	—	
⑧D+WS	変動作用	0.0	1129.4	—	—	1129.4
⑩D+EQ	支配状況	0.0	—	2174.6	—	2174.6
⑪D+EQ	偶発作用支配状況	0.0	—	—	6523.8	6523.8

2) 照査

a) 床版コンクリートの応力度

鉄筋コンクリート床版の面外方向の断面係数
 引張側 $Z=0.101 \times 10^9 \text{mm}^3$ (鉄筋にて抵抗)
 圧縮側 $Z=2.965 \times 10^9 \text{mm}^3$ (コンクリートにて抵抗)

鉄筋コンクリート床版の面外方向の応力度
 鉄筋の引張応力度
 $\sigma = 6523.8 \times 10^6 / 100.7 \times 10^6 = 64.8 \text{ N/mm}^2 \leq 120 \text{ N/mm}^2$ 照査 OK

コンクリートの圧縮応力度
 $\sigma = 6523.8 \times 10^6 / 3450 \times 10^6 = 1.9 \text{ N/mm}^2 \leq 8.6 \text{ N/mm}^2$ 照査 OK

ここに、
 鉄筋の引張応力度の制限値 120 N/mm^2 II編 11.5
 コンクリートの圧縮応力度の制限値 8.6 N/mm^2 ($\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) II編 11.5

【補足】
 ・本書では、レベル2地震動の作用による応力度に対して、コンクリートの圧縮応力度の制限値は道示II編 11.5(8)に規定されている値を用いている。また、鉄筋の引張応力度の制限値も道示II編 11.5(8)に規定されている値を用いている。

正

表-3.2.20 発生する断面力 (曲げモーメント : kN・m)								
	D	L	WS	WL	EQ		合計	
					レベル1地震動	レベル2地震動		
特性値による断面力	0.0	0.0	1204.7	408.4	2899.5	8698.4	—	
⑥D+L+WS+WL	変動作用	0.0	0.0	752.9	255.3	—	—	1008.2
⑧D+WS	支配状況	0.0	—	1505.9	—	—	—	1505.9
⑩D+EQ		0.0	—	—	—	2899.5	—	2899.5
⑪D+EQ	偶発作用支配状況	0.0	—	—	—	—	8698.4	8698.4

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

2) 照査

床版コンクリートの応力度

鉄筋コンクリート床版の面外方向の断面係数
 引張側 $Z=0.101 \times 10^9 \text{mm}^3$ (鉄筋にて抵抗)
 圧縮側 $Z=2.996 \times 10^9 \text{mm}^3$ (コンクリートにて抵抗)

鉄筋コンクリート床版の面外方向の応力度
 鉄筋の引張応力度
 $\sigma = 8698.4 \times 10^6 / 100.7 \times 10^6 = 86.4 \text{ N/mm}^2 \leq 120 \text{ N/mm}^2$ 照査 OK

コンクリートの圧縮応力度
 $\sigma = 8698.4 \times 10^6 / 2996 \times 10^6 = 2.9 \text{ N/mm}^2 \leq 8.6 \text{ N/mm}^2$ 照査 OK

ここに、
 鉄筋の引張応力度の制限値 120 N/mm^2 II編 11.5
 コンクリートの圧縮応力度の制限値 8.6 N/mm^2 ($\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) II編 11.5

【補足】
 ・本書では、レベル2地震動の作用による応力度に対して、コンクリートの圧縮応力度の制限値は道示II編 11.5(8)に規定されている値を用いている。また、鉄筋の引張応力度の制限値も道示II編 11.5(8)に規定されている値を用いている。

<p>b) 限界状態 1 に対する照査</p> <p>作用する水平せん断力 (橋軸直角方向)</p> <p>地震の影響による横力</p> <p>レベル 1 地震動 $21.3 \times 33,000 / 2 \times 3/4 = 263.6$ kN</p> <p>レベル 2 地震動 $63.9 \times 33,000 / 2 \times 3/4 = 790.8$ kN</p> <p>レベル 1 地震動により作用する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ1} = 263600 / 4 / 1300 = 51$ N/mm</p> <p>レベル 2 地震動により作用する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ2} = 790800 / 4 / 1300 = 152$ N/mm</p> <p>作用する水平せん断力 (橋軸方向)</p> <p>合成後の死荷重により作用する水平せん断力 $H_D = 50$ N/mm</p> <p>乾燥収縮により作用する水平せん断力 $H_{SH} = 234$ N/mm</p> <p>温度差により作用する水平せん断力 $H_{TF} = 168$ N/mm</p> <p>照査せん断力</p> <p>橋軸直角方向と橋軸方向の合成方向に発生するせん断力</p> <p>作用の組合せ⑩ $Q = \sqrt{\{(234 + 168)^2 + 51^2\}} = 405$ N/mm</p> <p>作用の組合せ⑪ $Q = \sqrt{\{234^2 + 152^2\}} = 279$ N/mm</p> <p>照査せん断力</p> <p>$Q = 405$ N/mm (最大値)</p> <p>せん断力の制限値</p> <p>$H/d = 150/19 = 7.9 \geq 5.5$ より</p> <p>$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} = 24123$ N</p> <p>ここに,</p> <p>Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値</p> <p>d : スタッドの軸径 19mm</p> <p>H : スタッドの全高 150mm</p> <p>σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 30N/mm²</p> <p>スタッド間隔</p> <p>橋軸直角方向には, スタッド 3 列配置する。</p> <p>$P = 3 \times 24123 / 405 = 178.7$ mm 以下で配置 → 175mm 間隔</p> <p>スタッド間隔は(2)の計算の 150mm 間隔とする。(150mm < 175mm より)</p> <p>照査</p> <p>スタッドに発生するせん断力</p> <p>405 N/mm \times 150mm / 3 本 = 20250N $\leq Q_i = 24123$ N</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 14. 6. 4</p> <p>II 編 14. 5. 5</p> <p>II 編 14. 2. 4</p> <p>II 編 14. 2. 3</p>
--	---

<p>(2) ずれ止め</p> <p>1) 限界状態 1 に対する照査</p> <p>発生する水平せん断力 (橋軸直角方向)</p> <p>地震の影響による横力</p> <p>レベル 1 地震動 $17.6 \times 33,000 / 2 = 290.4$ kN</p> <p>レベル 2 地震動 $52.8 \times 33,000 / 2 = 871.2$ kN</p> <p>レベル 1 地震動により発生する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ1} = 290400 / 4 / 1300 = 56$ N/mm</p> <p>レベル 2 地震動により発生する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ2} = 871200 / 4 / 1300 = 168$ N/mm</p> <p>発生する水平せん断力 (橋軸方向)</p> <p>合成後の死荷重により発生する水平せん断力 $H_D = 50$ N/mm</p> <p>乾燥収縮により発生する水平せん断力 $H_{SH} = 234$ N/mm</p> <p>温度差により発生する水平せん断力 $H_{TF} = 168$ N/mm</p> <p>照査に用いるせん断力</p> <p>橋軸直角方向と橋軸方向の合成方向に発生するせん断力</p> <p>作用の組合せ⑩ $Q = \sqrt{\{(234 + 168)^2 + 56^2\}} = 406$ N/mm</p> <p>作用の組合せ⑪ $Q = \sqrt{\{234^2 + 168^2\}} = 288$ N/mm</p> <p>照査に用いるせん断力</p> <p>$Q = 406$ N/mm (最大値)</p> <p>せん断力の制限値</p> <p>$H/d = 150/19 = 7.9 \geq 5.5$ より</p> <p>$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} = 24123$ N</p> <p>ここに,</p> <p>Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値</p> <p>d : スタッドの軸径 19mm</p> <p>H : スタッドの全高 150mm</p> <p>σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 30N/mm²</p> <p>スタッド間隔</p> <p>橋軸直角方向には, スタッド 3 列配置する。</p> <p>$P = 3 \times 24123 / 406 = 178.2$ mm 以下で配置 → 175mm 間隔</p> <p>スタッド間隔は 3.2.11(2)の計算の 150mm 間隔とする。(150mm < 175mm より)</p> <p>照査</p> <p>スタッドに発生するせん断力</p> <p>406 N/mm \times 150mm / 3 本 = 20300N $\leq Q_i = 24123$ N</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 14. 6. 4</p> <p>II 編 14. 5. 5</p> <p>II 編 14. 2. 4</p> <p>II 編 14. 2. 3</p>
---	---

<p>c) 限界状態 3 に対する照査</p> <p>限界状態 3 に対する照査は、道示 II 編 14.7.4 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。</p>	II 編 14.7.4
<p>【補足】</p> <p>・作用するせん断力（橋軸直角方向）は、本書では各主桁（4 主桁）の桁端部の床版増厚（床版打ち下ろし部）の範囲で抵抗することとしている。</p> <p>床版増厚（床版打ち下ろし部）の範囲 $2.550\text{m} \times 2/3 - 0.400\text{m} = 1.300\text{m}$</p>	

<p>2) 限界状態 3 に対する照査</p> <p>限界状態 3 に対する照査は、道示 II 編 14.7.4 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。</p>	II 編 14.7.4
<p>【補足】</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋軸直角方向に作用するせん断力は、本書では 4 主桁の各桁端部の床版打ち下ろし部の範囲に配置したずれ止め抵抗することとしている。 床版増厚（床版打ち下ろし部）の範囲 $2.550\text{m} \times 2/3 - 0.400\text{m} = 1.300\text{m}$ 地震の影響により床版より上部に生じる慣性力 <p>レベル 1 地震動 $EQ' = (101.4 - 4 \times 4.41)\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20 = 17.6\text{kN/m}$</p> <p>レベル 2 地震動 $EQ' = (101.4 - 4 \times 4.41)\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60 = 52.8\text{kN/m}$</p> <ul style="list-style-type: none"> すべての作用の組合せに対して照査を行う必要があるが、本書ではずれ止め配置の決定要因となる作用の組合せ⑩と作用の組合せ⑪における照査結果のみを示している。 	

4章 端横桁

4.1 検討概要

端横桁は、床版の厚さをハンチ高だけ増し床版が打ち下ろされるので鉛直方向の作用と水平方向の作用を考慮して設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 死荷重は、舗装と床版を考慮する。
- ② 活荷重は、T荷重を考慮するものとし、図-4.1.1 に示すように載荷する。
- ③ 温度差の影響による水平方向の作用は、上フランジで抵抗できるように部材配置する。
- ④ 風荷重、地震の影響による水平方向の作用は、すべての端横桁で均等に抵抗するように部材配置する。

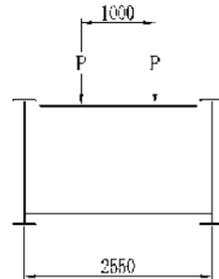


図-4.1.1 想定する状況

【補足】

・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、適宜方針を設定する必要がある。

II編 10章,
II編 13.8.2

4章 端横桁

4.1 検討概要

主桁の位置を確保し、鉛直方向と水平方向の作用に対して、主桁の横倒れを防止し、主桁に作用する断面力を支承へ伝達できるように端横桁を配置する。また、床組部材として、床版の厚さをハンチ高だけ増し床版を打ち下ろして桁端部の床版を支持する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 端横桁の死荷重が断面力に及ぼす影響は他の作用に比べて微小なので無視する。
- ② 活荷重は、T荷重を考慮するものとし、図-4.1.1 に示すように主桁間に作用させる。
- ③ 上部構造に作用する風荷重、地震の影響による水平方向の作用に対しては、主に床版を介して各主桁の支点部に伝達されることから、水平方向の作用により生じる支点部での上部構造のねじれに対して、両側に配置する端横桁で断面形状が保持できるように、図-4.1.1 に示す風荷重および地震の影響による慣性力を床版に作用させる。

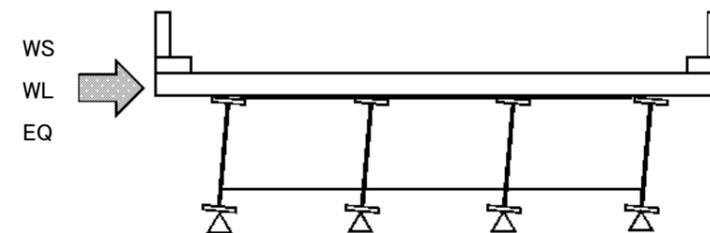
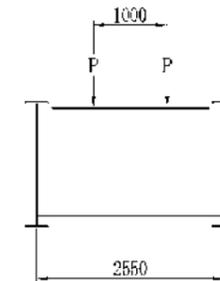


図-4.1.1 想定する状況 (上図：T荷重作用位置，下図：横力作用位置)

【補足】

・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要がある。

II編 10章,
II編 13.8.2

4.2 耐荷性能の照査

4.2.1 断面力

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m
レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

活荷重載荷時の風荷重WLは、鋼桁のため、道示I編8.17(4)6解説により、考慮しない。

表-4.2.1 作用する断面力（曲げモーメント:kN・m）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	9.9	107.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—
②D+L	10.4	133.8	—	0.0	—	—	—	—	144.1
⑥D+L+WS+WL	10.4	127.1	—	0.0	0.0	0.0	—	—	137.5
⑧D+WS	10.4	—	—	0.0	0.0	—	—	—	10.4
⑨D+TH+EQ	10.4	—	0.0	0.0	—	—	0.0	—	10.4
⑩D+EQ	10.4	—	—	0.0	—	—	0.0	—	10.4
⑪D+EQ	10.4	—	—	—	—	—	—	0.0	10.4

表-4.2.2 作用する断面力（せん断力:kN）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	12.9	222.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—
②D+L	13.5	277.5	—	0.0	—	—	—	—	291.0
⑥D+L+WS+WL	13.5	263.6	—	0.0	0.0	0.0	—	—	277.2
⑧D+WS	13.5	—	—	0.0	0.0	—	—	—	13.5
⑨D+TH+EQ	13.5	—	0.0	0.0	—	—	0.0	—	13.5
⑩D+EQ	13.5	—	—	0.0	—	—	0.0	—	13.5
⑪D+EQ	13.5	—	—	—	—	—	—	0.0	13.5

表-4.2.3 作用する断面力（軸力:kN）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	0.0	0.0	0.0	52.8	48.7	0.0	117.2	351.5	—
②D+L	0.0	0.0	—	52.8	—	—	—	—	52.8
⑥D+L+WS+WL	0.0	0.0	—	52.8	30.4	0.0	—	—	83.2
⑧D+WS	0.0	—	—	52.8	60.9	—	—	—	113.7
⑨D+TH+EQ	0.0	—	0.0	52.8	—	—	58.6	—	111.4
⑩D+EQ	0.0	—	—	52.8	—	—	117.2	—	170.0
⑪D+EQ	0.0	—	—	—	—	—	—	351.5	351.5

4.2 耐荷性能の照査

4.2.1 断面力

(1)主構造部材

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m
WL=3.00kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m
レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

表-4.2.1 作用する断面力（曲げモーメント:kN・m）

	D	L	TH*	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	9.9	107.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—
②D+L	10.4	133.8	—	0.0	—	—	—	—	144.2
⑥D+L+WS+WL	10.4	127.1	—	0.0	0.0	0.0	—	—	137.5
⑧D+WS	10.4	—	—	0.0	0.0	—	—	—	10.4
⑨D+TH+EQ	10.4	—	0.0	0.0	—	—	0.0	—	10.4
⑩D+EQ	10.4	—	—	0.0	—	—	—	0.0	10.4
⑪D+EQ	10.4	—	—	—	—	—	—	0.0	10.4

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

表-4.2.2 作用する断面力（せん断力:kN）

	D	L	TH*	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	12.9	222.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	—
②D+L	13.5	277.5	—	0.0	—	—	—	—	291.0
⑥D+L+WS+WL	13.5	263.6	—	0.0	0.0	0.0	—	—	277.1
⑧D+WS	13.5	—	—	0.0	0.0	—	—	—	13.5
⑨D+TH+EQ	13.5	—	0.0	0.0	—	—	0.0	—	13.5
⑩D+EQ	13.5	—	—	0.0	—	—	—	0.0	13.5
⑪D+EQ	13.5	—	—	—	—	—	—	0.0	13.5

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

表-4.2.3 作用する断面力（軸力:kN）

	D	L	TH*	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1 地震動	レベル2 地震動	
特性値による断面力	0.0	0.0	0.0	52.8	48.7	16.5	117.2	351.5	—
②D+L	0.0	0.0	—	52.8	—	—	—	—	52.8
⑥D+L+WS+WL	0.0	0.0	—	52.8	30.4	10.3	—	—	93.5
⑧D+WS	0.0	—	—	52.8	60.9	—	—	—	113.7
⑨D+TH+EQ	0.0	—	0.0	52.8	—	—	58.6	—	111.4
⑩D+EQ	0.0	—	—	52.8	—	—	117.2	—	170.0
⑪D+EQ	0.0	—	—	—	—	—	—	351.5	351.5

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

【補足】

- ・風荷重 WS は、道示 I 編 8.17(4)1)の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

$$\text{レベル 1 地震動 } k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, \quad k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45 = 0.60$)

4.2.2 耐荷性能の照査

耐荷性能の照査は、3. 主桁と同様に制限値を算出し、作用する断面力から限界状態 1 および限界状態 3 に対する照査を行う。

【補足】

端横桁の断面 (フランジ、腹板) は取り合いにより決定される最小断面となるため、本書では計算についての記載は省略している。

4.3 耐久性能の照査

<省略>

4.4 その他性能の照査

<省略>

【補足】

- ・本書では、床組部材の照査についての記述は省略している。
- ・風荷重 WS, 風荷重 WL は、道示 I 編 8.17(4)1), 5)の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

$$\text{レベル 1 地震動 } k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, \quad k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45 = 0.60$)

4.2.2 耐荷性能の照査

耐荷性能の照査は、3. 主桁と同様に制限値を算出し、作用する断面力から限界状態 1 および限界状態 3 に対する照査を行う。

【補足】

本書では、コンクリート系床版と鋼桁との合成効果を考慮しない鋼断面での照査を想定しており、計算についての記載は省略している。

4.3 耐久性能の照査

<省略>

4.4 その他性能の照査

<省略>

5章 荷重分配横桁

5.1 検討概要

荷重分配横桁は、主桁間の荷重分配を考慮する部材なので鉛直方向の作用と水平方向の作用を考慮して設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 死荷重、活荷重による断面力は、格子解析の結果を用いる。
- ② 温度差の影響による水平方向の作用は、上フランジで抵抗できるように部材配置する。
- ③ 風荷重、地震の影響による水平方向の作用は、すべての荷重分配横桁で均等に抵抗できるように部材配置する。

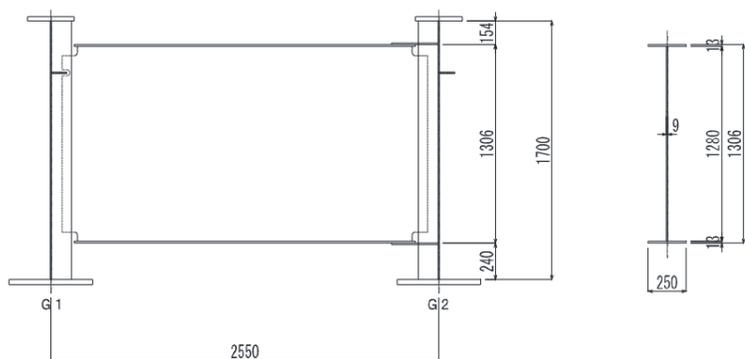


図-5.2.1 想定する構造寸法

【補足】

- ・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、適宜方針を設定する必要がある。
- ・風荷重、地震の影響による水平方向の作用に対して抵抗する断面は、本書では、設計手順を示すことを目的としているため、便宜的に床版で 3/4、荷重分配横桁で 1/4 を分担して抵抗すると仮定している。

5章 荷重分配横桁

5.1 検討概要

活荷重の偏載等によって主桁間で大きなたわみ差が生じないように、上部構造に作用する鉛直方向の作用を各主桁に分配できるように、また、鉛直方向および水平方向の作用に対して、中間対傾構と合わせて主桁の横倒れを防止し、上部構造の断面形状を保持できるように荷重分配横桁を配置する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

【荷重分配に対して】

- ① 荷重分配効果に必要な格子剛度を確保する。

【上部構造の断面形状の保持に対して】

- ① 横桁がコンクリート系床版と接合されていないため、コンクリート系床版との乾燥収縮による水平方向の作用は、微小なので無視する。
- ② 風荷重 WS による水平方向の作用により生じる上部構造の水平方向の変形に対して、主桁の横倒れを防止し、上部構造の断面形状を保持できるように、図-5.1.2 に示す対傾構～横桁間隔の桁高 h に作用する風荷重を横桁に作用させる。
- ③ 地震の影響 EQ による慣性力により生じる上部構造のねじりに対して、主桁の横倒れを防止し、上部構造のねじりに対する剛性を確保できるように、図-5.1.3 に示す対傾構～横桁間隔に作用する上部構造の慣性力を横桁に作用させる。

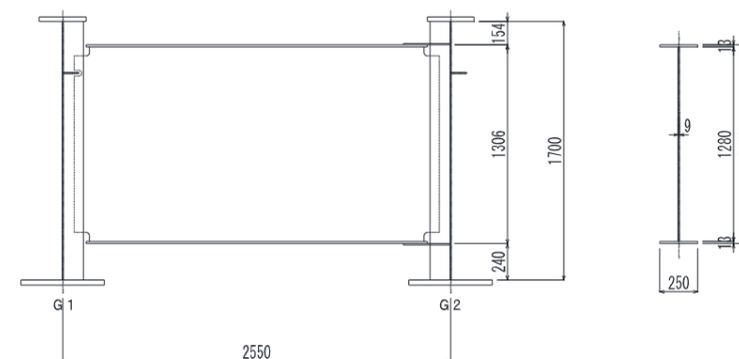


図-5.1.1 想定する構造寸法

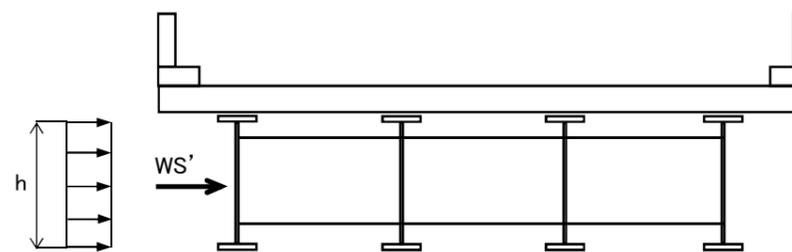


図-5.1.2 風荷重の载荷図

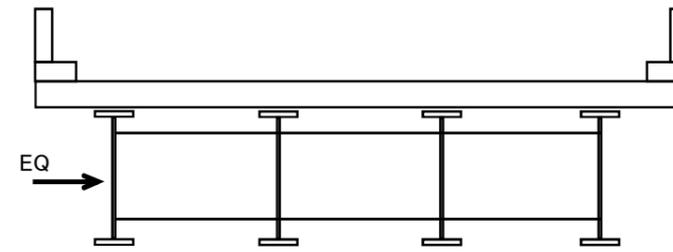


図-5.1.3 地震の影響の載荷図

【補足】

・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要がある。

5.2 耐荷性能の照査

5.2.1 断面力

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m
レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

活荷重載荷時の風荷重 WLは、鋼桁のため、道示I編8.17(4)6解説により、考慮しない。

表-5.2.1 作用する断面力（曲げモーメント：kN・m）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	-130.6	579.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-
②D+L	-137.1	724.5	-	0.0	-	-	-	-	587.4
⑥D+L+WS+WL	-137.1	689.7	-	0.0	0.0	0.0	-	-	552.6
⑧D+WS	-137.1	-	-	0.0	0.0	-	-	-	-137.1
⑨D+TH+EQ	-137.1	-	0.0	0.0	-	-	0.0	-	-137.1
⑩D+EQ	-137.1	-	-	0.0	-	-	0.0	-	-137.1
⑪D+EQ	-137.1	-	-	-	-	-	-	0.0	-137.1

表-5.2.2 作用する断面力（せん断力：kN）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	51.2	144.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-
②D+L	53.8	181.0	-	0.0	-	-	-	-	234.8
⑥D+L+WS+WL	53.8	172.3	-	0.0	0.0	0.0	-	-	226.1
⑧D+WS	53.8	-	-	0.0	0.0	-	-	-	53.8
⑨D+TH+EQ	53.8	-	0.0	0.0	-	-	0.0	-	53.8
⑩D+EQ	53.8	-	-	0.0	-	-	0.0	-	53.8
⑪D+EQ	53.8	-	-	-	-	-	-	0.0	53.8

表-5.2.3 作用する断面力（軸力：kN）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	0.0	0.0	0.0	-78.0	-4.1	0.0	-9.8	-29.3	-
②D+L	0.0	0.0	-	-78.0	-	-	-	-	-78.0
⑥D+L+WS+WL	0.0	0.0	-	-78.0	-2.6	0.0	-	-	-80.6
⑧D+WS	0.0	-	-	-78.0	-5.1	-	-	-	-83.1
⑨D+TH+EQ	0.0	-	0.0	-78.0	-	-	-4.9	-	-82.9
⑩D+EQ	0.0	-	-	-78.0	-	-	-9.8	-	-87.8
⑪D+EQ	0.0	-	-	-	-	-	-	-29.3	-29.3

5.2 耐荷性能の照査

5.2.1 断面力

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m
WL=3.00kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m
レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

表-5.2.1 作用する断面力（曲げモーメント：kN・m）

	D	L	TH [*]	TF	WS	WL [*]	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	-130.6	579.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-
②D+L	-137.1	724.5	-	0.0	-	-	-	-	587.4
⑥D+L+WS+WL	-137.1	689.7	-	0.0	0.0	0.0	-	-	552.6
⑧D+WS	-137.1	-	-	0.0	0.0	-	-	-	-137.1
⑨D+TH+EQ	-137.1	-	0.0	0.0	-	-	0.0	-	-137.1
⑩D+EQ	-137.1	-	-	0.0	-	-	0.0	-	-137.1
⑪D+EQ	-137.1	-	-	-	-	-	-	0.0	-137.1

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

表-5.2.2 作用する断面力（せん断力：kN）

	D	L	TH [*]	TF	WS	WL [*]	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	51.2	144.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-
②D+L	53.8	181.0	-	0.0	-	-	-	-	234.8
⑥D+L+WS+WL	53.8	172.3	-	0.0	0.0	0.0	-	-	226.1
⑧D+WS	53.8	-	-	0.0	0.0	-	-	-	53.8
⑨D+TH+EQ	53.8	-	0.0	0.0	-	-	0.0	-	53.8
⑩D+EQ	53.8	-	-	0.0	-	-	0.0	-	53.8
⑪D+EQ	53.8	-	-	-	-	-	-	0.0	53.8

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

表-5.2.3 作用する断面力（軸力：kN）

	D	L	TH [*]	TF	WS	WL [*]	EQ		合計
							レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	0.0	0.0	0.0	-78.0	-10.2	0.0	-39.1	-117.2	-
②D+L	0.0	0.0	-	-78.0	-	-	-	-	-78.0
⑥D+L+WS+WL	0.0	0.0	-	-78.0	-6.4	0.0	-	-	-84.4
⑧D+WS	0.0	-	-	-78.0	-12.8	-	-	-	-90.8
⑨D+TH+EQ	0.0	-	0.0	-78.0	-	-	-19.6	-	-97.6
⑩D+EQ	0.0	-	-	-78.0	-	-	-39.1	-	-117.1
⑪D+EQ	0.0	-	-	-	-	-	-	-117.2	-117.2

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

【補足】

- ・風荷重 WS は、道示 I 編 8.17(4)1) の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

$$\text{レベル 1 地震動 } k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, \quad k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45 = 0.60$)

5.2.2 耐荷性能の照査

耐荷性能の照査は、3. 主桁と同様に制限値を算出し、作用する断面力から限界状態 1 および限界状態 3 に対する照査を行う。

【補足】

荷重分配横桁の断面は (フランジ, 腹板), 本書では計算についての記載は省略している。

5.3 耐久性能の照査

<省略>

5.4 その他性能の照査

<省略>

【補足】

- ・風荷重 WS, 風荷重 WL は、道示 I 編 8.17(4)1), 5) の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

$$\text{レベル 1 地震動 } k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, \quad k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45 = 0.60$)

5.2.2 耐荷性能の照査

耐荷性能の照査は、3. 主桁と同様に制限値を算出し、作用する断面力から限界状態 1 および限界状態 3 に対する照査を行う。

【補足】

本書では計算についての記載は省略している。

5.3 耐久性能の照査

<省略>

5.4 その他性能の照査

<省略>

6章 中間対傾構

6.1 検討概要

中間対傾構は、主桁間の活荷重たわみ差の影響を考慮して鉛直方向の作用と水平方向の作用を考慮して設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 死荷重による断面力は、微小なので無視する。
- ② 活荷重による断面力は、中間対傾構が荷重分配を考慮しない二次部材ではあるが、別途中間対傾構を考慮した平面骨組みモデルによる格子解析により算出する。(主桁間の活荷重たわみ差の影響)
- ③ 温度差の影響による水平方向の作用は、上弦材で抵抗できるように部材配置する。
- ④ 風荷重、地震の影響による水平方向の作用は、主桁間の中間対傾構で均等に抵抗できるように部材配置する。

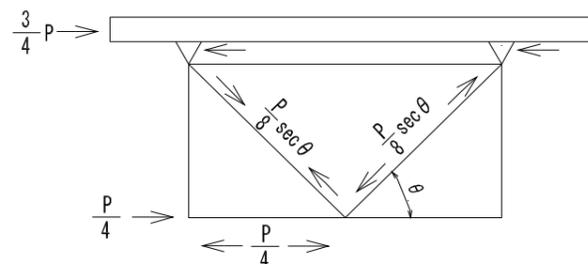


図-6.2.1 想定する状況

【補足】

- ・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、適宜方針を設定する必要がある。
- ・風荷重、地震の影響による水平方向の作用に対して抵抗する断面は、本書では、設計手順を示すことを目的としているため、便宜的に床版で 3/4、中間対傾構で 1/4 を分担して抵抗すると仮定している。

II編 10章,
II編 13.8.2

6章 中間対傾構

6.1 検討概要

活荷重の偏載等による主桁間の大きなたわみ差を抑制し、水平方向の作用に対して、荷重分配横桁と合わせて主桁の横倒れを防止し、上部構造の断面形状を保持できるように中間対傾構を配置する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 中間対傾構の死荷重が断面力に及ぼす影響は他の作用に比べて微小なので無視する。
- ② 荷重分配を考慮しない二次部材であるが、活荷重による主桁間のたわみ差の影響を考慮する。
- ③ 風荷重 WS による水平方向の作用により生じる上部構造の水平方向の変形に対して、主桁の横倒れを防止し、上部構造の断面形状を保持できるように、上弦材および下弦材で図-6.1.1 に示す対傾構間隔の桁高 h に作用する風荷重を上弦材および下弦材の取付位置に作用させる。
- ④ 地震の影響 EQ による慣性力により生じる上部構造のねじりに対して、主桁の横倒れを防止し、上部構造のねじりに対する剛性を確保できるように、上弦材および下弦材で図-6.1.2 に示す対傾構間隔に作用する上部構造の慣性力を上弦材および下弦材の取付位置に作用させる。

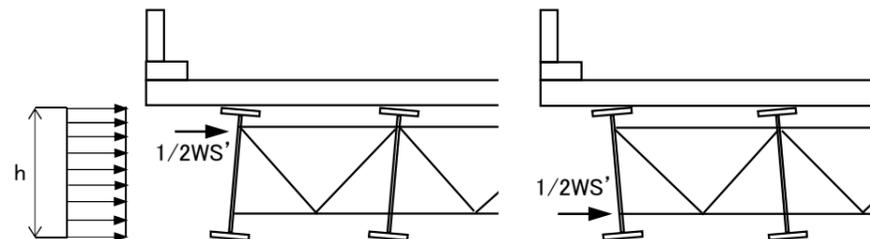


図-6.1.1 風荷重の載荷図

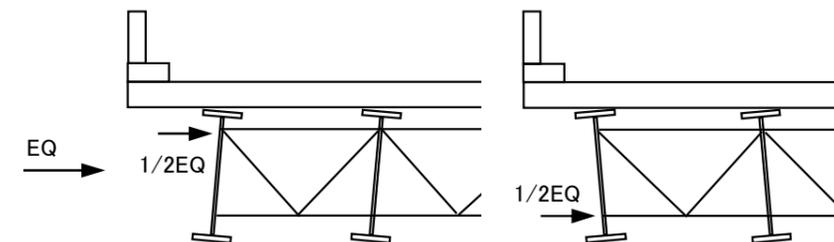


図-6.1.2 地震の影響の載荷図

【補足】

- ・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要がある。

II編 10章,
II編 13.8.2

6.2 耐荷性能の照査

6.2.1 断面力

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m

レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

活荷重載荷時の風荷重 WL は、鋼桁のため、道示 I 編 8.17(4)6 解説により、考慮しない。

表-6.2.1 上弦材，下弦材に作用する断面力（軸力：kN）

	上弦材	下弦材	備考
死荷重(D)	0.0	0.0	
活荷重(L)	-48.7	48.7	
温度変化(TH)	0.0	0.0	
温度差(TF)	-71.4	0.0	
風荷重(WS)	0.0	-4.1	
風荷重(WL)	0.0	0.0	
地震の影響(EQ)	0.0	-9.8	レベル1地震動
地震の影響(EQ)	0.0	-29.3	レベル2地震動

【補足】

- ・風荷重 WS は、道示 I 編 8.17(4)1 の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を D=101.4kN/m（1橋あたり）とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル1地震動 $k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$

レベル2地震動（直角方向）

$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$

なお、レベル2地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。（1.31×0.45=0.60）

6.2 耐荷性能の照査

6.2.1 断面力

作用の特性値

風荷重 WS=8.85kN/m

WL=3.00kN/m

地震の影響 レベル1地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.20=21.3kN/m

レベル2地震動 EQ=101.4kN/m×1.05×0.60=63.9kN/m

表-6.2.1 上弦材，下弦材に作用する断面力（軸力：kN）

	上弦材	下弦材	備考
死荷重(D)	0.0	0.0	※
活荷重(L)	-48.7	48.7	
温度変化(TH)	0.0	0.0	※
温度差(TF)	-71.4	0.0	
風荷重(WS)	-2.6	-5.1	
風荷重(WL)	0.0	0.0	※
地震の影響(EQ)	-9.8	-19.5	レベル1地震動
地震の影響(EQ)	-29.3	-58.6	レベル2地震動

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

【補足】

- ・風荷重 WS，風荷重 WL は、道示 I 編 8.17(4)1，5 の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を D=101.4kN/m（1橋あたり）とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル1地震動 $k_h = c_z \cdot k_{h0} = 0.20$

レベル2地震動（直角方向）

$k_{1h} = c_{1z} \cdot k_{1h0} = 1.14, k_{2h} = c_{2z} \cdot k_{2h0} = 1.31$

なお、レベル2地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。（1.31×0.45=0.60）

誤

表-6.2.2 上弦材に作用する断面力（軸力：kN）

	D	L	TH	TF	WS	WL	EQ		合計
							レベル#1地震動	レベル#2地震動	
							特性値による断面力	0.0	
②D+L	0.0	-60.9	—	-71.4	—	—	—	—	-132.3
⑥D+L+WS+WL	0.0	-57.8	—	-71.4	0.0	0.0	—	—	-129.3
⑧D+WS	0.0	—	—	-71.4	0.0	—	—	—	-71.4
⑨D+TH+EQ	0.0	—	0.0	-71.4	—	—	0.0	—	-71.4
⑩D+EQ	0.0	—	—	-71.4	—	—	0.0	—	-71.4
⑪D+EQ	0.0	—	—	—	—	—	—	0.0	0.0

【補足】

・本書では上弦材の照査結果のみを示しており、下弦材の照査結果の記載は省略している。

正

表-6.2.2 上弦材に作用する断面力（軸力：kN）

	D [*]	L	TH [*]	TF	WS	WL [*]	EQ		合計
							レベル#1地震動	レベル#2地震動	
							特性値による断面力	0.0	
②D+L	0.0	-60.9	—	-71.4	—	—	—	—	-132.3
⑥D+L+WS+WL	0.0	-57.8	—	-71.4	-1.6	0.0	—	—	-130.8
⑧D+WS	0.0	—	—	-71.4	-3.2	—	—	—	-74.6
⑨D+TH+EQ	0.0	—	0.0	-71.4	—	—	-4.9	—	-76.3
⑩D+EQ	0.0	—	—	-71.4	—	—	-9.8	—	-81.2
⑪D+EQ	0.0	—	—	—	—	—	—	-29.3	-29.3

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小なので無視する。

【補足】

・本書では上弦材の照査結果のみを示しており、下弦材の照査結果の記載は省略している。

<p>6.2.2 耐力性能の照査</p> <p>(1) 軸方向圧縮力を受ける部材の限界状態1に対する照査 限界状態1に対する照査は、道示Ⅱ編5.3.4の規定に従い、限界状態3に対する照査により行う。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力を受ける部材の限界状態3に対する照査 表-6.2.2より、作用の組合せ⑥の断面力(最大)にて照査を行う。 断面力(最大) $N_{max}=132.3\text{kN}$ 使用断面 1-L 130×130×12 (SS400) 総断面積 $A_g=2976\text{mm}^2$ 断面二次半径(最小) $r_{min}=25.4\text{mm}$ 断面二次半径(水平軸まわり) $r_x=39.6\text{mm}$</p> $\sigma_{cud}=\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$ <p>ここに、</p> <p>σ_{cud}: 軸方向圧縮応力度の制限値 <u>91</u> N/mm² ξ_1 (調査・解析係数) 0.90 ξ_2 (部材・構造係数) 1.00 Φ_U (抵抗係数) 0.85 σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235N/mm² ρ_{crg} (全体座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数) <u>0.51</u> ρ_{crl} (局部座屈に対する特性値に関する補正係数) 1.00 細長比 $l/r=2550/25.4=100.4 < 150$ ここに、 l: 部材の有効座屈長 r: 部材の断面二次半径 細長比パラメータ $\lambda=1.095$ $\rho_{crg}=\underline{0.507}$ $\sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = \underline{91} \times \{0.5 + (2550/39.6) / 1000\}$ $= \underline{51}$ N/mm² $\sigma_{cd} = N_{max} / A_g = 132.3 \times 10^3 / 2976 = 44.5$ N/mm² ここに、 σ_{cd}: 軸方向圧縮応力度 $\sigma_{cd} = 44.5\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = \underline{51}$ N/mm²</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 5.3.4</p> <p>Ⅱ編 5.4.4</p> <p>Ⅱ編 5.4.13</p>
<p>6.3 耐久性能の照査 <省略></p> <p>6.4 その他性能の照査 <省略></p>	

<p>6.2.2 耐力性能の照査</p> <p>(1) 軸方向圧縮力を受ける部材の限界状態1に対する照査 限界状態1に対する照査は、道示Ⅱ編5.3.4の規定に従い、限界状態3に対する照査により行う。</p> <p>(2) 軸方向圧縮力を受ける部材の限界状態3に対する照査 表-6.2.2より、作用の組合せ②の断面力(最大)にて照査を行う。 断面力(最大) $N_{max}=132.3\text{kN}$ 使用断面 1-L 130×130×12 (SS400) 総断面積 $A_g=2976\text{mm}^2$ 断面二次半径(最小) $r_{min}=25.4\text{mm}$ 断面二次半径(水平軸まわり) $r_x=39.6\text{mm}$</p> $\sigma_{cud}=\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$ <p>ここに、</p> <p>σ_{cud}: 軸方向圧縮応力度の制限値 <u>131</u> N/mm² ξ_1 (調査・解析係数) 0.90 ξ_2 (部材・構造係数) 1.00 Φ_U (抵抗係数) 0.85 σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235N/mm² ρ_{crg} (全体座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数) <u>0.73</u> ρ_{crl} (局部座屈に対する特性値に関する補正係数) 1.00 細長比 $l/r=2550/25.4=100.4 < 150$ ここに、 l: 部材の有効座屈長 r: 部材の断面二次半径 細長比パラメータ $\lambda=0.703$ $\rho_{crg}=\underline{0.726}$ $\sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = \underline{131} \times \{0.5 + (2550/39.6) / 1000\}$ $= \underline{73}$ N/mm² $\sigma_{cd} = N_{max} / A_g = 132.3 \times 10^3 / 2976 = 44.5$ N/mm² ここに、 σ_{cd}: 軸方向圧縮応力度 $\sigma_{cd} = 44.5\text{N/mm}^2 \leq \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = \underline{73}$ N/mm²</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 5.3.4</p> <p>Ⅱ編 5.4.4</p> <p>Ⅱ編 5.4.13</p>
<p>6.3 耐久性能の照査 <省略></p> <p>6.4 その他性能の照査 <省略></p>	

7章 横構

7.1 検討概要

横構は、水平方向の作用を考慮して設計する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 風荷重、地震の影響による水平方向の作用は、2組の横構で均等に抵抗できるように部材配置する。

【補足】

- ・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、適宜方針を設定する必要がある。
- ・風荷重、地震の影響による水平方向の作用に対して抵抗する断面は、本書では、設計手順を示すことを目的としているため、便宜的に床版で 3/4、横構で 1/4 を分担して抵抗すると仮定している。

Ⅱ編 10章,
Ⅱ編 13.8.3

7章 横構

7.1 検討概要

水平方向の作用に対して、横桁および対傾構と合わせて上部構造の断面形状と平面形状を保持できるようにするとともに、支承部に荷重を伝達できるように外桁と内桁をつなぐ横構を配置する。設計断面力は、以下の方針にて算出する。

- ① 横構の死荷重が断面力に及ぼす影響は他の作用に比べて微少なので無視する。
- ② 風荷重 WS による水平方向の作用により生じる上部構造の水平方向の変形に対して、上部構造の断面形状と平面形状を保持するために必要な剛性を横構で確保できるように、図-7.1.1 に示す桁高 h の下半分の範囲に作用する風荷重を横構の取付位置に作用させる。
- ③ 風荷重 WL については、全て床版で抵抗させるため、考慮しない。
- ④ 地震の影響 EQ による慣性力により生じる上部構造のねじりに対して、上部構造のねじりに対する剛性を確保できるように、上部構造の慣性力の 1/4 を横構の取付位置に作用させる。

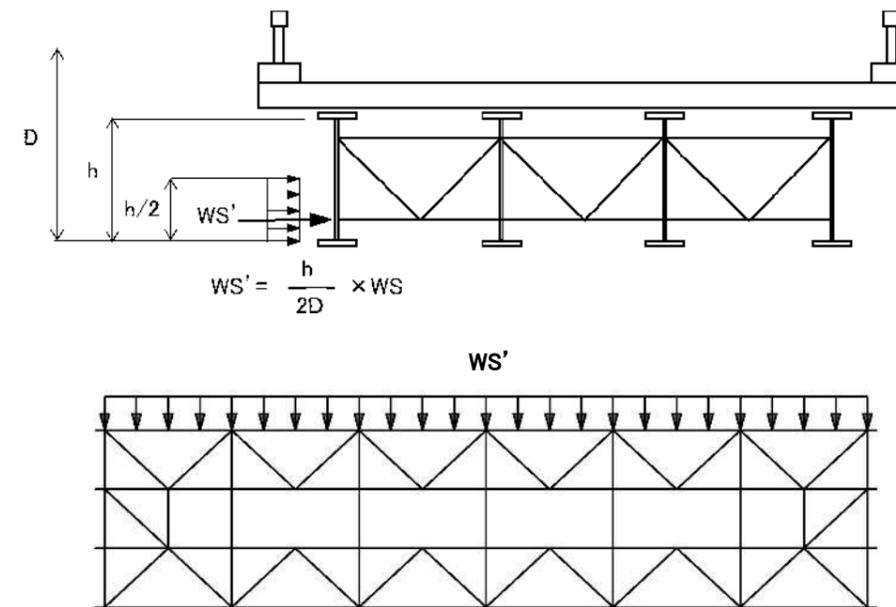


図-7.1.1 風荷重の載荷図

【補足】

- ・本書では、上記の方針と考えた場合の計算を示している。個々の橋の設計においては、荷重分担やそれを満足させられる配置等に関する方針を設定する必要がある。

Ⅱ編 10章,
Ⅱ編 13.8.3

7.2 耐力性能の照査

7.2.1 断面力

道示 I 編 3.3 の規定により、作用は風荷重と地震の影響を考慮し、斜材の軸力は、図-6.2.1 に示すトラス部材力（せん断力）の影響線より算出する。主桁に作用する断面力（軸力）は、微小なので無視する。

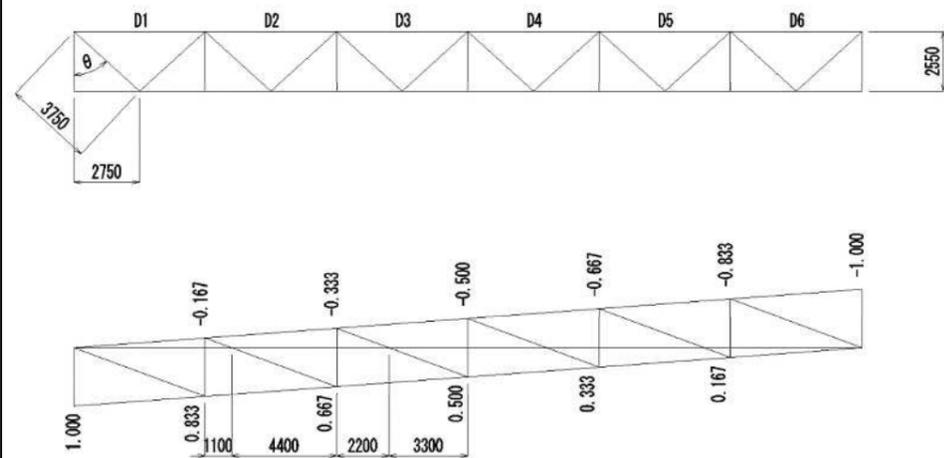
作用の特性値

風荷重 $WS=8.85\text{kN/m}$

地震の影響 レベル 1 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20=21.3\text{kN/m}$

レベル 2 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60=63.9\text{kN/m}$

活荷重載荷時の風荷重 WL は、鋼桁のため、道示 I 編 8.17(4)6 解説により、考慮しない。



	A	-A	Σ A	Sec θ	N _{WS} (kN)	N _{EQ} (kN)	
						レベル1地震動	レベル2地震動
D1	13.750	0.000	13.750	1.471	22.4	53.8	161.5
D2	8.800	-0.550	8.250	1.471	14.3	32.3	97.0
D3	4.950	-2.200	2.750	1.471	8.1	10.8	32.3
D4	2.200	-4.950	-2.750	1.471	8.1	10.8	32.3
D5	0.550	-8.800	-8.250	1.471	14.3	32.3	97.0
D6	0.000	-13.750	-13.750	1.471	22.4	53.8	161.5

図-7.2.1 トラス部材力の影響線

7.2 耐力性能の照査

7.2.1 断面力

斜材の軸力は、図-7.2.1 に示すトラス部材力（せん断力）の影響線より算出する。

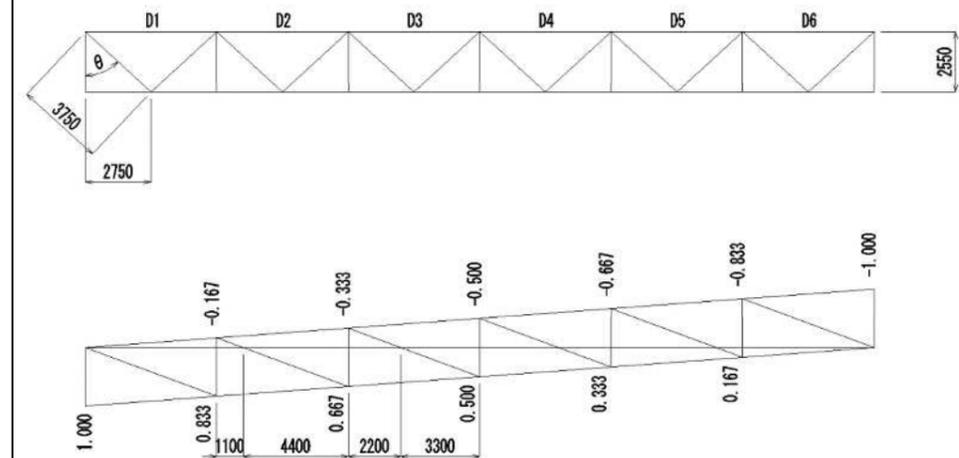
作用の特性値

風荷重 $WS=8.85\text{kN/m}$

$WL=3.00\text{kN/m}$

地震の影響 レベル 1 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20=21.3\text{kN/m}$

レベル 2 地震動 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60=63.9\text{kN/m}$



	A	-A	Σ A	Sec θ	N _{WS} (kN)	N _{EQ} (kN)	
						レベル1地震動	レベル2地震動
D1	13.750	0.000	13.750	1.471	28.2	53.8	161.5
D2	8.800	-0.550	8.250	1.471	18.1	32.3	97.0
D3	4.950	-2.200	2.750	1.471	10.2	10.8	32.3
D4	2.200	-4.950	-2.750	1.471	10.2	10.8	32.3
D5	0.550	-8.800	-8.250	1.471	18.1	32.3	97.0
D6	0.000	-13.750	-13.750	1.471	28.2	53.8	161.5

図-7.2.1 トラス部材力の影響線

誤

	D	WS	EQ		合計
			レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	0.0	22.4	53.8	161.5	—
⑧D+WS	0.0	28.0	—	—	28.0
⑩D+EQ	0.0	—	53.8	—	53.8
⑪D+EQ	0.0	—	—	161.5	161.5

【補足】

- ・風荷重 WS は、道示 I 編 8.17(4)1) の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル 1 地震動 $k_h=c_z \cdot k_{h0}=0.20$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h}=c_{1z} \cdot k_{1h0}=1.14, k_{2h}=c_{2z} \cdot k_{2h0}=1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45=0.60$)

正

	D [*]	L [*]	WS	WL [*]	EQ		合計
					レベル1地震動	レベル2地震動	
特性値による断面力	0.0	0.0	28.2	0.0	53.8	161.5	—
⑥D+L+WS+WL	0.0	0.0	17.6	0.0	—	—	17.6
⑧D+WS	0.0	—	35.3	—	—	—	35.3
⑩D+EQ	0.0	—	—	—	53.8	—	53.8
⑪D+EQ	0.0	—	—	—	—	161.5	161.5

注) ※印の作用の特性値による断面力は、他の作用による断面力に対して、微小になり、断面の決定要因にならないと判断し考慮しない。

【補足】

- ・風荷重 WS, 風荷重 WL は、道示 I 編 8.17(4)1), 5) の規定によることとし、本書では算出についての記述は省略している。
- ・地震の影響 EQ は、本書では、死荷重を $D=101.4\text{kN/m}$ (1 橋あたり) とし、設計水平震度を以下の値にて算出している。

レベル 1 地震動 $k_h=c_z \cdot k_{h0}=0.20$

レベル 2 地震動 (直角方向)

$$k_{1h}=c_{1z} \cdot k_{1h0}=1.14, k_{2h}=c_{2z} \cdot k_{2h0}=1.31$$

なお、レベル 2 地震動による地震の影響については、道示 V 編 13.1.1(3) 解説により、橋台に設置される支承部に作用する水平力相当とし、設計水平震度の 0.45 倍から算出される慣性力としている。 ($1.31 \times 0.45=0.60$)