

設計部会 報告書

Japan Steel Bridge Engineering Association

TECHNICAL REPORT /No.074

平成22年 10月



鋼橋技術研究会



まえがき

本報告書は鋼橋技術研究会設計部会として活動を行った2006年8月から2010年5月までの活動をまとめたものである。

本報告書は以下の3編から構成されている。

第1編 信頼性理論による現行設計の信頼性評価

第2編 床版取り替え可能な合成桁の構造検討

第3編 合成桁の限界状態設計法の計算例

第1編では、設計照査式で用いられる安全係数の決定を材料強度などのバラツキに基づいて、合理的に決定する方法について検討している。第1編の前半では信頼性設計理論の基礎的な事項についてまとめている。後半部分では、現行の設計基準で設計された橋梁の安全余裕度等を検討している。信頼性設計理論に基づく安全係数の決定手法は、今後、主流になるものと思われ、国土交通省土木研究所においても同様な研究が行われている。本研究部会では土木研究所の行っている研究をサポートする意味を込めて、本研究テーマに関する検討を行った。

第2編は床版取り替え可能な合成桁の検討を行った。このテーマはドイツの橋梁 Sesslestal Bridge[1, 2]に触発されて取り上げたテーマである。Sesslestal Bridge は図1に示すようなスパン $72.5+2@87.5+72.5\text{m}$ 、総幅員 29m のストラッド付き合成箱桁橋である。合成桁でありながら床版を半分ずつ取り替えながら、残りの半分の幅員で通行が可能なように計画された橋梁である。80年代、ドイツでは床版の取り替えの可能性を考慮し



図1 Sesslestal Bridge (著作者：Störfix [2])

て、上下線を分離する構造が標準であった。しかし、1990年代の終わり頃から、上下線を一体化し下部構造を1つにすることでコストを縮減し、かつ片側交通で床版取り替え可能な橋梁が計画されるようになった。Sesslestal Bridgeはその一例である。

日本ではNEXCOを除いて非合成桁が標準となっている。ある県の橋梁計画マニュアルでは合成桁は迂回路が確保できる時のみ採用可能になっている。理由は合成桁とした場合、床版の取り替えが困難になるためということである。しかし、「非合成桁」＝「床版取り替え可能」という図式は、必ずしも正しいとは言えず、非合成桁であっても桁の配置によっては、片側交通を確保し床版を半分ずつ取り替えるのは現実には困難な場合が多いように思える。そこで、設計部会では片側交通を確保し床版を半分ずつ取り替え可能な合成桁を検討してみた。問題は、合成桁か非合成桁かにあるのではなく、床版取り替え可能か、不可能かであり、問題の本質に立ち返った検討を行っている。

さらに、非合成設計された橋梁でも合成桁として挙動することはよく知られた事実であり、非合成設計が現実を反映した合理的な設計とは思えない部分が多々ある。将来のメンテナンスに対して床版取り替え可能という新たな付加価値を付けることで、若干コストアップにつながるが、合成桁設計することでコストの縮減に努めた橋梁である。さすがに、上下線一体の幅員29mという橋を日本の国道・県道で計画するというのは現実的では無いので、2車線+片側歩道という幅員構成の橋梁で検討を行った。

第3編は土木学会鋼・合成構造標準示方書に基づいた合成桁の限界状態設計法の計算例の検討を行った。鋼・合成構造標準示方書はいわゆるモデルコードで、「実際には鋼・合成構造標準示方書では橋は設計出来ない」というご指摘を多く頂いている。実際、私自身も現実に使うには多くの点で問題があると認識している。しかし、同様な感覚はEurocodeのドラフトを始めて見たときにも思ったが、いくつかの計算例が公開されるのを見て、Eurocodeでも設計出来ると納得した経験がある。鋼・合成構造標準示方書でも同様な経験を多くの設計者の方に体験して頂きたいと思っている。

さらに、国内においてもNEXCOでは連続合成橋梁を既に限界状態設計法で設計し、現在製作中である[3]。まだ、パイロットプロジェクトの段階であるが、限界状態設計法に基づく連続合成橋梁は非常に経済的に有利であるため、今後とも増加するものと思われる。また、プロポーザル方式における限界状態設計法の採用や、現行の許容応力度設計法ではどうにもならない補修時の既設橋の耐力評価など、限界状態設計法を用いることで解決できる問題が多くあるように思う。

本報告書で示した計算例はエクセルで出来ており、鋼橋技術研究会のHPで公開の予定である。限界状態設計法設計した場合、今までの許容応力度設計法の最適断面とは桁高などのプロポーシオンが異なる断面が最適断面となる。多くの設計者の皆さんが、今

回公開する計算例のエクセルファイルを使って、自分で試して頂いて限界状態設計法の感覚を実感して頂ければと思っている。

今回の設計部会の活動期間は、公共事業を取り巻く環境が激変した時期と重なった。自民党小泉内閣から安倍内閣へ移行し、その後の短期間の首相交代、さらに民主党への政権交代など、政府そのものが大きく変化し、それに伴い、公共投資に関わる政策も魚の目のように変化した。この変化は橋梁業界だけではなく社会資本整備全般に大きな変革をもたらし、公共工事の入札制度もプロポーザル方式の入札制度が導入されるなど、護送船団方式から競争の時代へと突入した感がある。プロポーザル方式が進むにつれて個々の企業努力によって開発した技術の囲い込みが始まり、技術的情報が公開されにくい状況を作り出している。このような状況において大学、コンサルタンツ、計算機会社、ファブリケーターと言った他業種の集まる鋼橋技術研究会の活動の必要性が以前により増しているように思う。

最後になりましたが、非常に厳しい逆風の中で設計部会の活動に積極的に参加して頂いた部会員の皆様に感謝いたします。特に、WG長を引き受けていただいた岩崎英治先生、前田和裕様、小島実様、会計幹事をしていただいた飯嶋淳様には大変お世話になりました。謹んで御礼を申し上げます。

部会長 奥井 義昭

参考文献

- [1] Gossila, U., Wanzek, T., New type of composite bridges on German highways, Proc. of 1st fib Congress, pp.353-360, 2002
- [2] <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:A71-Talbruecke-Sesslestal.jpg>
- [3] 本間淳史、高久英彰、及川俊介、酒井修平、佐々木力：高速道路橋における鋼連続合成桁の限界状態設計法の適用に関する検討報告、土木学会第 64 回全国大会講演会講演概要集、I-438, 2009

設 計 部 会 会 員 名 簿

部会長	奥井 義昭		埼玉大学
幹 事	依田 照彦		早稲田大学
〃	野上 邦栄		首都大学東京
〃	杉山 俊幸		山梨大学
〃	岩崎 英治		長岡技術科学大学
〃	鈴木 康夫		宇都宮大学
〃	飯嶋 淳		JIP テクノサイエンス株式会社
部会員	小島 実	(WG II)	JFE エンジニアリング株式会社
〃	前田 和裕	(WG I)	株式会社オリエンタルコンサルタンツ
〃	亀子 学	(WG II)	株式会社宮地鐵工所
〃	朱 火江	(WG I)	コスモ技研株式会社
〃	西本 英生	(WG I)	開発コンサルタント株式会社
〃	小山 知之	(WG I)	株式会社サクラダ
〃	西川 宇市郎	(WG III)	株式会社巴コーポレーション
〃	田中 裕子	(WG I)	JIP テクノサイエンス株式会社
〃	糸井 誠	(WG I)	セントラルコンサルタント株式会社
〃	真木 有岳	(WG III)	株式会社横河ブリッジ
〃	辻野 竜介	(WG II)	駒井鉄工株式会社
〃	久保田 和徳	(WG III)	川田工業株式会社
〃	松村 卓	(WG III)	株式会社横河住金ブリッジ
〃	茂呂 充	(WG III)	株式会社長大
〃	青島 朋久	(WG I)	株式会社総合技術コンサルタント
〃	園部 歩	(WG III)	株式会社ハルテック
〃	河合 輝雄	(WG II)	株式会社 IHI
〃	海川 陽一	(WG II)	日鉄トピーブリッジ株式会社
〃	安岡 和宏	(WG III)	川田テクノシステム株式会社
〃	佐々木 力	(WG II)	株式会社東京鐵骨橋梁
〃	清水 晋作	(WG I)	日立造船株式会社
〃	土田 真二	(WG I)	日鉄トピーブリッジ株式会社
旧部会員	深井 将光	(WG I)	コスモ技研株式会社
〃	劉 偉程	(WG I)	開発コンサルタント株式会社
〃	保坂 俊晃	(WG II)	JFE エンジニアリング株式会社
〃	岩崎 初美	(WG II)	石川島播磨重工業株式会社
〃	田中 裕之	(WG III)	川田テクノシステム株式会社
オブザーバー	小野 潔		東京工業大学

注) WG I : 第1編担当
WG II : 第2編担当
WG III : 第3編担当

鋼橋技術研究会 設計部会 報告書

第 1 編 信頼性理論による現行設計の信頼性評価

第 2 編 床版取替え可能な合成桁の検討

第 3 編 合成桁の限界状態設計法の計算例

第 1 編 信頼性理論による現行設計の信頼性評価

第 1 編 信頼性理論による現行設計の信頼性評価

目 次

1. 概 要	1-5
2. 信頼性理論による部分係数設計法の概要	1-6
2. 1 信頼性設計	1-6
2. 2 部分係数キャリブレーションについて	1-12
3. 信頼性指標算出手法の整理	1-13
3. 1 信頼性指標算出手法について	1-13
3. 2 モンテカルロシミュレーションによる方法	1-13
3. 3 FORM による方法	1-15
4. 信頼性指標の試算例	1-19
4. 1 試算橋梁の諸元	1-19
4. 2 信頼性指標試算に用いる各統計データ、試算方針	1-27
4. 3 信頼性指標 β の算出	1-28
4. 4 考察	1-37
5. 部分係数設計法について	1-38
5. 1 部分係数による設計法の概要	1-38
5. 2 設計値法による部分係数キャリブレーション	1-42
5. 3 その他のキャリブレーション方法	1-45
6. まとめ	1-46

1. 概 要

ISO（国際標準化機構）において策定された国際規格は、WTO（世界貿易機関）の政府調達協定により政府機関においてその遵守が求められている。ISO2349（構造物の信頼性に関する一般原則）では、構造設計に際して構造物および構造要素に要求される性能を適切な程度の信頼性を有しながら検証することとしており、信頼性設計の考え方が取り入れられている。

国土交通省では、これらの国際基準への整合に向け、「土木・建築にかかる設計の基本」（2002年）¹⁾において、要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とし、限界状態設計法の導入を進めることを定めた。現在、土木・建築分野の各種構造物の設計に係わる技術基準については、「土木・建築にかかる設計の基本」の考え方に沿って検討・改訂が進められて行くこととされており、道路橋示方書については、要求性能の明確化、充実化及びみなし仕様の充実化に向けた次期改訂のための調査検討が行われ、要求性能の検証方法として部分係数設計法の導入検討が進められている。しかし、これら信頼性を考慮した設計法の実務への適用に関しては、長年の実績のある許容応力度設計法との整合性の確保を含め照査書式や部分係数の設定方法等、検討すべき課題も多い。

本検討は、鋼橋を対象として、信頼性設計法の概要や信頼性指標算出手法、部分係数キャリブレーション方法等の調査を行い、信頼性設計に関する基礎的な知識を得るとともに、現行設計法を対象にした信頼性指標の試算を行うことによって、現行設計と信頼性設計との違いを把握し、信頼性設計に関する理解を深めていくものである。

2. 信頼性理論による部分係数設計法の概要

2.1 信頼性設計

2.1.1 信頼性設計の概要と設計水準

1.において述べたように、「ISO2394 構造物の信頼性に関する一般原則」では、構造物設計に際して構造物および構造要素に要求される性能を信頼性理論に基づき検証することを基本としている。ここでは、設計実務者を主たる対象として、現在の構造物設計法の国際スタンダードである信頼性設計への理解を深めるための一助となることを期待して、当研究会における調査成果に基づき信頼性設計の概要について述べることとする。

構造物の信頼性設計とは、「限界状態を設定して、作用及び構造物の耐力が有する不確定性を考慮し、設計供用期間内に限界状態を超える状態の発生を目標とする信頼性の範囲内に収めることを意図した設計法」と言える。一般に、土木構造物は複雑な自然環境に固定され、長い耐用期間には様々な環境作用や荷重などの外乱にさらされることになる。当然、設計においてその影響が考慮されているにも関わらず、これらの外乱によって構造物が被害を受ける理由は、作用の持つ発生過程の不規則性と発生時点、継続時間、その大きさ等の統計的な不確定要因によるためである。設計荷重として極稀にしか発生しないような大きな荷重を想定して設計することは、経済性や現実性などの判断から困難であるため、実設計では妥当と考えられる荷重レベルを設定した上で、構造物の設計を行う。そのため、長い耐用期間の間には設計荷重を超過するような荷重が構造物へ作用することも起こり得る。一方、作用に対して抵抗側となる構造物の強度または耐力についても、構造材料の物性値の統計的変動や製作精度の変動性など様々な不確定要素により、やはり変動性を有する。

信頼性設計は、これらの作用側、抵抗側の各統計的変動による不確定要因を合理的かつ定量的に評価することで、構造物の限界状態に対する信頼性を一定レベル確保しようという設計法である。

表-1.1 信頼性設計の設計水準

設計水準	照査式	評価パラメータ	摘要
レベル 破壊確率による設計	$P_{JT} \quad P_f$	破壊確率	破壊確率 P_f を直接照査
レベル 信頼性指標による設計	T	信頼性指標	確率密度の単純化により得られる信頼性指標による照査
レベル 部分係数設計法	$R_d \quad S_d$	設計用値	信頼度を与えるための部分係数を使った設計値による照査

信頼性設計は、その信頼性の評価方法に応じて表-1.1 に示す3つの設計水準がある。最も高位に属するレベル は構造物の破壊確率 P_f によって、レベル は信頼性指標によって、最も簡易なレベル は部分係数 を用いた性能照査式によってそれぞれ評価される。

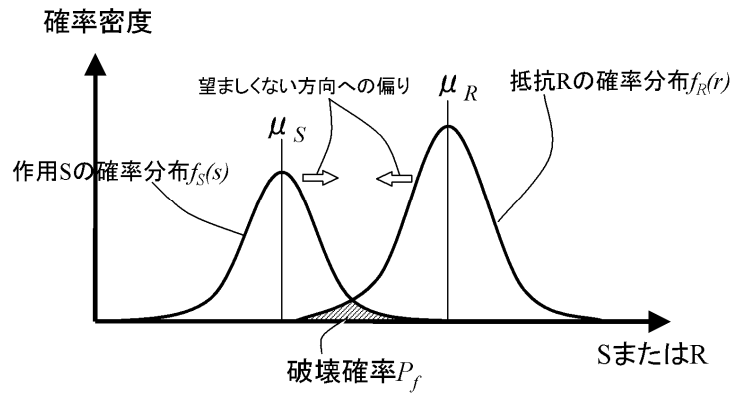
いま、例えば、作用・荷重側ともに設計上考慮すべき不確定要素が一つずつであり、作用側 S ・荷重側 R の不確定要素の統計データが図-1.1 a) のように与えられる場合を仮定する。設計上の応答値と抵抗値の仮定を μ_S, μ_R としたとき、これらの値が統計的に変動する可能性がなければ、常に $S < R$ であり作用値が抵抗値を上回ることとはなく、恒久的に構造物は破壊しないこととなる。しかし、実際の構造物は図-1.1 a) に示すように作用側も抵抗側もバラつきを持っていることがほとんどであり、これらの統計的変動によって、それぞれ望ましくない方向への偏りが生じた場合に、作用値が抵抗値を上回る可能性が生じる。このとき、 $S > R$ となり構造物は破壊を起こす。この破壊確率を斜線で示した P_f として求めることができる。a) の基本モデルを基に、性能関数 $Z = R - S$ を定義し、性能関数 Z の確率分布を示したものが図-1.1 b) である。このとき、 $Z = 0$ の領域の確率分布 $f_z(z)$ の積分値が同じく破壊確率 P_f である。

レベル の信頼性設計法の評価に用いられる破壊確率の算出にあたっては、一般に、図-1.1 b) のような性能関数に基づいて同時確率密度関数を求め、これを多重積分する必要がある。しかしながら、実際の構造物は作用・抵抗ともに数多くの不確定要素があり、実際の性能関数は多次元かつ複雑な形状を示しており、これらの同時確率密度関数の定式化や高次の多重積分の実行などは困難を伴うことが多く実用的ではない（図-1.2）。

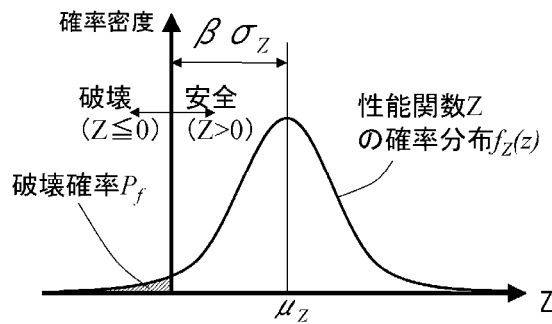
また、レベル 信頼性設計法においては、破壊確率と関連付けられる信頼性指標 を評価パラメータとしている。信頼性指標 の概念は図-1.1 b) に示すとおりであり、性能関数の平均値 μ_z から破壊点 ($Z=0$) までの距離を表すパラメータである。レベル 信頼性設計法においては、複数の不確定要素を含む性能関数に対して、一般的に、確率密度を単純化した上で1次信頼性理論 (FORM; First-Order Reliability Method) 等の方法に基づき信頼性指標 の評価が行われる。

最も簡易なレベル 信頼性設計については、目標破壊確率 P_{JT} 、または目標信頼性指標 T に基づいて、作用と抵抗のそれぞれに対して部分安全係数を定め、それらの係数をもつ設計照査式に従って決定論的手法で設計を行う方法である。すなわち、破壊確

率または信頼性指標を介して，示方書の各係数値を決定することになり，示方書に規定された部分係数によって設計を行えば，目標とする信頼性は確保されるため，設計者は直接確率統計的手法を用いなくても設計が可能となる。次期示方書改訂では，このレベルの信頼性設計法である部分係数設計法が導入される見込みである。



a) 基本モデル



b) 信頼性指標の定義

図-1.1 信頼性理論の概要図

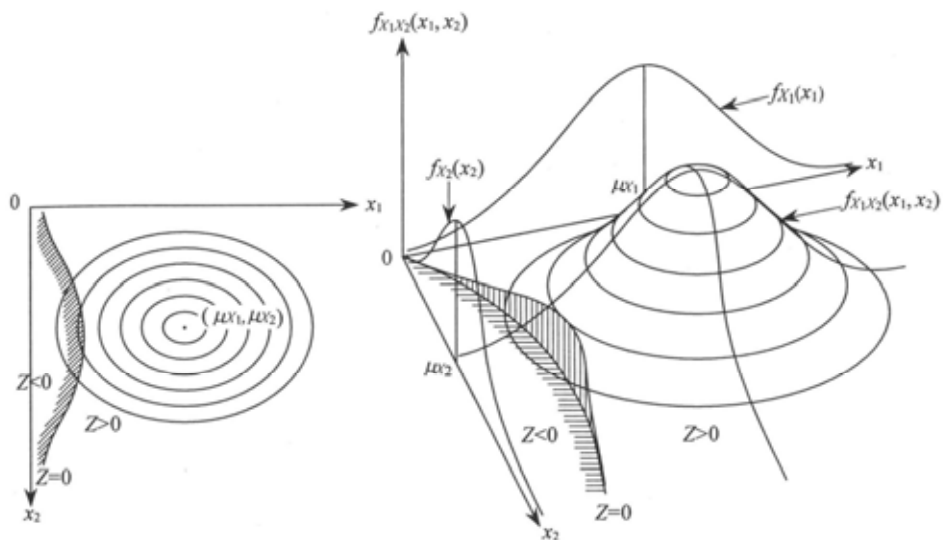


図-1.2 不確定要素が2変数の場合の破壊確率概念図²⁾

2.1.2 信頼性設計の手順

図-1.3 に信頼性設計の手順の一例を示す。前項で述べたように、信頼性設計は対象とする構造物に作用する荷重や適用する材料・部材強度に関する統計・確率分布を明確にした上で、限界状態に対する安全性を破壊確率もしくは信頼性指標で評価する。よって、設計にあたっては、対象とする限界状態を明確にするとともに、各種の不確定要因となる統計量を事前に調査・収集する必要がある。

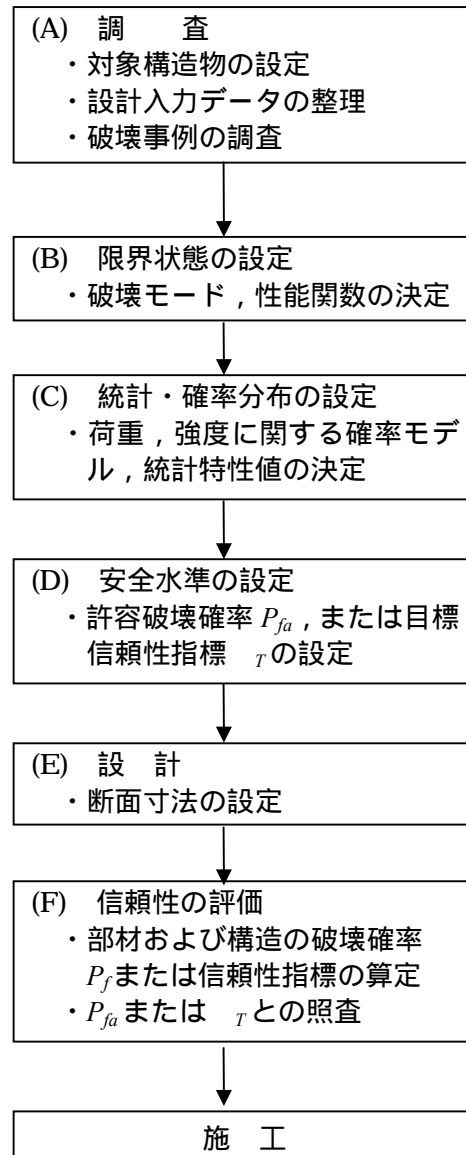


図-1.3 信頼性設計の手順例

2.1.3 安全水準の設定

構造物の信頼性設計を行うにあたって、対象とする限界状態と荷重・強度の統計分布が得られたとして、次に重要となることが、図-1.3の(D)安全水準の設定である。対象とする構造物に対して、どの程度の確率水準で破壊に対する安全性を担保させるかを設定する必要がある。表-1.2に安全水準の設定例³⁾を示す。安全水準の設定方法については、明確な方法はなく、各機関や対象構造物によって適用方法は異なるものの、最も一般的な方法としては、表-1.2の 現行設計示方書へのキャリブレーションに基づく方法が挙げられる。

現行示方書へのキャリブレーションに基づく方法では、現行の設計示方書に従って設計施工された解析対象と同種で、ほぼ同じ解析条件を有する複数の実在構造物の破壊確率を算定して、この値をもとに P_{fd} あるいは T を決定する方法である。この方法は、現行設計法による構造物が有する信頼度へ整合させること、すなわちキャリブレーションと呼ばれ、現行の設計示方書に従って設計・施工された構造物の有する信頼度が、歴史的な経緯からみて社会的にも十分に容認されており、経済性と安全性についてもある程度まで均衡がとれているとすることが前提となっている。また、この方法によれば、信頼度のレベルが整合されているので、今までに設計・施工された実在構造物と大きく異なるものは設計されないことから、多くの人から容認されることが期待でき、信頼性理論の設計への導入が容易になろうとする考え方もベースにあり、構造物信頼性理論、特に設計水準レベル 設計法を取り入れた数多くの設計示方書の改訂に際して、この方法が適用されている。

次期示方書において、レベル 信頼性設計法である部分係数設計法が導入される見込みは前述したとおりであるが、この部分係数の設定にあたって、この現行示方書とのキャリブレーションによって、現行相当の信頼性を有する構造物が設計されるよう、部分係数が設定される見込みである。

本報告書では、この道示改訂における部分係数キャリブレーションのうち、主に現行設計の信頼性評価方法について、手法の概要整理と信頼性指標の試算を行う。

表-1.2 信頼性設計における安全水準の設定例³⁾

方法	概要	問題点	適用例
事故統計に基づく方法	事故、損傷に関する統計資料に基づき破壊確率を求め、これを参考として許容破壊確率 P_{fa} 、あるいは目標信頼性指標 r を決定する方法	<ul style="list-style-type: none"> 母数（対象とする構造物の総数）が定めにくいこと。 事故の原因にはヒューマンエラー等による場合が多く、その影響を受け、設計段階での $P_{fa}(r)$ を直接定めることが難しいこと。 	<ul style="list-style-type: none"> $P_{fa}(r)$ の決定の参考値として用いられている。 ダムあるいは鉄道、高速道路の橋梁等に対して P_f を求めた事例がある。
現行設計示方書へのキャリブレーションに基づく方法	現行の設計示方書により設計された種々の構造物、部材の $P_f()$ を求めて、その資料に基づき $P_{fa}(r)$ を定める方法	<ul style="list-style-type: none"> 現行示方書が最適解を与えているという保証はないこと。すなわち、現行示方書が安全側過ぎるのではないか（危険側と危惧されることもある）という指摘があること。（$P_{f,i}$ の評価が部材を対象とすることになる。） 	<ul style="list-style-type: none"> ANSI, AISC など多くの示方書改訂はこの方法によっている。
他の災害危険性との比較による方法	構造物の破壊に伴って予測される（1名）の死亡危険性を、自然災害あるいは他の人為災害による危険性と比べて、ある水準以下に設定する方法	<ul style="list-style-type: none"> 一般の土木・建築構造物に適用できる評価式は未だ確立していないこと。 統計データが、土木・建築構造物の種別に整理されてなく利用できるまでには至っていないこと。 事故は種々の原因によることから、設計段階での $P_{fa}(r)$ を定めることが難しい。 	<ul style="list-style-type: none"> 石油化学産業における安全評価、また原子力発電所、LNG 施設、ダムなどの重要構造物の危険度評価に用いられている。 建築・土木構造物では、構造物の用途、破壊によって生じる人的損失の可能性、さらに破壊予知の難易などを考慮したいくつかの評価式が提案されている。
人的損失に対する危険回避に要する投資効果による方法	構造物の破壊に伴って予測される一人当たりの死亡率を低減させるのに要する費用の大きさを評価する方法（一つの生命を救うのに社会が支払う金額にはみずからある基準があるとする）	<ul style="list-style-type: none"> では、生命の価値を評価することになることから、価値観の相違により容易に受け入れられないことがあること。 	

2.2 部分係数キャリブレーションについて

2.1.3において述べたように、次期示方書改訂において部分係数設計体系に移行するに際しての、現行示方書との部分係数キャリブレーション方法の一例と本報告書における整理内容について図-1.4に示す。

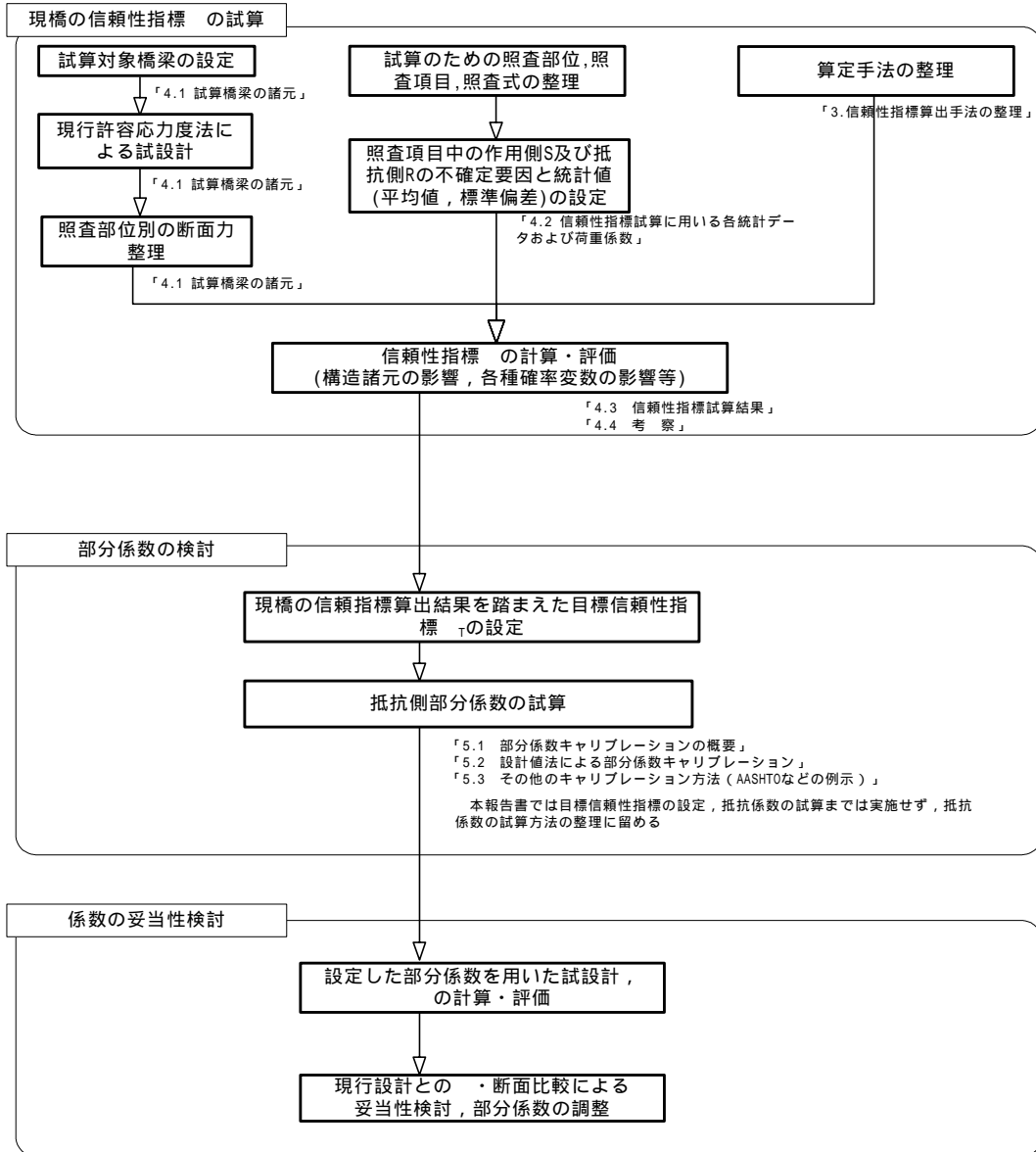


図-1.4 現行示方書との部分係数キャリブレーションフロー例

3. 信頼性指標算出手法の整理

3.1 信頼性指標算出手法について

信頼性設計における信頼性指標の算出については、既往の研究において各手法が提案されている。ここでは、土木研究所資料「鋼道路橋の部分係数設計法に関する研究」の成果を引用し、汎用性が高いと考えられる数値実験法であるモンテカルロシミュレーションと近似理論解析によるFORM法を紹介する。なお、本研究会では、モンテカルロシミュレーション手法によって道示鋼橋編に従って設計された鋼桁橋の主桁を対象に、信頼性指標の試算を行っている。

3.2 モンテカルロシミュレーションによる方法

モンテカルロシミュレーション(Monte Carlo Simulation)とは、乱数を用いて数多くの試行を繰返すことによって破壊確率 P_f を直接求める数値実験手法である。ここで言う乱数は、ある指定された確率分布(例えば、正規分布)をもつ数列であり、実際にはコンピュータ内部で使われる擬似乱数を意味する。信頼性指標 β を算出する際には以下の通り行う。まず、確率変数 X_1, X_2, \dots, X_n の関数で表れる性能関数 Z に対して、確率変数 X_j の分布を設定し、確率分布に従った乱数を発生させ Z の値を求める。次に、これを N 回繰返して Z_i の確率分布を作成し、この平均値 \bar{Z}_i と標準偏差 σ_{Z_i} により次式で表される信頼性指標 β_i を求める。

$$\beta_i = \frac{\bar{Z}_i}{\sigma_{Z_i}} \dots\dots\dots (3.1.1)$$

ここで、乱数発生の方法について確率変数が互いに独立で正規確率に従う場合を例に述べる。平均値 \bar{x} 、標準偏差 σ_x を有する正規確率変数 X_j の乱数は以下の手順で発生させることができる。

0 から 1 までの一様乱数 a_1 を抽出する。

次に、正規確率密度関数を用いると、その分布関数は、

$$F_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \int_{-\infty}^x \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma_x}\right)^2\right\} dx \dots\dots\dots (3.1.2)$$

となる。したがって、 $F_x(x)$ で抽出した a_1 を用いて

$$a_1 = F_x(x) \dots\dots\dots (3.1.3)$$

$F_x(x)$ の逆関数を用いて、 $x_1 = F_x^{-1}(a_1)$ としてサンプル $x=x_1$ を抽出する。

この操作を試行回数 N 回繰返し行えば、正規確率分布に従う確率変数 $X_j=(x_1, x_2, \dots, x_n)$ を作り出すことができる。これを性能関数に用いられている全ての確率変数について行う。

計算フローを図-3.1 に、信頼性指標 β の算出方法の例を図-3.2 に示す。

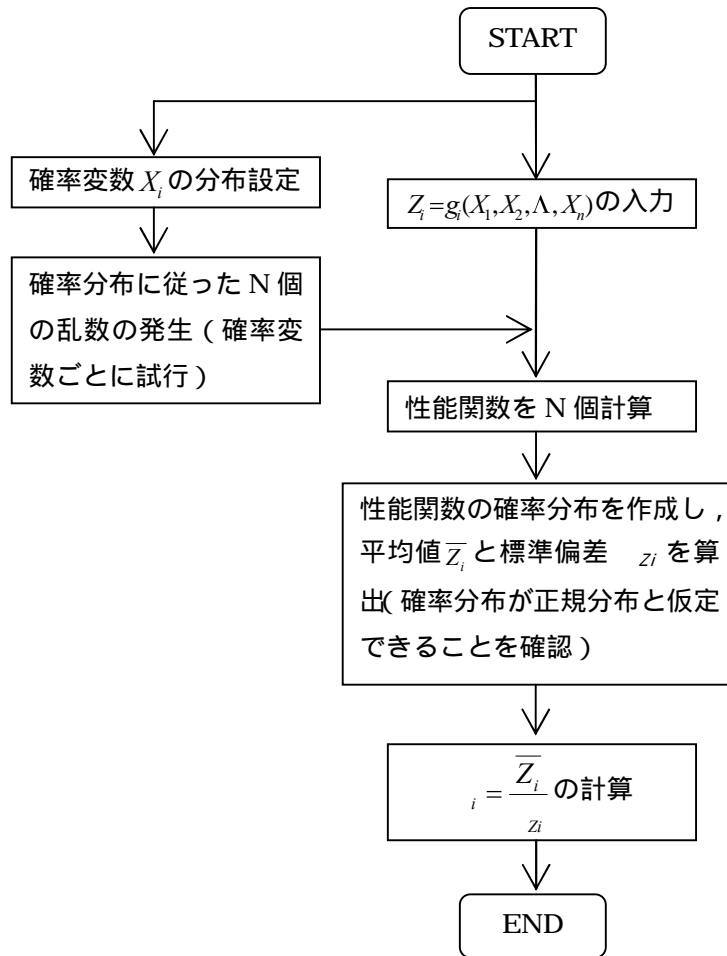


図-3.1 モンテカルロシミュレーションのフローチャート

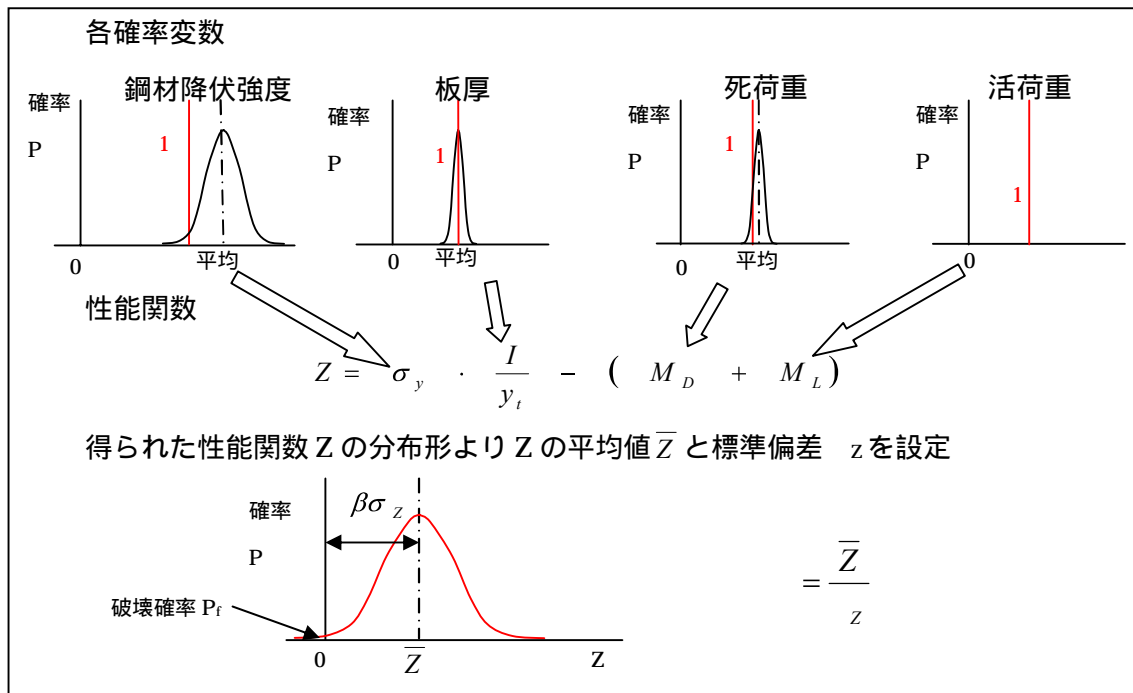


図-3.2 信頼性指標 の算出方法の例

3.3 FORMによる方法

ISO2394 に示されている FORM (First-Order Reliability Method) 法は、破壊点まわりでの一次の項までのテーラー展開近似を利用する方法であり、非正規確率変数が存在する場合に、破壊点で確率密度関数および累積分布関数の値が等しくなるような正規確率変数で近似して、正規標準座標系に変換した時の座標原点からの限界とする状態（破壊面）までの最短距離を求めることにより信頼性指標を算出するとともに感度係数が得られるものである。なお、性能関数 Z に含まれる確率変数をすべて正規分布と仮定する。

FORM 法による解析手順の概要を以下にまとめる。

性能関数を

$$Z_i = g_i(X_1, X_2, \Lambda, X_n) \dots\dots\dots (3.2.1)$$

と定義する場合 (i : 照査部位, 項目別を意味する), 破壊点 $(x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*)$ (性能関数 Z_i 上の点) のまわりテーラー展開して、級数を一次の項で打ち切り、線形一次関数に近似する。

$$Z_i = g_i(x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (X_j - x_j^*) (X_k - x_k^*) \frac{\partial^2 g_i}{\partial x_j \partial x_k} \Big|_{x^*} + \Lambda$$

$$g_i(x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \dots\dots\dots (3.2.2)$$

ここで、 $(\partial g_i / \partial x_j |_{x^*})$ は、性能関数 g_i の x_j に関する偏微分に $x^* = (x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*)$ を代入することによって得られる値である。

式(3.2.2)に含まれる確率変数の内、正規確率変数以外の確率変数が正規確率変数で近似(正規化近似)されたとすると、式(3.2.2)は正規確率変数の線形一次関数となるので、 Z_i も正規確率変数になる。また、ここでは各確率変数は互いに独立な正規確率変数とする。

破壊点は、性能関数上の点 ($Z_i = 0$) であるため、

$$g_i(x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*) = 0 \dots\dots\dots (3.2.3)$$

式(3.2.3)から、式(3.2.2)は以下の通りとなる。

$$Z_i = \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \dots\dots\dots (3.2.4)$$

さらに、 Z_i の平均値 \bar{Z}_i と標準偏差 σ_{Z_i} は以下のように求められる。

$$\bar{Z}_i = E[Z_i] = E \left[\sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right] = \sum_{j=1}^n (E[X_j] - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) (\mu_{X_j} - x_j^*) \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{Z_i}^2 &= E[Z_i^2] - E[Z_i]^2 \\
&= E\left[\left(\sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2\right] - E\left[\sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right]^2 \\
&= \sum_{j=1}^n E[(X_j - x_j^*)^2] \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2 - \sum_{j=1}^n E[(X_j - x_j^*)]^2 \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2 \\
&= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2 \{E[(X_j - x_j^*)^2] - E[(X_j - x_j^*)]^2\} \\
&= \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2 \sigma_{X_j}^2 \\
\sigma_{Z_i} &= \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2} \sigma_{X_j} \\
&= \sum_{j=1}^n \alpha_j \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right) \sigma_{X_j} \dots\dots\dots (3.2.6)
\end{aligned}$$

ここで,

$E[Z_i]$: Z_i の平均値

μ_{X_j} : 確率変数 X_j の平均値

σ_{X_j} : 確率変数 X_j の標準偏差

また, a_j は感度係数と呼ばれ, 次の式で定義される。

$$a_j = \alpha_j \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right) \sigma_{X_j} / \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right)^2} \sigma_{X_j} \dots\dots\dots (3.2.7)$$

信頼性指標 β_j は \bar{Z}_i / σ_{Z_i} で定義されることから, 式(3.2.5)および(3.2.6)から求めると,

$$\beta_j = \frac{\bar{Z}_i}{\sigma_{Z_i}} = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right) (\mu_{X_j} - x_j^*) / \sum_{j=1}^n \alpha_j \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*}\right) \sigma_{X_j} \dots\dots\dots (3.2.8)$$

となる。式の整理を行うと, 次式が得られる。

$$\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) \{ \mu_{x_j} - x_j^* - \alpha_j \beta_i \sigma_{x_j} \} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.2.9)$$

式(3.2.9)が、 $\left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)$ の値によらず恒等的に成り立つためには、 $\{ \}$ 内の値が常に0でなければならないから、

$$\mu_{x_j} - x_j^* - \alpha_j \beta_i \sigma_{x_j} = 0$$

したがって、以下に示す3つの式を満たすように x_j^* 、 β_i を解くことにより破壊点が求められ、式(3.2.8)により信頼性指標 β_i が算出される。

$$\left. \begin{aligned} g_i(x_1^*, x_2^*, \Lambda, x_n^*) &= 0 \\ x_j^* &= \mu_{x_j} - \alpha_j \beta_i \sigma_{x_j} : j=1, 2, \Lambda, n \\ a_j &= \alpha_j \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right) \sigma_{x_j} / \sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \right)^2 \sigma_{x_j}^2} : j=1, 2, \Lambda, n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2.10)$$

正規化近似のフローを含めた破壊点および信頼性指標の繰返し計算のフローを図-3.3に示す。

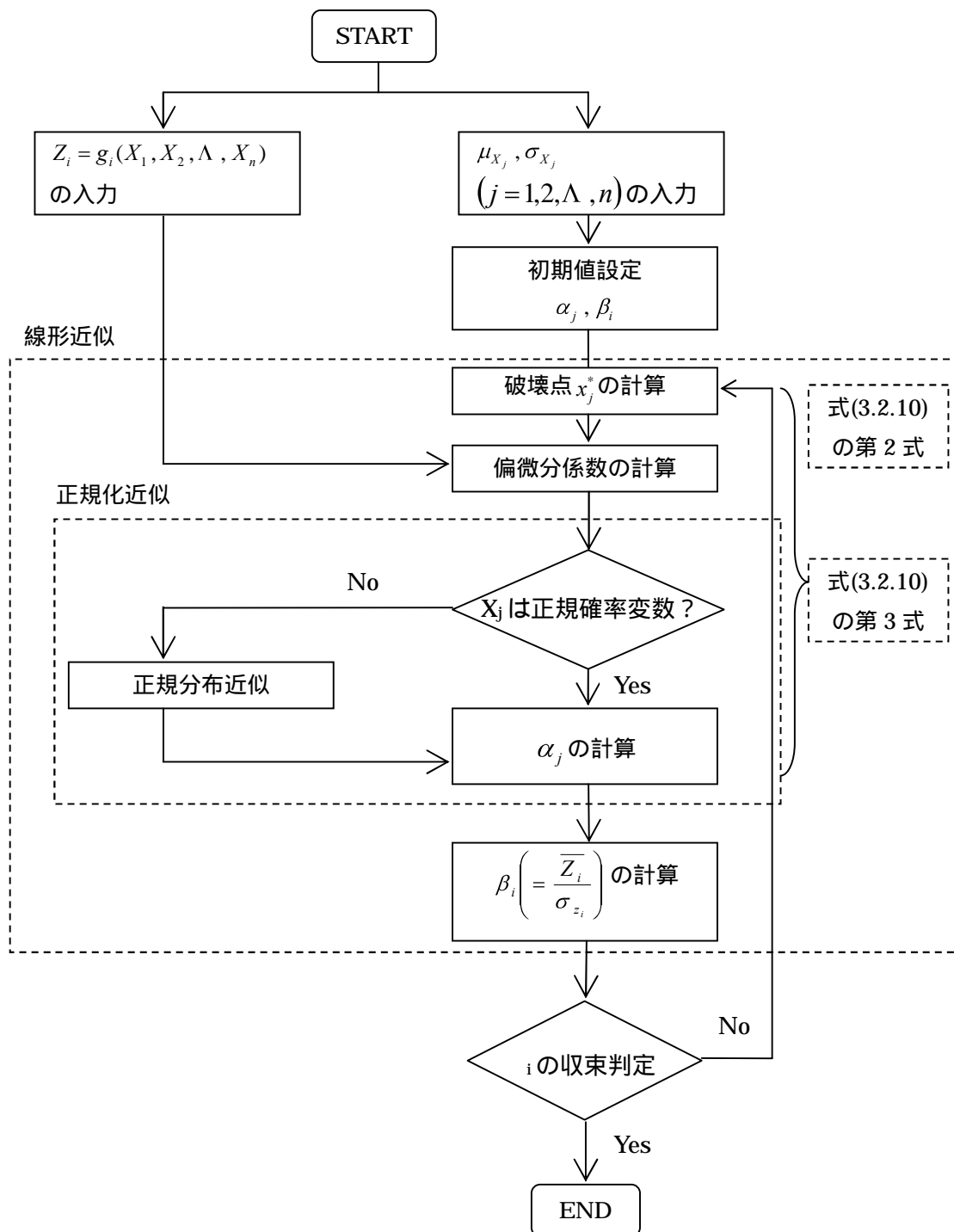


図-3.3 FORM法のフローチャート

4．信頼性指標の試算例

今回検討した試算例は、現示方書の信頼性指標を試算した。

4．1 試算橋梁の諸元

今回検討した試算橋梁の諸元は、以下のとおりである。

4.1.1 橋梁諸元

- a) 橋梁形式 : 鋼単純非合成 4 主鈹桁
- b) 設計荷重 : B 活荷重
- c) 橋 長 : 51.0m
- d) 支間長 : 50.0m
- e) 全幅員 : 10.7m
- f) 有効幅員 : 9.5m
- g) 平面線形 : R =
- h) 斜角 : A 1 = 90°、A 2 = 90°
- i) 舗装 : アスファルト舗装 t = 80mm
- j) 床版 : 鉄筋コンクリート床版 t = 250mm
- k) 高欄 : 鋼製高欄
- l) 検査路 : なし
- m) 添架物 : なし
- n) 雪荷重 : なし
- o) 使用鋼材 : SM490Y

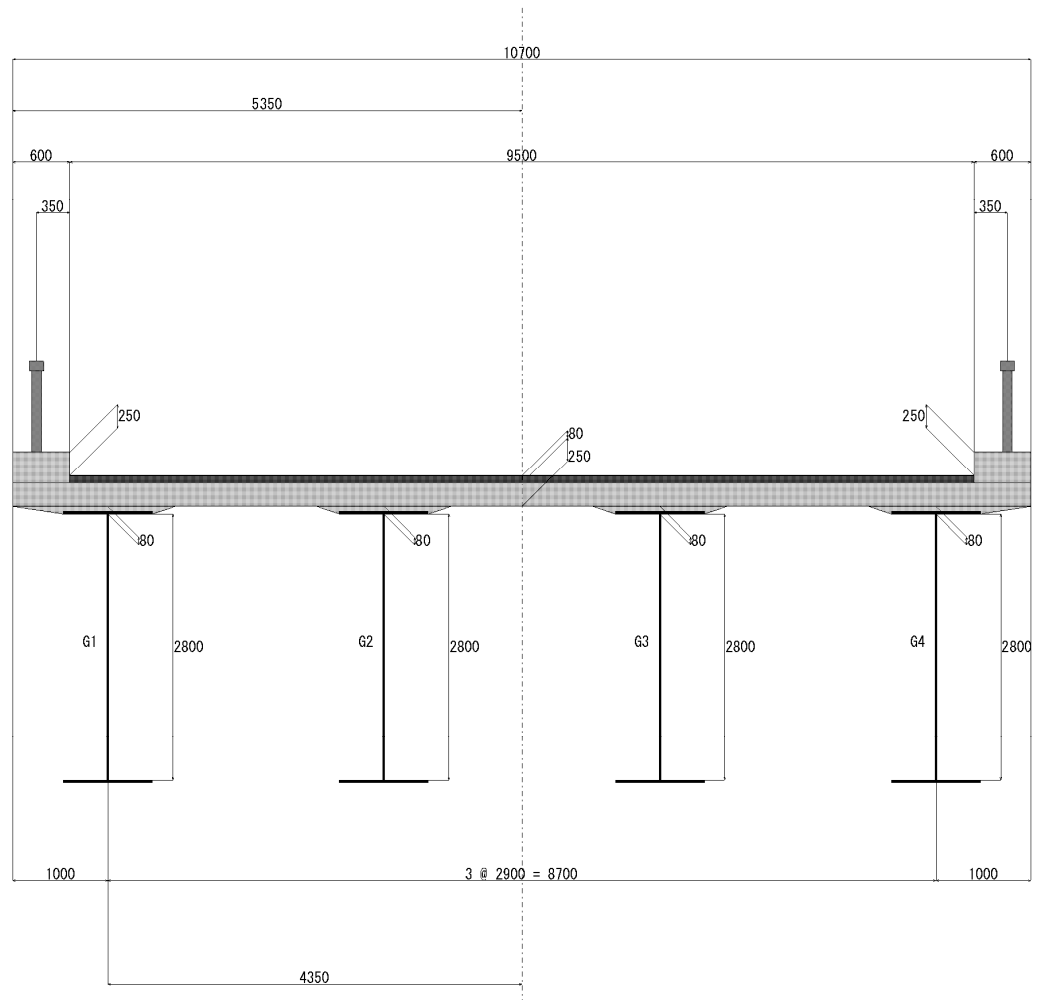
4.1.3 現行許容応力度法による計算結果

(1) 設計条件

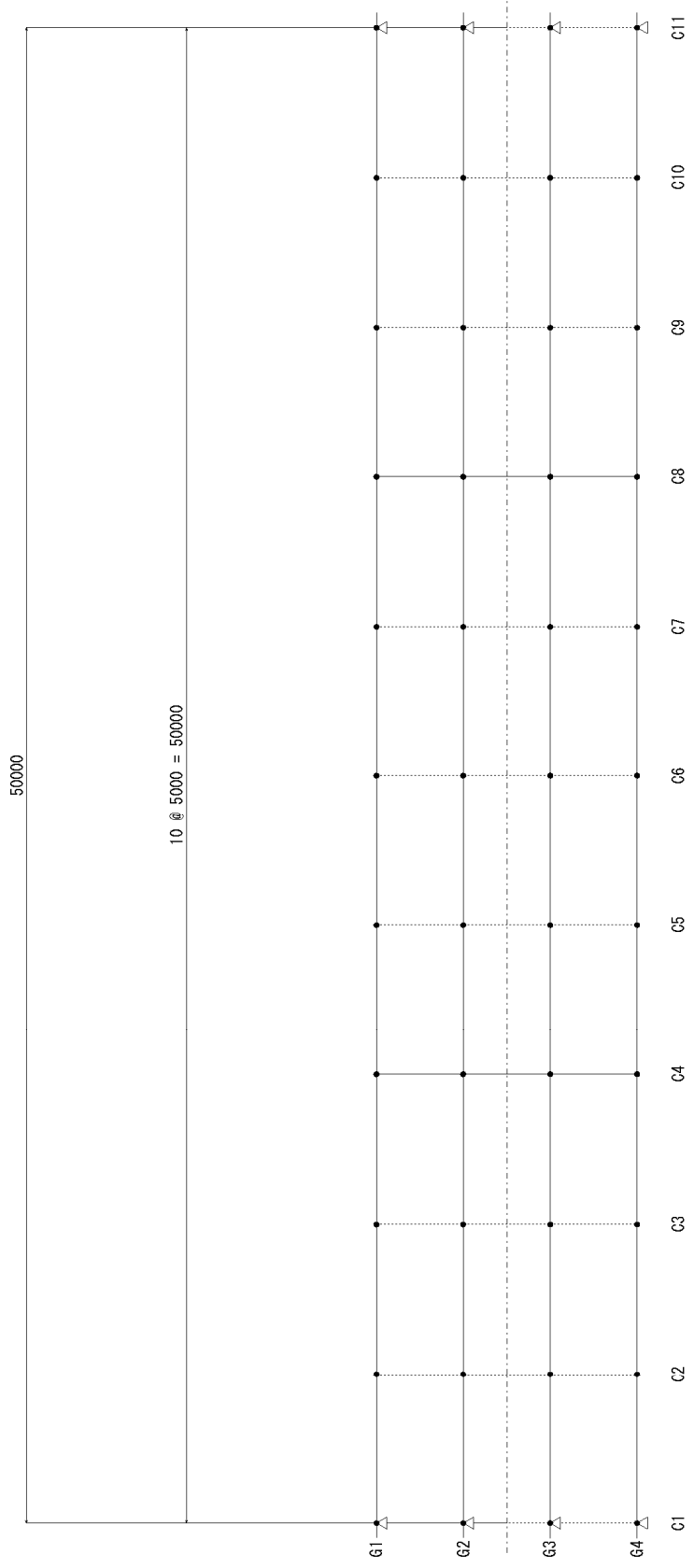
・ 基本条件

タイトル	鋼技研資料-50m歩道なし
形式	単純非合成鈹桁
主桁本数	4本
支間長合計	50[m] (構造基本線)
桁高	2800[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=250[mm]
舗装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0' 0.0"
活荷重	B活荷重-L
添架物	なし
使用鋼材	-H仕様材
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない

・ 横断面図

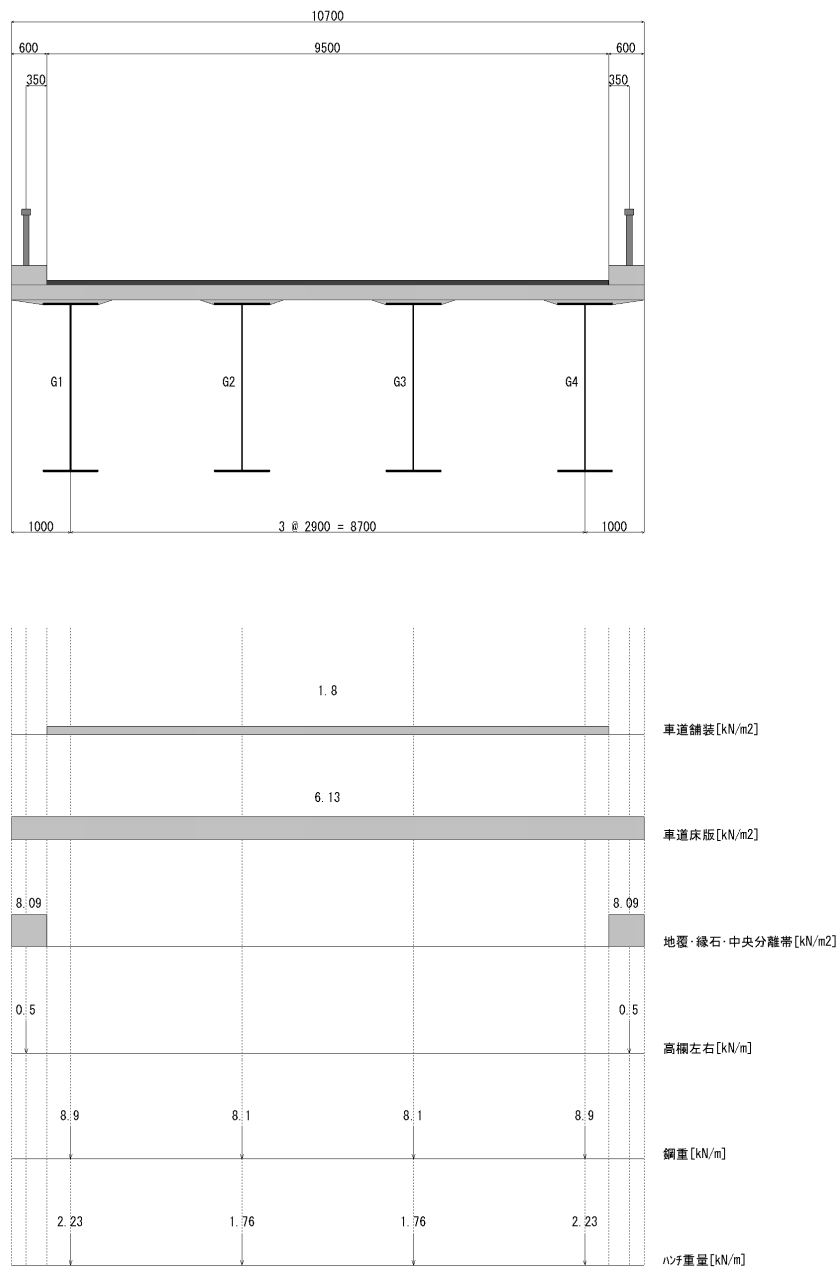


<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ [mm]



(2) 荷重

- ・ 死荷重



- ・ 活荷重

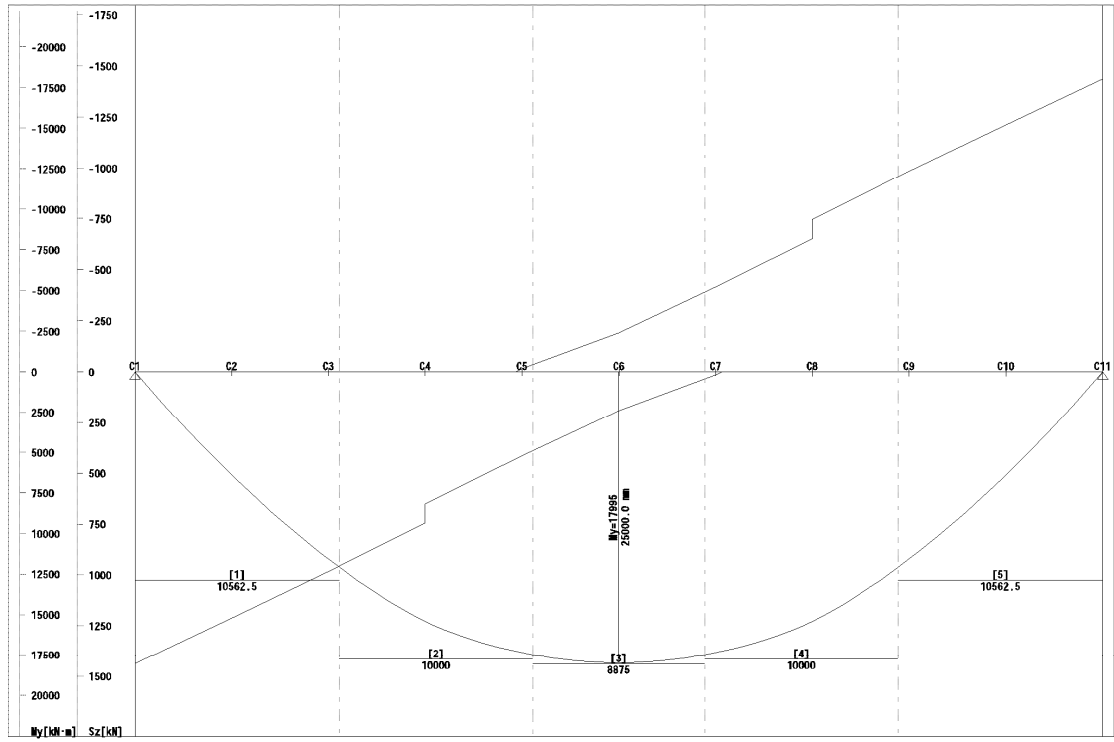
活荷重種類 : B活荷重-L

(1) L活荷重

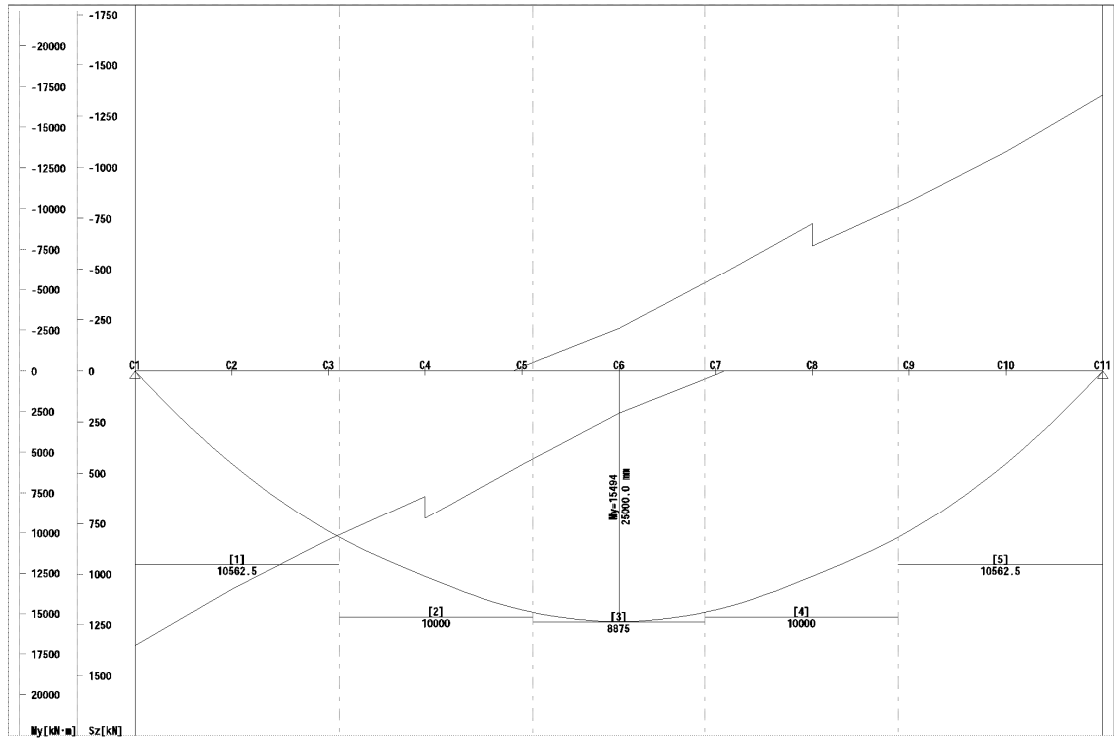
- (a) P1活荷重-曲げ着目時主載荷強度 10 [kN/m²]
- (b) P1活荷重-曲げ着目時従載荷強度 5 [kN/m²]
- (c) P1活荷重-せん断着目時主載荷強度 12 [kN/m²]
- (d) P1活荷重-せん断着目時従載荷強度 6 [kN/m²]
- (e) 橋軸方向載荷長 10 [m]
- (f) 橋軸直角方向載荷幅 5.5 [m]
- (g) 橋軸方向移動量 1 [m]
- (h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度 3.5 [kN/m²]
- (i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度 1.75 [kN/m²]

(3) 断面力

曲げモーメント・せん断力 <主桁G1, G4>



曲げモーメント・せん断力 <主桁G2, G3>



(4) 断面計算結果

<主桁グループ1 (G1, G4)>

断面位置	断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面3-L	断面3-R
断面長 [mm]	10562.5	10562.5	10000.0	10000.0	8875.0	8875.0
材質	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB
断面力	My(max) [kN・m] 0 My(min) [kN・m] 0 Sz [kN] 1438	12069 6878 957	12069 6878 957	17495 10058 390	17495 10058 390	17495 10058 390
固定間距離 [mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
断面	上フランジ [mm] 690 x 22 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 23	上フランジ [mm] 690 x 22 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 23	上フランジ [mm] 690 x 34 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 36	上フランジ [mm] 690 x 34 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 36	上フランジ [mm] 690 x 35 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 35	上フランジ [mm] 690 x 35 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 35
断面諸量	δ [cm] 2.76 Yu [cm] -144.96 Yt [cm] 139.54 Ag [cm ²] 709.40 Iy [cm ⁴] 8877331	2.76 -144.96 139.54 709.40 8877331	3.96 -147.36 139.64 885.80 12469955	3.96 -147.36 139.64 885.80 12469955	1.68 -145.18 141.82 885.50 12474995	1.68 -145.18 141.82 885.50 12474995
応力度	σu(max) [N/mm ²] 0.0 < 210.0 σt (°) [N/mm ²] 0.0 < 210.0 σu(min) [N/mm ²] 0.0 < 210.0 σt (°) [N/mm ²] 0.0 < 210.0 τ [N/mm ²] 36.7 < 120.0	197.1 < 210.0 200.3 < 210.0 -112.3 < -210.0 114.1 < 210.0 24.4 < 120.0	142.6 < 210.0 142.7 < 210.0 -81.3 < -210.0 81.3 < 210.0 24.4 < 120.0	206.7 < 210.0 206.8 < 210.0 -118.9 < -210.0 118.9 < 210.0 9.9 < 120.0	203.6 < 210.0 210.0 < 210.0 -117.0 < -210.0 120.7 < 210.0 9.9 < 120.0	-203.6 < -210.0 210.0 < 210.0 -117.0 < -210.0 120.7 < 210.0 9.9 < 120.0
合成応力度	Wu 0.093 < 1.2 Wt 0.093 < 1.2	0.895 < 1.2 0.831 < 1.2	0.482 < 1.2 0.434 < 1.2	0.932 < 1.2 0.833 < 1.2	0.902 < 1.2 0.860 < 1.2	0.902 < 1.2 0.860 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] 12861 Mr1 (°) [kN・m] 13360 Mru(min) [kN・m] 12861 Mr1 (°) [kN・m] 13360	12861 13360 12861 13360	17770 18754 17770 18754	17770 18754 17770 18754	18045 18472 18045 18472	18045 18472 18045 18472
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面3-C	断面4-L	断面4-R	断面5-L	断面5-R
断面長 [mm]	8875.0	10000.0	10000.0	10562.5	10562.5
材質	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB
断面力	My(max) [kN・m] 17995 My(min) [kN・m] 10434 Sz [kN] 190	17495 10058 390	12069 6878 957	12069 6878 957	0 0 1438
固定間距離 [mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
断面	上フランジ [mm] 690 x 35 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 35	上フランジ [mm] 690 x 34 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 36	上フランジ [mm] 690 x 34 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 36	上フランジ [mm] 690 x 22 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 23	上フランジ [mm] 690 x 22 ウェブ [mm] 2800 x 14 下フランジ [mm] 720 x 23
断面諸量	δ [cm] 1.68 Yu [cm] 145.18 Yt [cm] 141.82 Ag [cm ²] 885.50 Iy [cm ⁴] 12474995	3.96 147.36 139.64 885.80 12469955	3.96 147.36 139.64 885.80 12469955	2.76 -144.96 139.54 709.40 8877331	2.76 -144.96 139.54 709.40 8877331
応力度	σu(max) [N/mm ²] 209.4 < 210.0 σt (°) [N/mm ²] 204.6 < 210.0 σu(min) [N/mm ²] -121.4 < -210.0 σt (°) [N/mm ²] 118.6 < 210.0 τ [N/mm ²] 4.9 < 120.0	206.7 < 210.0 206.8 < 210.0 -118.9 < -210.0 118.9 < 210.0 9.9 < 120.0	142.6 < 210.0 142.7 < 210.0 -81.3 < -210.0 81.3 < 210.0 24.4 < 120.0	197.1 < 210.0 200.3 < 210.0 -112.3 < -210.0 114.1 < 210.0 24.4 < 120.0	0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 36.7 < 120.0
合成応力度	Wu 0.949 < 1.2 Wt 0.904 < 1.2	0.932 < 1.2 0.833 < 1.2	0.482 < 1.2 0.434 < 1.2	0.895 < 1.2 0.831 < 1.2	0.093 < 1.2 0.093 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] 18045 Mr1 (°) [kN・m] 18472 Mru(min) [kN・m] 18045 Mr1 (°) [kN・m] 18472	17770 18754 17770 18754	17770 18754 17770 18754	12861 13360 12861 13360	12861 13360 12861 13360
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1

<主桁グループ2 (G2,G3)>

断面位置	断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面3-L	断面3-R
断面長 [mm]	10562.5	10562.5	10000.0	10000.0	8875.0	8875.0
材 質	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN]	0 6652 1353	10263 6652 807	10263 6652 807	14930 9655 431	14930 9655 431
固定間距離 [mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
断面	上フランジ [mm] ウェブ [mm] 下フランジ [mm]	660 x 21 2800 x 14 680 x 21	660 x 21 2800 x 14 680 x 21	660 x 29 2800 x 14 680 x 31	660 x 29 2800 x 14 680 x 31	660 x 30 2800 x 14 680 x 31
断面諸量	δ [cm] Yu [cm] Yl [cm] Ag [cm ²] Iy [cm ⁴]	0.88 142.98 141.22 673.40 8159131	0.88 142.98 141.22 673.40 8159131	3.48 -146.38 139.62 794.20 10604966	3.48 -146.38 139.62 794.20 10604966	2.27 -145.27 140.83 800.80 10745319
応力度	σu(max) [N/mm ²] σ1(θ) [N/mm ²] σu(min) [N/mm ²] σ1(θ) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 0.0 < 210.0 34.5 < 120.0	179.9 < 210.0 189.3 < 210.0 116.6 < 210.0 122.7 < 210.0 20.6 < 120.0	141.7 < 210.0 144.0 < 210.0 91.8 < 210.0 93.3 < 210.0 20.6 < 120.0	206.1 < 210.0 209.5 < 210.0 133.3 < 210.0 135.5 < 210.0 11.0 < 120.0	201.8 < 210.0 208.5 < 210.0 130.5 < 210.0 134.9 < 210.0 11.0 < 120.0
合成応力度	Wu Wl	0.083 < 1.2 0.083 < 1.2	0.742 < 1.2 0.724 < 1.2	0.467 < 1.2 0.425 < 1.2	0.934 < 1.2 0.846 < 1.2	0.895 < 1.2 0.839 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mrl(θ) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mrl(θ) [kN・m]	11984 12133 11984 12133	11984 12133 11984 12133	15214 15951 15214 15951	15214 15951 15214 15951	15533 16024 15533 16024
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面3-C	断面4-L	断面4-R	断面5-L	断面5-R
断面長 [mm]	8875.0	10000.0	10000.0	10562.5	10562.5
材 質	上フランジ SM490YB ウェブ SM490YA 下フランジ SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN]	15494 9954 208	14930 9655 431	10263 6652 807	10263 6652 807
固定間距離 [mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
断面	上フランジ [mm] ウェブ [mm] 下フランジ [mm]	660 x 30 2800 x 14 680 x 31	660 x 29 2800 x 14 680 x 31	660 x 29 2800 x 14 680 x 31	660 x 21 2800 x 14 680 x 21
断面諸量	δ [cm] Yu [cm] Yl [cm] Ag [cm ²] Iy [cm ⁴]	2.27 145.27 140.83 800.80 10745319	3.48 146.38 139.62 794.20 10604966	3.48 146.38 139.62 794.20 10604966	0.88 -142.98 141.22 673.40 8159131
応力度	σu(max) [N/mm ²] σ1(θ) [N/mm ²] σu(min) [N/mm ²] σ1(θ) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-209.5 < -210.0 203.1 < 210.0 -134.6 < -210.0 130.5 < 210.0 5.3 < 120.0	206.1 < 210.0 209.5 < 210.0 -133.3 < -210.0 135.5 < 210.0 11.0 < 120.0	141.7 < 210.0 144.0 < 210.0 -91.8 < -210.0 93.3 < 210.0 20.6 < 120.0	179.9 < 210.0 189.3 < 210.0 -116.6 < -210.0 122.7 < 210.0 20.6 < 120.0
合成応力度	Wu Wl	0.956 < 1.2 0.896 < 1.2	0.934 < 1.2 0.846 < 1.2	0.467 < 1.2 0.425 < 1.2	0.742 < 1.2 0.724 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mrl(θ) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mrl(θ) [kN・m]	15533 16024 15533 16024	15214 15951 15214 15951	15214 15951 15214 15951	11984 12133 11984 12133
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1

4.2 信頼性指標試算に用いる各統計データ、試算方針

4.2.1 使用する各統計データ

死荷重の統計的偏りについては、部分係数法を検討した土木研究所資料「鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討」⁴⁾の解析に考慮した確率変数と統計量で、不確定要因別確率変数の基準値と既存文献から引用した実験データの平均値を整理した表-4.1を参考とし、鉄筋コンクリート床版と地覆の平均値 1.05 を試算簡略化のため、全部の死荷重に適用し、仮定した。

表-4.1 解析に考慮した荷重側の確率変数の統計量⁵⁾

荷重側 不確定要因	分類等	基準値	データ 数	平均値 基準値	標準 偏差	変動 係数	仮定する 確率分布形	備考
死荷重	鋼重(全鋼種)	公称体積×単位重量(77.0kN/m ³)	160980	1.00	0.01	0.01	正規分布	
	鉄筋コンクリート床版重量	公称体積×単位重量(24.5kN/m ³)	不明	1.05	0.01	0.01	正規分布	
	舗装重量	公称体積×単位重量(22.5kN/m ³)	不明	1.03	0.05	0.05	正規分布	
	地覆	公称体積×単位重量(24.5kN/m ³)	不明	1.05	0.01	0.01	正規分布	RC床版と同じとする
	鋼製高欄(金属製高欄)	規定無し:0.5kN/m(1高欄当り)	-	-	-	-	確定値	

抵抗側の統計的偏りについては、荷重側と同様に土木研究所資料「鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討」の解析に考慮した確率変数と統計量の表-4.2を適用し、仮定した。但し、板厚誤差は、「道路橋示方書 鋼橋編 H14.3」⁶⁾17.2より上限値をJIS G 3193「熱間圧延鋼板と鋼帯の形状寸法及び質量及びその許容差」⁷⁾表4、表5とし、下限値を公称板厚の5%以内と仮定した。

表-4.2 解析に考慮した抵抗側の確率変数の統計量²⁾

抵抗側 不確定要因	分類等	基準値	データ 数	平均値 基準値	標準 偏差	変動 係数	仮定する 確率分布形	備考	
材料 強度	鋼材降伏強度	全鋼種、全板厚	JIS規格下限値	78901	1.23	0.10	0.08	正規分布	下限値有
部材 強度	自由突出板の 圧縮座屈強度	R 0.7	cr/ y=1.0	24				確定値	
		0.7 < R	cr/ y=(0.7/R) ^{0.64}	25	1.13	0.06	0.05	正規分布	
	補剛板の 圧縮座屈強度	R _R 0.2	cr/ y=1.0	56	1.26	0.14	0.11	確定値	
		0.2 < R _R 1.0	cr/ y=1.1125-0.5625R _R					正規分布	
横倒れ 座屈強度	0.2 <	0.2	cr/ y=1.0	221	1.30	0.17	0.13	確定値	
		cr/ y=1.0-0.412(-0.2)	正規分布						
断面 定数	板厚誤差	板厚t 100mm	板厚公称値	160980	1.00	0.01	0.01	正規分布	上下限値有
	板取(板幅)誤差		板幅公称値					確定値	
	コンクリート床版厚	合成桁の床版	床版厚公称値		1.05	0.01	0.01	正規分布	
	コンクリート床版有効幅	合成桁の床版	床版有効幅公称値					確定値	
物理定数	弾性係数(鋼材)	200000 N/mm ²	1024	1.00	0.05	0.05	正規分布		
	ポアソン比(鋼材)	0.30	588	0.94	0.09	0.09	正規分布		
	弾性係数(コンクリート)	公称値					確定値		

活荷重の荷重係数については、現時点で明確な統計データがないため、試算上は現示方書のB活荷重の1.6倍で仮定した。

4.2.2 試算方針

信頼性指標 を試算する方法は、モンテカルロ法によるシミュレーション解析で行い、上記より荷重側 S と抵抗側 R の乱数を 1 万回発生させ、性能関数 $Z=R - S$ を算出し、その性能関数の平均値、標準偏差を求め、信頼性指標 を算出する。

4.3 信頼性指標 の算出

4.3.1 試算に使用した乱数

(1) 鋼材降伏強度

材質：SM490Y

降伏強度のJIS下限値： $\sigma_{yk}=355\text{N/mm}^2$

乱数発生結果の整理

	σ_{yn}/σ_{yk}	σ_{yn}
平均	1.232	437.5
標準偏差	0.097	34.3
変動係数	0.078	0.1

ここに、 σ_{yn} ：乱数によってバラツキを与えた鋼材降伏強度(N/mm^2)

発生させた乱数 (抜粋)

N	σ_{yn}/σ_{yk}	σ_{yn} (N/mm^2)
1	1.268040	450.15
2	1.334096	473.60
3	1.151204	408.68
4	1.154327	409.79
5	1.166664	414.17
6	1.080855	383.70
7	1.210910	429.87
8	1.261400	447.80
9	1.175270	417.22
10	1.099831	390.44
11	1.379929	489.87
12	1.250151	443.80
13	1.117724	396.79
14	1.411262	501.00
15	1.120685	397.84
16	1.002010	355.71
17	1.201765	426.63
18	1.152949	409.30
19	1.309260	464.79
20	1.208116	428.88
⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮
9996	1.174533	416.96
9997	1.221098	433.49
9998	1.406568	499.33
9999	1.438804	510.78
10000	1.326281	470.83

(2) ヤング係数

ヤング係数の標準値： $E_k=200000\text{N/mm}^2$
乱数発生結果の整理

	E_n/E_k	E_n
平均	0.999	199806
標準偏差	0.045	8955
変動係数	0.045	0.04

ここに、 E_n ：乱数によってバラツキを与えたヤング係数(N/mm^2)

発生させた乱数（抜粋）

N	E_n/E_k	$E_n(\text{N/mm}^2)$
1	0.969	193765
2	0.922	184496
3	1.009	201775
4	0.948	189534
5	1.020	203941
6	1.040	208007
7	0.931	186277
8	0.985	197012
9	0.953	190655
10	1.019	203825
11	1.025	204913
12	0.957	191355
13	0.946	189147
14	0.994	198807
15	0.943	188656
16	1.046	209195
17	1.010	201952
18	1.056	211133
19	0.952	190492
20	1.030	205919
.		
.		
.		
.		
.		
9994	0.972	194441
9995	1.043	208656
9996	1.039	207819
9997	1.108	221648
9998	0.982	196475
9999	1.001	200136
10000	1.010	201967

(3) ポアソン比

ポアソン比の標準値： $\kappa=0.3$

乱数発生結果の整理

	n/k	n
平均	0.937	0.281
標準偏差	0.085	0.025
変動係数	0.091	0.090

ここに、 n ：乱数によってバラツキを与えたポアソン比

発生させた乱数（抜粋）

N	n/k	n
1	1.034	0.3103
2	0.877	0.2630
3	0.993	0.2978
4	0.825	0.2476
5	0.981	0.2944
6	0.983	0.2949
7	0.925	0.2774
8	1.088	0.3264
9	1.069	0.3208
10	1.066	0.3199
11	0.965	0.2894
12	0.892	0.2677
13	0.819	0.2457
14	0.984	0.2952
15	1.158	0.3475
16	1.043	0.3128
17	0.771	0.2314
18	1.017	0.3050
19	1.114	0.3342
20	0.938	0.2813
⋮	⋮	
⋮	⋮	
⋮	⋮	
⋮	⋮	
⋮	⋮	
9992	0.837	0.2512
9993	0.866	0.2598
9994	0.971	0.2913
9995	1.021	0.3063
9996	0.825	0.2474
9997	0.887	0.2662
9998	1.011	0.3032
9999	0.972	0.2916
10000	0.849	0.2548

(4) 自由突出板の基準耐荷力

乱数発生結果の整理

	$(\sigma_{cr}/\sigma_y)_n / (\sigma_{cr}/\sigma_y)_k$
平均	1.124
標準偏差	0.060
変動係数	0.053

ここに、 $(\sigma_{cr}/\sigma_y)_n$ ：乱数によってバラツキを与えた基準耐荷力曲線
 $(\sigma_{cr}/\sigma_y)_k$ ：示方書における基準耐荷力曲線

発生させた乱数（抜粋）

N	$(\sigma_{cr}/\sigma_y)_n / (\sigma_{cr}/\sigma_y)_k$
1	1.1066
2	1.1420
3	1.1364
4	1.1443
5	0.9949
6	1.1388
7	1.0620
8	1.2664
9	1.0257
10	1.1298
11	1.1177
12	1.0071
13	1.1261
14	1.1501
15	1.1443
16	1.1348
17	0.9691
18	1.1455
19	1.0352
20	1.1675
・	・
・	・
・	・
・	・
・	・
9992	1.1073
9993	1.0809
9994	1.0065
9995	1.1394
9996	1.0561
9997	1.1308
9998	0.9556
9999	1.0683
10000	1.1806

(5) 板厚

23mm の場合を代表ケースとして示す。

板厚公称値： $t_k=23\text{mm}$

乱数発生結果の整理

	t_n / t_k	t_n
平均	1.000	0.281
標準偏差	0.010	0.025
変動係数	0.010	0.090

ここに、 t_n ：乱数によってパラツキを与えた板厚

発生させた乱数（抜粋）

N	t_n / t_k	t_n
1	1.010	23.23
2	1.006	23.14
3	0.992	22.81
4	0.985	22.65
5	1.008	23.19
6	1.002	23.04
7	0.999	22.97
8	1.002	23.04
9	0.991	22.79
10	1.001	23.02
11	0.992	22.82
12	0.992	22.81
13	1.002	23.04
14	0.996	22.90
15	0.992	22.81
16	0.992	22.82
17	1.002	23.06
18	0.987	22.70
19	0.990	22.78
20	0.997	22.94
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
9991	0.985	22.64
9992	0.998	22.94
9993	1.003	23.06
9994	0.994	22.86
9995	1.004	23.09
9996	0.988	22.72
9997	0.987	22.70
9998	1.011	23.25
9999	1.006	23.13
10000	1.001	23.01

4.3.3 作用強度 S の算出

4.2.2 同様、作用強度 S についてバラツキを考慮した統計データを作成する。活荷重強度については、前述したように偏りのみを考慮することとした。

表-4.4 作用強度データ

作用曲げモーメントの公称値 M_k [kN・m]	
死荷重	7461
活荷重	4608

作用せん断力の公称値 S_k [kN]	
死荷重	514.58
活荷重	174.92

荷重値の統計データの整理

平均値	1.05	1.6
変動係数	0.0138	0.0

荷重値の統計データの整理

平均値	1.05	1.6
変動係数	0.049	0.0

N	死荷重係数 γ_D	活荷重係数 γ_L	バラツキを考慮した死活荷重 M
1	1.050	1.6	15205
2	1.050	1.6	15207
3	1.026	1.6	15028
4	1.050	1.6	15203
5	1.036	1.6	15103
6	1.031	1.6	15064
7	1.038	1.6	15116
8	1.046	1.6	15178
9	1.029	1.6	15049
10	1.061	1.6	15289
11	1.023	1.6	15009
12	1.046	1.6	15174
13	1.041	1.6	15136
14	1.069	1.6	15349
15	1.055	1.6	15243
16	1.054	1.6	15239
17	1.054	1.6	15235
18	1.065	1.6	15321
19	1.047	1.6	15183
20	1.059	1.6	15273
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
5001	1.064	1.6	15309
5002	1.061	1.6	15290
5003	1.031	1.6	15068
5004	1.046	1.6	15175
5005	1.070	1.6	15356
5006	1.038	1.6	15115
5007	1.047	1.6	15181
5008	1.063	1.6	15301
5009	1.049	1.6	15200
5010	1.056	1.6	15254
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
9991	1.070	1.6	15353
9992	1.060	1.6	15285
9993	1.051	1.6	15211
9994	1.053	1.6	15229
9995	1.052	1.6	15220
9996	1.055	1.6	15243
9997	1.064	1.6	15311
9998	1.054	1.6	15240
9999	1.063	1.6	15303
10000	1.053	1.6	15228

	死荷重係数 γ_D	活荷重係数 γ_L	バラツキを考慮した死活荷重 S
1	1.006	1.6	824
2	0.947	1.6	818
3	1.117	1.6	814
4	1.055	1.6	814
5	1.111	1.6	815
6	1.121	1.6	825
7	0.918	1.6	828
8	1.155	1.6	833
9	1.050	1.6	817
10	1.062	1.6	813
11	1.023	1.6	819
12	1.059	1.6	835
13	0.989	1.6	820
14	1.010	1.6	825
15	0.973	1.6	832
16	1.109	1.6	823
17	1.056	1.6	816
18	1.111	1.6	822
19	1.129	1.6	818
20	0.993	1.6	828
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
5001	1.144	1.6	818
5002	1.056	1.6	832
5003	0.962	1.6	831
5004	0.981	1.6	829
5005	0.985	1.6	816
5006	1.024	1.6	824
5007	0.957	1.6	828
5008	0.987	1.6	827
5009	1.115	1.6	816
5010	0.963	1.6	814
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
9991	0.982	1.6	817
9992	1.032	1.6	827
9993	1.113	1.6	823
9994	0.993	1.6	826
9995	0.966	1.6	824
9996	0.998	1.6	825
9997	0.973	1.6	812
9998	1.023	1.6	827
9999	1.094	1.6	817
10000	1.055	1.6	826

4.3.4 性能関数および信頼性指標 の算出

4.3.2、4.3.3 にて算出した抵抗強度 R、作用強度 S の統計データから性能関数を求め、信頼性指標 を算出する。

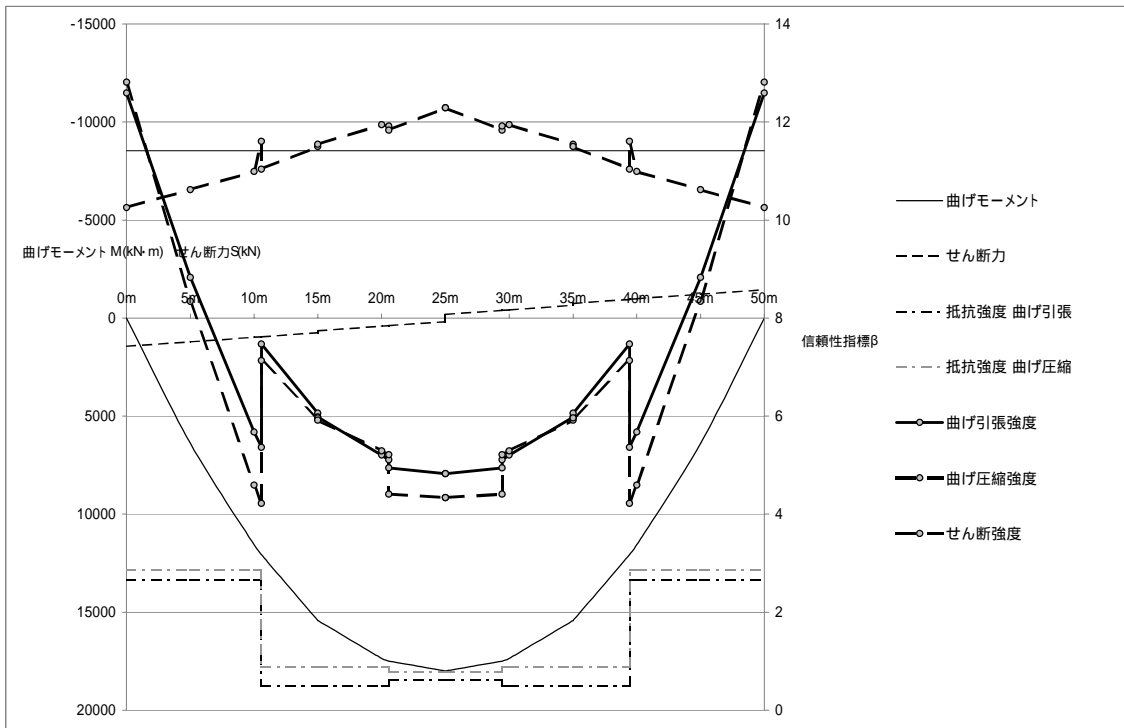
表-4.5 性能関数および信頼性指標算出結果

	性能関数 Z=R-S		
	曲げ引張	曲げ圧縮	せん断
	L.Flg	U.Flg	Web
	[kN・m]	[kN・m]	[kN]
1	11995	6984	9334
2	13496	8539	9972
3	9389	6573	8339
4	9084	5857	8252
5	10139	4570	8760
6	8090	6686	7784
7	10730	5362	8862
8	11776	10698	9235
9	9944	4433	8640
10	8352	6318	8063
11	14258	9156	10137
12	11444	5016	9210
13	8842	5677	8260
14	14717	9670	10502
15	8673	6081	8156
16	6252	5263	7373
17	10657	4443	8943
18	8968	6654	8204
19	12660	6191	9680
20	10584	8376	8916
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
5001	7386	5693	7835
5002	9038	5724	8326
5003	14417	7019	10306
5004	9636	4882	8543
5005	9195	5510	8266
5006	8453	1954	8081
5007	7138	6803	7574
5008	9950	7242	8706
5009	12384	8090	9547
5010	10959	7899	9047
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
9990	11544	7897	9275
9991	11290	9421	9172
9992	7517	5336	7747
9993	11371	7290	9057
9994	10025	4175	8675
9995	11263	8062	9129
9996	9823	5629	8650
9997	10779	7706	8990
9998	15166	5871	10570
9999	15931	8902	10815
10000	12981	9938	9801

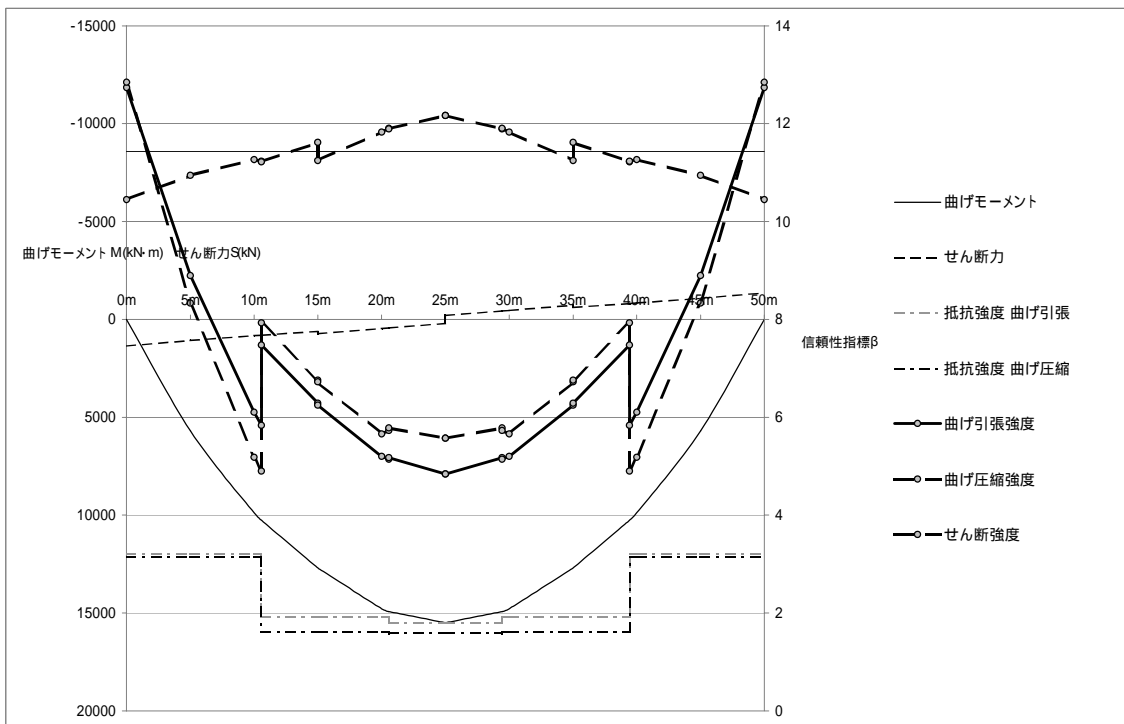
	曲げ引張	曲げ圧縮	せん断
	抵抗強度	抵抗強度	抵抗強度
	L.Flg	U.Flg	Web
	[kN・m]	[kN・m]	[kN]
公称値	6185	2340	7214
平均値	11159	7434	9082
標準偏差	2081	1762	783
β	5.4	4.2	11.6

4.3.5 信頼性指標算出結果

図-4.1 に各主桁の信頼性指標算出結果を示す。



a)G1 桁



b)G2 桁

図-4.1 信頼性指標算出結果

4.4 考察

4.4.1 信頼性係数 の算出結果

算出した信頼係数 を以下に、一覧表で示す。

表-4.2 信頼係数 算出結果一覧表

		曲げ圧縮	曲げ引張	せん断	備考	
		U.Flг	L.Flг	Web		
G1	C1	応力度(N/mm ²)	0 < 210	0 < 210	36.7 < 120	断面1-L
		応力度比率	0%	0%	31%	
			12.81	12.59	10.25	
	J1	応力度(N/mm ²)	-197.1 < -210	200.3 < 210	24.4 < 120	断面1-R
		応力度比率	94%	95%	20%	
			4.22	5.36	11.61	
	J2	応力度(N/mm ²)	-206.7 < -210	206.8 < 210	9.9 < 120	断面2-R
		応力度比率	98%	98%	8%	
			4.41	4.94	11.83	
	C6	応力度(N/mm ²)	-209.4 < -210	204.6 < 210	4.9 < 120	断面3-C
		応力度比率	100%	97%	4%	
			4.34	4.83	12.29	
G2	C1	応力度(N/mm ²)	0 < 210	0 < 210	34.5 < 120	断面1-L
		応力度比率	0%	0%	29%	
			12.84	12.74	10.45	
	J1	応力度(N/mm ²)	-179.1 < -210	189.3 < 210	20.6 < 120	断面1-R
		応力度比率	85%	90%	17%	
			4.90	5.84	11.23	
	J2	応力度(N/mm ²)	-206.1 < -210	209.5 < 210	11.0 < 120	断面2-R
		応力度比率	98%	100%	9%	
			5.78	5.18	11.89	
	C6	応力度(N/mm ²)	-209.5 < -210	203.1 < 210	5.3 < 120	断面3-C
		応力度比率	100%	97%	4%	
			5.57	4.84	12.17	

) 着色部は、最小値を示す。

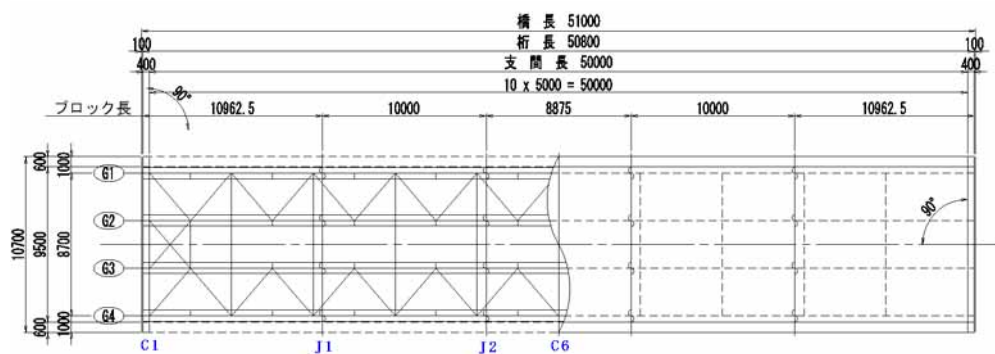


図-4.2 算出位置平面図

4.4.2 信頼性係数 の算出結果に対する考察

信頼性指標の試算を実施した結果、次のことが言える。

- ・算出した信頼係数 は、『4.2~12.8』の範囲である。
- ・信頼係数 は、許容値に対する発生応力度の比率が大きい箇所では（上下フランジ曲げ圧縮）小さな数値（4.2~5.8）となる。
- ・同様に、許容値に対する発生応力度の比率が小さい箇所では（ウェブせん断）大きな数値（10.3~12.3）となる。

既往文献より確認できる信頼係数 は、『3.8~4.5』程度であり、上記の結果は、妥当な範囲であると言える。

5 . 部分係数設計法について

5 . 5 部分係数による設計法の概要

5.1.1 部分係数設計法による照査式

本章では、IS02394 をもとに部分係数を用いた設計法の概要について紹介する。
部分係数による設計法では、基本変数に割り当てられた設計用値を用いて、異なった原因によって生じる不確定性と変動性の影響を分離している。設計条件は次のような設計用値を用いて表現することができる。

$$g(F_d, f_d, a_d, \sigma_d, C, \gamma_n) = 0 \dots\dots\dots (5.1.1)$$

ここに、

- F_d : 作用の設計用値
- f_d : 材料特性の設計用値
- a_d : 幾何学量の設計用値
- σ_d : モデル不確定性を表す変数 σ の設計用値
- C : 使用性の制約条件
- γ_n : 破壊形式の重大さを含めて、構造物の重要度や破壊の影響度合いが考慮される係数。 γ_n は実際の構造物や構造要素の規定された信頼性レベルに依存するようになっている。

式(5.1.1)中の各々の記号は単一変数あるいはいくつかの変数からなるベクトルを表している。

基本変数は次の変数に分類される。

- ・ 主要基本変数
- ・ 他の基本変数

主要基本変数とは、その値が設計結果に最も重要と考えられるものである。それらは、作用や特定の材料からなる構造物を扱う設計法で規定される。(注：鋼構造では、鋼材の強度が主要基本変数であり、弾性係数は主要でない基本変数となる。作用は通常主要基本変数として扱う。)

主要基本変数 F 、 f 、 a 、 σ の設計用値は次のように得られる。

$$F_d = f F_r \dots\dots\dots (5.1.2)$$

$$f_d = \frac{f_k}{m} \dots\dots\dots (5.1.3)$$

$$a_d = a_k \pm a \dots\dots\dots (5.1.4)$$

$$\sigma_d = \sigma_D \quad \text{又は} \quad 1/D \dots\dots\dots (5.1.5)$$

ここに、

- F_r : 作用の代表値(5.1.2 参照)
- f_k : 材料特性の特性値(5.1.3 参照)
- a_k : 幾何学量の特性値(5.1.4 参照)
- f : 作用の部分係数
- m : 材料の部分係数
- a : 付加的幾何学量
- D : モデル不確定性を表わす部分係数

f は以下のものを考慮する。

- ・作用がその代表値から不利な状態になる可能性
- ・作用モデルの不確定性

m は以下のものを考慮する。

- ・材料特性の特性値から不利な状態になる可能性
- ・変換係数の不確定性

a は以下のものを考慮する。

- ・ a の変動の重要性、 a に関する精度の仕様、 a との隔たりの制御を含む幾何学的パラメータの特性値(規定値) の不利な状態になる可能性
- ・いくつかの幾何学的隔たりが同時に生じる組合せ効果

D は実測や比較計算より特定できるモデル不確定性を考慮する。

主な変数以外の基本変数に対して、部分係数は先験的に 1.0 とし、付加的誤差は 0 とする。すなわち、設計用値が特性値に等しくなる。平均値を用いる場合もある。

5.1.2 作用の代表値

(1) 永続作用 (死荷重)

永続作用はしばしば唯一の特性値をとる。構造物の自重の場合、 Q_k は、規定された幾何学量と材料の平均単位体積重量から規定される値によって得られる。しかし、永続作用に対し、二つの値、すなわち、上限特性値と下限特性値を定義するほうが好ましい場合もある。

(2) 変動作用 (活荷重、温度荷重、風荷重等)

変動作用は次の代表値により表わされる。

- ・特性値 Q_k
- ・組合せ値 ${}_0Q_k$
- ・頻度値 ${}_1Q_k$
- ・準永続値 ${}_2Q_k$

(3) 偶発作用 (L2 地震荷重)

偶発作用は、唯一の特性値 A_k を取る。

(4)特性値

選ばれた基準期間中に好ましくない側に超過する確率が規定された値となるように選ばれる。

(5)組合せ値

組合せにより生じる荷重効果が超過する確率が単一作用を考えるとほぼ同様となるように選ばれる。

(6)頻度値

以下のように定められる。

- ・選ばれた期間中に超過している全時間が選んだ期間の極く小さい部分である。
- ・その超過の頻度がある与えられた小さな値に限定されている。

(注：異なった設計条件によっては、同じ荷重に対して2個以上の頻度値が存在することもありうる。)

(7)準永続値

選ばれた期間中に超過している全時間が、その期間の半分程度の長さであるように定められる。

5.1.3 材料特性の特性値

材料特性はJIS等の規格値が用いられる。人工材料については、特性値は原則として、関連する材料の規格の適用範囲内で生産され、供給される材料特性の統計的分布のばらつきは先験的に規定された割合として与えられるべきである。

地盤や既存構造物に対しては、特性値は同様の原則にしたがって予測されるべきで、設計で考慮される既存構造物の実際の部位や地盤の実際の代表値とする。

5.1.4 幾何学量の特性値

幾何学量に対しては、特性値 a_k は普通、設計者により規定された寸法に相当している。

5.1.5 荷重ケースと荷重組合せ

荷重ケースは永続作用と一緒に計算に導入される自由作用(変動作用や偶発作用)の特定の空間的配列である。

自由作用は、考慮している限界状態に対し構造物に好ましくない効果を生じさせるように設定される。

作用の組合せは、ある限界状態に対し、いくつかの異なった作用の同時影響の下での構造信頼性の検証に用いる一連の異なる荷重作用の設計用値の組合せである。

作用の組合せの基本的原則は以下のものである。

- ・ある作用が支配的と考えられ、極大設計値をとるものとして、組合せに導入される。
- ・その他の全ての作用はより起こりそうな値として導入される。

同時に起こらない荷重(たとえば物理的な理由で)は、荷重組合せに考慮しない。

5.1.6 荷重効果および強度

多くの場合、基本変数や計算モデルの不確定性を表わす係数はいくつかのグループに分離することができる。

その中のいくつかのグループは以下の荷重効果を与える。

$$S(F, f, a, \dots)$$

そして、他のグループは以下の強度を与える。

$$R(F, f, a, \dots)$$

S の表現の中で、たとえば、2次理論に従う計算のような特別な場合のみ、材料特性 f は主要基本変数である。 R の表現のなかでは、作用 F が R に影響を与える場合がある。

設計値 S_d と R_d は以下のように定義できる。

$$S_d = S(F_d, f_d, a_d, \dots) \dots \dots \dots (5.1.6)$$

$$R_d = R(F_d, f_d, a_d, \dots) \dots \dots \dots (5.1.7)$$

そして、式(5.1.1)は次式で書くことができる。

$$g(S_d, R_d) = 0 \dots \dots \dots (5.1.8)$$

式(5.1.1)の場合と同じく、式(5.1.8)は記号的記述として見なすべきである。各々の記号 S と R は、荷重効果や強度を表している。

最も簡単な場合では、式(5.1.8)は以下のように書ける。

$$R_d = S_d \dots \dots \dots (5.1.9)$$

式(5.1.8)や式(5.1.9)は終局限界状態や使用限界状態に適用可能である。使用限界状態では、たとえば、たわみに関して、設計条件は以下の形式となる。

$$S_d = C \dots \dots \dots (5.1.10)$$

ここに C は使用性に関する限界値であり、たとえば、許容たわみである。

5.2 設計値法による部分係数キャリブレーション

設計値法とは，FORM 法などで算出された感度係数 α_i ，基本変数の平均・標準偏差および目標とする信頼性指標 β_T を用いて部分係数を算定する方法である。FORM 法の中で算定される感度係数 α_i は，信頼性指標 β および標準正規座標系における破壊点 $(z_1^*, z_2^*, \dots, z_n^*)$ と以下の関係にある（感度係数 α_i は，抵抗側が正，荷重側が負となる）。

$$z_i^* = -\alpha_i \beta$$

これらの関係を 2 変数の場合を例に標準正規座標系で示すと，図-5.1 のとおりとなる。

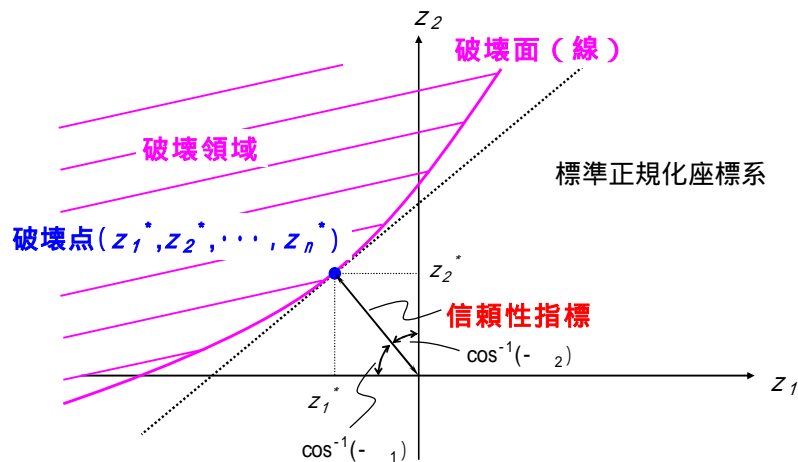


図-5.1 信頼性指標と破壊点との関係

部分係数設計法における照査の基本式は次式で表されるとする。

$$\gamma_D D_k + \gamma_L L_k \leq \phi_R R_k \dots\dots\dots (5.2.1)$$

ここで，

$\phi_R, \gamma_D, \gamma_L$: 抵抗係数，死荷重係数，活荷重係数

R_k, D_k, L_k : 抵抗，死荷重，活荷重を断面力もしくは応力で表現した特性値

部分係数の算出に用いる信頼性指標 β は，性能関数 Z が抵抗項 R と荷重項 $D+L$ によって $R-(D+L)$ で表される場合，次式で定義される。

$$\beta_i = \frac{\bar{Z}_i}{\sigma_{Z_i}} = \frac{\bar{R}_i - (\bar{D}_i + \bar{L}_i)}{\sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \dots\dots\dots (5.2.2)$$

ここに，

R_i : 照査部位ごとの抵抗強度の基本変数 (\bar{R}_i : 平均値， σ_{R_i} : 標準偏差)

ただし、各種抵抗項（鋼材降伏強度，座屈強度，板厚等）を塊にまとめた抵抗項を表す。（統計量が得られていることが前提）

D_i ：照査部位ごとの死荷重の基本変数（ \bar{D}_i ：平均値， σ_{D_i} ：標準偏差）

ただし、各種死荷重項（鋼材，コンクリート等）を塊にまとめた死荷重項を表す。

L_i ：照査部位ごとの活荷重の基本変数（ \bar{L}_i ：平均値， σ_{L_i} ：標準偏差）

ただし、各種活荷重項（B 活荷重，衝撃）を塊にまとめた活荷重項を表す。

添字 i ：照査部位ごとの値を示す。

また，

$$\sigma_{Z_i} = \frac{\sigma_{Z_i}^2}{\sigma_{Z_i}} = \frac{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}{\sigma_{Z_i}}$$

ここで、感度係数 α_{R_i} ， α_{D_i} ， α_{L_i} は，照査部位ごとに対して，次式で定義される。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{R_i} &= \frac{\sigma_{R_i}}{\sigma_{Z_i}} = \frac{\sigma_{R_i}}{\sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \\ \alpha_{D_i} &= -\frac{\sigma_{D_i}}{\sigma_{Z_i}} = -\frac{\sigma_{D_i}}{\sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \\ \alpha_{L_i} &= -\frac{\sigma_{L_i}}{\sigma_{Z_i}} = -\frac{\sigma_{L_i}}{\sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2.3)$$

これより， σ_{Z_i} は式を変形することにより次式で表される。

$$\sigma_{Z_i} = \alpha_{R_i} \cdot \sigma_{R_i} - \alpha_{D_i} \cdot \sigma_{D_i} - \alpha_{L_i} \cdot \sigma_{L_i}$$

これを式 (5.2.2) に代入することにより，

$$\beta_i (\alpha_{R_i} \cdot \sigma_{R_i} - \alpha_{D_i} \cdot \sigma_{D_i} - \alpha_{L_i} \cdot \sigma_{L_i}) = \bar{R}_i - (\bar{D}_i + \bar{L}_i)$$

式を変形することにより，次式が得られる。

$$\left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{D_i} \cdot \frac{\sigma_{D_i}}{D_i}\right) \cdot \frac{\bar{D}_i}{D_{ki}} D_{ki} + \left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{L_i} \cdot \frac{\sigma_{L_i}}{L_i}\right) \cdot \frac{\bar{L}_i}{L_{ki}} L_{ki} = \left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{R_i} \cdot \frac{\sigma_{R_i}}{R_i}\right) \cdot \frac{\bar{R}_i}{R_{ki}} R_{ki} \dots\dots\dots (5.2.4)$$

式 (5.2.4) と式 (5.2.1) を比較することにより，部分係数は次式で与えられる。

$$\phi_{R_i(\beta_i)} = \left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{R_i} \cdot \frac{\sigma_{R_i}}{R_i}\right) \cdot \frac{\bar{R}_i}{R_{ki}} \dots\dots\dots (5.2.5)$$

$$\gamma_{D_i(\beta_i)} = \left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{D_i} \cdot \frac{\sigma_{D_i}}{D_i} \right) \cdot \frac{\bar{D}_i}{D_{ki}} \dots \dots \dots (5.2.6)$$

$$\gamma_{L_i(\beta_i)} = \left(1 - \beta_i \cdot \alpha_{L_i} \cdot \frac{\sigma_{L_i}}{L_i} \right) \cdot \frac{\bar{L}_i}{L_{ki}} \dots \dots \dots (5.2.7)$$

注) $\phi_{R_i(\beta_i)}$, $\gamma_{D_i(\beta_i)}$, $\gamma_{L_i(\beta_i)}$: i をもとに算定した抵抗係数, 死荷重係数, 活荷重係数

以上より, 抵抗係数 ϕ_{R_i} と i の関係が得られるが, この式より, 種々の橋梁における照査部位に対して, 一律に目標信頼性指標 β_T を満足するような抵抗係数を近似的に設定する方法については, 必ずしも標準的な方法があるわけではない。一方法としては, i と β_T がかけ離れていない値の場合には, 近似的な方法であるが, 上式中の i に β_T を代入することにより, β_T に近づくような抵抗係数 ϕ_{R_i} が算出される。

$$\phi_{R_i} = \left(1 - \beta_T \cdot \alpha_{R_i} \cdot \frac{\sigma_{R_i}}{R_i} \right) \cdot \frac{\bar{R}_i}{R_{ki}} \dots \dots \dots (5.2.8)$$

5.3 その他のキャリブレーション方法 (AASHTO などの例示)

国際規格 IS02394 (構造物の信頼性に関する一般原則) では、構造設計にあたって構造物及び構造要素に要求される性能を適切な程度の信頼性を有しながら検証することとしている。同規格の例示によれば、設計供用期間をクラス 1~4 に分類し、重要な構造物、大規模橋梁に対して 100 年、それら以外の構造物については 50 年を与えており、目標とする信頼性指標 γ の例示として 終局限界状態では安全性クラスに応じてそれぞれ 3.1, 3.8, 4.3, 疲労限界状態では点検の可能性に応じて 2.3~3.1 を与えている。諸外国の道路橋の規準に関しては、米国 AASHTO LRFD コードでは、設計供用期間 75 年で終局限界状態に対して、目標とする信頼性指標 γ を 3.5 とし、主要な照査項目に対する荷重・抵抗係数を設定している。

ここでは、設計値法以外の部分係数の算定方法として、AASHTO LRFD コードによる部分係数 (抵抗係数) の算定方法³⁾ を例として示す。AASHTO LRFD コードによる方法では、モンテカルロシミュレーションで算出された抵抗項と荷重項の統計量および目標とする信頼性 γ を用いて部分係数を算定する。ここで、抵抗係数を算定する際、死荷重係数 D および活荷重係数 L の値は任意に与えることができる。

基本となる照査式は式 (5.2.1) で与えられるとする。信頼性指標 β_i は式 (5.2.2) で定義される。

ここで、式 (5.2.1) の右辺と左辺が等しいとして式を変形すると、

$$\phi_{R_i} = \frac{1}{R_{k_i}} (\gamma_{D_i} D_{k_i} + \gamma_{L_i} L_{k_i}) \dots \dots \dots (5.3.1)$$

が得られる。また、式 (5.2.2) を変形すると、

$$1 = \frac{\bar{R}_i}{(\bar{D}_i + \bar{L}_i) + \beta_i \sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \dots \dots \dots (5.3.2)$$

式 (5.3.1) と式 (5.3.2) の両辺を掛け合わせて整理すると、抵抗側の部分係数は次式で表される。

$$\phi_{R_i(\beta_i)} = \frac{\bar{R}_i (\gamma_{D_i} D_{k_i} + \gamma_{L_i} L_{k_i})}{(\bar{D}_i + \bar{L}_i) + \beta_i \sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \dots \dots \dots (5.3.3)$$

注) $\phi_{R_i(\beta_i)}$: β_i をもとに算定した抵抗係数

5.2 節と同様に β_i に目標信頼性指標 γ を代入することにより、 γ に近づくような抵抗係数 ϕ_{R_i} が算出される。

$$\phi_{R_i} = \frac{\frac{\overline{R}_i}{R_k} (\gamma_{D_i} D_{k_i} + \gamma_{L_i} L_{k_i})}{(\overline{D}_i + \overline{L}_i) + \beta_T \sqrt{\sigma_{R_i}^2 + \sigma_{D_i}^2 + \sigma_{L_i}^2}} \dots \dots \dots (5.3.4)$$

6 . まとめ

次回示方書改訂では信頼性理論に基づいた部分係数設計法が導入される見込みである。次期示方書における設計手法はレベル の信頼性設計であり、示方書で規定される部分係数を使った照査式を満足することで構造物の安全率を一定に保つことができる。そのため、当面、設計実務上は、実際に設計者自らが信頼性解析を行って構造物の安全性を照査することは少ないと思われる。ただし、将来、性能規定化が推し進み、個別事例ごとに、より合理的な設計方法が求められ、設計者自らが統計量を設定し、信頼性指標もしくは破壊確率によって構造物の安全性を照査する時代が到来することも考えられる。そのような場合には、今回のこの報告書が、設計実務の場において信頼性設計の理解のための一助となれば幸いである。

以 上

参考文献

- 1)国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本、2002.10
- 2)(社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同開設、2007.7
- 3)星谷、石井：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986.5
- 4)独立行政法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター：土木研究所資料 鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討、2009.3
- 5)独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ 橋梁チーム：土木研究所資料 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査、2008.3
- 6)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編、2002.3
- 7)JIS G 3193「熱間圧延鋼板と鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差」、2005.3

第2編 床版取替え可能な合成桁の検討

第2編 床版取替え可能な合成桁の検討

目 次

1. 概 要	2-5
2. 合成桁について	2-6
2. 1 床版損傷について	2-6
2. 2 床版損傷の事例	2-8
2. 3 R C床版を有する合成桁の現状	2-11
2. 4 合成桁に関する考察	2-13
3. 床版取替えの事例調査	2-14
3. 1 調査の概要	2-14
3. 2 文献調査の結果および要約	2-14
4. 床版取替え可能な合成桁橋の検討	2-31
4. 1 概 要	2-31
4. 2 構造モデルの選定	2-32
4. 3 比較モデルの設計	2-35
4. 4 施工STEPと解析ケース	2-53
4. 5 断面計算	2-66
4. 6 FEM解析による検証	2-92
4. 7 経済性の比較	2-100
4. 8 今後の課題	2-101

1. 概要

一般に橋梁形式を選定するには、適用支間長と経済性、構造的性、線形、地形条件による施工性および景観などの架橋条件を比較項目として、総合的な比較評価により決定される。

この中で、構造的性に着目すると、経済的な橋梁形式として、コンクリートと鋼材の材料特性を活用した合成構造などが挙げられる。

合成桁は合理的な構造であるが、1965年（昭和40年）頃からに建設された合成桁が、1975年（昭和50年）頃から、高度経済成長に伴う交通量の急増や荷重の増加を起因としたRC床版の疲労損傷が社会問題となり、それ以降、日本国内における合成桁の建設が事実上なくなった。

一方、欧米などの諸外国においては、合成桁が標準的に採用されており、日本国内においても、合成床版をはじめとする高耐久性床版が実用化されたことを技術的背景として、高速道路各社や各地方整備局において、建設コストの縮減を目的として、合成桁が再び採用されるようになってきた。

しかしながら、各地方自治体などの一般道の道路管理者にとっては、不慮の事故などによる損傷を含め、いまだ合成桁に対する不信感が拭えていないのが現状である。

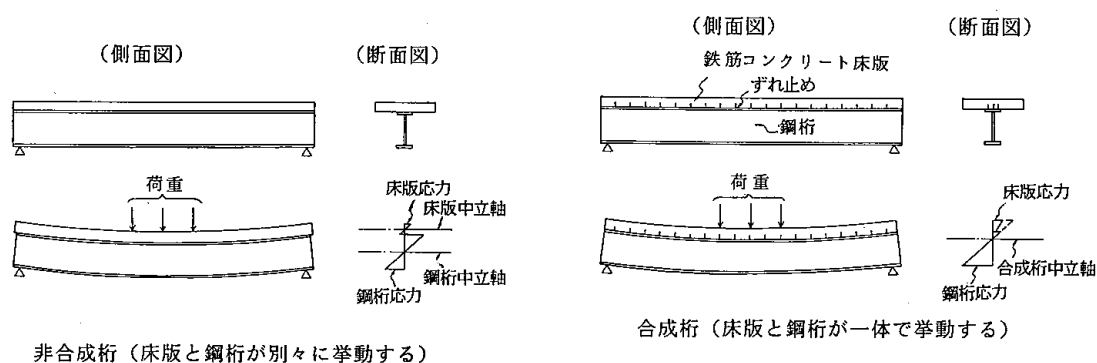
本ワーキンググループは、そうした状況を省みて床版に万が一の損傷があった場合においても、全面通行止めをすることなく床版取替えが可能な合成桁の構造提案を行ない、その試設計や構造安定性の検証を実施したものである。

2. 合成桁について

2.1 床版損傷について

合成桁は、鉄筋コンクリート床版（以下 RC 床版という）と鋼桁をせん断力に抵抗するずれ止めを用いて結合し、さまざまな荷重に対して両者が一体に働くように合成した桁であり、特に単純桁などの正曲げ部においては圧縮力に強いコンクリートと引張力に強い鋼材との材料特性を活かした極めて合理的な構造である。

鋼道路橋設計便覧¹⁾によれば、ドイツでは1930年（昭和5年）頃にビルの床桁として合成桁が開発され、1945年（昭和20年）頃には早くもそれが道路橋に採用されている。わが国においては1952年（昭和27年）頃から実用に供されるようになり、1975年（昭和50年）頃には中小支間の道路橋における経済的な形式として施工実績が多くなったとされている。



非合成桁と合成桁の挙動²⁾

しかしながら、現実には鋼道路橋設計便覧が発刊・改定された1980年（昭和55年）頃には既にその建設は減少しており、単純合成桁でさえまれにしか建設されない状態であった。これは、1975年（昭和50年）頃から鋼道路橋のRC床版に原因不明の過大なひび割れ損傷が多発する事例が報告されるようになったためである。

合成桁は床版コンクリートの剛性を設計に考慮するため、経済的である一方、RC床版の損傷は主部材の損傷ともなる。合成桁の床版に万一破損が生じると、床版だけではなく主桁の耐荷力も減少することになり、その影響は大きく、この破損を補修するために、床版の一部を撤去し打換える必要がある。その際には、耐荷力の著しく少ない鋼桁で補修期間中の活荷重を負担することになり、補修作業は困難になる場合が多い。このようなことから、合成桁の床版は、とくに品質・強度上の信頼性が高く、原則として鋼桁と等しい寿命をもつものでなければならない。

これに対し、当時のRC床版自体の床版厚が薄いことに加え、鉄筋量も少なく損傷しやす

い状態にあったことや、交通量が急増したことに加えて過積載大型車が混入するようになったこと、特に合成桁においては、経済性を追求するあまり過度にスレンダーな断面が構成され、主桁の剛性が小さくなり、偏載荷重時の変形によって RC 床版に過大な応力が発生しやすい状態にあったことなどから、RC 床版の損傷が起き合成桁自体が敬遠されるようになってしまったと考えられている。³⁾

その後の研究⁴⁾ から、RC 床版の損傷のメカニズムが解明され、損傷の原因も推定されるようになった。その主要因を挙げると次のとおりである。

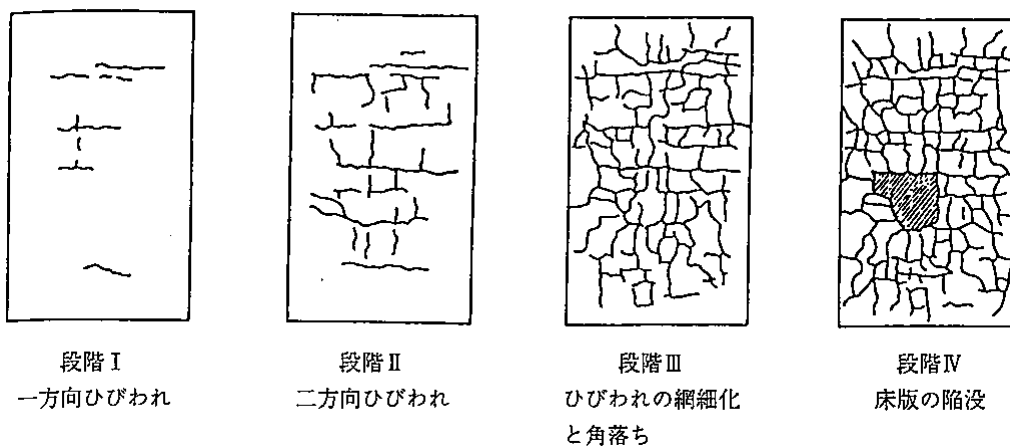
荷重条件として、

- ①過大な輪荷重
- ②交通量の増大
- ③床版厚さの不足
- ④配力筋の不足
- ⑤主鉄筋の曲げ上げ位置の不適正による鉄筋量の不足

材料面として、

- ⑥コンクリートの品質不良
- ⑦コンクリート打設時の締め固め不良

以上のようなものが考えられるが、実際の床版の損傷はこれらの一要因のみからではなく、幾つかの要因が複雑に競合して生じる場合が多いと考えられる。



道路橋 RC 床版のひび割れ損傷過程⁴⁾

2.2 床版損傷の事例

一般に橋梁の損傷は、構造物の各種の原因が複雑に影響し、これを一律に定めることは難しく、また、その損傷事例は一般に公表されることも少ない。1975年（昭和50年）頃から道路橋示方書が段階的に改訂され、近年では床版の大きな損傷がなくなったこともあり、橋梁に関わる技術者においても、損傷した床版を目にすることは稀となっている。

ここでは、鋼橋技術研究会の活動の一環として、道路橋構造物損傷事例集⁵⁾から、過去の床版損傷の写真を転載させていただいた。これらの床版コンクリートの損傷事例は、おもに1969年（昭和44年）頃までに建設された橋梁の1975年（昭和50年）頃の状況であり、現在の状況を示すものではない。

損傷事例 1



床版コンクリートに亀甲状のクラック、漏水および遊離石灰が発生している。⁵⁾

損傷事例 2



床版支間中央のコンクリートが剥落し、主鉄筋および配力筋の一部が露出している。⁵⁾

損傷事例 3



床版コンクリートの抜け落ち、陥没が発生している。⁵⁾

2.3 RC床版を有する合成桁の現状

RC床版が損傷するという事例から、現在では道路管理者によっては橋梁形式の選定にあたり、設計要領などにRC床版を有する合成桁は原則として採用しない旨の基準を設けている場合もある。

以下にその例を示す。

5 - 3 上部構造形式の選定

5 - 3 - 1 一般

上部構造形式の選定にあたっては、施工性、経済性、維持管理、景観等総合的判断のもとに選定しなければならない。

1. 原則として、上路形式とする。
2. 多径間橋梁は、原則として連続形式とする。
3. 鉄筋コンクリート床版を用いた合成桁は、原則として採用しない。
4. 鋼床版桁は、原則として採用しない。

1. について

上部工形式は、橋種、形式の組合せによって多くの形式があり、それぞれの特徴を有している。したがって形式の選定にあたっては、各々の形式のもつ特徴を的確に判断し、架橋地点の諸条件に照らして最も妥当な形式を選定しなければならない。従来からの実施例等も参考にし、構造形式と標準適用支間の関係を示すと図5 - 1 - 1 ~ 図5 - 1 - 2のようになる。

なお、上路形式を原則としたのは、新潟県においては冬期に上部工からの落雪の危険性があるためである。

2. について

耐震性及び走行性を重視し、連続形式を原則とする。

3. について

鉄筋コンクリート床版を用いた合成桁は、床版打ち換え等行う場合に大規模な交通規制が必要なことが多いため採用しない事とする。床版を有する合成構造を検討の場合は、橋りょう舗装係と協議するものとし、また2主桁の採用は、床版補修時等交通量に見合った近接する適当な迂回路の確保など検討が必要である。

4. について

鋼床版桁は、冬期において路面凍結しやすいことから、原則として採用しない事とする。

上部構造形式の選定⁶⁾

8. 設計方針の設定

- (1) 4、5および6の条件に基づき、設計方針を整理する。
(2) 比較案設定の留意事項および視点について整理する。

1. 付与条件、設計条件及び注意すべき条件等を整理する。
2. 整理された条件に基づき、比較案の設計方針を設定する。
3. 設計方針の設定では、下記項目を参考に整理する。

鉄道、河川等には可能な限り直交させ、斜角を付ける場合でも通常70°以上、やむを得ない場合でも60°以上を原則とする。

橋梁は可能な限り直線橋とし、曲線橋は避けることが望ましい。

新潟県管内は、積雪寒冷地であることから以下の橋種は極力選定しない。

ア. 冬期の落雪 …… 下路形式の橋梁

(下路形式橋梁の冠雪対策事例としては、本川橋(三条地域整備部、ニールセンローゼ橋)の屋根・ヒーティング施設や、謙信公大橋(上越地域整備部、単弦ローゼ橋)のヒーティング施設がある。しかしながら、冠雪対策後においても冠雪被害が発生している状況もあるため留意する。)

イ. 床版の補修時の難易 …… 鉄筋コンクリート床版を用いた合成げた

(採用する場合は、橋りょう舗装係と協議することとする)

ウ. 路面凍結 …… 鋼床版

エ. 凍結防止剤による塩害 …… PRC橋(ひび割れを許したPC橋)

単純形式は、極力避け連続形式を選定するものとする。

鋼橋の選定では、「鋼道路橋設計ガイドライン」による。

鋼箱桁の選定では、2箱あるいは1箱を選定する。

トラス桁は、原則として直橋で採用する。

片持工法で施工するPC箱桁は、連続ラーメン式及び連続げた形式とする。

塩害の影響のない地域では、積極的に耐候性鋼材の採用を考える。

採用可能なコスト縮減施策は、積極的に採用する。

経済比較では維持管理費(100年間)を加えてLCC(ライフサイクルコスト)で比較を実施する。

橋種によって取付道路費、用地費等の費用が異なる場合には、それらを経済性の建設費に含めて比較すること。

< 内容 >

主桁、塗装、床版、支承、伸縮装置、舗装、防水、高欄、排水装置、定期点検など、について補修・取替えなどを含め比較する。

設計方針の設定⁶⁾

2.4 合成桁に関する考察

最近になって、橋梁建設の合理化と建設費・ライフサイクルコストの縮減が叫ばれる中、損傷の懸念される RC 床版に替わり、耐久性の高い合成床版または、PC 床版の採用により、再び合成桁が見直されつつある。特に合成床版などの高耐久性床版の発達は目覚しく、100年～200年の疲労耐久性を有していると考えられる。

しかしながら、その合成床版であったとしても、仮に不可抗力など予期しない損傷が発生した場合には合成桁が、その抵抗断面を減少させることは否定できない。

このことが、道路管理者に合成桁の採用を躊躇させる理由であるとするれば、そのような床版に万が一の損傷があった場合においても、全面通行止めをすることなく床版取替えが可能な合成桁の提案をすることに一義があると考え、本ワーキングにおいて取り組むこととした。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，1980. 8
- 2) (社) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，2005. 1
- 3) 上阪康雄：合成桁 RC 床版の現状と課題，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，1998. 11
- 4) 阪神高速道路公団：道路橋 RC 床版のひびわれ損傷と耐久性，1991. 12
- 5) (財) 首都高速道路技術センター：道路橋構造物損傷事例集，1993. 3
- 6) 例えば，新潟県：道路橋計画のてびき，2009. 4

3. 床版取替えの事例調査

3.1 調査の概要

床版取替え可能な構造を検討するにあたっては、床版取替えをテーマにしている文献・論文の調査を行った後、以下の項目についてまとめた。

- ①題名
- ②出典
- ③著者名
- ④概要
- ⑤特筆点
- ⑥その他

3.2 文献調査の結果および要約

No.	題名	出典	年月
1	中央自動車道古川渡橋における床版取換え	橋梁と基礎	1994年10月
2	既存橋梁床版の維持管理(その2)【講座:鋼橋の床版⑩】	橋梁と基礎	1999年2月
3	アルミニウム床版と鋼桁の合成作用	土木学会年次学術講演会概要集	2006年9月
4	塩害を考慮した乗換えこ線橋床版取替工事について	土木学会年次学術講演会概要集	2006年9月
5	今泉橋(終日片側交互通行におけるプレキャストPC床版による床版取替)の施工報告	土木学会年次学術講演会概要集	2005年9月
6	サンドイッチ型複合床版による床版取替工法の工期短縮効果に関する一考察	土木学会年次学術講演会概要集	2004年9月
7	取替用サンドイッチ型複合床版の実大施工実験	土木学会年次学術講演会概要集	2004年9月
8	道路橋床版の社会的な要求性能	土木学会年次学術講演会概要集	2004年9月
9	床版架替工法向けサンドイッチ型複合床版の橋軸方向継手の施工性と耐荷性能	土木学会年次学術講演会概要集	2003年9月
10	鋼橋床版取替に伴うシールド溶断時入熱によるウェブ面外変形の非線形解析	土木学会年次学術講演会概要集	2000年9月
11	プレキャストPC床版を用いた急速打ち換え床版の合成作用について	複合構造物の活用に関するシンポジウム	1986年9月
12	床版打換えの急速施工	複合構造物の活用に関するシンポジウム	1986年9月
13	架け換え橋に適した中空合成床版橋の設計と施工	複合構造物の活用に関するシンポジウム	1995年11月
14	鋼コンクリートサンドイッチ構造の既設床版拡幅への適用に関する研究	複合構造物の活用に関するシンポジウム	2003年11月
15	FRP合成床版を用いた床版の打換え(兎尻橋)	宮地技報 No.21	2006年1月
16	長寿命化の最前線(将来拡幅しやすい桁の形式に)	日経コンストラクション	2008年4月

次頁以降に調査文献の概要を要約したものを示す。

No.1

題名	中央自動車道古川渡橋における床版取換え
出典	橋梁と基礎（1994年10月号）
著者名	笹井幸男、佐藤雅則、松本吉正、奥谷裕介
概要	凍結防止剤散布による塩害を受けた鋼橋 RC 床版の状況、RC 床版からプレキャスト PC 床版へ取り換えた設計の概要、床版の合成作用に伴う主桁応力の緩和についての検討結果報告。
特筆点	<p>TL-20 荷重から B 活荷重対応への変更により、主桁応力度の超過が考えられるが、床版の合成効果により応力度低下を期待している。</p> <p>床版の設計は、支間部は床版と鋼桁を重ね梁と見なして主桁作用による応力を考慮し、中間支点部は合成桁として照査している(各種応力の組合せ等は本文参照のこと)。</p> <p>また、既設主桁の実応力測定や FEM 解析を実施し、死荷重増や活荷重変更に対し既設主桁の安全性が確保されていることを確認している。</p> <p>その他、床版撤去敷設機の開発や壁高欄のスリップフォーム施工など新しい技術の開発により工期短縮が図られている。</p>
その他	高速道路の既設橋の床版改良工事にプレキャスト PC 床版を採用されたのは本工事が初めての実績である。

No.2

題名	既存橋梁床版の維持管理（その2）【講座：鋼橋の床版⑩】
出典	橋梁と基礎（1999年02月号）
著者名	松井繁之、大田孝二、西川和廣
概要	損傷床版の補修・補強工法の種類と特徴の紹介や、補強効果評価方法など。
特筆点	<p>床版の「補修」工法の一つとして、防水工の設置がある。</p> <p>床版の「補強」工法は、増桁工法、鋼板接着工法、増厚工法の3種に代表される。</p> <p>増桁工法：既存主桁間に1，2本の縦桁を増設し、床版支間を小さくして曲げモーメントを低減するもの。</p> <p>鋼板接着工法：床版下面に4.5mm程度の鋼板を接着し、既存床版と鋼板との合成床版とするもの。</p> <p>増厚工法：既存床版に新しいコンクリートを上面から打ち足して床版の抵抗断面を大きくするもの。</p> <p>その他に、炭素繊維シート接着工法、PPモルタル工法、Dラップ工法、外ケーブルによるプレストレス導入工法などがある。</p> <p>輪荷重走行試験機による実験方法と評価方法。</p>
その他	補強後は、長期にわたる補強効果を確認する必要があるため、重要な橋梁では3～4年ごとの継続した追跡調査を行うべきだと提言されている。

No.3

題名	アルミニウム床版と鋼桁の合成作用
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2006 年（第 61 回）
著者名	武野正和、高木眞広、大倉一郎
概要	自重軽減を目的として、既存のコンクリート床版から軽量のアルミニウム床版への取り替えを対象とした、鋼桁とのスタッド連結構造の合成挙動に関する実験結果報告。
特筆点	床版自重を減らす軽量のアルミニウム床版は、床版自重を減らすことができるメリットの他、小型架設重機の使用による道路占有面積の縮小や事業の工期短縮といった、社会的損失を削減できるという点においても有利となる。 実験結果とバネ定数を用いて描いたひずみ分布はほぼ一致し、アルミニウム床版と鋼桁の合成作用は弾性合成理論によって表され、完全合成に近い。
その他	

No.4

題名	塩害を考慮した乗換えこ線橋床版取替工事について
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2006 年（第 61 回）
著者名	木伏正人、小泉正人、吉川正治
概要	ホームとホームを繋ぐ乗換えこ線橋での超高強度繊維補強コンクリート床版による打ち替えに関する工事報告。
特筆点	<p>超高強度繊維補強コンクリート板を床版として採用する利点は下記の通り。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 塩害に対する耐久性が高い ② 供用しながらの施工が可能 ③ 従来の構造と荷重が変わらない <p>超高強度繊維補強コンクリート床版は横桁による単純支持構造とされている。</p> <p>既存のデッキプレートとコンクリート床版を撤去し、通路部に鋼板で仮通路を施工後、超高強度繊維補強コンクリート版を、夜間作業でクレーンにより敷設した。地覆部も床版と一体構造で製作している。</p>
その他	

No.5

題名	今泉橋（終日片側交互通行におけるプレキャスト PC 床版による床版取替）の施工報告
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2005 年（第 60 回）
著者名	植村典生、丸子修志郎、大関博、工藤正治
概要	1963 年（昭和 38 年）に竣工した今泉橋の補修・補強工事について、終日片側交互通行における半断面施工で行った合成鋼桁部のプレキャスト PC 床版を用いた床版取替工事の報告。
特筆点	<p>車両の繰り返し荷重や融雪剤散布によるコンクリート床版部の損傷が顕在化しているため、TL14 から A 活荷重への耐荷力向上を図った橋梁全体の補修・補強工事が行われた。</p> <p>床版取替施工時の鋼桁と床版の合成作用がなくなることによる鋼桁の横倒れ座屈防止の検討を行い、施工時の荷重状態において仮設対傾構を床版合成後まで設置した。</p> <p>床版の半断面施工は、3 主桁の中桁の上フランジに拡幅鋼板を現場溶接し、版掛かりを確保し、新設床版を仮固定金具にて固定することで増設縦桁を設置することと比べ作業性が向上した。</p>
その他	

No.6

題名	サンドイッチ型複合床版による床版取替工法の工期短縮効果に関する一考察
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2004 年（第 59 回）
著者名	遠山義久、関口修史、中川敏之、上條崇、金好昭彦
概要	床版取替時の交通規制による社会的影響を考慮し、現場での省力化、急速施工の向上を目的とした半日片側通行止めを想定した施工条件下における施工工程を試算し、従来工法に対しての工程短縮に関する検討結果の報告。
特筆点	<p>取替サンドイッチ床版工法は、従来の新設橋向けのサンドイッチ床版を逆さにし適用した工法であり、既設床版撤去後の施工を床版下面から可能にした工法である。</p> <p>施工工程の試算の結果、プレキャスト床版とサンドイッチ床版では、施工期間内の交通支障日数が大幅(約 65%)に短縮できる。</p>
その他	<p>今後は地覆・高欄構造の合理化、新設縦桁の省略化工法、さらなる施工の迅速化に関する検討を進める。</p>

No.7

題名	取替用サンドイッチ型複合床版の実大施工実験
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2004 年（第 59 回）
著者名	上條崇、小林洋一、岡部健、中川敏之、金好昭彦
概要	<p>床版取替時の交通規制による社会的影響を考慮し、現場での省力化、急速施工の向上を目的とした床版撤去～サンドイッチ床版敷設～コンクリート充填の一連の作業について施工性を確認するとともに、施工上の課題を明らかにすることを目的に実施した実物大施工実験についての報告。</p>
特筆点	<p>床版を幅員方向に 2 分割して施工し、昼間は橋面上を全面開放すると想定した実大橋梁模型にて以下を検討している。</p> <p>今回は、施工期間中の交通開放時間の拡大を重視したケースとして、施工の難易度が高い「床版下面からの打設」を再現し、施工可否の見極めと課題抽出を行った。結果としては、縦継手近傍に空気孔を設けたセルについてはほぼ完全にコンクリートが充填されており、空気孔を設けなかったセルに関しては継手板付近に未充填部が残留することを確認した。</p>
その他	

No.8

題名	道路橋床版の社会的な要求性能
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2004 年（第 59 回）
著者名	秋元礼子
概要	道路橋床版に求められる性能のうち、使用性、社会・環境適合性などの社会的な要求性能についての考察。
特筆点	<p>構造物の社会的な要求性能としては、供用性、維持管理性、経済的合理性、環境適合性が挙げられ、今後主たる設計手法となる性能照査型設計をより実用的なものとする上で検討すべき課題であると言える。</p> <p>道路橋床版の要求性能としては、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 自動車に乗車して橋梁上を通過する走行車両と歩行者に対する利便性や安全確保のための性能（供用性能） ・ 維持管理のし易さ（維持管理性能） ・ 取替等の想定を含めたライフサイクルコストの最小化（経済的合理性） ・ ライフサイクルにおける全てのイベントで発生する環境負荷の低減（環境適合性）
その他	

No.9

題名	床版架替工法向けサンドイッチ型複合床版の橋軸方向継手の施工性と耐荷性能
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2003 年（第 58 回）
著者名	上條崇、中川敏之、小林洋一、井澤衛、金好昭彦
概要	床版架替え時の交通規制による社会的影響を考慮し、上下鋼板、形鋼からなるサンドイッチ型複合床版の検討を進めている。床版架替えを実施する場合に床版パネルに必要となる、橋軸方向継手の施工性ならびに耐荷性能を実験で確認した結果報告。
特筆点	橋軸方向継手部の構造について、実大部分模型を製作し施工性と耐荷性能を確認した。 床版取替え用に考案したサンドイッチ床版の縦継手構造について、その施工性を確認すると共に、十分な耐荷性能を有することを確認している。
その他	

No.10

題名	鋼橋床版取替に伴うジベル溶断時入熱によるウェブ面外変形の非線形解析
出典	土木学会年次学術講演会概要集 2000 年（第 55 回）
著者名	佐々木泰子、日野伸一、宮内和良、勝野壽男
概要	<p>鋼橋の床版取替工事において上フランジの既存ジベルを溶断により取除く場合の主桁の安全性を確認するための線形解析を行った。</p> <p>ジベル溶断に伴う上フランジ入熱がある場合を想定して行った材料非線形を考慮した大変形解析の結果報告。</p>
特筆点	<p>上フランジの温度差とウェブ面外変形の関係、および温度差と主桁最大たわみの関係を数値化し、考察されている。</p> <p>主桁を模した供試体を用いてジベル溶断実験を行い、解析結果との関連性を確認している。</p>
その他	

No.11

題名	プレキャスト PC 床版を用いた急速打ち替え床版の合成作用について
出典	合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集 1986 年 9 月
著者名	渡辺明、出光隆、山崎竹博、針貝武紀
概要	プレキャスト PC 床版を縦締めし、それと主桁フランジを高張力ボルトで連結する工法を採用した実橋で、工事開始前および工事終了後において載荷試験を行い、床版打換えの効果を調べるとともに、合成効果に関する検討の紹介。
特筆点	<p>載荷試験の結果は下記の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ スパン中央断面でのたわみ比較では、新 PC 床版のたわみは打ち替え前の 74% となり、床版の合成は十分に改善されていることが判る。 ・ ひずみ分布での確認の結果、橋軸直角方向にも連続床版として挙動し、また、縦締めにより橋軸方向にも連続床版として挙動していることが判る。 ・ 高張力ボルトの変動応力は、交通開始後も測定を続け、疲労に対する安全性も確認した。 ・ 新 PC 床版施工後の主桁への影響は、合成桁としての挙動が確認できた。
その他	現在の示方書では床版のコンクリートと鋼桁フランジとの付着力は無視されている。載荷試験結果からは、両者の間が緊密でかつボルトなどを用いて確実に締めつけられている場合は、それによる摩擦抵抗力をせん断耐力に加えてもよいのではないかと考えられる。

No.12

題名	床版打換えの急速施工
出典	合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集 1986年9月
著者名	吉田弘
概要	規制による交通阻害を最小限に止めるための床版打ち換えの急速施工法について、実績を踏まえた各工法のメリットデメリット、施工に要する時間の比較などの紹介。
特筆点	<p>現場工程短縮に焦点をあてた工法や構造として、下記の項目が紹介されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ コンクリートの現場打設 ・ 主桁取合と従来床版路面高取合 ・ 地覆壁高欄のプレキャスト化 ・ 低騒音による床版解体と仕事量 ・ プレキャスト床版の構造概要 ・ 桁取合の弾性締結 ・ 幅員方向のパネル継手 ・ 橋軸方向の車線間継手
その他	

No.13

題名	架け換え橋に適した中空合成床版橋の設計と施工
出典	第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集 1995年11月
著者名	佐藤政勝、橋本良昭、石原謙治
概要	実橋に適用した中空合成床版橋の構造特性、橋梁規模、支間桁高比のほか、神田川改修工事に伴う架け換え橋の設計と施工、分割施工の事例等の紹介。
特筆点	<p>中空合成床版橋は従来からある各種の構造形式に比べはるかにその構造高さを低くできる。また、その他の特長として、1) 維持管理が容易である。2) 現地工事の工期が短縮できる。3) 現地工事の安全性が高い。4) 部材重量が軽い。5) 分割施工が可能である。6) 景観設計の要求に対処しやすい。などが挙げられる。</p> <p>その他、架け替え橋の設計と施工(神田川改修工事)、分割施工の事例、斜角の小さい架け替え橋の事例などが紹介されている。</p>
その他	

No.14

題名	鋼コンクリートサンドイッチ構造の既設床版拡幅への適用に関する研究
出典	第5回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集 2003年11月
著者名	安東祐樹、佐野正、篠原晃、加藤暢彦
概要	<p>小規模拡幅により利便性の向上が図れる橋梁を目指し、鋼コンクリートサンドイッチ構造を用い、既設床版上面の引張応力に抵抗できる必要定着長について検討を行っている。</p> <p>上鋼板定着長を段階的に短くした版供試体を作製し、その変形性状および疲労耐久性の確認。</p>
特筆点	<p>片持ち版の拡幅による上鋼板の必要定着長を検討するため、ボルト列数をパラメータとして FEM による線形解析を行い、床版上面のひび割れの有無により必要定着長を算出している(355 mm)。</p> <p>解析結果を確認するため、実物大供試体を作製し、上鋼板定着長を短くしていった場合の静的載荷試験および定点疲労試験を行っている。解析値と実験値では定着端部のひずみが問題になるが、全体のひずみ分布としてはほぼ同様の傾向を示しており、解析によって変形性状、ひずみ分布が概ね把握できる。</p> <p>定着長を短くした場合、鋼材とコンクリートのすべりの影響が顕著となるため、解析ではこの影響を加味する必要がある。</p>
その他	

No.15

題名	FRP 合成床版を用いた床版の打換え（兎尻橋）
出典	宮地技報 No.21 2006 年 1 月
著者名	久保圭吾、松田芳昭、山口雅弘
概要	融雪剤による塩害や凍害および交通荷重による疲労の影響を受け、かなり損傷が激しい状態にあった兎尻橋(1966 年(昭和 41 年)建設、単純合成鉄桁橋)の補修工事について、ここでは打換えに初めて適用された FRP 合成床版の施工に関する報告。
特筆点	FRP 合成床版と I 形鋼格子床版との性能を比較し、死荷重の軽減、耐久性の向上、維持管理性の向上などが図れることから、FRP 合成床版を採用した。 今回は既設桁上の施工であるため、高さ調整が可能な構造を採用し、現場施工でも問題がないことを確認した。
その他	

No.16

題名	長寿命化の最前線
出典	日経コンストラクション 2008年4月
著者名	—
概要	将来の交通需要の増加に対応できる上部構造として、第二東名高速道路の須津川橋の構造紹介。
特筆点	<p>上下4車線交通から上下6車線へ拡幅する構造として、鋼製ブラケットと床版を橋軸直角方向に張り出すことで可能としている。</p> <p>横桁間隔を 3.5m に狭め、横桁位置を主桁側面の上段部にし、主桁と横桁で床版支持することで床版厚を薄くしている。床版厚の減少で自重3割減、免震支承を小さくできるなど、上部構造の総コストを小さくできる。</p>
その他	

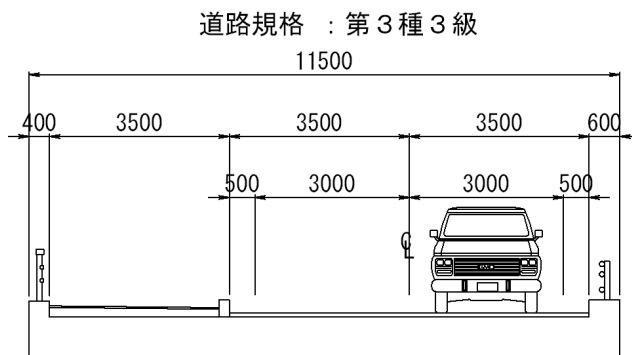
4. 床版取替え可能な合成桁の検討

4.1 概要

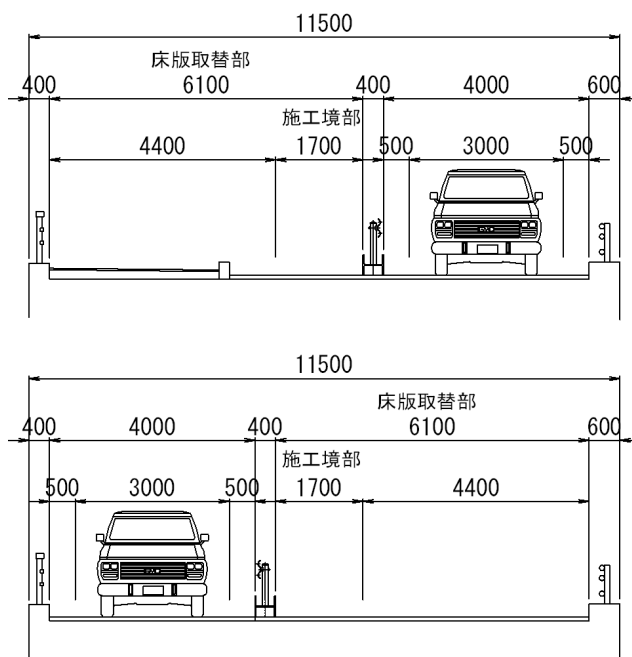
床版取替え可能な構造を検討するにあたり、幅員構成の条件を下記とした。

- ①一般地方道を想定し、道路規格は第3種3級とする。
- ②床板取り替え工事中は、片側交互通行での橋面開放を行う（全面通行止をしない）。
- ③片側交互通行中は、車道幅員 3000mm、路肩 500mm を確保する。

完成供用（両側通行）



暫定供用（片側通行）



4.2 構造モデルの選定

床版を主桁支持するためには、縦桁または縦リブと横桁または横リブといった支持桁が必ず必要となる。色々な組み合わせを検討したが、構造的に成立可能な案として、下記の方法が考えられた。

- ① 主桁に縦桁を 2 本追加して床版を支持する。
- ② 合成床板の主鉄筋方向を橋軸方向とし、横桁とブラケットで床版を支持する。
- ③ 箱桁から支持材を追加し床版を支持する。

今回はその中から、②の合成床板の主鉄筋方向を橋軸方向とし、横桁とブラケットで支持する方法で、橋面を解放しながらの床板取り替えを考える。

上部工形式	2主桁		参考 開断面箱桁(ドイン)
床版形式	合成床版(横使い)	合成床版(縦使い)	RC床版
コメント	<ul style="list-style-type: none"> ・床版取替時の支持用として縦桁が必要。 ・床版の継ぎ手部(主桁方向)の構造が課題である。 ・縦桁と床版の施工境部の定着構造が課題である。 ・取替時の安定性、横剛性に問題がありそうである。 ・交換時の床版の有効幅 	<ul style="list-style-type: none"> ・床版支間が横桁間隔となるため、横桁が3.5m間隔で必要となる。 ・床版の取替構造がシンプルである。 ・底鋼板・補強材の取替も可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・床版の形式が不明である。 ・ストラットがかなり密に配置されている。 ・ストラット先端に耳縦桁あり。 ・床版の有効幅が不明である。

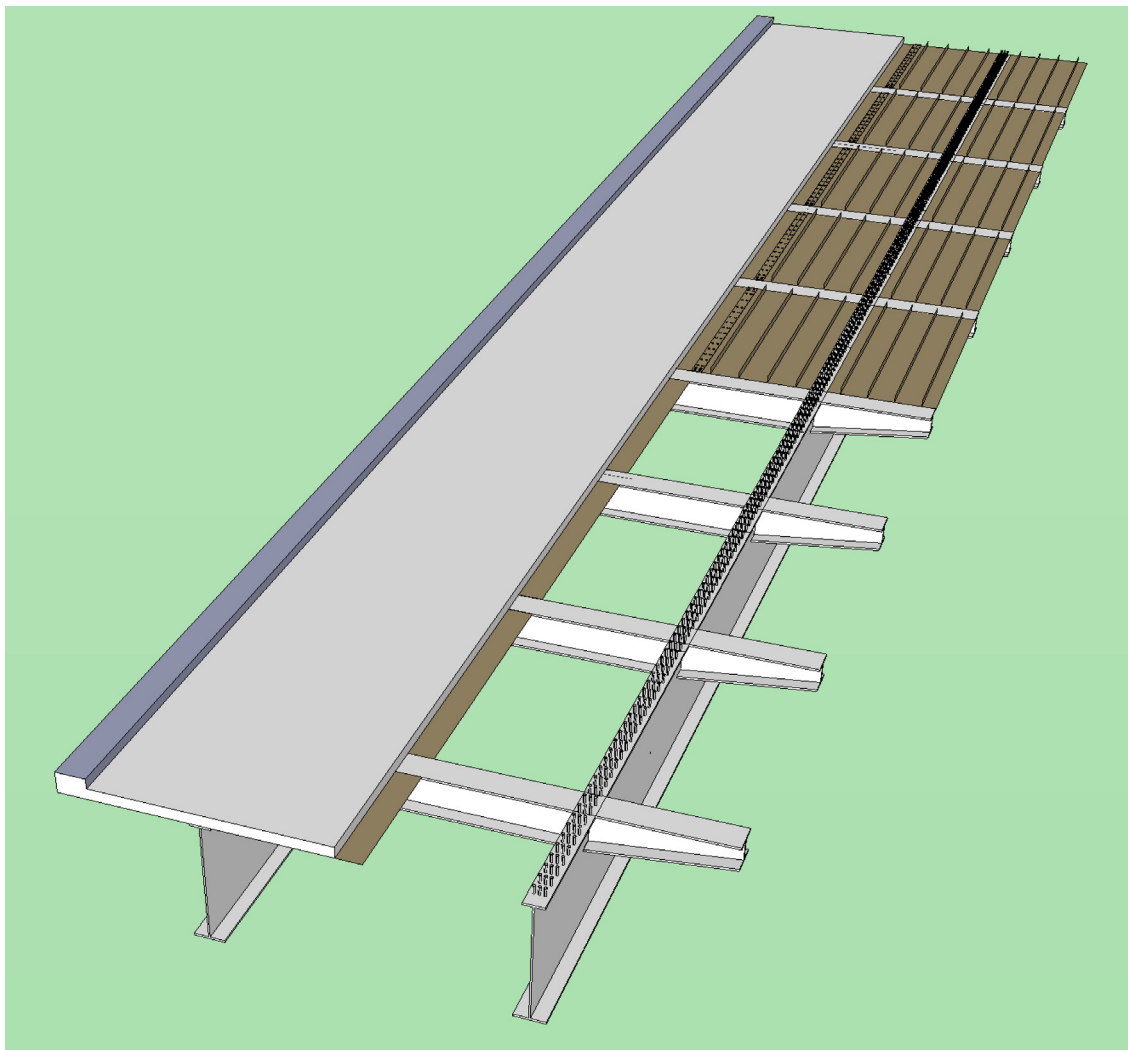
構造検討の例

- ・試設計のための橋梁は 40m+60m+40m の 3 径間連続 2 主桁鋼桁橋を想定した。
- ・設計は鋼少数主桁橋として行い、横構・対傾構は省略した。
- ・桁高は 2950mm、部材長 12m 程度と、標準的な部材寸法を想定した。
- ・取り替え可能な合成床板として、前章にて紹介した「須津川橋」を参考とし、合成床板の主鉄筋方向を橋軸方向とし、横桁およびブラケットにて床版を支持する形式とし、桁間中央で橋軸直角方向に分割された 3m 幅での床板取り替えを想定した。

本提案構造の特徴は、床版支間を橋軸方向としている点にある。床版の半断面ずつの取替を考慮すると、施工境部に主鉄筋もしくは、合成床版における補剛リブに継ぎ手が発生することを避ける必要があり、横桁を床版の支点と考えた。これは、いわゆる合成床版の縦使いを行ったものである。従来の RC 床版での縦使いと比較して、合成床版を使用する

ことにより横桁間隔の長支間化を図ったものである。

また、取替えの施工においても横桁間隔ごとに取替えが可能となり、主桁作用を有する床板の撤去範囲が部分的となることから、取替え時の主桁剛性の低下を抑えることができると考えられる。



提案する構造

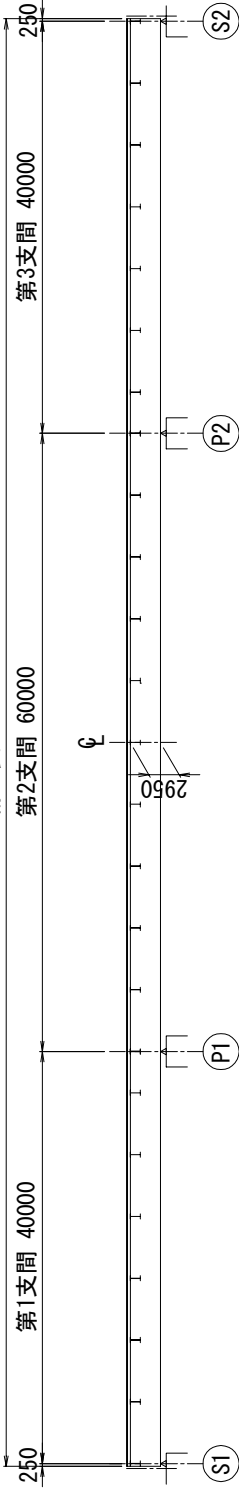
次頁に一般図を示す。

なお、試設計のため、歩道を省略し対称断面とした。

ブラケット+合成床版タイプ 構造案

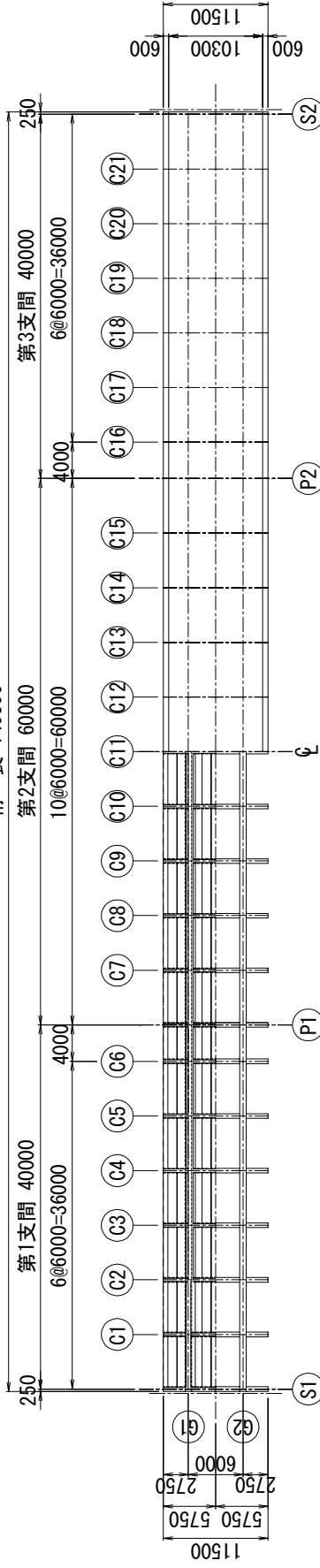
側面図 S=1:500

桁長 140500



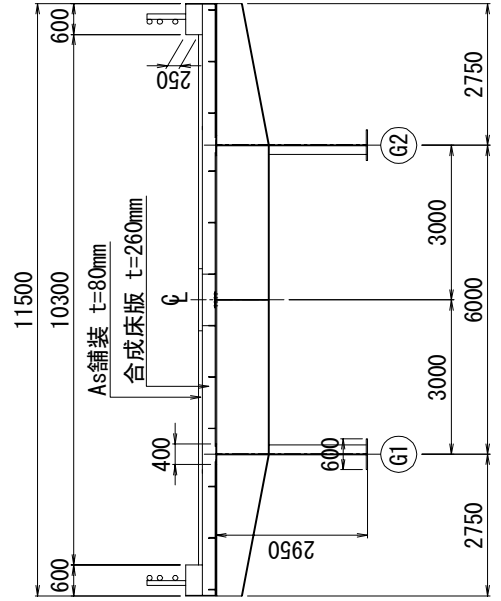
平面図 S=1:500

桁長 140500



合成床版
主構造

標準断面図 S=1:100



設計条件

橋梁形式	鋼3径間連続合成2主版桁橋
活荷重	B活荷重
桁長	140.050m
支間長	40.0m + 60.0m + 40.0m
幅員構成	総幅員：11.500m，有効幅員：10.300m
斜角	90°
平面線形	R=∞
舗装	アスファルト舗装 舗装厚 t=80mm
床版	鋼コンクリート合成床版 床版厚 t=260mm
使用鋼材	SM570-H, SM570, SM520C-H, SM490Y, SM400, SS400, S10T
適用基準	道路橋示方書・同解説 I～V 日本道路協会 (平成14年3月) 鋼道路橋設計便覧 (昭和55年8月)

4.3 比較モデルの設計

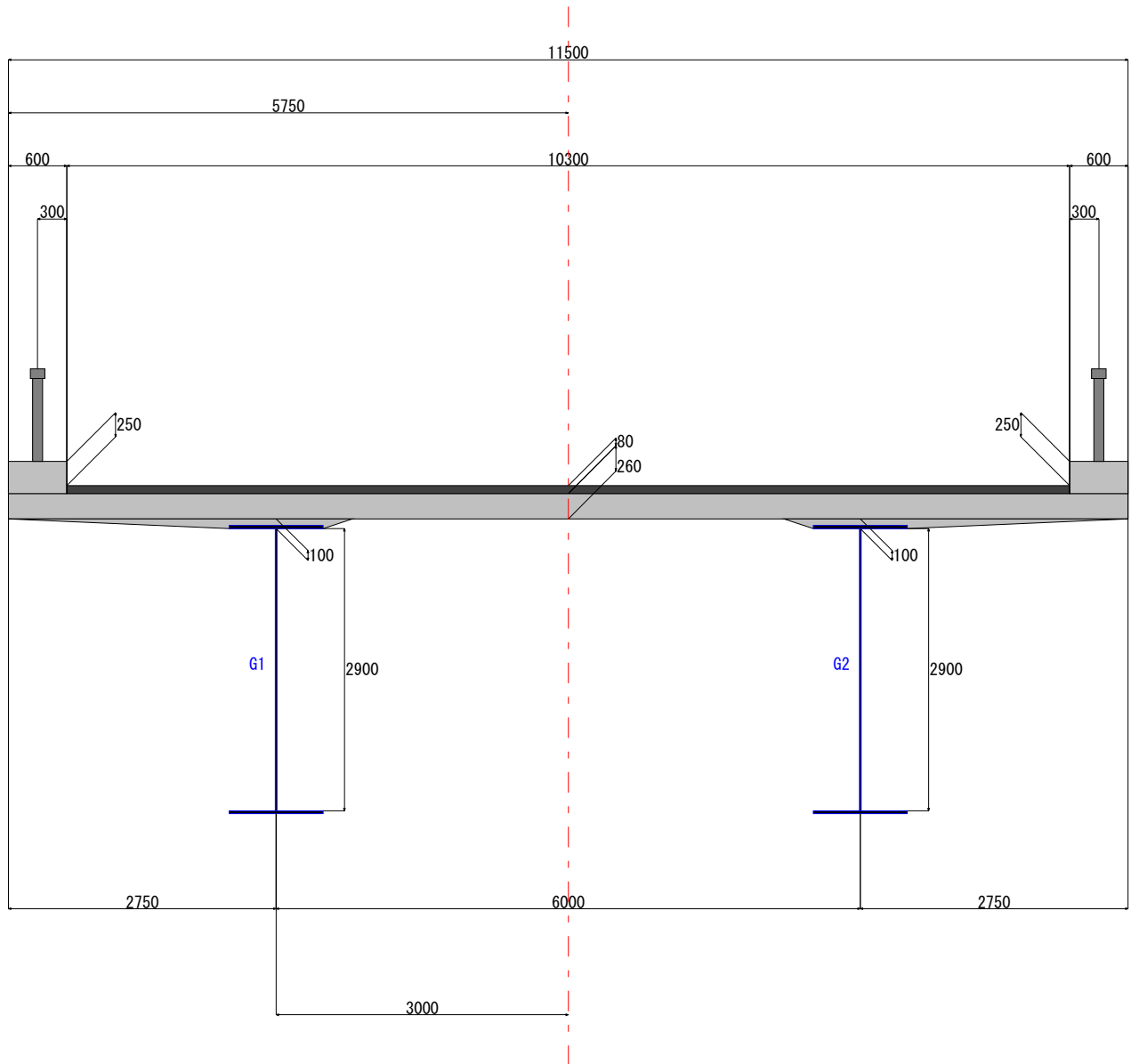
合成床板を有する「床板が取り替え可能な橋梁」に対して、比較対象として RC 床板を有する、下記の非合成桁および合成桁の設計を行った。

- ①非合成桁：試設計条件を元に床板支間を橋軸直角方向とした、連続非合成桁として設計したもの
- ②合成桁：試設計条件を元に床板支間を橋軸直角方向とした、連続合成桁として設計したもの

これらの計算は市販概略設計ソフト（JIP テクノサイエンス社：JSP シリーズ）を用いた。また、設計条件表のみを次項以降に示し、計算の詳細は省略する。

比較設計：非合成桁

タイトル	鋼技研 比較サンプル (非合成)
形式	3径間連続非合成鉋桁
主桁本数	2 本
支間長合計	140[m] (構造基本線)
桁 高	2900[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=260[mm]
舗 装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0' 0.0"
活荷重	B活荷重-L
添架物	なし
使用鋼材	JIS規格
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない



11

<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ[mm]

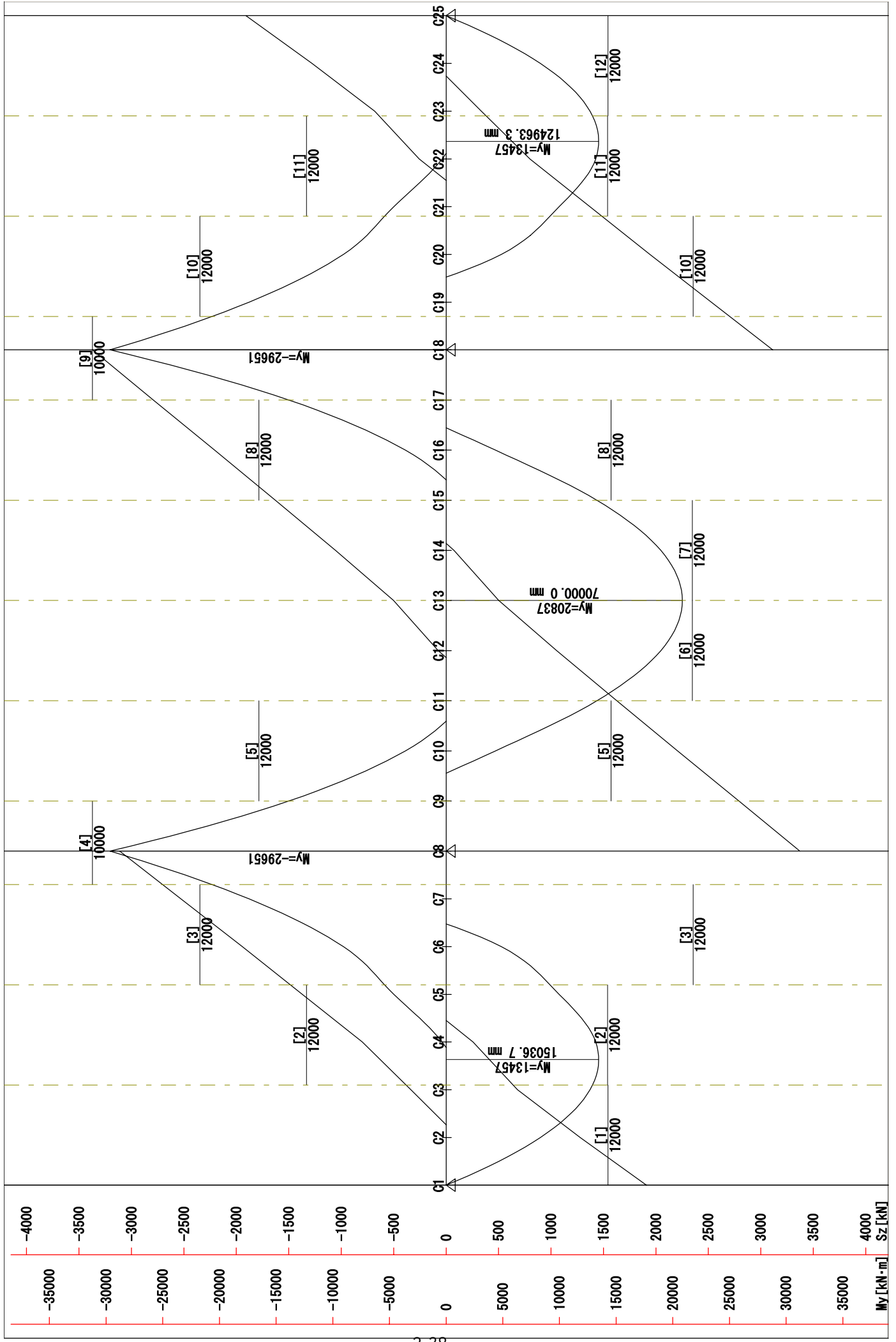
The diagram illustrates a structural grid plan with a total width of 40,000 mm and a total length of 60,000 mm. The grid is divided into three equal width sections of 40,000 mm each. The columns are labeled C1 through C25, and the girders are labeled G1 and G2. The reinforcement specifications are as follows:

- Width sections: 7 @ 5714.3 = 40000
- Length section: 10 @ 6000 = 60000

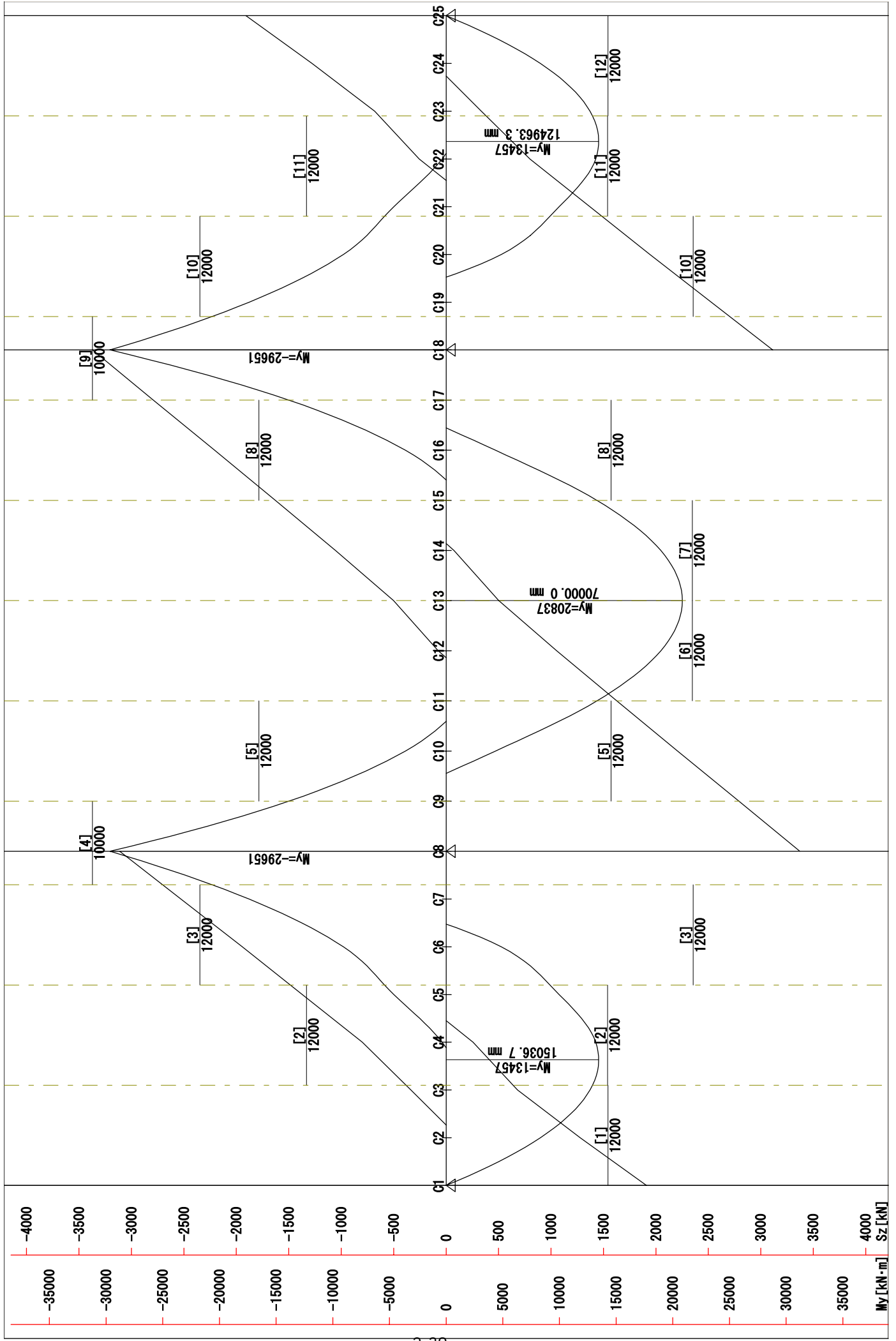
The diagram shows a series of vertical lines representing columns and horizontal lines representing girders. A dashed red line indicates the centerline of the grid. The columns are numbered C1 to C25, and the girders are numbered G1 and G2. The grid is supported by a foundation, indicated by the G1 and G2 labels at the bottom.

2-37

曲げモーメント・せん断力 <主桁 G1>



曲げモーメント・せん断力 <主桁 G2>



<主桁グループ1 (G1, G2)>

断面位置	断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面2-C	断面3-L
断面長 [mm]	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0
材質 上フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM570
ウェブ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM570
下フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM570
断面力 My(max) [kN・m]	0	12917	12917	9164	13457	9164
My(min) [kN・m]	0	1712	1712	-5427	697	-5427
Sz [kN]	1910	638	638	1484	628	1484
固定間距離 [mm]	5714.2	5714.2	5714.2	5714.2	6000.0	5714.2
断面 上フランジ [mm]	600 x 28	600 x 28	600 x 32	600 x 32	600 x 32	600 x 36
ウェブ [mm]	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 13	2900 x 13	2900 x 13	2900 x 14
下フランジ [mm]	600 x 28	600 x 28	600 x 28	600 x 28	600 x 28	600 x 50
断面諸量 δ [cm]	0.00	0.00	-4.82	-4.82	-4.82	13.60
Yu [cm]	-147.80	-147.80	-143.38	-143.38	-143.38	-162.20
YL [cm]	147.80	147.80	152.62	152.62	152.62	136.40
Ag [cm ²]	742.00	742.00	737.00	737.00	737.00	922.00
Iy [cm ⁴]	10047077	10047077	10352413	10352413	10352413	13857381
応力度 σu(max) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-190.0 < -210.0	-178.9 < -210.0	-126.9 < -210.0	-186.4 < -210.0	-107.3 < -255.0
σL (＃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	190.0 < 210.0	190.4 < 210.0	135.1 < 210.0	198.4 < 210.0	90.2 < 245.0
σu(min) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-25.2 < -210.0	-23.7 < -210.0	75.2 < 210.0	-9.7 < -210.0	63.5 < 255.0
σL (＃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	25.2 < 210.0	25.2 < 210.0	-80.0 < -181.6	10.3 < 210.0	-53.4 < -213.9
τ [N/mm ²]	47.0 < 120.0	15.7 < 120.0	16.9 < 120.0	39.4 < 120.0	16.7 < 120.0	36.6 < 145.0
合成応力度 Wu	0.154 < 1.2	0.805 < 1.2	0.714 < 1.2	0.457 < 1.2	0.772 < 1.2	0.233 < 1.2
WL	0.154 < 1.2	0.805 < 1.2	0.812 < 1.2	0.506 < 1.2	0.879 < 1.2	0.180 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru(max) [kN・m]	14275	14275	15163	15163	15163	21785
Mrl (＃) [kN・m]	14275	14275	14245	14245	14245	24891
Mru(min) [kN・m]	14275	14275	15163	-15163	15163	-21785
Mrl (＃) [kN・m]	14275	14275	14245	-12320	14245	-21726
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面3-R	断面4-L	断面4-R	断面4-C	断面5-L	断面5-R
断面長 [mm]	12000.0	10000.0	10000.0	10000.0	12000.0	12000.0
材質 上フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
ウェブ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
下フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
断面力 My(max) [kN・m]	-9185	-9185	-5695	-16219	-5695	13312
My(min) [kN・m]	-20652	-20652	-13878	-29651	-13878	1861
Sz [kN]	2704	2704	2792	3372	2792	1626
固定間距離 [mm]	5714.2	5714.2	5714.2	6000.0	5714.2	5714.2
断面 上フランジ [mm]	600 x 36	600 x 60	600 x 60	600 x 60	600 x 28	600 x 28
ウェブ [mm]	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14
下フランジ [mm]	600 x 50	600 x 79	600 x 79	600 x 79	600 x 32	600 x 32
断面諸量 δ [cm]	13.60	13.97	13.97	13.97	4.64	4.64
Yu [cm]	-162.20	-164.97	-164.97	-164.97	-152.44	-152.44
YL [cm]	136.40	138.93	138.93	138.93	143.56	143.56
Ag [cm ²]	922.00	1240.00	1240.00	1240.00	766.00	766.00
Iy [cm ⁴]	13857381	21008596	21008596	21008596	10556303	10556303
応力度 σu(max) [N/mm ²]	107.5 < 255.0	72.1 < 245.0	44.7 < 245.0	127.4 < 245.0	82.2 < 255.0	-192.2 < -210.0
σL (＃) [N/mm ²]	-90.4 < -213.9	-60.7 < -209.9	-37.7 < -209.9	-107.3 < -207.0	-77.4 < -224.7	181.0 < 255.0
σu(min) [N/mm ²]	241.7 < 255.0	162.2 < 245.0	109.0 < 245.0	232.8 < 245.0	200.4 < 255.0	-26.9 < -210.0
σL (＃) [N/mm ²]	-203.3 < -213.9	-136.6 < -209.9	-91.8 < -209.9	-196.1 < -207.0	-188.7 < -224.7	25.3 < 255.0
τ [N/mm ²]	66.6 < 145.0	66.6 < 145.0	68.8 < 145.0	83.1 < 145.0	68.8 < 145.0	40.1 < 145.0
合成応力度 Wu	1.070 < 1.2	0.587 < 1.2	0.394 < 1.2	1.102 < 1.2	0.820 < 1.2	0.624 < 1.2
WL	0.801 < 1.2	0.466 < 1.2	0.340 < 1.2	0.854 < 1.2	0.749 < 1.2	0.558 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru(max) [kN・m]	-21785	-31200	-31200	-31200	-17659	14546
Mrl (＃) [kN・m]	-21726	-31734	-31734	-31302	-16522	18750
Mru(min) [kN・m]	-21785	-31200	-31200	-31200	-17659	14546
Mrl (＃) [kN・m]	-21726	-31734	-31734	-31302	-16522	18750
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

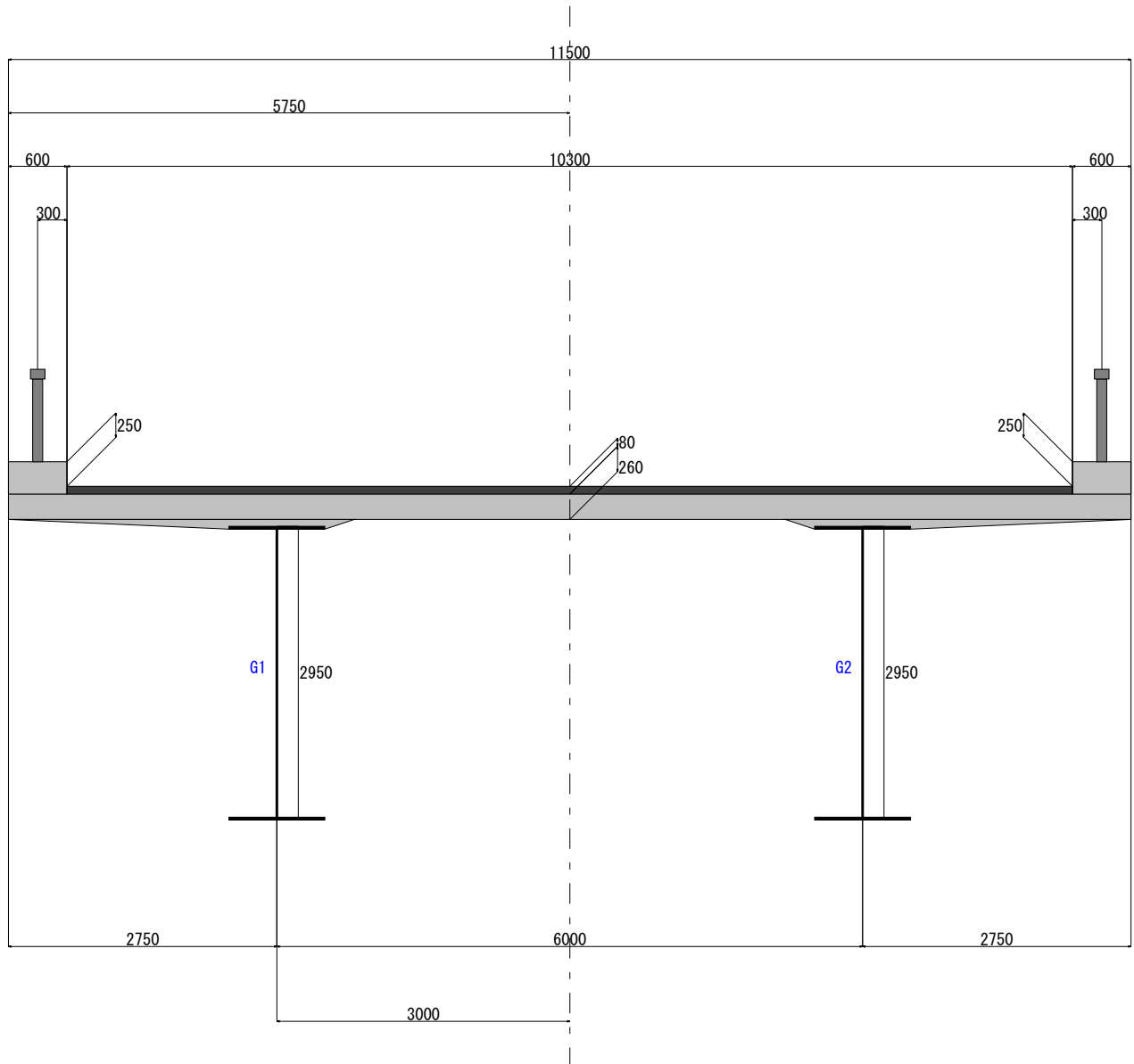
断面位置	断面6-L	断面6-R	断面7-L	断面7-R	断面8-L	断面8-R
断面長 [mm]	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0
材質 上フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
ウェブ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
下フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570
断面力 My(max) [kN・m]	13312	20837	20837	13312	13312	-5695
My(min) [kN・m]	1861	7255	7255	1861	1861	-13878
Sz [kN]	1626	501	501	1626	1626	2792
固定間距離 [mm]	5714.2	5714.2	5714.2	5714.2	5714.2	5714.2
断面 上フランジ [mm]	600 x 38	600 x 38	600 x 38	600 x 38	600 x 28	600 x 28
ウェブ [mm]	2900 x 16	2900 x 16	2900 x 16	2900 x 16	2900 x 14	2900 x 14
下フランジ [mm]	600 x 36	600 x 36	600 x 36	600 x 36	600 x 32	600 x 32
断面諸量 δ [cm]	-1.97	-1.97	-1.97	-1.97	4.64	4.64
Yu [cm]	-146.83	-146.83	-146.83	-146.83	-152.44	-152.44
YL [cm]	150.57	150.57	150.57	150.57	143.56	143.56
Ag [cm ²]	908.00	908.00	908.00	908.00	766.00	766.00
Iy [cm ⁴]	12823871	12823871	12823871	12823871	10556303	10556303
応力度 σu(max) [N/mm ²]	-152.4 < -255.0	-238.6 < -255.0	-238.6 < -255.0	-152.4 < -255.0	-192.2 < -210.0	82.2 < 255.0
σL(θ) [N/mm ²]	156.3 < 255.0	244.6 < 255.0	244.6 < 255.0	156.3 < 255.0	181.0 < 255.0	-77.4 < -224.7
σu(min) [N/mm ²]	-21.3 < -255.0	-83.1 < -255.0	-83.1 < -255.0	-21.3 < -255.0	-26.9 < -210.0	200.4 < 255.0
σL(θ) [N/mm ²]	21.8 < 255.0	85.2 < 255.0	85.2 < 255.0	21.8 < 255.0	25.3 < 255.0	-188.7 < -224.7
τ [N/mm ²]	35.0 < 145.0	10.8 < 145.0	10.8 < 145.0	35.0 < 145.0	40.1 < 145.0	68.8 < 145.0
合成応力度 Wu	0.397 < 1.2	0.836 < 1.2	0.836 < 1.2	0.397 < 1.2	0.624 < 1.2	0.820 < 1.2
WL	0.416 < 1.2	0.882 < 1.2	0.882 < 1.2	0.416 < 1.2	0.558 < 1.2	0.749 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru(max) [kN・m]	22271	22271	22271	22271	14546	-17659
Mrl(θ) [kN・m]	21719	21719	21719	21719	18750	-16522
Mru(min) [kN・m]	22271	22271	22271	22271	14546	-17659
Mrl(θ) [kN・m]	21719	21719	21719	21719	18750	-16522
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面9-L	断面9-R	断面9-C	断面10-L	断面10-R	断面11-L
断面長 [mm]	10000.0	10000.0	10000.0	12000.0	12000.0	12000.0
材質 上フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM490YB
ウェブ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM490YA
下フランジ	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	-5695	-9185	-16219	-9185	9164	9164
My(min) [kN・m]	-13878	-20652	-29651	-20652	-5427	-5427
Sz [kN]	2792	2704	3372	2704	1484	1484
固定間距離 [mm]	5714.2	5714.2	6000.0	5714.2	5714.2	5714.2
断面 上フランジ [mm]	600 x 60	600 x 60	600 x 60	600 x 36	600 x 36	600 x 32
ウェブ [mm]	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 14	2900 x 13
下フランジ [mm]	600 x 79	600 x 79	600 x 79	600 x 50	600 x 50	600 x 28
断面諸量 δ [cm]	13.97	13.97	13.97	13.60	13.60	-4.82
Yu [cm]	-164.97	-164.97	-164.97	-162.20	-162.20	-143.38
YL [cm]	138.93	138.93	138.93	136.40	136.40	152.62
Ag [cm ²]	1240.00	1240.00	1240.00	922.00	922.00	737.00
Iy [cm ⁴]	21008596	21008596	21008596	13857381	13857381	10352413
応力度 σu(max) [N/mm ²]	44.7 < 245.0	72.1 < 245.0	127.4 < 245.0	107.5 < 255.0	-107.3 < -255.0	-126.9 < -210.0
σL(θ) [N/mm ²]	-37.7 < -209.9	-60.7 < -209.9	-107.3 < -207.0	-90.4 < -213.9	90.2 < 245.0	135.1 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	109.0 < 245.0	162.2 < 245.0	232.8 < 245.0	241.7 < 255.0	63.5 < 255.0	75.2 < 210.0
σL(θ) [N/mm ²]	-91.8 < -209.9	-136.6 < -209.9	-196.1 < -207.0	-203.3 < -213.9	-53.4 < -213.9	-80.0 < -181.6
τ [N/mm ²]	68.8 < 145.0	66.6 < 145.0	83.1 < 145.0	66.6 < 145.0	36.6 < 145.0	39.4 < 120.0
合成応力度 Wu	0.394 < 1.2	0.587 < 1.2	1.102 < 1.2	1.070 < 1.2	0.233 < 1.2	0.457 < 1.2
WL	0.340 < 1.2	0.466 < 1.2	0.854 < 1.2	0.801 < 1.2	0.180 < 1.2	0.506 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru(max) [kN・m]	-31200	-31200	-31200	-21785	21785	15163
Mrl(θ) [kN・m]	-31734	-31734	-31302	-21726	24891	14245
Mru(min) [kN・m]	-31200	-31200	-31200	-21785	-21785	-15163
Mrl(θ) [kN・m]	-31734	-31734	-31302	-21726	-21726	-12320
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

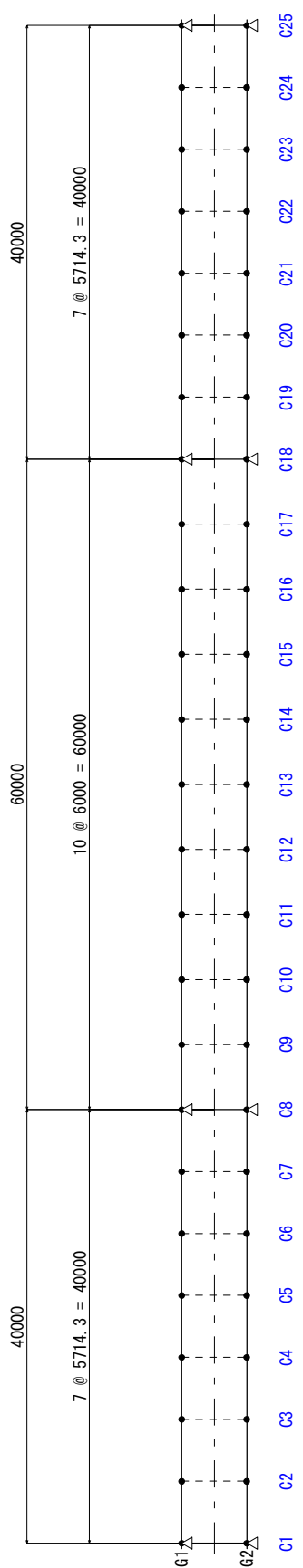
断面位置	断面11-R	断面11-C	断面12-L	断面12-R
断面長 [mm]	12000.0	12000.0	12000.0	12000.0
材質 上フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
ウェブ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	12917	13457	12917	0
My(min) [kN・m]	1712	697	1712	0
Sz [kN]	638	628	638	1910
固定間距離 [mm]	5714.2	6000.0	5714.2	5714.2
断面 上フランジ [mm]	600 x 32	600 x 32	600 x 28	600 x 28
ウェブ [mm]	2900 x 13	2900 x 13	2900 x 14	2900 x 14
下フランジ [mm]	600 x 28	600 x 28	600 x 28	600 x 28
断面諸量 δ [cm]	-4.82	-4.82	0.00	0.00
Yu [cm]	-143.38	-143.38	-147.80	-147.80
Yl [cm]	152.62	152.62	147.80	147.80
Ag [cm ²]	737.00	737.00	742.00	742.00
Iy [cm ⁴]	10352413	10352413	10047077	10047077
応力度 σu(max) [N/mm ²]	-178.9 < -210.0	-186.4 < -210.0	-190.0 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (//) [N/mm ²]	190.4 < 210.0	198.4 < 210.0	190.0 < 210.0	0.0 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	-23.7 < -210.0	-9.7 < -210.0	-25.2 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (〃) [N/mm ²]	25.2 < 210.0	10.3 < 210.0	25.2 < 210.0	0.0 < 210.0
τ [N/mm ²]	16.9 < 120.0	16.7 < 120.0	15.7 < 120.0	47.0 < 120.0
合成応力度 Wu	0.714 < 1.2	0.772 < 1.2	0.805 < 1.2	0.154 < 1.2
WL	0.812 < 1.2	0.879 < 1.2	0.805 < 1.2	0.154 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
Mru(max) [kN・m]	15163	15163	14275	14275
Mrl (//) [kN・m]	14245	14245	14275	14275
Mru(min) [kN・m]	15163	15163	14275	14275
Mrl (〃) [kN・m]	14245	14245	14275	14275
水平補剛材の段数	1	1	1	1

比較設計：連続合成桁

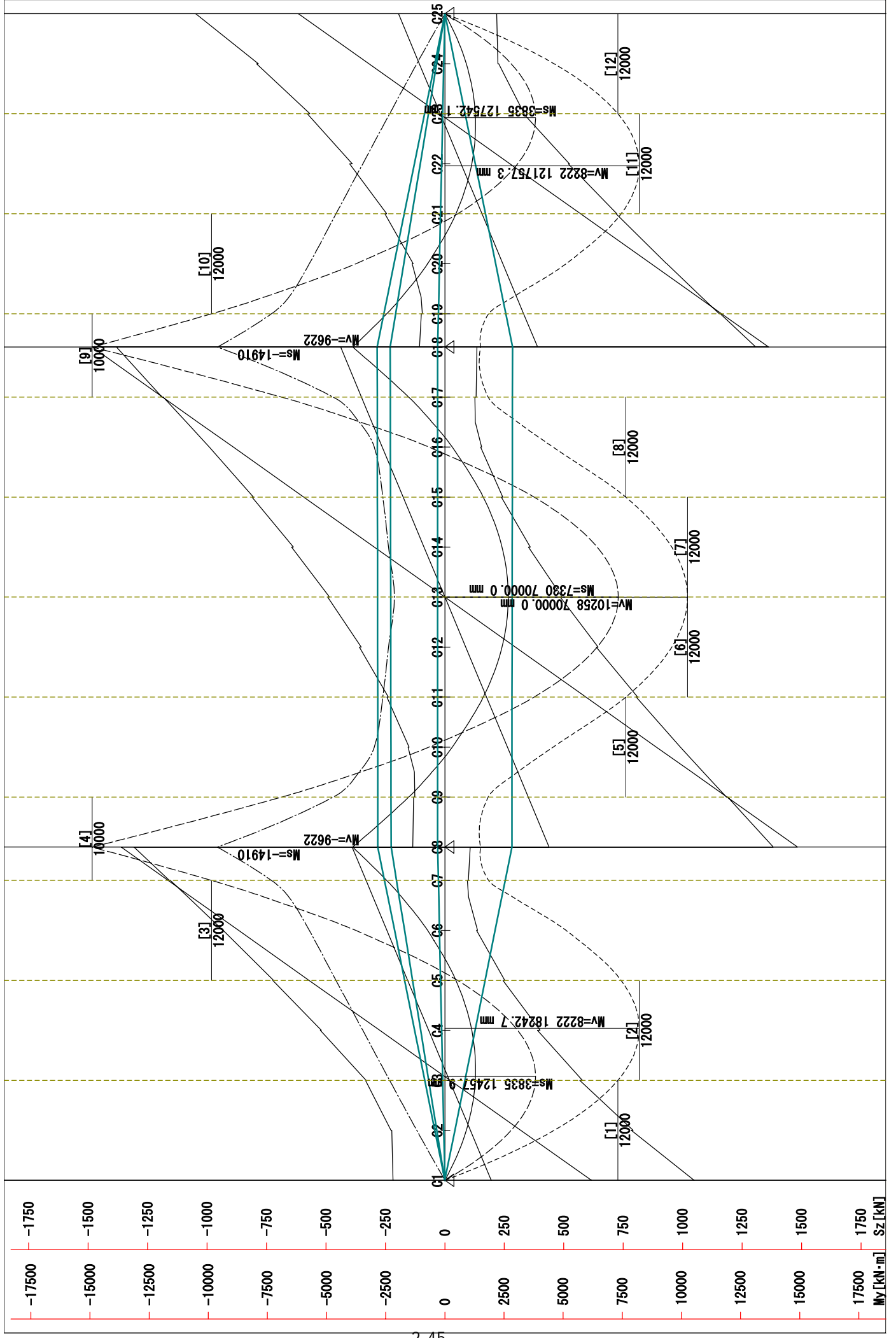
タイトル	鋼技研 比較サンプル
形式	3径間連続合成鉄桁
主桁本数	2 本
支間長合計	140[m] (構造基本線)
桁 高	2950[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=260[mm]
舗 装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0' 0.0"
活荷重	B活荷重-L
添架物	なし
使用鋼材	JIS規格
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない



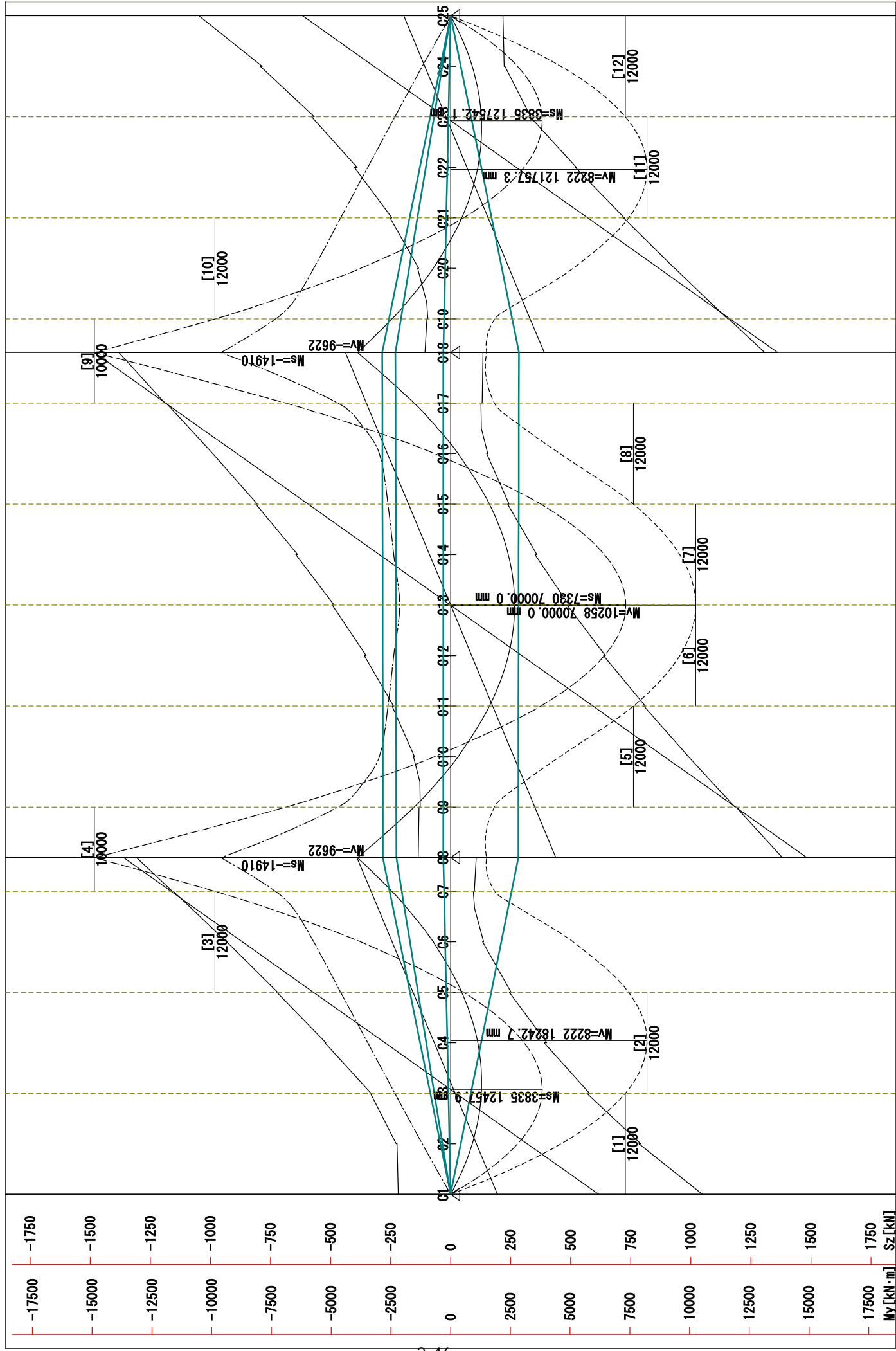
<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ[mm]



曲げモーメント・せん断力・ ΔM_{cp} (クリープ)・ ΔM_{se} (乾燥収縮)・ ΔM_{te} (温度差)・ ΔM_{te} (温度差)・主桁 G1 >



曲げモーメント・せん断力・ ΔM_{cp} (クリープ)・ ΔM_{se} (乾燥収縮)・ ΔM_{te} (温度差)・主桁 G2



§ 8. 断面計算結果

<主桁グループ1 (G1,G2)>

Table with columns for section position (断面位置), section length (断面長), and various material properties for sections 1-L, 1-R, 2-L, 2-R, and 2-C. Rows include steel section (鋼桁断面), bed plate (床版), composite section 1 (合成断面1), composite section 2 (クリープ) (合成断面2), composite section 3 (乾燥収縮) (合成断面3), reinforcement (鉄筋), and steel section (鋼断面).

<主桁グループ1 (G1,G2)>

Table with columns for section position (断面位置), section length (断面長), and various material properties for sections 1-L, 1-R, 2-L, 2-R, and 2-C. Rows include section force (断面力), creep (クリープ), drying shrinkage (乾燥収縮), temperature difference (温度差), stress (σcu・σcl), stress (σsu・σsl), and section force (せん断応力度). Includes a final summary row for section force and safety factors.

<主桁グループ1 (G1,G2)>

Table with columns: 断面位置, 断面長, 鋼桁断面, 床版, 合成断面1, 合成断面2 (クランプ), 合成断面3 (乾燥収縮), 鉄筋, 鋼断面, 水平補剛材段数. Rows list various material and geometric properties for different cross-sections.

<主桁グループ1 (G1,G2)>

Table with columns: 断面位置, 断面力, クリップ, 乾燥収縮, 温度差, σcu・σcl, 組合せ, 判定, σsu・σsl. Rows detail stress, strain, and strength characteristics for various conditions and combinations.

<主桁グループ1 (G1,G2)>

断面位置		断面11-C	断面12-L	断面12-R
断面長		12000.0	12000.0	12000.0
鋼桁断面	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB
	B x t (UFLG) [mm]	600.0 x 19	600.0 x 19	600.0 x 19
	A [cm ²]	114.00	114.00	114.00
	固定間距離 [cm]	600.00	600.00	600.00
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA
	H x t (WEB) [mm]	2909.0 x 12	2911.0 x 12	2911.0 x 12
	A [cm ²]	349.08	349.32	349.32
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB
	B x t (LFLG) [mm]	600.0 x 22	600.0 x 20	600.0 x 20
	A [cm ²]	132.00	120.00	120.00
固定間距離 [cm]	600.00	600.00	600.00	
As [cm ²]	595.08	583.32	583.32	
δs [cm]	4.46	1.52	1.52	
Is [cm ⁴]	7728228	7489415	7489415	
ysu [cm]	-151.81	-148.97	-148.97	
ysl [cm]	143.19	146.03	146.03	
床版	B [mm]	5477.3	5477.3	5477.3
	H (床版厚) [mm]	260.0	260.0	260.0
	h (ヘンチ高) [mm]	119.0	119.0	119.0
合成断面1	ヤング係数比 n	7.00	7.00	7.00
	A _{c/n} [cm ²]	2034.44	2034.44	2034.44
	A _v [cm ²]	2629.52	2617.76	2617.76
	δ _v [cm]	-130.79	-132.13	-132.13
	I _v [cm ⁴]	21912517	21010452	21010452
	y _{vsu} [cm]	-16.56	-15.32	-15.32
	y _{vsl} [cm]	278.44	279.68	279.68
合成断面2 (クリープ)	ヤング係数比 n1	14.00	14.00	14.00
	A _{c/n1} [cm ²]	1017.22	1017.22	1017.22
	A _{v1} [cm ²]	1612.30	1600.54	1600.54
	δ _{v1} [cm]	-105.83	-107.78	-107.78
	I _{v1} [cm ⁴]	19258742	18510150	18510150
	y _{v1su} [cm]	-41.52	-39.67	-39.67
	y _{v1sl} [cm]	253.48	255.33	255.33
合成断面3 (乾燥収縮)	ヤング係数比 n2	21.00	21.00	21.00
	A _{c/n2} [cm ²]	678.15	678.15	678.15
	A _{v2} [cm ²]	1273.23	1261.47	1261.47
	δ _{v2} [cm]	-88.65	-90.93	-90.93
	I _{v2} [cm ⁴]	17452194	16801168	16801168
	y _{v2su} [cm]	-58.70	-56.52	-56.52
	y _{v2sl} [cm]	236.30	238.48	238.48
鉄筋	断面積/本	2,865	2,865	2,865
	かぶり 上	4.00	4.00	4.00
	かぶり 下	4.00	4.00	4.00
	鉄筋ピッチ 上	10.00	10.00	10.00
	鉄筋ピッチ 下	10.00	10.00	10.00
	総断面積	313.85	313.85	313.85
鋼断面	A _f [cm ²]	908.93	897.17	897.17
	δ _f [cm]	-55.90	-58.64	-58.64
	I _f [cm ⁴]	14032919	13549416	13549416
	y _{fsu} [cm]	-91.45	-88.81	-88.81
	y _{fsl} [cm]	203.55	206.19	206.19
水平補剛材段数	1	1	1	

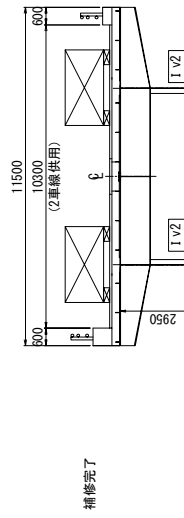
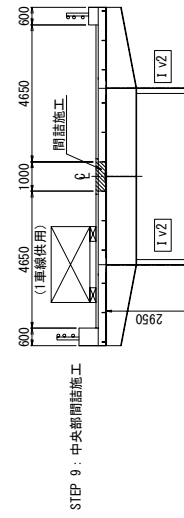
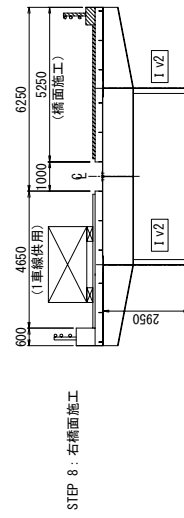
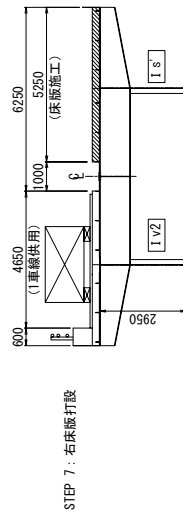
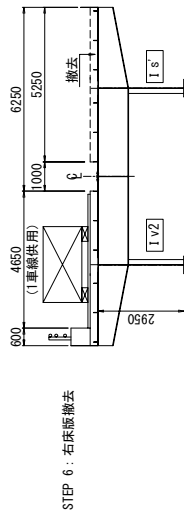
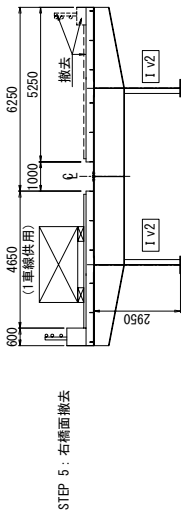
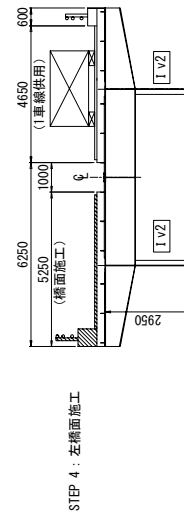
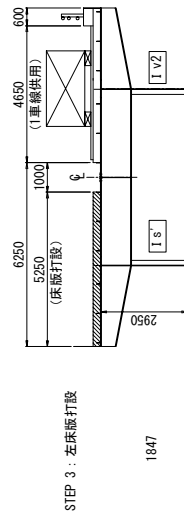
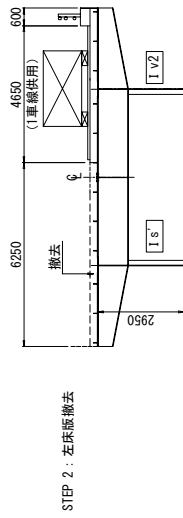
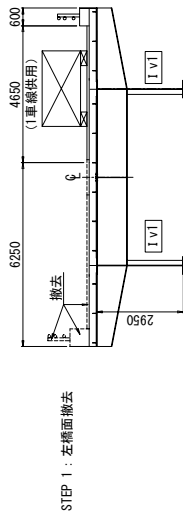
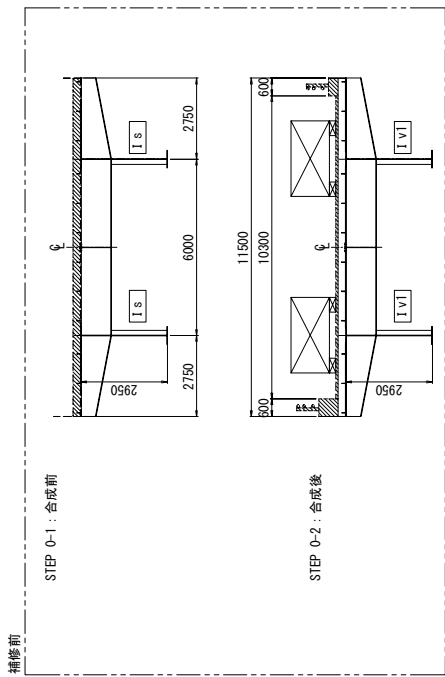
<主桁グループ1 (G1,G2)>

断面位置		断面11-C	断面12-L	断面12-R	
断面力 [kN・m]	Mys・Szs (前死)	3508	318	4406	
	Myvd・Szvd (後死)	787	50	898	
	Myvl (活荷重) Max・Min	8641	-3858	7658	
	Szvl (活荷重)	535	-582	-2593	
クリープ	Mcp・Ncp	191	-289	214	
	ΔMcp	-96		-63	
乾燥収縮	Mse・Nse	2216	-2713	2157	
	ΔMse	-1085		-711	
温度差	Mte1・Nte1 (+)	1932	-4883	1871	
	Mte2・Nte2 (-)	-1932	4883	-1871	
	ΔMte1・ΔMte2	-1364	1364	-895	
				895	
σ _{cu} ・σ _{cl} [N/mm ²] (床版上端下端)	後死荷重	-0.27	-0.14	-0.31	
	活荷重	-2.96	-1.50	-2.67	
	クリープ	0.11	-0.01	0.12	
	乾燥収縮	0.60	0.68	0.50	
	温度差 (+)	0.75	0.85	0.59	
	温度差 (-)	-0.75	-0.85	-0.59	
	組合せ①	-3.23	-1.63	-2.99	
	②	-2.52	-0.96	-2.36	
	③	-1.77	-0.12	-1.77	
	④	-3.27	-1.81	-2.96	
判定	σ _c > 0.00 鋼	-7.03	-4.03	-6.35	
σ _{su} ・σ _{sl} [N/mm ²]	前死荷重	-68.9	65.0	-87.6	
	合成桁	後死荷重	-0.6	10.0	-0.7
		活荷重	-6.5	109.8	-5.6
		クリープ	-2.0	-0.6	-2.4
		乾燥収縮	-25.1	-6.0	-26.4
		温度差 (+)	-19.0	-11.4	-19.4
		温度差 (-)	19.0	11.4	19.4
	鋼断面	後死荷重	-5.1	11.4	-5.9
		活荷重	-56.3	125.3	-50.2
		クリープ	-3.8	-1.8	-4.7
		乾燥収縮	-37.2	-13.4	-39.7
		温度差 (+)	-57.4	-45.5	-60.8
		温度差 (-)	57.4	45.5	60.8
	組合せ①	死+活	-76.0	184.8	-93.9
		②	-103.1	178.3	-122.6
③		-122.1	166.9	-142.0	
④		-84.1	189.6	-103.3	
合成前		-68.9	65.0	-87.6	
許容応力度	①	-210.0	210.0	-210.0	
	②	-241.5	210.0	-241.5	
	③	-273.0	241.5	-273.0	
	④	-273.0	241.5	-273.0	
	合成前	-120.1	262.5	-120.1	
せん断応力度	τ < τ _a	25.9 < 120.0	18.0 < 120.0	54.7 < 120.0	
合成応力度	≤ 1.2	0.805	0.910	0.210	
降伏安全度	σ _{eu} ・σ _{el}	-149.5	328.4	-174.1	
	降伏点	-355.0	355.0	-355.0	
ひび割れの照査 [N/mm ²]	(1) 初期ひび割れ	85.4 > 125.0	84.7 > 125.0	84.7 > 125.0	
	(2) 完全ひび割れ	43.4 > 125.0	31.4 > 125.0		
必要鉄筋量 [cm ²]		313.85 > 284.82	313.85 > 284.82	313.85 > 284.82	
周長率		0.04615 > 0.045	0.04615 > 0.045	0.04615 > 0.045	

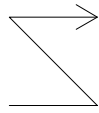
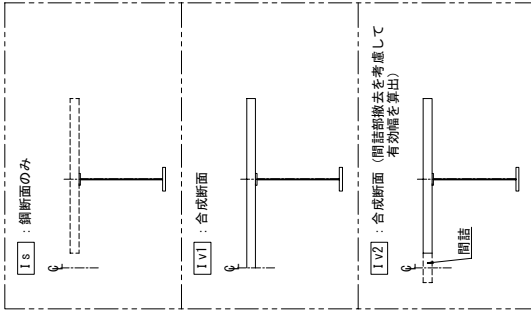
4.4 施工STEPと解析ケース

合成桁橋の床版打替えにおいては、片側交通の状態では床版撤去を行うと、打替え中の主桁は合成されるべき床版がない状態で隣接した床板に載荷される活荷重を負担することになり、抵抗断面自体が当初の完成系のケースとは異なる。今回は、次に示す施工ステップにより、荷重載荷状態と抵抗断面とを整理し、各施工ステップの断面力を算出したうえで、その断面力をもとに最も厳しい組み合わせでの断面決定を行うこととする。なお、試設計のため、歩道は省略した。

施工ステップ



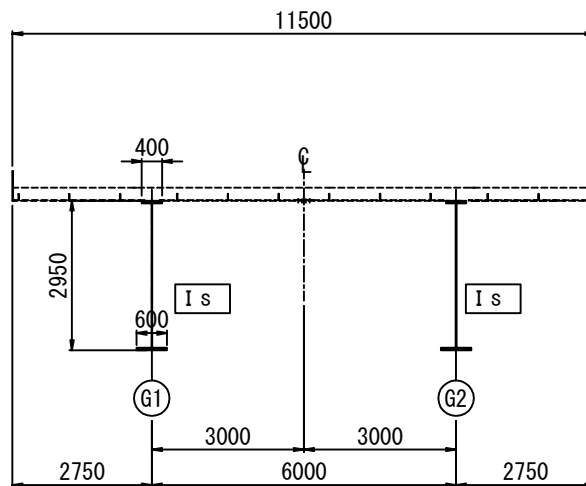
記号説明
 I s, I s' : 鋼断面 側度
 I v1, I v1' : 脚・床版
 I v2, I v2' : 脚・床版 (間詰部撤去を考慮)



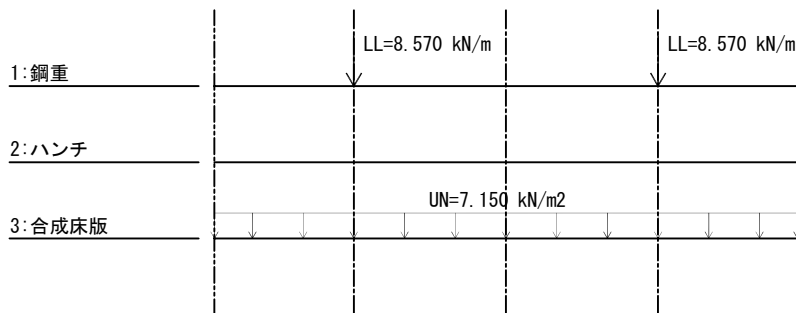
※試設計のため歩道は省略した

解析剛度別 荷重載荷図

・ STATICS 1 (合成前)



STEP 0-1 (補修前)

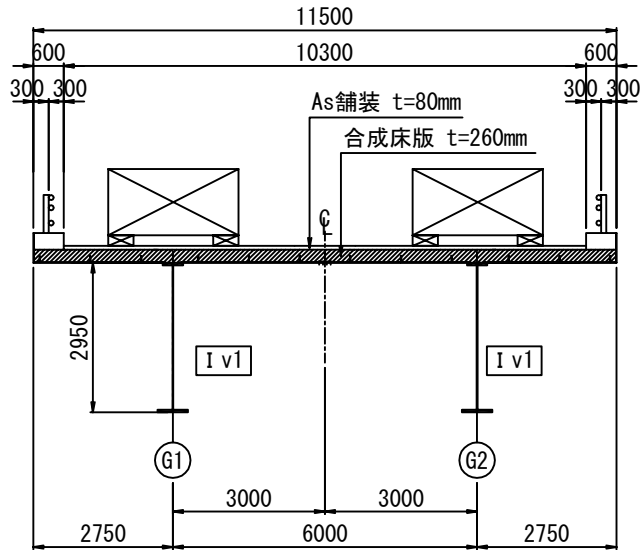


記号説明

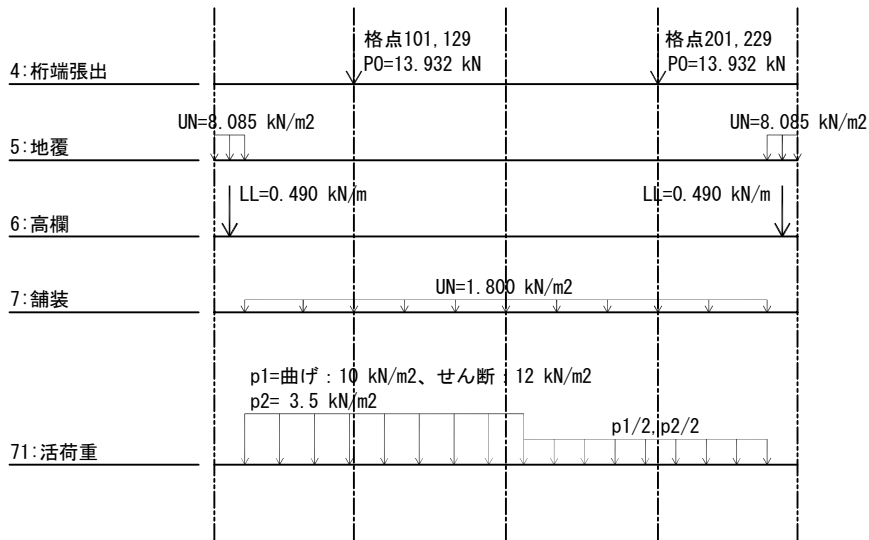
- PO : 集中荷重
- LL : 線荷重
- UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

・ STATICS 2 (合成後)



STEP 0-2 (補修前)



記号説明

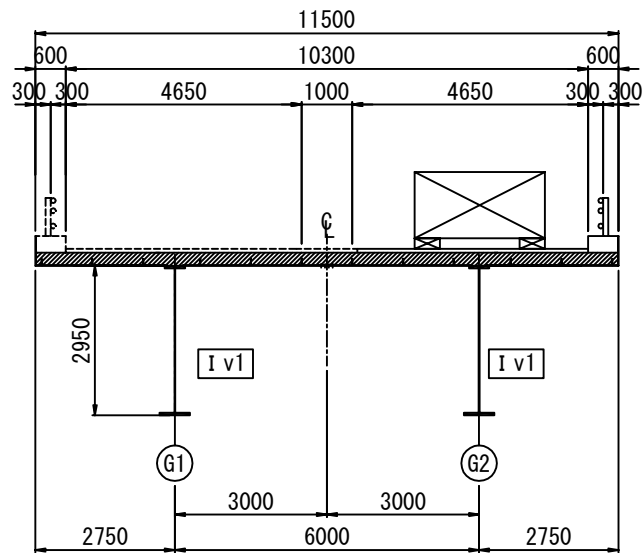
PO : 集中荷重

LL : 線荷重

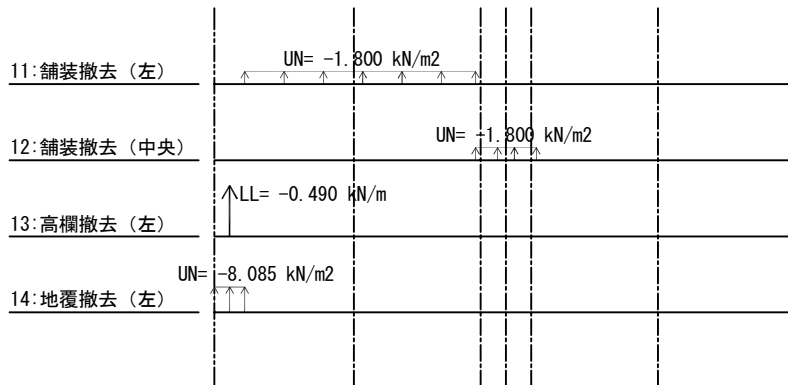
UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

・ STATICS 2



STEP 1 左橋面撤去



記号説明

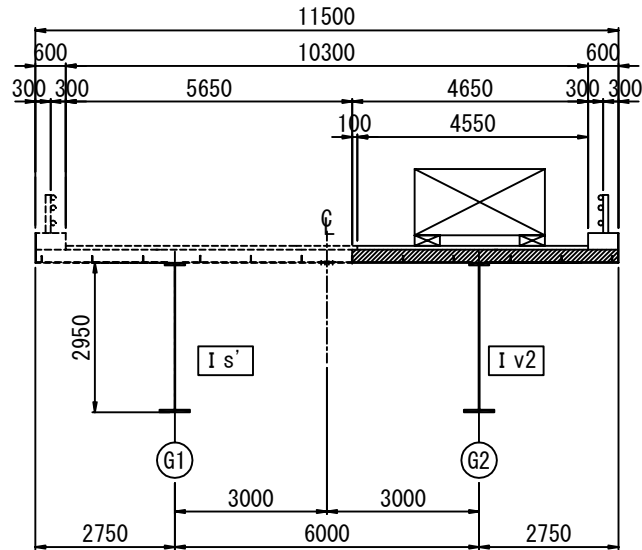
PO : 集中荷重

LL : 線荷重

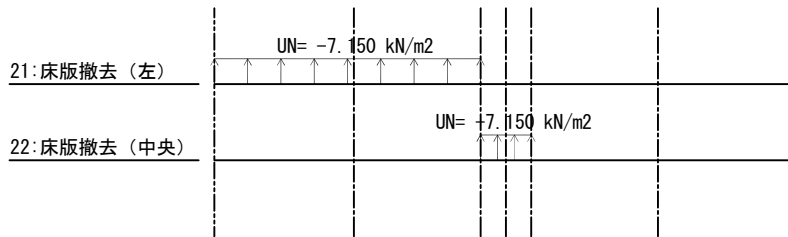
UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

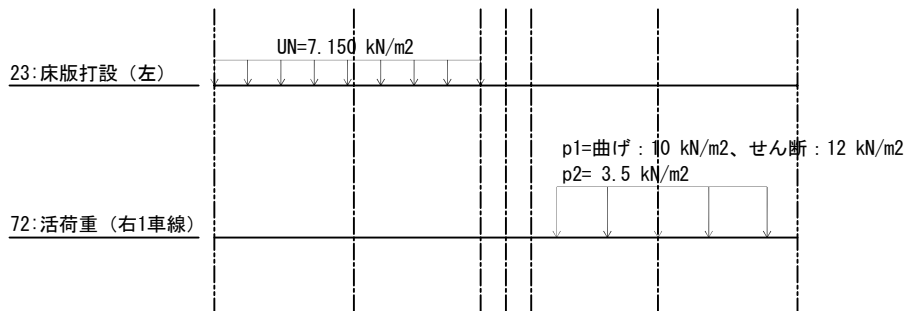
・ STATICS 3



STEP 2 左床版撤去



STEP 3 左床版打設



記号説明

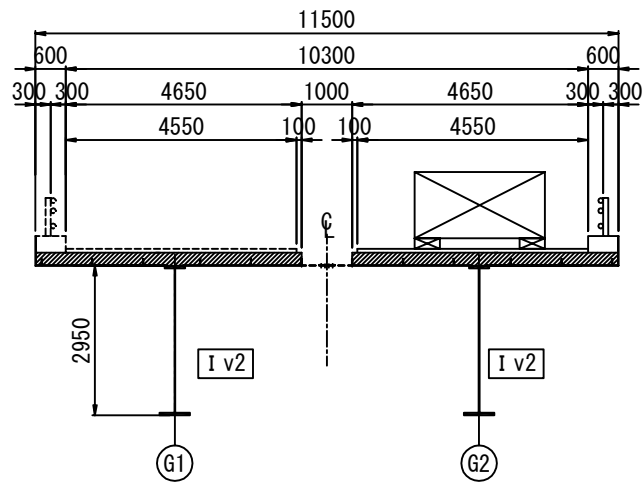
PO : 集中荷重

LL : 線荷重

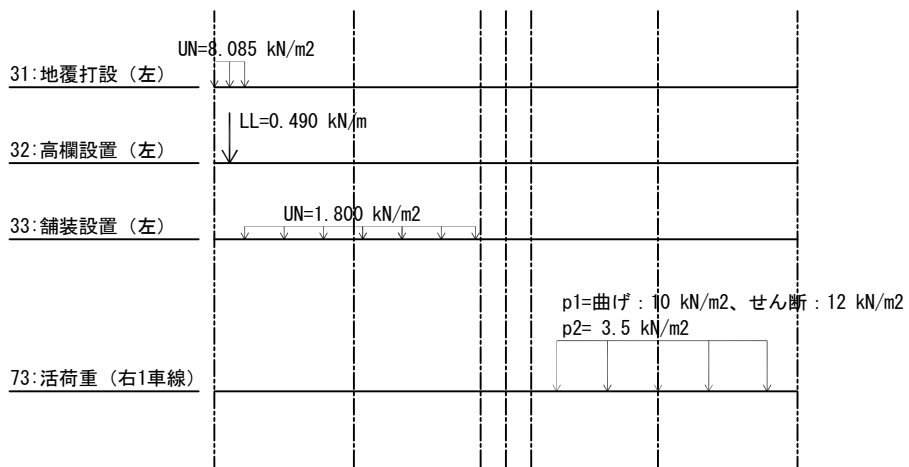
UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

・ STATICS 4 (1)



STEP 4 左橋面施工

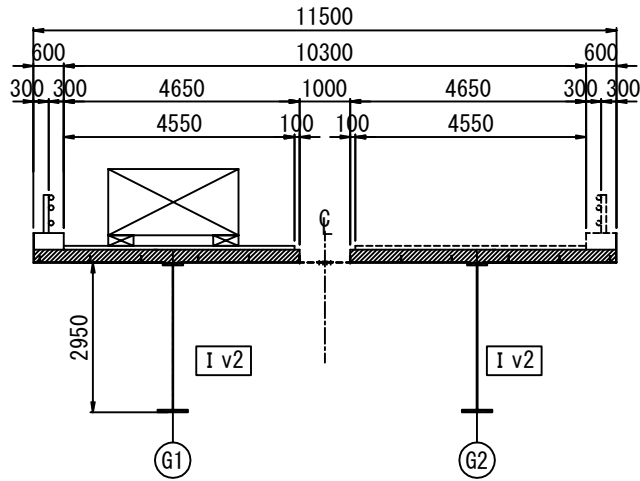


記号説明

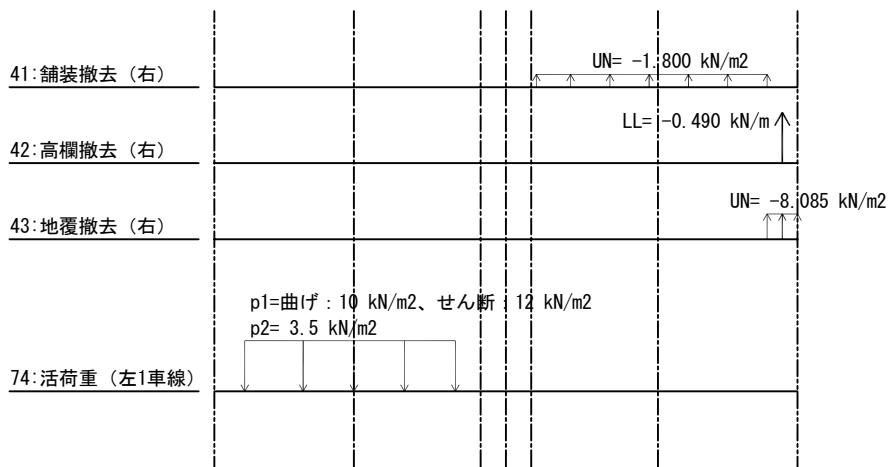
- PO : 集中荷重
- LL : 線荷重
- UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

・ STATICS 4 (2)



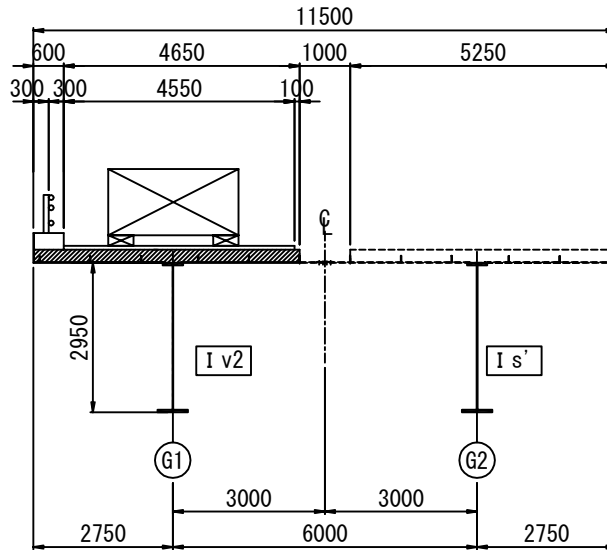
STEP 5 右橋面撤去



記号説明
 PO : 集中荷重
 LL : 線荷重
 UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

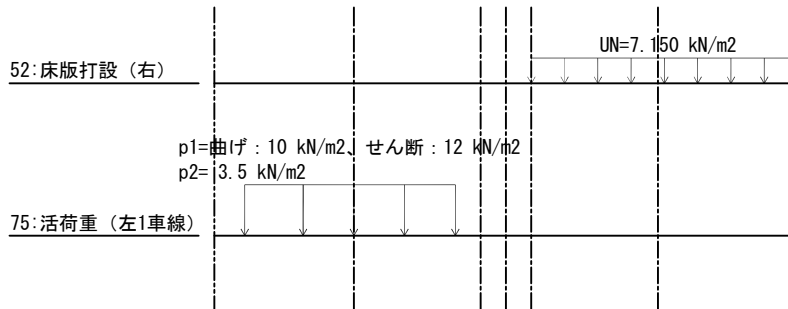
・ STATICS 5



STEP 6 右床版撤去



STEP 7 右床版打設



記号説明

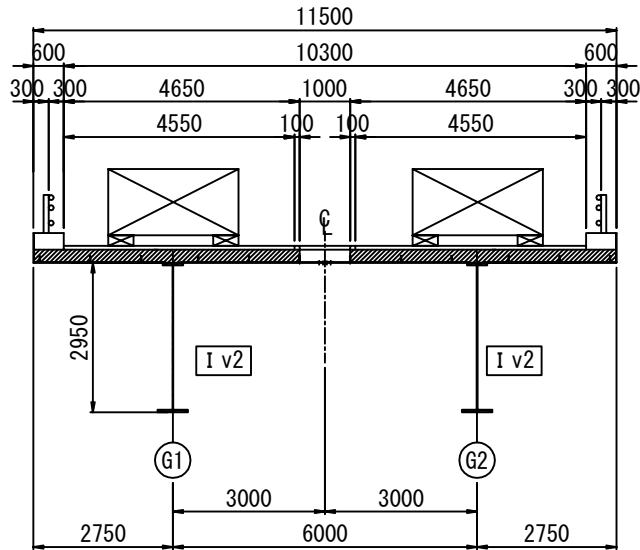
PO : 集中荷重

LL : 線荷重

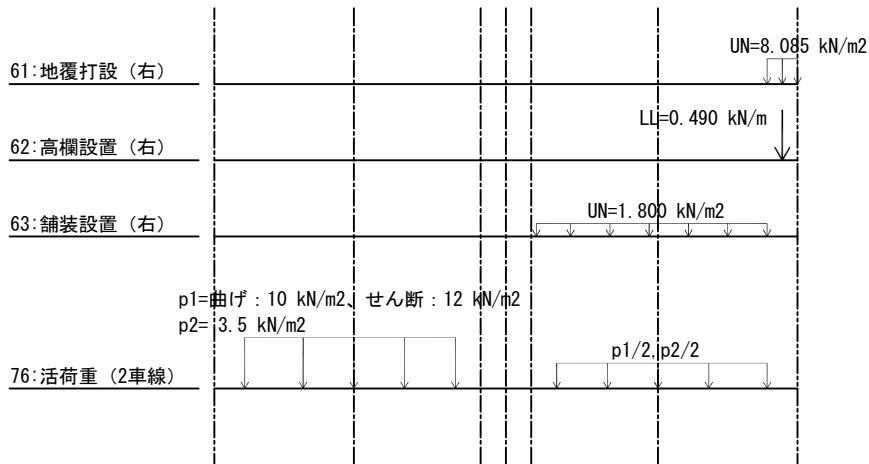
UN : 分布荷重

解析剛度別 荷重載荷図

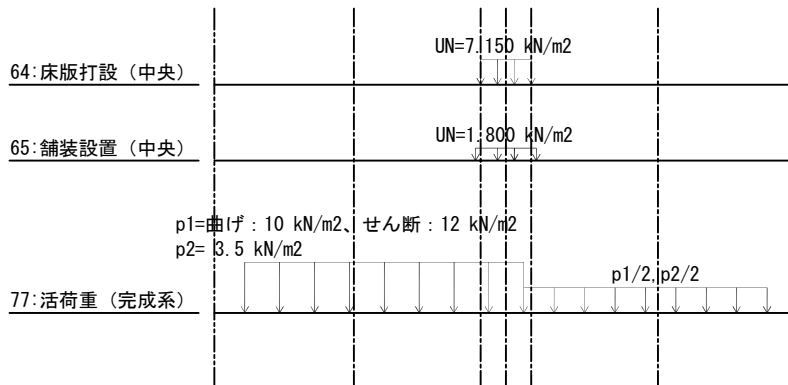
・ STATICS 6



STEP 8 右橋面施工



STEP 9 中央部間詰施工



記号説明

PO : 集中荷重

LL : 線荷重

UN : 分布荷重

荷重単ケース

荷重 ケース 番号	荷重ケース名	INF 1	INF 2	INF 3	INF 4	INF 5	INF 6	INF 7	INF 8	INF 9	桁剛度			施工手順	
											STA	G1	G2		
1	鋼重	○										STA 1	I s	I s	STEP 0-1 (補修前)
2	ハンチ	○										STA 1	I s	I s	
3	床版	○										STA 1	I s	I s	
4	桁端張出		○									STA 2	Iv1	Iv1	STEP 0-2 (補修前)
5	地覆		○									STA 2	Iv1	Iv1	
6	高欄		○									STA 2	Iv1	Iv1	
7	舗装		○									STA 2	Iv1	Iv1	
71	活荷重 (補修前)		○									STA 2	Iv1	Iv1	
11	舗装撤去 (左)			○								STA 2	Iv1	Iv1	STEP 1
12	舗装撤去 (中央)			○								STA 2	Iv1	Iv1	
13	高欄撤去 (左)			○								STA 2	Iv1	Iv1	
14	地覆撤去 (左)			○								STA 2	Iv1	Iv1	
21	床版撤去 (左)				○							STA 3	Is'	Iv2	STEP 2
22	床版撤去 (中央)				○							STA 3	Is'	Iv2	
23	床版打設 (左)				○							STA 3	Is'	Iv2	STEP 3
72	活荷重 (右1車線)				○							STA 3	Is'	Iv2	
31	地覆打設 (左)					○						STA 4	Iv2	Iv2	STEP 4
32	高欄設置 (左)					○						STA 4	Iv2	Iv2	
33	舗装設置 (左)					○						STA 4	Iv2	Iv2	
73	活荷重 (右1車線)					○						STA 4	Iv2	Iv2	
41	舗装撤去 (右)						○					STA 4	Iv2	Iv2	STEP 5
42	高欄撤去 (右)						○					STA 4	Iv2	Iv2	
43	地覆撤去 (右)						○					STA 4	Iv2	Iv2	
74	活荷重 (左1車線)						○					STA 4	Iv2	Iv2	
51	床版撤去 (右)							○				STA 5	Iv2	Is'	STEP 6
52	床版打設 (右)							○				STA 5	Iv2	Is'	STEP 7
75	活荷重 (左1車線)							○				STA 5	Iv2	Is'	
61	地覆打設 (右)								○			STA 6	Iv2	Iv2	STEP 8
62	高欄設置 (右)								○			STA 6	Iv2	Iv2	
63	舗装設置 (右)								○			STA 6	Iv2	Iv2	
64	床版打設 (中央間詰)								○			STA 6	Iv2	Iv2	STEP 9 (完成系)
76	活荷重 (2車線)								○			STA 6	Iv2	Iv2	
65	舗装設置 (中央間詰)									○		STA 6	Iv2	Iv2	
77	活荷重 (全面)									○		STA 6	Iv2	Iv2	

荷重組合せケース

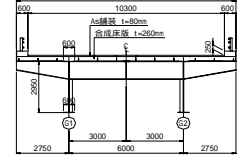
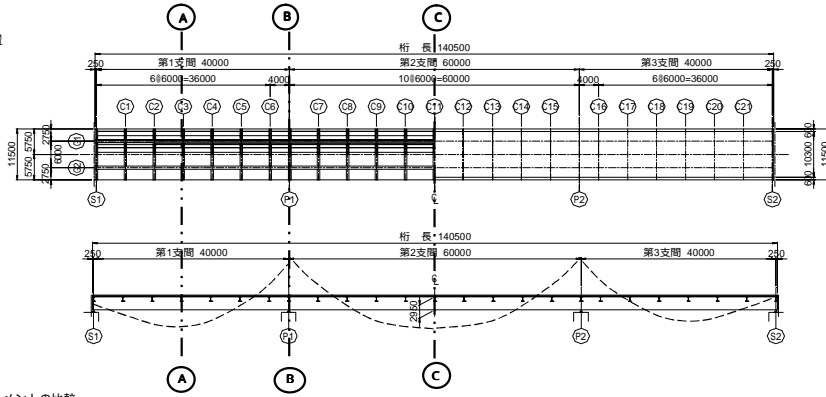
ケース番号	名称	ピックアップ	組合せ, 抽出データ
101	前死荷重		1+2+3;
102	後死荷重		4+5+6+7;
103	前死+後死		101+102;
104	後死+活		102+LIVE(71);
105	前死+後死+活		101+102+LIVE(71);
201	STEP1(左橋面撤去)		11+12+13+14;
202	STEP2(左床版撤去)		21+22;
203	STEP3(左床版打設)		23;
204	STEP4(左橋面施工)		31+32+33;
205	STEP5(右橋面撤去)		41+42+43;
206	STEP6(右床版撤去)		51;
207	STEP7(右床版打設)		52;
208	STEP8(右橋面施工)		61+62+63;
209	STEP9(中央間詰)		64+65;
301	断面力集計(～STEP1)		101+102+201;
302	断面力集計(～STEP2)		101+102+201+202+LIVE(72);
303	断面力集計(～STEP3)		101+102+201+202+203+LIVE(72);
304	断面力集計(～STEP4)		101+102+201+202+203+204+LIVE(73);
305	断面力集計(～STEP5)		101+102+201+202+203+204+205+LIVE(74);
306	断面力集計(～STEP6)		101+102+201+202+203+204+205+206+LIVE(75);
307	断面力集計(～STEP7)		101+102+201+202+203+204+205+206+207+LIVE(75);
308	断面力集計(～STEP8)		101+102+201+202+203+204+205+206+207+208+LIVE(76);
309	断面力集計(～STEP9(完成系))		101+102+201+202+203+204+205+206+207+208+209+LIVE(77);
310	抽出	PICK1	301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309;

※ "PICK1"とは、組合せ, 抽出データで指定したケースの結果から、最大値、最小値をピックアップしたものの。

※ "LIVE"とは、「道示Ⅱ 4.1.2」に示される相反応力部材を考慮した活荷重を示す。

断面力比較

照査位置



曲げモーメントの比較

施工ステップ			荷重 ケース 番号	A 第1支間中央付近 (C3)		B 中間支点上 (P1)				C 第2支間中央 (C11)					
				G1 (格点104)		G2 (格点204)		G1 (格点109)		G2 (格点209)		G1 (格点115)		G2 (格点215)	
				補修前	補修後	補修前	補修後	補修前	補修後	補修前	補修後	補修前	補修後	補修前	補修後
STEP 0-1 (合成前)	前死荷重	曲げモーメント(kN・m)	3090.36	3090.36	3090.36	3090.36	-14992.84	-14992.84	-14992.84	-14992.84	7364.29	7364.29	7364.29	7364.29	
		せん断(kN)	-275.46	-275.46	-275.46	-275.46	1192.38	1192.38	1192.38	1192.38	0.00	0.00	0.00	0.00	
STEP 0-2 (合成後)	後死荷重	曲げモーメント(kN・m)	1144.12	1144.12	1144.12	1144.12	-3886.35	-3886.35	-3886.35	-3886.35	2688.60	2688.60	2688.60	2688.60	
		せん断(kN)	-67.94	-67.94	-67.94	-67.94	350.66	350.66	350.66	350.66	0.00	0.00	0.00	0.00	
STEP 1 (左橋面撤去)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	8617.07	8617.07	8617.07	8617.07	1669.42	1669.42	1669.42	1669.42	10797.18	10797.18	10797.18	10797.18	
		せん断(kN)	401.36	401.36	401.36	401.36	-1396.38	-1396.38	-1396.38	-1396.38	498.20	498.20	498.20	498.20	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-3869.22	-3869.22	-3869.22	-3869.22	-9825.76	-9825.76	-9825.76	-9825.76	-2480.36	-2480.36	-2480.36	-2480.36	
		せん断(kN)	-529.20	-529.20	-529.20	-529.20	-146.84	-146.84	-146.84	-146.84	-498.20	-498.20	-498.20	-498.20	
STEP 2 (左床版撤去)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	523.38	5476.07	5476.07	5476.07	631.90	631.90	631.90	631.90	770.05	770.05	770.05	770.05	
		せん断(kN)	37.84	249.07	249.07	249.07	79.71	79.71	79.71	79.71	21.24	21.24	21.24	21.24	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-607.72	-2362.46	-2362.46	-2362.46	-507.08	-507.08	-507.08	-507.08	-6491.78	-6491.78	-6491.78	-6491.78	
		せん断(kN)	-35.57	-338.12	-338.12	-338.12	-88.48	-88.48	-88.48	-88.48	-39.46	-39.46	-39.46	-39.46	
STEP 3 (左床版打設)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	634.02	6691.75	6691.75	6691.75	882.54	882.54	882.54	882.54	940.99	940.99	940.99	940.99	
		せん断(kN)	48.08	304.36	304.36	304.36	99.78	99.78	99.78	99.78	25.96	25.96	25.96	25.96	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-728.57	-2792.42	-2792.42	-2792.42	-713.51	-713.51	-713.51	-713.51	-7722.95	-7722.95	-7722.95	-7722.95	
		せん断(kN)	-44.13	-410.21	-410.21	-410.21	-78.57	-78.57	-78.57	-78.57	-1033.55	-1033.55	-1033.55	-1033.55	
STEP 4 (左橋面施工)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	2383.55	5476.07	5476.07	5476.07	631.90	631.90	631.90	631.90	770.05	770.05	770.05	770.05	
		せん断(kN)	-121.45	249.07	249.07	249.07	79.71	79.71	79.71	79.71	21.24	21.24	21.24	21.24	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-121.45	-2362.46	-2362.46	-2362.46	-507.08	-507.08	-507.08	-507.08	-6491.78	-6491.78	-6491.78	-6491.78	
		せん断(kN)	-35.57	-338.12	-338.12	-338.12	-88.48	-88.48	-88.48	-88.48	-39.46	-39.46	-39.46	-39.46	
STEP 5 (右橋面撤去)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	6691.75	6691.75	6691.75	6691.75	941.00	941.00	941.00	941.00	752.61	752.61	752.61	752.61	
		せん断(kN)	304.36	45.46	45.46	45.46	1098.74	1098.74	1098.74	1098.74	97.21	97.21	97.21	97.21	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-2792.43	-738.73	-738.73	-738.73	-7722.95	-7722.95	-7722.95	-7722.95	-604.37	-604.37	-604.37	-604.37	
		せん断(kN)	-410.21	-43.24	-43.24	-43.24	-75.01	-75.01	-75.01	-75.01	-76.27	-76.27	-76.27	-76.27	
STEP 6 (右床版撤去)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	61.22	5476.07	5476.07	5476.07	631.90	631.90	631.90	631.90	770.05	770.05	770.05	770.05	
		せん断(kN)	-3.63	249.07	249.07	249.07	79.71	79.71	79.71	79.71	21.24	21.24	21.24	21.24	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-157.43	-2362.46	-2362.46	-2362.46	-507.08	-507.08	-507.08	-507.08	-6491.78	-6491.78	-6491.78	-6491.78	
		せん断(kN)	9.34	-338.12	-338.12	-338.12	-88.48	-88.48	-88.48	-88.48	-39.46	-39.46	-39.46	-39.46	
STEP 7 (右床版打設)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	2383.55	5476.07	5476.07	5476.07	631.90	631.90	631.90	631.90	770.05	770.05	770.05	770.05	
		せん断(kN)	-121.45	249.07	249.07	249.07	79.71	79.71	79.71	79.71	21.24	21.24	21.24	21.24	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-121.45	-2362.46	-2362.46	-2362.46	-507.08	-507.08	-507.08	-507.08	-6491.78	-6491.78	-6491.78	-6491.78	
		せん断(kN)	-35.57	-338.12	-338.12	-338.12	-88.48	-88.48	-88.48	-88.48	-39.46	-39.46	-39.46	-39.46	
STEP 8 (右橋面施工)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	6691.75	6691.75	6691.75	6691.75	941.00	941.00	941.00	941.00	752.61	752.61	752.61	752.61	
		せん断(kN)	304.36	45.46	45.46	45.46	1098.74	1098.74	1098.74	1098.74	97.21	97.21	97.21	97.21	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-2792.43	-738.73	-738.73	-738.73	-7722.95	-7722.95	-7722.95	-7722.95	-604.37	-604.37	-604.37	-604.37	
		せん断(kN)	-410.21	-43.24	-43.24	-43.24	-75.01	-75.01	-75.01	-75.01	-76.27	-76.27	-76.27	-76.27	
STEP 9 (中央開閉)	活荷重max	曲げモーメント(kN・m)	8633.15	8633.15	8633.15	8633.15	-9835.52	-9835.52	-9835.52	-9835.52	10778.07	10778.07	10778.07	10778.07	
		せん断(kN)	402.18	402.18	402.18	402.18	-145.98	-145.98	-145.98	-145.98	497.29	497.29	497.29	497.29	
	活荷重min	曲げモーメント(kN・m)	-3822.61	-3822.61	-3822.61	-3822.61	1662.70	1662.70	1662.70	1662.70	-2455.50	-2455.50	-2455.50	-2455.50	
		せん断(kN)	-529.01	-529.01	-529.01	-529.01	1396.32	1396.32	1396.32	1396.32	-497.29	-497.29	-497.29	-497.29	
死荷重モーメント (累計)			4234.48	4234.48	4234.48	4234.48	-18879.19	-18879.19	-18879.19	-18879.19	10052.89	10052.89	10052.89	10052.89	
死 + 活荷重モーメント			12851.55	12925.32	12851.55	12867.61	-28704.95	-28586.52	-28704.95	-28714.69	20850.07	21259.17	20850.07	20830.94	
比率 (%) (補修前に対して)			100.00%	100.57%	100.00%	100.12%	99.58%	99.58%	99.58%	99.58%	101.92%	101.92%	100.90%	99.90%	

4. 5 断面計算

(1) 断面計算方針

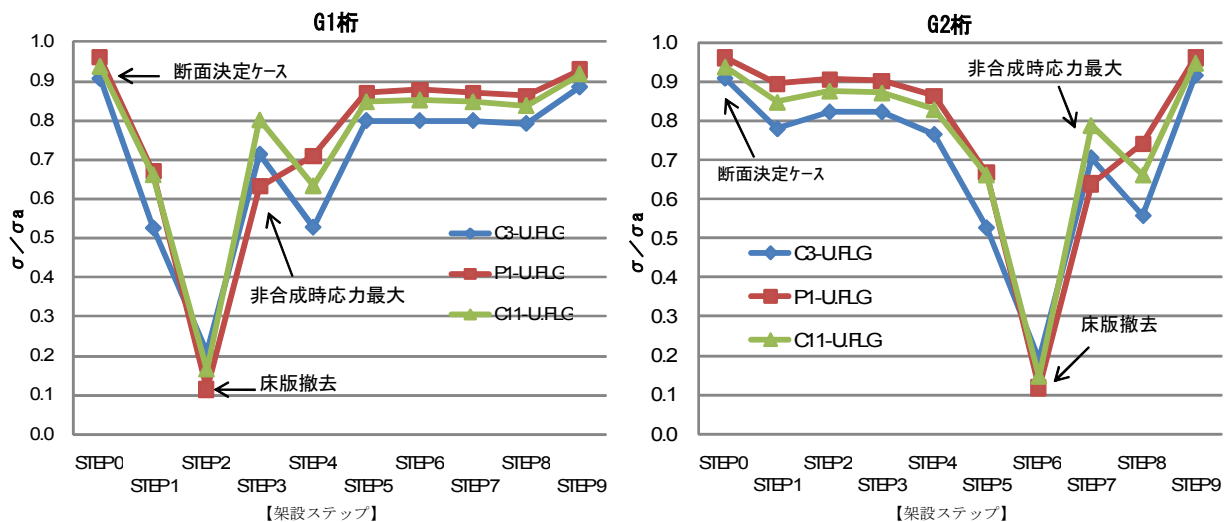
各ステップ毎に集計した断面力を用い、以下の方針で断面計算を行った。

- 1) 断面計算は、側径間中央(C3)、中間支点(P1)、中央径間中央(C11)の3箇所について行った。
- 2) 床版が残る側の桁では、死荷重を前死荷重と後死荷重に分けて合成桁として断面計算を行った。一方、床版が撤去された側の桁では床版による拘束が無くなるため、横倒れ座屈の影響を考慮し照査した。
- 3) 本試設計においては、温度差、クリープ、乾燥収縮の影響は静定分・不静定分ともに考慮しないものとした。

(2) 断面決定ケースおよび断面計算結果

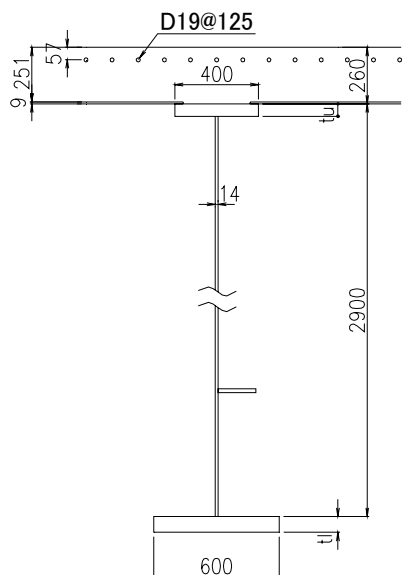
1) 断面決定ケース

本試設計における断面決定ケースは、床版撤去前の通常の合成桁設計のケースであるSTEP-0となった。床版を撤去したケースでは、横倒れ座屈の影響により鋼桁の許容応力度も低下するが、死荷重とともに活荷重も大きく減少するため断面決定ケースとはならなかった(図4.5.1)。



2)断面計算結果

各所における断面計算結果は以下の通り。



	端支間中央 C3	中間支点 P1	中央支間中央 C11
材質	SM400	SM570	SM490Y
U. FLG	400 × 14	400 × 57	400 × 29
WEB	2886 × 14	2843 × 14	2871 × 14
L. FLG	600 × 47	600 × 72	600 × 51

(3) 断面力集計

1) 端支間中央(C3)

桁名		G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	G-1	
位置		C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	S	S	V	V	V	V	V	V	
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208	209	
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)	全幅	
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	3090.4		-2606	2383.6						
		S(kN)	-275.5		232.26	-212.4						
	合成後死	M(kN・m)	1144.1	-1302			1217.1	157.43	61.22	-61.22	-157.4	364.54
		S(kN)	-67.94	77.28			-72.26	-9.34	-3.62	3.62	9.34	-21.64
	合成後活MAX	M(kN・m)	8617.1	523.38	634.02	634.02	523.38	6691.8	6691.8	6691.8	6691.8	8633.2
		S(kN)	401.36	37.84	48.08	48.08	37.84	304.36	304.36	304.36	304.36	402.18
	合成後活MIN	M(kN・m)	-3809	-607.7	-728.6	-728.6	-607.7	-2792	-2792	-2792	-2792	-3823
		S(kN)	-529.3	-35.57	-44.13	-44.13	-35.57	-410.2	-410.2	-410.2	-410.2	-529
照査断面		合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	合成	合成	合成	合成	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	3090.4	3090.4			2868	2868	2868	2868	2868	2868
		S(kN)	-275.5	-275.5			-255.6	-255.6	-255.6	-255.6	-255.6	-255.6
	合成後死	M(kN・m)	1144.1	-157.4			1059.7	1217.1	1278.3	1217.1	1059.7	1424.2
		S(kN)	-67.94	9.34			-62.92	-72.26	-75.88	-72.26	-62.92	-84.56
	合成後活MAX	M(kN・m)	8617.1	523.38			523.38	6691.8	6691.8	6691.8	6691.8	8633.2
		S(kN)	401.36	37.84			37.84	304.36	304.36	304.36	304.36	402.18
	合成後活MIN	M(kN・m)	-3809	-607.7			-607.7	-2792	-2792	-2792	-2792	-3823
		S(kN)	-529.3	-35.57			-35.57	-410.2	-410.2	-410.2	-410.2	-529
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)			961.04	3344.6						
		S(kN)				14.22	-198.2					
	負曲げ	M(kN・m)			-401.6	1982						
		S(kN)			-77.99	-290.4						

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱い、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 2~STEP3においてG1桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

桁名		G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	
位置		C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	C3	
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	V	V	V	V	S	S	V	V	
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208	209	
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)	全幅	
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	3090.4					-2384	2383.6			
		S(kN)	-275.5					212.44	-212.4			
	合成後死	M(kN・m)	1144.1	72.84	-218.7	-61.22	-157.4	-1217			1217.1	364.54
		S(kN)	-67.94	-4.32	13	3.62	9.34	72.26			-72.26	-21.64
	合成後活MAX	M(kN・m)	8617.1	5476.1	6691.8	6691.8	5476.1	634.58	634.02	634.02	634.02	8633.2
		S(kN)	401.36	249.07	304.36	304.36	249.07	45.96	48.08	48.08	48.08	402.18
	合成後活MIN	M(kN・m)	-3809	-2362	-2792	-2792	-2362	-738.7	-728.6	-728.6	-728.6	-3823
		S(kN)	-529.3	-338.1	-410.2	-410.2	-338.1	-43.24	-44.13	-44.13	-44.13	-529
照査断面		合成	合成	合成	合成	合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	3090.4	3090.4	3090.4	3090.4	3090.4	3090.4			3090.4	3090.4
		S(kN)	-275.5	-275.5	-275.5	-275.5	-275.5	-275.5			-275.5	-275.5
	合成後死	M(kN・m)	1144.1	1217	998.22	937	779.57	-437.5			779.57	1144.1
		S(kN)	-67.94	-72.26	-59.26	-55.64	-46.3	25.96			-46.3	-67.94
	合成後活MAX	M(kN・m)	8617.1	5476.1	6691.8	6691.8	5476.1	634.58			634.02	8633.2
		S(kN)	401.36	249.07	304.36	304.36	249.07	45.96			48.08	402.18
	合成後活MIN	M(kN・m)	-3809	-2362	-2792	-2792	-2362	-738.7			-728.6	-3823
		S(kN)	-529.3	-338.1	-410.2	-410.2	-338.1	-43.24			-44.13	-529
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)							903.34	3286.9		
		S(kN)							11.02	-201.4		
	負曲げ	M(kN・m)							-459.3	1924.3		
		S(kN)							-81.19	-293.6		

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱い、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 6~STEP7においてG2桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

2) 中間支点(P1)

桁名		G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	
位置		P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	S	S	V	V	V	V	V	V	
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208	209	
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)	全幅	
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	-14993		12642	-11564						
		S(kN)	1490.5		-1257	1149.6						
	合成後死	M(kN・m)	-3886	4421			-4134	-534.6	-207.8	207.81	534.64	-1238
		S(kN)	438.33	-498.6			466.24	60.31	23.45	-23.45	-60.31	139.65
	合成後活MAX	M(kN・m)	1669.4	631.9	882.56	882.56	631.9	941	941	941	941	1662.7
		S(kN)	1396.4	70.08	84.69	84.69	70.08	1098.7	1098.7	1098.7	1098.7	1396.3
	合成後活MIN	M(kN・m)	-9826	-507.1	-713.5	-713.5	-507.1	-7723	-7723	-7723	-7723	-9836
		S(kN)	-146.8	-88.48	-106.5	-106.5	-88.48	-75.01	-75.01	-75.01	-75.01	-146
照査断面		合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	合成	合成	合成	合成	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	-14993	-14993			-13914	-13914	-13914	-13914	-13914	-13914
		S(kN)	1490.5	1490.5			1383.2	1383.2	1383.2	1383.2	1383.2	1383.2
	合成後死	M(kN・m)	-3886	534.67			-3599	-4134	-4341	-4134	-3599	-4837
		S(kN)	438.33	-60.31			405.93	466.24	489.69	466.24	405.93	545.58
	合成後活MAX	M(kN・m)	1669.4	631.9			631.9	941	941	941	941	1662.7
		S(kN)	1396.4	70.08			70.08	1098.7	1098.7	1098.7	1098.7	1396.3
	合成後活MIN	M(kN・m)	-9826	-507.1			-507.1	-7723	-7723	-7723	-7723	-9836
		S(kN)	-146.8	-88.48			-88.48	-75.01	-75.01	-75.01	-75.01	-146
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)			-933.2	-12497						
		S(kN)			258.02	1407.6						
	負曲げ	M(kN・m)			-2529	-14093						
		S(kN)			66.87	1216.5						

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱い、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 2~STEP3においてG1桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

桁名		G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	
位置		P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	V	V	V	V	S	S	V	V	
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208	209	
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)	全幅	
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	-14993					11564	-11564			
		S(kN)	1490.5					-1150	1149.6			
	合成後死	M(kN・m)	-3886	-247.4	743.06	207.81	534.64	4133.6			-4134	-1238
		S(kN)	438.33	27.91	-83.8	-23.45	-60.31	-466.2			466.24	139.65
	合成後活MAX	M(kN・m)	1669.4	770.05	941	941	770.05	752.62	882.56	882.56	882.56	1662.7
		S(kN)	1396.4	928.65	1098.7	1098.7	928.65	83.01	84.69	84.69	84.69	1396.3
	合成後活MIN	M(kN・m)	-9826	-6492	-7723	-7723	-6492	-604.4	-713.5	-713.5	-713.5	-9836
		S(kN)	-146.8	-61.38	-75.01	-75.01	-61.38	-104.8	-106.5	-106.5	-106.5	-146
照査断面		合成	合成	合成	合成	合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	-14993	-14993	-14993	-14993	-14993	-14993			-14993	-14993
		S(kN)	1490.5	1490.5	1490.5	1490.5	1490.5	1490.5			1490.5	1490.5
	合成後死	M(kN・m)	-3886	-4134	-3391	-3183	-2648	1485.3			-2648	-3886
		S(kN)	438.33	466.24	382.44	358.99	298.68	-167.6			298.68	438.33
	合成後活MAX	M(kN・m)	1669.4	770.05	941	941	770.05	752.62			882.56	1662.7
		S(kN)	1396.4	928.65	1098.7	1098.7	928.65	83.01			84.69	1396.3
	合成後活MIN	M(kN・m)	-9826	-6492	-7723	-7723	-6492	-604.4			-713.5	-9836
		S(kN)	-146.8	-61.38	-75.01	-75.01	-61.38	-104.8			-106.5	-146
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)						-1061	-12625			
		S(kN)						258.02	1407.6			
	負曲げ	M(kN・m)							-2657	-14221		
		S(kN)							66.87	1216.5		

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱い、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 6~STEP7においてG2桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

3) 中間支間中央(C11)

桁名		G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1	G- 1		
位置		C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11		
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8		
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	S	S	V	V	V	V	V		
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208		
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)		
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	7364.3		-6210	5679.7						
		S(kN)	0		0	0						
	合成後死	M(kN・m)	2688.6	-3058			2859.9	369.88	143.63	-143.6	-369.9	856.64
		S(kN)	0	0			0	0	0	0	0	0
	合成後活MAX	M(kN・m)	10797	599.47	668.78	668.78	599.47	8421.6	8421.6	8421.6	8421.6	10778
		S(kN)	498.2	39.46	48	48	39.46	381.37	381.37	381.37	381.37	497.29
	合成後活MIN	M(kN・m)	-2480	-727	-799.1	-799.1	-727	-1630	-1630	-1630	-1630	-2456
		S(kN)	-498.2	-39.46	-48	-48	-39.46	-381.4	-381.4	-381.4	-381.4	-497.3
照査断面		合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	合成	合成	合成	合成	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	7364.3	7364.3			6834.4	6834.4	6834.4	6834.4	6834.4	
		S(kN)	0	0			0	0	0	0	0	
	合成後死	M(kN・m)	2688.6	-369.9			2490.1	2860	3003.6	2860	2490.1	3346.7
		S(kN)	0	0			0	0	0	0	0	0
	合成後活MAX	M(kN・m)	10797	599.47			599.47	8421.6	8421.6	8421.6	8421.6	10778
		S(kN)	498.2	39.46			39.46	381.37	381.37	381.37	381.37	497.29
	合成後活MIN	M(kN・m)	-2480	-727			-727	-1630	-1630	-1630	-1630	-2456
		S(kN)	-498.2	-39.46			-39.46	-381.4	-381.4	-381.4	-381.4	-497.3
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)			1453.6	7133.3						
		S(kN)			48	48						
	負曲げ	M(kN・m)			-14.27	5665.5						
		S(kN)			-48	-48						

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱われ、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 2~STEP3においてG1桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

桁名		G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	G-2	
位置		C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11	C11	
STEP		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	
解析モデル断面 (S:鋼, V:合成)		S+V	V	V	V	V	V	S	S	V	
荷重ケース		101,102	201	202	203	204	205	206	207	208	
活荷重位置		全幅(71)	右(73)	右(72)	右(72)	右(73)	左(74)	左(75)	左(75)	左(75)	
解析結果 ※1	合成前死	M(kN・m)	7364.3					-5680	5679.7		
		S(kN)	0					0	0		
	合成後死	M(kN・m)	2688.6	171.13	-514.3	-143.6	-369.9	-2860			2859.9
		S(kN)	0	0	0	0	0	0			0
	合成後活MAX	M(kN・m)	10797	7124.9	8421.6	8421.6	7124.9	711.81	668.78	668.78	668.78
		S(kN)	498.2	321.7	381.37	381.37	321.73	46.83	48	48	48
	合成後活MIN	M(kN・m)	-2480	-1333.6	-1630	-1630	-1334	-861.9	-799.1	-799.1	-799.1
		S(kN)	-498.2	-321.7	-381.4	-381.4	-321.7	-46.82	-48	-48	-48
照査断面		合成	合成	合成	合成	合成	合成	鋼桁	鋼桁	合成	
照査断面力 (合成桁) ※2	合成前死	M(kN・m)	7364.3	7364.3	7364.3	7364.3	7364.3	7364.3			7364.3
		S(kN)	0	0	0	0	0	0			0
	合成後死	M(kN・m)	2688.6	2859.7	2345.5	2201.8	1831.9	-1028			1831.9
		S(kN)	0	0	0	0	0	0			0
	合成後活MAX	M(kN・m)	10797	7124.9	8421.6	8421.6	7124.9	711.81			668.78
		S(kN)	498.2	321.73	381.37	381.37	321.73	46.83			48
	合成後活MIN	M(kN・m)	-2480	-1334	-1630	-1630	-1334	-861.9			-799.1
		S(kN)	-498.2	-321.7	-381.4	-381.4	-321.7	-46.82			-48
照査断面力 (鋼桁) ※2	正曲げ	M(kN・m)						1325.3	7005.1		
		S(kN)						48	48		
	負曲げ	M(kN・m)						-142.5	5537.2		
		S(kN)						-48	-48		

※1. 各架設ステップの解析結果は、解析モデルが鋼断面(S)の場合は前死荷重、合成断面(V)の場合は後死荷重による断面力として扱われ、前ステップまでの断面力の累加に加算するものとした。

※2. STEP 6~STEP7においてG2桁は、床版と結合していない状態であるため、鋼桁のみの断面で照査を行う。

(4) 断面計算結果集計

1) 端支間中央(C3)位置		C3																				
		G-1						G-2														
断面照査方法		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	
断面照査方法		合成桁	合成桁	鋼桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	鋼桁	鋼桁	合成桁
合成前死	M(kN・m)	3090.36	3090.36	327.02	2710.57	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	2867.98	269.32	2652.87	3090.36
合成前死	S(kN)	-275.46	-275.46	-33.86	-246.3	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-255.64	-37.06	-249.5	-275.46
合成後死	M(kN・m)	1144.12	-157.41	-	-	1059.65	1217.08	1278.3	1217.08	1059.65	1424.19	1144.12	1216.96	998.22	937	779.57	-437.49	-	-	-	-	779.57
合成後死	S(kN)	-67.94	9.34	-	-	-62.92	-72.26	-75.88	-72.26	-62.92	-84.56	-67.94	-72.26	-59.26	-55.64	-46.3	25.96	-	-	-	-	-46.3
合成後活MAX	M(kN・m)	8617.07	8617.07	634.02	634.02	523.38	6691.75	6691.75	6691.75	6691.75	8633.15	8617.07	8617.07	6691.75	6691.75	5476.06	634.58	634.02	634.02	634.02	634.02	634.02
合成後活MIN	M(kN・m)	401.36	401.36	48.08	48.08	37.84	304.36	304.36	304.36	304.36	402.18	401.36	401.36	304.36	304.36	249.07	45.96	48.08	48.08	48.08	48.08	48.08
固定点間距離(mm)	S(kN)	-3809.22	-3809.22	-728.57	-728.57	-607.72	-2792.42	-2792.42	-2792.42	-2792.42	-3822.61	-3809.22	-3809.22	-2792.42	-2792.42	-2362.46	-738.73	-728.57	-728.57	-728.57	-728.57	-3822.61
床版全幅(mm)	S(kN)	-529.29	-529.29	-44.13	-44.13	-35.57	-410.2	-410.2	-410.2	-410.2	-529.01	-529.29	-529.29	-410.2	-410.2	-338.12	-43.24	-44.13	-44.13	-44.13	-44.13	-529.01
床版有効幅(mm)	5750	5750	-	-	5250	5250	5250	5250	5250	5250	5250	5750	5750	5250	5250	5250	5250	5250	5250	-	-	5250
上側鉄筋本数D19	43	43	-	-	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	42	-	-	42
下側鉄筋換算本数D19	112.8	112.8	-	-	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	112.8	112.8	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	-	-	109.9
断面材質	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400	SM400
断面形状	U.FLG	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
	L.FLG	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
応力度	WEB	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886	2886
	コンクリート	6.1	3.7	-	-	3.6	-5.6	-5.6	-5.6	-5.6	-6.2	-6.1	-5.2	-5.6	-5.6	-5.2	3.8	-	-	-	-	3.7
降体に 対する 安全度	σ	9.9	9.9	-	-	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	-	-	9.9
	σ	-127	-69	-22	-75	-74	-112	-112	-112	-112	-124	-127	-109	-115	-115	-107	-69	-20	-74	-20	-74	-128
断面決定ケース	U.FLG	140	131	105	105	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	131	105	105	105	140	140
	L.FLG	127	41	-5	41	50	108	108	108	106	127	127	99	108	108	95	40	-6	40	-6	40	51
鉄筋	τ	-22	-8	2	7	-9	-18	-18	-18	-18	-22	-22	-17	-19	-19	-16	-7	2	2	2	7	-9
	κ	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
コンクリート	κ	0.71	0.25	0.02	0.29	0.23	0.51	0.51	0.51	0.5	0.7	0.71	0.44	0.52	0.51	0.41	0.25	0.02	0.28	0.27	0.27	0.71
	σ	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
U.FLG	σ	-67	5	-	-	-11	-56	-56	-56	-54	-71	-67	-46	-54	-54	-44	8	-	-	-	-	-10
	σ	140	140	-	-	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
L.FLG	σ	-9.3	-3.8	-	-	-4.2	-8.2	-8.3	-8.2	-8.2	-9.6	-9.3	-7.4	-8.1	-8.1	-7.3	-3.8	-	-	-	-	-4.2
	σ	18	18	-	-	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
U.FLG	σ	-200	-95	-	-	-98	-173	-174	-173	-172	-198	-200	-164	-178	-177	-162	-94	-	-	-	-	-104
	σ	235	235	-	-	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235
L.FLG	σ	220	57	-	-	68	183	183	183	181	221	220	164	184	184	159	56	-	-	-	-	70
	σ	235	235	-	-	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235
鉄筋	σ	-129	10	-	-	-17	-105	-106	-105	-104	-134	-129	-86	-103	-103	-84	14	-	-	-	-	-16
	σ	295	295	-	-	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295
☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆	☆

2) 中間支点(P1)

位置 桁名	P1																						
	G-1						G-2																
ステップ	STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9			
断面照査方法	合成桁	合成桁	鋼桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	合成桁	鋼桁	鋼桁	合成桁	合成桁			
合成前死	M(KN・m) -14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-1815.77 173.33	-13379.34 1322.91	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-13914.01 1383.22	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-1943.96 173.33	-13507.53 1322.91	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47	-14992.84 1490.47		
合成後死	S(KN) -3886.35 438.33	534.67 -60.31	-	-	-3598.88 405.93	-4133.52 466.24	-4341.33 489.69	-4133.52 466.24	-4133.52 466.24	-3598.88 405.93	-3598.88 405.93	-3886.35 438.33	-3886.35 438.33	-3886.35 438.33	-3886.35 438.33	-3886.35 438.33	-	-	-2848.24 298.68	-3886.35 438.33	-3886.35 438.33		
合成後活MAX	M(KN・m) 1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	882.56 84.69	882.56 84.69	631.9 70.08	1098.74 1098.74	1098.74 1098.74	1098.74 1098.74	1098.74 1098.74	1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	1669.43 1396.38	770.05 928.65	752.62 83.01	882.56 84.69	882.56 84.69	882.56 84.69	882.56 84.69	882.56 84.69	
合成後活MIN	M(KN・m) -9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-507.08 -88.48	-7722.95 -75.01	-7722.95 -75.01	-7722.95 -75.01	-7722.95 -75.01	-9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-9825.76 -146.84	-604.37 -61.38	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46	-713.51 -106.46
固定点間距離(m)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6		
床版全幅(mm)	5750	5750	-	-	5250	5250	5250	5250	5250	5250	5250	5750	5750	5250	5250	5250	-	-	5250	5250	5250		
床版有効幅(mm)	4209	4209	-	-	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	4209	-	-	4209	4209	4209		
上鋼板筋本数D19	33	33	-	-	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	-	-	33	33	33		
下鋼板筋本数D19	88.1	88.1	-	-	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	88.1	-	-	88.1	88.1	88.1		
断面材質	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570		
U.FLG	幅(mm) 400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400		
L.FLG	厚(mm) 57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57		
WEB	幅(mm) 72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72		
コンクリート	厚(mm) 14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14		
U.FLG	σ _a 9.9	9.9	-	-	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	-	-	9.9	9.9	9.9		
L.FLG	σ _a 255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255	255		
WEB	τ _a 85	38	7	36	48	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76	76		
合成応力	κ _a 1.02	0.51	0.01	0.42	0.59	0.86	0.87	0.86	0.86	0.83	0.97	1.0	0.9	0.9	0.9	0.8	0.5	0.01	0.43	0.84	1.02		
鉄筋	σ _a 140	140	-	-	25	74	75	74	74	70	91	85	66	69	68	57	-14	-	21	140	140		
コンクリート	σ _a 18	18	-	-	-3.9	7.1	7.2	7.1	6.8	8.8	8.4	6.2	6.7	6.6	5.6	-4.6	-	-	-4	140	140		
U.FLG	σ _a 355	224	-	-	237	318	320	318	314	346	355	321	329	327	311	222	-	-	249	355	355		
L.FLG	σ _a 450	450	-	-	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450		
鉄筋	σ _a -323	-155	-	-	-181	-285	-287	-285	-280	-320	-323	-279	-289	-287	-266	-148	-	-	-186	-323	-323		
コンクリート	σ _a 450	450	-	-	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450		
U.FLG	σ _a 153	153	-	-	35	129	131	129	125	161	153	114	123	121	102	-21	-	-	30	153	153		
L.FLG	σ _a 295	295	-	-	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295		
鉄筋	σ _a 295	295	-	-	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295		
断面決定ケース	☆																						

3) 中間支間中央(C11)

位置 桁名	C11																			
	G-1					G-2														
断面照査方法	STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9	STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7	STEP 8	STEP 9
合成前死	M(KN・m)	7364.29	7364.29	784.79	6464.53	6834.39	6834.39	6834.39	6834.39	6834.39	6834.39	7364.29	7364.29	7364.29	7364.29	7364.29	656.56	6336.3	7364.29	7364.29
	S(KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合成後死	M(KN・m)	2688.6	-369.86	-	-	2490.07	2859.95	3003.58	2859.95	2490.07	3346.71	2688.6	2859.73	2345.45	2201.82	1831.94	-1027.99	-	1831.94	2688.58
	S(KN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
合成後活MAX	M(KN・m)	1079.18	1079.18	668.78	668.78	599.47	8421.6	8421.6	8421.6	8421.6	10778.07	1079.18	8421.6	8421.6	8421.6	7124.88	711.81	668.78	668.78	10778.07
合成後活MIN	M(KN・m)	-498.2	-498.2	-799.06	-799.06	-727.01	-1629.69	-1629.69	-1629.69	-1629.69	-2455.5	-2480.36	-2480.36	-2480.36	-2480.36	-1333.63	-861.36	-799.06	-799.06	-2455.5
固定点間距離(m)	S(KN)	-498.2	-498.2	-48	-48	-39.46	-381.37	-381.37	-381.37	-381.37	-497.29	-498.2	-381.37	-381.37	-381.37	-321.74	-46.82	-48	-48	-497.29
床版全幅(mm)		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
床版有効幅(mm)		5750	5750	-	-	5250	5250	5250	5250	5250	5250	5750	5250	5250	5250	5250	5250	-	5250	5250
上側鉄筋本数D19		5488	5488	-	-	5250	5250	5250	5250	5250	5488	5488	5250	5250	5250	5250	5250	-	5250	5250
下側鉄筋本数D19		43	43	-	-	42	42	42	42	42	42	43	42	42	42	42	42	-	42	42
断面材質		114.9	114.9	-	-	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	114.9	114.9	109.9	109.9	109.9	109.9	109.9	-	109.9	109.9
U.FLG	幅(mm)	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y
	厚(mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
L.FLG	幅(mm)	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
	厚(mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
WEB	幅(mm)	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51	51
	厚(mm)	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871	2871
コンクリート	σ	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	σ	-6.7	3.8	-	-	3.7	-6.1	-6.1	-6.1	-6.1	-6.8	-6.7	-5.6	-6.1	-6.1	-5.7	4	-	3.7	-6.8
	σ _a	9.9	9.9	-	-	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	-	9.9	9.9
U.FLG	σ	-197	-125	-25	-121	-133	-178	-178	-178	-178	-193	-197	-178	-184	-183	-174	-125	-22	-119	-199
	σ _a	210	189	151	151	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	189	151	151	189
L.FLG	σ	196	81	0	77	100	171	173	171	168	196	196	166	173	171	157	77	-2	75	101
	σ _a	210	210	180	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	180	210	210
WEB	τ	13	1	1	1	1	10	10	10	10	12	13	10	10	10	10	1	1	1	12
	τ _a	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
合成応力	κ	0.78	0.36	0.01	0.32	0.33	0.6	0.61	0.6	0.58	0.78	0.78	0.56	0.61	0.6	0.51	0.34	0.01	0.31	0.78
	κ _a	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
鉄筋	σ	-85	7	-	-	-20	-73	-74	-73	-71	-91	-85	-63	-70	-69	-58	12	-	-16	-87
	σ _a	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
コンクリート	σ	-11	-3.8	-	-	-4.8	-9.9	-9.9	-9.9	-9.7	-11.5	-11	-8.9	-9.6	-9.6	-8.6	-3.9	-	-4.6	-11.3
	σ _a	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
U.FLG	σ	-296	-166	-	-	-175	-263	-264	-263	-261	-293	-296	-258	-271	-270	-254	-163	-	-183	-300
	σ _a	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
L.FLG	σ	320	109	-	-	134	274	275	274	270	320	258	275	275	274	247	104	-	135	320
	σ _a	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
鉄筋	σ	-158	12	-	-	-29	-133	-134	-133	-130	-168	-158	-113	-129	-127	-108	20	-	-24	-162
	σ _a	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295	295
断面決定ケース		☆																		

(5) 断面計算結果

1) 合成桁断面 計算結果 (抜粋)

① 中間支点 { G- 1 P1(S-0) }

同一グループの断面

G- 1 P1(S-1), G- 1 P1(S-4), G- 1 P1(S-5), G- 1 P1(S-6), G- 1 P1(S-7), G- 1 P1(S-8), G- 1 P1(S-9), G- 2 P1(S-0), G- 2 P1(S-1), G- 2 P1(S-2), G- 2 P1(S-3), G- 2 P1(S-4), G- 2 P1(S-5), G- 2 P1(S-8), G- 2 P1(S-9)

断面力および計算条件

合成前死荷重 Md1 = -14992.8 kN·m S = 1490.5 kN

合成後死荷重 Md2 = -3886.4 kN·m S = 438.3 kN

合成後活荷重 ML1 = 1669.4 kN·m S = 1396.4 kN

ML2 = -9825.8 kN·m S = -146.8 kN

固定点間距離 L = 6.000 m 床版全幅= 5750mm ハンチ高= 0.0mm $\sigma_{ck}=30.0 \text{ N/mm}^2$

断面諸量

			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)		
1-SLB	4209 *260		10943.4	-158.00	-1729057	273807516		
33.0- D19			94.55	-165.25	-15624	2581793		
88.1- D19			252.41	-150.75	-38050	5736080		
1-UFLG	PL 400 * 57(SM570-H)		228.00	-142.15	-32410	4607110		
1-WEB	PL 2786 * 14(SM570)		390.04	0.00	0	2522842		
1-LFLG	PL 600 * 72(SM570-H)		432.00	142.90	61733	8821617		
			合成前	合成後	n=7	n=14	n=21	鋼+鉄筋
A : 断面積			1050.04	2613.38	1831.71	1571.15	1396.99	
E : 重心位置			27.93	-83.30	-51.42	-33.74	-17.43	
I : 剛度			15132729	36934489	30666700	27201257	23844971	
dc : 重心～床版中心			--	-74.70	-106.58	-124.26		
Ycu: 重心～床版上面			--	-87.70	-119.58	-137.26	-147.82	
YcL: 重心～床版下面			--	-61.70	-93.58	-111.26	-133.32	
Ysu: 重心～上フランジ上端			-172.93	-61.70	-93.58	-111.26	-127.57	
YsL: 重心～下フランジ下端			118.57	229.80	197.92	180.24	163.93	

合成前死荷重による応力度

$$\sigma_{su} = -14992.8 \times 10^6 \times -1729.3 / (15132729 \times 10^4) = 171 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = -14992.8 \times 10^6 \times 1185.7 / (15132729 \times 10^4) = -117 \text{ N/mm}^2$$

合成後死荷重による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (-3886.4 * 10^6 * -877.0 / (36934489 * 10^4)) = 1.3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (-3886.4 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4)) = 0.9 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= -3886.4 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4) = 6 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= -3886.4 * 10^6 * 2298.0 / (36934489 * 10^4) = -24 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

合成後活荷重 ML1 による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (1669.4 * 10^6 * -877.0 / (36934489 * 10^4)) = -0.6 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (1669.4 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4)) = -0.4 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 1669.4 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4) = -3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 1669.4 * 10^6 * 2298.0 / (36934489 * 10^4) = 10 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

合成後活荷重 ML2 による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (-9825.8 * 10^6 * -877.0 / (36934489 * 10^4)) = 3.3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (-9825.8 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4)) = 2.3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= -9825.8 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4) = 16 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= -9825.8 * 10^6 * 2298.0 / (36934489 * 10^4) = -61 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

温度差・クリープ・乾燥収縮による断面力

$$\begin{aligned}\text{温度差 } P &= 0.0 \text{ kN} & M &= 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{クリープ } P &= 0.0 \text{ kN} & M &= 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{乾燥収縮 } P &= 0.0 \text{ kN} & M &= 0.0 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

温度差による応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Y_c) - E_c * \epsilon_t$$

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Y_s$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (0.0 * 10^3 / 261338 + 0.0 * 10^6 * -877.0 / (36934489 * 10^4)) \\ &\quad + 2.857 * 10^4 * 12 * 10^{-6} * 10 = 3.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cL} &= 1 / 7 * (0.0 * 10^3 / 261338 + 0.0 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4)) \\ &\quad + 2.857 * 10^4 * 12 * 10^{-6} * 10 = 3.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 261338 + 0.0 * 10^6 * -617.0 / (36934489 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 261338 + 0.0 * 10^6 * 2298.0 / (36934489 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

クリープによる応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Y_c) + E_{c1} * \sigma_c / E_c * \phi_1$$

σ_c :合成後死荷重による応力度 (引張時は考慮しない。)

$$E_{c1} = E_c / (1 + \phi_1 / 2)$$

$$\phi_1 = 2$$

$$\therefore E_{c1} * \sigma_c / E_c * \phi_1 = \sigma_c$$

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Y_s$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= 1 / 14 * (0.0 * 10^3 / 183171 + 0.0 * 10^6 * -1195.8 / (30666700 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cL} &= 1 / 14 * (0.0 * 10^3 / 183171 + 0.0 * 10^6 * -935.8 / (30666700 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 183171 + 0.0 * 10^6 * -935.8 / (30666700 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 183171 + 0.0 * 10^6 * 1979.2 / (30666700 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

乾燥収縮による応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Y_c) + E_{c2} * \epsilon_s$$

(0.15L区間により、 P および $E_{c2} * \epsilon_s$ は考慮しない。)

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Y_s$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= 1 / 21 * (0.0 * 10^3 / 157115 + 0.0 * 10^6 * -1372.6 / (27201257 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 1 / 21 * (0.0 * 10^3 / 157115 + 0.0 * 10^6 * -1112.6 / (27201257 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 157115 + 0.0 * 10^6 * -1112.6 / (27201257 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 157115 + 0.0 * 10^6 * 1802.4 / (27201257 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

上フランジ許容応力度

- ・引張許容応力度

$$\sigma_{ta} = 255 \text{ N/mm}^2$$

- ・圧縮許容応力度

a) 合成前

$$A_w/A_c = 390.04 / 228.00 = 1.711 \leq 2$$

$$L/b = 600.00 / 40.00 = 15.000 > 5.0$$

$$\sigma_{ba} = 255 - 6.6 * (15.000 - 5.0) = 189 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cal} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = 189 \text{ N/mm}^2$$

b) 合成後

$$\sigma_{ca} = 255 \text{ N/mm}^2$$

下フランジ許容応力度

- ・引張許容応力度

$$\sigma_{ta} = 255 \text{ N/mm}^2$$

- ・圧縮許容応力度

$$A_w/A_c = 390.04 / 432.00 = 0.903 \leq 2$$

$$L/b = 600.00 / 60.00 = 10.000 > 5.0$$

$$\sigma_{ba} = 255 - 6.6 * (10.000 - 5.0) = 222 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cal} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = 222 \text{ N/mm}^2$$

応力度(コンクリートとの合成断面)

	床版上端 σ_{cu}	床版下端 σ_{cL}	上フランジ σ_{su}	下フランジ σ_{sL}
(1)合成前 Md1			171 < 319	-117 < 278
(2)合成後死 Md2	1.3	0.9	6	-24
(3)合成後活 ML1	-0.6	-0.4	-3	10
(4)温度差(鋼上昇)	3.4	3.4	0	0
(5)クリープ	0.0	0.0	0	0
(6)乾燥収縮	0.0	0.0	0	0
(A)主荷重: (1)+(2)+(3)	0.8 > 0.0	0.5 > 0.0	175	-131
				鋼断面にて抵抗
(B)主荷重: (A)+(5)+(6)	0.8 > 0.0	0.5 > 0.0	175	-131
				鋼断面にて抵抗
(C)主荷重+温度: (B)+(4)	4.2 > 0.0	4.0 > 0.0	175	-131
				鋼断面にて抵抗
(D)主荷重-温度: (B)-(4)	-2.7 < 9.9	-2.9 < 9.9	175 < 293	-131 < 255
(E)安全度の照査	-4.6 < 18.0	-4.2 < 18.0	231 < 450	-184 < 450
$\tau = (1490.5 + 438.3 + 1396.4) \times 10^3 / (390.04 \times 10^2) = 85 < 145$ $\kappa = (85 / 145)^2 + (175 / 293)^2 = 0.70 < 1.20$				
(3)' 合成後活 ML2	3.3	2.3	16	-61
(A)' 主荷重: (1)+(2)+(3)'	4.7 > 0.0	3.3 > 0.0	194	-203
				鋼断面にて抵抗
(B)' 主荷重: (A)'+(5)+(6)	4.7 > 0.0	3.3 > 0.0	194	-203
				鋼断面にて抵抗
(C)' 主荷重+温度: (B)'+(4)	8.1 > 0.0	6.7 > 0.0	194	-203
				鋼断面にて抵抗
(D)' 主荷重-温度: (B)'+(4)	1.2 > 0.0	-0.2	194	-203
				鋼断面にて抵抗

床版に引張が作用するので、床版コンクリートを考慮しない鋼断面(鉄筋断面+鋼桁断面)を抵抗断面として断面計算を行う。

合成後死荷重による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

$$\begin{aligned} \sigma_{du} &= -3886.4 \times 10^6 \times -1478.2 / (23844971 \times 10^4) = 24 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{dL} &= -3886.4 \times 10^6 \times -1333.2 / (23844971 \times 10^4) = 22 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= -3886.4 \times 10^6 \times -1275.7 / (23844971 \times 10^4) = 21 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= -3886.4 \times 10^6 \times 1639.3 / (23844971 \times 10^4) = -27 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

合成後活荷重 ML1 による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

$$\begin{aligned}\sigma_{du} &= 1669.4 \times 10^6 * -1478.2 / (23844971 \times 10^4) = -10 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{dL} &= 1669.4 \times 10^6 * -1333.2 / (23844971 \times 10^4) = -9 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 1669.4 \times 10^6 * -1275.7 / (23844971 \times 10^4) = -9 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 1669.4 \times 10^6 * 1639.3 / (23844971 \times 10^4) = 11 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

合成後活荷重 ML2 による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

$$\begin{aligned}\sigma_{du} &= -9825.8 \times 10^6 * -1478.2 / (23844971 \times 10^4) = 61 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{dL} &= -9825.8 \times 10^6 * -1333.2 / (23844971 \times 10^4) = 55 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= -9825.8 \times 10^6 * -1275.7 / (23844971 \times 10^4) = 53 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= -9825.8 \times 10^6 * 1639.3 / (23844971 \times 10^4) = -68 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

温度差による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$$\begin{aligned}\sigma_{du} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1478.2 / (23844971 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{dL} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1333.2 / (23844971 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1275.7 / (23844971 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * 1639.3 / (23844971 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

クリープによる応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$$\begin{aligned}\sigma_{du} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1478.2 / (23844971 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{dL} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1333.2 / (23844971 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * -1275.7 / (23844971 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 0.0 \times 10^3 / 139699 + 0.0 \times 10^6 * 1639.3 / (23844971 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

乾燥収縮による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$\sigma_{du} = 0.0 * 10^3 / 139699 + 0.0 * 10^6 * -1478.2 / (23844971 * 10^4)$
 $= 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{dL} = 0.0 * 10^3 / 139699 + 0.0 * 10^6 * -1333.2 / (23844971 * 10^4)$
 $= 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 139699 + 0.0 * 10^6 * -1275.7 / (23844971 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 139699 + 0.0 * 10^6 * 1639.3 / (23844971 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$

応力度(鉄筋と鋼桁断面の合成)

	鉄筋上 σ_{du}	鉄筋下 σ_{dL}	上フランジ σ_{su}	下フランジ σ_{sL}
(1)合成前 Md1			171 < 319	-117 < 278
(2)合成後死 Md2	24	22	21	-27
(3)合成後活 ML1	-10	-9	-9	11
(4)温度差(鋼上昇)	0	0	0	0
(5)クリープ	0	0	0	0
(6)乾燥収縮	0	0	0	0
(A)主荷重: (1)+(2)+(3)	14	12	183 < 255	-133 < 222
(B)主荷重: (A)+(5)+(6)	14	12	183 < 255	-133 < 222
(C)主荷重+温度: (B)+(4)	14	12	183 < 293	-133 < 255
(D)主荷重-温度: (B)-(4)	14	12	183	-133
(E)安全度の照査	31 < 295	28 < 295	250 < 450	-187 < 450
$\tau = (1490.5 + 438.3 + 1396.4) * 10^3 / (390.04 * 10^2) =$			85 < 145	
$\kappa = (85 / 145)^2 + (183 / 255)^2 =$			0.86 < 1.20	

(3)'合成後活 ML2	61	55	53	-68
(A)'主荷重: (1)+(2)+(3)'	85	77	245 < 255	-212 < 222
(B)'主荷重: (A)'+(5)+(6)	85	77	245 < 255	-212 < 222
(C)'主荷重+温度: (B)'+(4)	85	77	245 < 293	-212 < 255
(D)'主荷重-温度: (B)'-(4)	85	77	245 < 293	-212 < 255
(E)'安全度の照査	153 < 295	138 < 295	355 < 450	-323 < 450
$\tau = (1490.5 + 438.3 + -146.8) * 10^3 / (390.04 * 10^2) =$			46 < 145	
$\kappa = (46 / 145)^2 + (245 / 255)^2 =$			1.02 < 1.20	

② 中央支間中央 { G- 1 C11(S-0) }

同一グループの断面

G- 1 C11(S-1), G- 1 C11(S-4), G- 1 C11(S-5), G- 1 C11(S-6), G- 1 C11(S-7),
 G- 1 C11(S-8), G- 1 C11(S-9), G- 2 C11(S-0), G- 2 C11(S-1), G- 2 C11(S-2),
 G- 2 C11(S-3), G- 2 C11(S-4), G- 2 C11(S-5), G- 2 C11(S-8), G- 2 C11(S-9)

断面力および計算条件

合成前死荷重 Md1 = 7364.3 kN・m S = 0.0 kN

合成後死荷重 Md2 = 2688.6 kN・m S = 0.0 kN

合成後活荷重 ML1 = 10797.2 kN・m S = 498.2 kN

ML2 = -2480.4 kN・m S = -498.2 kN

固定点間距離 L = 6.000 m 床版全幅= 5750mm ハンチ高= 0.0mm $\sigma_{ck}=30.0 \text{ N/mm}^2$

断面諸量

			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	I(cm ⁴)	
1-SLB	5488 *260		14268.8	-158.00	-2254470	357010132	
43.0- D19			123.20	-165.25	-20358	3364155	
114. - D19			329.19	-150.75	-49625	7480994	
1-UFLG	PL 400 * 29(SM490Y)		116.00	-143.55	-16652	2390366	
1-WEB	PL 2842 * 14(SM490Y)		397.88	0.00	0	2678052	
1-LFLG	PL 600 * 51(SM520-H)		306.00	144.65	44263	6402628	
		合成前	合成後	n=7	n=14	n=21	鋼+鉄筋
A : 断面積		819.88	2858.28	1839.08	1499.35	1272.26	
E : 重心位置		33.68	-103.02	-72.55	-53.19	-33.30	
I : 剛度		10541187	32138029	27292168	24230211	20905018	
dc : 重心～床版中心		--	-54.98	-85.45	-104.81		
Ycu: 重心～床版上面		--	-67.98	-98.45	-117.81	-131.95	
YcL: 重心～床版下面		--	-41.98	-72.45	-91.81	-117.45	
Ysu: 重心～上フランジ 上端		-178.68	-41.98	-72.45	-91.81	-111.70	
YsL: 重心～下フランジ 下端		113.52	250.22	219.75	200.39	180.50	

合成前死荷重による応力度

$$\sigma_{su} = 7364.3 \times 10^6 * -1786.8 / (10541187 \times 10^4) = -125 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 7364.3 \times 10^6 * 1135.2 / (10541187 \times 10^4) = 79 \text{ N/mm}^2$$

合成後死荷重による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (2688.6 * 10^6 * -679.8 / (32138029 * 10^4)) = -0.8 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (2688.6 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4)) = -0.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 2688.6 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4) = -4 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 2688.6 * 10^6 * 2502.2 / (32138029 * 10^4) = 21 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

合成後活荷重 ML1 による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (10797.2 * 10^6 * -679.8 / (32138029 * 10^4)) = -3.3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (10797.2 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4)) = -2.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= 10797.2 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4) = -14 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= 10797.2 * 10^6 * 2502.2 / (32138029 * 10^4) = 84 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

合成後活荷重 ML2 による応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (-2480.4 * 10^6 * -679.8 / (32138029 * 10^4)) = 0.7 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cL} &= 1 / 7 * (-2480.4 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4)) = 0.5 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{su} &= -2480.4 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4) = 3 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{sL} &= -2480.4 * 10^6 * 2502.2 / (32138029 * 10^4) = -19 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

温度差・クリープ・乾燥収縮による断面力

温度差	P =	0.0 kN	M =	0.0 kN・m
クリープ	P =	0.0 kN	M =	0.0 kN・m
乾燥収縮	P =	0.0 kN	M =	0.0 kN・m

温度差による応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Y_c) - E_c * \epsilon_t$$

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Y_s$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cu} &= 1 / 7 * (0.0 * 10^3 / 285828 + 0.0 * 10^6 * -679.8 / (32138029 * 10^4)) \\ &\quad + 2.857 * 10^4 * 12 * 10^{-6} * 10 = 3.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cL} &= 1 / 7 * (0.0 * 10^3 / 285828 + 0.0 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4)) \\ &\quad + 2.857 * 10^4 * 12 * 10^{-6} * 10 = 3.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 285828 + 0.0 * 10^6 * -419.8 / (32138029 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 285828 + 0.0 * 10^6 * 2502.2 / (32138029 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

クリープによる応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Yc) + Ec1 * \sigma c / Ec * \phi 1$$

σc :合成後死荷重による応力度 (引張時は考慮しない。)

$$Ec1 = Ec / (1 + \phi 1 / 2)$$

$$\phi 1 = 2$$

$$\therefore Ec1 * \sigma c / Ec * \phi 1 = \sigma c$$

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Ys$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= 1 / 14 * (0.0 * 10^3 / 183908 + 0.0 * 10^6 * -984.5 / (27292168 * 10^4)) \\ &+ 0.8 = 0.8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cL} &= 1 / 14 * (0.0 * 10^3 / 183908 + 0.0 * 10^6 * -724.5 / (27292168 * 10^4)) \\ &+ 0.5 = 0.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 183908 + 0.0 * 10^6 * -724.5 / (27292168 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 183908 + 0.0 * 10^6 * 2197.5 / (27292168 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

乾燥収縮による応力度

$$\text{床版応力度: } \sigma = 1/n * (P/A + M/I * Yc) + Ec2 * \epsilon s$$

(0.15L区間により、 P および $Ec2 * \epsilon s$ は考慮しない。)

$$\text{鋼桁応力度: } \sigma = P/A + M/I * Ys$$

$$\begin{aligned} \sigma_{cu} &= 1 / 21 * (0.0 * 10^3 / 149935 + 0.0 * 10^6 * -1178.1 / (24230211 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= 1 / 21 * (0.0 * 10^3 / 149935 + 0.0 * 10^6 * -918.1 / (24230211 * 10^4)) \\ &= 0.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 149935 + 0.0 * 10^6 * -918.1 / (24230211 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 149935 + 0.0 * 10^6 * 2003.9 / (24230211 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

上フランジ許容応力度

- ・引張許容応力度

$$\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

- ・圧縮許容応力度

a) 合成前

$$A_w/A_c = 397.88 / 116.00 = 3.430 > 2$$

$$K*L/b = \sqrt{(3 + 397.88 / (2 * 116.00))} * 600.0 / 40.0 = 32.571 > 7$$

$$\sigma_{ba} = 210 - 2.3 * (32.571 - 7) = 151 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = 151 \text{ N/mm}^2$$

b) 合成後

$$\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

下フランジ許容応力度

- ・引張許容応力度

$$\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

- ・圧縮許容応力度

$$A_w/A_c = 397.88 / 306.00 = 1.300 \leq 2$$

$$L/b = 600.00 / 60.00 = 10.000 > 3.5$$

$$\sigma_{ba} = 210 - 4.6 * (10.000 - 3.5) = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \sigma_{ca} = 180 \text{ N/mm}^2$$

応力度(コンクリートとの合成断面)

	床版上端 σ_{cu}	床版下端 σ_{cL}	上フランジ σ_{su}	下フランジ σ_{sL}
(1)合成前 Md1			-125 < 189	79 < 263
(2)合成後死 Md2	-0.8	-0.5	-4	21
(3)合成後活 ML1	-3.3	-2.0	-14	84
(4)温度差(鋼上昇)	3.4	3.4	0	0
(5)クリープ	0.8	0.5	0	0
(6)乾燥収縮	0.0	0.0	0	0
(A)主荷重: (1)+(2)+(3)	-4.1 < 8.6	-2.5 < 8.6	-142 < 210	184 < 210
(B)主荷重: (A)+(5)+(6)	-3.3 < 8.6	-2.0 < 8.6	-142 < 242	184 < 210
(C)主荷重+温度: (B)+(4)	0.2 > 0.0	1.4 > 0.0	-142	184

鋼断面にて抵抗

(D)主荷重-温度: (B)-(4)	-6.7 < 9.9	-5.4 < 9.9	-142 < 273	184 < 242
(E)安全度の照査	-11.0 < 18.0	-8.1 < 18.0	-195 < 355	298 < 355

$$\tau = (0.0 + 0.0 + 498.2) \times 10^3 / (397.88 \times 10^2) = 13 < 120$$

$$\kappa = (13 / 120)^2 + (184 / 210)^2 = 0.78 < 1.20$$

(3)' 合成後活 ML2	0.7	0.5	3	-19
(A)' 主荷重: (1)+(2)+(3)'	-0.1 < 8.6	-0.0 < 8.6	-125 < 210	81 < 210
(B)' 主荷重: (A)'+(5)+(6)	0.7 > 0.0	0.5 > 0.0	-125	81

鋼断面にて抵抗

(C)' 主荷重+温度: (B)'+(4)	4.2 > 0.0	3.9 > 0.0	-125	81
-----------------------	-----------	-----------	------	----

鋼断面にて抵抗

(D)' 主荷重-温度: (B)'+(4)	-2.7 < 9.9	-3.0 < 9.9	-125 < 273	81 < 242
(E)' 安全度の照査	-4.5 < 18.0	-4.1 < 18.0	-167 < 355	130 < 355

$$\tau = (0.0 + 0.0 - 498.2) \times 10^3 / (397.88 \times 10^2) = -13 < 120$$

$$\kappa = (-13 / 120)^2 + (-125 / 210)^2 = 0.37 < 1.20$$

床版に引張が作用するので、床版コンクリートを考慮しない鋼断面（鉄筋断面+鋼桁断面）を抵抗断面として断面計算を行う。

合成後死荷重による応力度（鉄筋と鋼桁断面の合成）

$$\sigma_{du} = 2688.6 \times 10^6 \times -1319.5 / (20905018 \times 10^4) = -17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{dL} = 2688.6 \times 10^6 \times -1174.5 / (20905018 \times 10^4) = -15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{su} = 2688.6 \times 10^6 \times -1117.0 / (20905018 \times 10^4) = -14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 2688.6 \times 10^6 \times 1805.0 / (20905018 \times 10^4) = 23 \text{ N/mm}^2$$

合成後活荷重 ML1 による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

$$\sigma_{du} = 10797.2 \times 10^6 * -1319.5 / (20905018 \times 10^4) = -68 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{dL} = 10797.2 \times 10^6 * -1174.5 / (20905018 \times 10^4) = -61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{su} = 10797.2 \times 10^6 * -1117.0 / (20905018 \times 10^4) = -58 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 10797.2 \times 10^6 * 1805.0 / (20905018 \times 10^4) = 93 \text{ N/mm}^2$$

合成後活荷重 ML2 による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

$$\sigma_{du} = -2480.4 \times 10^6 * -1319.5 / (20905018 \times 10^4) = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{dL} = -2480.4 \times 10^6 * -1174.5 / (20905018 \times 10^4) = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{su} = -2480.4 \times 10^6 * -1117.0 / (20905018 \times 10^4) = 13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = -2480.4 \times 10^6 * 1805.0 / (20905018 \times 10^4) = -21 \text{ N/mm}^2$$

温度差による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$$\begin{aligned} \sigma_{du} &= 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1319.5 / (20905018 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{dL} &= 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1174.5 / (20905018 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1117.0 / (20905018 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * 1805.0 / (20905018 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

クリープによる応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$$\begin{aligned} \sigma_{du} &= 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1319.5 / (20905018 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{dL} &= 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1174.5 / (20905018 \times 10^4) \\ &= 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{su} = 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * -1117.0 / (20905018 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sL} = 0.0 \times 10^3 / 127226 + 0.0 \times 10^6 * 1805.0 / (20905018 \times 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$$

乾燥収縮による応力度 (鉄筋と鋼桁断面の合成)

鉄筋応力度 : $\sigma = P/A + M/I * Y_c$

鋼桁応力度: $\sigma = P/A + M/I * Y_s$

$\sigma_{du} = 0.0 * 10^3 / 127226 + 0.0 * 10^6 * -1319.5 / (20905018 * 10^4)$
 $= 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{dL} = 0.0 * 10^3 / 127226 + 0.0 * 10^6 * -1174.5 / (20905018 * 10^4)$
 $= 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{su} = 0.0 * 10^3 / 127226 + 0.0 * 10^6 * -1117.0 / (20905018 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{sL} = 0.0 * 10^3 / 127226 + 0.0 * 10^6 * 1805.0 / (20905018 * 10^4) = 0 \text{ N/mm}^2$

応力度(鉄筋と鋼桁断面の合成)

	鉄筋上 σ_{du}	鉄筋下 σ_{dL}	上フランジ σ_{su}	下フランジ σ_{sL}
(1)合成前 Md1			-125 < 189	79 < 263
(2)合成後死 Md2	-17	-15	-14	23
(3)合成後活 ML1	-68	-61	-58	93
(4)温度差(鋼上昇)	0	0	0	0
(5)クリープ	0	0	0	0
(6)乾燥収縮	0	0	0	0
(A)主荷重: (1)+(2)+(3)	-85	-76	-197	196
(B)主荷重: (A)+(5)+(6)	-85	-76	-197	196
(C)主荷重+温度: (B)+(4)	-85(圧縮)	-76(圧縮)	-197 < 273	196 < 242
(D)主荷重-温度: (B)-(4)	-85	-76	-197	196
(E)安全度の照査	-158 < 295	-141 < 295	-296 < 355	320 < 355
$\tau = (0.0 + 0.0 + 498.2) * 10^3 / (397.88 * 10^2) = 13 < 120$				
$\kappa = (13 / 120)^2 + (196 / 242)^2 = 0.67 < 1.20$				

(3)' 合成後活 ML2	16	14	13	-21
(A)' 主荷重: (1)+(2)+(3)'	-1	-1	-126	81
(B)' 主荷重: (A)'+(5)+(6)	-1(圧縮)	-1(圧縮)	-126 < 242	81 < 210
(C)' 主荷重+温度: (B)'+(4)	-1(圧縮)	-1(圧縮)	-126 < 273	81 < 242
(D)' 主荷重-温度: (B)'-(4)	-1	-1	-126	81
(E)' 安全度の照査	31 < 295	28 < 295	-181 < 355	133 < 355
$\tau = (0.0 + 0.0 - 498.2) * 10^3 / (397.88 * 10^2) = -13 < 120$				
$\kappa = (-13 / 120)^2 + (-126 / 242)^2 = 0.28 < 1.20$				

2) 鋼桁断面 計算結果(抜粋)

① 中間支点 { G- 2 P1(S-3) }

同一グループの断面

G- 1 P1(S-2), G- 1 P1(S-3), G- 2 P1(S-2)

断面力および計算条件

(正モーメント) $M = -12625.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S = 1407.6 \text{ kN}$

(負モーメント) $M = -14221.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $S = 1216.5 \text{ kN}$

固定点間距離 $L = 6.000 \text{ m}$

断面諸量

			A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I (cm ⁴)
1-UFLG	PL	400 * 57 (SM570-H)	228.00	-142.15	-32410	4607110
1-WEB	PL	2786 * 14 (SM570)	390.04	0.00	0	2522842
1-LFLG	PL	600 * 72 (SM570-H)	432.00	142.90	61733	8821617

1050.04

29323 15951569

$E = 29323/1050.04 = 27.93 \text{ cm}$

$I = 15951569 - 1050.04 * 27.93^2 = 15132729 \text{ cm}^4$

$Y_u = -172.93 \text{ cm}$, $Y_L = 118.57 \text{ cm}$

* 正モーメント部

許容曲げ応力度

・LFLG

横倒れ座屈による許容応力度

$$A_w/A_c = 390.04 / 432.00 = 0.903 < 2$$

$$L/b = 600.00 / 60.00 = 10.000 > 5.0$$

$$\sigma_{ba} = 255 - 6.6 * (10.000 - 5.0) = 222 \text{ N/mm}^2$$

局部座屈による許容応力度

$$\sigma_{cal} = 255 \text{ N/mm}^2$$

許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 222 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度

$$\sigma_u = -12625.0 * 10^6 * -1729.3 / (15132729 * 10^4) = 144 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_L = -12625.0 * 10^6 * 1185.7 / (15132729 * 10^4) = -99 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 222 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = 1407.6 * 10^3 / 39004 = 36 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 145 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\kappa = (140 / 255)^2 + (36 / 145)^2 = 0.36 < 1.2$$

*** 負モーメント部**

許容曲げ応力度

・LFLG

横倒れ座屈による許容応力度

$$A_w/A_c = 390.04 / 432.00 = 0.903 \leq 2$$

$$L/b = 600.00 / 60.00 = 10.000 > 5.0$$

$$\sigma_{ba} = 255 - 6.6 * (10.000 - 5.0) = 222 \text{ N/mm}^2$$

局部座屈による許容応力度

$$\sigma_{ca1} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容曲げ圧縮応力度 } \sigma_{ca} = 222 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_u = -14221.0 * 10^6 * -1729.3 / (15132729 * 10^4) = 163 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 255 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_L = -14221.0 * 10^6 * 1185.7 / (15132729 * 10^4) = -111 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 222 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = 1216.5 * 10^3 / 39004 = 31 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 145 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\kappa = (157 / 255)^2 + (31 / 145)^2 = 0.43 < 1.2$$

② 中央支間中央 { G- 1 C11(S-3) }

同一グループの断面

G- 1 C11(S-2), G- 2 C11(S-2), G- 2 C11(S-3)

断面力および計算条件

(正モーメント) M = 7133.3 kN·m S = 48.0 kN
 (負モーメント) M = 5665.5 kN·m S = -48.0 kN
 固定点間距離 L = 6.000 m

断面諸量

			A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	I (cm ⁴)
1-UFLG	PL	400 * 29 (SM490Y)	116.00	-143.55	-16652	2390366
1-WEB	PL	2842 * 14 (SM490Y)	397.88	0.00	0	2678052
1-LFLG	PL	600 * 51 (SM520-H)	306.00	144.65	44263	6402628

$$E = 27611 / 819.88 = 33.68 \text{ cm}$$

$$I = 11471046 - 819.88 * 33.68^2 = 10541187 \text{ cm}^4$$

$$Y_u = -178.68 \text{ cm}, \quad Y_L = 113.52 \text{ cm}$$

* 正モーメント部

許容曲げ応力度

・UFLG

横倒れ座屈による許容応力度

$$A_w/A_c = 397.88 / 116.00 = 3.430 > 2$$

$$K*L/b = \sqrt{(3 + 397.88 / (2 * 116.00))} * 600.0 / 40.0 = 32.571 > 7$$

$$\sigma_{ba} = 210 - 2.3 * (32.571 - 7) = 151 \text{ N/mm}^2$$

局部座屈による許容応力度

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 151 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度

$$\sigma_u = 7133.3 * 10^6 * -1786.8 / (10541187 * 10^4) = -121 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 151 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_L = 7133.3 * 10^6 * 1135.2 / (10541187 * 10^4) = 77 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = 48.0 * 10^3 / 39788 = 1 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\kappa = (-119 / 210)^2 + (1 / 120)^2 = 0.32 < 1.2$$

*** 負モーメント部**

許容曲げ応力度

・UFLG

横倒れ座屈による許容応力度

$$Aw/Ac = 397.88 / 116.00 = 3.430 > 2$$

$$K*L/b = \sqrt{(3 + 397.88 / (2 * 116.00))} * 600.0 / 40.0 = 32.571 > 7$$

$$\sigma_{ba} = 210 - 2.3 * (32.571 - 7) = 151 \text{ N/mm}^2$$

局部座屈による許容応力度

$$\sigma_{ca1} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容曲げ圧縮応力度 } \sigma_{ca} = 151 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_u = 5665.5 * 10^6 * -1786.8 / (10541187 * 10^4) = -96 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 151 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_L = 5665.5 * 10^6 * 1135.2 / (10541187 * 10^4) = 61 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = -48.0 * 10^3 / 39788 = 1 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

合成応力度

$$\kappa = (-94 / 210)^2 + (1 / 120)^2 = 0.20 < 1.2$$

4.6 FEM解析による検証

一般に合成桁橋の床版打替えにおいては、片側交通状態で床版撤去を行うと、打替え境界付近の主桁は合成されるべき床版がない状態で隣接される床版に載荷された活荷重を載荷することになり、この時、応力集中の発生や不安定となって横倒れ座屈を起こす可能性があることが知られている。

そこで、局所的な応力の状況と安定性などを確認する目的で、3次元FEM解析を実施した。

(1) モデル化方法

- ①本検討では全橋（3径間）をモデル化対象範囲とする。
- ②切り欠き部は中央径間の中心付近で橋軸方向6m×橋軸直角方向5mの範囲とする。
- ③床版の撤去は底鋼板も含めて実施する。
- ④床版はRC断面として考慮する。
- ⑤床版コンクリートと主桁上フランジ間は剛結合とする。
- ⑥本橋梁は直線橋とし、横断・縦断勾配は考慮しない。
- ⑦鋼部材はシェル要素、床版コンクリートはソリッド要素でモデル化する。
- ⑧解析は線形材料を用いた弾性解析とする。

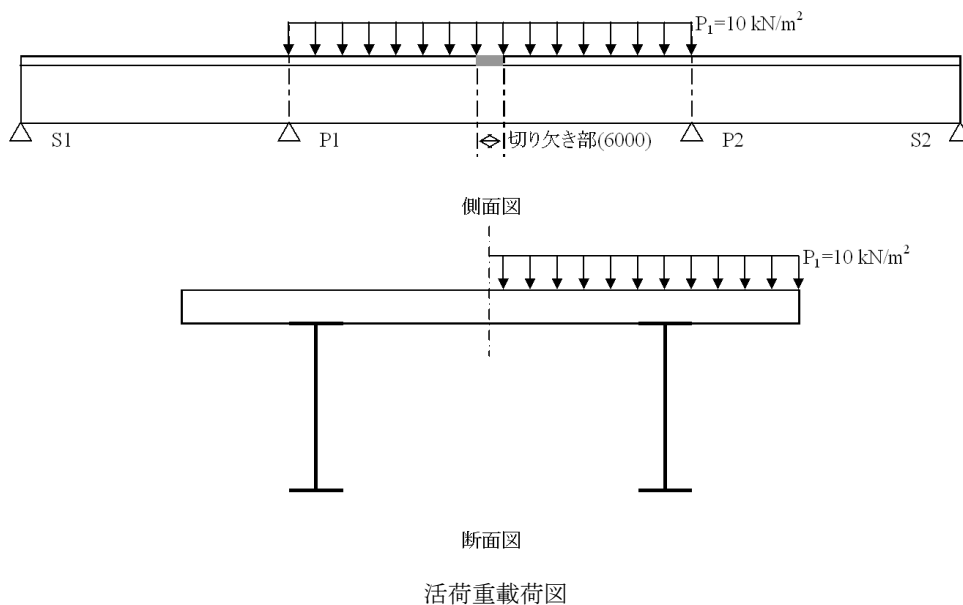
(2) 材料特性

本検討で適用する材料特性は下記とする。

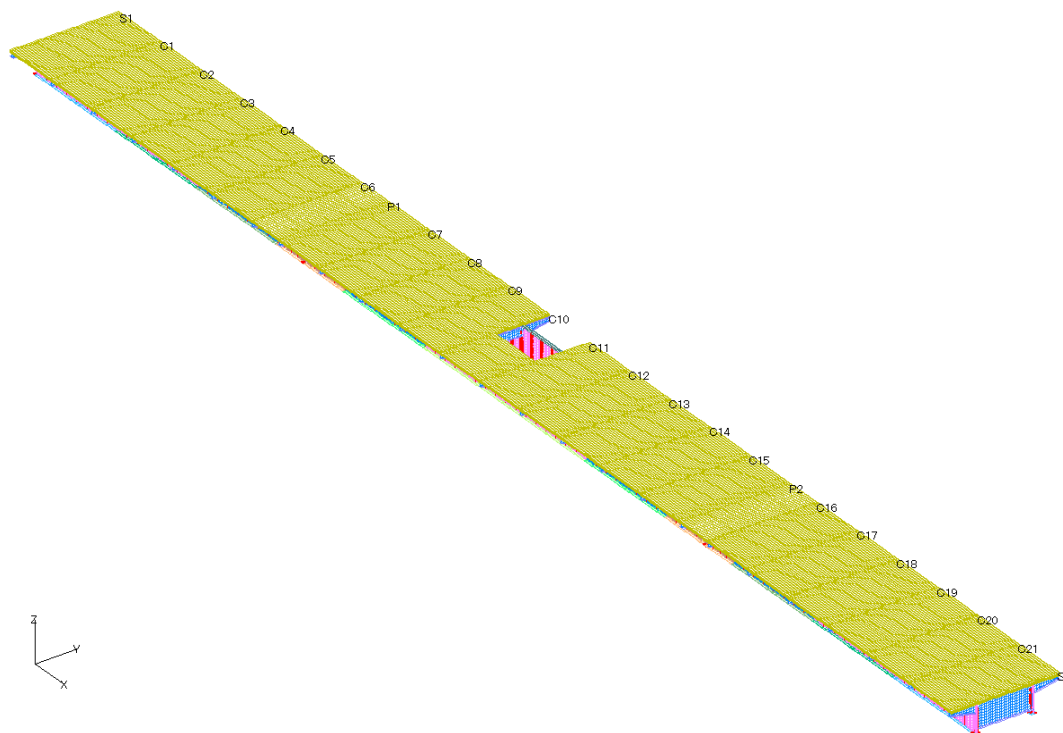
部位	弾性係数 kN/m ²	ポアソン比	単位体積重量 kN/m ³
鋼材	2.0×10 ⁸	0.3	77.0
コンクリート	3.0×10 ⁷	0.167	27.5

(3) 荷重条件

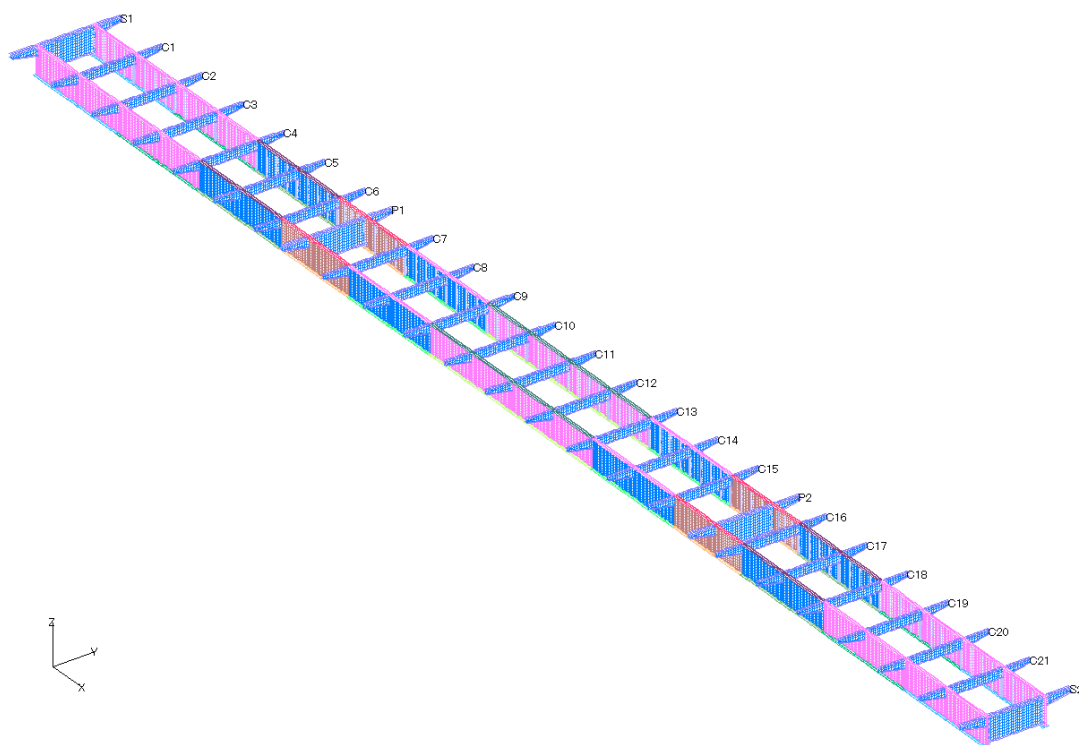
- ①コンクリート重量および鋼材重量は、FEM 要素（シェル・ソリッド要素）に「物体力（単位体積重量）」として適用する。
- ②切り欠き部に打設するコンクリート重量は、切り欠き範囲の主桁・横桁ウェブ軸線上に「ライン荷重」で載荷する。
- ③活荷重は、以下のように載荷する。
橋軸方向：中央径間全体（P1 支点～P2 支点間）に P1 荷重を全載荷する。
橋軸直角方向：切り欠きを行わない側に対して P1 荷重を全載荷する。



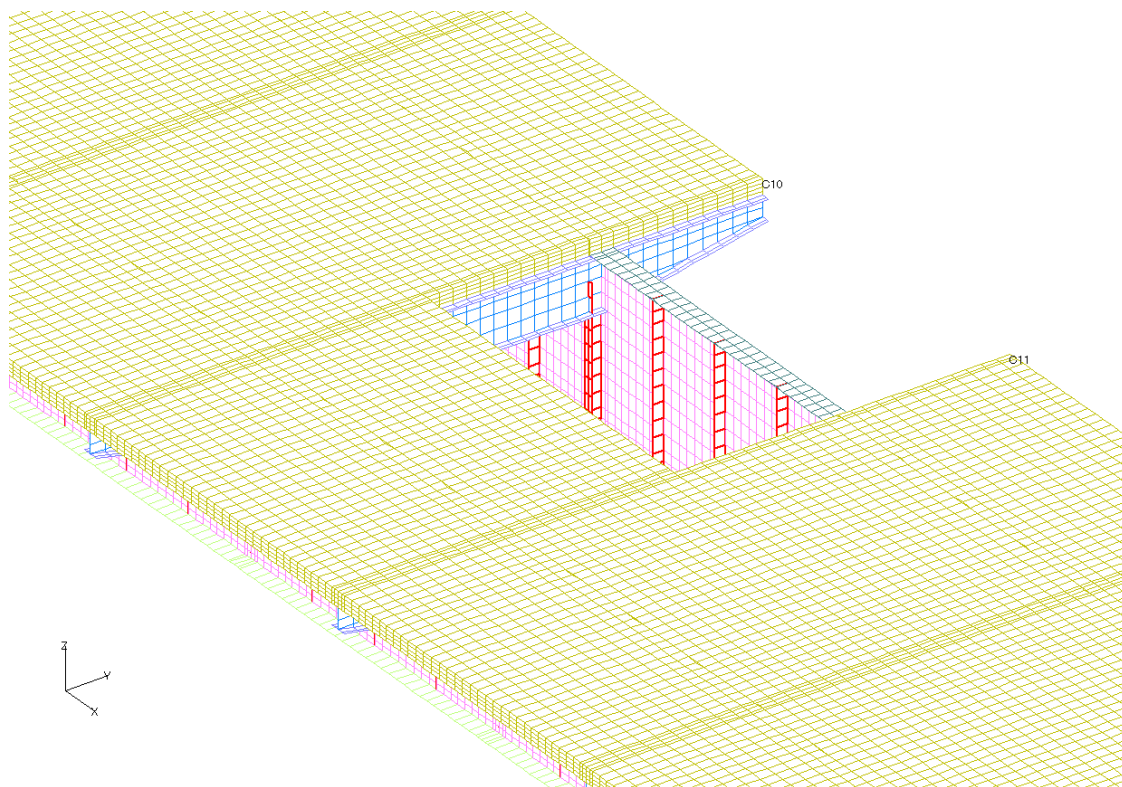
(4) 解析モデル



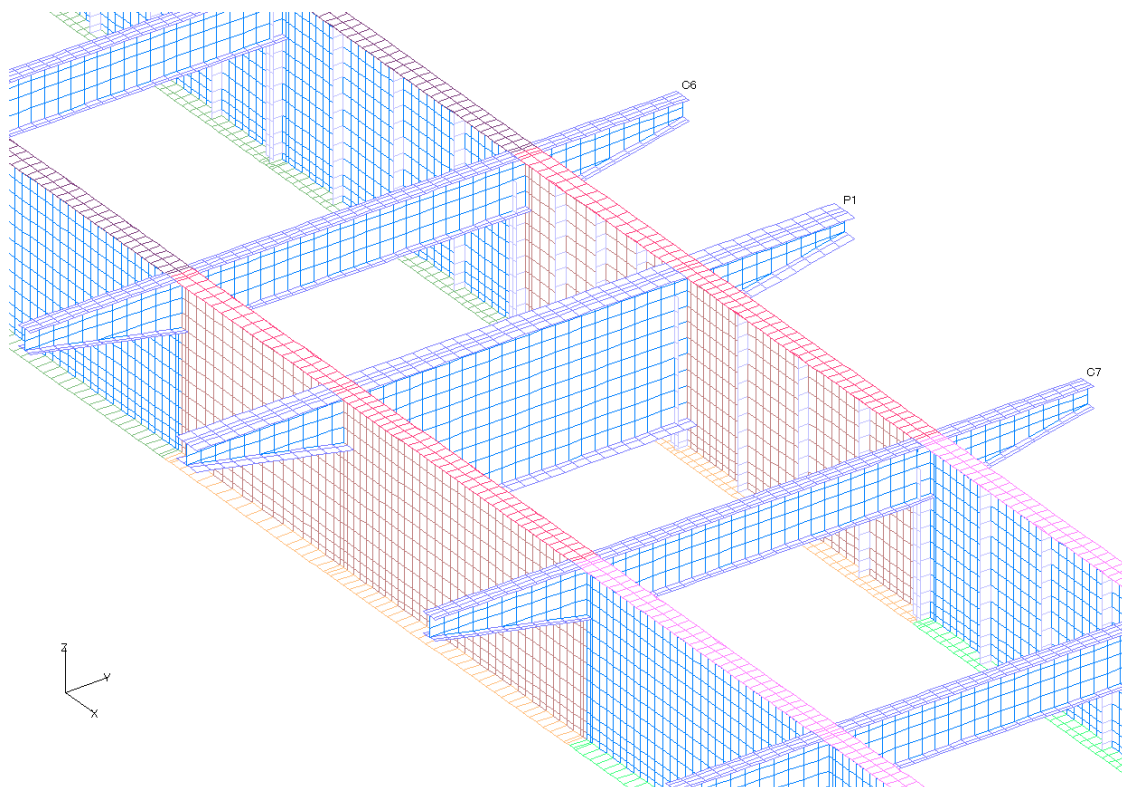
形状図 (全体)



形状図 (床版コンクリート非表示)

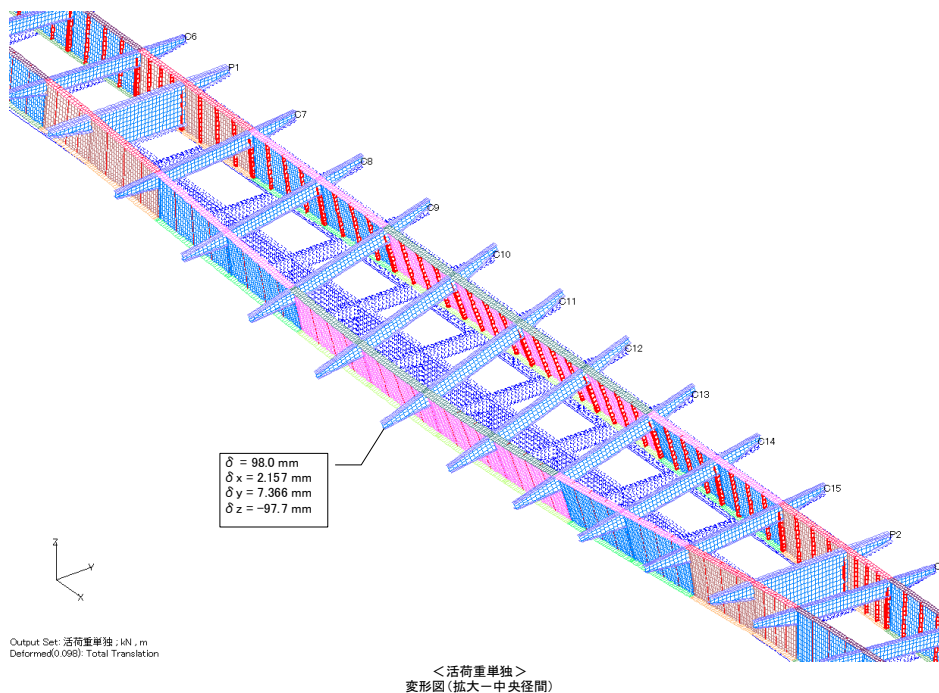
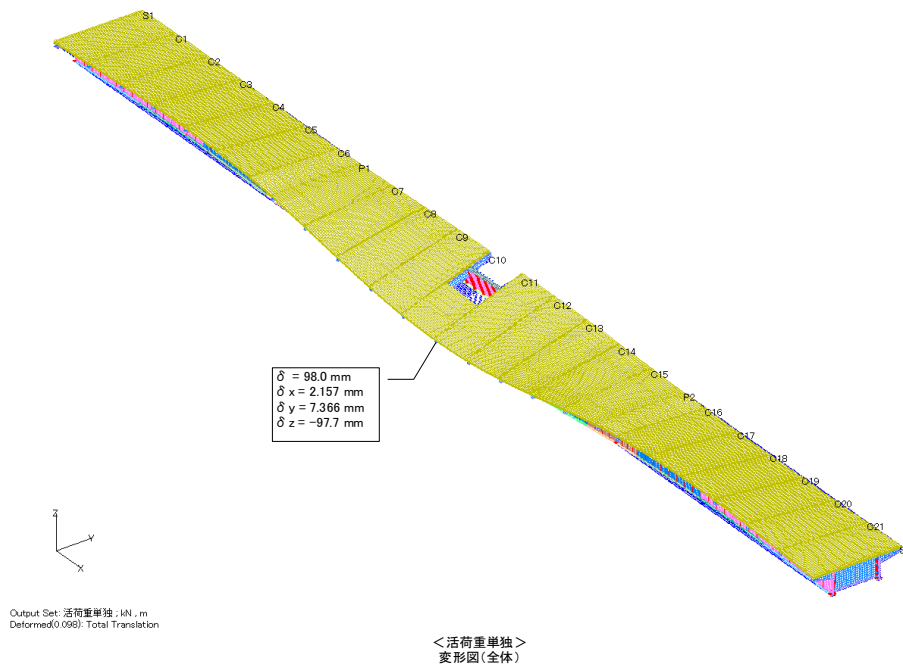


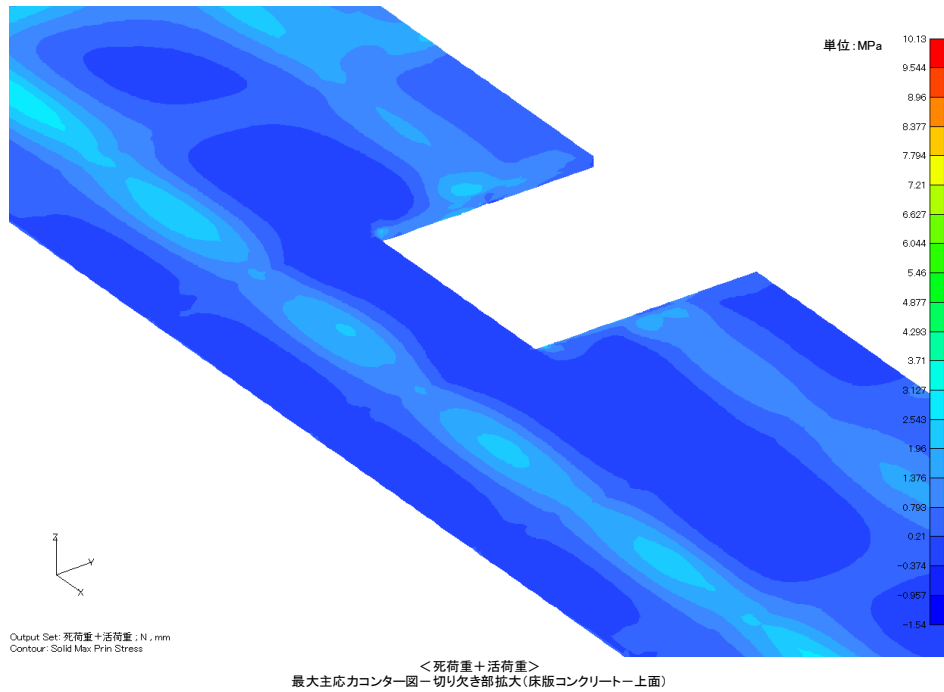
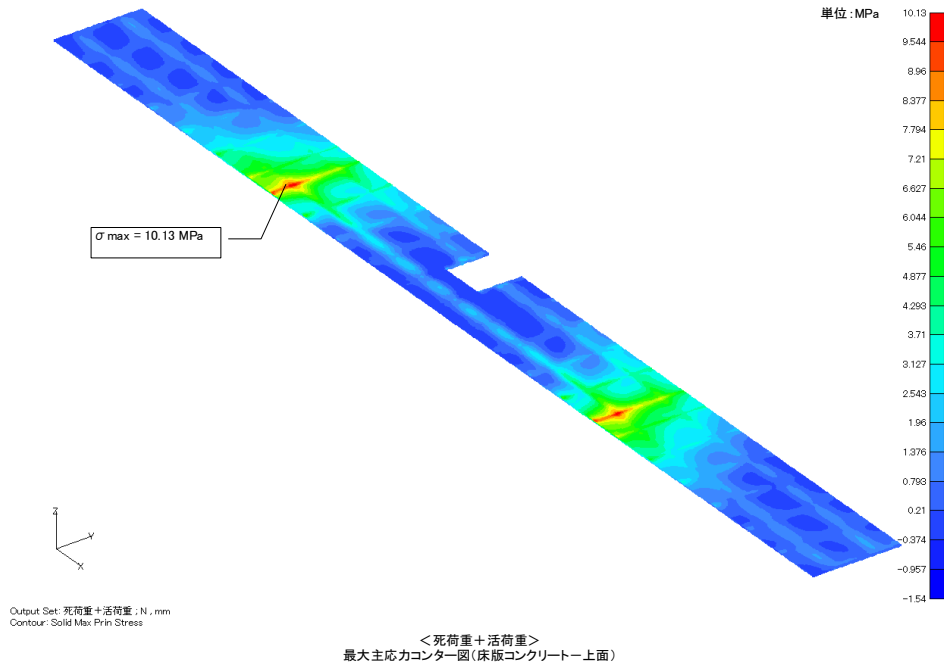
形状図 (拡大)

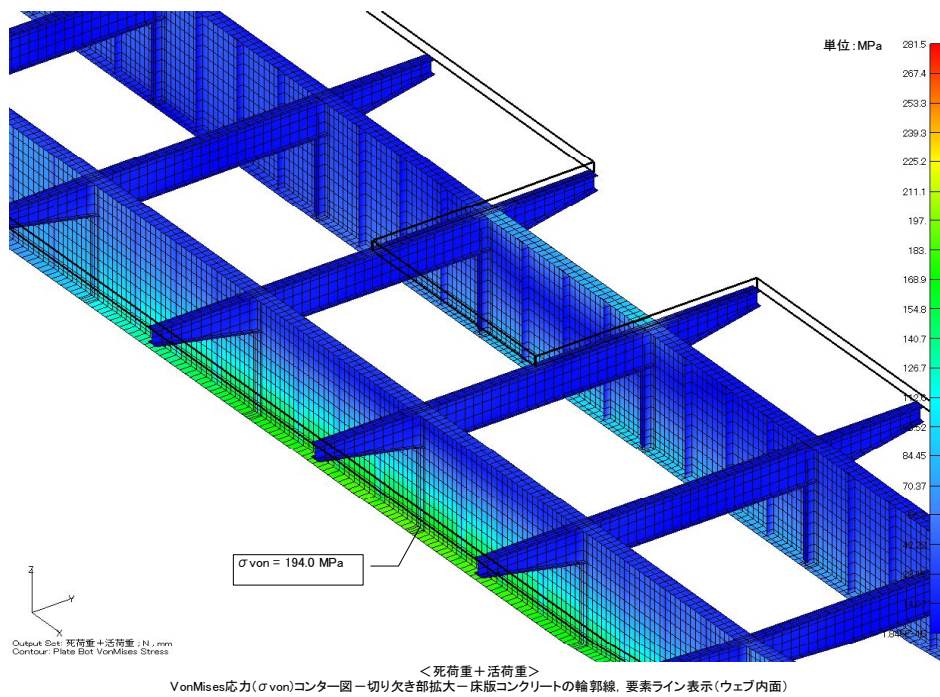
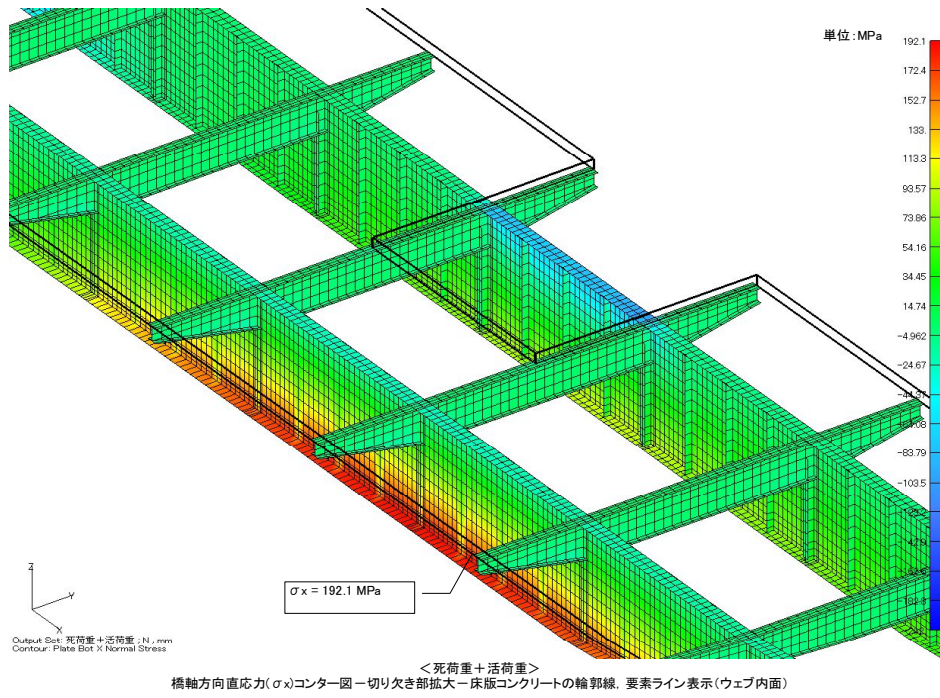


形状図 (拡大: 床版コンクリート非表示)

(5) 解析結果







(6) 考察と課題

①変形図

活荷重満載により、ブラケット先端の鉛直方向に 97.7mm のたわみが発生している。この時、主桁上では鉛直方向には 69mm のたわみが発生しているが、支間長は 60m であるので、活荷重たわみの許容値 $60000/500=120\text{mm}$ は満足している。

但し、横断面形状で考えると、主桁上とブラケット先端で 29mm の相対変位が発生しているため、ブラケットの張り出し長 2750mm を考慮すると、 $29/2750=0.011$ となり、横断勾配として 1.1%程度の勾配が付加されることになる。実際の施工時には、速度制限などの処置がされることを考慮すれば、実用上問題ないと考えられるが、通行の安全上、ブラケットの細部構造などで、この変位を抑える検討を実施することが望ましいと考えられる。

②最大主応力（コンクリート上面）

死荷重+活荷重満載により、中間支点上で 10.13N/mm^2 (10.13Mpa) の主応力が発生している。仮にコンクリートの設計基準強度を $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (30Mpa) とすれば、本検討でのひび割れ発生限界は、 $1.7\sim 2.2\text{N/mm}^2$ (1.7~2.2 Mpa) と予測され、この状態では、コンクリートにひび割れが発生していると考えられる。連続合成桁として設計するときには、主桁作用を分担する鉄筋に十分な検討が必要である。

一方、床版切り欠き部においては、応力集中などは見られず、円滑に力が流れていると考えられる。

③橋軸方向直応力 (σ_x) および相当応力 (VonMises)

死荷重+活荷重満載により、中央径間の支間中央部における床版切り欠き部の下フランジで 192.1N/mm^2 (192.1Mpa) の主応力が発生している。使用鋼材の許容応力度は 210N/mm^2 (210 Mpa) であり、特に問題はないと考えられる。

以上のことから、本構造において鋼材部分には特に問題がないと考えられる。

4.7 経済性の比較

今回提案した「床版取替え可能な合成桁」について、その経済性を検討する。

比較対象

- ①非合成桁：合成床版を有する連続非合成鉄桁
- ②合成桁：合成床版を有する連続合成鉄桁
- ③提案構造：橋軸方向を床版支間とする合成床版を有する連続合成鉄桁

下記に鋼重ベースによる数量比較一覧表を示す。

		非合成桁	合成桁	提案構造
鋼重	SM400 (t)	58.25	58.25	81.25
	SM490 (t)	65.161	48.558	48.558
	SM570 (t)	157.266	139.907	139.907
	合計 (t)	280.677	246.715	269.715
鋼重比(合成桁を基準)		114%	100%	109%
鋼重比(非合成桁を基準)		100%	88%	96%

各ケースにおける鋼重の比較（概略ベース）

今回の試設計条件においては、合成桁は非合成桁に対して鋼重ベースで約 12%経済的となり、提案構造は約 4%程度経済的となることが分かった。これは、提案構造の断面は合成桁と同じであるものの、横桁ブラケットや補剛桁が必要となる分鋼重が増加するためである。それでも、今回提案した構造が経済的にも十分成立しうる結果であると考えられる。

4.8 今後の課題

今回、提案する構造であれば、従来の合成桁に対して約 10%のコストアップで、万が一床版に損傷があった場合においても全面通行止めをすることなく床版の取替えをすることが可能となる。また、非合成桁と比較すれば、約 5%程度経済的となっており、今後、十分検討の価値があることが示された。

しかしながら、まだ検討すべき事項は多く、本ワーキンググループにおいて今後の課題であると思われた項目を以下に示す。

- ・ 縦使いする床版の設計法の確立
- ・ 床版取替え時の底鋼板の取り扱い。
- ・ ねじりの影響を考慮した主桁と横桁の結合部における構造細目の検討
- ・ 負曲げ部の床版ひび割れに対する制御方法
- ・ 床版取替え時に発生する支承部の負反力対策
- ・ 施工期間中の仮防護柵など、施工時の細部検討 など

今後、本ワーキンググループでの成果が同様の検討を行う研究者の一助になれば幸いである。

以 上

第3編 合成桁の限界状態設計法の計算例

鋼橋技術研究会 設計部会

第3編 合成桁の限界状態設計法の計算例

目 次

1. 概 要	3-5
2. 計算例の設計条件	3-8
3. 主桁の設計(架設時の照査)	3-25
4. 主桁の設計(終局時の照査)	3-52
5. 主桁の設計(使用時の照査)	3-74
6. ずれ止めの設計	3-83
7. ひび割れの照査	3-89

1. 概要

1. 1 研究の目的

現在、道路橋示方書の限界状態設計法移行が計画されているが、ほとんどの橋梁技術者は許容応力度設計法で主に設計を行っており、設計法の移行に伴い、混乱や精神的な戸惑いが生じるものと予想される。さらに、限界状態設計法では許容応力度設計法に比べ設計作業が煩雑になることが懸念される。そのため、早い段階から限界状態設計法の概要を把握し、設計法移行のための支援システムを検討することが必要と考える。実際、米国では許容応力度設計法から限界状態設計法への完全移行に12年を要し、その間に講習会や計算例や限界状態設計法に対応したソフトウェアの配布などが行われた。また、欧州の統一基準である Eurocode では設計法を周知するための各国語に対応した e-learning システムが作成・公開されている。

そこで、本“合成桁の限界状態設計法WG”では、限界状態設計法の計算例を調査するとともに、「鋼・合成構造標準示方書（土木学会 2007年）」に基づいて試設計を実施し、e-learning システムとしてエクセル形式による計算例を作成した。計算例は鋼橋技術研究会のHPに掲載する予定である。

また、報告書では試設計の結果と注意点・引用の所在をまとめ、報告する。

試設計のモデル

橋梁形式：3径間連続合成2主I桁橋（B活荷重合成桁）

橋長：240.0 m

支間：3 @ 80 m

※詳細については、以降の“2. 設計計算例の設計条件”を参照。

1. 2 限界状態設計法の概要

限界状態設計法は、「その構造物に生じてはならない種々の限界状態を想定し、それぞれの状態に対する安全性を個々に照査する方法」と定義されている。許容応力度設計法と本質的な違いはないものの、条項の決め方にきめ細やかさが見られ、設計の自由度が増加していると考えられる。限界状態設計法の最も顕著な特徴の1つとして、単一ではなく、**複数の安全率（部分係数）**を用いていることがあげられる。

また、限界状態は**終局限界状態**、**使用限界状態**、**疲労限界状態**の大きく三つに分類することができる。

終局限界状態：構造物または部材が破壊したり、大変形、大変位などを起こし、機能や安定を失う状態と定義でき、最大耐力に対応する限界状態であり、**耐用期間中にただ一度作用するかもしれない非常に大きな荷重**が作用することによって生じる状態である。

使用限界状態：構造物または部材が過度な変形、変位、振動等を起こし、正常な使用ができなくなる状態と定義することができ、通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、**頻繁に作用する荷重**により生じる可能性が大きい。

疲労限界状態：構造物または部材が**繰り返し荷重**により**疲労損傷**し、**機能を失う状態**であり、**変動荷重**、**荷重振幅の影響**が大きいと言える。

構造物の安全性を照査するには、作用によって構造物に発生する物理量である**応答値S**（断面力あるいは応力）と応答に対して許容される限界の値である**限界値R**とを比較して、下式が成り立つことが必要と考えられる。

$$S \leq R \cdots \text{式(1)}$$

しかしながら、確率統計の理論に基づいて応答値Sや限界値Rを十分安全側に扱ったとしても、設計から施工に至るまでのあらゆる段階における未知の要因をSやRへ含めることはできないため、構造物の重要度や計算における値の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつきなどを考慮して、**部分係数（安全率）**を定めている。そして、式（1）の安全性の照査式に部分係数（ γ ）を考慮することで、上記の不確定要素に対する安全性を確保することとした。

$$\gamma \cdot S / R \leq 1 \cdots \text{式(2)}$$

1. 3 試設計の概要

以降に「鋼・合成構造標準示方書（土木学会 2007 年）」に基づいて試設計を実施した結果を報告する。

尚, 各照査項目の記載順序については, 「鋼・合成構造標準示方書に基づく新たな設計（土木学会 2009 年）」に倣い, 以下の順序で報告する。

- 試設計の設計条件
- ↓
- 主桁の設計
 - ・ 架設時の照査
 - ↓
 - ・ 終局時の照査
 - ↓
 - ・ 使用時の照査
 - ↓
- ずれ止めの設計
- ↓
- ひび割れの照査

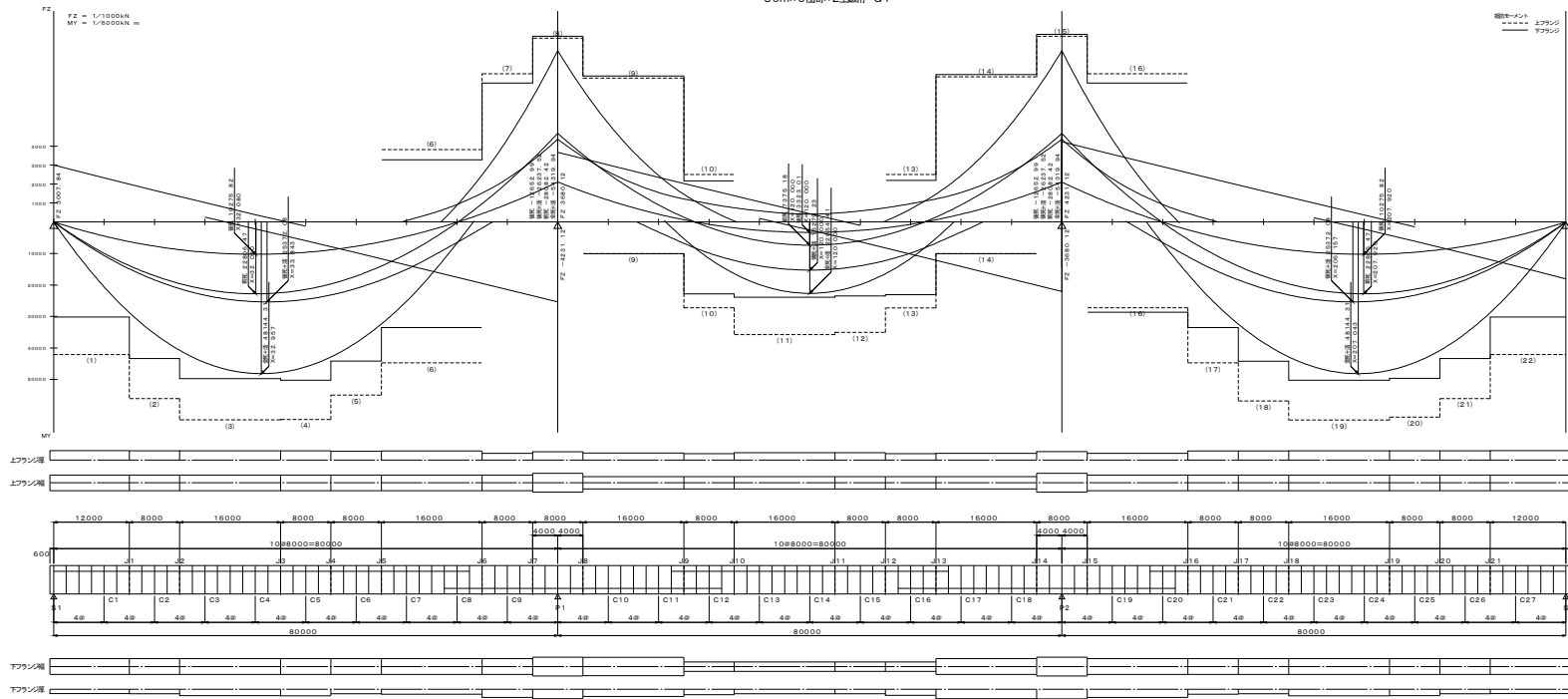
2. 設計計算例の設計条件

橋梁諸元

- | | |
|----------|--|
| 1) 道路規格 | 第2種第1級 |
| 2) 橋 格 | B活荷重 |
| 3) 橋梁形式 | 3径間連続合成2主1桁橋 (活荷重合成桁) |
| 4) 橋 長 | 240.0m |
| 5) 支 間 | 80.0m + 80.0m + 80.0m |
| 6) 幅員構成 | 総幅員 11.150m |
| 7) 平面線形 | R = ∞
斜角 90° 00' 00" |
| 8) 床 版 | 場所打ちプレストレストコンクリート床版 厚さ = 300mm
固定型枠工法
主桁作用に対してプレストレス導入はせず床版のひび割れ幅を
制御する設計法とする。 |
| 9) 使用材料 | 鋼材 SM400, SM490Y, SM570
コンクリート 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
鉄筋 SD295 |
| 10) 適用基準 | 道路橋示方書・同解説 I～V, 平成14年3月, 日本道路協会
2007年制定 鋼・合成構造標準示方書, 平成19年3月, 土木学会
2007年制定 コンクリート標準示方書, 平成20年3月, 土木学会
JSSCテクニカルレポートNo. 70 合成桁の限界状態設計法試案,
平成18年10月, 日本鋼構造協会 |

断面構成図

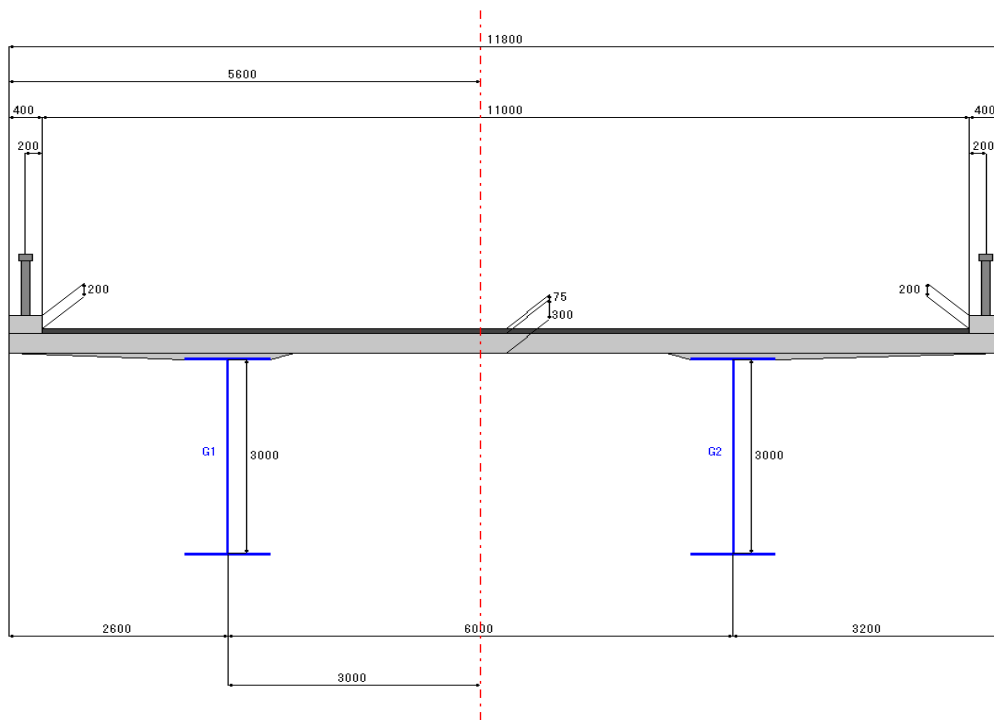
断面構成図 1/300
80m×3区間×2主線断 G1



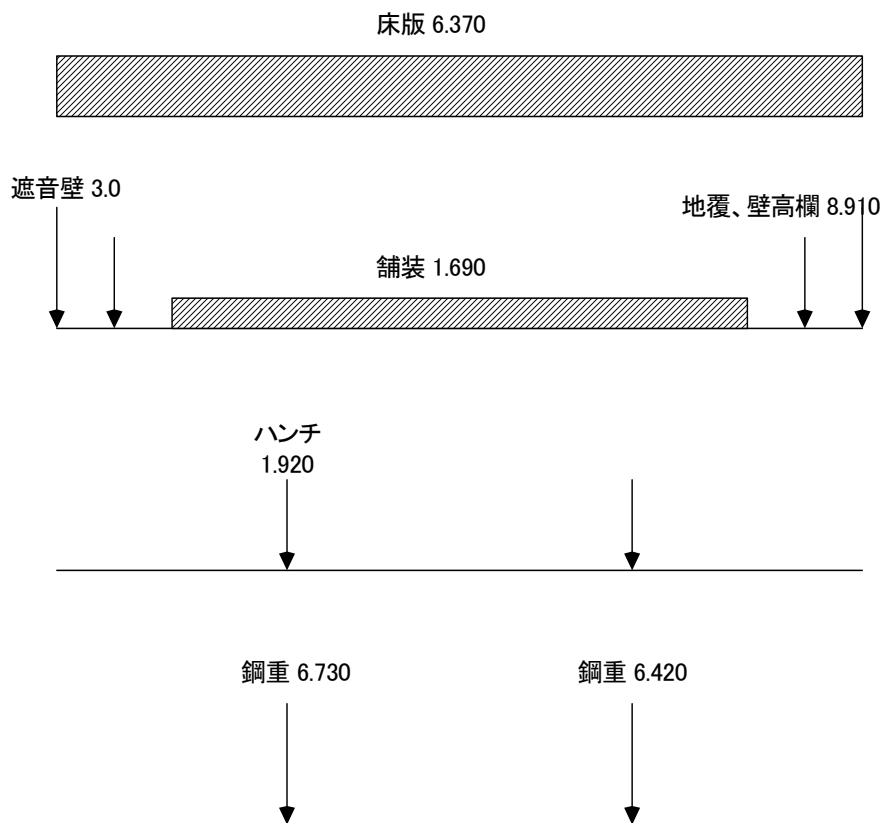
区間番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22							
上部	桁上	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830						
	桁下	41	41	40	40	40	38	39	39	29	30	32	32	28	28	29	37	29	29	39	39	40	41	41					
側部	桁上	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000					
	桁下	16	16	40	40	40	16	16	50	50	50	16	16	50	50	50	50	50	50	16	40	40	40	16					
下部	桁上	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830	830					
	桁下	31	32	47	48	36	36	40	33	40	33	40	33	40	40	36	40	36	47	47	32	31	32	31					
断面	J	0.0	-3.72	-5.03	-5.67	-5.93	-5.60	-4.47	-3.51	-	-	-	-5.51	-7.74	-9.45	-9.34	-7.66	-5.38	-	-	-5.65	-4.47	-5.49	-5.69	-5.51	-5.03	-3.72	0.0	
	Δ	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	21.00	-	-	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	21.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00
モーメント	M	-80.6	-129.7	-120.0	-114.6	-110.1	-96.2	-89.6	-118.6	-132.3	-131.7	-157.0	-222.8	-265.6	-261.1	-217.7	-192.0	134.3	134.9	129.1	-126.1	-89.5	-101.8	-112.5	-118.7	-128.8	-128.8	-80.6	
	Δ	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	180.0	181.0	140.0	140.0	140.0	295.0	295.0	295.0	295.0	295.0	295.0	140.0	140.0	180.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	207.0	
変位	Δ	-36.1	-79.2	1.4	-25.2	-29.7	-23.8	-195.8	146.8	220.4	250.9	249.5	-384.0	-197.2	-232.9	-247.8	-129.7	-81.1	295.7	250.1	224.2	-124.8	-195.9	-251.0	-291.2	-293.3	-251.4	-26.1	
	Δ	172.4	16.4	17.0	7.6	15.7	6.0	12.4	146.5	24.4	5.0	5.5	122.3	9.0	15.1	21.7	12.6	125.3	4.0	4.9	26.8	11.7	15.3	7.8	9.8	8.2	18.0	17.0	172.4
変位	Δ	83.6	42.9	11.6	4.0	5.0	11.3	41.6	88.7	26.3	28.5	22.4	42.6	29.0	9.2	15.8	29.0	42.6	22.4	28.6	26.4	17.7	41.9	11.4	4.1	5.3	11.7	42.9	83.6
	Δ	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	140.0	140.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	140.0	140.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0	145.0
変位	Δ	81.4	102.4	138.4	141.0	159.0	135.7	103.4	76.3	113.7	111.6	117.6	102.4	135.8	128.2	116.0	102.4	117.6	111.4	113.6	122.3	108.1	133.6	140.9	138.7	133.3	102.2	81.4	
	Δ	-15.5	248.0	248.0	242.8	237.3	250.0	246.5	-197.0	-199.8	-217.1	-212.8	-204.0	302.3	438.8	283.0	-198.2	-205.6	-217.9	-208.2	242.5	247.3	247.3	247.0	247.1	247.1	247.1	-15.5	
変位	Δ	153.4	255.0	255.0	245.0	245.0	255.0	255.0	256.9	259.4	252.8	238.9	256.8	450.0	450.0	438.8	430.0	198.8	215.9	222.9	259.4	430.0	255.0	245.0	245.0	255.0	255.0	153.4	
	Δ	137.9	6.4	6.7	2.2	7.7	4.4	8.5	10.0	9.6	6.7	6.1	2.8	147.4	5.5	11.2	147.0	2.7	5.3	5.0	6.7	306.4	8.5	7.7	6.5	7.8	7.9	137.9	
変位	Δ	0.26	1.01	0.92	0.86	0.94	0.98	0.61	0.82	1.04	1.03	0.54	0.47	0.87	0.85	0.46	0.50	1.04	1.04	0.84	0.23	0.98	0.91	0.83	0.82	0.91	1.00	0.26	
	Δ																												

③ P: 桁上 L: 桁下 C: クラック発生時刻時刻 T: 変位時刻 Y: 変位時刻 D: 変位時刻 下線: 終端時刻

横断面形状



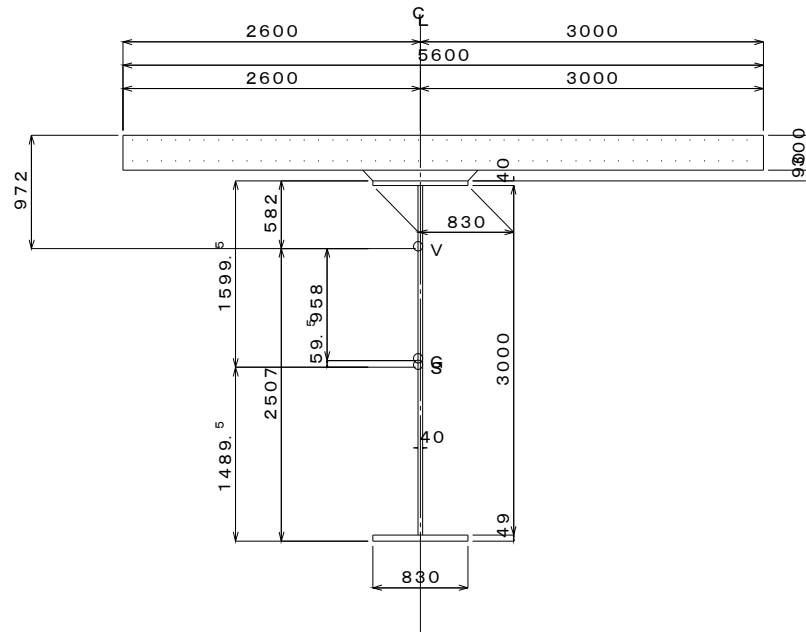
橋面荷重



曲げ最大位置 断面形状

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面形状図 (X=32.957) S = 1/40



80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

断面形状		A (cm ²)	y (cm)		
床版	5600.0×300.0	16800.000	-178.000		
(全幅)	(5600.0)	(16800.000)			
上鉄筋	D19 2.865×44.80(本)	128.352	-186.500	(ピッチ	125.0 mm)
下鉄筋	D19 2.865×44.80(本)	128.352	-169.500	(ピッチ	125.0 mm)
ハンチ高	90.0(mm)				
		A (cm ²)	y (cm)	A y (cm ³)	I (cm ⁴)
U-FLG	830 × 40 SM570	332.000	-152.000	-50464.00	7670528L
WEB	3000.0×40 SM570	1200.000			9000000
L-FLG	830 × 47 SM570	390.100	152.350	59431.74	9054425
固定長		1922.100		8967.74	25724954
Lu= 800.0, Ll= 800.0 (cm)					

断面諸量	比 n	断面積 A (cm ²)	中立軸 δ (cm)	剛度 I (cm ⁴)	床版 Y _{cu} (cm)	上縁 Y _{su} (cm)	下縁 Y _{sl} (cm)
鋼桁断面	.0	1922.10	4.7	25683112		-158.7	150.0
合成断面	7.0	4322.10	-96.8	61475892	-96.2	-57.2	251.5
クリープ	14.0	3122.10	-65.5	50423508	-127.5	-88.5	220.2
乾燥収縮	21.0	2722.10	-49.0	44591552	-144.0	-105.0	203.7
鋼断面	.0	2178.80	-16.9	33257868	-176.1	-137.1	171.6

設計断面力	曲げ (kN.m)	せん断 (kN)
1) 前死荷重	22789.42	-38.87
2) 後死荷重	10268.14	-17.51
3) 活荷重	15086.75	-383.06
4) 活荷重	-3046.85	-383.06

前死状態曲げ合計 22789.42 (kN.m)
 有効打設ステップ+後死の曲げ 10268.14 (kN.m)

内力と2次力	軸力 (kN)	曲げ (kN.m)	ΔM (kN.m)	M+ΔM	ΔS (kN)
クリープ	-3256.39	3692.10	-424.89	3267.21	-12.89
乾燥収縮	-3200.00	4127.42	-1093.88	3033.54	-33.19
温度差	-5760.00	4679.08	-2018.77	2660.31	-61.25

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

基本ケース応力度

床版の初期応力度 (N/mm²)

クリープ 上縁 2.30 下縁 1.58 乾燥収縮 1.90 温度差 3.43 -3.43

合成断面	(N/mm ²) 床版 σ		鋼桁 σ		ウェブ τ
	上縁	下縁	上縁	下縁	
1) 前死荷重			-140.8	133.1	.3
2) 後死荷重	-2.30	-1.58	-9.6	42.0	.1
3) 活荷重	-3.37	-2.32	-14.0	61.7	3.2
4) 活荷重	.68	.47	2.8	-12.5	3.2
5) クリープ	.96	.38	-16.2	3.8	.1
6) 乾燥収縮	.88	.98	-18.9	2.1	.3
7) 温度差(+)	.93	1.12	-15.8	-2.4	.5
8) 温度差(-)	-.93	-1.12	15.8	2.4	.5

鉄筋の初期応力度 (N/mm²)

温度差 24.0 -24.0

鋼断面	(N/mm ²) 鉄筋 σ		鋼桁 σ	
	上	下	上縁	下縁
1) 前死荷重			-140.8	133.1
2) 後死荷重	-52.4	-47.1	-42.3	53.0
3) 活荷重	-77.0	-69.2	-62.2	77.8
4) 活荷重	15.5	14.0	12.6	-15.7
5) クリープ	-31.6	-29.9	-28.4	1.9
6) 乾燥収縮	-30.2	-28.6	-27.2	1.0
7) 温度差(+)	-16.0	-14.6	-37.4	-12.7
8) 温度差(-)	16.0	14.6	37.4	12.7

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

組合せケース応力度

(N/mm ²)	床版上縁	床版下縁	鋼桁上縁	鋼桁下縁	
1. D(PRE)			-140.8<272.8	133.1<306.3	
2. D(ALL)	-2.30<10.00	-1.58<10.00	-150.3<235.9	175.1<245.0	
3. D+CR+SH	-.46<10.00	-.22<10.00	-185.4<271.2	181.1<245.0	
4. D+L	-5.67<10.00*	-3.90<10.00	-164.4<235.9	236.8<245.0	
5. D-L	-1.61<10.00	-1.11<10.00	-147.5<235.9	162.7<245.0	
6. D+L+CR+SH	-3.83<10.00	-2.54<10.00	-199.5<271.2	242.8<245.0*	
7. D-L+CR+SH	.22>.00	.25>.00	-226.2<235.9	173.2<245.0	鋼
8. D+L+CR+SH+T	-2.90<11.50	-1.43<11.50	-215.3<306.6	240.3<281.8	
9. D+L+CR+SH-T	-4.76<11.50	-3.66<11.50	-183.6<306.6	245.2<281.8	
10. D-L+CR+SH+T	1.15>.00	1.36>.00	-263.6<271.2*	160.5<281.8	鋼
11. D-L+CR+SH-T	-.70<11.50	-.87<11.50	-166.8<306.6	171.1<281.8	
12. YIELD(+LC)	-10.66<21.00	-7.81<21.00	-274.4<450.0	359.5<430.0	
14. YIELD(-LC)	-3.91<21.00	-3.17<21.00	-230.5<450.0	236.1<430.0	
15. YIELD(-LS)			-331.1<450.0	244.8<430.0	鋼

鋼断面の鉄筋応力度

(N/mm ²)	上鉄筋	下鉄筋
7. D-L+CR+SH	-98.6<180.0	-91.7<180.0
10. D-L+CR+SH+T	-114.6<207.0*	-106.3<207.0
15. YIELD(-LS)	-145.9<295.0	-134.5<295.0

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面 3 曲げ最大位置 累加距離 32.957(m)

せん断と合成応力度

	ウェブ応力度(N/mm ²)				合成応力度	
	上縁σ	下縁σ	τ	τ a	上縁	下縁
1. D(PRE)	-137.2	129.0	.3	<181.3	.19	<1.2
2. D(ALL)	-146.1	170.2	.5	<145.0	.33	<1.2
3. D+CR+SH	-180.7	175.5	.9	<145.0	.38	<1.2
4. D+L	-159.2	230.7	3.7	<145.0	.39	<1.2
5. D-L	-143.5	157.9	3.7	<145.0	.32	<1.2
6. D+L+CR+SH	-193.7	236.1	4.0	<145.0*	.44	<1.2
7. D-L+CR+SH	-221.0	167.2	4.0	<145.0	.75	<1.2
8. D+L+CR+SH+T	-209.4	233.4	4.6	<166.8	.40	<1.2
9. D+L+CR+SH-T	-178.1	238.7	4.6	<166.8	.29	<1.2
10. D-L+CR+SH+T	-258.1	154.1	4.6	<166.8	.78	<1.2*
11. D-L+CR+SH-T	-162.4	165.9	4.6	<166.8	.24	<1.2

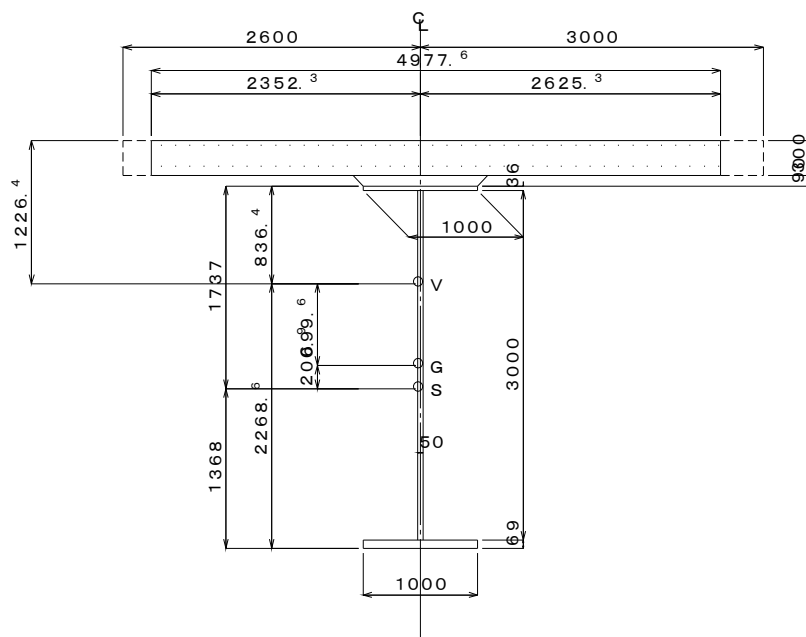
降伏応力度内訳 (N/mm²)

組み合わせケース	床版		フランジ		鉄筋	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上	下
4. D+L	-9.73	-6.70	-223.5	351.1		
5. D-L	-2.99	-2.05	-195.5	227.7		
6. D+L+CR+SH	-9.73	-6.70	-258.6	357.0		
7. D-L+CR+SH	-2.99	-2.05	-293.7	244.8	-129.9	-119.8
8. D+L+CR+SH+T	-9.73	-6.70	-274.4	357.0		
9. D+L+CR+SH-T	-10.66	-7.81	-258.6	359.5		
10. D-L+CR+SH+T	-2.99	-2.05	-331.1	244.8	-145.9	-134.5
11. D-L+CR+SH-T	-3.91	-3.17	-230.5	236.1		

曲げ最小位置 断面形状

80m×3径間×2主鋼桁 G1

断面形状図 P1 (X=80.000) S = 1/40



80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000(m)

断面形状		A (cm ²)	y (cm)		
床版	4977.6×300.0	14932.740	-177.600		
(全幅)	(5600.0)	(16800.000)			
上鉄筋	D19 2.865×39.82(本)	114.086	-186.100	(ピッチ	125.0 mm)
下鉄筋	D19 2.865×39.82(本)	114.086	-169.100	(ピッチ	125.0 mm)
ハンチ高	90.0(mm)				
		A (cm ²)	y (cm)	A y (cm ³)	I (cm ⁴)
U-FLG	1000 × 36 SM570	360.000	-151.800	-54648.00	8295567
WEB	3000.0×50 SM570	1500.000			11250000
L-FLG	1000 × 69 SM570	690.000	153.450	105880.50	16247362
固定長		2550.000		51232.50	35792928
Lu= 800.0, Ll= 800.0 (cm)					

断面諸量	比 n	断面積 A (cm ²)	中立軸 δ (cm)	剛度 I (cm ⁴)	床版 Y _{cu} (cm)	上縁 Y _{su} (cm)	下縁 Y _{sl} (cm)
鋼桁断面	.0	2550.00	20.1	34763608		-173.7	136.8
合成断面	7.0	4683.25	-70.0	80318696	-122.6	-83.6	226.9
クリープ	14.0	3616.62	-38.2	64235168	-154.4	-115.4	195.1
乾燥収縮	21.0	3261.08	-23.0	56547604	-169.6	-130.6	179.9
鋼断面	.0	2778.17	3.9	42965088	-196.5	-157.5	153.0

設計断面力	曲げ (kN.m)	せん断 (kN)
1) 前死荷重	-28082.42	-2123.91
2) 後死荷重	-12652.99	-956.96
3) 活荷重	2498.12	-1150.25
4) 活荷重	-13584.53	-1150.25

前死状態曲げ合計 -28082.42 (kN.m)
 有効打設ステップ+後死の曲げ -12652.99 (kN.m)

内力と2次力	軸力 (kN)	曲げ (kN.m)	ΔM (kN.m)	M+ΔM	ΔS (kN)	
クリープ	.00	.00	-1031.38	-1031.38	-12.89	考慮区間外
乾燥収縮	.00	.00	-2655.29	-2655.29	-33.19	考慮区間外
温度差	-5760.00	6200.16	-4900.36	1299.80	-61.25	

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000 (m)

基本ケース応力度

床版の初期応力度 (N/mm²)

クリープ 上縁 .00 下縁 .00 乾燥収縮 .00 温度差 3.43 -3.43

合成断面	(N/mm ²) 床版 σ		鋼桁 σ		ウェブ τ
	上縁	下縁	上縁	下縁	
1) 前死荷重			140.3	-110.5	14.2
2) 後死荷重	2.76	2.08	13.2	-35.7	6.4
3) 活荷重	-0.54	-0.41	-2.6	7.1	7.7
4) 活荷重	2.96	2.24	14.1	-38.4	7.7
5) クリープ	.18	.14	1.9	-3.1	.1
6) 乾燥収縮	.38	.31	6.1	-8.4	.2
7) 温度差(+)	1.39	1.46	-13.7	-8.6	.4
8) 温度差(-)	-1.39	-1.46	13.7	8.6	.4

鉄筋の初期応力度 (N/mm²)

温度差 24.0 -24.0

鋼断面	(N/mm ²) 鉄筋 σ		鋼桁 σ	
	上	下	上縁	下縁
1) 前死荷重			140.3	-110.5
2) 後死荷重	55.9	50.9	46.4	-45.1
3) 活荷重	-11.0	-10.1	-9.2	8.9
4) 活荷重	60.1	54.7	49.8	-48.4
5) クリープ	4.6	4.2	3.8	-3.7
6) 乾燥収縮	11.7	10.7	9.7	-9.5
7) 温度差(+)	-2.5	-2.0	-25.5	-16.1
8) 温度差(-)	2.5	2.0	25.5	16.1

80m×3径間×2主鈹桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000 (m)

組合せケース応力度

(N/mm ²)	床版上縁	床版下縁	鋼桁上縁	鋼桁下縁	
1. D (PRE)			140.3<318.8	-110.5<278.5	
2. D (ALL)	2.76> .00	2.08> .00	186.7<255.0	-155.6<222.8	鋼
3. D+CR+SH	3.32> .00	2.54> .00	200.2<255.0	-168.7<222.8	鋼
4. D+L	2.22> .00	1.67> .00	177.5<255.0	-146.7<222.8	鋼
5. D-L	5.72> .00	4.32> .00	236.5<255.0	-204.0<222.8	鋼
6. D+L+CR+SH	2.77> .00	2.13> .00	191.0<255.0	-159.8<222.8	鋼
7. D-L+CR+SH	6.28> .00	4.78> .00	250.0<255.0*	-217.1<222.8*	鋼
8. D+L+CR+SH+T	4.16> .00	3.59> .00	165.5<293.3	-175.9<256.2	鋼
9. D+L+CR+SH-T	1.38> .00	.67> .00	216.5<293.3	-143.7<256.2	鋼
10. D-L+CR+SH+T	7.67> .00	6.24> .00	224.5<293.3	-233.2<256.2	鋼
11. D-L+CR+SH-T	4.89> .00	3.32> .00	275.5<293.3	-201.0<256.2	鋼
13. YIELD (+LS)			281.7<450.0	-231.5<430.0	鋼
15. YIELD (-LS)			381.3<450.0	-328.3<430.0	鋼

鋼断面の鉄筋応力度

(N/mm ²)	上鉄筋	下鉄筋
2. D (ALL)	55.9<140.0	50.9<140.0
3. D+CR+SH	72.2<140.0	65.8<140.0
4. D+L	44.9<140.0	40.9<140.0
5. D-L	116.0<140.0	105.6<140.0
6. D+L+CR+SH	61.2<140.0	55.7<140.0
7. D-L+CR+SH	132.3<140.0*	120.5<140.0
8. D+L+CR+SH+T	58.7<161.0	53.8<161.0
9. D+L+CR+SH-T	63.7<161.0	57.7<161.0
10. D-L+CR+SH+T	129.8<161.0	118.5<161.0
11. D-L+CR+SH-T	134.8<161.0	122.4<161.0
13. YIELD (+LS)	91.5<295.0	83.0<295.0
15. YIELD (-LS)	211.6<295.0	192.4<295.0

80m×3径間×2主桁桁 G1

活荷重たわみ照査

活荷重ケース 10

支間	L (m)	δ Max (mm)	δ Min (mm)	δ (mm)	δ a (mm)	算出式
1	80.000	14.758	-42.933	-42.933	160.000	L/ 500
2	80.000	22.944	-31.063	-31.063	160.000	L/ 500
3	80.000	14.758	-42.933	-42.933	160.000	L/ 500

80m×3径間×2主桁桁 G1

断面 8 曲げ最小格点左 累加距離 80.000(m)

せん断と合成応力度

	ウェブ応力度(N/mm ²)				合成応力度	
	上縁σ	下縁σ	τ	τ a	上縁	下縁
1. D(PRE)	137.4	-104.9	14.2	<175.0	.21	<1.2
2. D(ALL)	182.7	-148.0	20.5	<140.0	.58	<1.2
3. D+CR+SH	195.9	-160.5	20.8	<140.0	.66	<1.2
4. D+L	173.8	-139.5	28.2	<140.0	.54	<1.2
5. D-L	231.4	-194.2	28.2	<140.0	.93	<1.2
6. D+L+CR+SH	187.0	-152.0	28.5	<140.0*	.62	<1.2
7. D-L+CR+SH	244.6	-206.7	28.5	<140.0	1.04	<1.2*
8. D+L+CR+SH+T	161.6	-168.3	28.9	<161.0	.36	<1.2
9. D+L+CR+SH-T	212.4	-135.7	28.9	<161.0	.60	<1.2
10. D-L+CR+SH+T	219.2	-223.0	28.9	<161.0	.64	<1.2
11. D-L+CR+SH-T	269.9	-190.4	28.9	<161.0	.95	<1.2

降伏応力度内訳 (N/mm²)

組み合わせケース	床版		フランジ		鉄筋	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上	下
4. D+L	-1.09	-.82	242.7	-202.3	72.7	66.2
5. D-L	.00	.00	342.2	-299.0	192.8	175.6
6. D+L+CR+SH	-1.09	-.82	256.2	-215.4	89.0	81.1
7. D-L+CR+SH	.00	.00	355.8	-312.2	209.1	190.4
8. D+L+CR+SH+T	-1.09	-.82	256.2	-231.5	89.0	81.1
9. D+L+CR+SH-T	-2.48	-2.28	281.7	-215.4	91.5	83.0
10. D-L+CR+SH+T	.00	.00	355.8	-328.3	209.1	190.4
11. D-L+CR+SH-T	-1.39	-1.46	381.3	-312.2	211.6	192.4

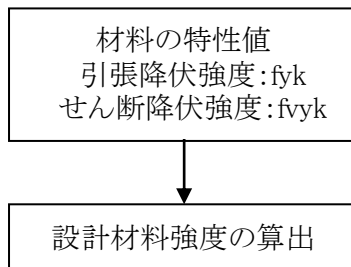
3. 主桁の設計(架設時の照査)

3.1 計算フロー

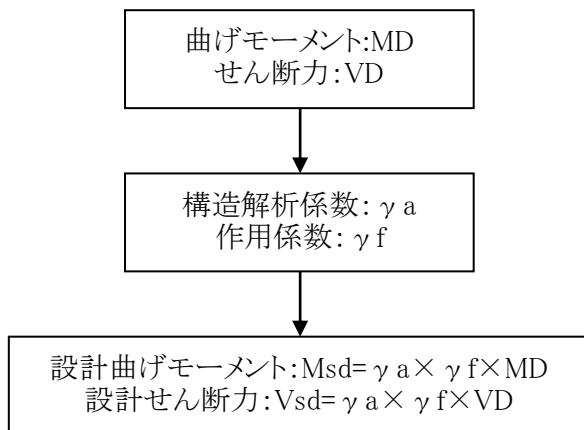
3.1.1 部分係数の設定

構造物係数(γ_i),作用係数(γ_f),材料係数(γ_m),
構造解析係数(γ_a),部材係数(γ_b)

3.1.2 材料の設計用値の決定



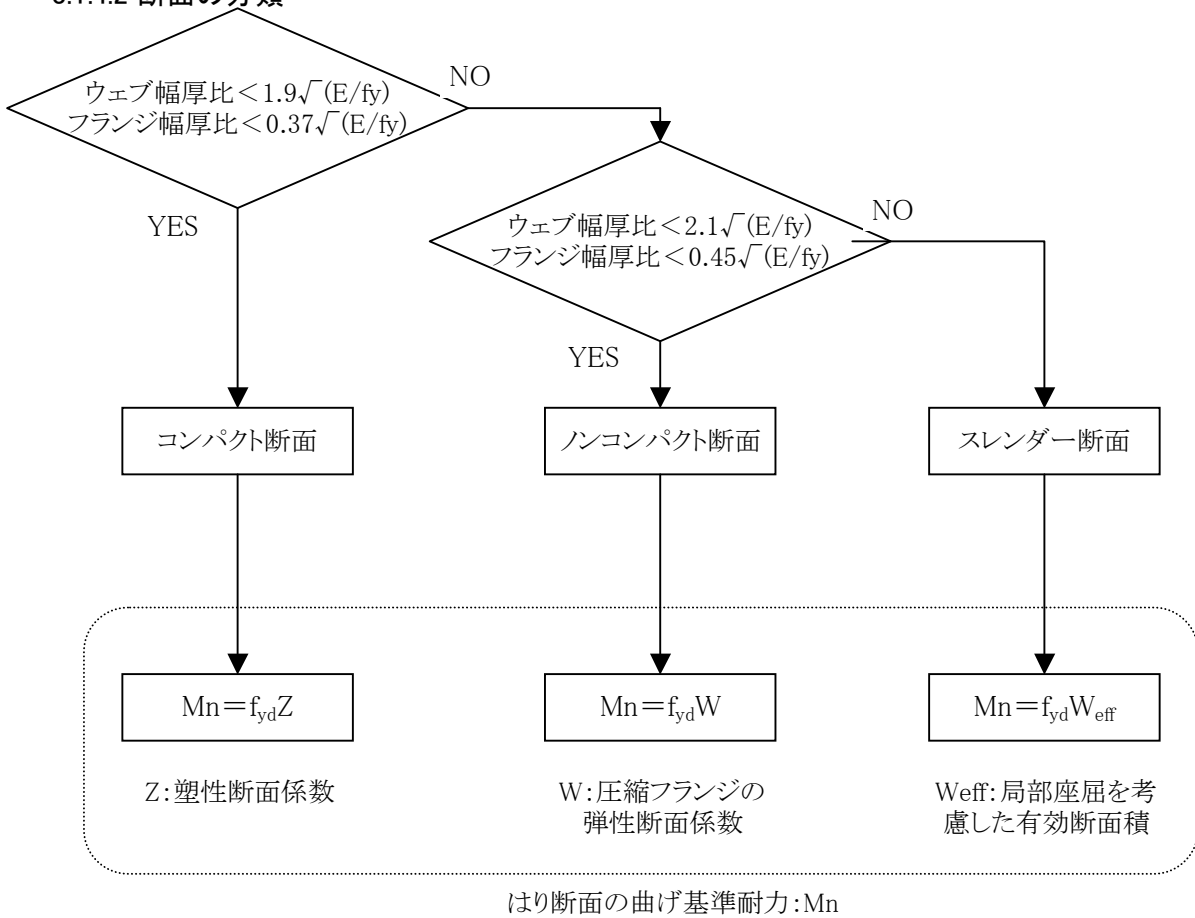
3.1.3 設計断面力の算出



3.1.4 部材耐力の照査

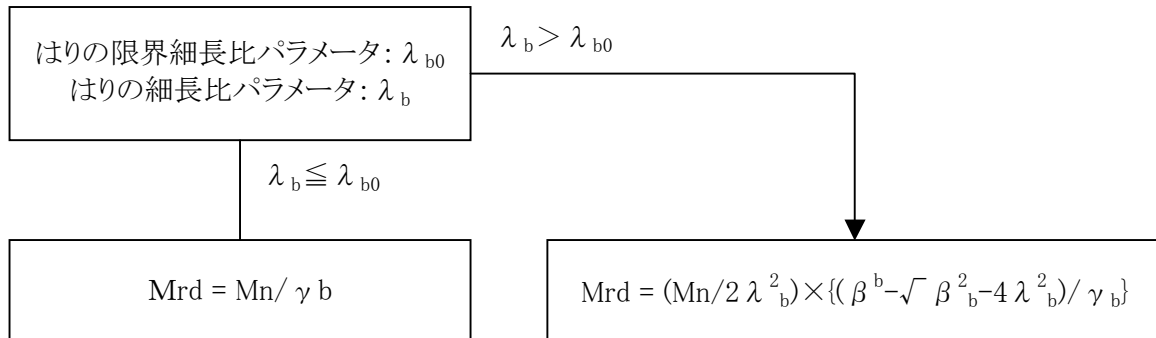
3.1.4.1 断面諸量、応力度の算出

3.1.4.2 断面の分類



3.1.4.3 曲げに対する照査

はりの設計曲げ耐力: M_{rd}

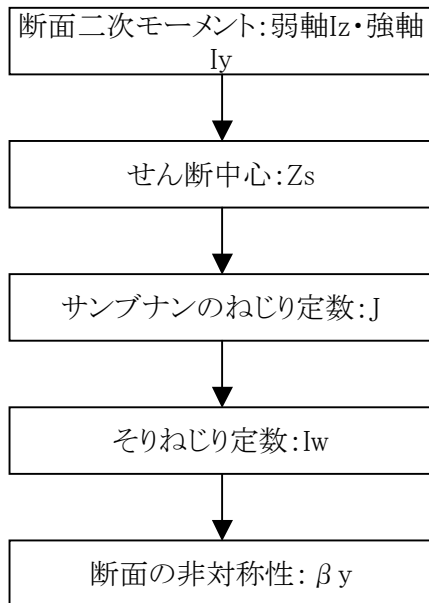


$$\text{※ } \beta_b = 1 + \alpha_b (\lambda_b - \lambda_{b0}) + \lambda_b^2$$

はり断面の曲げ基準耐力: M_n

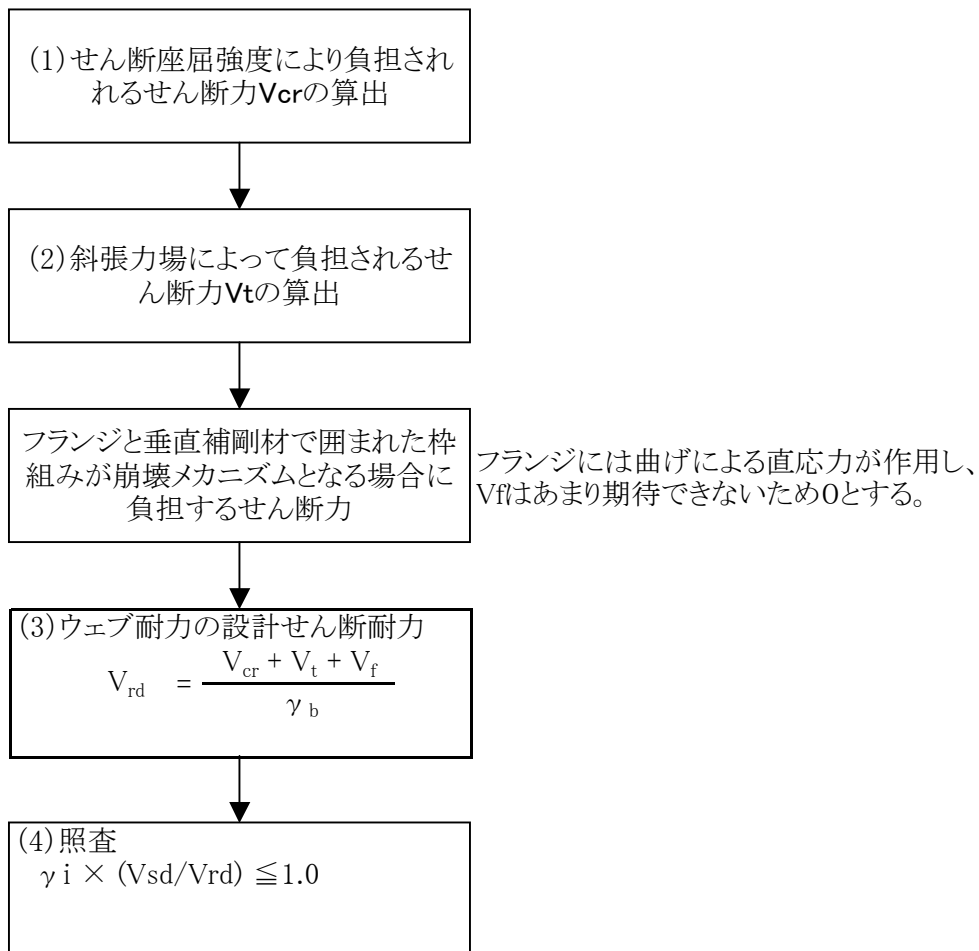
- | | | |
|---------------|------------------------|---------------------------------------|
| i) コンパクト断面 | $M_n = f_{yd} Z$ | Z : 塑性断面係数 |
| ii) ノンコンパクト断面 | $M_n = f_{yd} W$ | W : 圧縮フランジの弾性断面係数 |
| iii) スレンダー断面 | $M_n = f_{yd} W_{eff}$ | W_{eff} : 局部座屈による有効断面を考慮して求めた有効断面係数 |
| | | f_{yd} : 設計降伏強度 |

曲げ耐力の照査

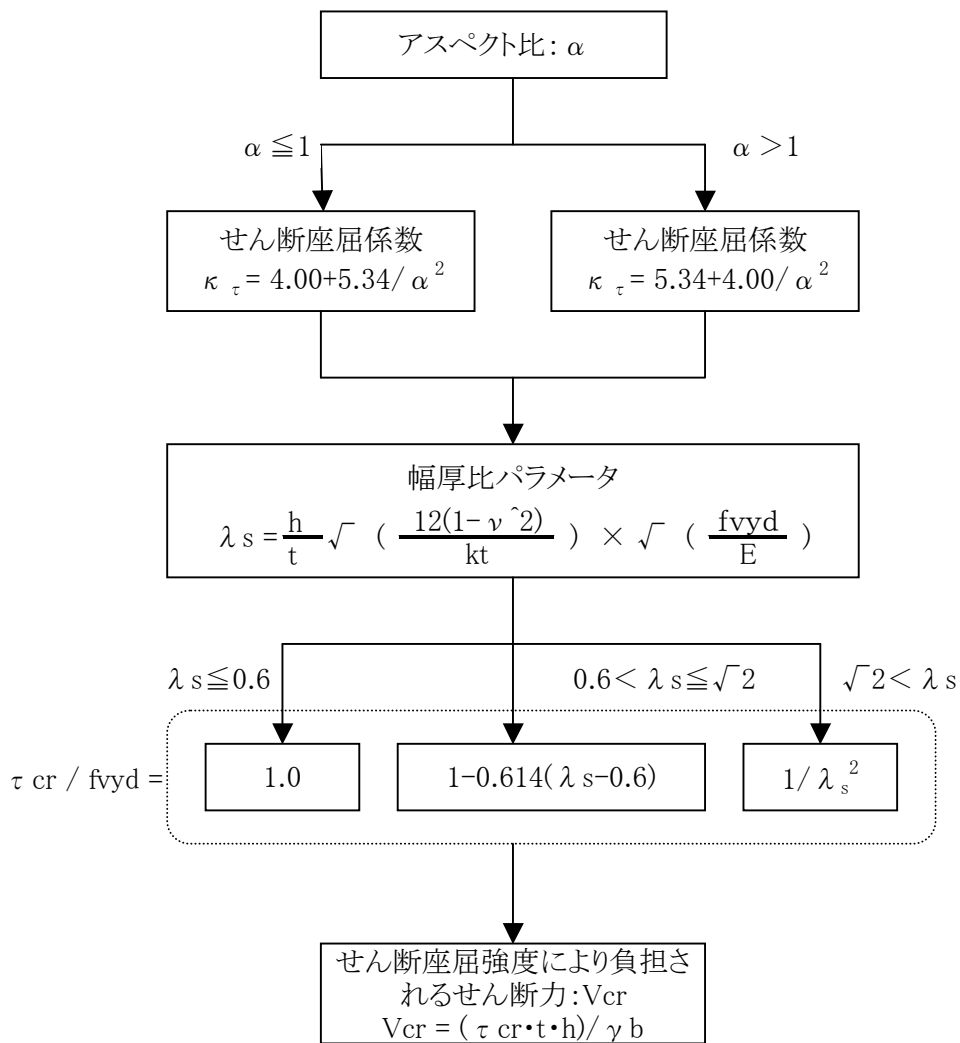


$$\gamma_i \times (M_{sd} / M_{rd}) \leq 1.0$$

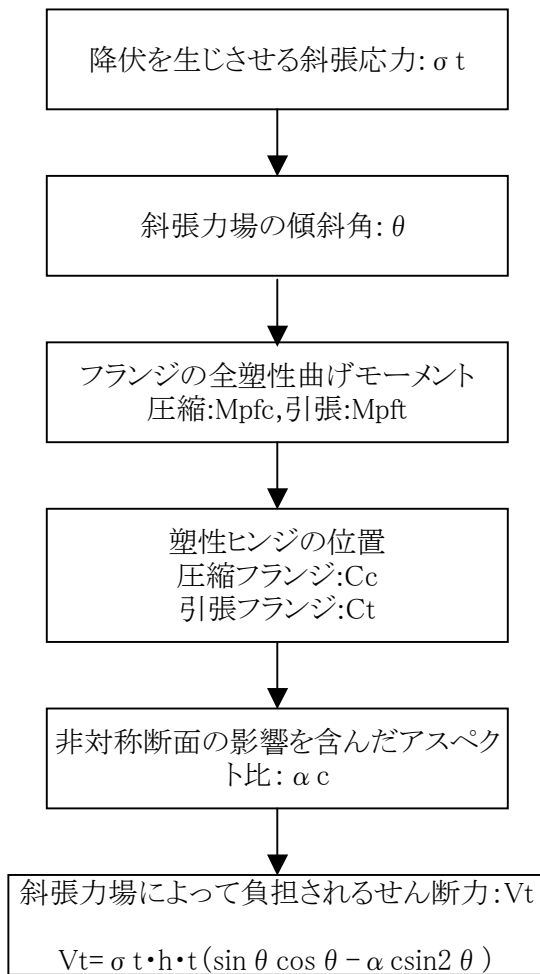
3.1.4.4 ウェブのせん断耐力の照査



(1) せん断座屈強度により負担されるせん断力 V_{cr} の算出



(2) 斜張力場によって負担されるせん断力Vtの算出



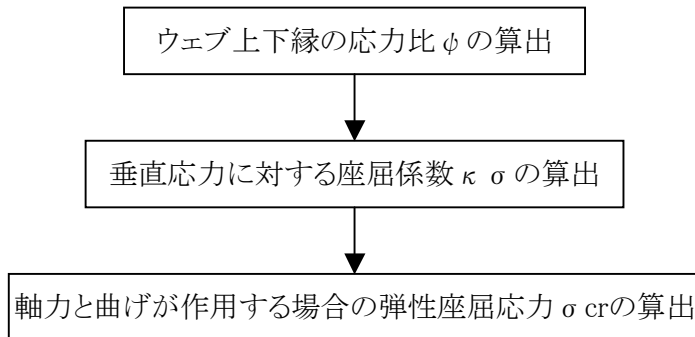
3.1.4.5 合成応力度の照査

$$\gamma_i^2 \times \left(\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0$$

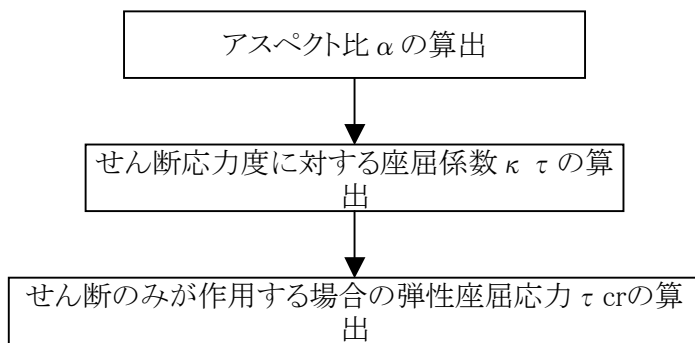
3.1.4.6 軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈の照査

弾性座屈応力の算出

a. 軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力の算出



b. せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力の算出



座屈パラメータRの計算

$$R = 0.90 - 0.10 \phi$$

安全率 γ の計算

$$\gamma = \gamma_f \times \gamma_b$$

軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の弾性座屈照査

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} \leq \frac{R^2}{\gamma}$$

3.2 架設時の照査

架設時の照査では、合成前死荷重に対して、合成前の鋼桁断面が塑性化しないこと、弾性座屈が起こらない事を照査する。

3.2.1. 部分係数

材料係数 γ_m 、部材係数 γ_b 、構造解析係数 γ_a 、作用係数 γ_f は、特性値から望ましくない方向への変動、計算における値の算出方法の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつきなどを考慮して定める。

構造物係数は γ_i は、構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的・経済的影響を考慮して定めるもので、発注者の判断により決定されることを基本とする。

本試設計では、下記の通り部分係数を設定する。

				架設時の照査	
構造物係数	γ_i			1.00	
作用係数	γ_f	死荷重		1.30	
材料係数	γ_m	鋼材		1.00	
構造解析係数	γ_a			1.00	
部材係数	γ_b	鋼桁	曲げ耐力	1.10	
			せん断耐力	1.10	

標準示方書
 P16 1.5構造物係数
 P37 2.5作用係数
 P51 3.5材料係数
 P57 4.2構造解析係数
 P59 5.2部材係数

【解説】

架設時照査の作用係数: γ_f

作用係数は、現行基準(道示、鋼構造架設設計施工指針)と同程度の安全率を確保するものとして、下記の要領で設定した。

許容応力度法での安全率の考え方

安全率 1.7
 架設時の許容応力割り増し 1.25
 全体の安全率は
 $1.7/1.25=1.36$
 (鋼構造架設設計施工指針P21参照)

限界状態設計法での安全率の考え方

限界状態設計法の照査フォーマット

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k / \gamma_m) / \gamma_b} \quad (\text{標準示方書P14 式1.4.2})$$

SとRが線形で荷重が1つ(死荷重のみ)とすると、

$$\gamma_i \cdot \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot \gamma_m \cdot \gamma_b \frac{S(F_k)}{R(f_k)} \quad \text{となる。}$$

ここで γ_i 、 γ_a 、 γ_m は1.0良いので、
 $\gamma_f \cdot \gamma_b=1.36$ となるようにすれば良い。

γ_b は耐力の種類によって変わる(1.0~1.1程度、P60参照)ので、作用係数 γ_f を決めるに当っては仮に1.1とすると、

$$\begin{aligned} 1.1 \gamma_f &= 1.36 \\ \gamma_f &= 1.36/1.1 = 1.24 \\ &\approx 1.3 \quad \text{となる。} \end{aligned}$$

部材係数: γ_b

部材係数は、部材耐力計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度等を考慮して定めるもので、標準示方書に標準値が示されているが、本試設計では $\gamma_b=1.1$ で共通とした。

3.2.2. 材料の設計用値

3.2.2.1 材料強度の特性値:fk

特性値＝降伏強度

鋼材	SM570	引張降伏強度 f_{yk}	450	N/mm ²	(t=40以下)
			430	N/mm ²	(t=40超)
		圧縮降伏強度 f'_{yk}	450	N/mm ²	(t=40以下)
			430	N/mm ²	(t=40超)
		せん断降伏強度 f_{vyk}	260	N/mm ²	(t=40以下)

標準示方書
P48 3.4.1(1)

【解説】

材料強度の特性値:fk

ISO、JIS等の規格に適合する材料は、その規格値を材料強度の特性値とする。
圧縮降伏強度の特性値は引張降伏強度の特性値と同じ、
せん断降伏強度の特性値は引張降伏強度の $1/\sqrt{3}$ 。

3.2.2.2 材料の設計強度:fd

材料の設計強度 f_d は材料強度の特性値 f_k を材料係数 γ_m で除した値。

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

標準示方書
P47 3.4(3)

鋼材	SM570	設計降伏強度 f_{yd}	450	N/mm ²	(t=40以下)
			430	N/mm ²	(t=40超)
		圧縮降伏強度 f'_{yd}	450	N/mm ²	(t=40以下)
			430	N/mm ²	(t=40超)
		せん断降伏強度 f_{vyd}	260	N/mm ²	(t=40以下)

3.2.2.3 材料定数

鋼材	ヤング率	$E_s =$	205000	N/mm ²
	せん断弾性係数	$G =$	78846	N/mm ²
	ポアソン比	$\nu =$	0.3	

標準示方書
P48 3.4.2

【解説】

せん断弾性係数は、鋼材のヤング係数とポアソン比より下記の式で求めることができ、道示では丸めて 7.7×10^4 (N/mm²)としている。

標準示方書では鋼材のヤング係数を205kN/mm²としているため、これを式にあてはめてせん断弾性係数を求める。

$$\begin{aligned} G &= E/2(1+\nu) \quad (\text{道示 II P83 式(解 3.3.1)}) \\ &= 205000 / 2 (1 + 0.3) \\ &= 78846.2 \end{aligned}$$

3.2.3. 断面力

3.2.3.1 作用断面力

	曲げモーメント(kN・m)		せん断力(kN)	
前死荷重	MD1	22789.42	VD1	-38.78

3.2.3.2 設計断面力

曲げモーメント(合成前)

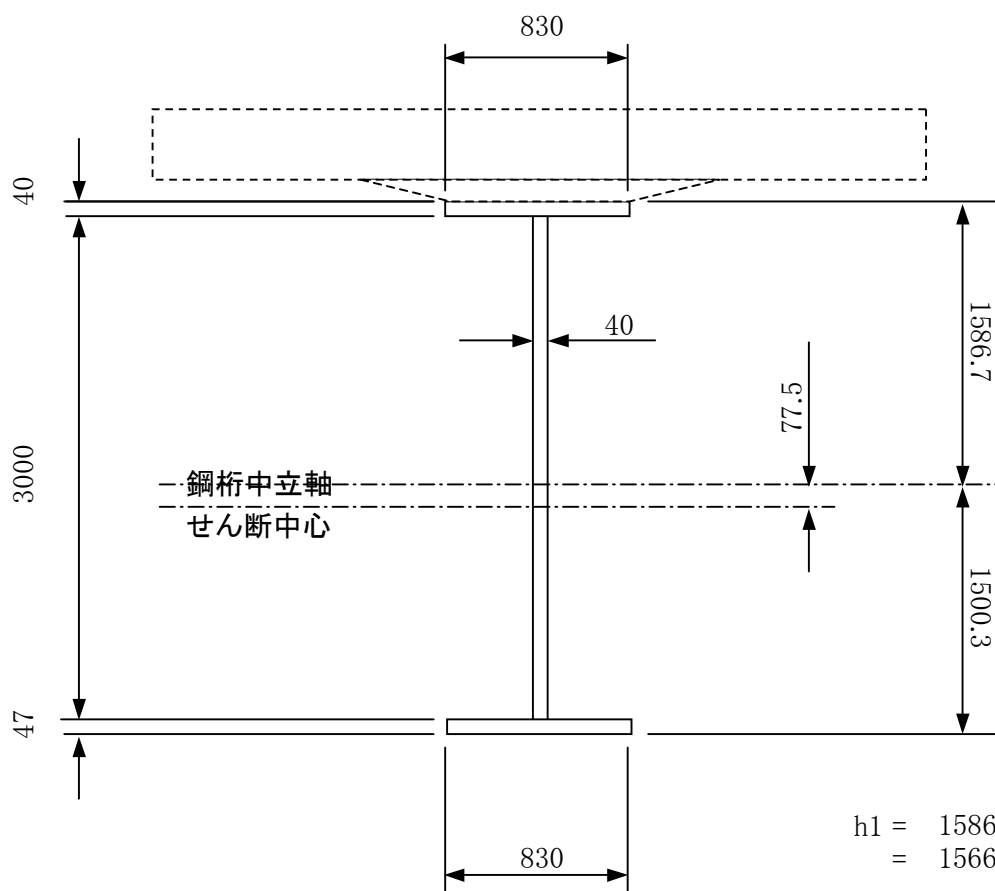
$$M_{sd} = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot MD1 = 29626.246 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力(合成前)

$$V_{sd} = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot VD1 = -50.414 \text{ kN}$$

3.2.4. 部材耐力の照査

3.2.4.1 断面諸量



$$h1 = 1586.7 - 40 / 2$$
$$= 1566.7$$

$$h2 = 1500.3 - 47 / 2$$
$$= 1476.8$$

$$h = h1 + h2$$
$$= 3043.5$$

3.2.4.1.1 局部座屈による有効幅を考慮しない断面

			A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Ay ² (mm ⁴)	Iy (mm ⁴)
u-flg	830	× 40	33200	-1520.0	-50464000	76705280000	4426667
web	3000	× 40	120000				90000000000
l-flg	830	× 47	39010	1523.5	59431735	90544248273	7181091
			192210		8967735	167249528273	90011607758

圧縮フランジ固定点間距離 l = 8000 mm

(1) 断面二次モーメント

Iy: 強軸まわり

	断面積A (mm ²)	偏心量Es (mm) Σ Ay / Σ A	断面二次 Iy (mm ⁴) Σ (Av ² +l)- Σ A × Es ²
鋼桁	192210.0	46.7	256842738074

中立軸からの距離

	u-flg上縁 (mm)	web上縁 (mm)	web下縁 (mm)	l-flg下縁 (mm)
鋼桁	-1586.7	-1546.7	1453.3	1500.3

断面係数

	u-flg上縁 (mm ³)	web上縁 (mm ³)	web下縁 (mm ³)	l-flg下縁 (mm ³)
鋼桁	-161876771.3	-166063268.6	176725348.2	171189223.9

Iz: 弱軸まわり

$$I_z = \frac{(40 \times 830^3 + 3000 \times 40^3 + 47 \times 830^3)}{12}$$

$$= 4161455750$$

(2) 応力度

	u-flg上縁 (N/mm ²)	web上縁 (N/mm ²)	web下縁 (N/mm ²)	l-flg下縁 (N/mm ²)
鋼桁	-183.0	-178.4	167.6	173.1

せん断力

$$\frac{S}{Aw} = \frac{-50414}{120000}$$

$$= -0.42 \text{ N/mm}^2$$

3.2.4.1.2 局部座屈による有効幅を考慮した断面

(1) 有効幅の計算

幅厚比

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & B_{uf}/(2 \times t_{uf}) = \{ (830 - 40) / 2 \} / 40 = 9.9 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & H_u/t_w = 1546.7 / 40 = 38.7 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & H_l/t_w = 1453.3 / 40 = 36.3 \\
 \text{下フランジ} \quad & B_{lf}/(2 \times t_{lf}) = \{ (830 - 40) / 2 \} / 47 = 8.4
 \end{aligned}$$

幅厚比パラメータ

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & R_f = (1.05 / \sqrt{0.425}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 9.9 = 0.75 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & R_w = (1.05 / \sqrt{23.900}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 38.7 = 0.39 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & R_w = (1.05 / \sqrt{23.900}) \times \sqrt{(450 / 205000)} \times 36.3 = 0.37 \\
 \text{下フランジ} \quad & R_f = (1.05 / \sqrt{0.425}) \times \sqrt{(430 / 205000)} \times 8.4 = 0.62
 \end{aligned}$$

標準示方書 P66

R_f, R_w : それぞれフランジおよびウェブの幅厚比パラメータ

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \sqrt{\frac{f_{yk} b}{E t}} = \frac{1.05}{\sqrt{k}} \sqrt{\frac{f_{yk} b}{E t}} \quad (\text{解 5.3.11})$$

k : 座屈係数

フランジ周辺支持板	$k = 4.0$
フランジ自由突出板	$k = 0.425$
ウェブ	$k = 23.9$

b : 板の全幅 (図-解 5.3.1 参照。ただし、ウェブの場合は h に置き換える)

t : 板厚

E : 鋼のヤング係数

ν : ポアソン比

局部座屈による有効幅比

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & b_e/b = (0.7 / 0.75)^{0.64} = 0.96 = 0.96 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & h_e/h_c = (1.0 / 0.39)^{0.80} = 2.13 = 1.0 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & h_e/h_c = (1.0 / 0.37)^{0.80} = 2.24 = 1.0 \\
 \text{下フランジ} \quad & b_e/b = (0.7 / 0.62)^{0.64} = 1.08 = 1.0
 \end{aligned}$$

局部座屈による有効幅

$$\begin{aligned}
 \text{上フランジ} \quad & B_{ufe} = 830 \times 0.96 = 797 \\
 \text{ウェブ上側} \quad & h_e/h_c = 1546.7 \times 1.00 = 1547 \\
 \text{ウェブ下側} \quad & h_e/h_c = 1453.3 \times 1.00 = 1453 \\
 \text{下フランジ} \quad & b_e/b = 830.0 \times 1.00 = 830
 \end{aligned}$$

標準示方書 P65

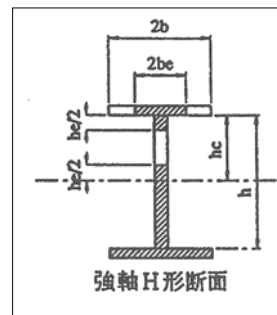
圧縮フランジ有効幅

$$\text{周辺支持板} \quad \frac{b_e}{b} = \left(\frac{0.7}{R_f} \right)^{0.80} \quad (\text{解 5.3.6})$$

$$\text{自由突出板} \quad \frac{b_e}{b} = \left(\frac{0.7}{R_f} \right)^{0.64} \quad (\text{解 5.3.7})$$

ウェブ有効幅

$$\frac{h_e}{h_c} = \left(\frac{1.0}{R_w} \right)^{0.80} \quad (\text{解 5.3.8})$$



(2) 断面諸量

			A (mm ²)	y (mm)	Ay (mm ³)	Iy (mm ⁴)
u-flg	797 × 40		31897	-1566.7	-49972059	78289022383
web上側	773 × 40		30933	-1160.0	-35882168	41623025956
	773 × 40		30933	-386.7	-11960723	4624780662
web下側	1453 × 40		58134	726.7	42244180	30697664472
l-flg	830 × 47		39010	1523.5	59431735	90544248273
			190907		3860965	245778741745

	断面積A (mm ²)	中立軸 δ (mm)	断面二次 Iy (cm ⁴)
鋼桁	190907.3	20.2	245700656447

中立軸からの距離

	u-flg上縁 (mm)	web上縁 (mm)	web下縁 (mm)	l-flg下縁 (mm)
鋼桁	-1560.2	-1520.2	1479.8	1526.8

断面係数

	u-flg上縁 (mm ³)	web上縁 (mm ³)	web下縁 (mm ³)	l-flg下縁 (mm ³)
鋼桁	-157477778.8	-161621319.5	166039120.4	160927800.8

3.2.4.2 断面分類

標準示方書
P64 表-解5.3.4

(1)断面分類の判定基準となる最大幅厚比

ウェブ

ウェブ純高さに対する圧縮領域の割合: α

$$\begin{aligned}\alpha &= 1546.7 / 3000 \\ &= 0.516\end{aligned}$$

全断面有効(局部座屈を
考慮しない断面)の圧縮領域

最大幅厚比

コンパクト断面

$$1.9 \times \sqrt{(E/f_y)} = 1.9 \times \sqrt{(205000 / 450)} / 0.516 = 78.7$$

ノンコンパクト断面

$$2.1 \times \sqrt{(E/f_y)} = 2.1 \times \sqrt{(205000 / 450)} / 0.516 = 86.9$$

圧縮フランジ

コンパクト断面

$$0.37 \times \sqrt{(E/f_y)} = 0.37 \times \sqrt{(205000 / 450)} = 7.9$$

ノンコンパクト断面

$$0.45 \times \sqrt{(E/f_y)} = 0.45 \times \sqrt{(205000 / 450)} = 9.6$$

(2)断面分類の判定

ウェブ

$$\begin{aligned}
 \text{幅厚比} &= h_w / h_t \\
 &= 3000 / 40 \\
 &= 75 \\
 &< 78.7 \quad \text{○ コンパクト断面} \\
 &< 86.9 \quad \text{× ノンコンパクト断面} \\
 &> 86.9 \quad \text{× スレンダー断面}
 \end{aligned}$$

圧縮フランジ

$$\begin{aligned}
 \text{幅厚比} &= b / t \\
 &= 395.0 / 40 \\
 &= 9.9 \\
 &< 7.9 \quad \text{× コンパクト断面} \\
 &< 9.6 \quad \text{× ノンコンパクト断面} \\
 &> 9.6 \quad \text{○ スレンダー断面}
 \end{aligned}$$

【解説】

表-解 5.3.3 鋼 I 形コンパクト断面の条件

(a) 圧縮フランジ					(b) ウェブ					
$\frac{b}{t} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (ただし, b : 自由突出幅) f_y : 降伏応力の特性値					$\frac{\alpha b}{t} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ (ただし, α : 純高に対する圧縮領域の割合, b : ウェブ純高, t : ウェブ厚)					
	AASHTO	Eurocode	ISO	Part A	Part B	AASHTO	Eurocode	ISO	Part A	Part B
p	0.382	0.343	0.37	0.310	0.309	1.88	1.42	1.9	1.28	1.13

※断面分類の判定にはISO[1997]を用いる。

※ウェブの断面分類では純高に対する圧縮領域の割合“ α ”を考慮する。

$$\frac{a}{b} \leq p \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{1}{\alpha}$$

3.2.4.3 曲げに対する照査

(1) 圧縮による曲げ基準耐力

梁の限界細長比パラメータ

$$\lambda_{b0} : 0.4$$

標準示方書
P66 表-解 5.3.5

梁の細長比パラメータ

$$\lambda_b = \sqrt{(M_n / M_e)}$$

梁断面の曲げ基準耐力の特性値: M_n^-

$f_{yk} / f_{yd} = \gamma_m$

$$M_n^- = M_n (f_{yk} / f_{yd})$$

梁断面の曲げ基準耐力: M_n

	断面係数	設計降伏強度	降伏曲げ
上フランジ上縁	-157477778.8	450.0	-70865.0
ウェブ上縁	-166063268.6	450.0	-74728.5
ウェブ下縁	176725348.2	450.0	79526.4
下フランジ下縁	160927800.8	450.0	72417.5

フランジはスレンダー断面
→ 局部座屈考慮の断面係数
ウェブはコンパクト断面
→ 全断面有効の断面係数

$$M_n = -70865.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_n^- &= -70865.0 \times (450 / 450) \\ &= -70865.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

圧縮フランジの局部座屈が梁の曲げ基準耐力となる
→ スレンダー断面

(2) 面外変形に対して両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント

$$M_E = \frac{C_{b1}\pi^2 EI_y}{\ell^2} \left[C_{b2}h_t + C_{b3}\beta_z + \sqrt{(C_{b2}h_t + C_{b3}\beta_z)^2 + \frac{1}{\gamma} \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{\ell^2 GJ}{\pi^2 EI_w}\right)} \right] \quad (\text{解 5.3.12})$$

$$\gamma = 1 - I_y / I_x$$

標準示方書 P67
座屈設計ガイドライン P111

- C_{b1}= 1.132 曲げモーメント分布の影響を考慮する係数
- C_{b2}= 0.459 中間荷重のはり断面における作用高さの影響を加味する係数
- C_{b3}= 0.525 断面形状の非対称性の影響を加味する係数

$$\begin{aligned} \gamma &= 1 - I_y / I_x \\ &= 1 - 4161455750 / 256842738074 \\ &= 0.9838 \end{aligned}$$

せん断中心: Z_s

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 / (1 + (830 / 830)^3 \times (40 / 47)^3) \\ &= 0.54 \\ Z_s &= 0.54 \times 3043.5 - 1566.7 \\ &= 77.5 \end{aligned}$$

サンブナンのねじり定数: J

$$\begin{aligned} J &= (830 \times 40^3 + 3000 \times 40^3 + 830 \times 47^3) / 3 \\ &= 110431030 \end{aligned}$$

そりねじり定数: I_w

$$I_w = ((830^3 \times 40 \times 3043.5^2) / 12) \times 0.54$$

$$= 9537581012823190$$

断面の非対称性: β_y

$$\beta_y = (830 \times 47 \times 1476.8 \times ((830^2/12) + 1476.8^2) + (40/4) \times (1476.8^4 - 1566.7^4) - 830 \times 40 \times 1566.7 \times ((830^2/12) + 1566.7^2) / (2 \times 256842738074.481))$$

$$= -28.0$$

z軸、y軸の向きに注意
座屈設計ガイドライン: z軸鉛直
標準示方書: y軸鉛直

荷重作用位置とせん断中心の距離: h_t

$$h_t = - (1586.7 + 77.5)$$

$$= -1664.1$$

荷重作用位置がせん断中心より
曲げ引張り側にある場合が正

$$M_E = \frac{(1.13 \times \pi^2 \times 205000 \times 4161455750)}{8000^2}$$

$$\times [0.46 \times -1664.1 + 0.53 \times -28.0 + \sqrt{\{(0.46 \times -1664.1 + 0.53 \times -28.0)^2$$

$$+ \frac{1}{0.984} \times \frac{9537581012823190}{4161455750} \times (1 + \frac{8000^2 \times 78846.2 \times 110431030}{\pi^2 \times 205000 \times 9537581012823190})\}]$$

$$= 1.421E+11$$

$$= 142130.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\lambda \bar{b} = \sqrt{(M_n / M_e)}$$

$$= \sqrt{(70865 / 142130)}$$

$$= 0.706$$

【解説図】

座屈設計ガイドライン P111

表 6.1 薄肉断面形のせん断中心とそりねじりに関する定数^{(6.8), (6.9)}

<p>(a) I 形</p>	$y_s = 0, \quad z_s = ah - h_1$ $I_w = \frac{b_1^3 t_1 h^2}{12} \alpha$ $J = \frac{1}{3} (b_1 t_1^3 + h_w t_w^3 + b_2 t_2^3)$ $\beta_y = \frac{1}{2I_y} \left\{ b_2 t_2 h_2 \left(\frac{b_2^2}{12} + h_2^2 \right) + \frac{t_w}{4} (h_2^4 - h_1^4) - b_1 t_1 h_1 \left(\frac{b_1^2}{12} + h_1^2 \right) \right\}$ $\alpha = \frac{1}{1 + (b_1/b_2)^3 (t_1/t_2)}$
----------------	--

設計曲げ耐力: Mrd

$\lambda^{-1}b > \lambda b_0$ より

$$M_{rd} = \frac{M_{n}^{-}}{2\lambda^{-1}b^2} \times \frac{(\beta b - \sqrt{(\beta b)^2 + 4\lambda b^2})}{\lambda b}$$

$$\begin{aligned}\beta b &= 1 + \alpha b(\lambda b^{-1} - \lambda^{-1}b_0) + \lambda^{-1}b^2 & \alpha b &= 0.25 \\ &= 1 + 0.25 \times (0.71 - 0.4) + 0.71^2 \\ &= 1.58\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{rd} &= \frac{-70865.0}{2 \times 0.71^2} \times \frac{(1.58 - \sqrt{(1.58)^2 + 4 \times 0.71^2})}{1.10} \\ &= \frac{-70865.0}{0.997183884} \times \frac{-0.5}{1.10} \\ &= 34911.5\end{aligned}$$

照査

$$\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 1.00 \times \frac{29626.2}{34911.5} = 0.85 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

3.2.4.4 ウェブのせん断に対する照査

ウェブの終局せん断耐力は、座屈直前までのせん断座屈強度によって負担されるせん断力 (V_{cr})、斜張力場によって負担されるせん断力 (V_t)、フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力 (V_f) の合計値として与えられる。

しかし、架設時の照査においては、部材を塑性化させてはならないため、斜張力場によって負担されるせん断耐力を期待することは適切でない。

また、 V_f はフランジに曲げによる直応力が作用していることを考慮して、架設時ならびに終局時のせん断耐力としてもこれを期待しない。

以降の計算過程において、青枠中の計算は架設時の照査としては期待すべきでない耐力についての計算であるが、非合成桁の終局耐力を計算するための参考として掲載する。

ウェブの設計せん断耐力は V_{cr} 、 V_t 、 V_f の合計値として与えられる。

$$V_{rd} = \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b}$$

標準示方書 P70 5.3.4 座屈設計ガイドライン P193 12.2.2

V_{cr} : 座屈直前までのせん断座屈強度によって負担されるせん断力

V_t : 斜張力場によって負担されるせん断力
(架設時の照査ではゼロとする)

V_f : フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊メカニズムとなる場合に負担するせん断力
(フランジには曲げによる直応力が作用しているため、 V_f はゼロとする)

(1)せん断座屈強度によって負担されるせん断力

$$V_{cr} = (\tau_{cr} \times t \times h) / \gamma_b$$

アスペクト比: α

$$\begin{aligned} \text{補剛材間隔 } b &= 8000 \text{ mm} \\ \text{ウェブ高 } h &= 3000 \text{ mm} \\ b/h &= 8000 / 3000 = 2.67 \end{aligned}$$

せん断座屈係数: κ_τ

$$\begin{aligned} \kappa_\tau &= 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \dots (\alpha > 1) \\ &= 5.34 + (4.00 / 2.67^2) \\ &= 5.90 \end{aligned}$$

幅厚比パラメータ: λ_s

$$\begin{aligned} \lambda_s &= \frac{h}{t} \sqrt{\left(\frac{12(1-\nu^2)}{\kappa_\tau} \right)} \times \sqrt{\left(\frac{f_{vyd}}{E} \right)} \\ &= \frac{3000}{40} \times \sqrt{\left(\frac{12(1-0.3^2)}{5.9025} \right)} \times \sqrt{\left(\frac{259.8}{205000} \right)} \\ &= 3.6 \end{aligned}$$

$\sqrt{2} < \lambda_s$ より、

$$\tau_{cr} / f_{vyd} = 1 / \lambda_s^2$$

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= f_{vyd} / \lambda_s^2 \\ &= 260 / 3.6^2 \\ &= 19.7 \end{aligned}$$

せん断座屈強度によって負担されるせん断力

$$\begin{aligned} V_{cr} &= (\tau_{cr} \cdot t \cdot h) / \gamma_b \\ &= (19.7 \times 40 \times 3000) / 1.10 \\ &= 2148984 \text{ N} \\ &= 2148.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2)斜張力場によって負担されるせん断力

$$V_t = \sigma_t \cdot h \cdot t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta)$$

降伏を生じさせる斜張応力: σ_t

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \{1 - (\tau_{cr}/f_{vvdw})^{0.6}\} f_{vrdw} \\ &= \{1 - (19.7 / 260)^{0.6}\} \times 450 \\ &= 354.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

斜張力場の傾斜角: θ

$$\begin{aligned} \theta &= 2 \tan^{-1}(1/\alpha_w)/3 \\ &= 2 \times \tan^{-1}(1/2.67) / 3 \\ &= 0.24 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

フランジの全塑性曲げモーメント: M_{pfc}, M_{pft}

圧縮フランジ

$$\begin{aligned} M_{pfc} &= f_{vdr} b_f t_f^2 / 4 \\ &= 450 \times 830 \times 40^2 / 4 \\ &= 1.5E+08 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 149.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

引張フランジ

$$\begin{aligned} M_{pft} &= f_{vdr} b_f t_f^2 / 4 \\ &= 430 \times 830 \times 47^2 / 4 \\ &= 2E+08 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 197.1 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

塑性ヒンジの位置: C_c, C_t

上下フランジの断面が同じだと
 $C_c = C_t$

圧縮フランジ: C_c

$$\begin{aligned} C_c &= 2\sqrt{(M_{pfc}/\sigma_t t_w)/\sin \theta} \\ &= 2\sqrt{(149.4 / 354.3 \times 40) / \sin 0.24} \\ &= 142.4 \text{ mm} \\ &\quad (0 \leq 142.4 \leq 4000 \text{ .. OK}) \end{aligned}$$

引張フランジ: C_t

$$\begin{aligned} C_t &= 2\sqrt{(M_{pft}/\sigma_t t_w)/\sin \theta} \\ &= 2\sqrt{(197.1 / 354.3 \times 40) / \sin 0.24} \\ &= 187.9 \text{ mm} \\ &\quad (0 \leq 187.9 \leq 4000 \text{ .. OK}) \end{aligned}$$

非対称断面の影響を含んだアスペクト比: α_c

$$\begin{aligned} \alpha_c &: = \alpha \{1 - (C_c - C_t)/a\} \quad (a: \text{垂直補剛材間隔}) \\ &= 2.67 \{1 - (142.4 - 187.9) / 8000\} \\ &= 2.7 \end{aligned}$$

斜張力場によって負担されるせん断力: V_t

上下フランジの断面が同じだと
 $C_c = C_t$

$$\begin{aligned} V_t &= \sigma_t \cdot h \cdot t (\sin \theta \cos \theta - \alpha_c \sin^2 \theta) \\ &= 354.3 \times 3000 \times 40 (\sin 0.24 \times \cos 0.24 - 2.7 \sin^2 0.24) \\ &= 3385854.9 \text{ N} \\ &= 3385.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3)ウェブのせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{rd} &= \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b} \\ &= \frac{2148.98 + 0 + 0}{1.10} \\ &= 1953.62 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= \frac{V_{cr} + V_t + V_f}{\gamma_b} \\ &= \frac{2148.98 + 3385.85 + 0}{1.10} \\ &= 5031.67 \end{aligned}$$

(4)照査

$$\gamma_i \times \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.00 \times \frac{50.4}{1953.6} = 0.03 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

標準示方書
P251 15.2.5

$$\gamma_i \times \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.00 \times \frac{50.4}{5031.7} = 0.01 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

3.2.4.5 合成応力度の照査

$$\begin{aligned} & \gamma_i^2 \times \left(\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0 \\ & = 1.00^2 \times (0.85^2 + 0.03^2) / 1.21 \\ & = 0.6 \\ & \leq 1.0 \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \gamma_i^2 \times \left(\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^2 \right) / 1.21 \leq 1.0 \\ & = 1.00^2 \times (0.85^2 + 0.01^2) / 1.21 \\ & = 0.6 \\ & \leq 1.0 \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

3.2.4.6 軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈の照査

軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の弾性座屈照査式として、道示Ⅱ（解10.4.2）を用いる。

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} = R^2 \cdots \text{道示Ⅱ (解 10.4.2)}$$

ここで、 $R = 0.90 - 0.10 \phi$

Rはいわゆる座屈パラメータであり、降伏状態に近い応力度で板の座屈を防ぐのに必要な板の幅厚比と、弾性座屈理論から求められる幅厚比との比である。（道示Ⅱより）

つまり、板がまさしく座屈しようとするときの応力であり、安全性の照査としては、安全率を考慮した下記の式を用いる。

$$\frac{1+\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3-\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} \leq \frac{R^2}{\gamma}$$

(1)弾性座屈応力(σ_{cr} , τ_{cr})

a. 軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力(σ_{cr})

$$\sigma_{cr} = \kappa_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

κ_{σ} : 垂直応力度に対する座屈係数

$$\kappa_{\sigma} = \frac{8.4}{\phi + 1.1} \quad (0 < \phi < 1)$$

$$\kappa_{\sigma} = 7.64 - 6.27\phi + 10\phi^2 \quad (-1 < \phi < 0)$$

応力比: ψ

$$\frac{\text{ウェブ下縁}}{\text{ウェブ上縁}} = \frac{167.6}{-178.4} = -0.94$$

局部座屈による有効幅を考慮した断面で計算

デザインデータブック
P281 8-14 板の座屈応力
(DIN 4114)

($-1 < \phi < 0$)のときの座屈係数 κ_{σ}
 $\kappa_{\sigma} = (1+\phi)\kappa' - \phi\kappa'' + 10\phi(1+\phi)$

κ' : $\phi=0$ の場合の座屈係数
 $\kappa' = 8.4/(0+1.1)$
 $= 7.64$

κ'' : $\phi=-1$ の場合の座屈係数
 $\kappa'' = 23.9$

$\kappa_{\sigma} = (1+\phi)\kappa' - \phi\kappa'' + 10\phi(1+\phi)$
 $= 7.64(1+\phi) - 23.9\phi + 10\phi(1+\phi)$
 $= 7.64 - 6.26\phi + 10\phi^2$

垂直応力度に対する座屈係数: κ_{σ}

$$\begin{aligned} \kappa_{\sigma} &= 7.64 - 6.27\phi + 10\phi^2 \\ &= 7.64 - 6.27 \times -0.94 + 10 \times (-0.94)^2 \\ &= 22.36 \end{aligned}$$

軸力と曲げが作用する場合の弾性座屈応力: σ_{cr}

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \kappa_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b} \right)^2 \\ &= 22.4 \times \frac{3.14^2 \times 205000}{12(1-0.3^2)} \times \left(\frac{40}{3000} \right)^2 \\ &= 736.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

b. せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力 (τ_{cr})

$$\tau_{cr} = \kappa_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

κ_{τ} : せん断応力度に対する座屈係数

$$\kappa_{\tau} = 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \quad (\alpha \geq 1)$$

$$\kappa_{\tau} = 4.00 + 5.34 / \alpha^2 \quad (\alpha < 1)$$

デザインデータブック
P281 8-14 板の座屈応力
(DIN 4114)
道示II (解10.4.11)

アスペクト比: α

4.4(1)より
 $\alpha = 2.67$

せん断応力度に対する座屈係数: κ_{τ}

$$\begin{aligned} \kappa_{\tau} &= 5.34 + 4.00 / \alpha^2 \\ &= 5.34 + 4.00 / 2.67^2 \\ &= 5.90 \end{aligned}$$

せん断のみが作用する場合の弾性座屈応力: τ_{cr}

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \kappa_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \\ &= 5.9 \times \frac{3.14^2 \times 205000}{12(1-0.3^2)} \times \left(\frac{40}{3000}\right)^2 \\ &= 194.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(2)座屈パラメータ: R

$$\begin{aligned} R &= 0.90 - 0.10 \phi \\ &= 0.9 - 0.1 \times -0.94 \\ &= 0.99 \end{aligned}$$

(3)安全率: γ

軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の応力度を弾性域内に留めるに十分な座屈安全率として $\nu_B = 1.7$ を用いる

$$\nu_B = 1.7$$

軸力・曲げ・せん断が作用する場合の座屈安全率 ν_B を、道示 II (解10.4.1) を用いて算出する。

$$\nu_B = 1.25 + (0.30 + 0.15 \phi) e^{-4.3 \eta}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \tau / \sigma \\ &= -0.42 / -178.40 \\ &= 0.0024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \nu_B &= 1.25 + (0.30 + 0.15 \times -0.94) e^{-4.3 \times 0.0024} \\ &= 1.41 \end{aligned}$$

(4)軸力・曲げ・せん断が作用する腹板の相関弾性座屈照査

$$\begin{aligned} \frac{1 + \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3 - \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{R^2}{\gamma} \\ \frac{1 + -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3 - -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} \right)^2 + \left(\frac{-0.4}{194.4} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{0.99^2}{1.7} \\ 0.02 \times -0.24 + \sqrt{\left\{ (0.98 \times -0.24)^2 + (-0.002)^2 \right\}} &\leq 0.58 \\ 0.23 &\leq 0.58 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

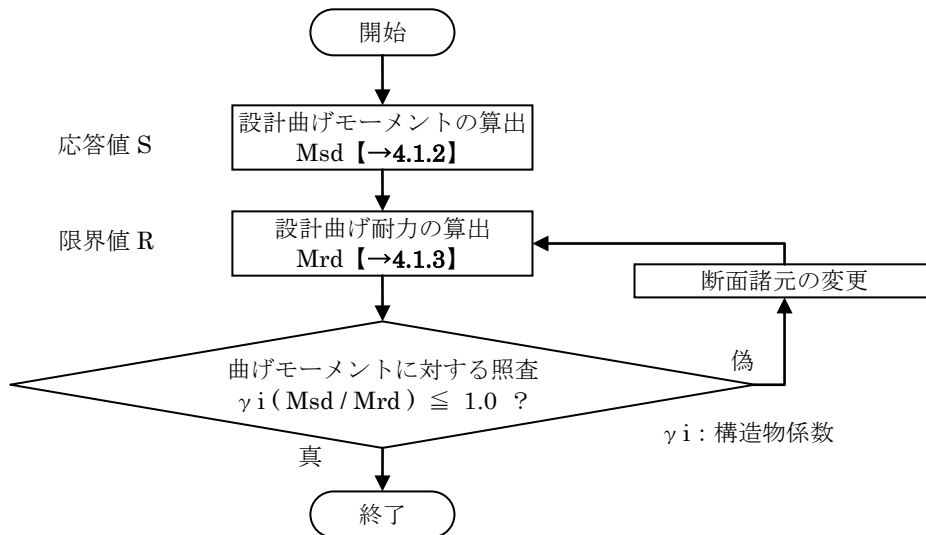
$$\begin{aligned} \frac{1 + \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3 - \phi}{4} \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{R^2}{\gamma} \\ \frac{1 + -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} + \sqrt{\left\{ \left(\frac{3 - -0.94}{4} \cdot \frac{-178.4}{736.6} \right)^2 + \left(\frac{-0.4}{194.4} \right)^2 \right\}} &\leq \frac{0.99^2}{1.41} \\ 0.02 \times -0.24 + \sqrt{\left\{ (0.98 \times -0.24)^2 + (-0.002)^2 \right\}} &\leq 0.70 \\ 0.23 &\leq 0.70 \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

4. 主桁の設計（終局時の照査）

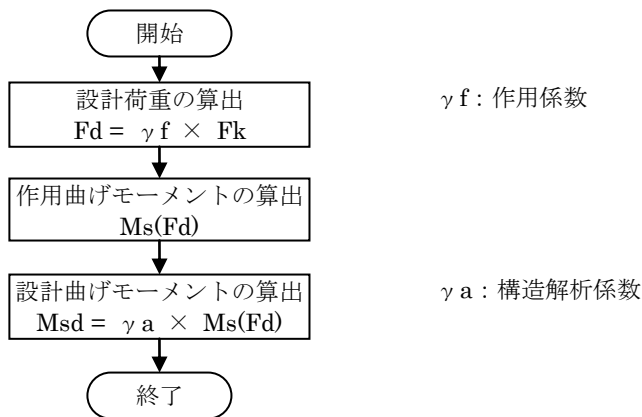
4.1 安全限界状態の照査フロー

～正曲げモーメントが作用する断面～

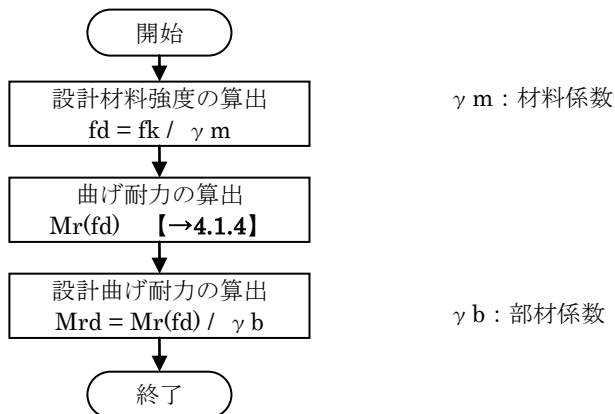
4.1.1 曲げモーメントに対する照査



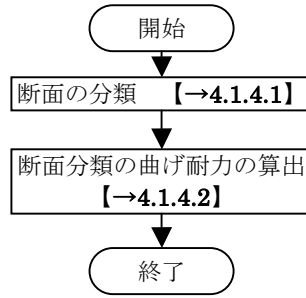
4.1.2 設計曲げモーメントの算出【応答値】



4.1.3 設計曲げ耐力の算出【限界値】

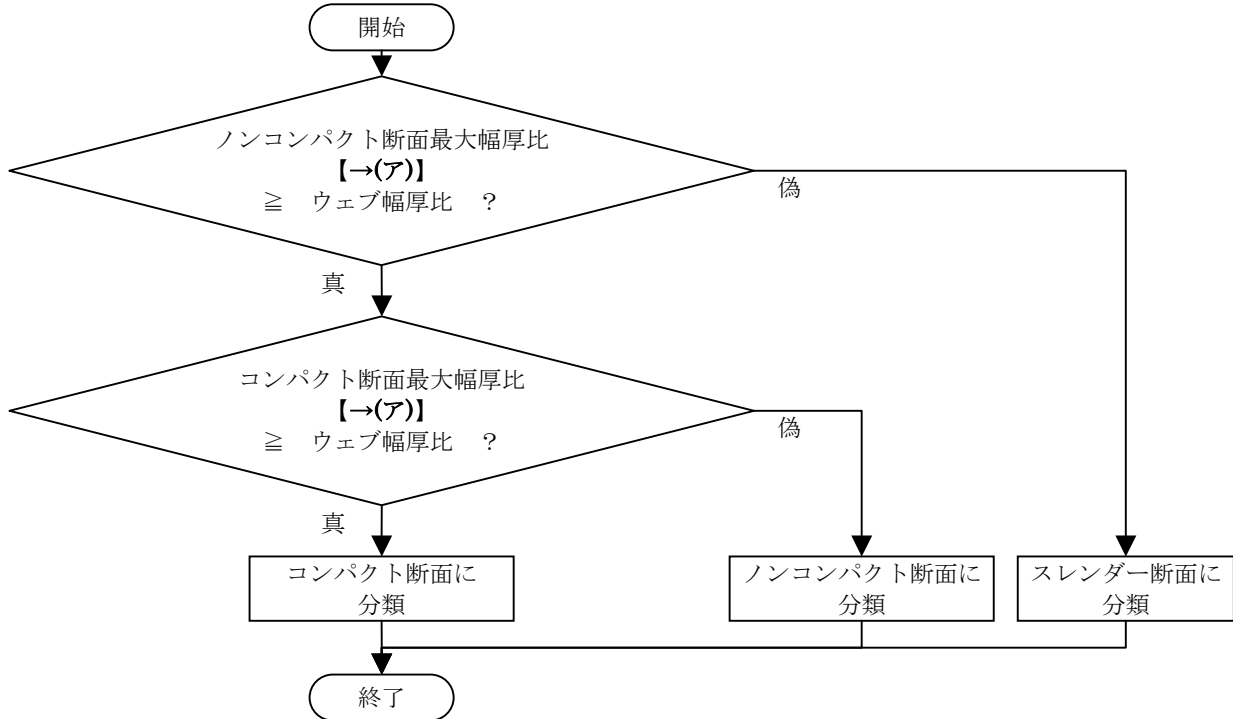


4.1.4 曲げ耐力の算出

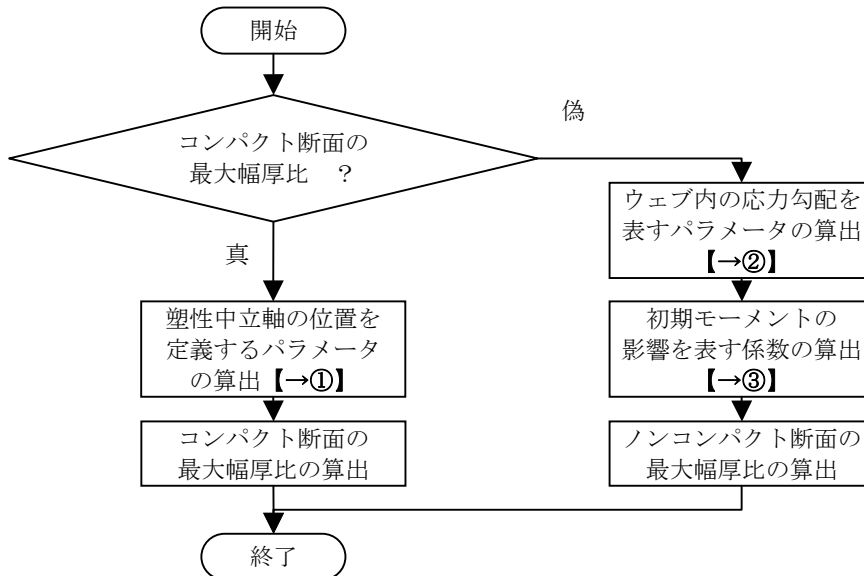


材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

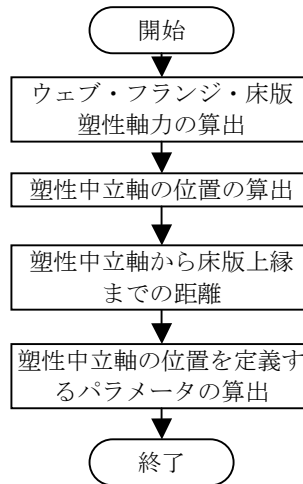
4.1.4.1 断面の分類



(ア) 断面分類の最大幅厚比の算出

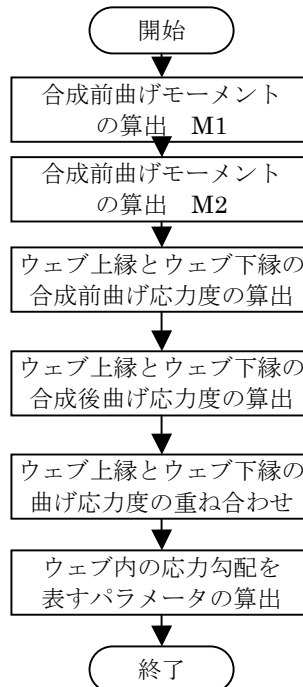


① 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

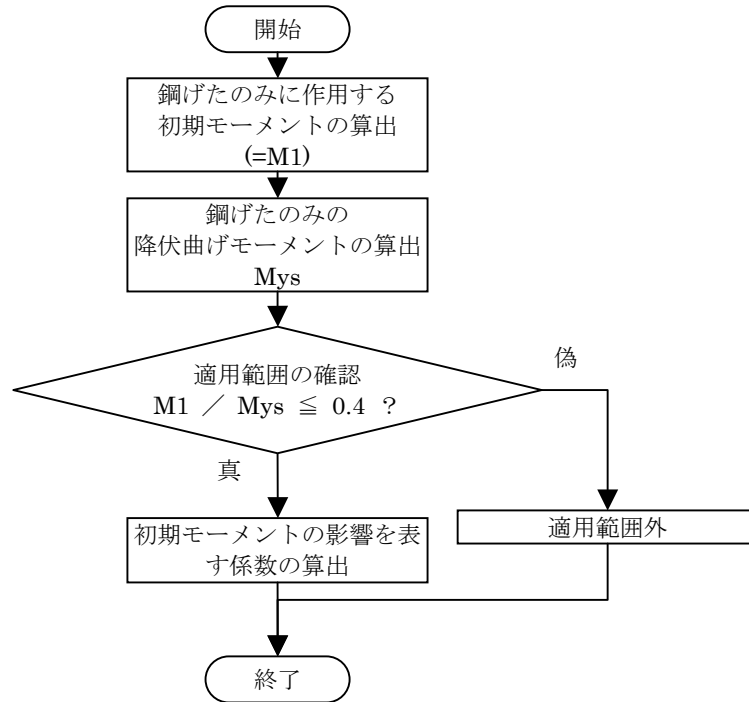


材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

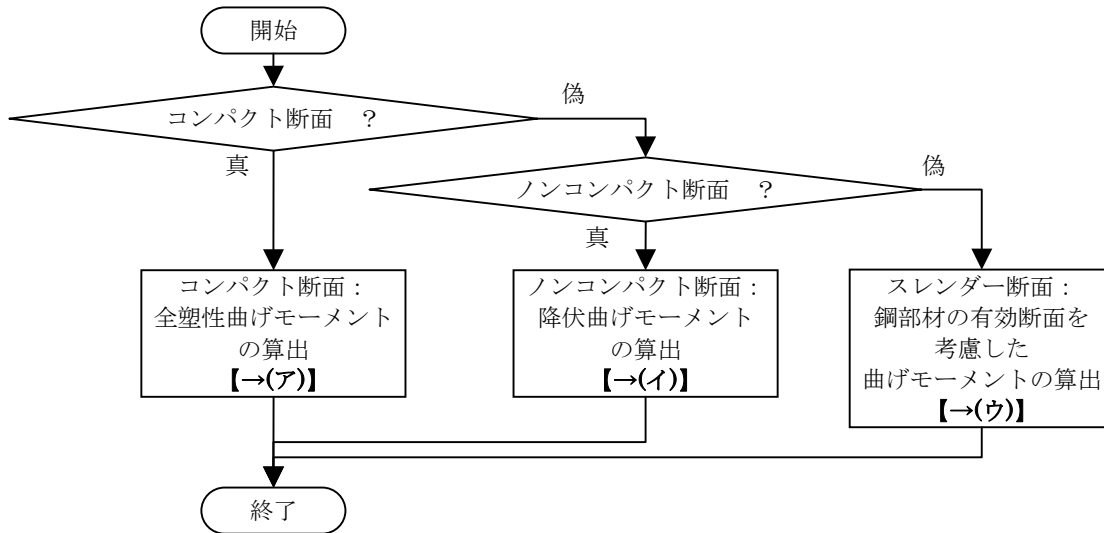
② ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出



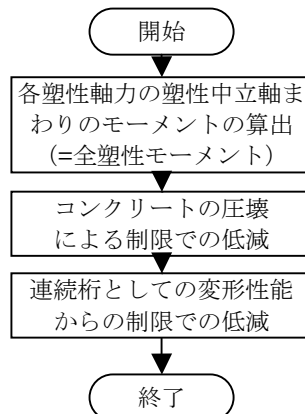
③ 初期モーメントの影響を表す係数の算出



4.1.4.2 断面分類の曲げ耐力の算出

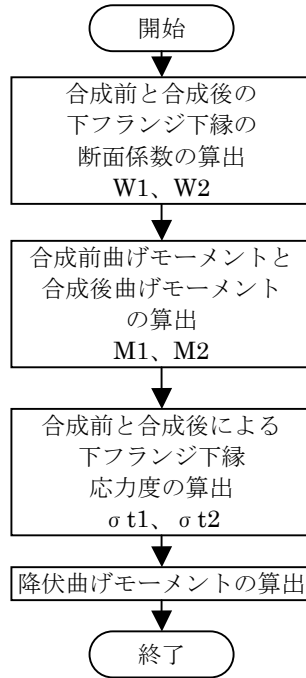


(ア) 全塑性モーメントの算出



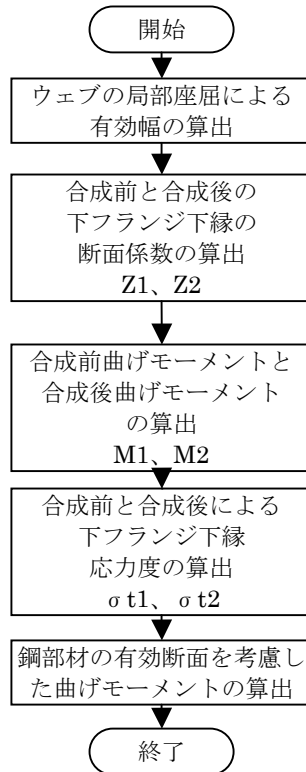
材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

(イ) 降伏曲げモーメントの算出



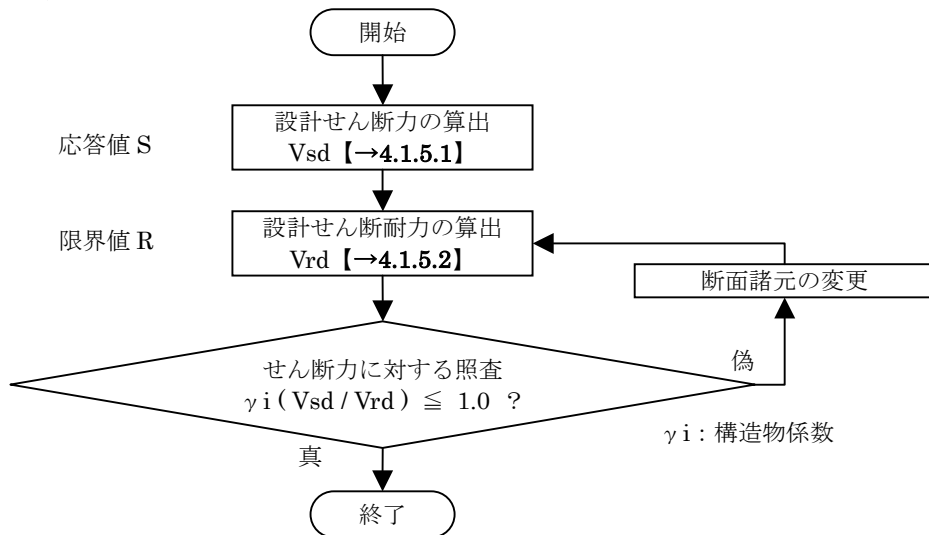
材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

(ウ) 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出

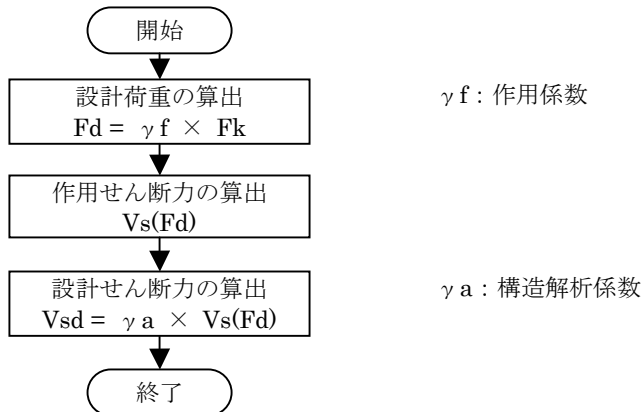


材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

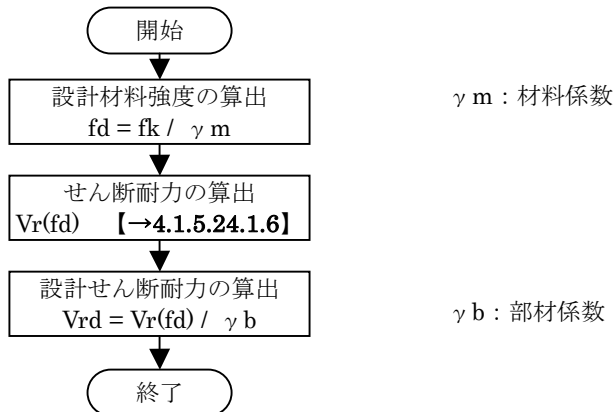
4.1.5 せん断力に対する照査



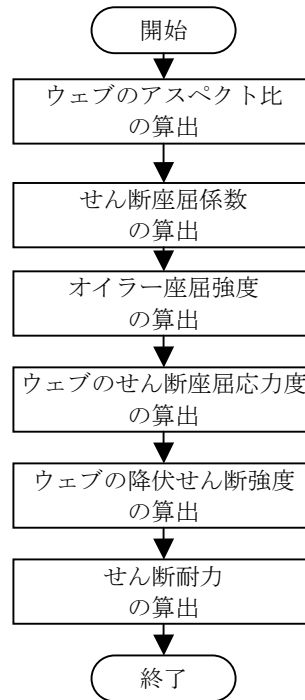
4.1.5.1 設計せん断力の算出【応答値】



4.1.5.2 設計せん断耐力の算出【限界値】



4.1.6 せん断耐力の算出



材料強度は材料係数 γ_m を考慮した「設計強度」。

4.2 終局限界状態の照査

4.2.1 条件

4.2.1.1 部分係数

		使用限界状態	安全限界状態
材料係数	鋼材 γ_s		1.00
	コンクリート γ_c		1.30
部材係数 γ_b	合成桁	曲げ耐力	1.10
		せん断耐力	1.10
	鋼桁	曲げ耐力	1.08
		せん断耐力	1.00
作用係数 γ_f	死荷重 D	1.00	1.30
	活荷重 L	1.00	2.00
構造解析係数	γ_a	1.00	1.00
構造物係数	γ_i		1.10

<解説>

材料係数について、鋼材は標準示方書3.5の解説に従った。コンクリートは、標準示方書3.4.3の解説に従いコンクリート標準示方書に準拠した。

部材係数について、鋼桁の部材係数とは、負曲げに対して鋼桁と鉄筋で抵抗する中間支点上断面の照査を、標準示方書5.3に示される鋼部材の耐力式を用いて行う場合のもので示方書 表-解5.2.2の値を用いた。合成桁の部材係数は標準示方書では特に示していないため、土木学会「複合構造の性能照査例」の計算例で使用している値を用いた。

構造解析係数は設計断面力の算定に線形解析を用いたため標準示方書4.2に従った。

構造物係数は標準示方書 表-解1.5.1で安全性について1.0~1.2と示されているため、1.1とした。

4.2.1.2 材料

4.2.1.2.1 使用材料と特性値

床版コンクリート	設計基準強度	$f_{ck} =$	36 N/mm ²
鋼板 SM570	降伏強度の特性値	$f_{yk} =$	上フランジ 450 N/mm ²
			ウェブ 450 N/mm ²
			下フランジ 450 N/mm ²
鉄筋 SD345	降伏強度の特性値	$f_{sk} =$	345 N/mm ²

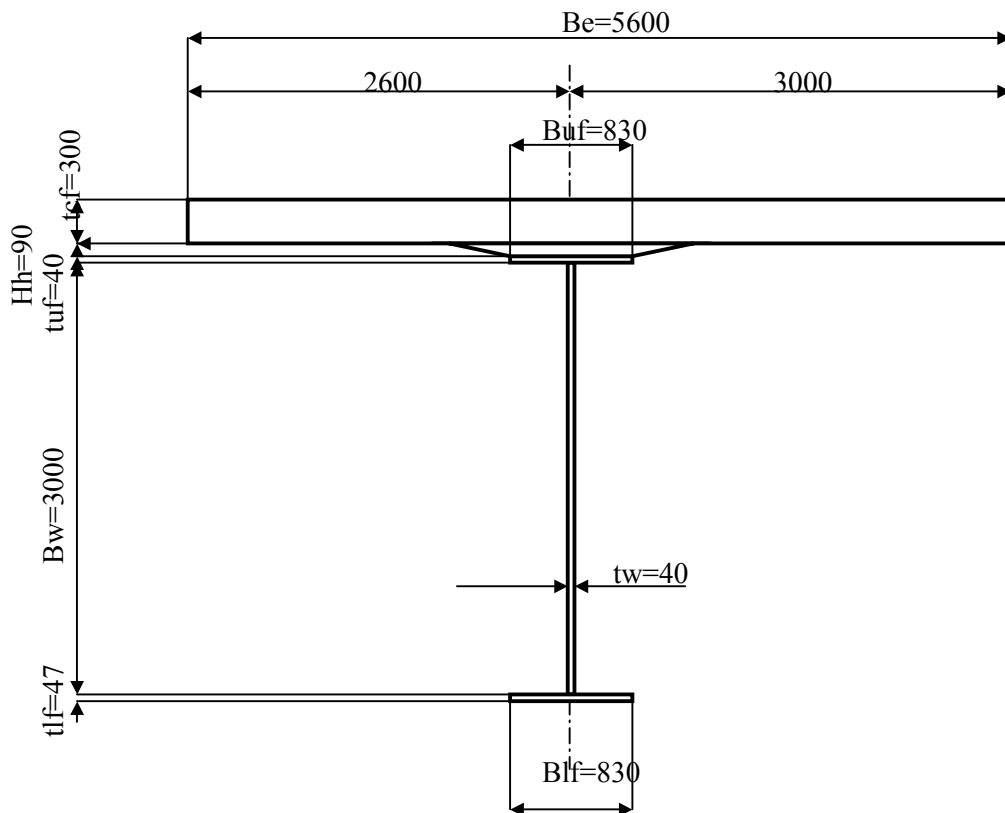
4.2.1.2.2 材料定数

鋼	ヤング係数	$E_s =$	205000 N/mm ²
	せん断弾性係数	$G =$	77000 N/mm ²
	ポアソン比	$\nu =$	0.3

<解説>

鋼材について、特性値は標準示方書3.4.2に従い規格下限値とした。ヤング率、ポアソン比も標準示方書に従ったが、標準示方書ではヤング係数を道示とは異なる205kN/mm²としている。

4.2.2 正曲げモーメントが作用する断面の照査 照査断面



4.2.2.1 設計曲げモーメントの算出

<解説>
 フローチャートに従えば、作用曲げモーメントは、荷重の特性値に作用係数を乗じて算出した設計荷重を入力とする構造解析で算出するが、作用係数は限界状態に応じて変化するため複数の構造解析が必要になる。実務の構造解析の負荷の大きさを考えると、荷重の特性値を入力とする単一の線形構造解析を行い、得られた曲げモーメントに作用係数を乗じて作用曲げモーメントを算出する重ね合わせの原理を利用する手順が有利である。
 以下、線形構造解析により荷重の特性値による曲げモーメントを算出し、これに作用係数を乗じて作用曲げモーメントを算出する。

4.2.2.1.1 線形構造解析で算出した曲げモーメント

	曲げモーメント	(kN × m)
前死荷重	M D1 =	22789.42
後死荷重	M D2 =	10268.14
活荷重(最大)	M L,i (+) =	15086.75
活荷重(最小)	M L,i (-) =	-3046.85

4.2.2.1.2 作用曲げモーメントの算出

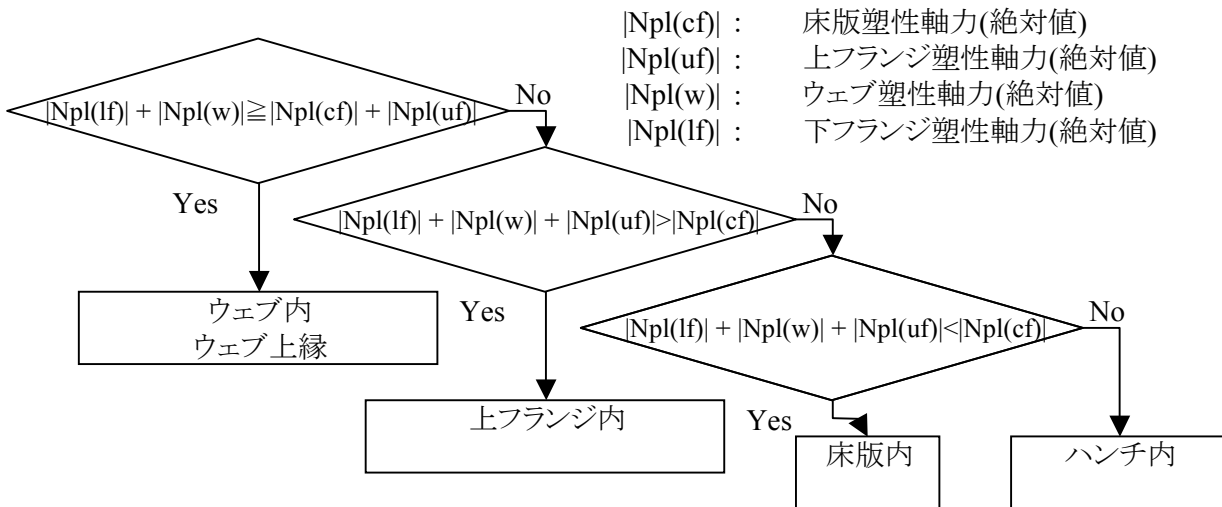
$$M_s = 1.3 \times (M D1 + M D2) + 2 \times M L,i (+) = 73148.33 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.1.3 設計曲げモーメントの算出

$$M_{sd} = \gamma_a \times M_s = 73148.33 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.2 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

4.2.2.2.1 位置の判定フロー



4.2.2.2.2 設計材料強度

		(N/mm ²)	
コンクリート	設計圧縮強度	$fcd = f'ck / \gamma_c$	27.7
鋼材	設計降伏強度	鉄筋	$fsd = fsk / \gamma_s$
		上フランジ	$fyd = fyk / \gamma_s$
		ウェブ	〃
		下フランジ	〃
	設計せん断降伏強度	$fvyd = fyk / (\sqrt{3} \times \gamma_s)$	260

4.2.2.2.3 ウェブ、フランジ、床版の塑性軸力(絶対値)の算出

$$\begin{aligned}
 |Npl(cf)| &= 0.85 \times fcd \times Be \times tcf = 39544.62 \text{ kN} \\
 |Npl(uf)| &= fyd \times Buf \times tuf = 14940.00 \text{ kN} \\
 |Npl(w)| &= fyd \times Bw \times tw = 54000.00 \text{ kN} \\
 |Npl(lf)| &= fyd \times Blf \times tlf = 17554.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.2.2.4 塑性中立軸の位置の算出

$$\begin{aligned}
 |Npl(lf)| + |Npl(w)| &= 71555 \geq |Npl(cf)| + |Npl(uf)| = 54485 \text{ kN} \\
 |Npl(lf)| + |Npl(w)| + |Npl(uf)| &= 86495 > |Npl(cf)| = 39545 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

判定結果 塑性中立軸の位置は、ウェブ内

4.2.2.2.5 塑性中立軸から床版上縁までの距離

$$Zpl = tcf + Hh + tuf + \frac{|Npl(lf)| + |Npl(w)| - |Npl(uf)| - |Npl(cf)|}{2 \times fyd \times tw} = 904.2 \text{ mm}$$

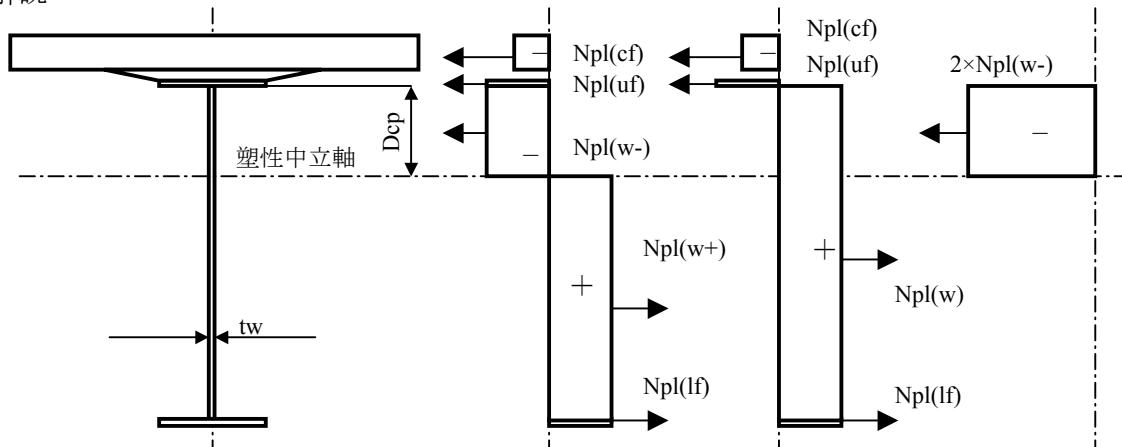
ウェブの圧縮領域の高さ

$$Dcp = Zpl - tcf - Hh - tuf = 474.2 \text{ mm}$$

4.2.2.2.6 塑性中立軸の位置を定義するパラメータの算出

$$\alpha = Dcp / Bw = 0.16$$

<解説>



<断面図>

<全塑性時の塑性軸力分布>

圧縮側の軸力合計
+ 引張側の軸力合計
= 0 (ゼロ)

<全塑性時と等価の塑性軸力分布>

ウェブを全て引張
と見なしたときの
塑性軸力合計
+ ウェブ圧縮領域の
塑性軸力Npl(w-)
の2倍

図-2.1 塑性中立軸がウェブ内にあるときの塑性軸力の釣り合い

塑性中立軸がウェブ内にあるとき、ウェブの圧縮領域の高さ D_{cp} は、図-2.1のような塑性軸力の釣り合いを考えると、

$$0 = \{|N_{pl}(lf)| + |N_{pl}(w)| - |N_{pl}(uf)| - |N_{pl}(cf)|\} - 2 \times |N_{pl}(w-)|$$

であり、 $|N_{pl}(w-)| = f_{yd} \times tw \times D_{cp}$ であることから、

$$D_{cp} = \frac{|N_{pl}(lf)| + |N_{pl}(w)| - |N_{pl}(uf)| - |N_{pl}(cf)|}{2 \times f_{yd} \times tw}$$

となる。

4.2.2.3 ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出

4.2.2.3.1 合成前曲げモーメントの算出

$$M1 = MD1 = 22789.42 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.3.2 合成後曲げモーメントの算出

$$M2 = MD2 + ML,i (+) = 25354.89 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.3.3 ウェブ上縁とウェブ下縁の合成前曲げ応力度、合成後曲げ応力度の算出

(1) ウェブ上縁とウェブ下縁の断面係数の算出

1) 板、鉄筋など断面要素の幾何学諸量

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm ²)	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm ³)	断面二次 Az ² ,I(mm ⁴)
床版	5600 × 300	1680000.0	-1780.00	-2990400000	5335512000000
鉄筋					
上側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-1865.00	-23937648	44643713520
下側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-1695.00	-21755664	36875850480
ハンチ純高さ	90				
上フランジ	830 × 40	33200.0	-1520.00	-50464000	76705280000
ウェブ	3000 × 40	120000.0	0.00	0	90000000000
下フランジ	830 × 47	39010.0	1523.50	59431735	90544248273
鋼桁合計		192210.0		8967735	257249528273

2) ウェブ上縁とウェブ下縁の中立軸からの距離

計算断面 ヤング係数比	断面積 A(mm ²)	中立軸 δ(mm)	断面二次 Iy(mm ⁴)	中立軸からの距離	
				ウェブ上縁 (mm)	ウェブ下縁 (mm)
合成前	192210.0	46.7	256831130317	-1546.7	1453.3
合成後	7 432210.0	-967.7	614758956266	-532.3	2467.7

3) ウェブ上縁とウェブ下縁の断面係数

計算断面	断面係数	
	ウェブ上縁 W(mm ³)	ウェブ下縁 W(mm ³)
合成前	-166055764	176717361
合成後	-1154823583	249126295

(2) ウェブ上縁とウェブ下縁の合成前曲げ応力度と合成後曲げ応力度の算出

$$\sigma_1, \sigma_2 = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W(mm ³)	モーメント M1(kN × m)	応力度 σ1(N/mm ²)	断面係数 W(mm ³)	モーメント M2(kN × m)	応力度 σ2(N/mm ²)
ウェブ上縁	-166055764	22789.42	-137.2	-1154823583	25354.89	-22.0
ウェブ下縁	176717361		129.0	249126295		101.8

4.2.2.3.4 ウェブ上縁とウェブ下縁の曲げ応力度の重ね合わせ

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

		合成前 応力度 σ_1 (N/mm ²)	合成後 応力度 σ_2 (N/mm ²)	重ね合わせ 応力度 σ (kN × m)
ウェブ上縁	σ_t	-137.2	-22.0	-159.2
ウェブ下縁	σ_b	129.0	101.8	230.7

4.2.2.3.5 ウェブ内の応力勾配を表すパラメータの算出

$$\begin{aligned} \psi &= \sigma_b / \sigma_t &= & -1.45 \\ \alpha' &= -\sigma_t / (-\sigma_t + \sigma_b) &= & 0.41 \end{aligned}$$

4.2.2.4 初期モーメントの影響を表す係数の算出

4.2.2.4.1 鋼げたのみに作用する初期モーメントの算出

合成前曲げモーメントと同じであるので、

$$M_1 = 22789.42 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.4.2 鋼げたのみの降伏曲げモーメントの算出

(1) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の断面係数の算出

1) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の中立軸からの距離

計算断面 ヤング係数比	断面積 A(mm ²)	中立軸 δ (mm)	断面二次 Iy(mm ⁴)	中立軸からの距離	
				上フランジ上縁 (mm)	下フランジ下縁 (mm)
合成前	192210.0	46.7	256831130317	-1586.7	1500.3
合成後	7 432210.0	-967.7	614758956266	-572.3	2514.7

2) 上フランジ上縁と下フランジ下縁の断面係数

計算断面	断面係数	
	上フランジ上縁 W(mm ³)	下フランジ下縁 W(mm ³)
合成前	-161869455	171181487
合成後	-1074114684	244470025

(2) 鋼げたのみの降伏曲げモーメントの算出

$$M_{ys} = W \times f_{yk}$$

断面要素	断面係数 W(mm ³)	降伏強度の特性値 f _{yk} (N/mm ²)	降伏曲げモーメント M _{ys} (kN × m)
上フランジ上縁	-161869455	450.0	-72841.25
下フランジ下縁	171181487	450.0	77031.67

$$M_{ys} = (\text{最小})$$

$$72841.25 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.4.3 適用範囲の確認

鋼げたのみの降伏曲げモーメントに対する初期モーメントの比がJSSCの断面分類の式を適用できる範囲であることを確認する。

$$M1 / Mys = 0.31 < 0.40$$

適用範囲内

4.2.2.4.4 初期モーメントの影響を表す係数の算出

$$\Lambda = 1 - 0.1 \times (M1 / Mys) + 2.31 \times (M1 / Mys)^2 = 1.19$$

4.2.2.5 断面分類の最大幅厚比の算出

4.2.2.5.1 ノンコンパクト断面の最大幅厚比の算出

ウェブ内の応力勾配を表すパラメータ

$$\psi = -1.45 < -1.00$$

初期モーメントの影響を表す係数

$$\Lambda = 1.19$$

$$\text{最大幅厚比 } Bw / tw (n) = 2.5 \times \Lambda \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} \times \sqrt{(Es / fyk)} = 188.0$$

4.2.2.5.2 コンパクト断面の最大幅厚比の算出

塑性中立軸の位置を定義するパラメータ

$$\alpha = 0.16$$

$$\text{最大幅厚比 } Bw / tw (c) = 2.0 / \alpha \times \sqrt{(Es / fyk)} = 270.1$$

4.2.2.6 全塑性モーメントの算出

4.2.2.6.1 各塑性軸力の塑性中立軸まわりのモーメントの算出

$$\begin{aligned} \text{塑性軸力 } Npl &= A \times fyd, A \times 0.85 \times fcd \\ \text{モーメント } Mpl &= d \times Npl \end{aligned}$$

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm ²)	設計強度 0.85 × fcd, fyd (N/mm ²)	塑性軸力 Npl(kN)	塑性中立軸 からの距離 d(mm)	モーメント Mpl(kN × m)
床版	(圧縮側) 5600 × 300	1680000.0	23.5	-39544.62	-754.2	29823.10
上フランジ	(圧縮側) 830 × 40	33200.0	450.0	-14940.00	-494.2	7382.80
ウェブ圧縮側	(圧縮側) 474 × 40	18966.5	450.0	-8534.94	-237.1	2023.48
ウェブ引張側	(引張側) 2526 × 40	101033.5	450.0	45465.06	1262.9	57418.65
下フランジ	(引張側) 830 × 47	39010.0	450.0	17554.50	2549.3	44752.33
			圧縮側合計=	-63019.56		
			引張側合計=	63019.56		
全塑性モーメント	Mpl =				合計=	141400.37
						<u>141400.37</u> kN × m

4.2.2.6.2 全塑性モーメントの低減

(1) コンクリートの圧壊による制限での制限 ([Eurocode]による)

$$\text{合成桁の全高 } h = tcf + Hh + tuf + Bw + tlf = 3477.0 \text{ mm}$$

合成桁の全高に対する圧縮領域の高さの比率による判定

$$Z_{pl} / h = \quad = \quad 0.26$$

$$\quad > \quad 0.15$$

判定結果 圧縮領域の高さの比率が15%を超えるため低減する。

$$\text{低減係数の算出 } \beta = 1.09 - 0.6 \times Z_{pl} / h = 0.93398$$

(2) 連続桁としての変形性能からの制限での制限 ([Eurocode]による)

中間支点近傍の断面分類 コンパクト断面以外を使用している

$$\text{中間支点両側のスパン比 } L_i / L_j = 80.0000 / 80.0000 = 1.00$$

$$\quad > \quad 0.60$$

判定結果 低減しない

$$\text{低減係数の修正 } \beta \leq 1.00 \text{ であるので、 } \beta = 0.93398$$

4.2.2.7 降伏曲げモーメントの算出

<解説>

鋼げたや死活荷重合成桁は、断面係数Wに降伏強度 f_y を乗じて降伏曲げモーメント算出できる。

活荷重合成桁は、合成前後で断面係数Wが変化するため、以下のように算出する。

活荷重合成桁において、荷重を増加させたときに最初に降伏する鋼桁引張縁の曲げ応力度と曲げモーメントの関係はグラフに示すとおりであり、降伏曲げモーメント M_y の算出式は以下ようになる。

$$M_y = M_1 + M_2 + W_2 \times (f_y - \sigma_{L1} - \sigma_{L2})$$

M_1 : 合成前曲げモーメント

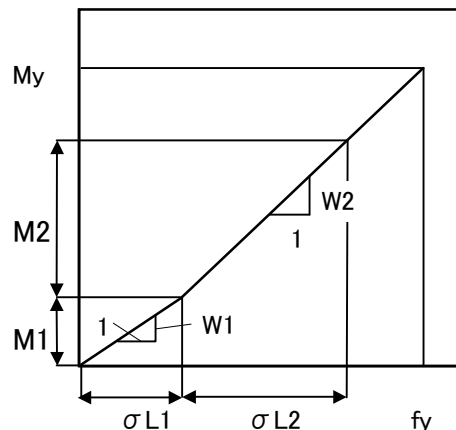
M_2 : 合成後曲げモーメント

W_2 : 合成後下フランジ下縁の断面係数

f_y : 降伏強度の特性値

σ_{L1} : 合成前下フランジ下縁の曲げ応力

σ_{L2} : 合成後下フランジ下縁の曲げ応力



4.2.2.7.1 合成前と合成後の下フランジ下縁の断面係数の算出

4.2.2.4.2(1)で算出済。

4.2.2.7.2 合成前曲げモーメントと合成後曲げモーメントの算出

4.2.2.3.1、4.2.2.3.2で算出済。

4.2.2.7.3 合成前と合成後の下フランジ下縁応力度の算出

$$\sigma_{L1}, \sigma_{L2} = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W1(mm ³)	モーメント M1(kN × m)	応力度 σL1(N/mm ²)	断面係数 W2(mm ³)	モーメント M2(kN × m)	応力度 σL2(N/mm ²)
下フランジ下縁	171181487	22789.42	133.1	244470025	25354.89	103.7

4.2.2.7.4 降伏曲げモーメントの算出

$$M_y = M1 + M2 + W2 \times (f_{yk} - \sigma_{L1} - \sigma_{L2}) = 100254.60 \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.8 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出

<解説>
 全断面の中立軸を考えたときの圧縮域の高さを全幅としてウェブの有効幅を算出する。
 算出した有効幅により有効断面での下フランジ下縁の断面係数を算出し、降伏曲げモーメントを算出する要領で鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントを算出する。

4.2.2.8.1 ウェブ(圧縮域)の局部座屈による有効幅の算出

(1) 合成前

ウェブ圧縮側の高さ(=ウェブ上縁の中立軸からの距離)	Hc =	1546.7 mm
ウェブ圧縮側の幅厚比	Hc / tw =	38.67
ウェブの座屈係数	k =	23.9

幅厚比パラメータ

$$R_w = (1.05 / \sqrt{k}) \times \sqrt{(f_{yk} / E_s)} \times (H_c / t_w) = 0.39$$

局部座屈による有効幅比

$$H_e / H_c = (1.0 / R_w)^{0.80} = 2.13 \rightarrow 1.00$$

局部座屈による有効幅

$$H_e = H_c \times (H_e / H_c) = 1546.7 \text{ mm}$$

(2) 合成後

ウェブ圧縮側の高さ(=ウェブ上縁の中立軸からの距離) $H_c = 532.3 \text{ mm}$
 ウェブ圧縮側の幅厚比 $H_c / t_w = 13.31$

幅厚比パラメータ

$$R_w = (1.05 / \sqrt{k}) \times \sqrt{(f_y k / E_s)} \times (H_c / t_w) = 0.13$$

局部座屈による有効幅比

$$H_e / H_c = (1.0 / R_w)^{0.80} = 4.99 \rightarrow 1.00$$

局部座屈による有効幅

$$H_e = H_c \times (H_e / H_c) = 532.3 \text{ mm}$$

4.2.2.8.2 合成前と合成後の下フランジ下縁の断面係数の算出

1) 板、鉄筋など断面要素の幾何学諸量

a) 合成前

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm ²)	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm ³)	断面二次 Az ² ,I(mm ⁴)
上フランジ	830 × 40	33200.0	-1566.66	-52012977	81486437953
ウェブ圧縮側	773.3 × 40	30933.1	-1159.99	-35882168	43164619509
	773.3 × 40	30933.1	-386.66	-11960723	6166374216
ウェブ引張側	1453.3 × 40	58133.8	726.67	42244180	40930219295
下フランジ	830 × 47	39010.0	1476.84	57611687	85083479343
鋼桁合計		192210.0		0	256831130317

*鉛直座標は合成前全断面での中立軸からの座標

b) 合成後

断面要素	断面形状 (mm)	断面積 A(mm ²)	鉛直座標 z(mm)	断面一次 Az(mm ³)	断面二次 Az ² ,I(mm ⁴)
床版	5600 × 300	1680000.0	-812.34	-1364731447	1121226144650
鉄筋					
上側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-897.34	-11517540	10335151269
下側 D19 - 44.80 × 286.5		12835.2	-727.34	-9335556	6790124861
ハンチ純高さ	90				
上フランジ	830 × 40	33200.0	-552.34	-18337693	10128643987
ウェブ圧縮側	266.2 × 40	10646.8	-399.26	-4250790	1760007225
	266.2 × 40	10646.8	-133.09	-1416930	251429604
ウェブ引張側	2467.7 × 40	98706.4	1233.83	121786903	200352434070
下フランジ	830 × 47	39010.0	2491.16	97180146	242091277860
鋼桁合計		192210.0		194961635	454583792744

*鉛直座標は合成後全断面での中立軸からの座標

2) 下フランジ下縁の中立軸からの距離

計算断面	断面積 A(mm ²)	中立軸 δ(mm)	断面二次 Iy(mm ⁴)	中立軸からの距離 下フランジ下縁 (mm)
合成前	192210.0	0.0	256831130317	1500.3
合成後	7 432210.0	0.0	614758956266	2514.7

3) 下フランジ下縁の断面係数

計算断面	断面係数 下フランジ下縁 W(mm ³)
合成前	171181487
合成後	244470025

4.2.2.8.2 合成前曲げモーメントと合成後曲げモーメントの算出

4.2.2.3.1、4.2.2.3.2で算出済。

4.2.2.8.3 合成前と合成後の下フランジ下縁応力度の算出

$$\sigma_{L1}, \sigma_{L2} = M / W$$

	合成前			合成後		
	断面係数 W1(mm ³)	モーメント M1(kN × m)	応力度 σL1(N/mm ²)	断面係数 W2(mm ³)	モーメント M2(kN × m)	応力度 σL2(N/mm ²)
下フランジ下縁	171181487	22789.42	133.1	244470025	25354.89	103.7

4.2.2.8.4 鋼部材の有効断面を考慮した曲げモーメントの算出の算出

$$M_y = M_1 + M_2 + W_2 \times (f_{yk} - \sigma_{L1} - \sigma_{L2}) = \underline{100254.60} \text{ kN} \times \text{m}$$

4.2.2.9 断面の分類

ノンコンパクト断面であるかの判定

ウェブの幅厚比

$$B_w / t_w = 75.0$$

ノンコンパクト断面の最大幅厚比

$$B_w / t_w (n) = 188.0$$

$$B_w / t_w < B_w / t_w (n)$$

判定結果

ノンコンパクト断面

コンパクト断面であるかの判定

コンパクト断面の最大幅厚比

$$B_w / t_w (c) = 270.1$$

$$B_w / t_w < B_w / t_w (c)$$

判定結果

コンパクト断面

<解説>

コンパクト断面の α と限界幅厚比の関係、ノンコンパクト断面の α' と限界幅厚比の関係を図-9.1と図-9.2に示す。照査断面の α 、 α' 、幅厚比についても図中に示している。

図は限界幅厚比の曲線によって、コンパクト断面とノンコンパクト断面、コンパクト断面とスレンダー断面の領域にわかれている。断面は α と α' および幅厚比により分類される。

α と α' の値によっては、コンパクト断面の最大幅厚比がノンコンパクト断面の最大幅厚比より大きくなる場合がある。

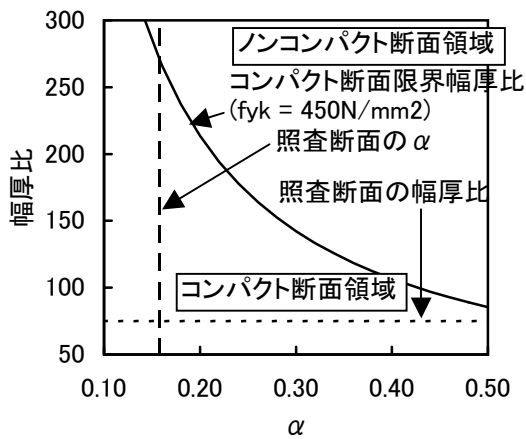


図-9.1 コンパクト断面の α と限界幅厚比
(参考文献、橋梁と基礎 2008-5)

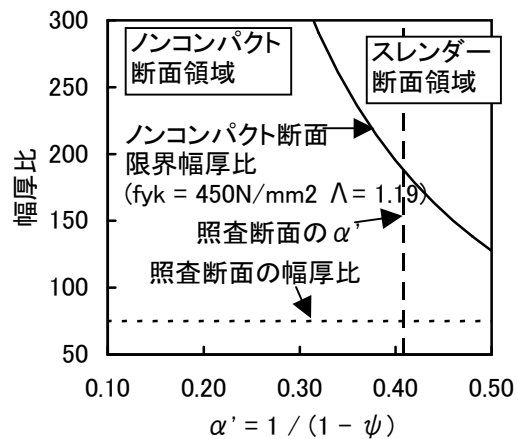


図-9.2 ノンコンパクト断面の α' と限界幅厚比

4.2.2.10 設計曲げ耐力の算出

4.2.2.10.1 曲げ耐力の算出

断面の分類はコンパクト断面であるので、

$$\begin{aligned} M_{pl} &= 141400.37 \text{ kN} \times \text{m} \\ \beta &= 0.93398 \end{aligned}$$

$$M_r = \beta \times M_{pl} = \underline{132064.44 \text{ kN} \times \text{m}}$$

4.2.2.10.2 設計曲げ耐力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.10 \\ M_{rd} &= M_r / \gamma_b = \underline{120058.58 \text{ kN} \times \text{m}} \end{aligned}$$

4.2.2.11 曲げモーメントに対する照査

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 73148.33 \text{ kN} \times \text{m} \\ M_{rd} &= 120058.58 \text{ kN} \times \text{m} \\ \gamma_i &= 1.10 \end{aligned}$$

$$\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = \underline{\underline{0.67}} < 1.00 \quad \text{OK}$$

4.2.2.12 設計せん断力の算出

4.2.2.12.1 線形構造解析で算出したせん断力

	せん断力	(kN)
前死荷重	V D1 =	-38.87
後死荷重	V D2 =	-17.51
活荷重(最大)	V L,i =	-383.06
活荷重(最小)	V L,i =	-383.06

4.2.2.12.2 作用せん断力の算出

$$V_s = 1.3 \times (V D1 + V D2) + 2 \times V L,i = -839.41 \text{ kN}$$

4.2.2.12.3 設計せん断力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_a &= 1.00 \\ V_{sd} &= \gamma_a \times V_s = -839.41 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.2.13 せん断に対する照査

4.2.2.13.1 設計せん断耐力

(1) ウェブのアスペクト比

垂直補剛材間隔	a =	8000.0 mm	
ウェブの高さ	Bw =	3000.0 mm	
アスペクト比	a / Bw =	2.7	
制限値に対する照査		< 3.0	OK

(2) せん断座屈係数 $k_s = 5.34 + 4.00 / (a / Bw)^2 = 5.9$

(3) オイラー座屈強度

Es =	205000 N/mm ²
v =	0.3
tw =	40 mm
$\tau_e = k_s \times \frac{\pi^2 \times E_s}{12 \times (1 - v^2)} \times (tw / Bw)^2 =$	194.4 N/mm ²

(4) ウェブのせん断座屈応力度

fvyd =	260 N/mm ²	
$\tau_e < 0.8 \times fvyd =$	208 N/mm ²	であるので、
$\tau_{cr} = \tau_e =$	194.4 N/mm ²	

(5) ウェブの降伏せん断強度

$$V_y = fvyd \times Bw \times tw = 31176.91 \text{ kN}$$

(6) せん断耐力の算出

$$\begin{aligned} \frac{V_r}{V_y} &= \frac{\tau_{cr}}{fvyd} + \frac{\sqrt{3}}{2} \times \frac{1 - \tau_{cr} / fvyd}{\sqrt{1 + (a / Bw)^2}} = 0.82 \\ V_r &= 0.82 \times 31176.91 = 25716.51 \text{ kN} \end{aligned}$$

(7) 設計せん断耐力の算出

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.10 \\ V_{rd} &= V_r / \gamma_b = 23378.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.2.13.2 せん断力に対する照査

$$\begin{aligned} V_{sd} &= -839.41 \text{ kN} \\ V_{rd} &= 23378.65 \text{ kN} \\ \gamma_i &= 1.10 \\ \gamma_i \times \frac{|V_{sd}|}{V_{rd}} &= \underline{\underline{0.04}} < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4.2.2.14 曲げとせん断に対する組み合わせの照査

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 73148.33 \text{ kN} \times \text{m} \\ M_{rd} &= 120058.58 \text{ kN} \times \text{m} \\ V_{sd} &= -839.41 \text{ kN} \\ V_{rd} &= 23378.65 \text{ kN} \\ \gamma_i &= 1.10 \\ (\gamma_i \times \frac{M_{sd}}{M_{rd}})^4 + (\gamma_i \times \frac{|V_{sd}|}{V_{rd}})^4 &= \underline{\underline{0.20}} < 1.00 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5 主桁の設計（使用時の照査）

使用限界状態で考慮する荷重

実際に起こりうる合成桁橋の最大荷重として

死荷重(D)、活荷重(L)、クリープ(CR)、乾燥収縮(SH)

鋼材の永久変形を起こさないこと、つまり弾性座屈もしくは降伏しないことを照査する。

活荷重によるたわみが制限値以下であること、

ウェブブリージングが生じないこと、

中間支点部では有害なひび割れ幅がコンクリートに生じないことを照査する。

(1) 永久変形の照査

鋼桁に作用する断面力に対して、

降伏モーメントあるいは降伏剪断力が 1.15 倍の安全率を確保する。

(2) 活荷重たわみの照査

道示Ⅱ鋼橋編に準じた活荷重たわみの制限を照査する。

※従来と同様のため省略する。

(3) ウェブブリージングの照査

水平補剛材を持たないケースで薄いウェブを用いた場合、交通荷重に伴うウェブの繰返し面外変形に起因して疲労亀裂の発生が懸念されるため、照査を行う。

疲労はフランジ、ウェブの接合部、または垂直補剛材とウェブの接合部で、特にフランジと垂直補剛材のコーナー部での発生の可能性が高い。

Eurocode でつかうような薄い腹板(9mm×3000mm)の使用は日本ではありえないので省略するの一言ですましていいと思う。

(4) ひび割れ幅の照査

床版コンクリートに有害なひび割れ幅が生じないことを照査する。

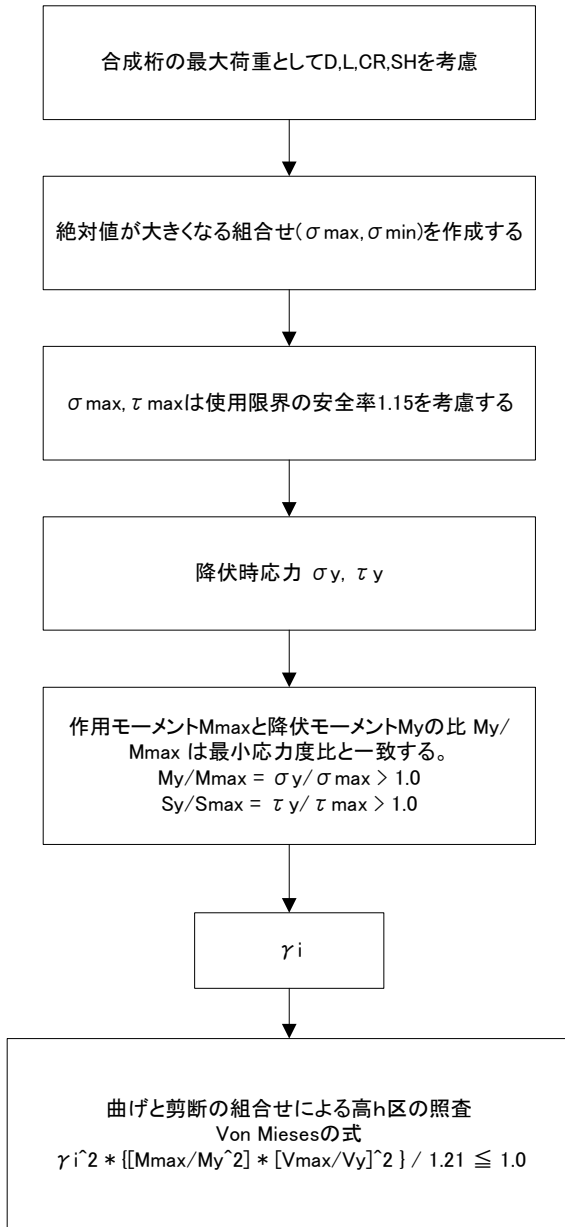
ひび割れ幅の算出には、初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態の2つの状態を想定する。

※使用限界に含まれるが、独立した項目として別途示す。

(1) 永久変形の照査フロー

-使用限界状態では、鋼材が永久変形を起こさないことを照査する。

- ・弾性座屈もしくは降伏しなければこの条件を満たす。



※断面力に対して組合せをつくる計算方法もある。

ただし降伏応力を逆算した曲げモーメントと比較することを考えると、応力度で比較しても計算は容易であり、無駄な計算がない。ここでは応力度による計算例を示す。

※示方書で考慮している断面力の成分は、面内曲げモーメントと剪断力についてのみである。しかし、軸力等の他の断面力成分を考慮したときや、これまでの許容応力度法による設計との整合を考えると応力度、つまり面積あたりの力で比較するほうが現実的である。

※特記

限界状態設計法において軸力や面外成分などを考慮した計算方法を示した例はない。

したがって限界状態設計法の箱桁への適用は現時点では不可能である。(2010.02)

-使用限界状態では、鋼材が永久変形を起こさないことを照査する。

- ・弾性座屈もしくは降伏しなければこの条件を満たす。
- ・合成桁の最大荷重として D,L,CR,SH を考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せ(σ_{max} , τ_{max})を作成する。

σ_{max} 、 τ_{max} は使用限界の安全率 1.15 を考慮する。

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は 15%の安全率を確保する(主荷重)

※断面力に対して組合せをつくる計算方法もある。

- ・ただし降伏応力を逆算した曲げモーメントと比較することを考えると、応力度で比較しても計算は容易であり、無駄な計算がない。ここでは応力度による計算例を示す。

※示方書で考慮している断面力の成分は、面内曲げモーメントと剪断力についてのみである。しかし、軸力等の他の断面力成分を考慮したときや、これまでの許容応力度法による設計との整合を考えると応力度、つまり面積あたりの力で比較するほうが現実的である。

※特記

限界状態設計法において軸力や面外成分などを考慮した計算方法を示した例はない。

したがって限界状態設計法の箱桁への適用は現時点では不可能である。(2010.02)

作用モーメント M_{max} と降伏モーメント M_y の比 M_y/M_{max} は最小応力度比と一致する。

$$M_y/M_{max} = \sigma_y/\sigma_{max}$$

$$S_y/S_{max} = \tau_y/\tau_{max}$$

降伏モーメント M_y 、降伏剪断耐力 S_y は以下の式により逆算できる。

$$M_y = (\sigma_y/\sigma_{max}) * M_{max}$$

$$S_y = b_w * t_w * \tau_y$$

M_{max} : 作用モーメント

S_{max} : 作用剪断力

作用モーメント M_{max} と降伏モーメント M_y の比 M_y/M_{max} は最小応力度比と一致するため使用目的から考えると冗長である。 τ についても同様である。

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

Von Miseses の式

$$\gamma^2 * \{ [M_{max}/M_y]^2 * [V_{max}/V_y]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

- ・この照査式は垂直応力と剪断応力が共存する状態を剪断ひずみエネルギー説による応力状態によってあらわしたものである。この説における応力状態の適用範囲は弾性限界となるため断面分類による区分はない。
- ・垂直応力と剪断応力の合成応力度照査では10%程度の強度の余裕を期待できるため $1.2(=1.1^2)$ で除す。
- ・ねじり等の影響を考慮する場合を考慮し、応力度による照査を行った。
PART A では括弧内の応答値/耐力の比は成分によらず加算している。
もともと断面力(応答値、耐力)の式ではなく応力度ベースの式由来であり、
応力の向きを無視して加算していた従来設計の結果との整合性をとるためと思われる。

(3) ウェブブリージングの照査

- ・水平補剛材を持たないケースで薄板の腹板を持つ場合、交通荷重に伴う腹板の繰り返し面外変形に起因して疲労亀裂の発生が懸念される場合は、ウェブブリージングの照査を行う。垂直補剛材コーナー部での発生の可能性が高い。
Eurocode で使用するような薄い腹板の使用は日本ではありえないのでその場合は省略して構わない。

安全係数¹

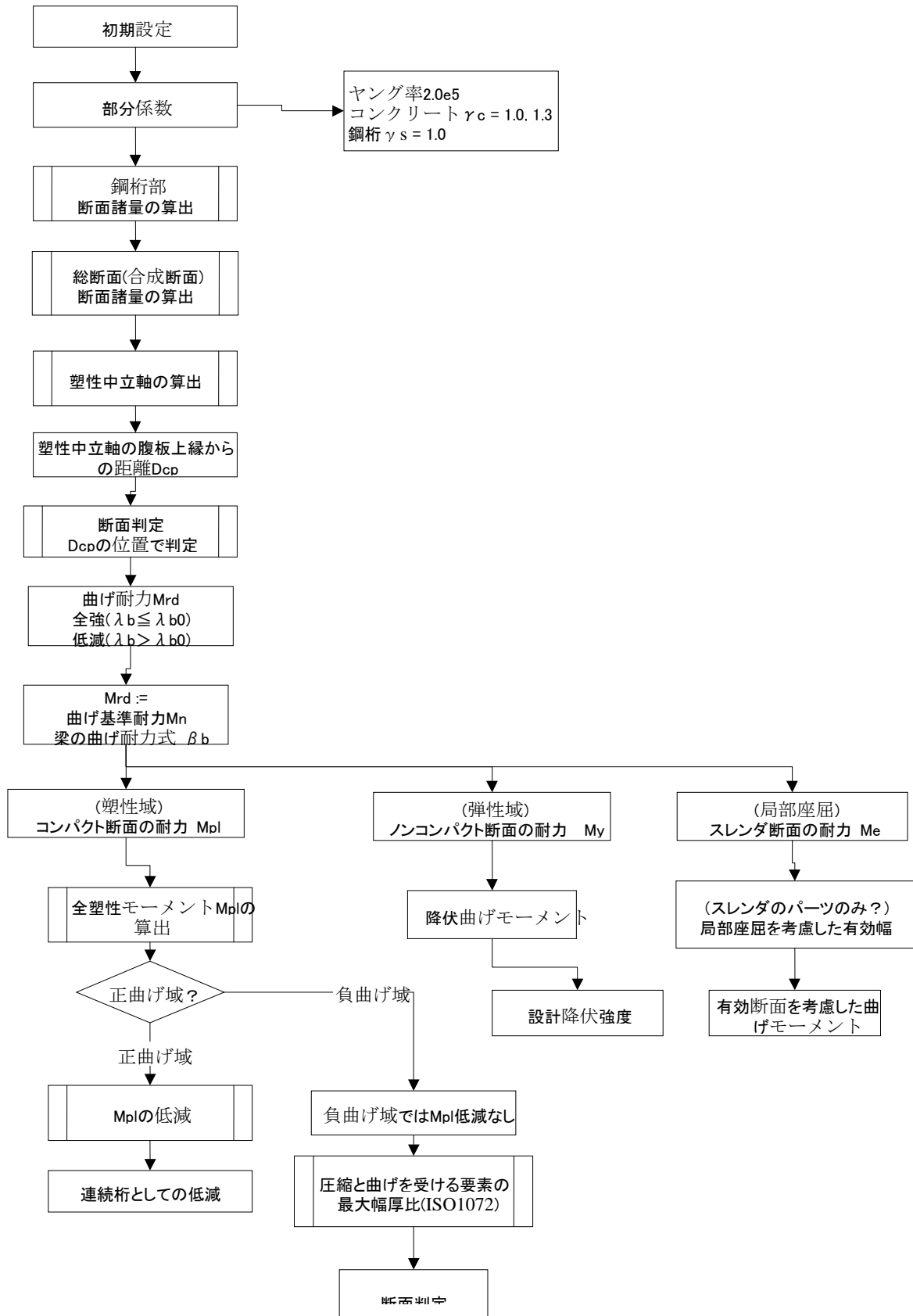
要求性能	照査項目	材料係数 γ_m		
		コンクリート γ_c	鉄筋 γ_r	構造用鋼材 γ_s
安全性	部材破壊	1.00	1.00	1.05
使用性	外観	1.00	1.00	1.00

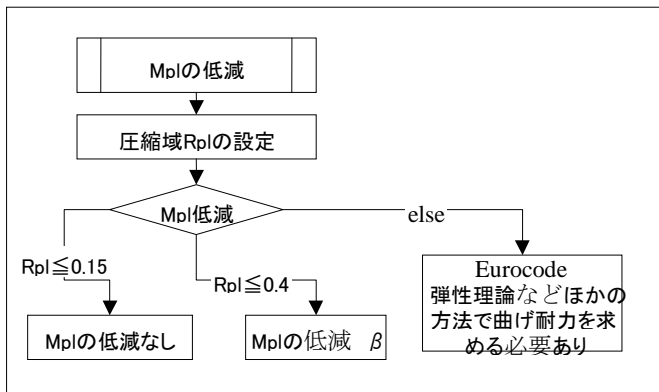
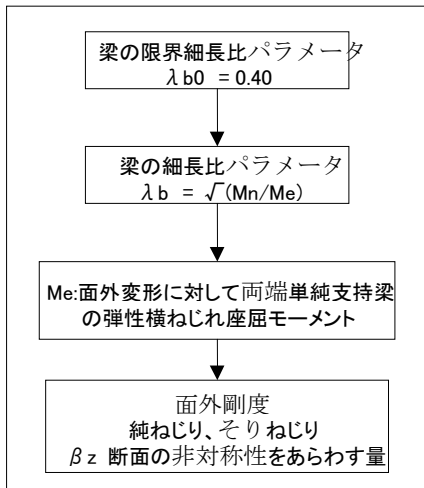
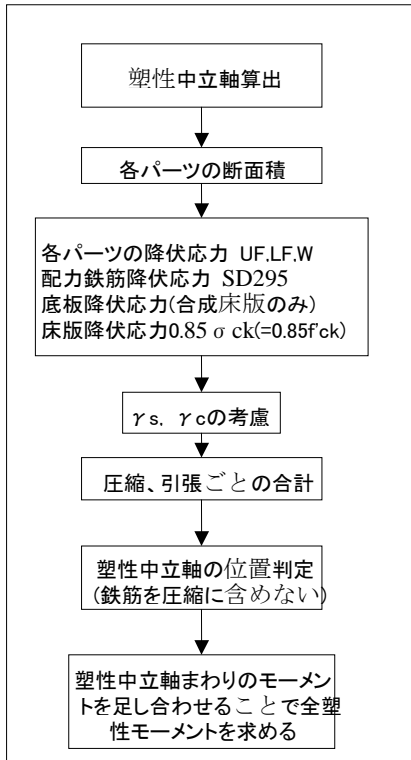
安全係数を考慮して以下の手順により耐力を算出する²。計算式については別途資料を参照のこと。

¹ 「複合構造物の性能照査例」 土木学会 2006 p.30

² 「鋼・合成構造標準示方書」 土木学会 2007 15 章、5 章ほか

合成桁の断面計算フロー(使用性、安全性)





使用限界状態の照査 曲げ最大
 ・合成桁の最大荷重としてD, L, CR, SHを考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せを作成する

	鋼桁上縁	鋼桁下縁	腹板
1. D (PRE)	-139.9	130.3	0.3
2. D (ALL)	-149.5	171.5	0.5
3. D+CR+SH	-187.7	184	0.5
4. D+L	-163.5	232	3.7
5. D-L	-146.6	159.2	3.7
6. D+L+CR+SH	-201.8	244.5	3.7
7. D-L+CR+SH	-184.9	171.8	3.7
σ_{max}	201.8	244.5	τ_{max} 3.7

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は15%の安全率を確保する(主荷重)

σ_{max} は使用限界の安全率1.15を確保する

σ_{max}	232.1	281.2	
σ_y	355	355	
応力度比 σ_y / σ_{max}	1.53	1.26	
最小降伏応力度比	1.26	>1.00	OK

作用モーメントMmax

降伏モーメントMy = $(\sigma / \sigma_{max}) * M_{max}$

の比はMy/は最小応力度比と一致する

$$M_y / M_{max} = 1.26 > 1.00 \quad \text{OK}$$

τ_{max} は使用限界の安全率1.15を確保する

τ_{max}	4.3
τ_y	355

作用剪断力Smax

$S_y / S_{max} = \tau_y / \tau_{max}$

$$\frac{205.0}{48.17} > 1.00 \quad \text{OK}$$

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

Von Misesの式

$$\gamma_i^2 * \{ [M_{max} / M_y]^2 * [V_{max} / V_y]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

γ_i	1.0	
M_{max} / M_y	0.792	
V_{max} / V_y	0.021	
	0.52	<1.0 OK

使用限界状態の照査 曲げ最小
 ・合成桁の最大荷重としてD, L, CR, SHを考慮する。

応力度の絶対値が大きくなる組合せを作成する

	鋼桁上縁	鋼桁下縁	腹板
1. D (PRE)	140.3	-110.5	14.2
2. D (ALL)	186.7	-155.6	20.5
3. D+CR+SH	186.7	-155.6	20.5
4. D+L	177.5	-146.7	28.2
5. D-L	236.5	-204	28.2
6. D+L+CR+SH	177.5	-146.7	28.2
7. D-L+CR+SH	236.5	-204	28.2
σ_{max}	236.5	204	τ_{max} 28.2

鋼桁部に作用する断面力に対して、降伏時の曲げモーメントおよび剪断力は15%の安全率を確保する(主荷重)

σ_{max} は使用限界の安全率1.15を確保する

σ_{max}	272.0	234.6	
σ_y	355	355	
応力度比 σ_y / σ_{max}	1.31	1.51	
最小降伏応力度比	1.31	>1.00	OK

作用モーメントMmax

降伏モーメントMy = $(\sigma / \sigma_{max}) * M_{max}$

の比はMy/は最小応力度比と一致する

$$My / M_{max} = 1.31 > 1.00 \quad \text{OK}$$

τ_{max} は使用限界の安全率1.15を確保する

τ_{max}	32.4
τ_y	355

作用剪断力Smax

$S_y / S_{max} = \tau_y / \tau_{max}$

$$\frac{205.0}{6.32} > 1.00 \quad \text{OK}$$

曲げと剪断の組合せによる降伏の照査

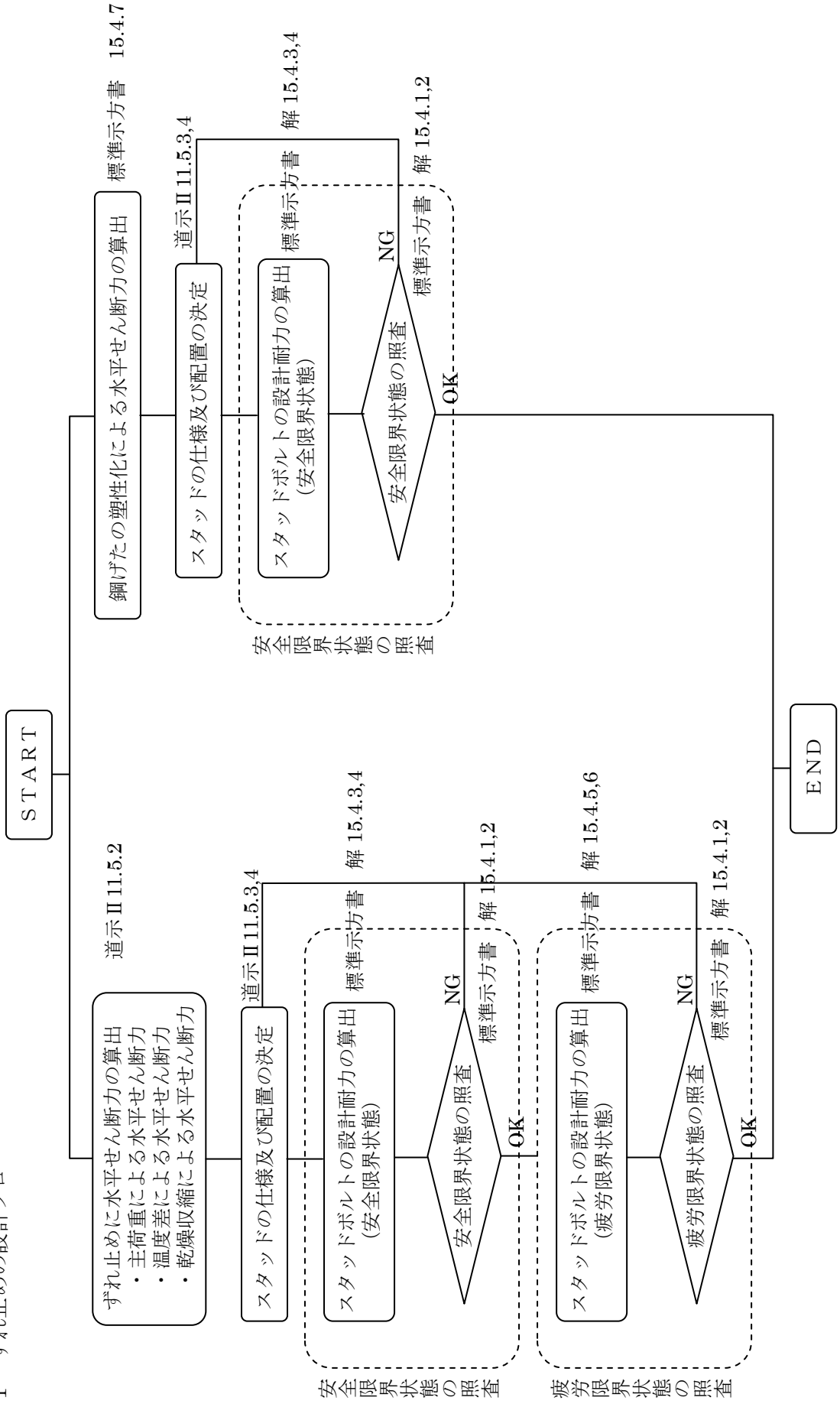
Von Misesの式

$$\gamma_i^2 * \{ [M_{max} / My]^2 * [V_{max} / Vy]^2 \} / 1.21 \leq 1.0$$

γ_i	1.0	
M_{max} / My	0.766	
V_{max} / Vy	0.158	
	0.51	<1.0 OK

6. ずれ止めの設計

6. 1 ずれ止めの設計フロー

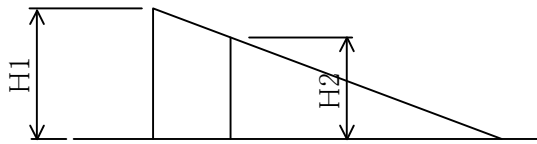


6.2. ずれ止めの設計例

6.2.1. 主荷重・温度差・乾燥収縮に対する計算

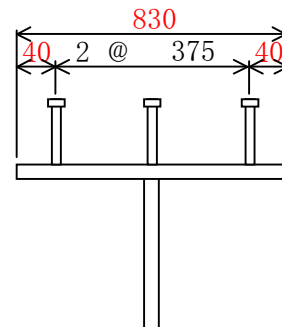
(1) ずれ止めに作用する水平せん断力

	箇所1(H1)	箇所2(H2)
① 主荷重による水平せん断力	350 N/mm	350 N/mm
② 温度差による水平せん断力	150 N/mm	150 N/mm
③ 乾燥収縮による水平せん断力	200 N/mm	200 N/mm
① + ②	500 N/mm	500 N/mm
① + ② + ③	650 N/mm	650 N/mm
設計せん断力の変動範囲	100 N/mm	100 N/mm



(2) スタッドの仕様及び配置

スタッド径 $d = 19$ mm
 スタッド高さ $h = 150$ mm
 スタッド本数(橋軸直角方向) $n = 3$ 本
 スタッドピッチ $p = 300$ mm



(3) スタッドボルトの設計耐力

1) 安全限界状態

$$Vsud1 = (31Ass\sqrt{(hss/dss)} \times f'cd + 1000) / \gamma b$$

$$= 92028 \text{ N}$$

ここに、 $Vsud1$: スタッドの設計せん断耐力

$$Ass : \text{スタッドの軸部の断面積}(\text{mm}^2) = 284 \text{ mm}^2$$

$$hss : \text{スタッドの高さ}(\text{mm}) = 150 \text{ mm}$$

$$dss : \text{スタッドの軸径}(\text{mm}) = 19 \text{ mm}$$

$$f'cd : \text{コンクリートの設計圧縮強度}(=f'ck/\gamma c) = 23.1 \text{ N/mm}^2$$

$$f'ck : \text{コンクリートの設計基準強度} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma c : \text{コンクリートの材料係数} = 1.3$$

$$\gamma b : \text{部材係数} = 1.3$$

$$Vsud2 = Assfsud / \gamma b$$

$$= 67107 \text{ N}$$

ここに、 $Vsud2$: スタッドの設計せん断耐力

$$fsud : \text{スタッドの設計引張強度}(=fsuk/\gamma s) = 308 \text{ N/mm}^2$$

$$fsuk : \text{スタッドの引張強度の特性値} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma s : \text{スタッドの材料係数} = 1.3$$

以上より、 $Vsud1 > Vsud2$ であることから、スタッドの設計せん断耐力は

$$Vsud = 67107 \text{ N となる。}$$

2) 疲労限界状態

$$V_{rd} = 0.99N^{-0.105} \times V_{su0}$$

$$= 16014 \text{ N}$$

ここに、 V_{rd} : 疲労を考慮する場合の設計せん断耐力
 $V_{su0} = (31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})} \times f'_{ck} + 1000) / \gamma_b$
 $= 104051 \text{ N}$

N : 疲労荷重等の繰返し回数 = 5.00E+07 回

(4) 安全限界状態の照査

1) 単位長さあたりにおける照査

$$q_{rd} = V_{sud} \times n / p = 671 \text{ N/mm}$$

$$\frac{1}{1.1} \left(\gamma_i \frac{q_{sd}}{q_{rd}} \right) = \frac{1}{1.1} \left(1.0 \times \frac{650}{671} \right)$$

$$= 0.88 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 q_{sd} : 橋軸方向の単位長さあたりの設計作用水平せん断力
 q_{rd} : 橋軸方向の単位長さあたりのずれ止め設計耐力
 γ_i : 構造物係数 = 1.0

2) 区間あたりにおける照査

$$\text{区間長 } L = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (650 + 650) \times 1000 / 2 = 650000 \text{ N}$$

$$Q_{rd} = V_{sud} \times n \times L / p = 67107 \times 3 \times 1000 / 300 = 671074 \text{ N}$$

$$\gamma_i \frac{Q_{sd}}{Q_{rd}} = 1.0 \times \frac{650000}{671074} = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 Q_{sd} : ずれ止めの形式と配置が同一の区間に作用する設計水平せん断力の合力
 Q_{rd} : その区間に設置されている全てのずれ止めの設計耐力の合計
 γ_i : 構造物係数 = 1.0

(5) 疲労限界状態の照査

$$\text{区間長 } L = 1000 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (100 + 100) \times 1000 / 2 = 100000 \text{ N}$$

$$V_{rd} = V_{rd} \times n \times L / p = 16014 \times 3 \times 1000 / 300 = 160136 \text{ N}$$

$$\gamma_i \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = 1.0 \times \frac{100000}{160136} = 0.62 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 V_{sd} : 1個もしくは1組のずれ止めあたりに作用する設計せん断力の変動範囲
 V_{rd} : 疲労に対する設計耐力の許容変動範囲
 γ_i : 構造物係数 = 1.0

6.2.2. 鋼げたの塑性化による水平せん断力に対する計算

ここでは、鋼げたの塑性化の影響による水平力に対し、ずれ止めの計算を行う。
 計算にあたり、水平せん断力は照査区間の2断面における床版の軸力差により行う。
 なお、鋼断面の一部のみが塑性化している場合、床版軸力は、降伏モーメント時と全塑性モーメント時の軸力から比例配分を行い、照査に用いる床版軸力を算出する。

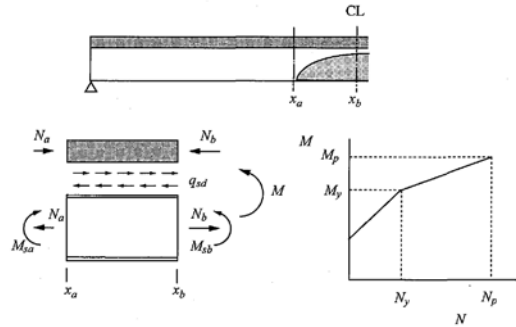


図-解 15.4.3 曲げモーメントと床版軸力の関係

(1) 床版軸力の算出

Xa部(弾性域)の床版軸力 N_{xa}

曲げモーメント	43522 kN.m
断面二次モーメント	61477056 cm ⁴
中立軸から床版までの距離	812 mm
床版断面積	1680000 mm ²

$$N_{xa} = 13796 \text{ kN}$$

Xb部(塑性域)の床版軸力 N_{xb}

降伏モーメントにおける床版軸力

降伏モーメント M_{xy}	51333 kN.m
断面二次モーメント	61477056 cm ⁴
中立軸から床版までの距離	812 mm
床版断面積	1680000 mm ²

$$N_{xy} = 16272 \text{ kN}$$

全塑性モーメントにおける床版軸力

全塑性モーメント M_{xp}	139403 kN.m
-------------------	-------------

$$N_{xp} = 39545 \text{ kN}$$

Xb部における床版軸力

Xb部の軸力については、Xb部における発生曲げモーメントと降伏・全塑性モーメントの比率と同様とする。

$M_{xb} = 73000 \text{ kN.m}$ (発生曲げモーメント) のとき、
 床版軸力は、
 $N_{xb} = 21998 \text{ kN}$ となる。

(2) 鋼げたの塑性化による水平せん断力

鋼げたの塑性化による水平せん断力は、Xa部とXb部との軸力差となる。

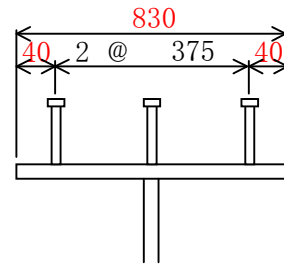
$$N_{xb} - N_{xa} = 21998 - 13796 = 8202 \text{ kN}$$

塑性断面の範囲は 10.000 m であることから、単位長さあたり水平せん断力は

$$V_x = 820 \text{ N/mm}$$

(2)スタッドの仕様及び配置

スタッド径 $d = 19$ mm
スタッド高さ $h = 150$ mm
スタッド本数(橋軸直角方向) $n = 3$ 本
スタッドピッチ $p = 200$ mm



(3)スタッドボルトの設計耐力

$$Vsud1 = (31Ass\sqrt{(hss/dss)} \times f'cd + 1000) / \gamma b \\ = 92028 \text{ N}$$

ここに、 $Vsud1$: スタッドの設計せん断耐力

$$Ass : \text{スタッドの軸部の断面積(mm}^2\text{)} = 284 \text{ mm}^2$$

$$hss : \text{スタッドの高さ(mm)} = 150 \text{ mm}$$

$$dss : \text{スタッドの軸径(mm)} = 19 \text{ mm}$$

$$f'cd : \text{コンクリートの設計圧縮強度(=f'ck/\gamma c)} = 23.1 \text{ N/mm}^2$$

$$f'ck : \text{コンクリートの設計基準強度} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma c : \text{コンクリートの材料係数} = 1.3$$

$$\gamma b : \text{部材係数} = 1.3$$

$$Vsud2 = Assfsud / \gamma b \\ = 67107 \text{ N}$$

ここに、 $Vsud2$: スタッドの設計せん断耐力

$$fsud : \text{スタッドの設計引張強度(=fsuk/\gamma s)} = 308 \text{ N/mm}^2$$

$$fsuk : \text{スタッドの引張強度の特性値} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma s : \text{スタッドの材料係数} = 1.3$$

以上より、 $Vsud1 > Vsud2$ であることから、スタッドの設計せん断耐力は

$$Vsud = 67107 \text{ N となる。}$$

(4)安全限界状態の照査

1) 単位長さあたりにおける照査

$$qrd = Vsud \times n / p = 1007 \text{ N/mm}$$

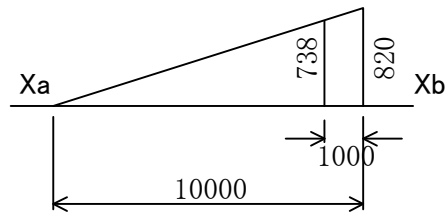
$$\frac{1}{1.1} \left(\gamma_i \frac{qsd}{qrd} \right) = \frac{1}{1.1} \left(1.0 \times \frac{820}{1007} \right) \\ = 0.74 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 qsd : 橋軸方向の単位長さあたりの設計作用水平せん断力

qrd : 橋軸方向の単位長さあたりのずれ止め設計耐力

$$\gamma_i : \text{構造物係数} = 1.0$$

2) 区間あたりにおける照査



区間長 $L = 1000$ mm

$$Q_{sd} = (H_1 + H_2) \times L / 2 = (738 + 820) \times 1000 / 2 = 779152 \text{ N}$$

$$Q_{rd} = V_{sud} \times n \times L / p = 67107 \times 3 \times 1000 / 200 = 1006611 \text{ N}$$

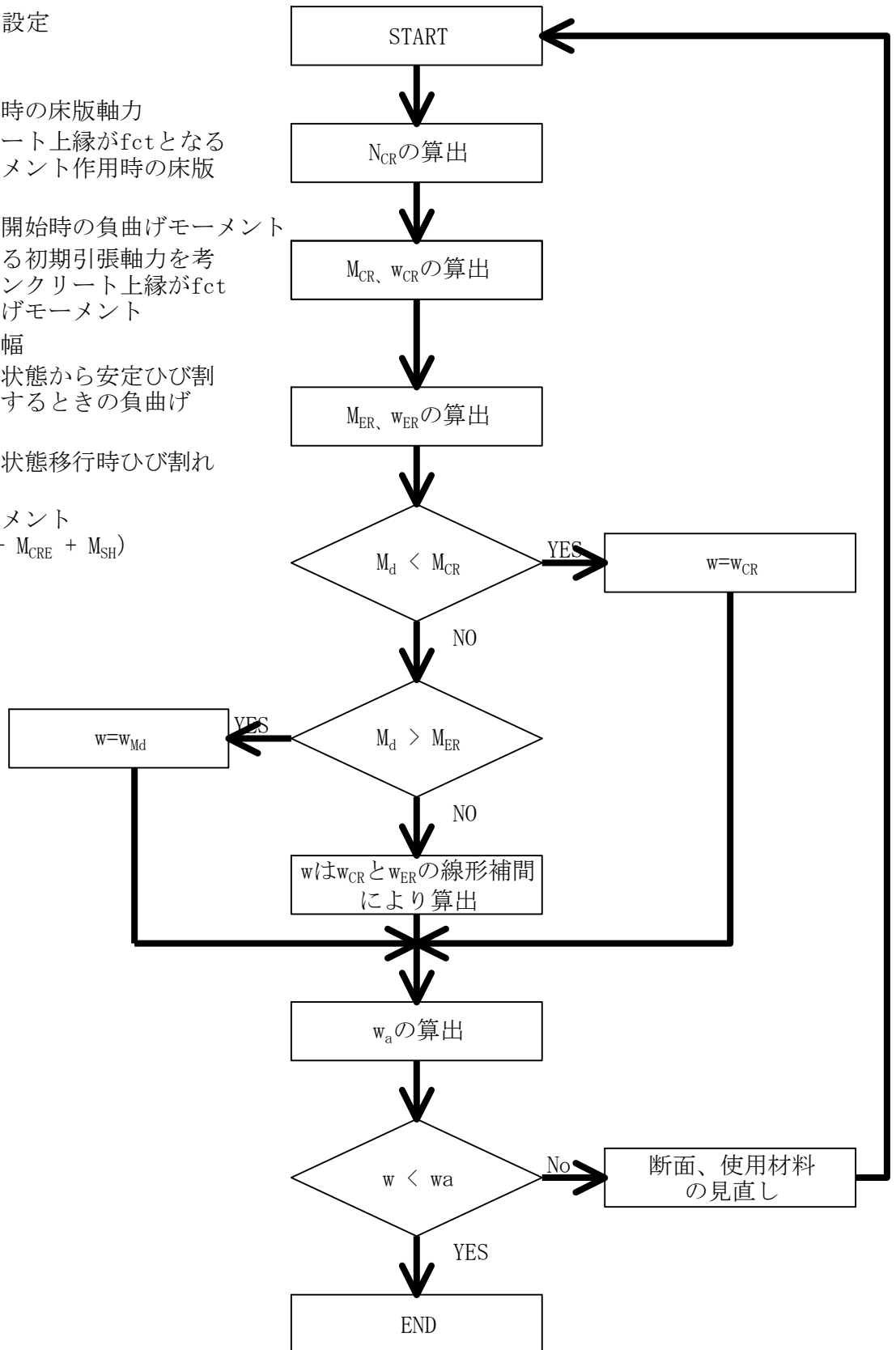
$$\gamma_i \frac{Q_{sd}}{Q_{rd}} = 1.0 \times \frac{779152}{1006611} = 0.77 < 1.0 \quad \text{OK}$$

ここに、 Q_{sd} : ずれ止めの形式と配置が同一の区間に作用する設計水平せん断力の合
 Q_{rd} : その区間に設置されている全てのずれ止めの設計耐力の合計
 γ_i : 構造物係数 = 1.0

7.1. ひび割れ幅の照査フローチャート

断面諸元、使用材料の設定

- N_{CR} : 初期ひび割れ時の床版軸力
床版コンクリート上縁が f_{ct} となる
時の曲げモーメント作用時の床版
軸力
- M_{CR} : 初期ひび割れ開始時の負曲げモーメント
クリープによる初期引張軸力を考
慮した床版コンクリート上縁が f_{ct}
となる時の曲げモーメント
- w_{CR} : 初期ひび割れ幅
- M_{ER} : 初期ひび割れ状態から安定ひび割
れ状態へ移行するときの負曲げ
モーメント
- w_{ER} : 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ
幅
- M_d : 設計曲げモーメント
($M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$)



7.2. ひび割れ照査

(1) 設計方針

合成桁の主桁作用によるひび割れ幅 w_{Md} は次式を満足しなければならない。

$$\gamma_i \times \frac{w_{Md}}{w_a} \leq 1.0 \quad (15.6.1)$$

ここに、

- w_a : ひび割れ幅の設計限界値
ここでは $w_a=0.005C$ 、 C は配力鉄筋の純被りとする。
- γ_i : 構造物係数で通常の構造物では $\gamma_i=1.0$ としてよい。

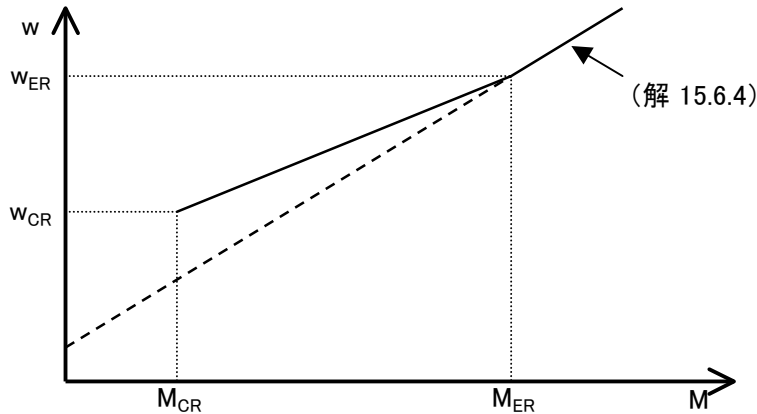
合成桁の主桁作用によるひび割れ幅 w_{Md} は初期ひび割れ幅 w_{CR} の影響を考慮して次式により算出する。

$$w_{Md} = \begin{cases} w_{CR} + (w_{ER} - w_{CR}) / (M_{ER} - M_{CR}) \times (M_d - M_{CR}) & (M_{CR} < M_d \leq M_{ER}) \\ w_{Md} & (M_{ER} < M_d) \end{cases} \quad (\text{解 } 15.6.1)$$

ここに、

- w : 設計ひび割れ幅
- w_{CR} : 初期ひび割れ幅 (解 15.6.2)
- w_{ER} : 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 (解 15.6.4の M_d を M_{ER} として計算した値)
- w_{Md} : 安定ひび割れ状態における設計ひび割れ幅 (解 15.6.4)
- M_d : 設計曲げモーメント ($M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$)
- M_{CR} : 初期ひび割れ開始時の負曲げモーメント
- M_{ER} : 初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態へ移行するときの負曲げモーメント

(解 15.6.1) を図化すると、下図のようになる。



(2) 設計条件

設計条件は下記の通りとする。

M_d	: 設計曲げモーメント ($M_{d2} + M_{1+i} + M_{CRE} + M_{SH}$)	2.992E+10	N・mm
A_s	: 鉄筋の断面積	22,817	mm ²
E_s	: 鉄筋のヤング係数	200,000	N/mm ²
ϕ	: 鉄筋径	19	mm
ρ_s	: 鉄筋比	0.0153	
A_c	: コンクリートの断面積	1,493,274	mm ²
f_{ct}	: コンクリートの引張強度	2.500	N/mm ²
n	: ヤング係数比	7.00	
ε_{csd}	: 乾燥収縮度	-1.50E-04	mm
t_c	: 床版厚	300.0	mm
y_0	: 合成桁図心から床版中心までの距離	1076.0	mm
N_ε	: クリープによる初期引張軸力	834,762	N
y_v	: 合成桁の図心から床版上縁までの距離	1226.0	mm
I_y	: 合成桁の断面二次モーメント	8.032E+11	mm ⁴
A_g	: 鋼桁の断面積	255,000	mm ²
I_g	: 鋼桁の断面二次モーメント	3.476E+11	mm ⁴
A_{st}	: 「鋼桁+鉄筋」の断面積	277,817	mm ²
I_{st}	: 「鋼桁+鉄筋」の断面二次モーメント	4.297E+11	mm ⁴
y_{st}	: 「鋼桁+鉄筋」の図心から上、下鉄筋中心までの距離	1815.0	mm
y_{sr}	: 「鋼桁+鉄筋」断面の図心から上鉄筋までの距離	1,900.0	mm
C	: 配力筋の純かぶり	55.5	mm
C_s	: 鉄筋ピッチ	125.0	mm

$$A_s / A_c =$$

(3) 初期ひび割れ幅 w_{CR} 、 N_{CR} の算出

初期ひび割れ幅 w_{CR} は次式により算出する。

$$w_{CR} = \frac{N_{CR}}{A_s} \times \frac{\phi}{2.7 \times f_{ct} \times (1 + n \times \rho_s)} \times \left(\frac{N_{CR}}{E_s \times A_s} - \frac{0.60 \times N_{CR}}{E_s \times A_s} - \varepsilon_{csd} \right) \quad (\text{解 } 15.6.2, 15.6.3)$$

N_{CR} は、床版コンクリート上縁に作用する引張応力度が f_{ct} となる曲げモーメントが作用するときの床版軸力であり、力の釣り合いより次式により算出される。

$$N_{CR} = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \times y_0}} \times f_{ct} \times (1 + n \times \rho_s) \times A_c$$

$$= \boxed{3,626,880} \text{ N}$$

上記の N_{CR} を用いて w_{CR} を計算する。

$$w_{CR} = \boxed{0.189} \text{ mm}$$

(4) M_{CR} の算出

M_{CR} はクリープによる初期引張軸力を考慮した床版コンクリート上縁が f_{ct} となる時の曲げモーメントであり、次式により算出される。

$$M_{CR} = \frac{N_{CR} - N_\varepsilon}{\frac{1}{1 + \frac{t_c}{2 \times y_0}} \times \frac{y_v}{I_y} \times \frac{1 + n \times \rho_s}{n} \times A_c} \times A_c$$

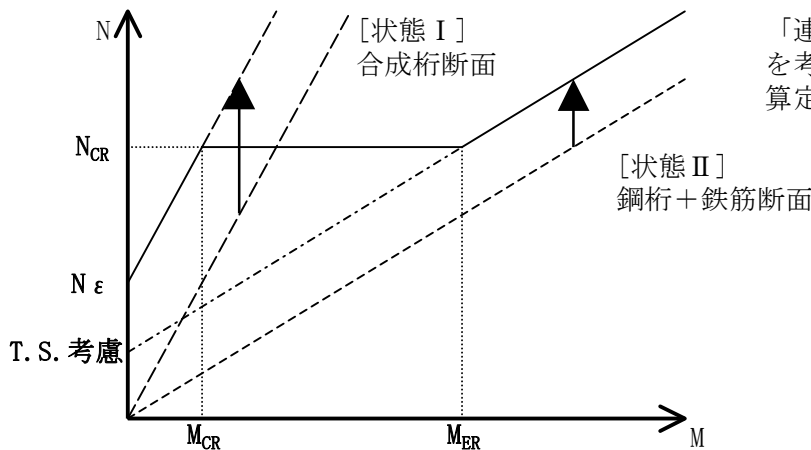
$$= \boxed{8.826E+09} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(5) 安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 w_{ER} の算出

安定ひび割れ状態移行時ひび割れ幅 w_{ER} は、初期ひび割れ幅から安定ひび割れ状態へ移行するときの負曲げモーメント M_{ER} を用いて（解 15.6.4, 15.6.5）により算出する。

$$M_{ER} = \left(N_{CR} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{\frac{A_{st} \times I_{st}}{A_g \times I_g} \times \rho_s} \times A_s \right) \times \frac{I_{st}}{y_{st} \times A_s}$$

$$= \boxed{3.188E+10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$



「連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅、鉄筋応力算定法の一提案」図-4より

$$w_{ER} = \{ 4 \times C + 0.7 \times (C_S - \phi) \} \quad (\text{解 15.6.4, 15.6.5})$$

$$\times \left(\frac{M_{ER}}{E_s \times I_{st}} \times y_{sr} + \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} \times \frac{A_g \times I_g}{A_{st} \times I_{st}} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} - \varepsilon_{csd} \right)$$

$$= \boxed{0.241} \text{ mm}$$

(6) 安定ひび割れ状態におけるひび割れ幅の算出

設計曲げモーメント M_d が M_{ER} よりも大きくなる場合のひび割れ幅は、安定ひび割れ状態におけるひび割れ幅の計算式により算出する。

$$w_{Md} = \{ 4 \times C + 0.7 \times (C_S - \phi) \} \quad (\text{解 15.6.4, 15.6.5})$$

$$\times \left(\frac{M_d}{E_s \times I_{st}} \times y_{sr} + \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} \times \frac{A_g \times I_g}{A_{st} \times I_{st}} - \frac{0.20 \times f_{ct}}{E_s \times \rho_s} - \varepsilon_{csd} \right)$$

w_{Md} : 安定ひび割れ状態における設計ひび割れ幅 (解 15.6.4)

$$\boxed{0.228} \text{ mm}$$

(7) ひび割れ幅の照査

$$M_d \leq M_{ER} \quad \text{より、設計ひび割れ幅} w \text{ は}$$

$$w = w_{CR} + (w_{ER} - w_{CR}) / (M_{ER} - M_{CR}) \times (M_d - M_{CR})$$

$$= \boxed{0.236} \text{ mm}$$

許容ひび割れ幅 w_a は

$$w_a = 0.0050 \times C$$

$$= \boxed{0.278} \text{ mm}$$

以上より、

$$\gamma_i \times \frac{w_{Md}}{w_a} = \boxed{0.85} \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

設計部会 報告書 (No.074)

編 集 鋼橋技術研究会 設計部会

発 行 平成22年10月

発 行 所 鋼橋技術研究会

〒166-8532 東京都杉並区和田3-30-22 大学生協学会支援センター内
TEL.03-5307-1175

※当該資料の内容を複写したり他の出版物へ転載するような場合は、
必ず鋼橋技術研究会の許可を得てください。

印刷・製本 有限会社 アズ・クリエイト