

1 章 橋梁計画

1.1 橋梁計画の前提条件

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.1 に示すように、設計の前提条件となる橋梁計画及びその前提条件について明示することとなる。

1.1.1 橋の重要度

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.1.1 に示すように、設計の前提条件となる道路管理者が設定する条件とともに設計との関わりについて明確にするために、橋の重要度に関連する事項について示すこととなる。

以下に、これらを示すにあたって留意する事項の例を示す。

- ・橋の重要度は、物流等の社会・経済活動上の位置づけや、防災計画上の位置づけ等の道路ネットワークにおける路線の位置づけや代替性を考慮して道路管理者により定められているものを確認しておく必要がある。また、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置づけを考慮して道路管理者により定められている耐震設計上の橋の重要度についても確認しておく必要がある。
- ・道路構造令上の道路区分や、物流等の社会、経済活動において、本橋の路線がネットワーク上どのような位置付けや重要度とされているのかは、橋の耐荷性能の確保の方法だけでなく、耐久性能の確保の方法として、災害以外の際に一時的な通行止めによる部材の交換を前提とした選択が可能かどうかなどを検討する際にも考慮が必要となる事項の一つとなる。
- ・緊急輸送道路としてネットワーク機能を担うことを求められているのかどうかにより、橋の設計の際に災害時に求められる機能に応じた応急復旧方法なども含めた検討が必要かどうかなどが変わるのでこれを確認する必要がある。また、橋梁計画上、地域の防災計画との整合も重要であることから、津波想定浸水域や斜面崩壊の危険性の有無等について、確認しておくことも必要である。
- ・迂回路となる路線に車両制限(重さ、高さなど)がある場合は、その条件等についても確認が必要である。

I 編 1. 4

<p>・迂回路の道路機能の規模や、本橋が迂回路となる時にこの橋がおかれる状況の想定も勘案し、当該路線が担う道路ネットワーク機能ができるだけ絶えないように配慮する必要がある。</p> <p>なお、本編の2章以降では、耐震設計上の橋の重要度はB種の橋であることを前提とした設計計算例を示している。</p>	<p>V編 2.1</p>
<p>1.1.2 設計供用期間 <省略></p>	<p>I編 1.5</p>
<p>【補足】 本書Ⅱ編 1.1.2 に示すように、設計の前提条件となる道路管理者の設定する条件と設計との関わりについて明確にするために、橋の設計供用期間について示すこととなる。</p> <p>なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、平時及び緊急時にも適切な維持管理が行われることを前提に設計供用期間を100年とした場合の設計計算例を示している。</p>	
<p>1.1.3 架橋位置特有の条件 <省略></p>	<p>I編 1.6, Ⅱ～Ⅳ編 2章, V編 1.3</p>
<p>【補足】 本書Ⅱ編 1.1.3 に示すように、設計との関わりについて明確にするために、設計の前提条件となる架橋予定地点及びその周辺特有の状況に関する条件ならびにその設定根拠となった各種の調査についてその内容と結果を示すこととなる。</p> <p>本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、表-1.1.1, 表-1.1.2 に示す調査結果を前提とした設計計算例を示している。また、本書では、それぞれの調査内容については記載を省略している。</p>	

表-1.1.1 調査結果一覧表（1）

調査項目		調査内容	調査結果
1) 架橋環境条件	① 腐食環境	・ 地理的条件	※ 沿岸部でない（飛来塩分：無） 河川を跨ぐ 平地部である
		・ 凍結防止剤の散布	※ 無
	② 疲労環境	・ 大型車交通量	※ 1 方向あたり 950 台/日
	③ 路線条件・ 用地条件	・ 将来拡幅計画	※ 無
		・ 付属施設	※ 標識：無 照明：無 添架物：有（水道管 1 条） 防護柵：有（車両用防護柵） 遮音壁：無
		・ 用地条件	※ 用地買収済み
	④ 気象・地形 条件	・ 交差条件 (構造寸法の制約)	※ 道路（建築限界） 河川（桁下空間・川幅）
		・ 計画降雨量	※ 橋面排水計画：本書では設定 していないが、地域性等に配 慮して適切に定める。
		・ 温度変化	※ 普通の地方
		・ 積雪	※ 無
⑤ 構造設計 上の配慮 事項	・ 地盤	※ 岩盤（I 種地盤）	
	・ 維持管理設備	※ 点検通路設計 ：維持管理性などを考慮して 適切に行うものであるが、 本書では設計を行わない。	
2) 使用材料の特性および 製造に関する条件	・ 使用材料の制約	※ 無（特に制約を受けない）	
	・ コンクリート製 造プラント	※ JIS 工場有（架橋位置の近隣）	
	・ コンクリート配 合の制約	※ 無（通常の配合は可能）	
3) 施工条件	① 関連法規 など	・ クレーン作業の 制約	※ 無
		・ 搬入車両の制限	※ 無
	② 運搬路 など	・ 部材輸送トレー ラの搬入路	※ 特に制約を受けない
		・ クレーンの搬入 路	※ 特に制限を受けない
		・ 迂回路	※ 有
	③ 現場状況 など	・ 切り回し道路	※ 設置の必要なし
		・ 既設構造物	※ 無（電柱、電線、地下埋設物）
	④ 自然現象	・ 現場地形等	※ 施工ヤードの制約：無 地盤耐力 ：クレーン、ベント設備の配 置は問題なし (地盤改良の必要なし)
		・ 気象	※ 架設に大きな影響は与える ような地域ではない (架橋位置の自治体の災害 記録には、洪水、地盤沈下、 地滑りなどの災害に被災し た記録はない)

※省略

表-1.1.2 調査結果一覧表（2）

調査項目		調査内容	調査結果
3) 施工条件	⑤現場周辺環境	・自然環境	※ 景観を含めて特に留意する事項はない
		・歴史環境	※ 無 (歴史的、文化的な価値のある遺跡や埋設物などはない)
		・生活環境	※ 特に留意する事項はない (住宅密集地でない、小中学校の通学路でない)
		・施工時間	※ 昼間の施工が可能
4) 維持管理条件		・環境条件	※ 沿岸部でない(飛来塩分:無) 河川を跨ぐ 平地部である
		・使用条件	※ 凍結防止剤の散布:無 大型車交通量 :1方向あたり950台/日
		・管理条件	※ 法定点検を実施することを維持管理の条件としている

※省略

1.2 設計の基本方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.2 に示すように、具体的な設計の考え方などの設計の基本方針について明示することとなる。

1.2.1 適用する基準類

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.2.1 に示すように、設計内容の妥当性を証明するために、適用する基準類とともに、その適用にあたっての適切性を示す根拠について示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、橋梁設計全編にわたって以下に示す適用する基準類を前提とした設計計算例を示している。

- ①橋、高架の道路等の技術基準 国土交通省都市局長・道路局長通知
平成 29 年 7 月
- ②道路橋示方書・同解説 公益社団法人 日本道路協会
平成 29 年 11 月

※構造解析，抵抗特性の評価等，それぞれ該当する箇所での他の学協会等の基準類や図書，または論文等の文献を適用する場合には，それぞれの箇所で出典を示すこととなる。そして，使用条件や適用の範囲及び適用の前提となる力学条件等，ならびに道示が実現しようとする信頼性も含めた性能や前提となる力学条件等との一致について妥当性を検討した過程も示すこととなる。

I 編 1.8

I 編 1.1(2)解説

1.2.2 橋の耐荷性能の選択と設計方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.2.2 に示すように、本書Ⅱ編 1.1 に示す前提条件を踏まえ、どのような考え方で橋の耐荷性能を選択したのかについて明確にするために、橋の耐荷性能を選択した結果をその理由とともに示すこととなる。また、選択した橋の耐荷性能を実現するための各部材等の設計方針についても、その検討過程や理由とともに示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、橋の耐荷性能2を満足させるにあたって、以下の(1)～(3)に示す基本方針を前提とした場合の設計計算例を示している。

(1) 橋の耐荷性能の照査項目

橋の重要度(1.1.1)を踏まえ、橋の耐荷性能2を満足させるため、表-1.2.1に示した設計状況と橋の状態の各組合せに対して照査する。

表-1.2.1 橋の耐荷性能2に対する照査（道示Ⅰ編 表-解5.1.1(b)）

状況	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
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態1を超えないことの実現性	橋の限界状態2を超えないことの実現性	橋の限界状態3を超えないことの実現性
偶発作用が支配的な状況			橋の限界状態3を超えないことの実現性

(2) 橋の限界状態

橋の限界状態は、一般には上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態によって代表させ、上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態は、これらを構成する各部材等の限界状態で代表させることとなる。

なお、本書では、レベル2地震動を考慮する設計状況において、橋台を配置した単純桁橋であるので、部材に塑性化を期待した設計を行わない場合の設計計算例を示している。また、代表させた部材等毎に、限界状態を超えないことを照査することとなるが、本書では床版、主桁、横桁についての設計計算例を示している。

Ⅰ編 5章

Ⅰ編 4章,
Ⅴ編 2.4.5

(3) 橋の耐荷性能を確保するために必要な維持管理上の条件

架橋位置特有の条件（1.1.3）等を踏まえ、橋の耐荷性能を確保するために必要な維持管理上の条件を示すこととなる。また、必要な維持管理が確実かつ容易に行えるように、構造設計上の配慮として部材等の設計に反映した事項をその検討過程や理由とともに示すこととなる。

なお、本編では、上部構造の設計手順を示すことを目的としているため、設計で考慮した配慮事項や構造設計への反映方法についての記載は省略している。

1.2.3 橋の耐久性能に対する設計方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.2.3 に示すように、本書Ⅱ編 1.1 に示す前提条件を踏まえ、どのような考え方で橋の耐久性能や部材毎の耐久性能の確保の方法等の設計をしたのかについて明確にするとともに妥当性を示すために、その結果をその検討過程や理由とともに示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、橋の耐久性能を確保するにあたって、以下の(1)～(3)に示す基本方針を前提とした場合の設計計算例を示している。

(1) 維持管理の基本方針

修繕の機会が発生する可能性をできるだけ減らすことを維持管理の基本方針とする。

(2) 部材の設計耐久期間

部材の設計耐久期間は、維持管理の基本方針を踏まえて、全ての部材等で100年とする。

(3) 耐久性確保の方法

道示に規定される標準的な方法により部材の耐久性能を確保する。

I編 6章

I編 6.1

I編 6.2

1) 上部構造

① 鋼材の腐食

鋼橋の部材は、防せい防食を施さねばならないとされている。

部材等に腐食による影響が生じるまでの期間が、維持管理の前提条件に応じて定める当該部材の設計耐久期間よりも長くなるようにする。

また、床版のコンクリートは道示Ⅱ編 11.2.7 及び道示Ⅲ編 6.2.3 に規定される鉄筋のかぶりを確保し、永続作用の影響が支配的な状況における作用の組合せを照査用荷重とし、これにより鋼材に生じる応力度が道示Ⅱ編 11.6 に規定される鋼材の応力度の制限値を超えないように部材配置を行う。

② 疲労

鋼橋の部材は道示Ⅱ編 8 章に規定される自動車の通行に起因する発生応力の繰返しによる影響に対して必要な疲労耐久性を確保するため、道示Ⅱ編 8.2 に規定される疲労耐久性の照査を行う。

また、床版のコンクリートは道示Ⅱ編 11.5 に規定される床版厚を確保すると共に、道示に規定される作用の組合せ及び荷重係数等による作用効果により生じる鋼材及びコンクリートの応力度が、道示Ⅱ編 11.5 に規定される鋼材及びコンクリートの応力度の制限値を超えないように部材配置を行う。

2) 上下部接続部

本編では、記載を省略する。

3) 下部構造

本編では、記載を省略する。

Ⅱ編 7 章,
Ⅱ編 11 章

Ⅱ編 8 章,
Ⅱ編 11 章

1.3 架橋位置と橋の形式

1.3.1 架橋位置と橋の形式の選定

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.3.1 及び 1.3.2 に示すように、本書Ⅱ編 1.1 に示す前提条件を踏まえ、どのような考え方で架橋位置と橋の形式を選定したのかについて明確にするために、架橋位置と橋の形式を選定した結果についてその検討過程や選定理由、構造設計上の配慮事項やその反映方法とともに示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、以下のような条件が与えられていることを前提とした場合の設計計算例を示している。

- ① 架橋位置：橋梁一般図のとおり
- ② 橋の形式：鋼単純合成I桁橋
- ③ 支承形式：固定・可動支承
- ④ 架設工法：クレーン・ベント架設工法
- ⑤ 部材配置：

- ・横桁、床版のほか、水平力に対しては対傾構及び横構を設けた。
- ・溶接作業及び溶接後の検査が実施できる板組みとした。
- ・維持管理条件との適合性が確認された部材配置をした。

※施工の安全性及び完成物の確実な品質の確保を行うためには、製作や架設において必要となる施工管理行為や検査行為が実施できることを設計時点から検証していく必要がある。例えば溶接については、設計で求める溶接が施工時に困難となったり、溶接後に検査不能な箇所が生じたりしないように板組等を設計することが求められる。その他、鋼構造において検討する事項としては、以下のような例が挙げられる。

- ・架設時の付加的な応力の発生
- ・仮設材の存置の影響
- ・形状や反力の管理の容易さ

また、検証した結果や反映方法については、確実に施工に反映されるように設計計算書等に記載することとなる。

なお、コンクリート構造については本書Ⅲ.1.(2)ポストテンション方式連続PC箱桁橋の設計計算例の1.3.1を参照のこと。

I編 1.7.1,
I編 1.7.2,
I編 1.8.3,
V編 1.4

I編 1.8.1(7)
解説

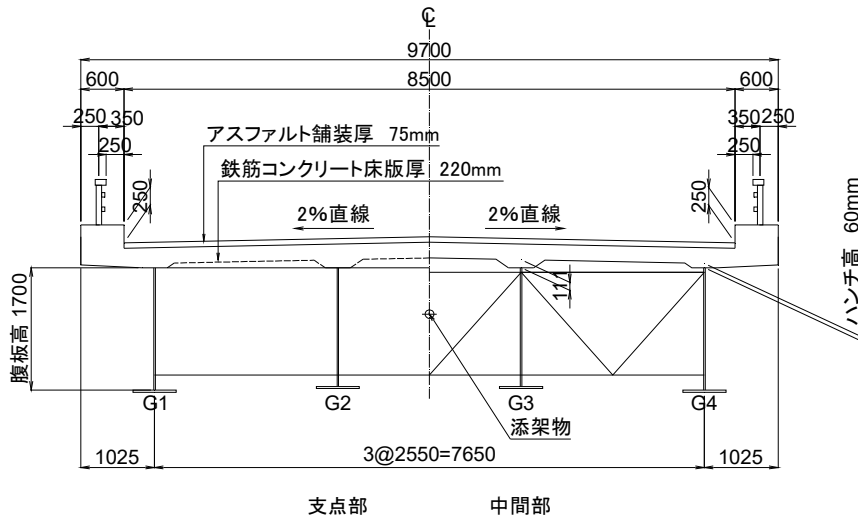
1.3.2 橋梁一般図

<省略>

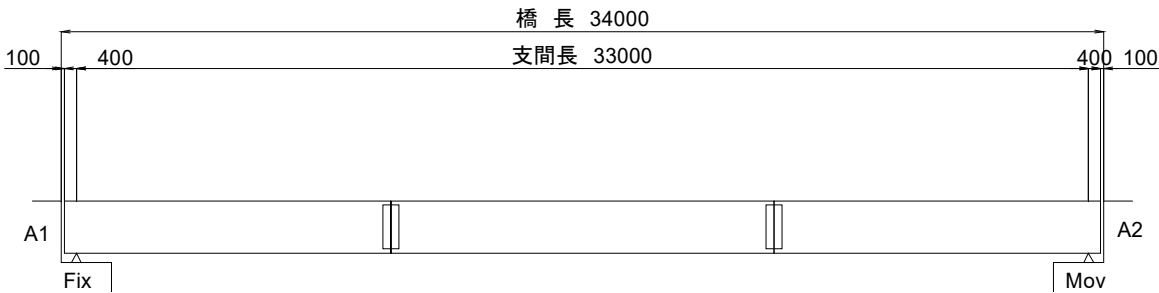
【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象とした鋼単純合成I桁橋の一般図を図-1.3.1に示す。

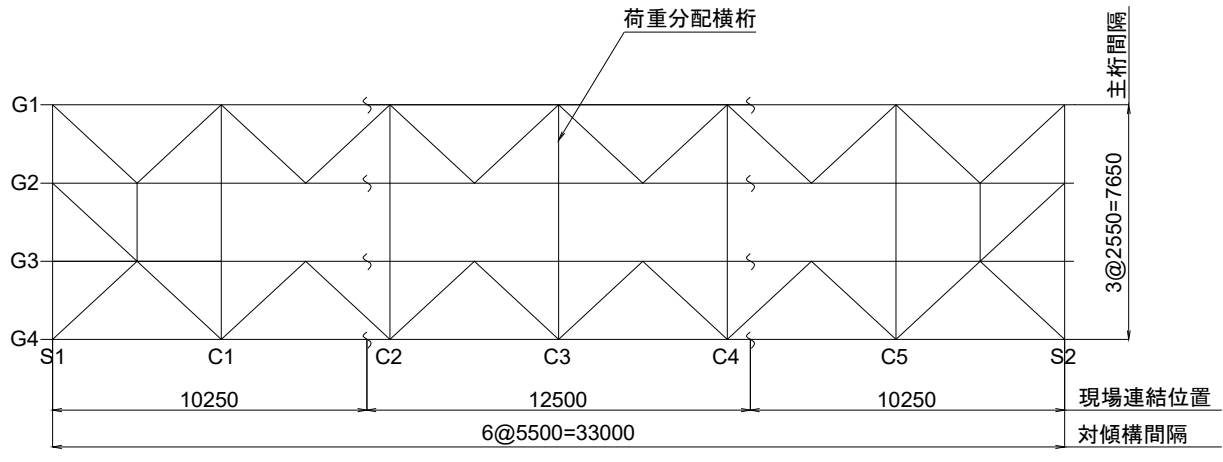
なお、構造寸法以外の橋の設計概要が把握できるためのその他の情報については、記載を省略している。



断面図



側面図



平面図

図-1.3.1 橋梁一般図

1.4 各部材の設計方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.4 に示すように、前節までに定められた結果を踏まえ、各部材等の設計が行われることとなる。各部材の設計方針について、各部材の設計内容の妥当性を確認するために必要となる情報とともに示すこととなる。

1.4.1 各部材の耐荷性能に対する設計方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.4.1 に示すように、本書Ⅱ編 1.1 に示す前提条件や本書Ⅱ編 1.2 に示す設計の基本方針と各部材の耐荷性能に対する設計方針との関係を明確にするために、各部材の耐荷性能に対する設計方針についてその考え方とともに示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、各部材の耐荷性能に対する設計方針を以下のとおり定めた場合の設計計算例を示している。

(1) 上部構造を構成する部材等

本橋の上部構造を構成する床版、主桁、横桁の照査は、永続作用支配状況や変動作用支配状況においては部材等の状態がその限界状態1及び限界状態3を超えないことに対してそれぞれ必要な信頼性を有していることを、レベル2地震動を考慮する設計状況においては部材等の状態がその限界状態1及び限界状態3を超えないことに対してそれぞれ必要な信頼性を有していることを、道示Ⅰ編 式(5.2.1)により確かめる。

(2) 下部構造を構成する部材等

本編では、記載を省略している。

Ⅰ編 5.2

(3) 上下部接続部を構成する部材等

1) 支承部

本編では、記載を省略している。

2) 支承と上下部構造の取付部

本編では、記載を省略している。

なお、不測の事態が生じ、上部構造に損傷が生じた場合に備え、仮支持が可能な構造となるように配慮するなど、個々の設計では、構造の詳細において道示Ⅰ編 1.8.3を参考に配慮できるかどうかを検討し、必要に応じて、設計上配慮できる事項を橋の構造設計に反映することとなる。

1.4.2 各部材の耐久性能に対する設計方針

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.4.2に示すように、本書Ⅱ編 1.1に示す前提条件や本書Ⅱ編 1.2に示す設計の基本方針と橋の耐久性能の設定及び部材毎の耐久性の確保の方法等に対する設計方針との関係を明確にするために、各部材の耐久性能に対する設計方針についてその考え方とともに示すこととなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成Ⅰ桁橋を対象として、各部材の耐久性能に対する設計方針を以下のとおり定めた場合の設計計算例を示している。

(1) 上部構造を構成する部材等

鋼部材及びコンクリート部材の経年的な劣化の影響として鋼材の腐食及び疲労に対して照査する。その具体的照査方法は、耐久性確保の方法(1.2.3(3))で整理したとおり、道示に規定される標準的な方法による。

(2) 下部構造を構成する部材等

本編では、記載を省略している。

(3) 上下部接続部を構成する部材等

本編では、記載を省略している。

なお、具体的な設計にあたっては以下に留意することとなる。

- ・橋梁計画では、実際に用いる防食、疲労対策、塩害対策が耐久性確保の方法1～3のいずれに当てはまるのかを分類することで、当該部材に想定される補修や更新などの維持管理方法がある程度具体的に想定し、あらかじめ想定されている維持管理の前提条件に適合するかどうかを照査することとなる。
- ・耐久性にはばらつきがあり、目標とした設計耐久期間よりも早く耐荷性能を満足しなくなることもある。このため、部材等の単位での不具合に対して橋全体の耐荷力としては鈍感な構造となるように構造上の配置を検討する、変状の発見や修繕が確実であるようにする、更にはそれらが容易であるようにするなど、様々な構造設計上の配慮ができるかどうかを検討し、必要に応じて、設計上配慮できる事項を橋の構造設計に反映することとなる。以上の考え方は、設計の妥当性を示すものとその内容を設計計算書に示しておくこととなる。

1.4.3 橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編1.4.3に示すように、「橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項」について検討し、設計に反映した事項について、どのような考え方で反映したのかについて明確にするために、「橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項」について、その検討過程や耐荷性能や耐久性などとの関係とともに示すこととなる。

なお、本編では、橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項について検討を行った事項に関する記載は省略している。

I 編 7 章

1.4.4 施工に関する事項

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.4.4 に示すように、耐荷性能や耐久性能などの設計に用いる照査基準はその前提となる適切な施工方法や所要の品質が確保されていることなどが前提となることから、各部材の耐荷性能や耐久性能などの設計の妥当性について明確にするために、設計の前提とした施工の条件や配慮されるべき事項とともにその妥当性等に関する事項等について示すこととなる。

なお、本編では、施工に関する事項についての記載は省略している。

1.4.5 維持管理に関する事項

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.4.5 に示すように、橋の性能を確保するにあたって、その前提となる維持管理の条件が定められている必要があることから、その前提となる維持管理の条件とその妥当性について明確にするために、設計の前提とした維持管理の条件や配慮した事項とともにその妥当性に関する事項等について示すこととなる。

なお、本編では、維持管理に関する事項についての記載は省略している。

1.5 詳細設計条件

<省略>

【補足】

本書Ⅱ編 1.5 に示すように、詳細設計条件について明示することとなる。

なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、橋を設計する上で設定すべき設計条件や材料特性等の詳細設計条件を、1.5.1～1.5.3に示すように設定した場合の設計計算例を示している。

1.5.1 詳細設計条件

<省略>

【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象とした鋼単純合成I桁橋の詳細設計条件を以下の(1)～(3)に示す。

(1) 構造諸元に関する設計条件

- ①橋種 : 鋼道路橋
- ②構造形式 : 単純活荷重合成I桁橋
- ③床版 : 鉄筋コンクリート床版
- ④橋長 : 34.000m
- ⑤桁長 : 33.800m
- ⑥支間長 : 33.000m
- ⑦支承条件 : A1支点 固定支承, A2支点 可動支承
- ⑧斜角 : $A1=90^\circ$, $A2=90^\circ$
- ⑨平面線形 : $R=\infty$
- ⑩縦断勾配 : Level
- ⑪横断勾配 : $i=2.0\%$ (山形直線勾配)
- ⑫舗装 : アスファルト舗装 $t=75\text{mm}$
- ⑬有効幅員 : 8.500m
- ⑭総幅員 : 9.700m
- ⑮架設工法 : クレーン・ベント架設工法

(2) 耐荷性能に関する設計条件

- ①活荷重 : B活荷重
- ②雪荷重 : —
- ③型枠 : 1.000kN/m^2
- ④防護柵 : 0.500kN/m (片側あたり)
- ⑤添架物 : 0.600kN/m (1条あたり)
- ⑥温度変化 : $-10^\circ\text{C}\sim+40^\circ\text{C}$
- ⑦温度差 : 10度
- ⑧衝突荷重 : 55.9 kN (防護柵に対する作用)
- ⑨地盤種別 : I種地盤
- ⑩設計水平震度 : $k_h=0.20$ (レベル1地震動)
 $k_{Ih}=1.14$ (レベル2地震動, タイプI, 橋軸直角方向)
 $k_{IIh}=1.31$ (レベル2地震動, タイプII, 橋軸直角方向)

(3) 耐久性能に関する設計条件

- ①部材の設計耐久期間 : 100年
- ②疲労設計の照査荷重 : 疲労設計荷重 (F 荷重)
- ③防せい防食 : 塗装 (一般外面 C-5 塗装系, 高力ボルト連結部 F-11 塗装系)

1.5.2 使用材料、物理定数

<省略>

【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象とした鋼単純合成I桁橋の使用材料、物理定数を表-1.5.1, 表-1.5.2に示す。

なお、使用材料、物理定数については、個別の橋毎に個々の条件に応じて適切にそれぞれ設定する必要がある。

表-1.5.1 使用材料

材料の種類		規格		鋼材記号
鋼桁	鋼材	構造用鋼材	溶接構造用圧延鋼材 JIS G 3106	SM490Y SM400
		接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト	— S10T
	その他	頭付きスタッド	JIS B 1198	—
床版	コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	JIS R 5210 (普通ポルトランドセメント) JIS A 5308 (レディミクストコンクリート)	—
	鋼材	棒鋼	鉄筋コンクリート用棒鋼 JIS G 3112	SD345

表-1.5.2 物理定数

床版のコンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	II編 14.2.1
床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比	$n = 7$	II編 14.2.1
床版のコンクリートのクリープによる応力の算出に用いるクリープ係数	$\varphi_1 = 2.0$	II編 14.2.2
床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度	$\varepsilon_s = 20 \times 10^{-5}$	II編 14.2.4
床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いるクリープ係数	$\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$	II編 14.2.4

<p>1.5.3 かぶりの設定 <省略></p> <p>【補足】 本編の2章以降に示す設計計算例で対象とした鋼単純合成I桁橋の床版の鉄筋のかぶりは、道示Ⅱ編11.2.7に従い、床版の最小かぶりである30mmとしている。 なお、実際の設計では、スペーサーの配置や施工誤差、および段取り筋の配置の有無などを検討し、適切に設定する必要がある。</p> <p>1.6 設計 <省略></p> <p>【補足】 本書Ⅱ編1.6に示すように、構造解析に用いた手法や構造設計上の配慮事項とともに、当該手法を適用した根拠や構造設計上の配慮が必要となる理由について示すこととなる。</p> <p>1.6.1 構造解析 <省略></p> <p>【補足】 本書Ⅱ編1.6.1に示すように、構造解析に用いた手法の妥当性を明らかにするために、解析モデルに入力した情報やその解析モデルを選定した理由などについて示すこととなる。 なお、本編の2章以降では、鋼単純合成I桁橋を対象として、構造解析について以下の(1)、(2)に示す考え方を適用した場合の設計計算例を示している。</p>	<p>Ⅱ編11.2.7, Ⅲ編6.2</p> <p>I編1.8</p> <p>I編1.8.2, Ⅱ編3.7</p>
---	---

<p>(1) 構造解析モデルに関して 死荷重や活荷重の作用に対する断面力やたわみは、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。</p> <p>(2) 主要部材と二次部材に関して 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。</p> <p>(3) 構造解析と耐荷性能の照査に関して 以下を前提に道示Ⅱ編 5 章以降に規定する制限値を用い設計を行う。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部材は、棒部材としてモデル化する。 ・橋を構成する部材は、平面骨組みでモデル化する（格子解析モデル）。 ・部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力は、線形解析により算出する。 	<p>Ⅱ編 3.7(1)</p> <p>Ⅱ編 13.8.2</p> <p>Ⅱ編 3.1(5)</p> <p>Ⅱ編 3.7(2)</p>
<p>1.6.2 構造設計上の配慮事項 <省略></p> <p>【補足】 本書Ⅱ編 1.6.2 に示すように、部材等の耐荷性能や耐久性能の設計等に関して、構造設計上配慮した事項との関係やその妥当性を明らかにするために、構造設計上の配慮として部材等の設計に反映した事項をその検討過程や理由とともに示すこととなる。 なお、本編では、配慮事項や構造設計への反映方法についての記載は省略している。</p>	<p>I 編 1.8.3</p>

2章 床版

2.1 検討概要

床版の設計で考慮する作用は、死荷重および活荷重とし、道示Ⅱ編11.12に規定されている橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対しても照査を行う。また、橋軸直角方向の横力に対する照査は、3.2.11(4)に示す。

床版の設計の流れは、図-2.1.1に示す。

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するので、床版としての作用（床版作用）と桁の断面の一部としての作用（主桁作用）の重ね合わせの照査は、3.2.8に示す。

なお、温度差の影響は発生応力が微小なので無視する。

【補足】

- ・本書では、温度差の影響について、発生応力が微小なので無視することとしているが、実際の設計ではその影響について、適切に考慮することとなる。
- ・配力鉄筋方向の照査は、主鉄筋方向の照査と同様の方法なので、本書では記載を省略している。

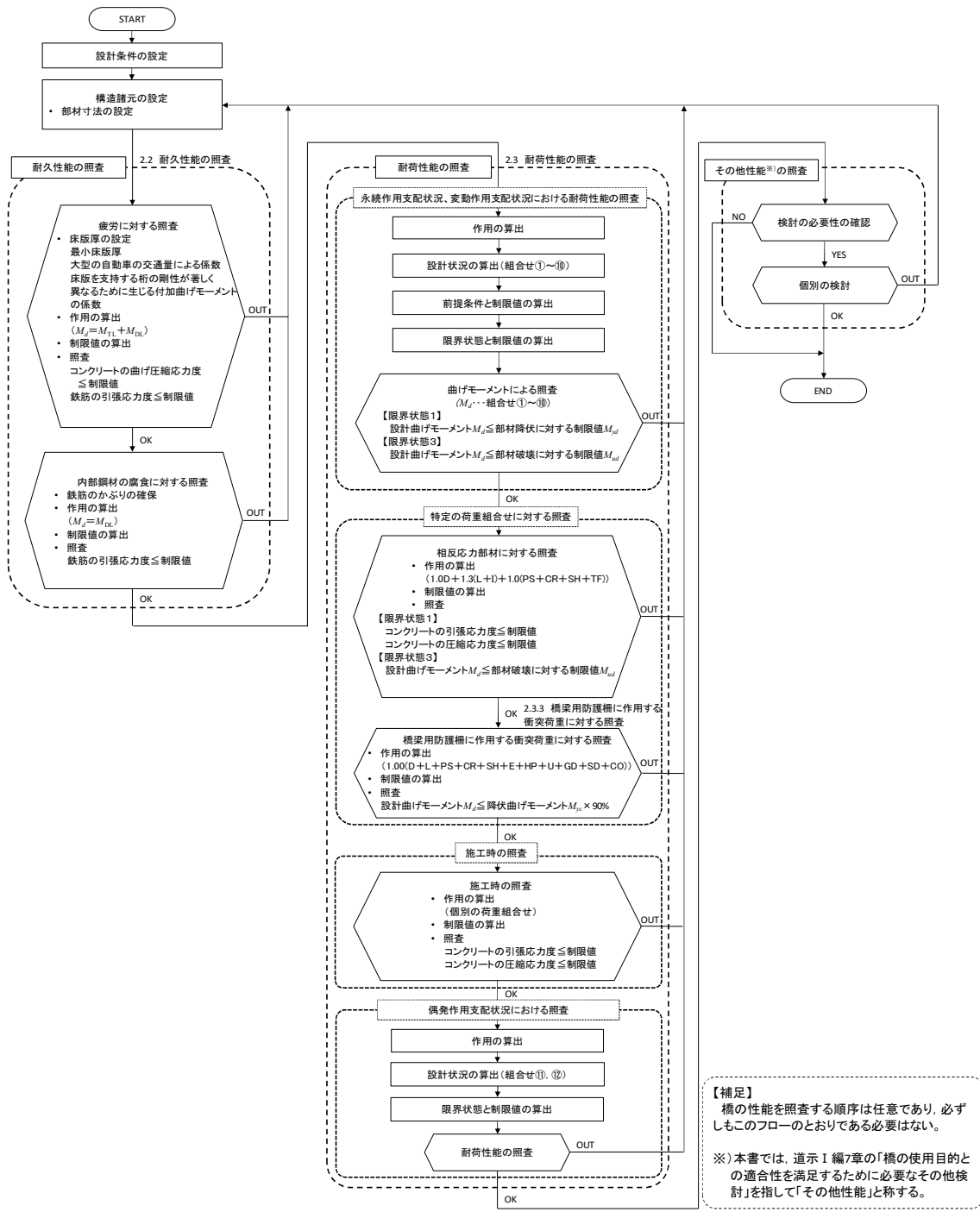


図-2.1.1 床版の設計フロー

2.2 耐久性能の照査

1.2.3 及び 1.4.2 の設計方針に従い床版の耐久性能に関しては、表-2.2.1 に示す項目により照査を行う。

表-2.2.1 床版の耐久性能に関する照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
床版の疲労	<ul style="list-style-type: none"> ・ 床版厚 $d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ ・・・道示Ⅱ編 11.5(3) ・ 応力度の制御 床版の曲げモーメント : $M_d = M_{TL} + M_{DL}$ コンクリートの曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{TL} + \sigma_{DL} \leq \sigma_{yd}$ 鉄筋の引張応力度 : $\sigma_{TL} + \sigma_{DL} \leq \sigma_{yd}$ ・・・道示Ⅱ編 11.5(7), (8)
内部鋼材の腐食	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄筋のかぶり 30mm 以上 ・・・道示Ⅱ編 11.2.7 ・ かぶりコンクリート部のひび割れの制御 床版の曲げモーメント : $M_d = M_{DL}$ 鉄筋の引張応力度 : $\sigma_{DL} \leq \sigma_{yd}$ ・・・道示Ⅱ編 11.6

2.2.1 床版厚

$$d=k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

$$=1.15 \times 1.00 \times 187=215.1\text{mm} \rightarrow 220\text{mm}$$

ここに、

d : 床版厚

d_0 : 床版の最小全厚

$$d_0=30L+110$$

$$=30 \times 2.550+110=186.5\text{mm} \rightarrow 187\text{mm} \geq 160\text{mm}$$

(床版の区分：連続版)

k_1 : 大型の自動車の交通量による係数

$$k_1=1.15 \text{ (1方向あたりの大型車の計画交通量：950台/日)}$$

k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数

$$k_2=1.00 \text{ (付加曲げモーメント：影響なし)}$$

なお、床版を支持する主桁に著しい剛度差が生じないため、付加曲げモーメントの影響を考慮しないこととする。

【補足】

- ・床版厚 (d) は、最小の床版厚の計算値であり、本書では最小値以上を確保し 10mm 単位の床版厚としている。
- ・本書では、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの影響は、床版を支持する主桁に著しい剛度差が生じないようにすることとし、考慮しないこととしているが、実際の設計では、その影響について、適切に考慮することとなる。
- ・片持部 (床版の区分：片持版) に必要な床版厚の計算は、本書では記載を省略している。

Ⅱ編 11.5

2.2.2 照査

照査は、床版の疲労および内部鋼材の腐食に対して行う。

設計曲げモーメントは、T 荷重による曲げモーメントと死荷重による曲げモーメントを道示Ⅱ編 11.2.3 の規定により算出し、疲労に対する床版の曲げモーメントは道示Ⅱ編 11.5、内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメントは道示Ⅱ編 11.6 の規定により算出する。

設計曲げモーメントによるコンクリートと鉄筋の応力度は、道示Ⅱ編 11.5 および道示Ⅱ編 11.6 の制限値を超えないことを照査することで確認する。これにより、道示Ⅱ編 11.5(1)および道示Ⅱ編 11.6(1)の規定による設計耐久期間に自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、および床版における内部鋼材の腐食に対して、部材の耐荷性能が低下しないために必要な条件を満足する。

(1) 設計曲げモーメント

疲労に対する床版の曲げモーメント

$$M_d = M_{TL} + M_{DL}$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

M_{TL} : T 荷重による曲げモーメント

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント

内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメント

$$M_d = M_{DL}$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント

Ⅱ編 11.2.3

Ⅱ編 11.5

Ⅱ編 11.6

(2) 照査

1) 片持部

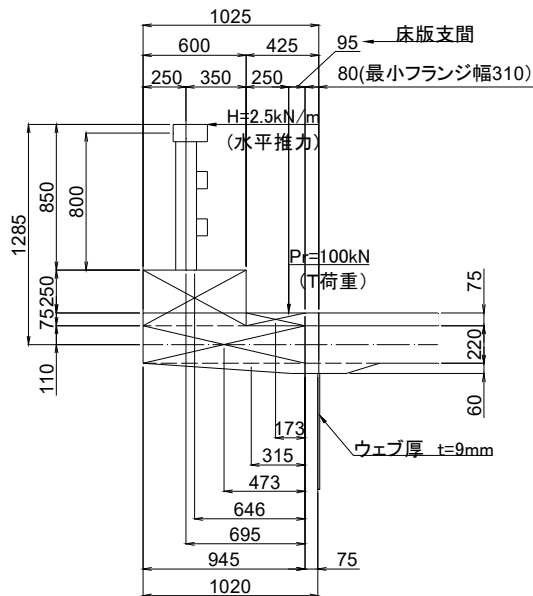


図-2.2.1 断面図

曲げモーメント M_d

$$M_d = M_{TL} + M_{DL} = 34.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_d = M_{DL} = 6.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

M_{TL} : T 荷重による曲げモーメント (28.6 kN・m/m)

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (6.2 kN・m/m)

T 荷重による曲げモーメントは、橋梁用防護柵に作用する水平推力を考慮する。

$$25.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} + 3.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ (水平推力)} = 28.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

照査 (ハンチ高 60mm, 上フランジ厚 28mm, D19@125)

$$\sigma_c = 4.1 \text{ N/mm}^2 \leq 8.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (疲労に対する照査)}$$

$$\sigma_s = 85 \text{ N/mm}^2 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (疲労に対する照査)}$$

$$\sigma_s = 15 \text{ N/mm}^2 \leq 100 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (内部鋼材の腐食に対する照査)}$$

ここに、

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度

σ_s : 鉄筋の引張応力度

また、床版のかぶりは図-2.2.2 より道示 II 編 11.2.7 に規定される最小かぶり以上のかぶりを有している。

II 編 11.5

II 編 11.6

よって、床版の疲労および内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

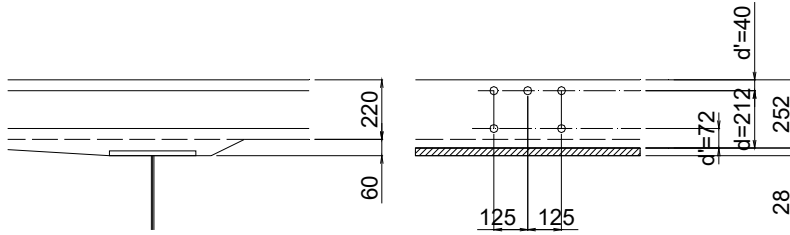


図-2.2.2 照査断面（主鉄筋）

2) 中間部

$$M_d = M_{TL} + M_{DL} = 34.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_d = M_{DL} = 4.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに、

M_d : 曲げモーメント

M_{TL} : T 荷重による曲げモーメント (30.2 kN・m/m)

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (4.6 kN・m/m)

照査（床版厚 220mm, D19@125）

$$\sigma_c = 4.9 \text{ N/mm}^2 \leq 8.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (疲労に対する照査)}$$

$$\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (疲労に対する照査)}$$

$$\sigma_s = 13 \text{ N/mm}^2 \leq 100 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK (内部鋼材の腐食に対する照査)}$$

ここに、

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度

σ_s : 鉄筋の引張応力度

また、床版のかぶりは図-2.2.3 より道示Ⅱ編 11.2.7 に規定される最小かぶり以上のかぶりを有している。

よって、床版の疲労および内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

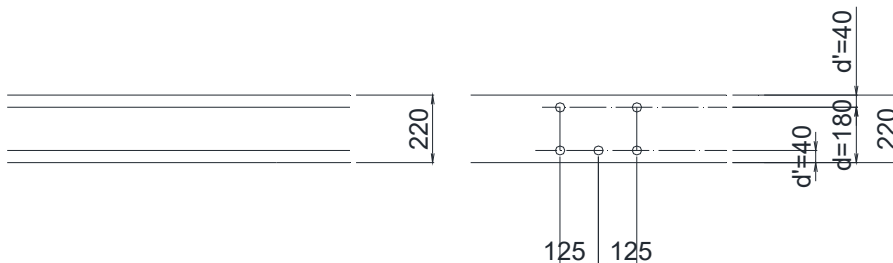


図-2.2.3 照査断面（主鉄筋）

Ⅱ編 11.5

Ⅱ編 11.6

2.3 耐荷性能の照査

表-2.3.1 床版の耐荷性能に関する主な照査項目

状況	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 $M_d \leq M_{yd}$ ・・・道示Ⅱ編 11.3.1 ・・・道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・ せん断力 同右 ・・・道示Ⅱ編 11.3.2 		<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 11.4.1 ・・・道示Ⅲ編 5.7.1(3) ・ せん断力 床版厚 \geq 最小全厚 ・・・道示Ⅱ編 11.4.2
偶発作用が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{yd}$ ・・・道示Ⅱ編 11.3.1 ・・・道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・ せん断力 同右 ・・・道示Ⅱ編 11.3.2 		<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{ud}$ ・・・道示Ⅱ編 11.4.1 ・・・道示Ⅲ編 5.7.1(3) ・ せん断力 床版厚 \geq 最小全厚 ・・・道示Ⅱ編 11.4.2

【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。

2.3.1 限界状態 1 に対する照査

II 編 11.3

(1) 片持部

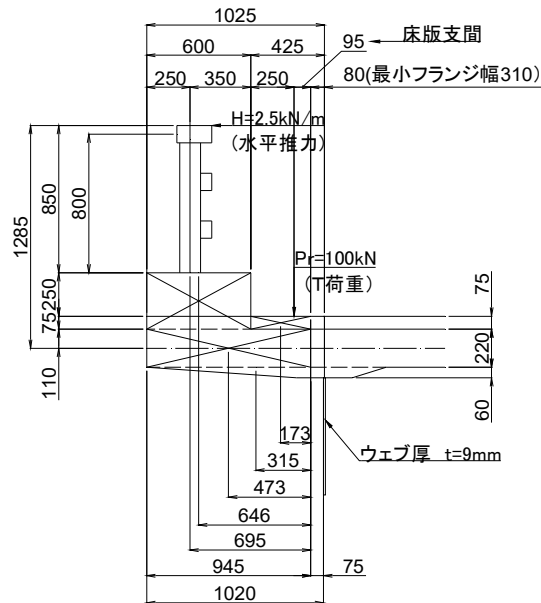


図-2.3.1 断面図

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL} + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL} = 42.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに、

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL}$: T 荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)}) \times 1.25 \text{ (荷重係数)} \times 28.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 35.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL}$: 死荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)}) \times 1.05 \text{ (荷重係数)} \times 6.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 6.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

T 荷重による曲げモーメントは、橋梁用防護柵に作用する水平推力を考慮する。

$$25.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} + 3.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ (水平推力)} = 28.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd}

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc} = 109.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに、

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90

Φ_y : 抵抗係数 0.85

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 143.6 kN・m/m

照査 (ハンチ高 60mm, 上フランジ厚 28mm, D19@125)

$$M_d = 42.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq M_{yd} = 109.9 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

II 編 11.3.1

(2) 中間部

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL} + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL} = 42.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL}$: T 荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)}) \times 1.25 \text{ (荷重係数)} \times 30.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 37.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL}$: 死荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)}) \times 1.05 \text{ (荷重係数)} \times 4.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 4.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd}

$$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc} = 92.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90

Φ_y : 抵抗係数 0.85

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 120.7 kN・m/m

照査 (床版厚 220mm, D19@125)

$$M_d = 42.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq M_{yd} = 92.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

II 編 11.3.1

2.3.2 限界状態 3 に対する照査

II 編 11.4

(1) 片持部

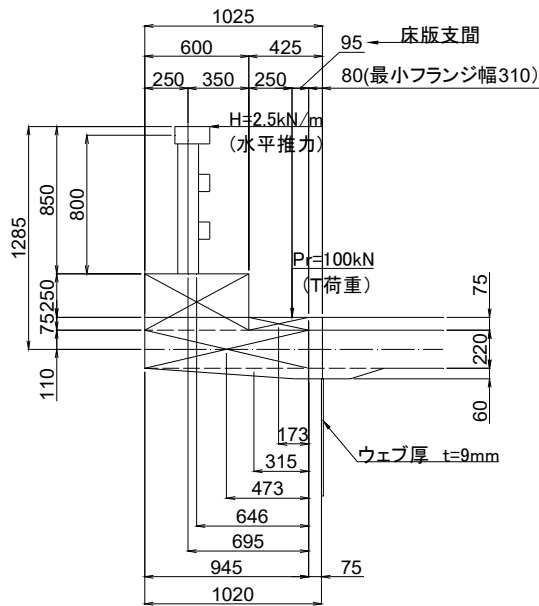


図-2.3.2 断面図

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL} + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL} = 42.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL}$: T 荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)} \times 1.25 \text{ (荷重係数)} \times 28.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 35.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m})$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL}$: 死荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)} \times 1.05 \text{ (荷重係数)} \times 6.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 6.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m})$$

T 荷重による曲げモーメントのは、橋梁用防護柵に作用する水平推力を考慮する。

$$25.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} + 3.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \text{ (水平推力)} = 28.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud}

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc} = 100.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90

ξ_2 : 部材・構造係数 0.90

Φ_u : 抵抗係数 0.80

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 155.4 kN・m/m

照査 (ハンチ高 60mm, 上フランジ厚 28mm, D19@125)

$$M_d = 42.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq M_{ud} = 100.7 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

II 編 11.4.1

(2) 中間部

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL} + \gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL} = 42.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{TL}$: T 荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)} \times 1.25 \text{ (荷重係数)} \times 30.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 37.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m})$$

$\gamma_p \cdot \gamma_q \cdot M_{DL}$: 死荷重による設計曲げモーメント

$$(1.00 \text{ (荷重組合せ係数)} \times 1.05 \text{ (荷重係数)} \times 4.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} = 4.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m})$$

部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud}

$$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc} = 84.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90

ξ_2 : 部材・構造係数 0.90

Φ_u : 抵抗係数 0.80

M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 130.1 kN・m/m

照査 (床版厚 220mm, D19@125)

$$M_d = 42.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq M_{ud} = 84.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

II 編 11.4.1

2.3.3 橋梁用防護柵に作用する衝突荷重に対する照査

II編 11.12

表-2.4.1 橋梁用防護柵に作用する衝突荷重に対する照査項目

照査用荷重	部材応答の閾値	抵抗曲げモーメント
1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO)		・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{yc} \times 0.9$ ・ ・ ・ 道示II編 11.12 ・ ・ ・ 道示III編 9.6

橋梁用防護柵に作用する衝突荷重に対する照査では、道示II編 11.12 (3)の規定により、以下の作用の組合せおよび荷重係数を考慮し、床版に生じる曲げモーメントを算出する。

1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO)

II編 11.12

床版に生じる曲げモーメントが、道示III編 9.6(6)1)に規定する抵抗曲げモーメントを超えないことを照査する。ただし、抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とする。

III編 9.6

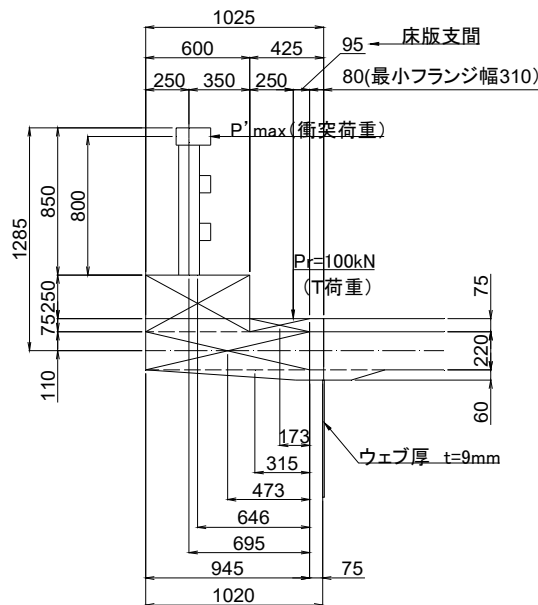


図-2.4.1 断面図

設計曲げモーメント M_d

$$M_d = 1.00 \times (M_{TL} + M_{DL} + M_{CO}) = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

ここに,

M_{TL} : T 荷重による曲げモーメント (28.6 kN・m/m)

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメント (6.2 kN・m/m)

M_{CO} : 衝突荷重による曲げモーメント (29.8 kN・m/m)

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。

$$M_{CO} = P'_{\max} \times H / a = 29.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

支柱の最大支持力の高さ換算値 $P'_{\max} = 55.9 \text{ kN}$

地覆面から主要横梁中心までの高さ $H = 0.8 \text{ m}$

支柱間隔 $a = 1.5 \text{ m}$

照査

$$M_d = 64.6 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \leq 0.9 \times M_{yc} = 129.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{OK}$$

ここに,

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 143.6 kN・m/m

【補足】

- ・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、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。

I 編 11.1.2

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。

Ⅱ編 13.8.2

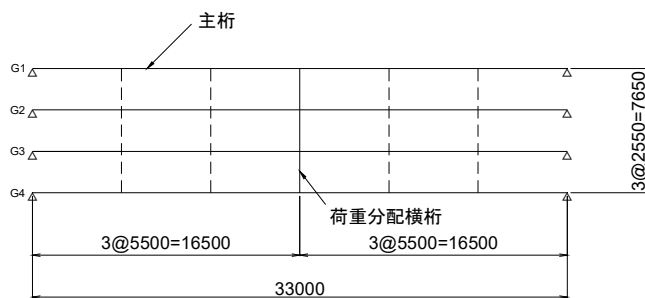


図-3.1.1 格子解析モデル図

(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。

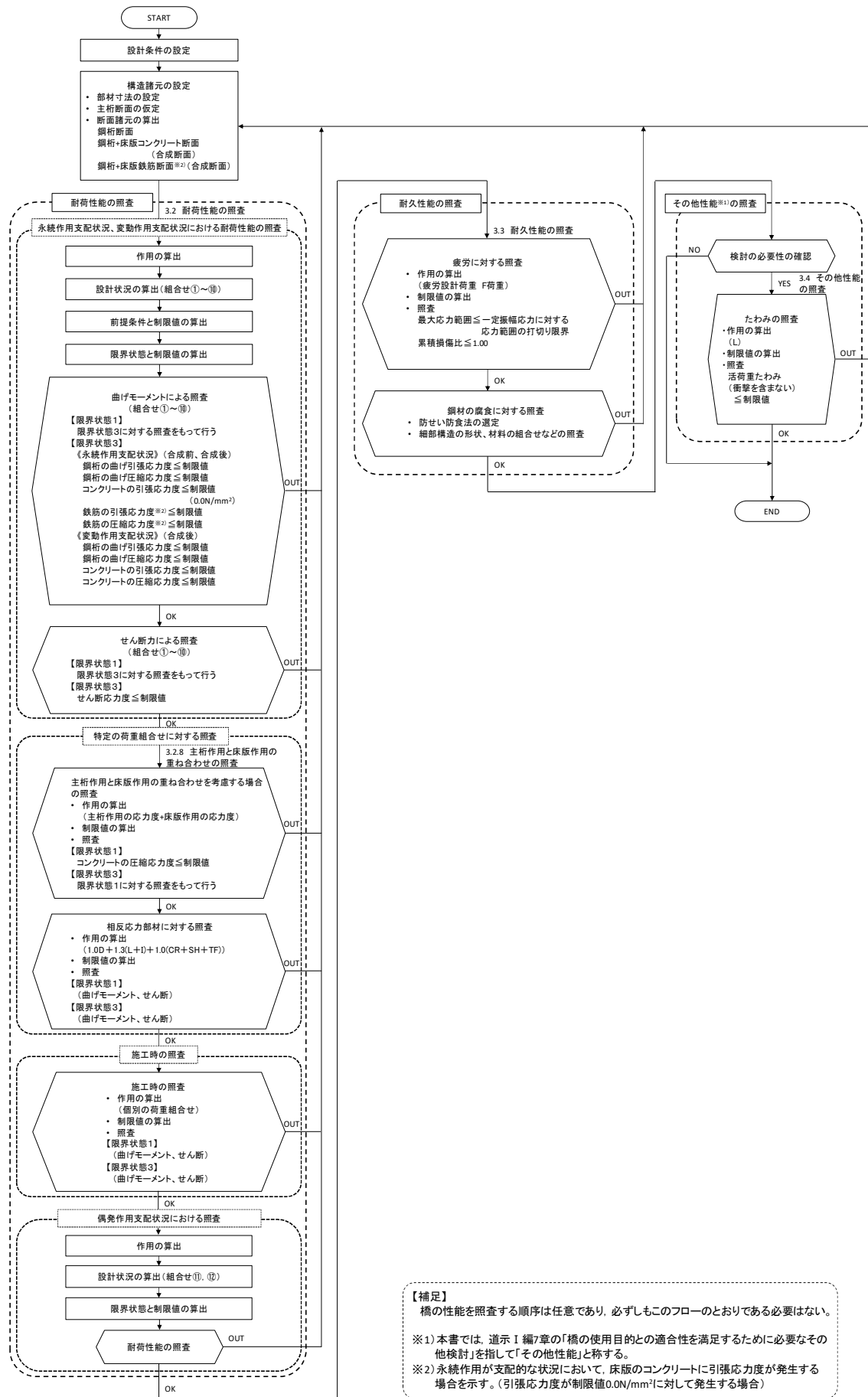


図-3.1.2 主桁の設計フロー

3.2 耐荷性能の照査

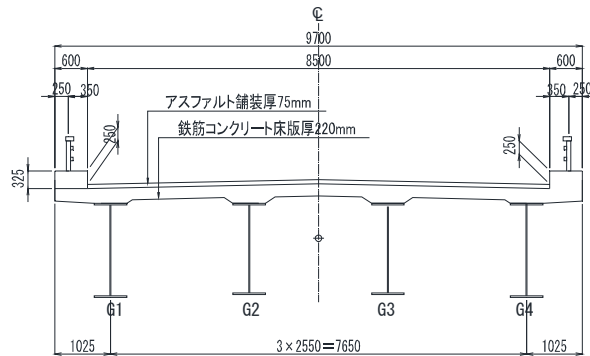
表-3.2.1 主桁の耐荷性能に関する主な照査項目

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 $\sigma_c \leq$コンクリート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 $\sigma_t \leq \sigma_{tud}$ ・・・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 $\sigma_c \leq$コンクリート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 $\sigma_t \leq \sigma_{tud}$ ・・・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

(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				
舗装	1.69kN/m ²			
地覆	300			300
防護柵	250			250
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。

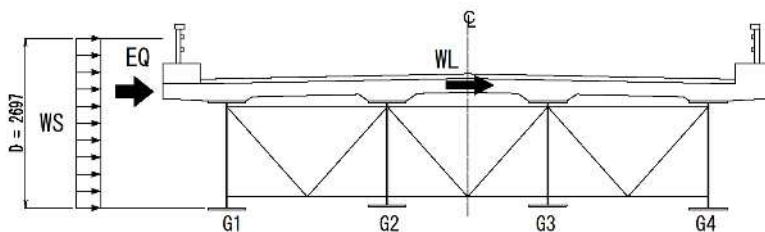


図-3.2.1-1 荷重載荷図

3.2.2 荷重係数

作用の組合せに対する荷重組合せ係数，荷重係数は，道示 I 編 表-3.3.1 の規定により，表-3.2.2 のとおりとする。

I 編 3.3

表-3.2.2 作用の組合せに対する荷重組合せ係数，荷重係数

作用の組合せ		荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値																											
		D		L		PS, CR, SH		E, HP, U		TH		TF		SW		GD SD		CF BK		WS		WL		WP		EQ		CO	
		γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q
①	D	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
		永続作用 支配状況																											
②	D+L	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
③	D+TH	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
④	D+TH+WS	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	0.75	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
⑤	D+L+TH	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
⑥	D+L+WS+ WL	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
		変動作用 支配状況																											
⑦	D+L+TH +WS+WL	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
⑧	D+WS	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
⑨	D+TH+EQ	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	0.50	1.00	—	—	—	—
⑩	D+EQ	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—	—
⑪	D+EQ	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—
		偶発作用 支配状況																											
⑫	D+CO	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—

<p>3.2.3 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数</p> <p>(1) 曲げモーメントを受ける部材 本橋は, 支承条件が固定・可動の単純桁で, 温度変化の影響により桁に軸力は発生しない構造となるので, 限界状態1に対する照査は道示Ⅱ編 5.3.6, 限界状態3に対する照査は道示Ⅱ編 5.4.6に従い行う。</p> <p>(2) せん断力を受ける部材 限界状態1に対する照査は道示Ⅱ編 5.3.7, 限界状態3に対する照査は道示Ⅱ編 5.4.7に従い行う。</p> <p>(3) 曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材 限界状態1に対する照査は道示Ⅱ編 5.3.9, 限界状態3に対する照査は道示Ⅱ編 5.4.9に従い行う。</p>	<p>Ⅱ編 5.3.6, Ⅱ編 5.4.6</p> <p>Ⅱ編 5.3.7, Ⅱ編 5.4.7</p> <p>Ⅱ編 5.3.9, Ⅱ編 5.4.9</p>
---	---

3.2.4 断面力と断面構成

断面力と断面構成を示す断面構成図を、図-3.2.2 に示す。

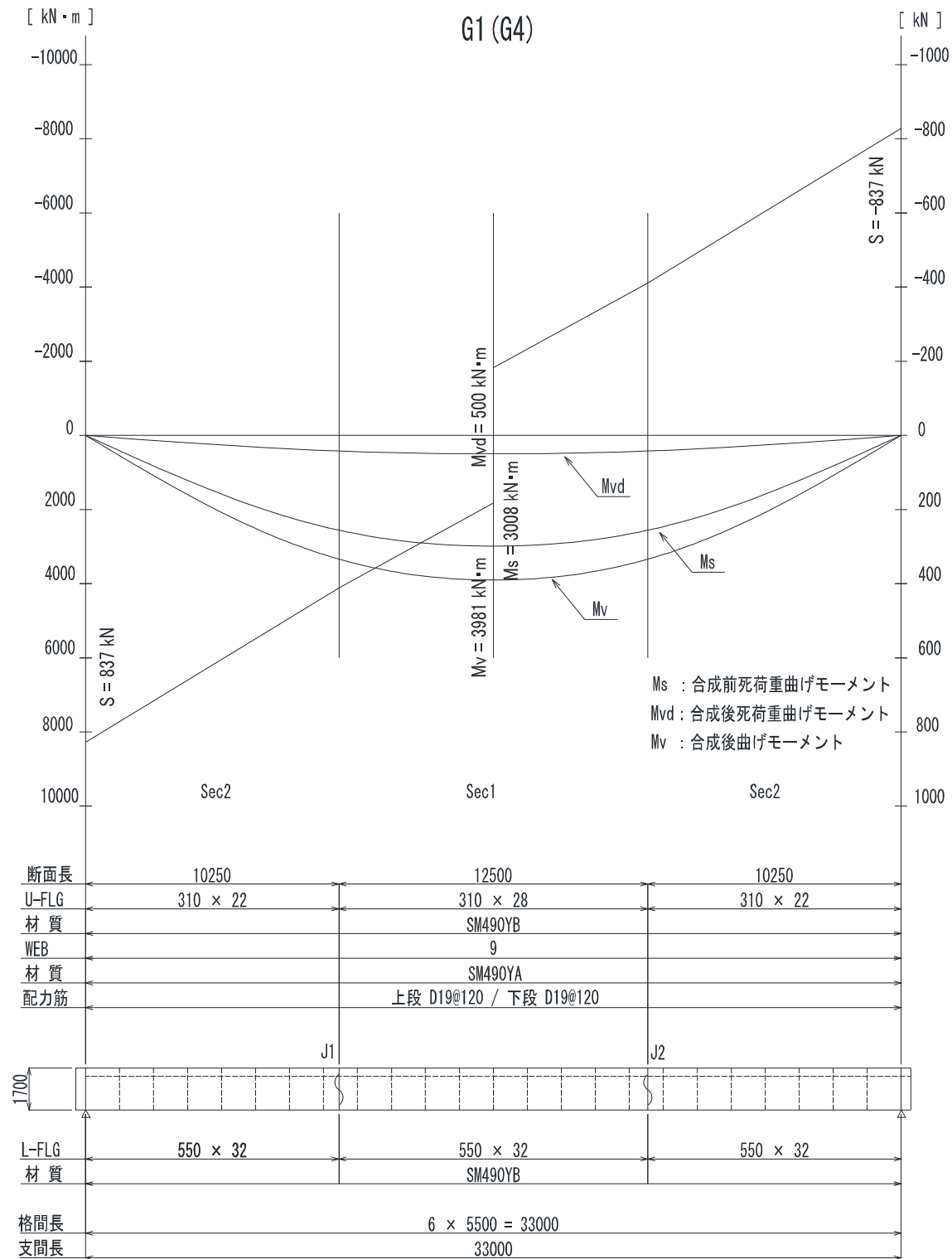


図-3.2.2 断面構成図

【補足】

・本書では、代表して断面力の大きい G1 (G4) 主桁のみを示している。

3.2.5 最小板厚の規定など（細部構造の規定など）

①引張フランジの自由突出部の板厚

引張フランジの自由突出部の板厚は、道示Ⅱ編 13.3.2 の規定により、鋼種に関わらず自由突出幅は 1/16 以上とする。

Ⅱ編 13.3.2

②腹板の板厚

腹板の板厚は、道示Ⅱ編 表-13.4.1 の規定により、表-3.2.3 に示す値以上とする。

Ⅱ編 13.4.2

表-3.2.3 最小腹板厚

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{131}$	$\frac{b}{124}$	$\frac{b}{117}$	$\frac{b}{110}$	$\frac{b}{107}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{221}$	$\frac{b}{208}$	$\frac{b}{196}$	$\frac{b}{185}$	$\frac{b}{180}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{293}$	$\frac{b}{276}$	$\frac{b}{260}$	$\frac{b}{253}$

ここに、 b ：上下両フランジの純間隔（mm）

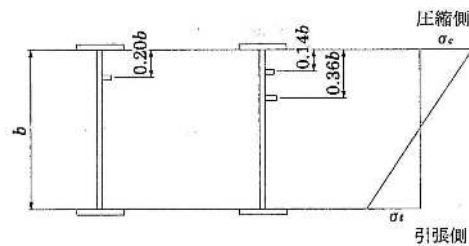
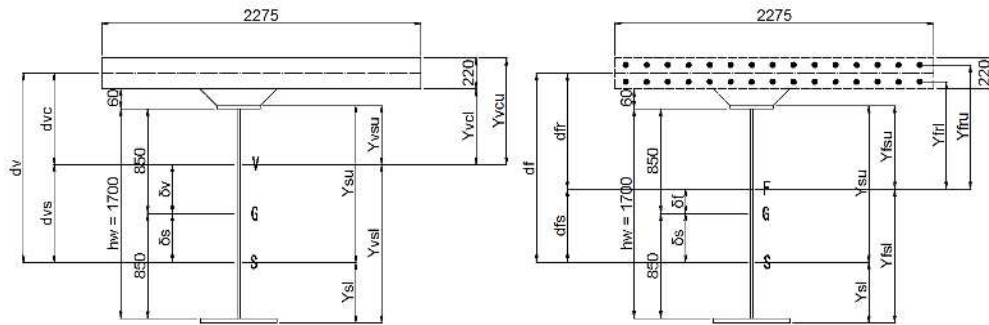


図-3.2.3 上下両フランジの純間隔

3.2.6 断面諸元と応力

(1) 断面諸元

3.2.4 に示す断面構成において、計算に用いる断面寸法および断面剛性は、図-3.2.4、表-3.2.4、表-3.2.5 に示す。また、本橋では、ハンチの高さは60mmとし、床版の有効幅は床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮し、道示Ⅱ編 14.3.4の規定により、2275mm とする。



鋼桁・コンクリート合成断面

鋼桁・鉄筋合成断面

図-3.2.4 合成断面

表-3.2.4 G1 (G4) 支間中央の断面寸法 (mm)

床版	2275×220	—
U. Flg	310×28	SM490Y
Web	1700×9	SM490Y
L. Flg	550×32	SM490Y

表-3.2.5 G1 (G4) 支間中央の断面剛性

	合成前	合成後	
	鋼桁	鋼桁・コンクリート合成断面 (ヤング係数比 n=7)	鋼桁・鉄筋合成断面 (上段 D19-19 本, 下段 D19-19 本)
断面積 A (cm ²)	415.8	1130.8	524.6
断面二次 モーメント I (cm ⁴)	2192000	6039000	3450000

【補足】

- 本書では、代表して G1 (G4) 主桁の支間中央の断面での設計計算例を示している。

Ⅱ編 14.1.2

Ⅱ編 11.2.12

Ⅱ編 14.3.4

Ⅱ編 14.1.2

Ⅱ編 14.2.1

(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。

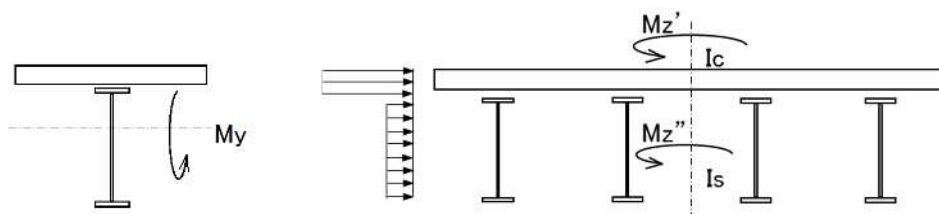


図-3.2.4-1 考慮する断面力

表-3.2.6 支間中央の曲げモーメント (kN・m)

	設計断面力	D		L	PS	CR	SH	E, HP, U	TH	TF	SW	GD, SD	CF, BK	WS	WL	WP	EQ	CO
		前	後															
特性値による断面力	-	3,008	500	3,481	0	170	731	0	0	760	0	0	0	0	0	0	0	0
① D(+TF)	永続作用 支配状況	5,389	3,158	525	0	179	768	0	-	760	-	0	-	-	-	0	-	-
② D+L		9,741	3,158	525	4,351	0	179	768	0	-	760	0	0	-	-	0	-	-
③ D+TH	変動作用 支配状況	5,389	3,158	525	0	179	768	0	0	760	-	0	-	-	-	0	-	-
④ D+TH+WS		5,389	3,158	525	0	179	768	0	0	760	-	0	-	-	-	0	-	-
⑤ D+L+TH		9,523	3,158	525	4,134	0	179	768	0	0	760	0	0	-	-	0	-	-
⑥ D+L+WS+WL		9,523	3,158	525	4,134	0	179	768	0	-	760	-	0	0	0	0	-	-
⑦ D+L+TH+WS+WL		9,523	3,158	525	4,134	0	179	768	0	0	760	-	0	0	0	0	-	-
⑧ D+WS	偶発作用 支配状況	5,389	3,158	525	0	179	768	0	-	760	-	0	-	-	-	0	-	-
⑨ D+TH+EQ		5,389	3,158	525	-	0	179	768	0	0	760	0	0	-	-	0	0	-
⑩ D+EQ		5,389	3,158	525	-	0	179	768	0	-	760	-	0	-	-	0	0	-
⑪ D+EQ	4,629	3,158	525	-	0	179	768	0	-	-	-	0	-	-	-	-	0	-
⑫ D+CO	4,629	3,158	525	-	0	179	768	0	-	-	-	0	-	-	-	-	-	0

【補足】

- ・本書では、値が最大となる支間中央のみの曲げモーメントを示している。
- ・本書では、作用の特性値による断面力を算出し、荷重組合せ係数と荷重係数を乗じて各作用の組合せによる断面力を算出している。
- ・本書では、死荷重による断面力は、桁の断面剛性が異なる合成前と合成後の断面力を算出し、荷重係数 (γ_q) は、どちらの場合も 1.05 としている。

表-3.2.7 支点部のせん断力 (kN)

	設計断面力	D		L	PS	CR	SH	E, HP, U	TH	TF	SW	GD, SD	CF, BK	WS	WL	WP	EQ	CO
		前	後															
特性値による断面力	—	361	90	386	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
① D(+TF)	474	379	95	—	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	—	0	—	—
② D+L	956	379	95	483	0	0	0	0	—	0	0	0	0	—	0	0	—	—
③ D+TH	474	379	95	—	0	0	0	0	0	0	—	0	—	0	0	0	—	—
④ D+TH+WS	474	379	95	—	0	0	0	0	0	0	—	0	—	0	0	0	—	—
⑤ D+L+TH	932	379	95	458	0	0	0	0	0	0	—	0	—	0	0	0	—	—
⑥ D+L+WS+WL	932	379	95	458	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	0	0	—	—
⑦ D+L+TH+WS+WL	932	379	95	458	0	0	0	0	0	0	—	0	—	0	0	0	—	—
⑧ D+WS	474	379	95	—	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	0	0	—	—
⑨ D+TH+EQ	474	379	95	—	0	0	0	0	0	0	—	0	—	0	0	0	0	—
⑩ D+EQ	474	379	95	—	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	0	0	0	—
⑪ D+EQ	474	379	95	—	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	0	0	0	—
⑫ D+CO	474	379	95	—	0	0	0	0	—	0	—	0	—	0	0	0	0	0

【補足】

- ・本書では、値が最大となる支点部のみのせん断力を示している。
- ・本書では、作用の特性値による断面力を算出し、荷重組合せ係数と荷重係数を乗じて各作用の組合せによる断面力を算出している。
- ・本書では、死荷重による断面力は、桁の断面剛性が異なる合成前と合成後の断面力を算出し、荷重係数 (γ_q) は、どちらの場合も 1.05 としている。

(3) 応力

1) 鋼桁・コンクリート合成断面

コンクリート床版を桁の断面に算入する場合の応力を，表-3.2.8，表-3.2.9に示す。

【補足】

すべての作用の組合せによる応力を示す必要があるが，本書では断面の決定要因となる作用の組合せ①と作用の組合せ②のみを示している。

表-3.2.8 G1 (G4) 支間中央の曲げ応力 (N/mm²)

			床版上端	床版下端	上フランジ	下フランジ
			σ_{cu}	σ_{cl}	σ_u	σ_l
特性値から算出した応力	合成前	死荷重 (D)	—	—	-146.0	95.5
	合成後	死荷重 (D)	-0.7	-0.4	-2.5	12.1
		活荷重 (L)	-4.6	-2.7	-17.4	84.1
		クリープ (CR)	0.3	0.0	-5.1	0.9
		乾燥収縮 (SH)	0.5	0.7	-25.0	4.2
		温度差 (TF)	0.2	0.6	-19.0	3.2
作用の組合せ①	合成前	死荷重 (D)	—	—	-153.3	100.3
	合成後	死荷重 (D)	-0.7	-0.4	-2.6	12.7
		活荷重 (L)	—	—	—	—
		クリープ (CR)	0.3	0.0	-5.4	0.9
		乾燥収縮 (SH)	0.5	0.7	-26.3	4.4
		温度差 (TF)	0.2	0.6	-19.0	3.2
		計	0.3	0.9	-53.2	21.3
合計	0.3	0.9	-206.5	121.5		
作用の組合せ②	合成前	死荷重 (D)	—	—	-153.3	100.3
	合成後	死荷重 (D)	-0.7	-0.4	-2.6	12.7
		活荷重 (L)	-5.8	-3.4	-21.8	105.1
		クリープ (CR)	0.3	0.0	-5.4	0.9
		乾燥収縮 (SH)	0.5	0.7	-26.3	4.4
		温度差 (TF)	0.2	0.6	-19.0	3.2
		計	-5.4	-2.5	-75.0	126.4
合計	-5.4	-2.5	-228.3	226.7		

作用の組合せ①の永続作用支配状況においては床版の上端，下端に引張応力が発生することから，道示Ⅱ編 14.1.2の規定により，コンクリート床版を桁の断面として考慮せず，コンクリート床版の橋軸方向鉄筋のみを桁の断面に算入する鋼桁・鉄筋合成断面として計算を行う。

Ⅱ編 14.6.2

表-3.2.9 G1 (G4) 支点部のせん断応力 (N/mm²)

			腹板
			τ
特性値から算出した応力	合成前	死荷重 (D)	23.6
	合成後	死荷重 (D)	5.9
		活荷重 (L)	25.2
		クリープ (CR)	0.0
		乾燥収縮 (SH)	0.0
		温度差 (TF)	0.0
作用の組合せ①	合成前	死荷重 (D)	24.8
	合成後	死荷重 (D)	6.2
		活荷重 (L)	—
		クリープ (CR)	0.0
		乾燥収縮 (SH)	0.0
		温度差 (TF)	0.0
		計	6.2
合計	31.0		
作用の組合せ②	合成前	死荷重 (D)	24.8
	合成後	死荷重 (D)	6.2
		活荷重 (L)	31.5
		クリープ (CR)	0.0
		乾燥収縮 (SH)	0.0
		温度差 (TF)	0.0
		計	37.7
合計	62.5		

2) 鋼桁・鉄筋合成断面

作用の組合せ①の永続作用支配状況におけるコンクリート床版の橋軸方向鉄筋のみを桁の断面に算入する場合の応力を，表-3.2.10，表-3.2.11 に示す。

表-3.2.10 G1 (G4) 支間中央の曲げ応力 (N/mm²)

			上段鉄筋	下段鉄筋	上フランジ	下フランジ
			σ_{su}	σ_{sl}	σ_u	σ_l
特性値から算出した応力	合成前	死荷重 (D)	—	—	-146.0	95.5
	合成後	死荷重 (D)	-14.6	-13.1	-11.8	13.7
		活荷重 (L)	-101.6	-91.3	-82.1	95.5
		クリープ (CR)	-10.0	-9.5	-9.0	-0.3
		乾燥収縮 (SH)	-39.5	-37.4	-35.4	1.8
		温度差 (TF)	-30.9	-28.6	-50.6	11.9
作用の組合せ①	合成前	死荷重 (D)	—	—	-153.3	100.3
	合成後	死荷重 (D)	-15.3	-13.8	-12.4	14.4
		活荷重 (L)	—	—	—	—
		クリープ (CR)	-10.5	-10.0	-9.5	-0.3
		乾燥収縮 (SH)	-41.5	-39.3	-37.2	1.9
		温度差 (TF)	-30.9	-28.6	-50.6	11.9
		計	-98.2	-91.6	-109.6	27.9
	合計		-98.2	-91.6	-262.9	128.1

表-3.2.11 G1 (G4) 支点部のせん断応力 (N/mm²)

			腹板
			τ
特性値から算出した応力	合成前	死荷重 (D)	23.6
	合成後	死荷重 (D)	5.9
		活荷重 (L)	25.2
		クリープ (CR)	0.0
		乾燥収縮 (SH)	0.0
		温度差 (TF)	0.0
作用の組合せ①	合成前	死荷重 (D)	24.8
	合成後	死荷重 (D)	6.2
		活荷重 (L)	—
		クリープ (CR)	0.0
		乾燥収縮 (SH)	0.0
		温度差 (TF)	0.0
		計	6.2
	合計		31.0

3.2.7 耐荷性能の照査

(1) 曲げモーメントを受ける部材

フランジは、曲げモーメントを受ける部材として照査を行う。

【補足】

本書では、G1(G4)主桁の曲げモーメントが最大となる支間中央の断面のみを示している。

1) 限界状態 1 に対する照査

a) 制限値

i) 引張側

$$\sigma_{tyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに、

σ_{tyd} : 軸方向引張応力度の制限値

ξ_1 (調査・解析係数) 0.90

Φ_{Yt} (抵抗係数) 0.85

σ_{yk} (降伏強度の特性値) 355N/mm² (SM490Y)

$$\sigma_{tyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 0.85 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

ii) 圧縮側

① 曲げ圧縮応力度の制限値

限界状態 1 に対する制限値は、道示 II 編 5.3.6 の規定に従い、限界状態 3 に対する制限値とする。

② 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値

限界状態 1 に対する制限値は、道示 II 編 5.3.2 の規定に従い、限界状態 3 に対する制限値とする。

b) 照査

【補足】

実際の設計では、全ての荷重組合せに対して照査を行う必要があるが、本書では、断面の決定要因となる作用の組合せ①と作用の組合せ②における照査のみの計算例を示している。

II 編 5.3.6

II 編 5.3.5

II 編 5.4.6

i) 永続作用支配状況における照査

永続作用支配状況における照査では、道示Ⅰ編 3.2 の規定により、桁架設時の照査も行う。

【補足】

本書では、圧縮側となる上フランジの照査のみを示している。

①架設時（合成前）

限界状態 1 に対する照査は、道示Ⅱ編 5.3.6 の規定に従い、限界状態 3 に対する照査により行う。

②完成時（合成後）

限界状態 1 に対する照査は、道示Ⅱ編 5.3.6 の規定に従い、限界状態 3 に対する照査により行う。

ii) 変動作用支配状況における照査

変動作用支配状況における照査では、正の曲げモーメントが生じる部分に対し、道示Ⅱ編 14.6.3 の規定により、鋼桁の制限値の補正係数として、圧縮縁で 1.15、引張縁で 1.00 を考慮する。

圧縮縁の鋼桁の制限値 $271\text{N/mm}^2 \times 1.15 = 311\text{N/mm}^2$

引張縁の鋼桁の制限値 $271\text{N/mm}^2 \times 1.00 = 271\text{N/mm}^2$

Ⅱ編 14.6.3

表-3.2.12 G1 (G4) 支間中央の照査（上フランジ）

		N/mm ²	
		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前（死荷重）		-153.3	-
合成後	死荷重	-2.6	-
	活荷重	-21.8	-
	クリープ	-5.4	-
	乾燥収縮	-26.3	-
	温度差	-19.0	-
合計		-228.3	-311

照査 OK

表-3. 2. 13 G1 (G4) 支間中央の照査 (下フランジ)

N/mm²

		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前 (死荷重)		100.3	-
合成後	死荷重	12.7	-
	活荷重	105.1	-
	クリープ	0.9	-
	乾燥収縮	4.4	-
	温度差	3.2	-
合計		226.7	271

照査 OK

2) 限界状態3に対する照査

II編 5.4.6

a) 制限値

i) 引張側

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに,

σ_{tud} : 曲げ引張応力度の制限値

ξ_1 (調査・解析係数) 0.90

ξ_2 (部材・構造係数) 1.00

Φ_{Ut} (抵抗係数) 0.85

σ_{yk} (降伏強度の特性値) 355N/mm² (SM490Y)

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

ii) 圧縮側

① 曲げ圧縮応力度の制限値

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに,

σ_{cud} : 曲げ圧縮応力度の制限値

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) 355N/mm² (SM490Y)

ρ_{brg} (曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数)

合成前, 架設時: 主桁の圧縮フランジがコンクリート床版で直接固定されていない場合

$$\rho_{brg} = 1.0 - 0.412 \cdot (\alpha - 0.2) = 0.690 \quad (\alpha = 0.952 > 0.2)$$

座屈パラメータ α

$$A_w/A_c = 15300/8680 = 1.76 \leq 2, K=2$$

$$\alpha = 2/\pi \cdot K \cdot \sqrt{(\sigma_{yk}/E) \cdot l/b} = 0.952$$

$$l/b \text{ の照査 } 5500/310 = 17.7 \leq 27 \text{ (SM490Y) OK}$$

l (圧縮フランジ固定点間距離) 5500 mm

b (圧縮フランジ幅) 310 mm

E (ヤング係数) $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

A_w (腹板の総断面積) 15300 mm²

A_c (圧縮フランジの総断面積) 8680 mm²

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 0.690 \times 355 = 187 \text{ N/mm}^2$$

合成後: 主桁の圧縮フランジがコンクリート床版で直接固定されている場合 ($\rho_{brg} = 1.0$)

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

②局部座屈に対する圧縮応力度の制限値

$$\sigma_{crld} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{cr1} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに、

σ_{crld} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値

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) 355N/mm²

ρ_{cr1} (局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数) 1.00

$$R = 0.363 \quad (b=150.5\text{mm}, t=28\text{mm}) \leq 0.7$$

$$\sigma_{crld} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{cr1} \cdot \sigma_{yk} = 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 355 = 271 \text{ N/mm}^2$$

①, ②より, 圧縮側の照査は曲げ圧縮応力度の制限値を用いる。

b) 照査

【補足】

実際の設計では, 全ての荷重組合せに対して照査を行う必要があるが, 本書では, 断面の決定要因となる作用の組合せ①と作用の組合せ②における照査のみの計算例を示している。

i) 永続作用支配状況における照査

永続作用支配状況における照査では, 道示 I 編 3.2 の規定により, 桁架設時の照査も行う。

【補足】

本書では, 圧縮側となる上フランジの照査のみを示している。

①架設時 (合成前)

表-3.2.14 G1 (G4) 支間中央の照査 (上フランジ)

	応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前 (死荷重)	-153.3	-187

N/mm²

照査 OK

②完成時（合成後）

表-3.2.15 G1（G4）支間中央の照査（上フランジ）

N/mm²

		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前（死荷重）		-153.3	-
合成後	死荷重	-12.4	-
	クリープ	-9.5	-
	乾燥収縮	-37.2	-
	温度差	-50.6	-
合計		-262.9	-271

照査 OK

ii) 変動作用支配状況における照査

変動作用支配状況における照査では，正の曲げモーメントが生じる部分に対し，道示Ⅱ編 14.7.3の規定により，鋼桁の制限値の補正係数として，圧縮縁で 1.15，引張縁で 1.00 を考慮する。

$$\text{圧縮縁の鋼桁の制限値 } 271\text{N/mm}^2 \times 1.15 = 311\text{N/mm}^2$$

$$\text{引張縁の鋼桁の制限値 } 271\text{N/mm}^2 \times 1.00 = 271\text{N/mm}^2$$

Ⅱ編 14.7.3

表-3.2.16 G1（G4）支間中央の照査（上フランジ）

N/mm²

		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前（死荷重）		-153.3	-
合成後	死荷重	-2.6	-
	活荷重	-21.8	-
	クリープ	-5.4	-
	乾燥収縮	-26.3	-
	温度差	-19.0	-
合計		-228.3	-311

照査 OK

表-3. 2. 17 G1 (G4) 支間中央の照査 (下フランジ)

		N/mm ²	
		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前 (死荷重)		100. 3	-
合成後	死荷重	12. 7	-
	活荷重	105. 1	-
	クリープ	0. 9	-
	乾燥収縮	4. 4	-
	温度差	3. 2	-
合計		226. 7	271

照査 OK

(2) せん断力を受ける部材

腹板は、せん断力を受ける部材として照査を行う。

【補足】

本書では、G1 (G4) 主桁のせん断力が最大となる支点上の断面のみを示している。

1) 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. 7 の規定に従い、限界状態 3 に対する照査により行う。

II 編 5. 3. 7

2) 限界状態 3 に対する照査

II 編 5. 4. 7

a) 制限値

$$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk}$$

ここに、

τ_{ud} : せん断応力度の制限値

ξ_1 (調査・解析係数) 0. 90

ξ_2 (部材・構造係数) 1. 00

Φ_{Us} (抵抗係数) 0. 85

τ_{yk} (せん断降伏強度の特性値) 205N/mm²

$$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk} = 0. 90 \times 1. 00 \times 0. 85 \times 205 = 156 \text{ N/mm}^2$$

b) 照査

【補足】

実際の設計では、全ての荷重組合せに対して照査を行う必要があるが、本書では、断面の決定要因となる作用の組合せ②における照査の計算例のみを示している。

表-3.2.18 G1 (G4) 支点部の照査 (腹板)

		N/mm ²	
		応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
合成前 (死荷重)		24.8	-
合成後	死荷重	6.2	-
	活荷重	31.5	-
	クリープ	-	-
	乾燥収縮	-	-
	温度差	-	-
合計		62.5	156

照査 OK

(3) 曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材

1) 限界状態 1 に対する照査

曲げモーメントおよびせん断力を受ける部材の照査は、道示Ⅱ編 5.3.9 に従い、せん断応力度が制限値の 45% 以下なので不要とする。

$$62.5 \text{ N/mm}^2 / 156 \text{ N/mm}^2 = 0.40 \leq 0.45$$

2) 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 5.4.9 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。

Ⅱ編 5.3.9

Ⅱ編 5.4.9

3.2.8 主桁作用と床版作用の重ね合わせを考慮する場合の照査

Ⅱ編 14.3.5

(1) 限界状態 1 に対する照査

Ⅱ編 14.6.1

1) 制限値

コンクリートの圧縮応力度の制限値 ($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$)

主桁の断面の一部としての作用 10.8N/mm²

同時に考慮した場合 15.8N/mm²

2) 照査

表-3.2.19 G1 (G4) 支間中央の照査

コンクリートの圧縮応力度 (鋼桁・コンクリート合成断面)

N/mm²

	応答値 (応力度)	制限値 (応力度)
床版としての作用	5.3	—
主桁の断面の一部としての作用	5.8	10.8
合計	11.1	15.8

照査 OK

【補足】

- ・主桁作用と床版作用の重ね合わせを考慮する場合の照査において、コンクリートの圧縮応力度による照査は、全ての荷重組合せに対して行う必要があるが、本書では断面の決定要因となる作用の組合せ②の計算例のみを示している。
- ・本書では、この照査の応力度は、圧縮側を正の値としている。

(2) 限界状態 3 に対する照査

Ⅱ編 14.7.1

限界状態 3 に対する照査は、道示Ⅱ編 14.7.2 の規定に従い、限界状態 1 に対する照査により行う。

3.2.9 接合部（高力ボルト摩擦接合）

(1) 特性値と抵抗側の部分係数

1) 特性値

摩擦接合用高力ボルトのすべり強度の特性値は、接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装するため、道示Ⅱ編 表- 9.6.1(b)の特性値とする。

2) 抵抗側の部分係数

摩擦接合用高力ボルトの抵抗側の部分係数は、限界状態1に対する照査では道示Ⅱ編 9.6.2、限界状態3に対する照査では道示Ⅱ編 9.9.2による。

(2) 高力ボルト継手

変動作用支配状況における照査では、正の曲げモーメントが生じる部分に対し、道示Ⅱ編 14.6.3により鋼桁の制限値の補正係数として、圧縮縁で1.15、引張縁で1.00を考慮する。

1) 上フランジ

上フランジの発生応力は、最大となる作用の組合せ①（永続作用支配状況）による値を用いる。

1-F1g PL 310×22 (SM490Y)

発生応力 269 N/mm²（発生応力は連結位置の小さい断面側の値）

母材の全強の75% $\sigma_{cud} \cdot 0.75 = 271 \times 0.75 = 203 \text{ N/mm}^2$

ここに、

σ_{cud} ：曲げ圧縮応力度の制限値

よって、発生応力が母材の全強の75%の強度より大きいため、設計応力は発生応力とし、発生応力による照査を行う。

設計応力 269 N/mm²

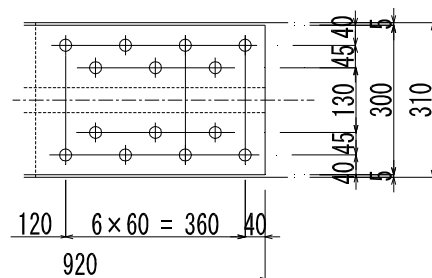


図-3.2.5 上フランジの高力ボルト継手

Ⅱ編 9.6.2

Ⅱ編 9.6.2,
Ⅱ編 9.9.2

Ⅱ編 14.6.3

Ⅱ編 9.1.1

<p>a) 限界状態 1 に対する照査</p> $V_{sd} = P_{sd} / n \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)</p> <p>P_{sd} : 接合線の片側にある全ボルトに生じる力 (N)</p> $P_{sd} = \sigma \cdot b \cdot t = 1834580 \text{ N}$ <p>σ : 照査位置の垂直応力度 269 N/mm²</p> <p>$b \cdot t$: 母材の断面積 310×22=6820mm²</p> <p>n : 接合線の片側にあるボルトの全本数 14 本</p> <p>m : 摩擦面数 m=2 (複せん断)</p> <p>V_{fk} : 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度 92kN (M22 S10T)</p> <p>Φ_{Mfv} : 抵抗係数 0.85</p> <p>ξ_1 : 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 1834580 / 14 = 131041 \text{ N} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m = 140760 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 9.6.1</p>						
<p>b) 限界状態 3 に対する照査</p> $V_{sd} \leq V_{fud}$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N) 131041 N</p> <p>V_{fud} : ボルト 1 本あたりの制限値 (N)</p> $V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBsl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m = 158166 \text{ N}$ <p>A_s : ねじ部の有効面積 303 mm² (M22)</p> <p>m : 接合面数 m=2 (複せん断)</p> <p>τ_{uk} : 摩擦接合用ボルトのせん断破壊強度の特性値 580 N/mm²</p> <p>$\xi_2 \cdot \Phi_{MBsl}$: 部材・構造係数と抵抗係数との積 0.50</p> <p>ξ_1 : 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 131041 \text{ N} \leq V_{fud} = 158166 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 9.9.1</p>						
<p>c) 連結板の照査</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 60%;">1-Sp1 PL 300×14 (SM490Y)</td> <td style="text-align: right;">$A_s = 4200 \text{ mm}^2$</td> </tr> <tr> <td>2-Sp1 PL 125×14 (SM490Y)</td> <td style="text-align: right;">$A_s = 3500 \text{ mm}^2$</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center; border-top: 1px solid black;">$\Sigma A_s = 7700 \text{ mm}^2$</td> </tr> </table> <p>上フランジ母材の断面積 $6820 \text{ mm}^2 \leq \Sigma A_s = 7700 \text{ mm}^2$</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	1-Sp1 PL 300×14 (SM490Y)	$A_s = 4200 \text{ mm}^2$	2-Sp1 PL 125×14 (SM490Y)	$A_s = 3500 \text{ mm}^2$	$\Sigma A_s = 7700 \text{ mm}^2$		<p>II 編 9.5.12</p>
1-Sp1 PL 300×14 (SM490Y)	$A_s = 4200 \text{ mm}^2$						
2-Sp1 PL 125×14 (SM490Y)	$A_s = 3500 \text{ mm}^2$						
$\Sigma A_s = 7700 \text{ mm}^2$							
<p>d) はし抜け破壊に対する照査</p> <p>応力方向のボルト本数が 2 本以上あるため、道示 II 編 式 (9.5.2) のはし抜け破壊に対する照査は省略する。</p>	<p>II 編 9.5.8</p>						

2) 下フランジ

下フランジの発生応力は、最大となる作用の組合せ②による値を用いる。
 また、下フランジは引張材となるので、ボルト孔の控除を考慮する。連結板の形状は図-3.2.6に示す。

【補足】

本書では、2本のボルト孔を控除する断面①および6本のボルト孔を控除する断面⑤の照査を示している。

1-F1g PL 550×32 (SM490Y)

発生応力 193 N/mm² (発生応力は連結位置の小さい断面側の値)

母材の全強の75% $\sigma_{tud} \cdot 0.75 = 271 \times 0.75 = 203 \text{ N/mm}^2$

ここに、

σ_{tud} : 曲げ引張応力度の制限値

よって、母材の全強の75%の強度が発生応力より大きいため、設計応力は全強の75%の強度とし、全強の75%の強度による照査を行う。

設計応力 203 N/mm²

Ⅱ編 9.1.1

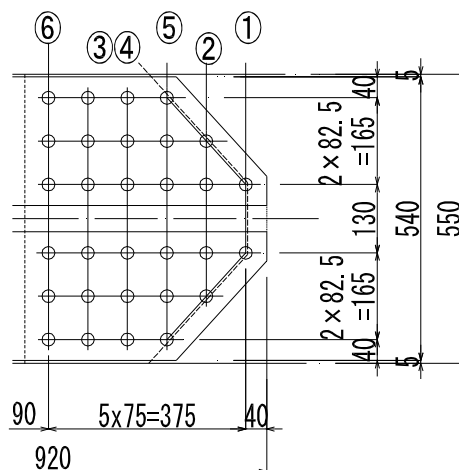


図-3.2.6 下フランジの高力ボルト継手

<p>a) 限界状態 1 に対する照査</p> $V_{sd} = P_{sd} / n \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)</p> <p>P_{sd} : 接合線の片側にある全ボルトに生じる力 (N)</p> $P_{sd} = \sigma \cdot b \cdot t = 3572800 \text{ N}$ <p>σ : 照査位置の垂直応力度 203 N/mm²</p> <p>$b \cdot t$: 母材の断面積 550 × 32 = 17600 mm²</p> <p>n : 接合線の片側にあるボルトの全本数 30 本</p> <p>m : 摩擦面数 $m=2$ (複せん断)</p> <p>V_{fk} : 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度 92kN (M22 S10T)</p> <p>Φ_{Mfv} : 抵抗係数 0.85</p> <p>ξ_1 : 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 3572800 / 30 = 119093 \text{ N} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m = 140760 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 9.6.2</p>
<p>b) 限界状態 3 に対する照査</p> $V_{sd} \leq V_{fud}$ <p>ここに、</p> <p>V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N) 119093 N</p> <p>V_{fud} : ボルト 1 本あたりの制限値 (N)</p> $V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBsl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m = 158166 \text{ N}$ <p>A_s : ねじ部の有効面積 303 mm² (M22)</p> <p>m : 接合面数 $m=2$ (複せん断)</p> <p>τ_{uk} : 摩擦接合用ボルトのせん断破壊強度の特性値 580 N/mm²</p> <p>$\xi_2 \cdot \Phi_{MBsl}$: 部材・構造係数と抵抗係数との積 0.50</p> <p>ξ_1 : 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 119093 \text{ N} \leq V_{fud} = 158166 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 9.9.2</p>
<p>c) 純断面積の照査</p> <p>断面①</p> <p>純断面積 $A_n = (550 - 2 \times 25) \times 32 \times 1.1 = 17600 \text{ mm}^2$</p> <p>総断面積 $A_g = 550 \times 32 = 17600 \text{ mm}^2 \geq A_n$</p> <p>応力照査</p> $\sigma = 193 \times A_g / A_n = 193 \text{ N/mm}^2 \leq 271 \text{ N/mm}^2$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 9.5.5</p>

断面⑤

$$\text{純断面積 } A_n = (550-6 \times 25) \times 32 \times 1.1 = 14080 \text{ mm}^2$$

$$\text{総断面積 } A_g = 550 \times 32 = 17600 \text{ mm}^2 \geq A_n$$

応力照査

$$\sigma = 193 \times A_g/A_n \times (30-6)/30 = 193 \text{ N/mm}^2 \leq 271 \text{ N/mm}^2$$

照査 OK

d) 連結板の照査

断面⑥

$$1\text{-Sp1 PL } 540 \times 19 \text{ (SM490Y)} \quad A_g = 10260 \text{ mm}^2$$

$$2\text{-Sp1 PL } 245 \times 22 \text{ (SM490Y)} \quad A_g = 10780 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma A_g = 21040 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{純断面積 } \Sigma A_n &= (\Sigma A_g - 6 \times 25 \times 19 - 2 \times 3 \times 25 \times 22) \\ &= 14890 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{下フランジ母材の純断面積 } (550-6 \times 25) \times 32 = 12800 \text{ mm}^2$$

$$\leq \Sigma A_n = 14890 \text{ mm}^2$$

照査 OK

e) はし抜け破壊に対する照査

応力方向のボルト本数が2本以上あるため、道示Ⅱ編式(9.5.2)のはし抜け破壊に対する照査は省略する。

Ⅱ編 9.5.12

Ⅱ編 9.5.8

3) 腹板

照査は、作用応力の大きい上フランジ側で行い、最上段ボルトに対して行う。

ウェブ上端の発生応力 263 N/mm²

ウェブ下端の発生応力 185 N/mm²

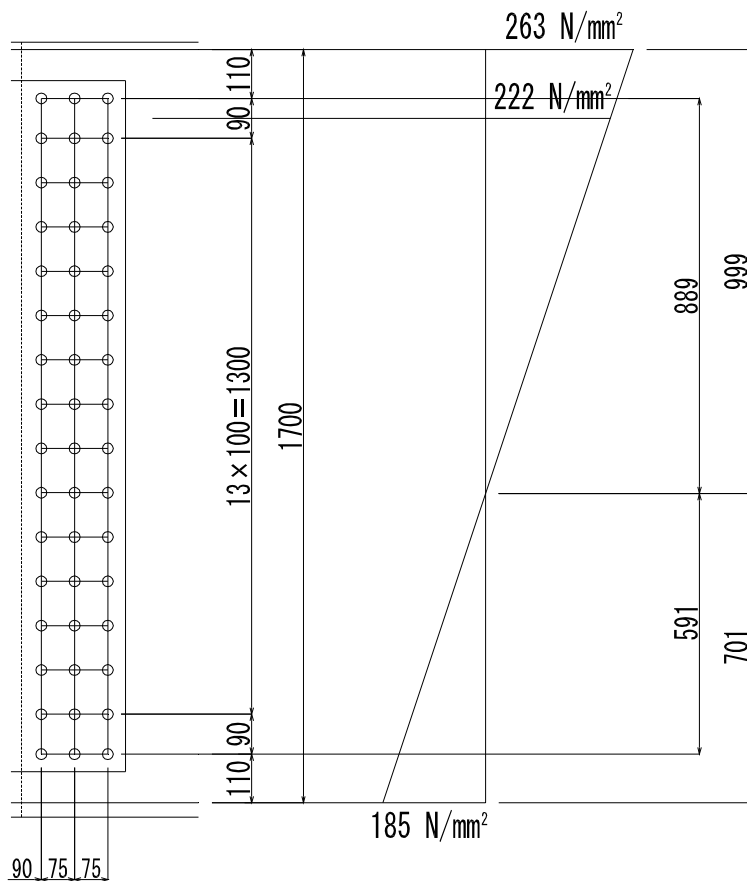


図-3.2.7 腹板の高力ボルト継手

iii) 曲げモーメントおよびせん断力が同時に作用する場合の照査

II 編 9.6.2

$$\sqrt{(V_{sdp}^2 + V_{sds}^2)} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfc} \cdot V_{fk} \cdot m$$

ここに,

V_{sdp} : 曲げモーメントによる垂直応力によってボルト 1 本に生じる力 (N)

V_{sds} : せん断力によってボルト 1 本に生じる力 (N)

m : 摩擦面数 $m=2$ (複せん断)

V_{fk} : 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度 92kN (M22 S10T)

Φ_{Mfc} : 抵抗係数 0.85

ξ_1 : 調査・解析係数 0.90

$$\sqrt{(112763^2 + 10200^2)} = 113223 \text{ N} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfc} \cdot V_{fk} \cdot m = 140760 \text{ N}$$

照査 OK

<p>b) 限界状態3に対する照査</p> <p>i) せん断力による照査</p> $V_{sd} \leq V_{fud}$ <p>ここに,</p> <p>V_{sd}: ボルト1本あたりに生じる力 (N) 10200 N</p> <p>V_{fud}: ボルト1本あたりの制限値 (N)</p> $V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBsl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m = 158166 \text{ N}$ <p>A_s: ねじ部の有効面積 303mm² (M22)</p> <p>m: 接合面数 $m=2$ (複せん断)</p> <p>τ_{uk}: 摩擦接合用ボルトのせん断破壊強度の特性値 580 N/mm²</p> <p>$\xi_2 \cdot \Phi_{MBsl}$: 部材・構造係数と抵抗係数との積 0.50</p> <p>ξ_1: 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 10200 \text{ N} \leq V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBsl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m = 158166 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p> <p>ii) 曲げモーメントによる照査</p> $V_{sd} = M_{sd} / \Sigma y_i^2 \cdot y_i \leq y_i / y_n \cdot V_{fud}$ <p>ここに,</p> <p>V_{sd}: ボルト1本あたりに生じる力 (N) 75503N</p> <p>M_{sd}: ボルト群に生じる曲げモーメント 949.2kN・m</p> $M_{sd} = \sigma_{wu} \cdot I_w / y_n$ $= 263 \times 3684750000 / 1021 / 10^{-6} = 949.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$ <p>σ_{wu}: ウェブ上端の作用応力 263 N/mm²</p> <p>I_w: ウェブの断面二次モーメント 3684750000 mm⁴</p> <p>y_i: ボルトから中立軸までの距離 889mm</p> <p>y_n: 中立軸からフランジ縁までの距離 1021mm</p> <p>Σy_i: 接合線の片側にあるボルトに対する和 11176248 mm²</p> $(99^2 + 199^2 + 299^2 + 399^2 + 499^2 + 599^2 + 699^2 + 799^2 + 889^2 + 1^2 + 101^2 + 201^2 + 301^2 + 401^2 + 501^2 + 591^2) \times 3 = 11176248 \text{ mm}^2$ <p>V_{fud}: ボルト1本あたりの制限値 (N) 158166 N</p> $V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBml} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m$ <p>A_s: ねじ部の有効面積 303mm² (M22)</p> <p>m: 接合面数 $m=2$ (複せん断)</p> <p>τ_{uk}: 摩擦接合用ボルトのせん断破壊強度の特性値 580 N/mm²</p> <p>$\xi_2 \cdot \Phi_{MBml}$: 部材・構造係数と抵抗係数との積 0.50</p> <p>ξ_1: 調査・解析係数 0.90</p> $V_{sd} = 75503 \text{ N} \leq y_i / y_n \times V_{fud} = 137717 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II編 9.9.1</p> <p>II編 9.9.2</p> <p>II編 9.9.2</p>
--	--

<p>iii) 曲げモーメントおよびせん断力が同時に作用する場合の照査</p> $\sqrt{\{(V_{sp}+V_{sM})^2+V_{ss}^2\}} \leq V_{fid}$ <p>ここに、</p> <p>V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力 (N) 0 N</p> <p>V_{sM} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力 (N) 77165 N</p> <p>V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力 (N) 10200 N</p> <p>V_{fid} : ボルト1本あたりの制限値 (N) 158166 N</p> $V_{fid}=\xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBcl} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m$ <p>A_s : ねじ部の有効面積 303mm² (M22)</p> <p>m : 接合面数 $m=2$ (複せん断)</p> <p>τ_{uk} : 摩擦接合用ボルトのせん断破壊強度の特性値 580 N/mm²</p> <p>$\xi_2 \cdot \Phi_{MBcl}$: 部材・構造係数と抵抗係数との積 0.50</p> <p>ξ_1 : 調査・解析係数 0.90</p> $\sqrt{\{(V_{sp}+V_{sM})^2+V_{ss}^2\}} = 77836 \text{ N} \leq V_{fid}=158166 \text{ N}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II編 9.9.2</p>
<p>c) 連結板の照査</p> <p>連結板 2-Sp1 PL 1560×9 (SM490Y) $A_s=28080\text{mm}^2$</p> <p>腹板 1-Web PL 1700×9 (SM490Y) $A_w=15300\text{mm}^2$</p> $A_w \leq A_s$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p> <p>連結板 2-Sp1 PL 1560×9 (SM490Y) $I_s=5694624000\text{mm}^4$</p> <p>腹板 1-Web PL 1700×9 (SM490Y) $I_w=3684750000\text{mm}^4$</p> $I_w \leq I_s$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II編 9.5.12</p>
<p>d) はし抜け破壊に対する照査</p> <p>応力方向のボルト本数が2本以上あるため、道示II編式(9.5.2)のはし抜け破壊に対する照査は省略する。</p>	<p>II編 9.5.8</p>

<p>3.2.10 補剛材</p> <p>(1) 垂直補剛材間隔の照査</p> <p>照査で考慮する発生応力度は、最大となる作用の組合せ①による値を用いる。</p> <p>垂直補剛材の有無</p> <p>上下両フランジの純間隔 1700mm</p> <p>省略しうるフランジ純間隔の最大値 $57t$ (SM490Y) $=57 \times 9\text{mm} = 513\text{mm}$</p> <p>よって、垂直補剛材を設ける。</p> <p>垂直補剛材間隔 $a = 5500\text{mm} / 4 = 1375\text{mm}$</p> <p>腹板の板幅 $b = 1700\text{mm}$</p> <p>腹板の板厚 $t = 9\text{mm}$</p> <p>腹板に生じる縁圧縮応力度 $\sigma = 257 \text{ N/mm}^2$</p> <p>腹板に生じるせん断応力度 $\tau = 14 \text{ N/mm}^2$</p> <p>垂直補剛材間隔の照査</p> <p>水平補剛材を1段用いる場合</p> <p>$a/b = 1375/1700 = 0.81 > 0.80$</p> <p>$b/a = 1.24$</p> $\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{1121}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{151 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] = 0.71 \leq 1$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 13.4.3</p>
<p>(2) 剛度および板厚の照査</p> <p>1) 垂直補剛材</p> <p>1-PL 110×9(SM400)</p> <p>a) 剛度の照査</p> <p>$I_v \geq b \cdot t^3 / 11 \times \gamma_{v.req}$</p> <p>ここに、</p> <p>$I_v$: 垂直補剛材1個の断面二次モーメント 3993000mm⁴</p> <p>t : 腹板の板厚 9mm</p> <p>b : 腹板の板幅 1700mm</p> <p>$\gamma_{v.req}$: 垂直補剛材の必要剛比</p> <p>$\gamma_{v.req} = 8.0 \times (b/a)^2 = 12.23$</p> <p>$a$: 垂直補剛材の間隔 1375mm</p> <p>必要剛度 $b \cdot t^3 / 11 \times \gamma_{v.req} = 1377737\text{mm}^4 \leq I_v = 3993000\text{mm}^4$</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 13.4.4</p> <p>Ⅱ編 13.4.4(1)</p>
<p>b) 幅の照査</p> <p>垂直補剛材の幅は、腹板高の1/30に50mmを加えた値以上とする。</p> <p>$b = 1700 / 30 + 50 = 107\text{mm} \rightarrow 110\text{mm}$</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 13.4.4(2)</p>

<p>c) 板厚の照査</p> <p>垂直補剛材の板厚は，その幅の 1/13 以上とする。</p> $t = b / 13 = 110 / 13 = 8.5\text{mm} \rightarrow 9\text{mm}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p> <p>2) 水平補剛材</p> <p>水平補剛材は，1 段配置する。</p> <p>1-PL 100×9(SM490Y)</p> <p>a) 腹板の板厚の照査</p> $t = b / 208 = 1700 / 208 = 8.2\text{mm} \rightarrow 9\text{mm}$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p> <p>b) 剛度の照査</p> $I_h \geq b \cdot t^3 / 11 \times \gamma_{h \cdot req}$ <p>ここに，</p> <p>I_h : 水平補剛材 1 個の断面二次モーメント 3000000mm⁴</p> <p>t : 腹板の板厚 9mm</p> <p>b : 腹板の板幅 1700mm</p> <p>$\gamma_{h \cdot req}$: 水平補剛材の必要剛比</p> $\gamma_{h \cdot req} = 30 \times (a / b) = 24.26$ <p>a : 垂直補剛材の間隔 1375mm</p> <p>必要剛度 $b \cdot t^3 / 11 \times \gamma_{h \cdot req} = 2733750\text{mm}^4 \leq I_h = 3000000\text{mm}^4$</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>Ⅱ編 13.4.4(4)</p> <p>Ⅱ編 13.4.6, Ⅱ編 13.4.7</p> <p>Ⅱ編 13.4.2</p> <p>Ⅱ編 13.4.7(1)</p>
---	--

c) 鋼種の照査

水平補剛材にはその取付位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種を決定する。

水平補剛材の設置位置

$$b_1 = 0.20 \cdot b = 0.20 \times 1700 = 340\text{mm}$$

ここに、

b_1 : 腹板の上端から水平補剛材までの距離

フランジ上端の発生応力度

$$\sigma_c = 263\text{N/mm}^2$$

水平補剛材の設置位置の発生応力度

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 263\text{N/mm}^2 \times (1184\text{mm} - 368\text{mm}) / 1184\text{mm} \\ &= 181\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \leq \sigma_{cud} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} \\ &= 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 235 \\ &= 179\text{N/mm}^2 \text{ (SM400)} \end{aligned}$$

II編 13.4.7(2)

II編 5.4.6

照査 OUT

$$\begin{aligned} \leq \sigma_{cud} &= \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} \\ &= 0.90 \times 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 355 \\ &= 271\text{N/mm}^2 \text{ (SM490Y)} \end{aligned}$$

II編 5.4.6

照査 OK

よって、水平補剛材の鋼種は SM490Y とする。

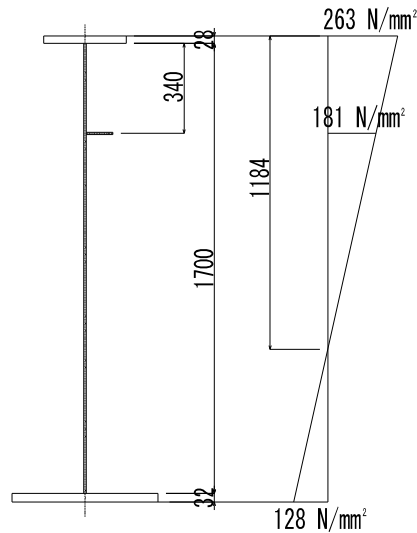


図-3.2.8 水平補剛材の設置位置に生じる腹板の応力度

<p>3.2.11 ずれ止め</p> <p>(1) 設計方針</p> <p>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。</p> <p>(2) 限界状態 1 に対する照査</p> <p>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負担する。</p> <p>発生する水平せん断力</p> <p>合成後の死荷重により発生する水平せん断力 $H_D=50\text{N/mm}$</p> <p>合成後の活荷重により発生する水平せん断力 $H_L=256\text{N/mm}$</p> <p>温度差により発生する水平せん断力 $H_{TF}=168\text{N/mm}$</p> <p>乾燥収縮により発生する水平せん断力 $H_{SH}=234\text{N/mm}$</p> <p>照査に用いるせん断力</p> <p>桁端部側へ向かって発生するせん断力</p> <p>$+Q=+50+256+168=474\text{N/mm}$</p> <p>支間中央側へ向かって発生するせん断力</p> <p>$-Q=-168-234=402\text{N/mm}$</p> <p>照査に用いるせん断力</p> <p>$Q=474\text{N/mm}$ (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>$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}=24123\text{N}$</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>$P=3 \times 24123 / 474=152.7\text{mm}$ 以下で配置 → 150mm 間隔</p> <p>照査</p> <p>スタッドに発生するせん断力</p> <p>$474\text{N/mm} \times 150\text{mm} / 3 \text{本} = 23700\text{N} \leq Q_i = 24123\text{N}$</p> <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 14.5</p> <p>II 編 14.6.4</p> <p>II 編 14.5.2</p> <p>II 編 14.5.5</p> <p>II 編 14.5.5</p> <p>II 編 14.2.3</p> <p>II 編 14.2.4</p>
--	--

(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。

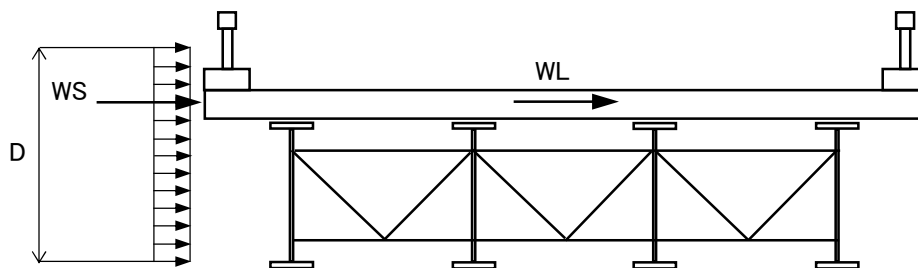


図-3.2.9 風荷重の載荷図

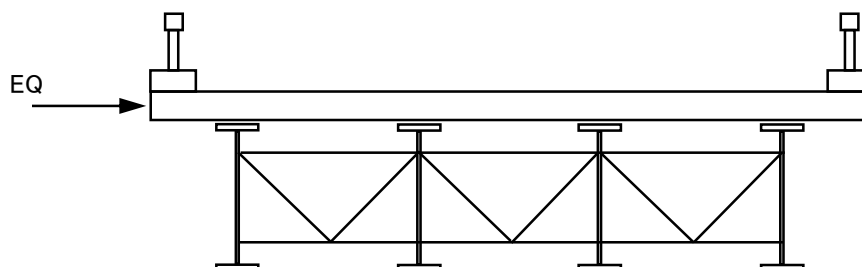


図-3.2.10 地震の影響の載荷図

・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。

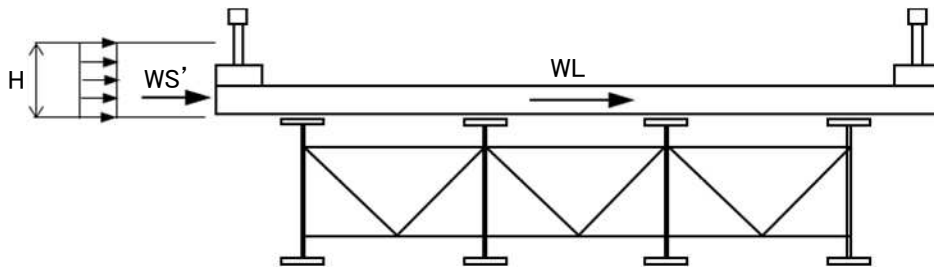


図-3.2.11 風荷重の載荷図

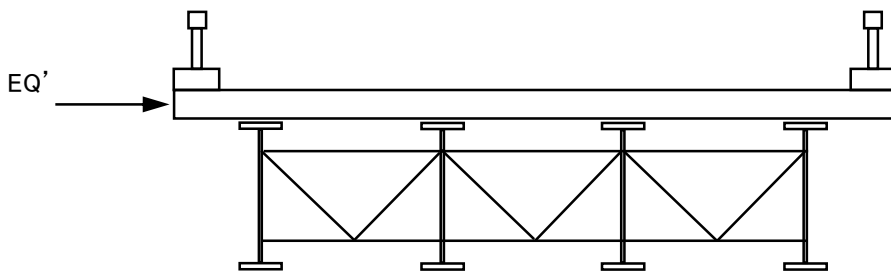


図-3.2.12 地震の影響の載荷図

【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)

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

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。 ($1.31 \times 0.45=0.60$)

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	0.0	0.0	752.9	255.3	—	—	1008.2
⑧D+WS	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

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

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>(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 $17.6 \times 33,000 / 2 = 290.4 \text{ kN}$</p> <p>レベル 2 地震動 $52.8 \times 33,000 / 2 = 871.2 \text{ kN}$</p> <p>レベル 1 地震動により発生する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ1} = 290400 / 4 / 1300 = 56 \text{ N/mm}$</p> <p>レベル 2 地震動により発生する水平せん断力</p> <p>$H_{EQ2} = 871200 / 4 / 1300 = 168 \text{ N/mm}$</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 $H_D = 50 \text{ N/mm}$</p> <p>乾燥収縮により発生する水平せん断力 $H_{SH} = 234 \text{ N/mm}$</p> <p>温度差により発生する水平せん断力 $H_{TF} = 168 \text{ N/mm}$</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 $Q = \sqrt{(234 + 168)^2 + 56^2} = 406 \text{ N/mm}$</p> <p>作用の組合せ⑪ $Q = \sqrt{234^2 + 168^2} = 288 \text{ N/mm}$</p> <p>照査に用いるせん断力</p> <p>$Q = 406 \text{ N/mm}$ (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>$Q_i \leq 12.2 \cdot d^2 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} = 24123 \text{ N}$</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 30 N/mm^2</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>$P = 3 \times 24123 / 406 = 178.2 \text{ mm}$ 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>$406 \text{ N/mm} \times 150 \text{ mm} / 3 \text{ 本} = 20300 \text{ N} \leq Q_i = 24123 \text{ N}$</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>照査 OK</p>
--	--

2) 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。

Ⅱ編 14.7.4

【補足】

- ・ 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で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

レベル1地震動 $EQ' = (101.4 - 4 \times 4.41)\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.20 = 17.6\text{kN/m}$

レベル2地震動 $EQ' = (101.4 - 4 \times 4.41)\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60 = 52.8\text{kN/m}$

- ・ 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。

3.3 耐久性能の照査

1.2.3 及び 1.4.2 の設計方針に従い、主桁の耐久性能に関しては、表-3.3.1 に示す項目により照査を行う。

表-3.3.1 主桁の耐久性能に関する照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
鋼部材の疲労	<ul style="list-style-type: none"> ・ 継手の疲労に対する安全性の確保 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界直応力に対して $\Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t$ せん断応力に対して $\Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_{ce}$ 累積損傷比（一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を満足しない場合）直応力に対して $D \leq 1.00$ せん断応力に対して $D \leq 1.00$ <p style="text-align: right;">・・・道示Ⅱ編 8.2.3</p>

【補足】

本書では、道示Ⅱ編 8.2 の規定による応力による疲労照査ができない場合の配慮事項については記載を省略している。

3.3.1 疲労設計

(1) 照査条件

一方向一車線あたりの日大型車交通量（台／（日・車線））

$$ADTT_{SLi} = 950 \text{ 台／（日・車線）}$$

疲労設計荷重 F 荷重 = 200kN（1 軸あたり）

支間長 L = 33.000m

動的作用の影響を補正するための係数 $i_f = 10 / (50 + L) = 0.12$

Ⅱ編 8.2.2

【補足】

・ 本書では、代表してG1 主桁の支間中央における図-3.3.1 に示す着目点の照査のみを示している。

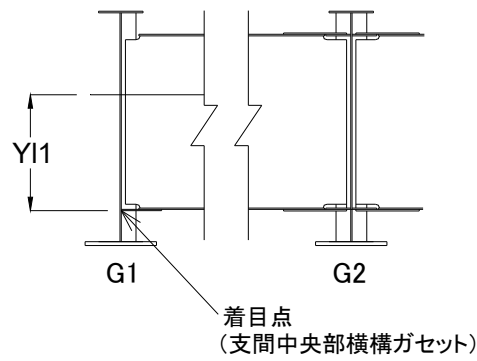


図-3.3.1 着目点

合成断面の中立軸から横構ガセット下面までの距離 $Y_{11} = 1196\text{mm}$

(2) 応力度の算出

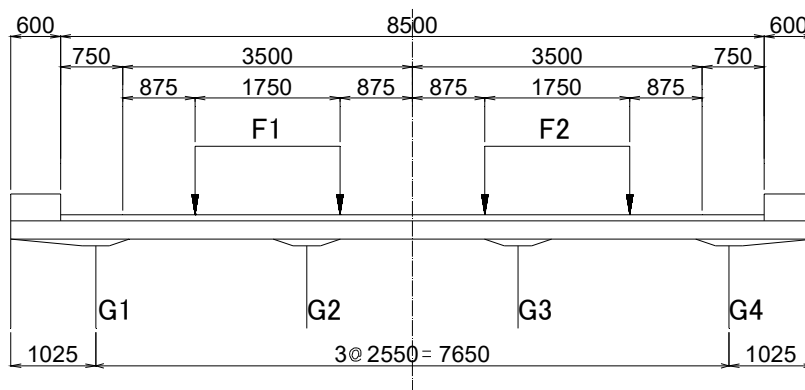


図-3.3.2 F 荷重の载荷位置

F 荷重による着目点の応力度

F1 レーン走行時 $\sigma_1 = 16.1 \text{ N/mm}^2$

F2 レーン走行時 $\sigma_2 = 1.1 \text{ N/mm}^2$

なお、F 荷重による着目点の応力度は、動的作用の影響を補正するための係数 (i_f) を考慮する。

<p>(3) 応力範囲の計算</p> <p>同時載荷等補正係数 1 $\gamma_{F1} = 3.0$ 対象とする断面力の影響線の基線長 $L_{B1} = 33.000\text{m}$ (影響線縦距が最大となる位置を含む範囲のもの)</p> <p>同時載荷等補正係数 2 $\gamma_{F2} = (\text{Log}L_{B1} + 1.50) / 3.0$ $= 1.00$ (ただし, $2/3 \leq \gamma_{F2} \leq 1.00$)</p> <p>同時載荷等補正係数 3 $\gamma_{F3} = 1.00$ ($L_{B2} = 33.000\text{m} \leq 50\text{m}$, $ADTT_{SLi} = 950 \leq 2000$)</p> <p>計算応力補正係数 $\gamma_a = 0.8$ (コンクリート床版を有する鋼桁のうち I 形) 変動応力補正係数 $\gamma_F = \gamma_{F1} \times \gamma_{F2} \times \gamma_{F3} \times i_f \times \gamma_a$ $= 2.40$</p> <p>応力範囲</p> $\Delta\sigma_{ij} = \sigma_{i,k1} - \sigma_{i,k2} \times \gamma_F \text{ より}$ $\Delta\sigma_{1,l} = 16.1 - 0.0 \times 2.40 = 39.0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta\sigma_{2,l} = 1.1 - 0.0 \times 2.40 = 2.7 \text{ N/mm}^2$ <p>最大応力範囲 $\Delta\sigma_{max} = \Delta\sigma_{1,l} = 39.0 \text{ N/mm}^2$</p>	<p>II 編 8.2.2</p>
<p>【補足】</p> <ul style="list-style-type: none"> 変動応力補正係数 (γ_F) は、あらかじめ動的作用の影響を補正するための係数 (i_f) を F 荷重による着目点の応力度に考慮しているため、本書では動的作用の影響を補正するための係数 (i_f) を考慮しない値を示している。 	
<p>(4) 補正係数</p> <p>平均応力に関する補正係数 $C_R = 1.00$ 死荷重 + F 荷重 (最大) $\sigma_{lmax} = 67.5 + 39.0 = 106.5 \text{ N/mm}^2$ 死荷重 + F 荷重 (最小) $\sigma_{lmin} = 67.5 + 0.0 = 67.5 \text{ N/mm}^2$ 応力比 $R = 67.5 / 106.5 = 0.63$ ($-1.00 < R < 1.00$)</p> <p>板厚に関する補正係数 $C_t = 1.00$ (横方向面外ガセット溶接継手)</p> <p>母材板厚 (主桁腹板) 9mm 付加板厚 (横構ガセット) 9mm</p>	<p>II 編 8.3.3</p> <p>II 編 8.3.4</p>

<p>(5) 一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界の照査</p> <p>着目点の強度等級区分 G等級</p> <p>一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界</p> $\Delta\sigma_{ce} = 32 \text{ N/mm}^2$ <p>最大応力範囲</p> $\Delta\sigma_{max} = 39.0 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma_{ce} \times C_R \times C_t = 32 \times 1.00 \times 1.00$ $= 32.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OUT}$ <p>よって、道示Ⅱ編8.2.3(2)により照査を行う。</p>	<p>Ⅱ編 8.2.3</p> <p>Ⅱ編 8.3.1</p>
<p>(6) 累積損傷比の照査</p> <p>疲労設計荷重の载荷回数</p> $nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y$ <p>ここに、</p> <p>一方向一車線あたりの日大型車交通量 $ADTT_{SLi} = 950$ 台/(日・車線)</p> <p>頻度補正係数 $\gamma_n = 0.03$</p> <p>設計耐久期間 $Y = 100$年</p> <p>応力範囲 $\Delta\sigma_{1.1}$</p> $nt_1 = 950 \times 0.03 \times 365 \times 100 = 1040250$ <p>応力範囲 $\Delta\sigma_{2.1}$</p> $nt_2 = 950 \times 0.03 \times 365 \times 100 = 1040250$ <p>直応力に対する2×10^6回基本許容応力範囲</p> $\Delta\sigma_f = 50 \text{ N/mm}^2$ <p>一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲</p> $\Delta\sigma_{ce} = 32 \text{ N/mm}^2$ <p>変動振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲</p> $\Delta\sigma_{ve} = 15 \text{ N/mm}^2$ <p>疲労寿命</p> <p>疲労設計曲線の傾きを表すための係数 $m = 3$ (直応力を受ける継手)</p> <p>応力範囲 $\Delta\sigma_{1.1}$</p> $\Delta\sigma_{1.1} = 39.0 \text{ N/mm}^2 > \Delta\sigma_{ce} = 32 \text{ N/mm}^2$ $> \Delta\sigma_{ve} = 15 \text{ N/mm}^2$ <p>よって、応力範囲 $\Delta\sigma_{1.1}$ は、一定振幅応力および変動振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲を超えるため、考慮する。</p> <p>疲労寿命</p> $N_{1.1} = C_0 \cdot (C_R \cdot C_t)^m / \Delta\sigma_{1.1}^m$ $= 2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m \cdot (C_R \cdot C_t)^m / \Delta\sigma_{1.1}^m$ $= 2 \times 10^6 \times 50^3 \times (1.00 \times 1.00)^3 / 39.0^3 = 4214501$	<p>Ⅱ編 8.2.3</p> <p>Ⅱ編 8.2.2</p>

応力範囲 $\Delta\sigma_{2.1}$

$$\Delta\sigma_{2.1} = 2.7 \text{ N/mm}^2 \leq \Delta\sigma_{ce} = 32 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq \Delta\sigma_{ve} = 15 \text{ N/mm}^2$$

よって、応力範囲 $\Delta\sigma_{2.1}$ は、一定振幅応力および変動振幅応力に対する
打ち切り限界としての直応力範囲以下であるため、無視する。

累積損傷比 $D = 1040250 / 4214501 = 0.25 \leq 1.00$ OK

3.4 その他性能の照査

表-3.4.1 主桁のその他性能に関する照査項目

照査項目	その他性能確保の方法
橋全体の剛性	・たわみの制御 活荷重によるたわみの応答値 \leq たわみの値 ・・・・道示Ⅱ編 3.8.2

※道示Ⅰ編7章「橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討」を指して「その他性能」と呼称する。

3.4.1 たわみの照査

Ⅱ編 3.8.2

たわみの応答値は、道示Ⅱ編 3.8.2 の規定により、荷重組合せ係数および荷重係数を考慮しない活荷重の特性値を用いて算出する。

たわみの応答値

応答値

$$G1 (G4) \text{ 桁 } \delta_l = 25\text{mm}$$

$$G2 (G3) \text{ 桁 } \delta_l = 22\text{mm}$$

よって、たわみの最大応答値

$$\delta_{lmax} = 25\text{mm}$$

たわみの制限値

$$\delta_a = L / (20000 / L) = 33.000 / (20000 / 33.000) = 0.054\text{m}$$

ここに、

L : 支間長 (m)

照査

$$\delta_{lmax} = 25\text{mm} \leq \delta_a = 54\text{mm} \quad \text{OK}$$

【補足】

本書では、たわみの算出方法については記載を省略している。

3.4.2 製作そり

<省略>

【補足】

製作そりは、少なくとも死荷重の特性値を考慮して算出する必要がある。本書では算出についての記載は省略している。

4章 端横桁

Ⅱ編 10章,
Ⅱ編 13.8.2

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。

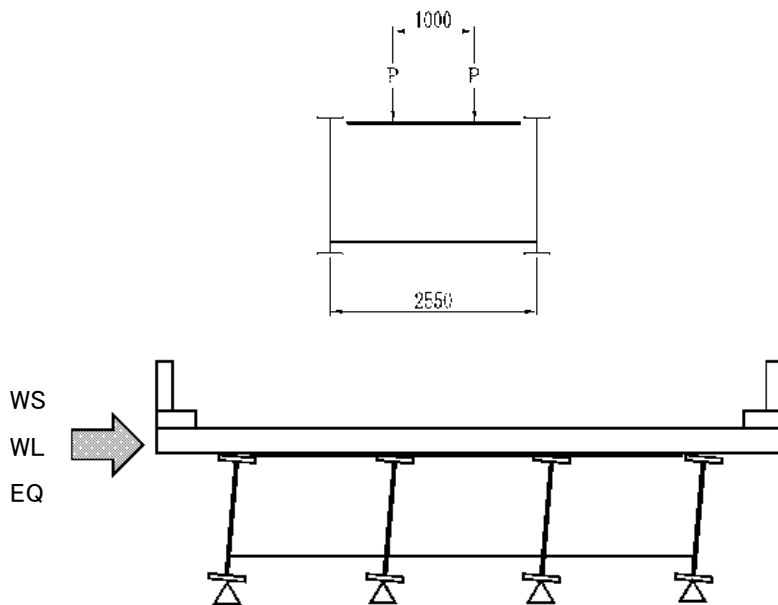


図-4.1.1 想定する状況（上図：T荷重作用位置，下図：横力作用位置）

【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。

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 $WS=8.85\text{kN/m}$

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

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 $EQ=101.4\text{kN/m} \times 1.05 \times 0.60=63.9\text{kN/m}$

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	変動作用 支配状況	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		偶発作用支配状況	10.4	—	—	—	—	—	0.0

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	変動作用 支配状況	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		偶発作用支配状況	13.5	—	—	—	—	—	0.0

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	変動作用 支配状況	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		偶発作用支配状況	0.0	—	—	—	—	—	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】

- ・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)

$$k_{Ih} = c_{IZ} \cdot k_{Ih0} = 1.14, \quad k_{IIh} = c_{IIZ} \cdot k_{IIh0} = 1.31$$

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

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。

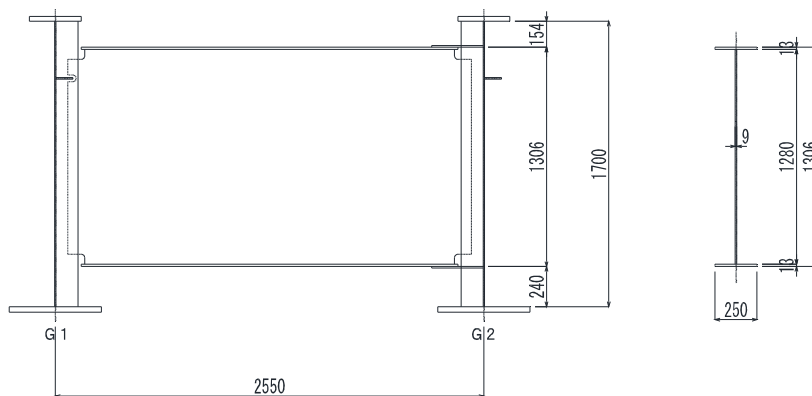


図-5.1.1 想定する構造寸法

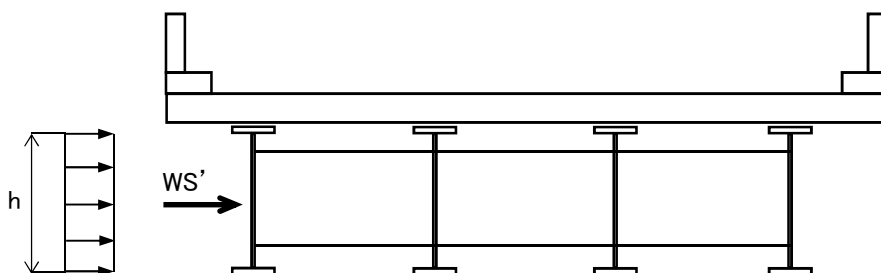


図-5.1.2 風荷重の載荷図

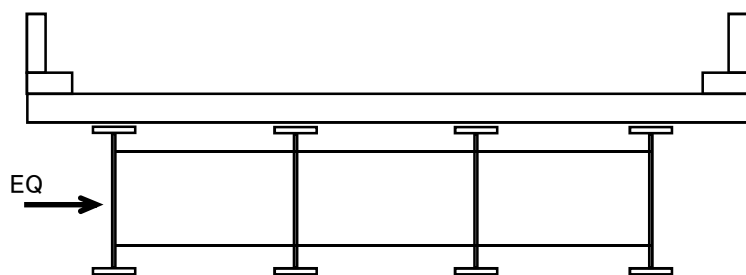


図-5.1.3 地震の影響の載荷図

【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

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	偶発作用支配状況	-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	偶発作用支配状況	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	偶発作用支配状況	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、微小考になり、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。

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

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>

6.1 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。

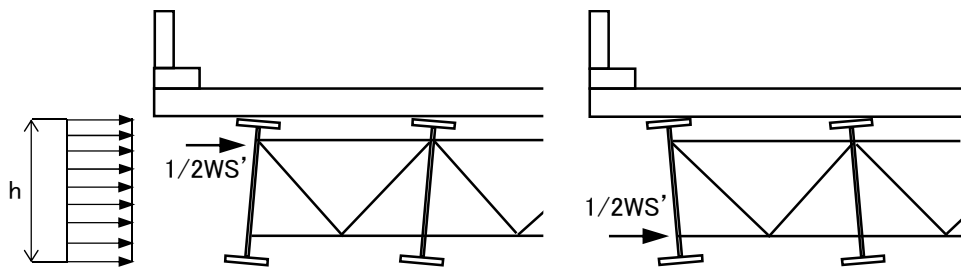


図-6.1.1 風荷重の載荷図

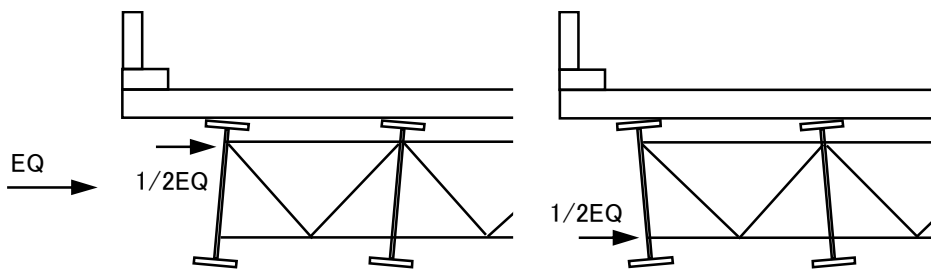


図-6.1.2 地震の影響の載荷図

【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。

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）

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

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。（ $1.31 \times 0.45 = 0.60$ ）

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	-48.7	0.0	-71.4	-2.6	0.0	-9.8	-29.3	—
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。

6.2.2 耐荷性能の照査

(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。

(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） $N_{maxg} = 132.3 \text{ kN}$

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） $r_x = 39.6 \text{ mm}$

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに、

σ_{cud} : 軸方向圧縮応力度の制限値 131 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) 235 N/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) 0.73

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 $\lambda = 0.703$

$\rho_{crg} = 0.726$

$$\sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = 131 \times \{0.5 + (2550/39.6) / 1000\} = 73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} = N_{max} / A_g = 132.3 \times 10^3 / 2976 = 44.5 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

σ_{cd} : 軸方向圧縮応力度

$$\sigma_{cd} = 44.5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = 73 \text{ N/mm}^2$$

照査 OK

6.3 耐久性能の照査

<省略>

6.4 その他性能の照査

<省略>

II 編 5.3.4

II 編 5.4.4

II 編 5.4.13

7章 横構

Ⅱ編 10章,
Ⅱ編 13.8.3

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。

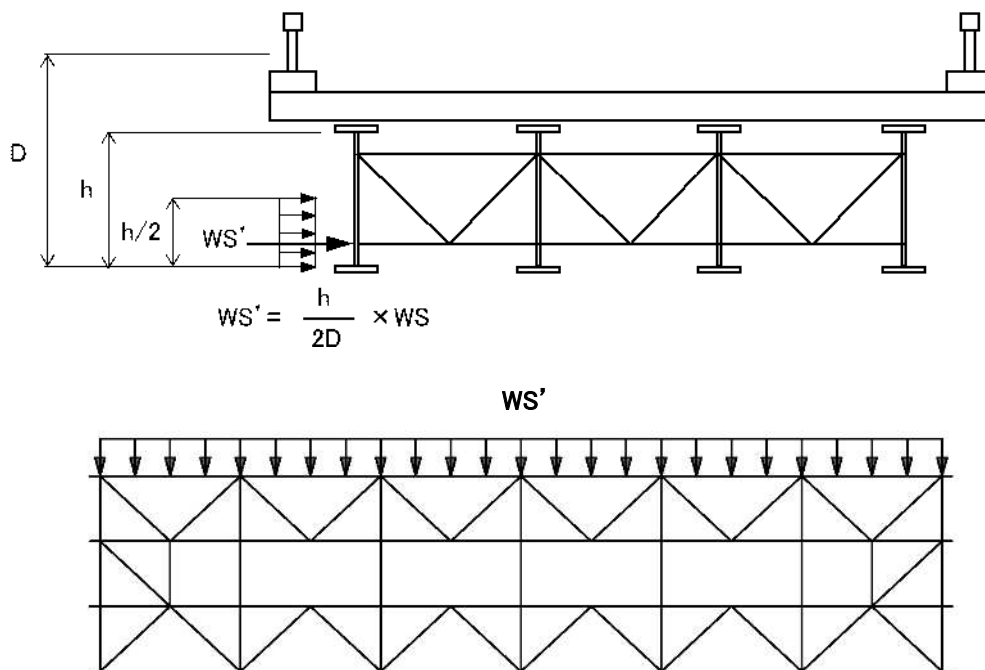


図-7.1.1 風荷重の載荷図

【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。

7.2 耐荷性能の照査

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。

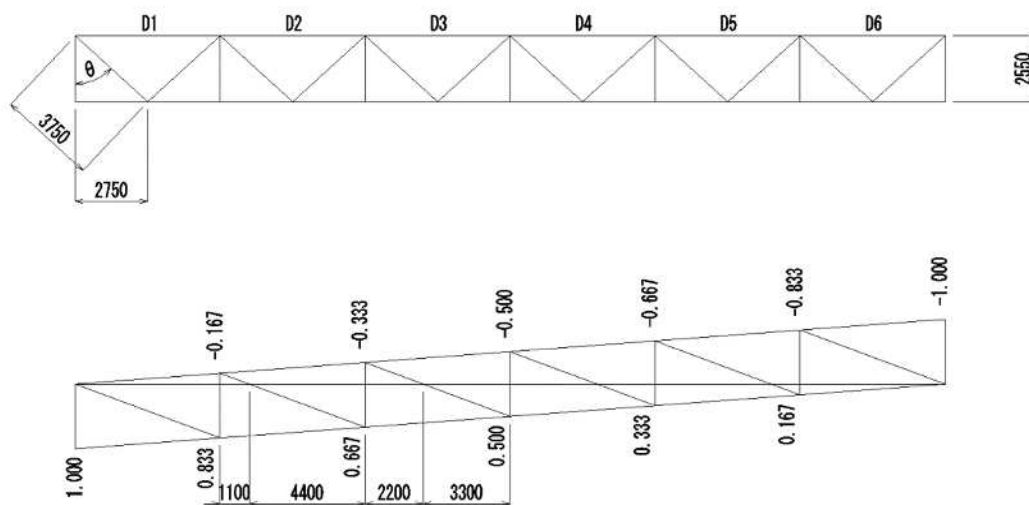
作用の特性値

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	ΣA	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

表-7.2.1 断面力（軸力：kN）

	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=101.4kN/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）

$$k_{Ih} = c_{Iz} \cdot k_{Ih0} = 1.14, \quad k_{IIh} = c_{IIz} \cdot k_{IIh0} = 1.31$$

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。（ $1.31 \times 0.45 = 0.60$ ）

7.2.2 耐荷性能の照査

(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に対する照査をもって行う。

(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

断面力（最大） レベル1地震動 $N_{max} = 53.8\text{kN}$

レベル2地震動 $N_{max} = 161.5\text{kN}$

使用断面 1-CT 118×178×10×8 (SS400) (D1部材にて照査)

総断面積 $A_g = 2597\text{mm}^2$

純断面積 $A_n = 2597 - 55 \times 10 - 2 \times 25 \times 8 = 1647\text{mm}^2$

断面二次半径（最小） $r_{min} = 35.7\text{mm}$

断面二次半径（水平軸まわり） $r_x = 35.7\text{mm}$

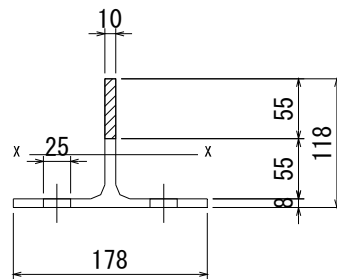


図-7.2.2 有効断面

1) 地震の影響（レベル1地震動）

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに、

σ_{cud} : 軸方向圧縮応力度の制限値 101 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) 1.00

σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235 N/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) 0.479

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 $l/r = 3750/35.7 = 105.0 < 150$

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 $\lambda = 1.146$

$\rho_{crg} = 0.48$

$$\begin{aligned} \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} &= 101 \times \{0.5 + (3750/35.7) / 1000\} \\ &= 61 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Ⅱ編 5.3.4

Ⅱ編 5.4.4

Ⅱ編 5.2.4,

Ⅱ編 9.5.5

Ⅱ編 5.4.13

$$\sigma_{cd} = N_{max} / A_g = 53.8 \times 10^3 / 2597 = 20.7 \text{ N/mm}^2$$

ここに,

σ_{cd} : 軸方向圧縮応力度

$$\sigma_{cd} = 20.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = 61 \text{ N/mm}^2$$

照査 OK

2) 地震の影響 (レベル2地震動)

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに,

σ_{cud} : 軸方向圧縮応力度の制限値 112 N/mm²

ξ_1 (調査・解析係数) 1.00

ξ_2 (部材・構造係数) 1.00

Φ_U (抵抗係数) 1.00

σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235 N/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) 0.479

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 $l/r = 3750/35.7 = 105.0 < 150$

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 $\lambda = 1.146$

$\rho_{crg} = 0.48$

$$\begin{aligned} \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} &= 112 \times \{0.5 + (3750/35.7) / 1000\} \\ &= 68 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

II編 5.4.13

$$\sigma_{cd} = N_{max} / A_g = 161.5 \times 10^3 / 2597 = 62.2 \text{ N/mm}^2$$

ここに,

σ_{cd} : 軸方向圧縮応力度

$$\sigma_{cd} = 62.2 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{cud} \cdot \{0.5 + (l/r_x) / 1000\} = 68 \text{ N/mm}^2$$

照査 OK

<p>(3) 軸方向引張力を受ける部材の限界状態 1 に対する照査</p> <p>1) 地震の影響 (レベル 1 地震動)</p> $\sigma_{tyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk}$ <p>ここに,</p> <p>σ_{tyd}: 軸方向引張応力度の制限値 211 N/mm²</p> <p>ξ_1 (調査・解析係数) 0.90</p> <p>Φ_{Yt} (抵抗係数) 1.00</p> <p>σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235N/mm²</p> $\sigma_{td} = N_{max} / A_n = 53.8 \times 10^3 / 1647 = 32.7 \text{ N/mm}^2$ <p>ここに,</p> <p>σ_{td}: 軸方向引張応力度</p> $\sigma_{td} = 32.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{tyd} = 211 \text{ N/mm}^2$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p> <p>2) 地震の影響 (レベル 2 地震動)</p> $\sigma_{tyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk}$ <p>ここに,</p> <p>σ_{tyd}: 軸方向引張応力度の制限値 235 N/mm²</p> <p>ξ_1 (調査・解析係数) 1.00</p> <p>Φ_{Yt} (抵抗係数) 1.00</p> <p>σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235N/mm²</p> $\sigma_{td} = N_{max} / A_n = 161.5 \times 10^3 / 1647 = 98.1 \text{ N/mm}^2$ <p>ここに,</p> <p>σ_{td}: 軸方向引張応力度</p> $\sigma_{td} = 98.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{tyd} = 235 \text{ N/mm}^2$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 5.3.5</p>
<p>(4) 軸方向引張力を受ける部材の限界状態 3 に対する照査</p> <p>1) 地震の影響 (レベル 1 地震動)</p> $\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk}$ <p>ここに,</p> <p>σ_{tud}: 軸方向引張応力度の制限値 211 N/mm²</p> <p>ξ_1 (調査・解析係数) 0.90</p> <p>ξ_2 (部材・構造係数) 1.00</p> <p>Φ_{Ut} (抵抗係数) 1.00</p> <p>σ_{yk} (降伏強度の特性値) 235N/mm²</p> $\sigma_{td} = N_{max} / A_n = 53.8 \times 10^3 / 1647 = 32.7 \text{ N/mm}^2 \text{ (軸方向引張応力度)}$ <p>ここに,</p> <p>地震の影響による断面力 53.8 kN</p> $\sigma_{td} = 32.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{tud} = 211 \text{ N/mm}^2$ <p style="text-align: right;">照査 OK</p>	<p>II 編 5.4.5</p>

2) 地震の影響（レベル2地震動）

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk}$$

ここに、

$$\sigma_{tud} : \text{軸方向引張応力度の制限値} \quad 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\xi_1 \text{ (調査・解析係数)} \quad 1.00$$

$$\xi_2 \text{ (部材・構造係数)} \quad 1.00$$

$$\Phi_{Ut} \text{ (抵抗係数)} \quad 1.00$$

$$\sigma_{yk} \text{ (降伏強度の特性値)} \quad 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{td} = N_{max} / A_n = 161.5 \times 10^3 / 1647 = 98.1 \text{ N/mm}^2$$

ここに、

σ_{td} : 軸方向引張応力度

$$\sigma_{td} = 98.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{tud} = 235 \text{ N/mm}^2$$

照査 OK

7.3 耐久性能の照査

<省略>

7.4 その他性能の照査

<省略>

8章 施工・維持管理に引き継ぐ事項

<省略>

【補足】

設計にあたり前提とした条件や、適切な施工・維持管理が行われるための留意点について明示することとなる。

8.1 施工に引き継ぐ事項

<省略>

【補足】

施工に引き継ぐ事項を整理するにあたってのポイントの例を以下に挙げる。

- ①設計における留意点
 - ②協議が必要な事項
 - ③溶接記号
 - ④検査
- など

施工に引き継ぐ事項の例を以下に示す。

I 編 1.9,

I 編 12.3

(1) 設計における留意点

1) 上部構造の施工時の留意事項

・ そり（キャンバー）について

本橋は合成桁（コンクリート系床版を有する鋼桁）のため、コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響によるたわみに対する上げ越しも考慮すること。

施工時の管理は、算出したそりの値を用いて、施工段階ごとの高さを求め、出来形（標高）を確認すること。

・ 鋼桁のベント受点の補強および地耐力の確認について

本橋の鋼桁は、クレーン・ベント架設工法による架設を行うため、鋼桁のベント受点の補強が必要か否かの検討を行うこと。

架設にあたりクレーンの配置位置、ベントの設置位置の地耐力の確認を行い、ベント反力に対して、地耐力が不足する場合は、地耐力を改善すること。

・ 障害物について

地下埋設物の有無、架空線との離隔について事前に確認すること。

・ 床版コンクリートの打設順序について

本橋の床版コンクリートの打設は、コンクリート体積が 100m³ 以下で単純桁のため、一日で一括打設することとしているが、コンクリートの打設量が多い場合などは、構造に与える影響を検討し、打設順序を計画すること。

・ 床版上面の防水工について

床版上面の防水工は床版及び舗装の耐久性に大きな影響を与えるため、地覆立ち上がり部を含め、確実に施工すること。

・ 下部工出来形の反映について

下部工の出来形によっては、設計図に示されている遊間や沓座モルタル厚とならない場合があるため、事前に測量を行い、その結果を上部構造の製作寸法に反映すること。

・ 排水経路の確保について

適切な排水が行われることを想定して、支承の防せい防食方法を決定している。支承近傍において滞水することがないように配慮すること。

2) 支承の施工時の留意事項

・ 移動量の算出について

施工においてやむを得ず条件の変更を行う場合は、実際の条件を反映して、再度、支承設計を行うこと。

・ 支承の無収縮モルタル施工の時期について

支承の無収縮モルタル施工の時期（支承の固定時期）は、あらかじめ桁のそり（キャンバー）による回転変形の影響が小さくなり、支承のセットボルトが締め付けられる施工段階を確認したうえで決定すること。

・ 支承の設置高さについて

支承の設置高さは、設計図に示された高さ（標高）とすること。

あらかじめ下部工天端高さの出来形を測量し、設計図に示されている下部工高さと比較すること。誤差がある場合は、沓座モルタルにより調整すること。ただし、モルタル厚が厚くなる場合は、台座などを別途設けること。

あらかじめ下部工天端高さの出来形を測量し、設計で考慮している支承のアンカーボルトの埋込み長が確保できることを確認すること。

3) 伸縮装置の施工時の留意事項

・ 設計伸縮量の算出について

施工においてやむを得ず条件の変更を行う場合は、実際の条件を反映して、再度、伸縮装置の設計を行うこと。

・ 初圧縮量（据付け遊間）について

伸縮装置の据付け時の初圧縮量（据付け遊間）は、設置時の温度を考慮して、適切な伸縮量が得られるように設定すること。

(2) 協議が必要な事項

・ 鋼桁のコンクリート接触面の塗装について

鋼桁上フランジのコンクリート床版と接触する面の塗装は，仮組立から床版施工までの期間による，さび汁による汚れを考慮し，無機ジンクリッチペイントなどを塗布するかどうか協議すること。

・ ジャッキアップ補強の位置と設計反力の現場での明示について

桁のジャッキアップ補強の位置と設計反力について、現場での明示の有無および方法を協議すること。

※施工への申し送りについて

道示の設計に関する規定では，その規定が成立するために前提としている製作や施工の方法及びその品質の許容範囲が定められているものも多い。製作や施工の段階でこれらの前提条件との不整合が生じると設計で意図した性能が得られないこととなるため，設計の前提と整合した製作や施工が確実に行われるためには，設計の前提条件を明らかにしておかなければならない。例えば，溶接については，溶接種別や開先，溶込み形状や深さを製作図に明確に記載する必要がある。

その他、鋼橋の場合には，以下のような事項についても記載することが望ましい。

- ・ 床版厚，ハンチ高および鉄筋のかぶり
- ・ コンクリート床版の打継目位置，処理方法
- ・ 製作そりおよびたわみの精度
- ・ 完全溶込み溶接が必要な溶接継手など

I 編 1.9(5)6)
解説

8.2 維持管理に引き継ぐ事項

<省略>

【補足】

維持管理に引き継ぐ事項を整理するにあたってのポイントの例を以下に挙げる。

- ①設計・施工における留意点
 - ②協議が必要な事項
- など

維持管理に引き継ぐ事項の例を以下に示す。

(1) 設計・施工における留意点

1) 上部構造に関する留意事項

- ・ 塗装記録表について

本橋は、塗装による防せい防食を施しているため、現場施工の完了時に橋歴板を設置するとともに、塗装記録表を桁に記入している。

2) 支承に関する留意事項

- ・ ジャッキアップについて

予期せぬ損傷が生じた場合に、支承の更新が行えるように、ジャッキアップを想定した桁の補強と橋座面の照査を行っている。

桁のジャッキアップ補強の位置および反力は設計図に明示している。

3) 伸縮装置に関する留意事項

- ・ 伸縮装置の更新について

予期せぬ損傷が生じた場合に、片側車線を交通開放しながら伸縮装置の更新が行えるように、レーンマーク位置を考慮した分割構造としている。

分割部の非排水構造は、漏水などの弱点となり易いので、入念な管理を行うこと。

- ・ 非排水構造の点検について

現場施工の完成時に破損がないことを確認すること。

損傷のないように入念な管理を行うこと。

4) 点検に関する留意事項

- ・ 通常点検及び定期点検について

橋下の土地利用や地盤面から桁下までの離隔を踏まえて、上部構造検査路は設けていない。

通常点検及び定期点検は、橋下に配置した高所作業車を使用することで、全径間の外観目視を行うことを基本としている。

- ・ 緊急点検について

地震などが発生した直後の緊急点検は、昇降設備と下部構造検査路を使用して、支承部の点検を行うことを基本としている。

※維持管理への申し送りについて

供用中の検査手法や頻度、被災時の調査方法、部材更新の前提等の維持管理方法等を明確にしたうえで、どのような考えで部材配置や検査路、維持管理設備の計画を行ったのかを維持管理に引き継ぐ必要がある。