

2 章 AASHTO

2.1. はじめに

本 WG はアメリカの設計基準である AASHTO の基本的な考え方を理解するために、AASHTO の設計例として出版されている書籍 (Four LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges (SI units)¹⁾) の一例を和訳した。和訳は前文、Example2 の 2 径間連続 RC 床版合成鋼桁橋を中心に行い、補剛材の設計は Example1、添接計算は Example3 をそれぞれ引用した。このため設計断面力が、それぞれで整合がとれていない。なお、この設計例では AASHTO(1994)に準拠しており、現在の規準とは異なる部分があることに注意をされたい。また、原本との対応をつけやすくするために、和訳した本文には右側に” F-1” , ” 2-1” 等の原本のページ番号を同時に示した。

2.2. 和訳 (前文)

F-1

2.2.1 概要

1993年、AASHTOは橋梁の設計にLRFDを採用した。第一版は1994年6月にAASHTOより発行され、完全版は習慣的なU.S単位でもSI単位でも利用できる。LRFD基準は、高速道路に関するAASHTO標準仕様に代わる仕様としてAASHTOに承認された。つまりLRFDは、規準としての仕様ではない。鋼構造の設計は、LRFD基準の第6節に記載されるが、鋼直線橋だけは、第一版に記載されている。

LRFD基準は、AASHTO橋梁小委員会の高い関心に応じて開発された。そして、構造物が発達するなかで注釈を伴ってAASHTOの橋梁仕様を更新していった。目標は、標準仕様のギャップや不一致をなくし、最新の橋の研究を組み込み、多種多様な構造物の安全性や信頼性に均一性を持たせ、より包括的な仕様を開発することであった。決定されたことは、LRFDの構成に基づいて、これらの新たな仕様の開発を加えて作られている。

LRFD法において、荷重係数と抵抗値係数は、荷重と抵抗の変数に統計処理を行い決定している。これは従来よりも現実的なアプローチであると考えられる。キャリブレーションの過程において、荷重係数と抵抗値係数は、多種多様な構造形式と形状に対し、信頼性の目標水準を満足するように決められている。信頼性の水準は、信頼性指標を使用して評価する。その指標は厳密には正しくないが、仕様を通して特定の設計規準が構造物の設計寿命の間で遭遇するか超過する際の回数を統計指標として、単純な条件で考えられる。目標とする信頼性指標は、本規格で許容し得る最小安全率を与えるようキャリブレーションにより選択した。

LRFD基準で選択した基本活荷重モデルでは、目標信頼性指標となるように荷重係数を仮定し、抵抗値係数を調整した。信頼性指標は州運輸省の計画から抜き出された多数の設計例のために算定された。現在の荷重係数と抵抗値係数の使用はLFDで規定されており、対応するLRFD係数はキャリブレーションの後決定された。

F-2

構造解析において、LRFDの荷重係数と抵抗値係数の使用は、目標値周辺に指標が集中しているため、かなりの改善効果があった。これはLFDより一様な信頼性が得られることを示している。また、LRFD基準の開発の主要目標は、現在の高速道路システム固有の安全性の基本レベルを整理することでも、根本的に見直すことでもない。むしろ、目的は高速道路システムで利用されている多種多様な構造形式の安全余裕代の一致を図ることである。

キャリブレーションの過程で荷重係数と抵抗係数が一対となっているため、コードの中で係数が規定値から変化すると、間違えの可能性は不明となる。そのため、このような改訂は推奨されない。たとえ荷重係数と抵抗係数を決定するために、キャリブレーションの過程で確率論を用いても、LRFD基準の使用者は、規定を適用するために確率論の知見は必要ない。事実、鋼構造物に関するLRFD規定の多くは、現在のLFD規定に類似している。LFDの手順に精通している設計者は、LRFDへは容易に移行できる。

それにもかかわらず、新しい設計仕様の出現により、新しいことを習得すること、適切に新たな公式を適用すること、基本的な原則を理解することに、エンジニアはまだ直面している。さらに、問題を難しくしたことは、この新しい設計仕様が連邦指令であり、それは、1996年9月30日以後に許可された連邦が負担する高速道路建設の全ての計画、仕様、原価見積に対して当初SI単位で定められた。この必要条件は、以後、2000年までに緩和されたが、多くの州は最初の期限までに計画を達成した。

結果として、この設計例は、鋼桁上部構造の設計に新たなLRFD規準の利用を詳細に図解したことやSI単位でそれぞれの例を示したことで、普及の手助けとなった。4つの鋼合成直線橋の設計例は、AASHTO LRFD Bridge Design Specificationsの1994の第一版(SI単位版)で用意している。設計例では、単径間鋼桁(支間長 49 m)、2径間連続鋼桁(支間長 27 m+27 m)、3径間連続鋼桁(43 m+53 m+43 m)と3径間連続箱桁(58 m+72 m+58 m)を示している。試設計は、これらの4つの設計例を通じて、できるだけ多くの異なるLRFD規定を用いて訓練できるようになっている。添付文書は、慣例のU.S単位でこれらと同じ4つの例を示すことになるだろう。

説明テキストには、設計計算とともにそれぞれの例を詳細に記載している。この記述の意図は、真似するためではなく、LRFD基準の解説を補って、設計規定の適用を明確にするためである。LRFDの指定条文番号の参照は、文書全体で行なっている。LRFD式の幾つかの部分が、LFD式の一部と異なるようにみえるが、式はほとんど同じである。弾性係数 E は、LRFD式の無次元化とSI単位への円滑な移行を考慮し導入されている。

F-3

それでも、2つの仕様を比較するために、AASHTOの標準仕様相当のLFD式が、LRFD式(必要に応じ固有の限界状態をチェックするために使用)の近くに示されている。

設計では、最小フランジ幅300mm、最小フランジ厚20mm、最小ウェブ厚11mmが規定されている。フランジの断面変化部において、フランジ断面積は、大きなフランジ断面積のわずか半分程度に減少させた。各部材において、最小上フランジ幅と上フランジの長さとの比は、架設中の安定性を保証するために85以下とした。通常、フランジ幅は、各々の部材で一定とする。条文2.5.2.6.3に記載されている最小桁高径間比も考慮している。I桁橋では、広い桁間隔が利用され、張り出しは桁間隔のわずか35%に制限された。試設計では、異なるウェブ高で2、3の予備設計を行い、桁ウェブ高の最適化を図った。

全ての設計は、最小降伏強さ 345MPa の耐候性鋼材を用いる。現場の条件が利用に適した場所では、耐候性鋼材は初期投資と将来の塗り替えを考慮した際、コストを抑える最も効果的な材料である。1960年代、ミシガン州運輸省によって橋梁建設へ耐候性鋼材の導入以来、耐候性鋼材はコスト抑制効果が高いと広く認められたが、耐候性鋼材の特性についての知識が少なく、しばしば誤用された。これに対処して、耐候性鋼材の性能に対する信頼を高めるために、FHWA は構造物の耐候性鋼材と名づけられた Technical Advisory (T5140.22) を 1989 年に刊行した。この文書(鉄鋼産業と共同で開発される)に含まれる指針は、普通鋼を使用する適切な環境についての有効な情報も含まれている。また指針にはその材料を適切に用いるための扱い方の詳細が示されている。

この文書で例示される主な設計項目の一部を以下にあげる：

- 曲げ設計
 - ・合成断面
 - ・非合成断面
- せん断設計
 - ・無補剛ウェブ
 - ・補剛ウェブ
- 疲労設計
- 中間横補剛材設計
- 支点上補剛材設計
- コンクリート床版設計
 - ・経験的設計手法

- ・張り出し設計
- スタッドせん断設計
- 対傾構設計
 - ・中間対傾構
 - ・端対傾構
- ボルト現場接合
- ゴム支承設計

Examples1, 3, 4では閉断面の鋼製埋め殺し型枠が記述されている。これらの型枠は、平坦な底面に重ねることができ、安全な作業足場を供給し、また型枠の溝の中のコンクリートが溢れることを防ぐ。そして、設計上死荷重減少を仮定できる。これらの閉断面の形状は剛性が高いため、支持桁なしで桁間隔4500mmを可能にする。

また、それぞれの設計例で、最適配置を考えた合理的な解析により、対傾構を7600mm以上の間隔で配置する。鋼橋では、根拠もなく対傾構間隔が最大7600mmと制限されているが、LRFD基準ではその制限が取り除かれている。その代わりに、施工時の全ての段階と完成時の対傾構の必要性が、合理的な解析で確立されている(条文6.7.4.1)。ダイヤフラムや対傾構は、完成時以外の一時的な補強材として必要となる。さらなる対傾構に関する議論は、Example3の対傾構の設計に示した。

最後に、どんな新しい仕様でも、編集の訂正を行う時や改良と改善に着手する時には、仕様規定の修正と改善も必然である。この文書が長く使われることを保障するために、既知の改訂と訂正は、来るべきときに公にするか、または将来の編成について考慮中である。LRFD基準は、議論されて必要に応じて設計例に取り込まれる。また、近い将来、LRFD基準の第6節の再編成と簡略化はあり得ると思われる。予想される再編成での唯一の主な影響は、この設計例の仕様条文番号が変わることであり、技術的な影響は無い。

F-4

2.2.2 限界状態

LRFDの設計目的(安全性、供用性、架設安全性の確保)を実現するため、LRFD基準では4つの限界状態を新たに定義している。各限界状態について以下で議論する。各限界状態で次の基本式(条文1.3.2.1)を満足する必要がある。

$$\eta_D \eta_R \eta_I \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

ここで、

- η_D = 延性係数
- η_R = 冗長性係数
- η_I = 重要度係数

- γ_i = 荷重係数, 統計に基づいた係数
- ϕ = 抵抗値係数, 統計に基づいた係数
- Q_i = 荷重応答値
- R_n = 公称抵抗値
- R_r = 設計抵抗値

F-5

荷重係数は基準の表3.4.1-1, 3.4.1-2に明示されている。鋼構造物の抵抗値係数は条文6.5.4.2に示されている。上述の基本式から明らかだが、LRFD基準では冗長性、延性、重要度が設計の中でより明示的に考慮されている。延性と冗長性は直接橋梁の強度に関係する。一方重要度は橋梁が供用不可能となった場合の影響と関係する。この基準策定の初期の段階では、基本式のこれら荷重側の係数を荷重修正値あるいは設計係数

$\eta(\eta_D, \eta_R, \eta_I)$ の積に等しい)としてまとめて考えた。将来これらの係数値は見直される可能性がある。

2.2.3 使用限界状態(条文 1.3.2.2, 6.5.2)

使用限界状態を満足させるため、通常の使用状態での応力、変形、ひび割れ幅の規定値が明示され、橋梁供用期間中の性能を保証する。変形を制御するため、活荷重変形の値や桁高支間比(条文 2.5.2.6)を規定することも出来る。

鋼構造物は SERVICE II 荷重組合せ下で、使用限界状態における永久(塑性)変形性能(条文 6.10.3)についても満足する必要がある。この荷重組合せは現行の LFD 設計の超過荷重状態を表している。SERVICE II 荷重組合せに含まれる活荷重部分についての記述は条文 3.6.1.1(後述)にある。この限界状態の照査では、許容荷重状態として SERVICE II 荷重組合せの活荷重用荷重係数を低減する必要がある。使用限界状態で変形性能を規定する目的は、予想される重交通による局部降伏が原因で走行性を阻害するような永久的な変形の発生防止である。この限界状態はしばしばコンパクト断面の決定要因となる。

2.2.4 疲労破壊限界状態(条文 1.3.2.3, 6.5.3)

疲労破壊限界状態を満足させるため、通常供用時の応力変動範囲が規定されており、橋梁の設計寿命中の繰り返し荷重による疲労破壊を防ぐ。材料強度の規定も示されている(条文 6.6.2)。

鋼構造物の疲労破壊の照査では、疲労荷重と FATIGUE 荷重組合せ(後述)を使用する。疲労に対する抵抗については条文 6.6 で議論されている。

F-6

活荷重の繰り返しによるウェブの面外方向の変形は疲労亀裂の原因となる恐れがあるため、この変形を制限するためのウェブ用の疲労規定値が新たに定義されている(条文 6.10.4)。

2.2.5 強度限界状態(条文 1.3.2.4, 6.5.4)

強度限界状態では、橋梁の設計寿命中に作用する統計的に重要な荷重組合せに対して十分な強度と安定性を保証する必要がある。構造物が広範囲にわたり損傷する場合でも、構造的な完全性は維持される。STRENGTH 荷重組合せ(後述)を用いて強度限界状態を照査する。

独立した限界状態として定義されてはいないが、架設安全性の確保も LRFD の基本的な設計目的のひとつである。橋梁は安全に架設され、架設時のあらゆる状態で十分な強度と安定性を有している必要がある。鋼橋の架設安全性(特に床版打設時)を保証するため、LRFD 基準の Section 6 に設計条件が示されている。架設安全性は、適切な荷重組合せ状態での非合成死荷重時の鋼断面を照査して検討する。

2.2.6 突発限界状態(条文 1.3.2.5, 6.5.5)

突発限界状態では、橋梁は大規模な地震や洪水、大型船や車輛、氷山の衝突などに対し構造的に致命傷を負わないことを保証する。突発限界状態はこの設計例では考慮しない。

2.2.7 死荷重

条文 3.5.1 で示されているように、死荷重とは全ての構造物、付属品、設備、土かぶり、舗装、将来拡幅などの重量を含む永久的な荷重である。

LRFD 基準では、死荷重成分 DC は断面として考慮しない舗装や特定の設備を除いた全ての死荷重を含む。以後の例題では、DC を以下の 2 種類に分解している。すなわち、1)非合成断面に作用する DC(DC1)と、2)合成断面に作用する DC(DC2)である。条文 6.10.5.1.1a で明示されているように、DC1 はコンクリート床版が

fc'の75%に達する前の永久荷重であり、鋼断面のみで支持する。DC2は床版がfc'の75%に達した後の永久荷重であり、長期合成断面で支持する。断面力から応力を計算する際の長期合成断面の剛度は、正曲げ領域ではヤング係数比を $3n$ として算出し、コンクリートのクリープを考慮する(条文6.10.5.1.1b)。

F-7

負曲げ領域では鋼断面と床版有効幅内の軸方向鉄筋を考慮して算出する(条文6.10.5.1.1c)。

LRFD基準では、DWは断面として考慮しない舗装や様々な設備の死荷重である。DWも長期合成断面で支持する。永久荷重の荷重係数 γ_p (Table 3.4.1-2)が異なるためDC2とDWは定義が分けられている。

例題では、今までの慣例どおり、DC2もDWも各主桁に等分布荷重として作用させている。しかし、より正確に検討する場合、これらの荷重は実際に作用する位置に載荷する。

2.2.8 活荷重

LRFD基準では、活荷重として重量荷重(車輛荷重、輸行荷重、群集荷重)、動的荷重影響率、遠心力、制動荷重、車輛衝突荷重を考慮する。例題の中で考慮する活荷重は、基本的な車輛活荷重、活荷重たわみ照査用の荷重、疲労照査用の荷重であり、これらは動的荷重影響率も考慮する。

活荷重は一時的な荷重として位置づけられ、短期合成断面で支持する。断面力から応力を計算する際の短期合成断面の剛度は、正曲げ領域ではヤング係数比を n として算出する(条文6.10.5.1.1b)。負曲げ領域では鋼断面と床版有効幅内の軸方向鉄筋を考慮して算出する(条文6.10.5.1.1c)。

2.2.9 設計車輛活荷重(条文3.6.1.2)

LRFD基準の車輛活荷重はHL-93と呼んでおり、以下の組合せを各レーン毎に作用させる。

- ・設計車輛荷重または設計輪荷重
- ・設計レーン荷重

従来のAASHTOでは設計車輛荷重または設計輪荷重は、設計レーン荷重とは独立して載荷されており、考え方が変わっている。AASHTO標準基準では、レーン荷重は個別の荷重として扱われており、最も厳しい状態を表現するために1ないし2個の集中荷重を足し合わせている。

設計車輛(条文3.6.1.2.2)は現行のAASHTO HS20車輛と同等で、145kNの後輪軸重は間隔を4300mmから9000mmとし、最も厳しい状態となるように載荷する(Figure 3.6.1.2.2-1)。35kNの前輪軸重は一番近い後輪軸から4300mmの位置に載荷する。輪荷重の橋軸直角方向の間隔は1800mmである。

F-8

車輛は設計レーン幅3600mmを占有し、1レーンに1台のみとする(以下に示す例外を除く)。車輛は、橋軸直角方向にレーン範囲内で最も厳しい状態となる位置に配置する。ただし、レーン端から車輛までは600mm以上とする。張り出し床版の設計時には地覆や高欄から300mm以上離す(条文3.6.1.3.1)。

設計輪荷重(条文3.6.1.2.3)は、1組の110kN軸重で軸の間隔は1200mm、橋軸直角方向の車輪間隔は1800mmとする。

設計レーン荷重(条文3.6.1.2.4)は9.3N/mmの等分布荷重で、3000mmのレーン幅を占有し、最も厳しい状態となるように配置する。等分布荷重は最も厳しい状態を表現できるように連続あるいは不連続とする。

多径間連続橋では、正曲げ領域と死荷重反曲点の外側の負曲げ領域についてはHL-93荷重のみで活荷重曲げモーメントを算出する。死荷重反曲点の内側の負曲げ領域については、負曲げモーメント用荷重を考慮する(訳注:ここで言う正曲げ、負曲げは死+活荷重状態でのことと推察される。死荷重反曲点の内側の負曲げ領域だけ、専用の活荷重を考慮するということらしい)。この負曲げモーメント用荷重としては二つの設計車輛荷重と設計レーン荷重が一緒に載荷される(条文3.6.1.3.1)。先頭車輛の後輪軸と後続車輛の前輪軸は最低でも15000mm離す(最も厳しい状態となる様に離れを決める)。それぞれの車輛の2つの後輪軸は4300mm間隔で一定とする。さらに全ての設計荷重(車輛とレーン)は設計値の90%とする。死荷重反曲点内の活荷重による曲げモーメントは、この負曲げモーメント用荷重とHL-93荷重によるものの大きい方とする。

活荷重によるせん断力は正曲げ、負曲げ領域ともHL-93で算出する。しかし、中間支点上反力については

HL-93 荷重と負曲げモーメント用荷重によるものの大きい方とする。

強度限界状態と活荷重たわみの照査では、動的荷重影響率(衝撃)33%を考慮する。この係数は、HL-93 荷重の設計車輛荷重または設計輪荷重部分、負曲げモーメント用荷重の設計車輛荷重にのみ適用する(条文 3.6.2)。設計レーン荷重には適用しない。動的荷重影響率は支間の関数では無い。

上記で議論した活荷重は、具体的な車輛を表現している訳ではない。色々な州で許可されてしまう過積載車輛の集団により発生する曲げモーメントやせん断力を表現している。これら抽象的な活荷重による曲げモーメントやせん断力は、交通荷重実地調査、車輛積載荷重調査、オンタリオ州高速道路設計基準の活荷重、75 年間の車輛統計調査などの結果と比較し、適切な荷重係数を考慮することで近似できることが分かった。現行の HS20, HS25 車輛荷重は、単体では様々な支間長で過積載荷重の影響を近似できない。

F 9

2.2.10 任意の活荷重変位評価のための荷重 (条文 3.6.1.3.2)

任意の活荷重変位の基準を照査するための車両荷重は条文 2.5.2.6.2 に規定され、下記のうち大きい方とする。

- ・設計用大型車荷重一台
- ・設計レーン荷重の 25%の大型車荷重

これらの荷重は AASHTO の設計活荷重による変形と同様の活荷重変位を得るために用いる。経験より、上記で記述したより重い LRFD の設計活荷重に基づいて活荷重変位を計算する必要はない。活荷重変位の照査では全てのレーンに載荷され、支持する部材は全て同じ変形をするという仮定に基づいている(条文 2.5.2.6.2)。活荷重変位は適切な動的荷重の許容値を含んだ SERVICE I の荷重組合せの一部の活荷重を用いて照査を行う。

2.2.11 疲労荷重 (条文 3.6.1.4)

LRFD の基準に規定されている鋼構造物の疲労照査に用いる車両活荷重は、9000mm の一定の後車軸間隔を有する一台の設計大型車(レーン荷重は含まない)からなる(条文 3.6.1.4.1)。実際の交通において疲労荷重は異なる車種や重量の様々な大型車で表される。一定の後車軸間隔は、橋梁に疲労損傷を与える可能性が高い 4 軸と 5 軸のセミトレーラーを近似している。

現在の AASHTO の疲労設計手法は橋梁の実際の疲労状態を正確に反映したものではない。この手法は合理的な設計を行うために、人工的に作成した高い疲労応力範囲と少ない応力の繰り返し数を組合せている。さらに、比較的長い支間を有する連続橋では、疲労設計において AASHTO のレーン荷重が支配的となる。レーン荷重は強度照査に用いる荷重であり、この荷重状態が生じる可能性は極めて低いので、疲労設計に用いるのは過度に安全側となる。疲労寿命は大型車荷重の影響を主に受ける。

LRFD に規定されている特別な疲労荷重では、標準示方書の荷重よりも小さい応力範囲が計算される。この応力範囲の減少分は LRFD 基準の中では繰り返し回数を増やすことで考慮されている。

考慮されている繰り返し数は、橋梁の設計寿命期間において平均化した一方向で最も重交通のレーンを大型車が通行する事による繰り返し数である。この一方向日大型車交通量 (ADTT) は平均日交通量 (全ての車両を含む)から混入率として合理的に評価できる。研究によると、通常の状態では 1 レーン、1 日当たり 20,000 台が限界値である。

F10

現場の情報が無い場合には条文 3.6.1.4.2 の解説の表 C3.6.1.4.2-1 が大型車混入率を評価するのに使用できる。よって、疲労荷重の頻度は一方向一車線当たりの日大型車交通量 (ADTT_{SL}) として考えられる。より良い情報が無い場合、ADTT_{SL} は ADTT に、表 3.6.1.4.2-1 にある一つのレーンの大型車混入率 (p) を乗じて計算できる。

LRFD に記載されている FATIGUE 荷重の組合せでは、荷重係数 (0.75) は大型車台数による有効応力範囲をより良く表すために疲労荷重に適用される。係数がけされた疲労荷重は現在の AASHTO の HS15 荷重と等

しい。この係数がけされた疲労荷重の通過による活荷重応力範囲は、75年の間に橋梁を通過する最も重い大型車の約半分である。供用期間に鋼材の溶接接合ディテールが経験する最大応力範囲（係数がけされた疲労荷重による応力範囲の2倍）がそのディテールの一定振幅応力の打ち切り限界以下であれば、そのディテールは疲労亀裂の進展は起こらなく、本質的に永久の寿命をもつと考えられる。

ディテールごとに荷重ケースを別々に設定するのではなく、個々のディテールに対して一定振幅応力の打ち切り限界(標準示方書で与えている200万回以上の許容応力範囲と等価)を1/2にして、係数がけされた疲労荷重により生じる応力範囲と比較し照査を行う方法で基準の中では考慮されている(条文6.6.1.2.5)。この修正一定振幅応力の打ち切り限界は、おそらく低い等級のディテールと大型車交通量がとても少ない橋梁のディテールを除いてほとんどのディテールの疲労強度を決定すると考えられる。それで満足しない場合、有限の疲労寿命強度(標準示方書に規定される200万回またはそれ以下の許容応力範囲と等価)をそのディテールに応じたS-N曲線の式から計算しなければならない。ここで条文6.6.1.2.1に規定の通り、係数がけされた疲労荷重の2倍の荷重による着目ディテールの引張応力が、係数がけされていない死荷重による圧縮応力より大きいか等しい場合のみ疲労は考慮すればよいことに注意が必要である。

近似解析方法を用いて橋梁を解析する場合、載荷された一つの車両レーンの横方向活荷重影響係数を用いて疲労照査を行う。より厳密な解析手法により橋梁を解析する場合、一台の設計大型車を着目しているディテールに最も大きな応力範囲を与えるように、橋軸方向や橋軸直角方向に移動させるべきである。15%の低減動的荷重影響率(衝撃係数)は疲労荷重に適用される(3.6.2項)。

2.2.12 構造解析

構造解析はLRFD基準のセクション4に規定されている。そこには近似的手法と厳密な手法共に詳細に記載されている。厳密な解析手法は、近似的解析手法よりも多くの紙面をLRFD基準中で占めている。しかし、たとえば本書の設計例のように、近似的解析手法(以下で議論する)は、横方向の個々の桁に与える活荷重の分配効果の決定に利用されてきた。

F11

本書に記載されている死荷重および活荷重解析結果は、BT BEAM 構造解析プログラム (Bridge Tech, Inc., Laramie, WY, (307) 721-5070) を使って算出されている。図表はBT BEAM 構造解析結果を整理してそれぞれの設計例にまとめている。設計例3と4にある床版打設解析はLine Girder System (LGS, BSDI, Ltd., Coopersburg, PA, (610) 282-4888)を用いて行った。

2.2.13 活荷重分配係数(条文4.6.2.2)

NCHRP プロジェクト 12-26 の研究に基づいた鋼桁の横方向の活荷重分配係数を求めるための新しくより厳密な式はすでにLRFD基準の中に組み込まれている。その係数は床版や桁の種類、載荷レーンの数、桁が内桁か外桁かによって変化する。係数は一般的に支間長、主桁間隔、部材の剛度に依存する。

例えば、2つ以上の載荷レーンを有するコンクリート製床版の鋼桁橋の内桁の曲げモーメントに関する活荷重分配係数は下記のように与えられる(表4.6.2.2b-1)：

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$$

ここで、g:曲げモーメントに関する活荷重分配係数(レーン単位)、S:主桁間隔(1100mm ≤ S ≤ 4900mm)、L:支間長(6000mm ≤ L ≤ 73 000mm)、t_s:床版厚(110mm ≤ t_s ≤ 300mm)、K_g:n(I+Ae_g²)、n:係数比、I:主桁の断面二次モーメント、A:主桁の断面積、e_g:主桁の偏心量(主桁の中立軸から床版の中心までの距離)

一つのレーンに載荷される場合の分配係数は別の数式で計算される。全ての数式から得られる結果は車輪よりむしろレーンに対して与えられることに注意が必要である。通常、前もって主桁の剛性は分からないので、剛性項(K_g/L t_s³)は予備設計で単一のものとして考慮される。上式はSI単位で設計するときに使われる。US単位で設計する場合は似たような式だが係数の異なる式を用いる。

床版が4以上の主桁に支持されている場合に限り、鋳桁の近似式は使用可能である。また、上記の主桁間隔、支間長および床版厚の適用限界もある。適用範囲外の場合には、数式の使用について合理的な技術的判断が必要である。

F12

またはより厳密な方法といった別のアプローチが使用できるだろう。上式にて算出された内桁の分配係数は、おそらく極端に短い桁を除いて、一般的に現在の S/5.5 係数を用いて計算した曲げモーメントよりも小さい活荷重モーメントの結果となる。

2 以上の設計レーンに載荷されている外桁については、輪重が外桁に分配される割合を考慮するための修正係数を、計算した内桁の分配係数に適用する。修正係数は外桁の中心と縁石端の距離に依存する(表 4.6.2.2d-1)。

一つのレーンが載荷されているときの外桁の分配係数の算出には、この法則が適用される。この法則は内桁とコンクリートとの結合条件がヒンジと仮定して、隣接する内桁のモーメントを足し合わせ外桁の輪重反力を決定するという静的な力学の利用も含まれる。

ダイヤフラムや横桁のある鋼橋にとって、外桁への活荷重の分配効果は全ての橋梁の断面の変形や回転は剛体と仮定した特別な解析結果が最も小さい事も明記されている。この後者の条項は規定の中にはじめに定められている。その理由は、分配係数算出式は、ダイヤフラムや横桁の存在やそれらが鋼鋳桁の外桁への分配に与える影響を考慮せずに導出された式であるためである。上述の仮定に基づいた1つまたは複数のレーンに載荷された状態での外桁反力を求める式は条文 4.6.2.2d の解説に与えられている。手順は近似荷重の積み重ねで用いられた従来の手順と同じである。

この法則と特別な解析を利用する場合、車両はレーンの中に配置されねばならない。条文 3.6.1.2.1 に規定のとおり、HL-93 活荷重は 3600mm 幅の設計レーンの中で横方向に 3000mm の占有幅を有している。図 3.6.1.2.2-1 に、仮定している 1800mm の横方向の車輪間隔について、特別な車両レーン幅の両端から車輪中心まで 600mm 残している。橋梁における設計車両レーンの数は $w/3600$ (w :有効幅員) の整数部で決定される。条文 3.6.1.1.1 に規定されている様に、道路幅員が 6000~7200mm では2つの設計レーンを有し、それぞれ道路幅員の 1/2 の幅に等しい。上述した手順による外桁の分配係数の計算において、個々の車両レーン幅を占有している活荷重は、設計レーンの内側に配し、設計レーンは外桁への車輪荷重反力を最大にするように道路幅員の内側に配すべきである。図 3.6.1.2.2-1 に示すとおり、輪荷重は高欄や縁石端から 600mm 以内に近づくことはない。橋梁に載荷される活荷重の位置に関して、これらの同じ規則が厳密な解析を行う場合にも適用される。

また、条文 2.5.2.7.1 に規定されているように、将来の橋梁の拡幅が事実上考えられない場合を除いて、外桁の耐荷力(死荷重と活荷重合計)は内桁の耐荷力よりも小さくすべきではない。

F13

それぞれの鋳桁の曲げモーメントとせん断力を算出するために個々の分配係数も現在与えられている。せん断力の分配係数は表 4.6.2.2.3a-1 と表 4.6.2.2.3b-1 に内桁と外桁についてそれぞれ規定されている。修正係数(表 4.6.2.2.2e-1, 表 4.6.2.2.3c-1 参照)は斜角の影響がある橋梁に限定した、曲げモーメントやせん断力を計上するための個々の分配係数に適用される。死荷重の影響は斜角の影響を適合させるのは容易ではない。直線の鋼箱桁では、標準示方書に与えられる現在の分配係数は個々の箱桁の曲げモーメントやせん断力を決定するために用いられている。

それぞれの設計例の重要な部分は、上述した近似解法を利用した内桁と外桁両方の活荷重分配係数の計算の詳細の説明に充てられている。

2.2.14 複数載荷係数(条文 3 6.1.1.2)

同時載荷の可能性を考慮した多数の複数載荷係数は LRFD 基準のセクション 3 (表 3.6.1.1.2-1) に示されている。係数は標準示方書の現在の係数とわずかに異なる。最終的な活荷重の影響は対応する複数載荷係数を乗じたそれぞれの載荷レーンの組合せにより決定される。しかし、上述した外桁に断面内の剛体的な回転変形を仮定してこの法則を用いた場合や厳密な解析方法を用いた場合のみ複数載荷係数が用いられる。基準

に与えられている活荷重分配係数の一覧表の数式を用いる場合、数式の導出において複数載荷係数は考慮されているため、係数は適用すべきでない。しかし、一覧表の数式を疲労限界状態の照査における1つのレーン荷重に用いる場合、条文 3.6.1.1.2 に規定されるように、計算された係数を 1.2 の複数載荷係数で除さなければならない。複数載荷係数の正式な使用方法は設計例に示されている。

F-13

2.2.15 荷重組合せ

荷重組合せは、LRFD 基準の表 3.4.1-1 に示されている。LRFD の荷重組合せケースは LFD よりも少なくなっている。

STRENGTH I の荷重組合せは、風荷重がない状態の部材の強度を照査するための強度限界状態に対して用いられる荷重組合せである。基本となる STRENGTH I の荷重組合せは、(床版やパラペットのような)部材の永久荷重 (permanent load) に対しては 1.25 倍、有効断面として考慮しない (non-integral) 舗装や付属物 (utilities) による荷重に対しては 1.5 倍、設計活荷重に対しては 1.75 倍したものを足し合わせる。特認荷重 (permit loadings) に対して照査する場合は、STRENGTH II の荷重組合せとして活荷重の荷重係数は 1.35 に低減される。STRENGTH III の荷重組合せは、永久荷重及び活荷重のない状態の 90km/hr を越える風速の風荷重の組合せに対する強度限界状態に対して用いられる。STRENGTH IV の荷重組合せは、死/活荷重比の影響が非常に大きな場合に用いられる。

F-14

STRENGTH IV の荷重組合せでは、永久荷重の影響の係数は 1.5 を用いる。長支間橋梁に対しては、死/活荷重比の影響が非常に大きくなり、示方書のキャリブレーションに用いられた (支間長 60m を越えない) 中小支間の事例に対して適合するように定められた諸々の抵抗係数 (resistance factors) とは異なる結果を招くことがある。STRENGTH I の荷重組合せで 2 セットの抵抗係数を使用するよりもむしろ、この別個の荷重組合せを盛り込む方がより現実的であると判断された。STRENGTH IV の荷重ケースは、死/活荷重比が 7.0 を超過する場合にのみ適用される。STRENGTH V の荷重組合せは、風速 90km/hr を越えない通常の風荷重と永久荷重および活荷重を組合わせた状態の強度限界状態に対して用いられる。

EXTREME EVENT I は、地震荷重を含む荷重の組合せである。EXTREME EVENT II は、車両や船の衝突、氷荷重に関連する荷重の組合せである。

SERVICE I は、橋の通常の供用時に関連するもので、主として鉄筋コンクリート構造物のひび割れ制御に対して用いられる。SERVICE I の荷重組合せの活荷重の部分は、これらの事例の活荷重たわみの照査に用いられる。前述した通り、SERVICE II は、鋼構造物に対してのみ用いられ、現行基準における超過荷重レベルに対応する。SERVICE II の荷重組合せでは、永久荷重の荷重係数は全て 1.0 に低減され、活荷重の荷重係数は 1.3 に低減される。前述したように、もしこの荷重組合せが特認荷重 (permit load) 状態に適用される場合、活荷重の荷重係数を低減することについてはさらに検討が必要である。SERVICE III は、プレストレストコンクリート構造物のひび割れ制御に用いられる。最後に、FATIGUE (疲労) 荷重組合せがあるが、既に上記で詳しく議論された。

一つの荷重の影響が別の荷重の影響を低下させる強度荷重の組合せ (strength load combination) では、表 3.4.1-2 の荷重係数 γ_p の最小の規定値が永久荷重の影響に適用される。例えば、端支間の負反力を照査する場合、構成部材の永久荷重に適用される荷重係数は 1.25 から 0.90 に低減され、(この照査で考慮する場合) 有効断面として考慮しない舗装荷重および添架物の荷重 (utility loads) に適用される荷重係数は 1.50 から 0.65 へと低減される。

2.2.16 メートル単位系で考慮すべき事項

前述した通り、本文献における全ての計算例は SI 単位で表示されている。SI というのはフランス語の *Système International d'Unités* の意味の省略形であり、今日の標準的なメートル単位系を表している。

メートル単位系の長所は、あらゆるものが 10 の単位で表示 (測定) できることである。従って、小数や分

数は必要ない。設計図面の単位はミリメートル (mm) 単位で表示されることがもっとも多い。メートルの使用は限られており、センチメートルはほとんど使用されない。インチ単位系からメートル単位系への変換の際、ミリメートルでの小数や分数は用いられない。その代わり、寸法は最も近いミリメートルに丸められる。

F-15

メートル単位系では、応力度はパスカル (1Pa = 1N/m²) の形で表現される。よく使われる応力度の単位はメガパスカルで、MPa と略される (1Mpa = 1N/mm² = 1000,000N/m²)。降伏強度の 36ksi は 250Mpa, 50ksi は 345Mpa, 70ksi は 485Mpa, 100ksi は 690MPa と明記される (端数は丸める)。鋼材の弾性係数は 200,000MPa である。

この文献では、力はニュートン (N)、曲げモーメントはニュートン-ミリメートル (Nmm) で表されている。便宜上、力とモーメントはそれぞれキロニュートン (1kN = 1000 ニュートン) およびキロニュートン-メートル (1kN-m) で表されることもある。長さあたりの荷重はニュートン/ミリメートル (N/mm) またはキロニュートン/メートル (kN/m) で表される。

合衆国単位系の慣例では、力は重量と等価であり、質量と重量とを区別していない。例えば、死荷重 (重量) は、将来の舗装 (future wearing surface) は、平方フィートあたり 25 ポンドと見積られている。メートル単位系では、重量は質量と呼ばれ、力とは区別される。質量自身は重力が作用しなければ力を生むことはない。質量から力に変換するには、質量に重力加速度と等価な 9.807m/s² を乗じる。便宜上この文献では、鋼材やコンクリートの重量密度は LRFD 基準の質量に表現されているように (キログラム/立方メートル kg/m³)、面積当たり及び長さあたりのあらゆる構成部材重量は質量と同様に表現される (kg/m², kg/m, etc.)。このように、重量は長さあたりの質量に重力加速度を乗じて長さあたりの荷重 (N/mm) に変換される。

本文献で用いるのに有用な換算係数のいくつかを表-2.16.1 に示す。

表-2.16.1 換算係数例

QUANTITY	TO CONVERT FROM CUSTOMARY U.S. UNIT	TO METRIC UNIT	MULTIPLY BY
Length	inch	mm	25.4
	foot	mm	304.8
Mass/unit length	plf	kg/m	1.488 16
Mass/unit area	psf	kg/m ²	4.882 43
Mass density	pcf	kg/m ³	16.018 5
Force	pound	N	4.448 22
	kip	N	4448.22
	kip	kN	4.448 22
Force/unit length	klf	N/mm	14.593 9
	klf	kN/m	14.593 9
Stress	ksi	MPa	6.894 76
Bending Moment	foot-kips	N-mm	1 355 817
	foot-kips	kN-m	1.355 817
Moment of inertia	in ⁴	mm ⁴	416 231
Section modulus	in ³	mm ³	16 387.064

メートル単位系を通例の合衆国単位系 (U.S. unit) に変換するには、メートル単位系を単純に右側の列の数字で除せばよい。

F-16

上記に説明した通り、メートル単位系では、小数点を示すのに終止符を、そして3桁の数字のグループを離すのに (コンマよりも) 空白の使用が奨励される。例えば、20,000 mm ではなく、20 000 mm のように。4桁だけの数字の場合は、スペースやコンマは設けずに書かれる。例えば、4000 mm と書くが、4 000 mm とか 4,000 mm とは書かない。これらの慣例は本文献で遵守されている。これらの慣例に関する更なる案内は ASTM E380 Standard Practice for Use of the International System of Units (SI) に載っている。加えて、この文献では、メートル法を用いる際の便宜上、1000 を乗じる際に指数を用いる。例えば、10⁶, 10³, 10³, 10⁶, 10⁹ など。

構造用鋼材は、引き続き現在示されている強度水準で用いられる。ASTM と AASHTO の記号表示はそのまま変更しない (記号表示の後に M が加わるのを除き)。強度の値は MPa で表現される。

多くの製鉄所は圧延機をただ調整するだけでメートル単位系の板厚や幅のものを製造する能力がある。し

かし、American Iron and Steel Institute では、一般的に用いるべき（または最終的に使用される）メートル単位系の推奨板厚について次の表-2.16.2 を規定している。

表-2.16.2 換算係数例

Metric Plate Thickness, mm						
5	5.5	6	7	8	9	10
11	12	14	16	18	20	
22	25	28	30			
32	35	38	40			
For plate thickness above 40 mm, use 5 mm increments.						

これらの推奨板厚は設計計算例の中で用いられている。フランジ幅や腹板高は、最も近い25mm 単位に丸めなくてはならない。

メートル単位系のボルト径は、インチサイズのボルト径を変換するのではなく、むしろ現行の ASTM のメートルサイズボルトの規格、A325M および A490M、がそのまま採用される。例えば、M16 ボルトは規定された 16mm の径を有している。現行の合衆国基準は基準孔径を公称ボルト径に対して 1/16 インチだけ大きく開けるように要求している。AISC のメートル単位系 LRFD 基準によれば、基準孔径を M24 以下のボルトに対してはボルト径よりも 2mm、M24 よりも大きなボルトに対してはボルト径よりも 3mm 大きく取るように規定している。このようにして、メートルサイズのボルトが一般的になるまで、メートルサイズのボルト径はインチサイズのボルト径で容易に代用できるよう仕様を定めることが提案されている。しかし、継手の強度は代用品の影響を受けないようにすべきである。次のインチサイズボルトは上記のメートルサイズボルトに十分に適合する。

5/8 インチのボルト	18 mm 孔径 (M16 ボルトの代用)
7/8 インチのボルト	24 mm 孔径 (M22 ボルトの代用)
1-1/8 インチのボルト	30 mm 孔径 (M27 ボルトの代用)
1-1/4 インチのボルト	33 mm 孔径 (M30 ボルトの代用)

F-17

直径が 1 インチよりも大きな A325 のインチサイズボルトの引張強度は、120ksi から 105ksi に低減される。それらに相当するより大きな径の A325M のメートルサイズボルトに対しては、メートル単位系基準に与えられている 830MPa の規定値以下の引張強度の低減はない（現行の SI 単位版 LRFD 基準の 6.4.3.1 の条項に書かれている、より大きな A325M メートルサイズボルトの引張強度に関する記述は不正確である。この記述は将来の暫定版で修正される）。より大きな径のメートルサイズボルトに対するインチボルトの代用品は、メートル単位系の等価な値よりも大きな断面積を持っている。このより大きな断面積で、A325 のインチサイズボルトのより低い強度を補っている。M27 以上のボルトは、これらのボルトに適合した製造が始まるまで使用を避けるべきである。

溶接、スタッド、ずれ止め、補剛材に用いられるフラットバー、および鉄筋に関連するメートル単位系の換算に関する更なる情報は、適用可能な箇所の設計計算例に含まれている。鋼構造物の施工に関するメートル単位系換算の情報は、出版物 A Guide for Metric Steel Fabrication にあり、American Institute of Steel Construction (AISC), One East Wacker Drive, Suite 3100, Chicago, IL, (312) 670-2400 で入手できる。

2.3. 和訳（設計例 2：2 径間連続合成鉄桁（荷重抵抗値係数設計（SI 単位）））

2-1

2.3.1 概要

本設計例は、コンパクト断面を使用した 27m+27m の 2 径間連続 I 桁の設計について示すものである。設計例では、正曲げ部の断面決定と中間支点部断面の曲げ設計、コンクリート床版（経験的設計手法による）及び張り出し部（従来型設計手法による）の設計、ずれ止めスタッドの設計について説明している。橋の横断

面は、4主桁で桁間隔3000mm、張り出し長1040mm、幅員10200mmで構成されている。コンクリート床版厚は断面として考慮する舗装13mmを含む215mmである。図-3.1.1に断面図、図-3.1.2に平面図を示す。

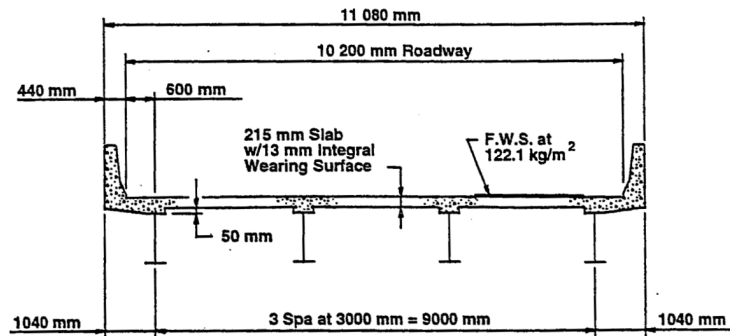


Figure 1: Typical Bridge Cross Section

図-3.1.1 断面図

2-2

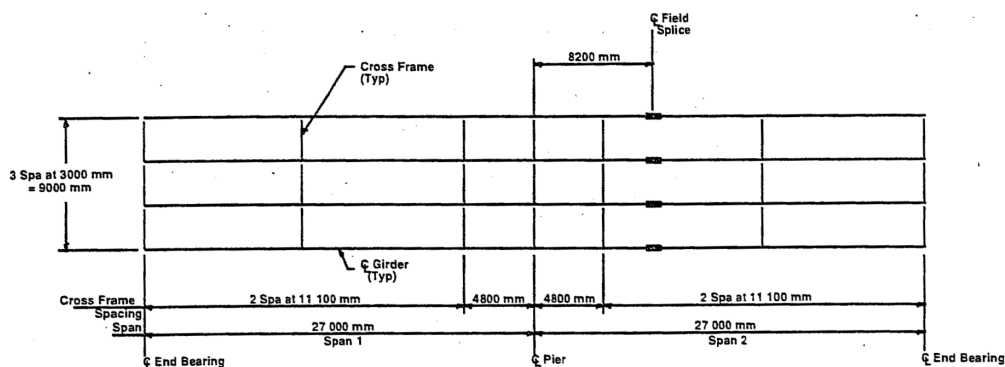


Figure 2: Framing Plan

図-3.1.2 骨組図

設計に際し次のデータを適用した。

仕様書: 1994 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, First Edition

構造用鋼材: AASHTO M270M, Grade 345W (ASTM A709M, Grade 345W)

耐候性鋼材 $F_y = 345 \text{ MPa}$

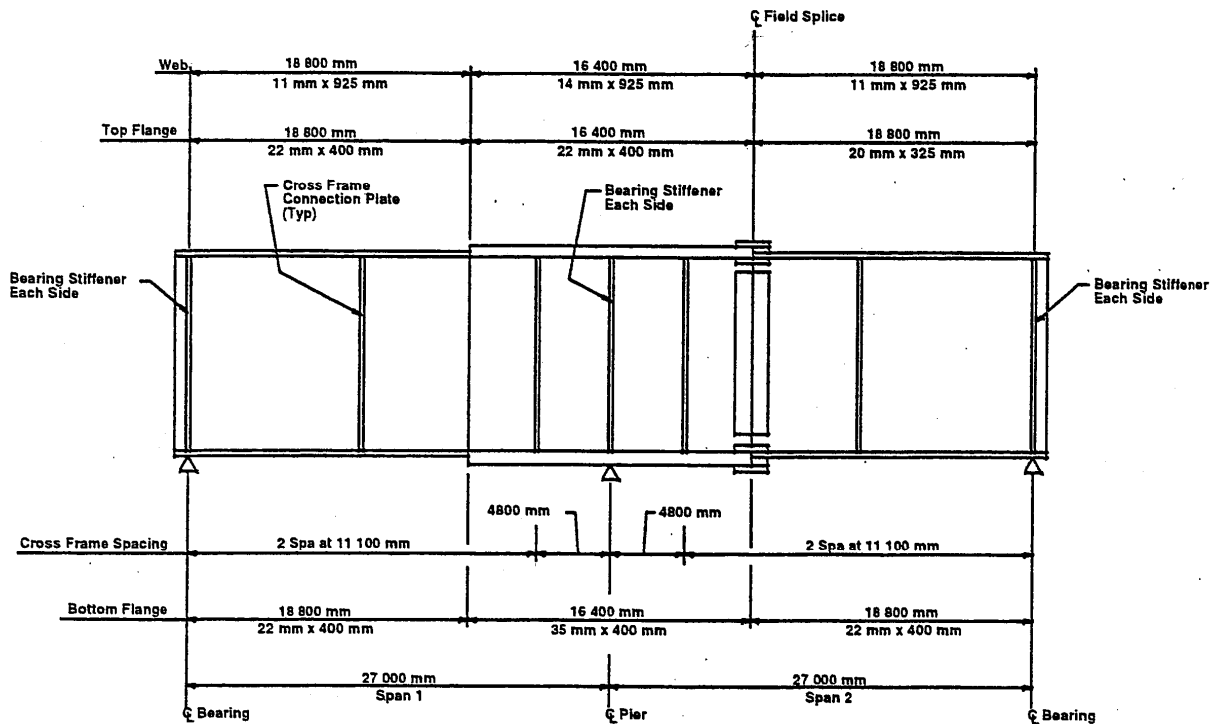
コンクリート: $f'_c = 28 \text{ MPa}$; 係数比 $n = 8$

鉄筋: AASHTO M31M, Grade 400 (ASTM A615M, Grade 400) with $F_y = 400 \text{ MPa}$

埋め殺し型枠は 73.4 kg/m^2 の死荷重 (表面積密度) , 将来の舗装は 122.1 kg/m^2 と仮定する。桁は合成桁と仮定する。

疲労設計に関しては、75年の設計寿命を超える交通量の増加を見込んで、一方向当りの日大型車交通量 (ADTT) は2000とする。一方向の通行のみと仮定する。

決定した内桁の断面構成図を図-3.1.3に示す。現場継ぎ手は1箇所ですパン2に設け、その結果輸送部材は全長35.2mとなる。輸送部材の上フランジ幅は、圧縮フランジ幅と長さの比率 (I/b) が88 (理想的な約85の比率に近い) とした。技術者は、スパン1にスパン2と同じ様な箇所に現場継ぎ手を配置することを許可するか、または、輸送やハンドリングの制約のため、設計を始める前に、本工事の入札参加者である地元の製造業者が現場添接の追加を相談するかもしれない。その結果、設計を始める前に現場添接の追加された場合、技術者はスパン1の上フランジ幅を小さくする検討をすべきである。



NOTE: Total estimated mass of structural steel = 92.43 kg/m² of deck area.

Figure 3: Elevation of Interior Girder

図-3.1.3 内桁断面構成図

2.3.2 荷重と解析

2.3.2.1 死荷重 (DC)

現在の仕様の表 3.4.1-2 で指定されるように、死荷重成分は将来の舗装や特定の荷重を除く構造物全てから成る。便宜上、死荷重は次のように2つに分類される。

- ①非合成断面に作用する DC (DC₁)
- ②長期合成断面に作用する DC (DC₂)

a. 非合成断面に作用する DC (桁毎)

コンクリートの単位体積重量を 2400kg/m³ とする (表 3.5.1-1)。内桁の DC₁ の計算は、次の通り：

Slab (including integral w.s.)	=	215 x 3000 x 2400 x (9.807 x 10 ⁻⁹)	=	15.18
Concrete haunch	=	50 x 400 x 2400 x (9.807 x 10 ⁻⁹)	=	0.471
Steel girder, cross frames and details	=		=	2.511
Stay-in-place forms	=	73.4 x (3000-325) x (9.807 x 10 ⁻⁶)	=	<u>1.926</u>
				20.09 N/mm

b. 合成断面に作用する DC (桁毎)

各々の壁高欄の単位長さ当たりの質量が 767.5kg/m とし、この荷重が各々の桁に等しく分配されると仮定する。DC₂の計算は、次の通り：

$$\text{Barriers} = [767.5 \times 2 \times (9.807 \times 10^{-3})]/4 = 3.763 \text{ N/mm}$$

2.3.2.2 舗装荷重 (DW)

DW は長期合成断面 (long-term composite section) によって支持され、各々の桁に等しく分配されるとする。

$$\text{Wearing surface load} = [122.1 \times 10 \times 200 \times (9.807 \times 10^{-6})]/4 = 3.053 \text{ N/mm}$$

2.3.2.3 活荷重

設計に用いる車両荷重及び疲労荷重、そして活荷重たわみを評価する荷重が Foreword で詳述されている。活荷重は、短期合成断面で全て受け持つと仮定する。

2.3.2.3.1 活荷重横分配の要因 -正曲げ-

この設計例では、活荷重は条文 4.6.2. で指定される方法によって各々の桁に分配される。例に示す橋梁は、条文 4.6.2.2.1 で指定される適用条件を満たす。改善された解析方法が、代替案として用いられる可能性もある。

次の予備設計の断面図 (図-3.2.1) は橋軸方向剛性パラメータ K_g を決定するために用いる。 K_g は正曲げ領域において、活荷重分配係数を計算するための概算式の中で用いられる。

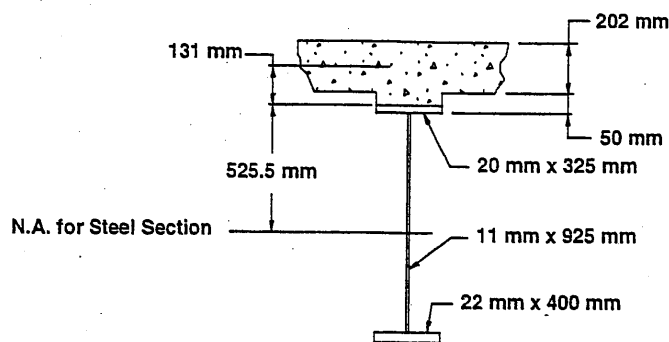


Figure 4: Preliminary Cross Section - Positive Flexure

図-3.2.1 正曲げ部の予備設計断面図

Component	A	d	Ad	Ad ²	I ₀	I
Top Flange 20 x 325	6500	472.5	3.071 x 10 ⁶	1.451 x 10 ⁹	0.217 x 10 ⁶	1.451 x 10 ⁹
Web 11 x 925	10 175				0.726 x 10 ⁹	0.726 x 10 ⁹
Bottom Flange 22 x 400	8800	-473.5	-4.167 x 10 ⁶	1.973 x 10 ⁹	0.355 x 10 ⁶	1.973 x 10 ⁹
	25 475		-1.096 x 10 ⁶			4.150 x 10 ⁹

$$d_s = \frac{-1.096 \times 10^6}{25\,475} = -43.02 \text{ mm}$$

$$I_{NA} = 4.103 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 482.5 + 43.02 = 525.5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{BOT OF STEEL}} = 484.5 - 43.02 = 441.5 \text{ mm}$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = \frac{4.103 \times 10^9}{525.5} = 7.808 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = \frac{4.103 \times 10^9}{441.5} = 9.293 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$e_g = \frac{202}{2} + 50 + 505.5 = 656.5 \text{ mm}$$

$$n = 8$$

$$K_g = n(I + Ae_g^2) = 8(4.103 \times 10^9 + 25\,475(656.5)^2) = 120.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

予備設計において、概算式における K_g を含んだ全ての項は1.0となる。しかしながら、 K_g の項は一般的にスパンに沿って、またはスパンの間でわずかに変化する。(スパン2の最大正モーメントの値は、全ての正曲げ領域で用いられている分配係数を計算するために、この例では任意に用いられる。)他の選択肢として、個々の K_g を計算するために正曲げ領域で各スパンの中で平均値もしくは加重平均するか、または、 K_g を計算するために正曲げ領域内で断面特性の実際の値に基づくか、がある。しかし、分配係数は、一般的に仮定される K_g の値に、あまり敏感ではない。

桁は、概算式の適用範囲の制限を満足する必要がある；これらの限界は、公式を含む表で示されている。例えば、横断面の桁の数は4本以上で、横桁間隔は1100mm以上4900mm以下、スパン長は60m以上73m以下である。床版厚に対する制限も該当する。分配係数(レーン単位)の計算を以下に示す：

2-6

2.3.2.3.2 内桁-強度限界状態

強度限界状態をチェックするための内桁の活荷重分配係数は、表で与えられる概算式を使って決定する。複数載荷係数(条文3.6.1.1.2)は、係数が式の展開に含まれているため、明確に適用していない。個々の係数は、曲げモーメントとせん断を計算するために与えられる。

曲げモーメント (表4.6.2.2b-1) :

$$\begin{aligned}
 & \text{1 車線荷重:} && 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\
 & && 0.06 + \left(\frac{3000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{3000}{27\,000}\right)^{0.3} \left(\frac{120.7 \times 10^9}{27\,000(202)^3}\right)^{0.1} = 0.481 \text{ lanes} \\
 & \text{2 車線以上の荷重:} && 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1} \\
 & && 0.075 + \left(\frac{3000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{3000}{27\,000}\right)^{0.2} \left(\frac{120.7 \times 10^9}{27\,000(202)^3}\right)^{0.1} = 0.694 \text{ lanes (governs)}
 \end{aligned}$$

せん断 (表 4.6.2.2.3a-1) :

$$\begin{aligned}
 & \text{1 車線荷重:} && 0.36 + \frac{S}{7600} \\
 & && 0.36 + \frac{3000}{7600} = 0.755 \text{ lanes} \\
 & \text{2 車線以上の荷重:} && 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10\,700}\right)^2 \\
 & && 0.2 + \frac{3000}{3600} - \left(\frac{3000}{10\,700}\right)^2 = 0.955 \text{ lanes (governs)}
 \end{aligned}$$

2-7

2.3.2.3.3 外桁-終局限界状態

強度限界状態をチェックするための外桁の活荷重分配係数は、剛体としての横断面全体のそりと回転を仮定して、この原理、概算式、そして特別な解析の組合せを用いて計算された支配係数 (governing factor) として、決定される。各々の方法を次に示す。条文 3.6.1.1.2 で述べられるように、テコの原理と特別な解析を用いる際、複数載荷係数が含まれる。個々の係数は、曲げモーメントとせん断のために再び計算される。

曲げモーメント:

1 車線荷重: この原理を用いる (表 4.6.2.2d-1)

テコの原理は、静力学の使用を伴う。外桁の輪荷重反力を知るためには、隣接する内桁のモーメントに関する合計モーメントによって、外桁への横分配を決定する。このとき、コンクリート床版は内桁 (図-3.2.2) にヒンジで取り付けられていると仮定する。車輪は、縁石の基部に 600mm 以上近づくことはできない (条文 3.6.1.3.1)。車輪間隔は 1800mm と指定されているため、外桁への輪荷重分配は次のように計算される:

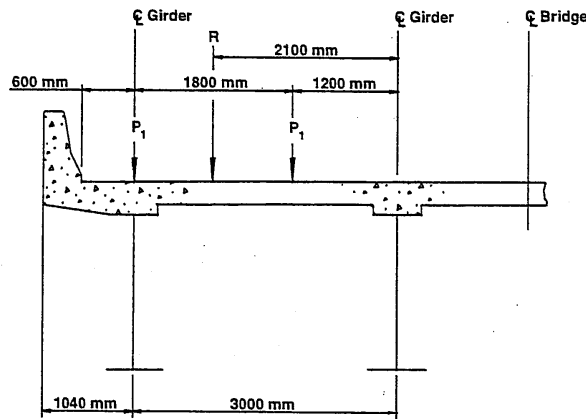


Figure 5: Exterior-Girder Distribution Factor - Lever Rule

図-3.2.2 てこの原理による外桁の横分配係数

$$\frac{2100}{3000} = 0.700$$

Multiple presence factor $m = 1.2$ (Table 3.6.1.1.2 - 1)

$$1.2(0.700) = 0.840 \text{ lanes}$$

2-8

2車線以上の荷重: e (表4.6.2.2d-1) によって, 内桁係数を修正

係数 e は距離 d_e を使って計算される. ここで, d_e は外桁から縁石端もしくは壁高欄端 (1700mm以下) の距離である. d_e は桁ウェブが縁石または壁高欄の外側であれば負である. e は, 現在の仕様では必要とされているが, LRFD基準の将来において1.0以上は必要とされないだろう. この改訂では, 次の計算で反映される:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

$$e = 0.77 + \frac{600}{2800} = 0.984$$

$$0.984(0.694) = 0.683 \text{ lanes}$$

複数荷重係数は, 適用されない.

特別な解析 (C4.6.2.2d - 解説):

全横断面が橋のセンターラインで剛体として回転するとすれば, 外桁の分配係数はまた次の公式を用いて1車線, 2車線荷重として計算される.

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum N_L e}{\sum N_b x^2}$$

ここで,

R = 車線の外梁への反力

N_L = 考慮する荷重車線の数

e = 桁パターンの重心から車線の偏心 (mm)

x = 桁パターン重心から各桁までの水平距離 (mm)

X_{ext} = 桁パターン重心から外桁までの水平距離 (mm)

N_b = 梁または桁の数

2-9

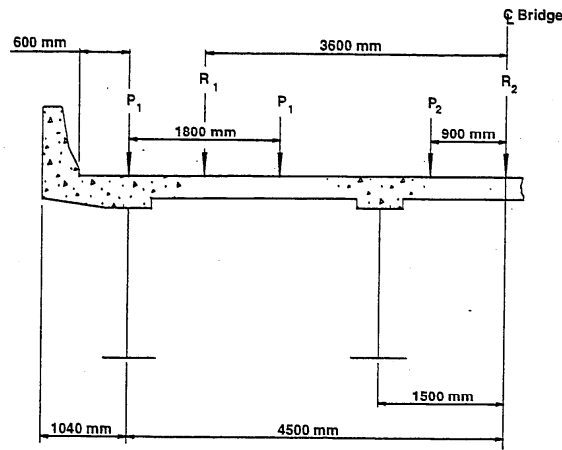


Figure 6: Exterior-Girder Distribution Factor - Special Analysis

図-3.2.3 特別な解析による外桁の横分配係数

複数載荷係数 (表 3.6. I. I. 2-1)

1車線: $m_1 = 1.2$

2車線: $m_2 = 1.0$

図-3.2.3について:

$$1 \text{ 車線荷重: } R = \frac{1}{4} + \frac{(4500)(3600)}{2(4500^2 + 1500^2)} = 0.610$$

$$m_1 R = 1.2(0.610) = 0.732 \text{ lanes}$$

$$2 \text{ 車線以上の荷重: } R = \frac{2}{4} + \frac{(4500)(3600 + 0)}{2(4500^2 + 1500^2)} = 0.860$$

$$m_2 R = 1.0(0.860) = 0.860 \text{ lanes (governs)}$$

せん断:

1車線荷重: テコの原理を用いる (表4.6.2.2.3b-1)

0.840 lanes (曲げモーメントの計算例と同じ)

2車線以上の荷重: e (表4.6.2.2.3b-1) によって, 内桁係数を修正

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

$$e = 0.6 + \frac{600}{3000} = 0.80$$

$$0.80(0.955) = 0.764 \text{ lanes}$$

特別な解析 (C4.6.2.2.2d -解説)

曲げモーメントで計算された係数が, せん断に対しても使われる.

1車線荷重: 0.732 lanes

2車線荷重: 0.860 lanes (governs)

正曲げの領域で強度限界状態をチェックするために用いる分配係数の結果は次の通り.

	Interior Girder	Exterior Girder
Bending Moment	0.694 lanes	0.860 lanes
Shear	0.955 lanes	0.860 lanes

2.3.2.3.4 疲労限界状態の分配係数

疲労をチェックするとき、疲労荷重は1車線に載荷する。したがって、疲労荷重による応力とせん断範囲を計算する際、条文3.6.1.4.3bで規定されているように、1車線載荷による分配係数が使用される。条文3.6.1.1.2によれば、疲労限界状態をチェックするとき、複数載荷係数は適用されない。そのため、次に示す正曲げ領域で疲労限界状態をチェックするための分配係数の値は、前もって計算された1車線載荷の値を複数載荷係数1.2で割ったものを反映する（表 3.6.1.1.2-1）。

	Interior Girder	Exterior Girder
Bending Moment	0.401 lanes	0.700 lanes
Shear	0.629 lanes	0.700 lanes

2.3.2.3.5 活荷重たわみの分配係数

条文2.5.2.6.2に従い、最大活荷重たわみを検証する際、活荷重は全ての設計車線に載荷され、また全ての補助部材は等しくたわむものとしなければならない。これは、多主桁橋において、活荷重たわみを計算するための分配係数は車線数を桁数で割ったのと同じということであるということと同じ意味である。また、条文2.5.2.6.2で示されるように、条文3.6.1.1.2からの複数載荷係数を適用する。

2-11

$$\begin{aligned}
 DF &= m_2 \left(\frac{N_L}{N_b} \right) \\
 &= 1.0 \left(\frac{2}{4} \right) = 0.500 \text{ lanes}
 \end{aligned}$$

2.3.2.3.6 活荷重横分配係数-負曲げ

以下の予備設計の横断面（図-3.2.4）は、負曲げ領域で活荷重分配係数を計算するにあたって、概算式で用いられる橋軸方向剛性パラメータ K_g を決定するために仮定される。

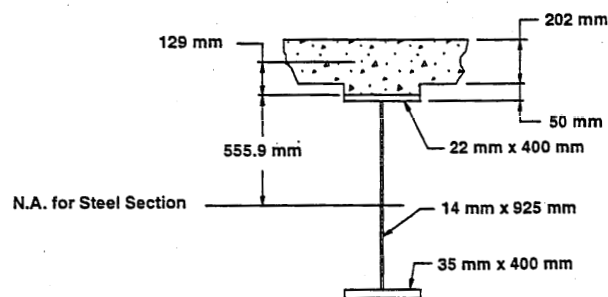


Figure 7: Preliminary Cross Section - Negative Flexure

図-3.2.4 予備設計の負曲げ断面

Component	A	d	Ad	Ad ²	I _o	I
Top Flange 22 x 400	8800	473.5	4.167 x 10 ⁶	1.973 x 10 ⁹	0.355 x 10 ⁶	1.973 x 10 ⁹
Web 14 x 925	12 950				0.923 x 10 ⁹	0.923 x 10 ⁹
Bottom Flange 35 x 400	14 000	-480.0	-6.720 x 10 ⁶	3.226 x 10 ⁹	1.429 x 10 ⁶	3.227 x 10 ⁹
	35 750		-2.553 x 10 ⁶			6.123 x 10 ⁹

$$d_s = \frac{-2.553 \times 10^6}{35\,750} = -71.41 \text{ mm}$$

$$I_{NA} = 5.941 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 484.5 + 71.41 = 555.9 \text{ mm}$$

$$d_{\text{BOT OF STEEL}} = 497.5 - 71.41 = 426.1 \text{ mm}$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = \frac{5.941 \times 10^9}{555.9} = 10.69 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = \frac{5.941 \times 10^9}{426.1} = 13.94 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$e_g = \frac{202}{2} + 50 + 533.9 = 684.9 \text{ mm}$$

$$n = 8$$

$$K_g = n(I + Ae_g^2) = 8(5.941 \times 10^9 + 35\,750(684.9)^2) = 181.7 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

2-12

前と同じように、予備設計において、概算式における K_g を含んだ全ての項は 1.0 となる。 K_g を含む項には、スパン長 L を含んでいる。この例において、負曲げ領域の分配係数を計算するために、隣接するスパンの平均長さは L を使用している。 K_g はまた中間支点の断面特性に基づくか、その代わりに K_g は負曲げ領域内のスパンにそって変化する分配係数によりもたらされる各々の断面変化特性に基づいて計算されるか、もしくは、 K_g は負曲げ領域内で各々のスパンにそった特性の平均もしくは加重平均として計算してもよい。

2.3.2.3.7 内桁-終局限界状態

曲げモーメント (表 4.6.2.2.2b-1) :

$$\text{One Lane Loaded: } 0.06 + \left(\frac{3000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{3000}{27\,000}\right)^{0.3} \left(\frac{181.7 \times 10^9}{27\,000(202)^3}\right)^{0.1} = 0.499 \text{ lanes}$$

$$\text{Two or More Lanes Loaded: } 0.075 + \left(\frac{3000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{3000}{27\,000}\right)^{0.2} \left(\frac{181.7 \times 10^9}{27\,000(202)^3}\right)^{0.1} = 0.719 \text{ lanes (governs)}$$

内桁や外桁の中間支点での他の全ての分配係数は、スパン長と桁の剛性から独立している。そのため、それらは、先に計算される正曲げ領域の計算値と同一となる。

負曲げ領域の強度限界状態のチェックのために用いられる分配係数は次の通りである。

	Interior Girder	Exterior Girder
Bending Moment	0.719 lanes	0.860 lanes
Shear	0.955 lanes	0.860 lanes

2.3.2.3.8 疲労限界状態の分配係数

負曲げ領域の疲労限界状態チェックのための分配係数の値は、前もって計算された 1 車線載荷の値を複数載荷係数 1.2 で割ったものを反映する (表 3.6.1.1.2-1) :

	Interior Girder	Exterior Girder
Bending Moment	0.416 lanes	0.700 lanes
Shear	0.629 lanes	0.700 lanes

2-13

2.3.2.3.9 動的荷重影響率: IM (条文 3.6.2)

動的荷重影響率は、走行車両の輪荷重の衝撃を静的輪荷重に適用させた増加量である。
終局限界状態と活荷重たわみのチェック：

$$IM = 15\% \text{ (Table 3.6.2.1-1)}$$

$$\text{Factor} = 1 + \frac{15}{100} = 1.15$$

この係数は、設計トラック、HL-93のタンデム設計活荷重、もしくは、以下に示す「解析結果」のセクションの特別な負曲げモーメント荷重のトラック-トレインの一部にだけ適用される。

疲労限界状態のチェック：

$$IM = 15\% \text{ (Table 3.6.2.1-1)}$$

$$\text{Factor} = 1 + \frac{15}{100} = 1.15$$

この係数は疲労荷重に適用される。

2.3.2.4 設計係数

これらの係数は、構造的に重要な延性、冗長性、重要度に関連するものである。条文1.3.2で解説しているように、係数は基本式の荷重の側に適用される。3つの係数の積は、0.95以上でなければならない。この例では次の値を仮定した：

Ductility: η_D (Article 1.3.3)
 $\eta_D = 0.95$ for strength limit state
 $\eta_D = 1.0$ for all other limit states

Redundancy: η_R (Article 1.3.4)
 $\eta_R = 0.95$ for strength limit state
 $\eta_R = 1.0$ for all other limit states

Operational Importance: η_I (Article 1.3.5)
 $\eta_I = 1.05$ for strength limit state
 $\eta_I = 1.0$ for all other limit states

2-14

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = (0.95) (0.95) (1.05) = 0.9476 < 0.95$$

$$\therefore \eta = 0.95$$

今後のLRFD規準において、 η_D と η_R は、 γ_p (表 3.4.1-2)の最大値が適切である荷重下で、従来の強度限界

状態で規定される1.0が標準の値となるであろう。もし、仕様の要求より延性を強くするか、優れた冗長性レベルがあれば、 η_D と η_R はより小さい値が使われる可能性がある。 γ_D (表 3.4.1-2)の最小値が適切である荷重下において、 η は次のように決定される。

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

2.3.2.5 解析結果

内桁(図-3.1.3)の解析結果を、次の図で示す。次の図に示される数字の根拠を、図の後の表に示す。コンクリート床版は、解析上合成として計算され、完全に有効であると仮定している。桁が中間支点に対して非対称であっても、スパン1の解析結果のみ図に示し、以下に続く計算に使用した。スパン2の結果は類似しており、相違点は設計例で無視できると考えた。

最初のグラフ(図-3.2.5と図-3.2.6)のシリーズでは、荷重係数がけしていない死活荷重によるモーメントとせん断の包絡線を示した。正曲げおよび負曲げ領域の活荷重モーメント(死荷重反曲点の外側)は、HL-93荷重によるものである。(変動する軸間隔を持つ設計タンデムと設計トラックは、設計レーン荷重と結合する。)負曲げ領域の活荷重モーメント(死荷重反曲点間)は、HL-93荷重もしくは負曲げ用荷重によって発生するモーメントの大きさと等しい。(条文3.6.1.3.1で規定されるトラック-トレインの影響の90パーセントは、設計レーン荷重の影響の90パーセントと結合した。)活荷重せん断力は、HL-93荷重のみの影響である。しかし、中間支点の反力は、HL-93荷重または負曲げ用荷重に起因するより大きいせん断力に基づいて計算される。示されたモーメントとせん断力の値は、適切な横分配係数と強度限界状態による動的荷重影響率を含む。 DC_1 は非合成断面に作用する死荷重で、 DC_2 は長期の合成断面に作用する死荷重である。 DW は、舗装荷重である。

2番目のグラフ(図-3.2.7と図-3.2.8)のシリーズでは、条文3.6.1.4.1で規定する係数がけしていない疲労荷重によるモーメントとせん断の包絡線を示している。適切な横分配係数と疲労限界状態の動的荷重影響率の減少を含んだ値を示した。

Figure 8: Dead- and Live-Load Moment Envelopes

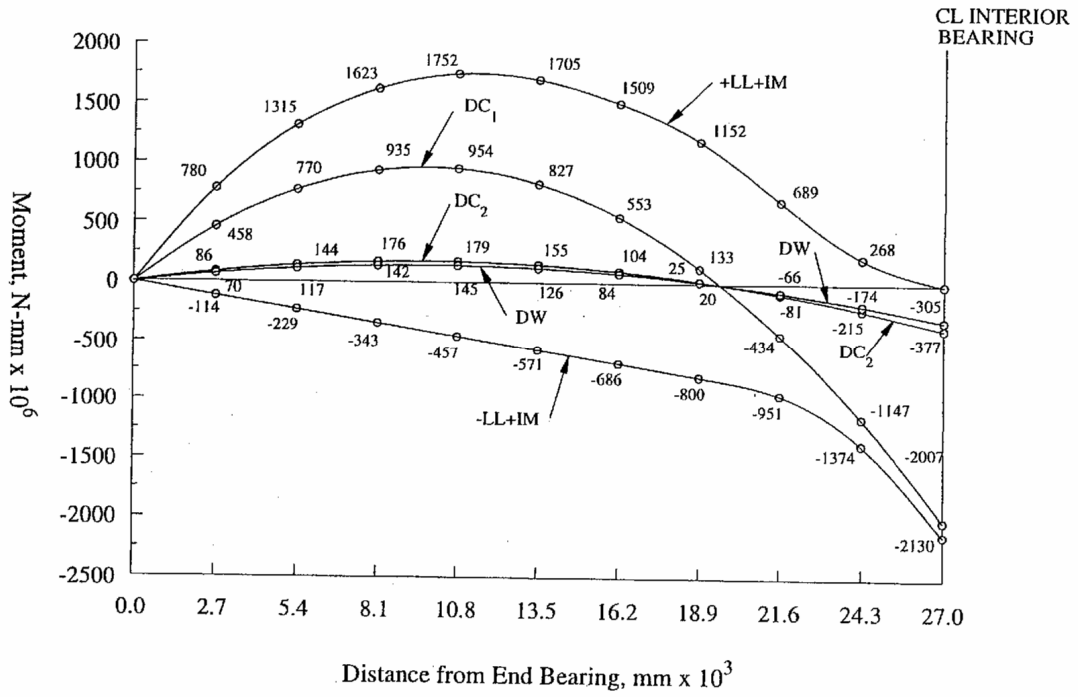


図-3.2.5 死荷重および活荷重曲げモーメント図

Figure 9: Dead- and Live-Load Shear Envelopes

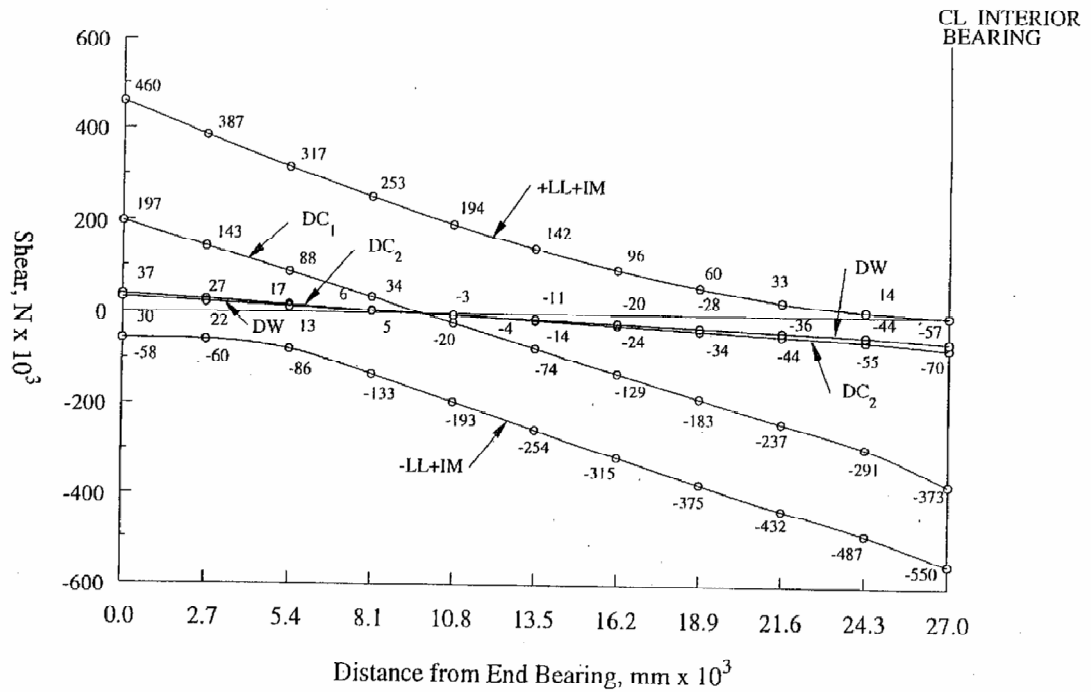


図-3.2.6 死荷重および活荷重せん断力図

Figure 10: Fatigue-Load Moments

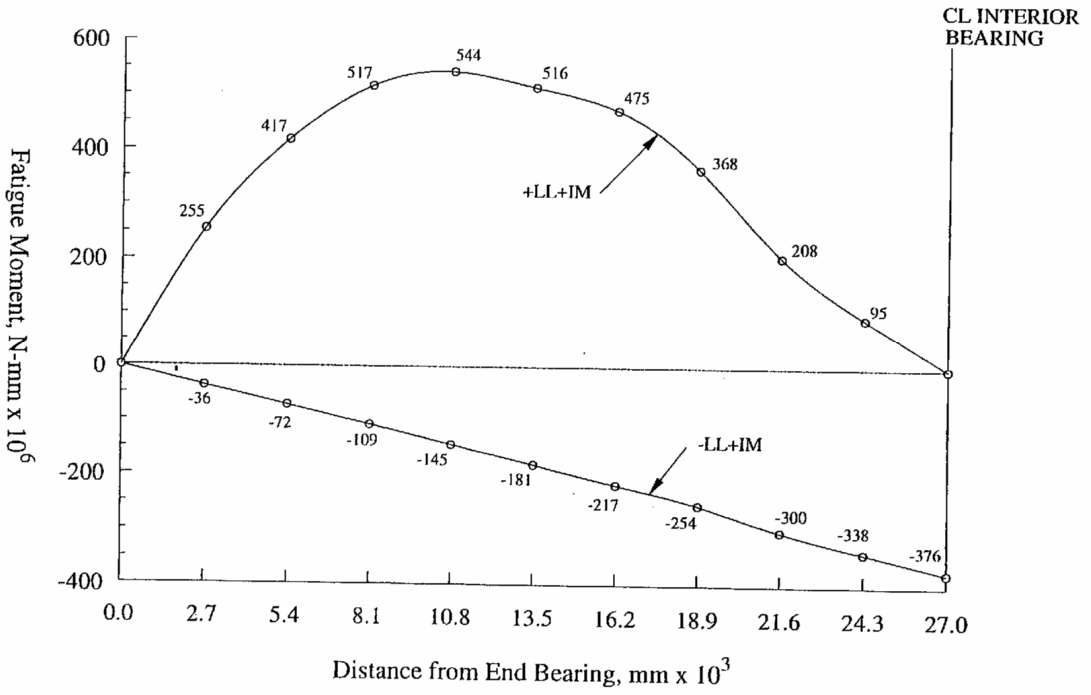


図-3.2.7 疲労荷重曲げモーメント図

Figure 11: Fatigue-Load Shear

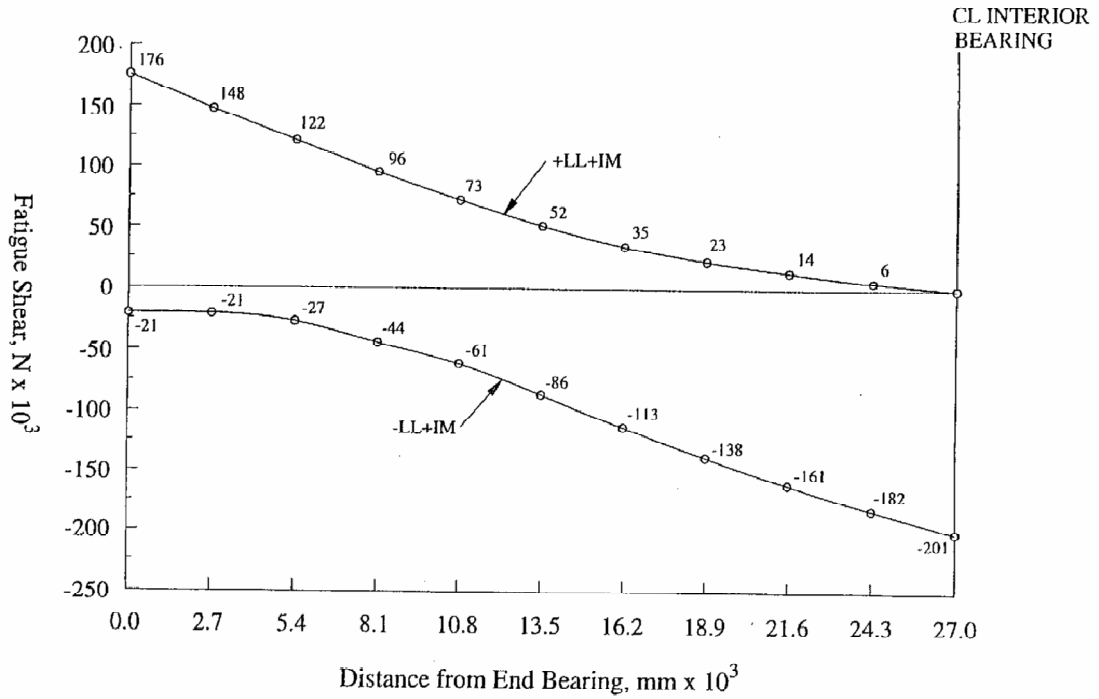


図-3.2.8 疲労荷重せん断力図

Unfactored Live-Load Moments (N-mm x 10⁶) due to the Design Truck pointed toward 1.0L

x/L	Rear-Axle Spacing									
	4300 mm		5500 mm		6700 mm		7900 mm		9000 mm	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	650	-89	623	-87	597	-84	573	-82	553	-79
0.20	1087	-178	1036	-174	988	-169	942	-163	905	-157
0.30	1324	-267	1255	-261	1189	-253	1125	-245	1077	-236
0.40	1385	-355	1300	-348	1223	-337	1147	-326	1091	-314
0.50	1385	-444	1312	-435	1243	-422	1174	-408	1120	-393
0.60	1233	-533	1174	-522	1121	-506	1068	-489	1029	-471
0.70	957	-622	906	-609	865	-590	824	-571	798	-550
0.80	588	-711	540	-696	506	-675	471	-653	390	-628
0.90	199	-800	199	-783	198	-759	199	-734	199	-707
1.00	0	-888	0	-870	0	-844	0	-809	0	-784

Unfactored Live-Load Moments (N-mm x 10⁶) due to the Design Truck pointed toward 0.0L

x/L	Rear-Axle Spacing										Governing Design-Truck Moments	
	4300 mm		5500 mm		6700 mm		7900 mm		9000 mm		M+	M-
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-		
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	604	-89	582	-87	561	-84	537	-81	524	-78	650	-89
0.20	1043	-177	1003	-174	963	-168	919	-162	894	-157	1087	-178
0.30	1328	-266	1261	-261	1215	-252	1153	-243	1122	-235	1328	-267
0.40	1426	-355	1355	-347	1290	-336	1227	-324	1179	-313	1426	-355
0.50	1362	-444	1283	-434	1213	-420	1143	-405	1092	-392	1385	-444
0.60	1209	-532	1139	-521	1075	-504	1012	-486	964	-470	1233	-533
0.70	949	-621	890	-608	842	-588	795	-566	763	-549	957	-622
0.80	584	-710	530	-695	491	-672	454	-647	435	-627	588	-711
0.90	199	-799	199	-782	199	-756	199	-728	199	-705	199	-800
1.00	0	-888	0	-870	0	-844	0	-816	0	-786	0	-888

Unfactored Live-Load Moments (N-mm x 10⁶)

x/L	Vehicle Moments				Governing				1.33 x Vehicle Moment plus Lane Moment (HL-93)	
	Design Truck		Design Tandem		Vehicle Moments		Design Lane		M+	M-
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-		
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.10	650	-89	501	-63	650	-89	259	-46	1124	-164.4
0.20	1087	-178	852	-126	1087	-178	449	-93	1895	-329.7
0.30	1328	-267	1062	-190	1328	-267	572	-139	2338	-494.1
0.40	1426	-355	1140	-253	1426	-355	628	-186	2525	-658.2
0.50	1385	-444	1112	-316	1385	-444	615	-232	2457	-822.5
0.60	1233	-533	993	-379	1233	-533	535	-279	2175	-987.9
0.70	957	-622	797	-443	957	-622	387	-325	1660	-1152
0.80	588	-711	544	-506	588	-711	176	-377	958	-1323
0.90	199	-800	251	-569	251	-800	39	-570	373	-1634
1.00	0	-888	0	-632	0	-888	0	-929	0	-2110

x/L	Truck-train Moments (within DL contraflexure points)		0.9 (1.33 x truck-train moment plus lane moment)		Governing Unfactored & Undistributed LL+IM Moments		Governing Unfactored & Distributed LL+IM Moments		
	pointed toward 1.0L	pointed toward 0.0L	Governing Moments	M-	M+	M-	D.F.	M+	M-
	M-	M-	M-	M-	M+	M-			
0.00	NA	NA	NA	NA	0	0	0.694	0	0
0.10	NA	NA	NA	NA	1124	-164.4	0.694	780	-114
0.20	NA	NA	NA	NA	1895	-329.7	0.694	1315	-229
0.30	NA	NA	NA	NA	2338	-494.1	0.694	1623	-343
0.40	NA	NA	NA	NA	2525	-658.2	0.694	1752	-457
0.50	NA	NA	NA	NA	2457	-822.5	0.694	1705	-571
0.60	NA	NA	NA	NA	2175	-987.9	0.694	1509	-686
0.70	NA	NA	NA	NA	1660	-1152	0.694	1152	-800
0.80	-730	-733	-733	-1217	958	-1323	0.719	689	-951
0.90	-1167	-1168	-1168	-1911	373	-1911	0.719	268	-1374
1.00	-1776	-1776	-1776	-2962	0	-2962	0.719	0	-2130

Calculation of Total Factored Moments (N-mm x 10⁶) for STRENGTH I Load Combination

x/L	distributed LL+IM											Total Factored & Distributed STRENGTH I Moments (w/o moment redistribution)		
	DC1	DC2	DW	M+	M-	DC1	DC2	DW	DL	M+	M-	h	M+	M-
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.95	0	0
0.10	458	86	70	780	-114	573	108	105	785	1364	-200	0.95	2042	556
0.20	770	144	117	1315	-229	963	180	176	1318	2301	-400	0.95	3438	872
0.30	935	176	142	1623	-343	1169	220	213	1602	2840	-600	0.95	4219	952
0.40	954	179	145	1752	-457	1193	224	218	1634	3066	-799	0.95	4465	793
0.50	827	155	126	1705	-571	1034	194	189	1417	2984	-999	0.95	4181	397
0.60	553	104	84	1509	-686	691	130	126	947	2641	-1200	0.95	3409	-240
0.70	133	25	20	1152	-800	166	31	30	228	2016	-1399	0.95	2131	-1113
0.80	-434	-81	-66	689	-951	-543	-101	-99	-743	1205	-1664	0.95	440	-2287
0.90	-1147	-215	-174	268	-1374	-1434	-269	-261	-1964	469	-2405	0.95	-1420	-4150
1.00	-2007	-377	-305	0	-2130	-2509	-471	-458	-3438	0	-3727	0.95	-3266	-6806

Calculation of Total Factored Moments (N-mm x 10⁶) for FATIGUE Load Combination

x/L	Fatigue-truck Moments toward 1.0L				Governing Moments		LL+IM (IM=1.15)		Governing Unfactored & Distributed Fatigue Moments			Governing Factored & Distributed Fatigue Moments (LF=0.75)	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-	M+	M-	D.F.	M+	M-	M+	M-
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0.401	0	0	0	0
0.10	553	-79	524	-78	553	-79	636	-91	0.401	255	-36	191	-27
0.20	905	-157	894	-157	905	-157	1041	-181	0.401	417	-72	313	-54
0.30	1077	-236	1122	-235	1122	-236	1290	-271	0.401	517	-109	388	-82
0.40	1091	-314	1179	-313	1179	-314	1356	-361	0.401	544	-145	408	-109
0.50	1120	-393	1092	-392	1120	-393	1288	-452	0.401	516	-181	387	-136
0.60	1029	-471	964	-470	1029	-471	1183	-542	0.401	475	-217	356	-163
0.70	798	-550	763	-549	798	-550	918	-633	0.401	368	-254	276	-190
0.80	390	-628	435	-627	435	-628	500	-722	0.416	208	-300	156	-225
0.90	199	-707	199	-705	199	-707	229	-813	0.416	95	-338	71	-254
1.00	0	-784	0	-786	0	-786	0	-904	0.416	0	-376	0	-282

Table 2: Span 1 Shears for Interior Girder

Unfactored Live-Load Shears (N x 10³) due to the Design Truck pointed toward 1.0L

x/L	Rear-Axle Spacing									
	4300 mm		5500 mm		6700 mm		7900 mm		9000 mm	
	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-
0.00	281	-33	271	-32	261	-31	251	-30	244	-29
0.10	241	-33	231	-32	221	-31	212	-30	205	-29
0.20	201	-45	192	-37	183	-37	174	-37	168	-37
0.30	164	-81	155	-73	147	-64	139	-56	133	-55
0.40	128	-116	120	-108	113	-100	106	-91	101	-84
0.50	95	-150	89	-142	83	-134	77	-126	72	-119
0.60	66	-181	61	-174	56	-166	51	-158	48	-151
0.70	41	-209	37	-203	32	-195	32	-188	32	-182
0.80	21	-235	19	-229	19	-222	19	-215	19	-209
0.90	8	-258	8	-253	8	-247	8	-241	8	-235
1.00	0	-279	0	-273	0	-268	0	-263	0	-258

Unfactored Live-Load Shears (N x 10³) due to the Design Truck pointed toward 0.0L

x/L	Rear-Axle Spacing										Governing Design-Truck Shears	
	4300 mm		5500 mm		6700 mm		7900 mm		9000 mm		M+	M-
	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-	V+	V-		
0.00	260	-33	252	-32	244	-31	236	-30	229	-29	281	-33
0.10	224	-33	216	-32	208	-31	200	-30	194	-29	241	-33
0.20	188	-45	180	-39	173	-37	166	-37	160	-37	201	-45
0.30	154	-81	147	-73	140	-64	133	-61	128	-61	164	-81
0.40	122	-120	115	-110	109	-100	103	-91	99	-84	128	-120
0.50	92	-158	86	-148	81	-138	76	-128	72	-119	95	-158
0.60	65	-193	60	-184	56	-174	51	-165	48	-156	66	-193
0.70	42	-226	37	-217	34	-208	30	-199	30	-191	42	-226
0.80	21	-255	18	-247	18	-239	18	-230	18	-223	21	-255
0.90	8	-281	8	-274	8	-267	8	-259	8	-252	8	-281
1.00	0	-303	0	-297	0	-291	0	-284	0	-278	0	-303

Table 2: Span 1 Shears for Interior Girder

x/L	Unfactored Live-Load Shears (N x 10 ³)										Unfactored & Distributed LL+IM Shears		
	Vehicle Shears				Governing				1.33 x Vehicle Shear plus Lane Shear (HL-93)		D.F.	V+	V-
	Design Truck	Design Tandem	Vehicle Shears	Design Lane	Vehicle Shears	Design Lane	V+	V-					
0.00	281	-33	214	-23	281	-33	108	-17	482	-61	0.955	460	-58
0.10	241	-33	186	-23	241	-33	85	-19	406	-63	0.955	387	-60
0.20	201	-45	158	-50	201	-50	65	-24	332	-91	0.955	317	-86
0.30	164	-81	131	-77	164	-81	47	-32	265	-140	0.955	253	-133
0.40	128	-120	106	-103	128	-120	33	-43	203	-203	0.955	194	-193
0.50	95	-158	82	-128	95	-158	22	-56	148	-266	0.955	142	-254
0.60	66	-193	60	-151	66	-193	13	-73	101	-330	0.955	96	-315
0.70	42	-226	41	-171	42	-226	7	-92	63	-393	0.955	60	-375
0.80	21	-255	24	-189	24	-255	3	-113	35	-452	0.955	33	-432
0.90	8	-281	10	-204	10	-281	1	-136	14	-510	0.955	14	-487
1.00	0	-303	0	217	0	-303	0	-173	0	-576	0.955	0	-550

Calculation of Total Factored Shears (N x 10³) for STRENGTH I Load Combination

x/L	Total Factored & Distributed STRENGTH I Shears											η	V+	V-
	DC1	DC2	DW	distributed LL+IM	1.25	1.25	1.5	Factored	1.75 (LL+IM)	DL	V+			
0.00	197	37	30	460	-58	246	46	45	338	805	-102	0.95	1085	224
0.10	143	27	22	387	-60	179	34	33	246	678	-105	0.95	877	133
0.20	88	17	13	317	-86	110	21	20	151	555	-151	0.95	671	0
0.30	34	6	5	253	-133	43	8	8	58	443	-234	0.95	476	-167
0.40	-20	-4	-3	194	-193	-25	-5	-5	-35	340	-339	0.95	290	-354
0.50	-74	-14	-11	142	-254	-93	-18	-17	-127	248	-445	0.95	115	-543
0.60	-129	-24	-20	96	-315	-161	-30	-30	-221	168	-551	0.95	-50	-734
0.70	-183	-34	-28	60	-375	-229	-43	-42	-313	105	-656	0.95	-198	-921
0.80	-237	-44	-36	33	-432	-296	-55	-54	-405	58	-756	0.95	-330	-1103
0.90	-291	-55	-44	14	-487	-364	-69	-66	-499	24	-852	0.95	-451	-1283
1.00	-373	-70	-57	0	-550	-466	-88	-86	-639	0	-963	0.95	-607	-1522

Table 2: Span 1 Shears for Interior Girder

Calculation of Total Factored Shears (N x 10³) for FATIGUE Load Combination

x/L	Fatigue-truck Shears				Governing Shears		LL+IM (IM=1.15)		Governing Unfactored & Distributed Fatigue Shears			Governing Factored & Distributed Fatigue Shears (LF=0.75)	
	toward 1.0L	toward 0.0L	V+	V-	V+	V-	V+	V-	D.F.	V+	V-	V+	V-
0.00	244	-29	229	-29	244	-29	281	-33	0.629	176	-21	132	-16
0.10	205	-29	194	-29	205	-29	236	-33	0.629	148	-21	111	-16
0.20	168	-37	160	-37	168	-37	193	-43	0.629	122	-27	91	-20
0.30	133	-55	128	-61	133	-61	153	-70	0.629	96	-44	72	-33
0.40	101	-84	99	-84	101	-84	116	-97	0.629	73	-61	55	-46
0.50	72	-119	72	-119	72	-119	83	-137	0.629	52	-86	39	-65
0.60	48	-151	48	-156	48	-156	55	-179	0.629	35	-113	26	-85
0.70	32	-182	30	-191	32	-191	37	-220	0.629	23	-138	17	-104
0.80	19	-209	18	-223	19	-223	22	-256	0.629	14	-161	10	-121
0.90	8	-235	8	-252	8	-252	9	-290	0.629	6	-182	4	-137
1.00	0	-258	0	-278	0	-278	0	-320	0.629	0	-201	0	-151

2.3.2.6 荷重組合せ

この設計例では条文 3.4.1 に示された以下の荷重の組合せについて照査する。本橋梁の幾何形状では上揚力は問題にならないため、死荷重係数 γ_p (Table 3.4.1-2 より)は最大値のみ使用する。もし端支点で上揚力の発生する可能性があれば、強度限界状態時の DC と DW に対しては死荷重係数の最小値も適用する必要がある。

STRENGTH I: $1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM)$

STRENGTH IV: $1.5(DC+DW)$

この例では風荷重の照査を実施していない(例題 3 を参照のこと)。そのため STRENGTH III と STRENGTH V は使用しない。また、特認車輛も想定していないので STRENGTH II も使用しない。温度分布の影響は考慮していない。突発限界状態の照査も実施しない。

SERVICE II: $1.00DC + 1.00DW + 1.30(LL+IM)$

上式で、LL は HL-93 車輛活荷重または負曲げ用荷重(訳注:「はじめに」の設計車輛活荷重の項を参照のこと)である。

FATIGUE: $0.75(LL+IM)$

ここで LL は条文 3.6.1.4.1 に示された疲労用の荷重である。

SERVICE I と SERVICE III は鋼桁橋に直接適用できない。しかし、活荷重撓みについては条文 2.5.2.6.2 に基づき SERVICE I 荷重の活荷重部分を使用して照査する。その際以下に示す衝撃の影響を考慮する。

$1.00(LL+IM)$

ここで LL は条文 3.6.1.3.2 に示された活荷重撓み算出用の活荷重である。

2.3.3 床版の設計

ここでは条文 9.7.2 に示された経験的設計手法による床版設計について説明する。本設計手法は、コンクリート床版に関する広範囲にわたる調査(主にカナダのオンタリオで実施)に基づいている。この調査で、床版は車輪の集中荷重に対し主に内部アーチ効果と呼ばれる複雑な内部膜応力状態で抵抗することが分かった(詳細については条文 9.7.2.1 の補足を参照のこと)。

2-26

経験的設計手法により床版を設計する際は、床版が条文 9.7.2.4 の条件を満足しており、かつ条文 9.7.2.5 に示された独立した 4 層以上の鉄筋(主筋 2 本+配力筋 2 本)により補強されていることが必要である。内部アーチ効果の概念に基づく RC 床版の設計は、非線形有限要素解析でその妥当性を検証している。解析の結果は、床版を設計するための計算の根幹として捉えられている。

条文 9.7.2.2 に書かれているように、この設計手法は床版の張り出し部には使用してはならない。従来型設計手法を用いた張り出し部の設計方法については後述する。

2.3.3.1 床版(一般部)

(1) 床版支間長

経験的設計手法を用いる場合の床版支間長は、フランジ端部間の長さにフランジの張り出し長(フランジ先端からウェブ面までの長さ)を足した値である(図-3.2.5)。ここではフィレットの類は無視する。床版支間長は 4100mm を超えてはならない。

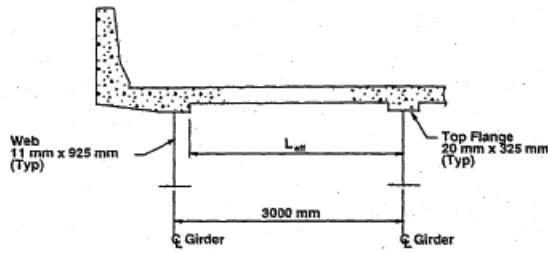


Figure 12: Effective Slab Length

図-3.3.1 床版有効幅

$$L_{\text{eff}} = 3000 - 325 + \left(\frac{325 - 11}{2} \right) = 2832 \text{ mm} < 4100 \text{ mm ok}$$

(2) 設計条件

経験的設計手法を用いる場合は、特定の設計条件を満たしている必要がある。桁は鋼かコンクリート製でなければならない。床版は桁と合成している必要がある。床版は現場打ちで、防水処理が必須である。床版厚は、主桁フランジ部のハンチや局所的な増厚部を除いて一定である必要がある。床版コンクリートの28日圧縮強度は28.0MPa以上でなければならない。鋼製連続桁の負曲げ領域には最低2列のずれ止めが600mm間隔で並んでいる必要がある。加えて、

2-27

$$6.0 \leq \frac{L_{\text{eff}}}{t_s} \leq 18.0$$

ここで

L_{eff} は床版支間長(=2832mm)

t_s は床版構造厚(全体の合計厚から断面として考慮する舗装厚を引いた値)で、型枠の隙間に流れたコンクリート(concrete overrun in the form flutes)を無視した値であり、175mm以上(経験的設計手法を用いる場合の最小値)である。

$$t_s = 202 \text{ mm} > 175 \text{ mm ok}$$

$$\frac{2832}{202} = 14.02 \text{ ok}$$

- 床版は、外桁の中心から最低でも床版厚の5倍以上張り出している必要がある。この規定は構造的に連続したコンクリート製高欄を設置する場合は3倍以上に緩和される。

$$5.0 (202) = 1010 \text{ mm} < 1040 \text{ mm ok}$$

- 床版中心厚は100mm以下であってはならない。

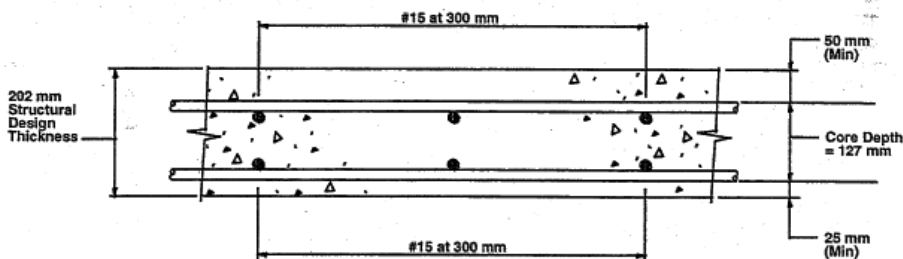


Figure 13: Deck Slab in Positive-Flexure Region of Girder

図-3.3.2 主桁正曲げ部の床版断面

条文 5.12.3 にあるように、上側のかぶりを 50mm、下側のかぶりを 25mm とし、次項で示した鉄筋詳細を採用すると、本例題の床版中心厚は 127mm となり 100mm 以上(図-3.2.6)となる。

(3) 必要鉄筋量(桁の正曲げ領域)

条文 9.7.2.5 によると、経験的設計手法を用いる床版には 4 層の等方性の補強鉄筋が必要である。一番外側の鉄筋は、かぶりの最小値を確保できる範囲で出来るだけ外側に、床版支間長の方向に配置する必要がある。

2-28

・上側鉄筋層(橋軸，橋軸直角方向)

上側鉄筋層の最小鉄筋量は $0.380\text{mm}^2/\text{mm}$ で、最大間隔は 450mm である。本例では断面積 200mm^2 、降伏強度 400MPa の鉄筋 No.15 を使用する。

鉄筋間隔は、

$$s = \frac{200}{0.380} = 526 \text{ mm} > 450 \text{ mm (max.)}$$

ここでは後述する負曲げ領域の鉄筋間隔と合わせるため、橋軸，橋軸直角方向とも 300mm とする。

・下側鉄筋層(橋軸，橋軸直角方向)

下側鉄筋層の最小鉄筋量は $0.570\text{mm}^2/\text{mm}$ で、最大間隔は 450mm である。ここでも断面積 200mm^2 、降伏強度 400MPa の鉄筋 No.15 を使用する。

鉄筋間隔は、

$$s = \frac{200}{0.570} = 351 \text{ mm} < 450 \text{ mm (max.)}$$

橋軸，橋軸直角方向とも 300mm 間隔とする。

(4) 必要鉄筋量(桁の負曲げ領域)

条文 6.10.1.2 によると、負曲げ領域では橋軸方向鉄筋の断面積は床版断面積の 1% 以上でなければならない。床版厚は 202mm である。よって、

$$\text{橋軸方向鉄筋の床版単位幅(mm)当たりの最小断面積} = 202 \times 0.01 = 2.02\text{mm}^2/\text{mm}$$

床版のひび割れを制御するため、鉄筋の降伏強度は 400MPa 以上とし No.20 を超える鉄筋は使用してはならない。必要な鉄筋は、床版幅方向に等間隔に配置し 2 層とする。2/3 は上側の層に配置する。

2-29

この領域では、条文 9.7.2.5 の規定で設置する等方性の鉄筋に加えて鉄筋を追加することになるが、橋軸直角方向の鉄筋配置を橋軸方向の鉄筋配置に合わせる必要は無い。そのためこの領域の床版補強は理論的には異方性があるが、このために床版が弱くなることは無い。ずれ止めがこの領域に設置されるため、橋軸方向の鉄筋は条文 6.10.1.2 に規定する様に正曲げ領域まで延長する必要がある。

・上側鉄筋層(橋軸方向)

$$\text{必要鉄筋量 } A_{\text{reinf}} = 2/3(2.02) = 1.3\text{mm}^2/\text{mm}$$

断面積 300mm^2 の鉄筋 No.20 と断面積 200mm^2 の鉄筋 No.15 を 150mm 間隔で交互に使用する(訳注:No.20 と No.15 をそれぞれ 300mm 間隔で配置する)。

$$A_{\text{reinf}} = \frac{300 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} + \frac{200 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} = 1.7 \text{ mm}^2 / \text{mm} > 1.3 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad \text{ok}$$

・ 下側鉄筋層 (橋軸方向)

$$\text{必要鉄筋量 } A_{\text{reinf}} = 1/3(2.02) = 0.7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

断面積 100 mm^2 の鉄筋 No.10 と断面積 200 mm^2 の鉄筋 No.15 を 150 mm 間隔で交互に使用する(訳注:No.10 と No.15 をそれぞれ 300 mm 間隔で配置する).

$$A_{\text{reinf}} = \frac{100 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} + \frac{200 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} = 1.0 \text{ mm}^2 / \text{mm} > 0.7 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad \text{ok}$$

・ 上下鉄筋層 (橋軸直角方向)

橋軸直角方向は鉄筋 No.15 を 300 mm 間隔で設置する(図-3. 2. 7).

2-30

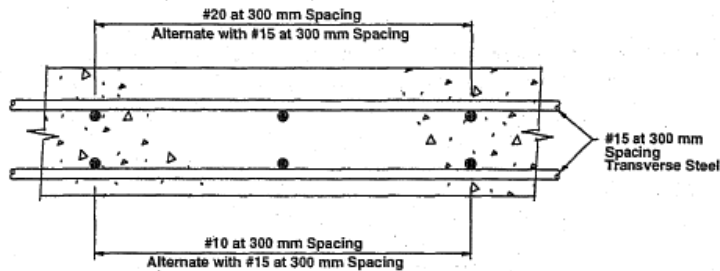


Figure 14: Deck Slab in Negative-Flexure Region of Girder

図-3. 3. 3 主桁負曲げ部の床版断面

(5) メートル系の鉄筋

この例題および文書全体を通して鉄筋サイズはメートル系で表現されている. US ではまだ ASTM 基準に沿ったメートル系の鉄筋が手の入手が困難かもしれない. 入手可能となるまでは, メートル系の鉄筋サイズに対応した従来の鉄筋を所定の位置に配置する.

2.3.3.2 床版 (張り出し部)

条文 9.7.2.2 よれば, 床版張り出し部は経験的設計手法を用いてはならず, 条文 9.7.3 の従来型設計手法を用いる必要がある. この文書では, 条文 A13.2 に規定されている破壊機構を用いた衝突荷重に対する張り出し部の設計(突発限界状態)は例示していない. 衝突荷重に対する設計例は, FHWA のために用意され National Highway Institute(NHI)を通じて各州に提供されている, LRFD 仕様のトレーニングコース受講者向けの資料に載っている. この 2 冊の資料(NHI 出版 Nos.HI-95-016 と HI-95-017)は NHI[連絡先(703)235-0528]に連絡すれば購入可能である.

コンクリート製壁高欄は構造的に連続していないと仮定する. 壁高欄の重心を計算する(図-3. 2. 8).

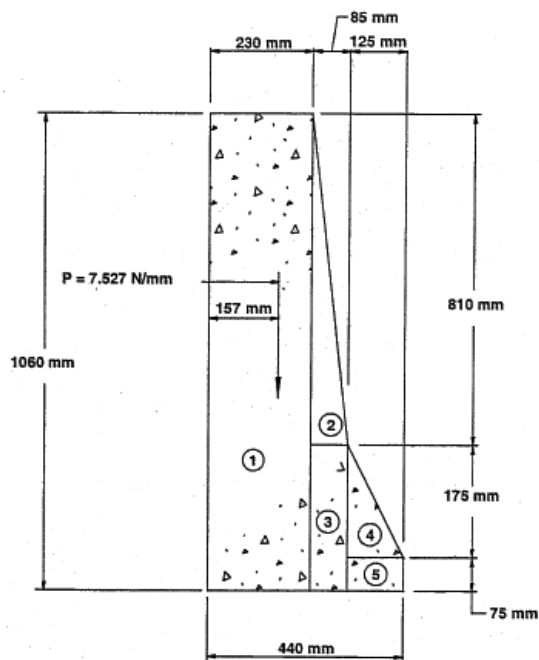


Figure 15: Center of Gravity of Concrete Barrier

図-3.3.4 コンクリート壁高欄の重心

2-31

	mm^2	d	mm^3
1	$230 \times 1060 = 243\,800$	$\times 115$	$= 28\,037\,000$
2	$1/2 (85 \times 810) = 34\,425$	$\times 258.33$	$= 8\,893\,010$
3	$85 \times 250 = 21\,250$	$\times 272.50$	$= 5\,790\,625$
4	$1/2 (125 \times 175) = 10\,938$	$\times 356.67$	$= 3\,901\,256$
5	$125 \times 75 = 9\,375$	$\times 377.5$	$= 3\,539\,063$
	<u>319 788</u>		<u>50 160 954</u>

$$d_{\text{c.g.}} = \frac{50\,160\,954}{319\,788} = 157.0 \text{ mm from outside edge}$$

壁高欄の死荷重 P を計算する(図-3.2.8).

$$P = 319\,788 \times 2400 \times (9.807 \times 10^{-9}) = 7.527 \text{ N / mm}$$

床版張り出し部は条文4.6.2.1.6に書いてある通り図-3.2.9の断面 A-A まわりの曲げモーメントに対して設計する(訳注:支点からフランジ幅/4 の位置).

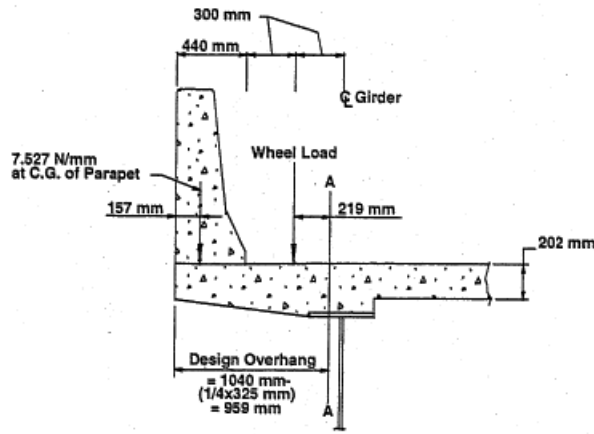


Figure 16: Deck Overhang

図-3.3.5 コンクリート壁高欄の張り出し長

2-32

・死荷重

$$\begin{aligned}
 DC = \text{Slab (including integral w.s.)} &= [(215+265)/2] \times 959 \times 2400 \times (9.807 \times 10^{-9}) = 5.417 \text{ N/mm} \\
 \text{Barrier} &= 7.527 \text{ N/mm} \\
 DW = \text{Wearing surface load} &= 122.1 \times 519 \times (9.807 \times 10^{-6}) = 0.621 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

・活荷重

- 条文 3.6.1.2.2 より: 設計トラック車輪=72500N
- 条文 3.6.2 より: 衝撃係数=1.33
- Table 3.6.1.1.2-1 より: 複数載荷係数 m=1.2(単レーン)

張り出し部の活荷重による影響は、条文 4.6.2.1 の概略等価帯板法で計算する。
活荷重用の等価帯板幅(条文 4.6.2.1.3)は Table 4.6.2.1.3-1 より求まる。

$$\begin{aligned}
 \text{幅(現場打ち床版の張り出し部)} &= 1140 + 0.833X \\
 \text{ここで } X &= \text{支点から車輪載荷位置までの距離} \\
 \therefore \text{幅} &= 1140 + 0.833(219) = 1322 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2-33

(1) 曲げに対する設計(Flexural Design)

STRENGTH I 荷重組合せの係数がけした荷重による単位幅あたりの曲げモーメントは Figure 16 のように計算される:

$$\begin{aligned}
 M_u &= \eta \sum \gamma_i M_i \text{ (Article 1.3.2.1)} \\
 &= 0.95 [1.25(5.417)(959/2) + 1.25(7.527)(959 - 157) + 1.50(0.621)(519/2) \\
 &\quad + 1.75(1.33)(1.2)(72500)(219/1322)] \\
 &= 42350 \text{ N-mm / mm}
 \end{aligned}$$

張り出し部の設計抵抗曲げモーメントを算出する:

床版上層の橋軸直角方向は鉄筋 No.20(断面積 300mm²)を 300mm 間隔で配置している。よって $A_s = 1.0 \text{ mm}^2/\text{mm}$ 。

$f'_c = 28.0 \text{ MPa}$, よって $\beta_1 = 0.85$ (条文 5.7.2.2)。

条文 5.7.3.1.1 より(圧縮側鉄筋を無視する),

$$C = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' \beta_1 b}$$

$$= \frac{1.0(400.0)}{0.85(28.0)(0.85)(1.0)} = 19.78 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85(19.78) = 16.81 \text{ mm}$$

条文 5.7.3.2.2 より:

$$M_n = A_s f_y (d_s - a / 2)$$

$$d_s = \text{slab thickness} - \text{cover} - \frac{1}{2} \text{ bar diameter}$$

$$= 202 - 50 - \frac{1}{2}(19.5) = 142.25 \text{ mm}$$

$$M_n = 1.0(400.0) \left(142.25 - \frac{16.81}{2} \right) = 53\,538 \text{ N-mm / mm}$$

$$M_r = \phi_f M_n = 0.90(53\,538) = 48\,184 \text{ N-mm / mm} \quad [\phi_f = 0.90 \text{ (Article 5.5.4.2.1)}]$$

$$42\,350 \text{ N-mm / mm} < 48\,184 \text{ N-mm / mm} \text{ ok}$$

使用限界状態における床版のひび割れも照査するべきである。しかしほとんどの場合それにより鉄筋が決まることは無い。よってここではその照査を省略する。

2-34

2.3.3.3 橋軸方向鉄筋

(1) 桁の正曲げ領域

従来型設計手法を用いて正曲げ領域の床版を設計する場合、条文 9.7.3.2 より橋軸方向鉄筋は床版の下側に配置する必要がある。最小鉄筋量は一番下側の橋軸直角方向鉄筋に対する割合で表現される:

$$\frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

ここで:s=既に計算した床版支間長=2832mm

$$\frac{3840}{\sqrt{2832}} = 72.2\% > 67\% \quad \therefore \text{use } 67\%$$

下側の橋軸直角方向は鉄筋 No.15(断面積=200mm²)を 300mm 間隔で配置する(一般部と同様), よって $A_s=0.67\text{mm}^2/\text{mm}$.

$$A_{\text{reqd}} = 0.67(0.67) = 0.45 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

鉄筋 No.15(断面積 200mm²)を使用する。最小間隔は $200/0.45=444\text{mm}$ 。300mm 間隔とする(一般部と同様)。

(2) 桁の負曲げ領域

条文 6.10.1.2 の規定は負曲げ領域の張り出し部にも適用される。そのため一般部の橋軸方向鉄筋と同じ配置とする。

上側層: No.20 と No.15 を 150mm 間隔で交互に配置する(No.20 と No.15 をそれぞれ 300mm 間隔で配置する)

下側層: No.10 と No.15 を 150mm 間隔で交互に配置する(No.10 と No.15 をそれぞれ 300mm 間隔で配置する)

2.3.4 最大正曲げモーメント作用位置の設計，支間2

2.3.4.1 設計断面の選定

図-3.2.1で仮定した断面は，概略設計により支間2の最大曲げモーメント作用位置で死荷重に対して最も効率的な断面として決定した．この例では最大曲げモーメントの作用位置は端支点から支間長の0.4倍の位置と想定している．Table 2.5.2.6.3-1に示される最小桁高支間長比の値を考慮した．

計算では内桁の方が外桁より総曲げモーメントが大きい結果となっている．そのため，この例題では内桁の設計を示す．条文2.5.2.7.1で規定のように，橋梁の幅員拡幅の可能性が全く無い場合を除き，外桁の荷重支持能力は内桁の荷重支持能力より大きくないとならない．

2.3.4.2 合成断面の諸元

鋼断面の断面諸元の計算は前述している．以下では合成断面の断面諸元を計算する．この計算には床版構造厚，つまり全体の合計厚から断面として考慮される舗装厚を引いた厚さを使用する．

(1) フランジ有効幅(条文4.6.2.6)

上フランジ幅を325mmと仮定する．

内桁の b_{eff} は，以下の値の内小さい方である．

$$\frac{L}{4} = \frac{19\,500}{4} = 4875 \text{ mm} \quad (\text{連続桁の場合、Lは死荷重反曲点間の距離として良い})$$

$$\text{or } 12t_s + \frac{b_{\text{fl}}}{2} = 12(202) + \frac{325}{2} = 2586 \text{ mm (governs)}$$

$$\text{or } S = 3000 \text{ mm}$$

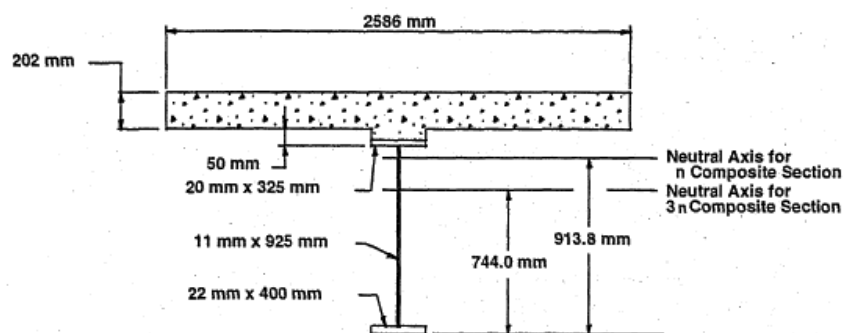


Figure 17: Composite Section in Positive Flexure

図-3.4.1 正曲げ部の合成断面

(2) 弾性断面諸元

合成断面;3n=24

Component	A	d	Ad	Ad ²	I _o	I
Steel Section	25 475		-1.096 x 10 ⁶			4.150 x 10 ⁹
Conc. 2586/24 x 202	21 766	613.5	13.36 x 10 ⁶	8.194 x 10 ⁹	74.02 x 10 ⁶	8.268 x 10 ⁹
	47 241		12.26 x 10 ⁶			12.42 x 10 ⁹

$$d_{24} = \frac{12.26 \times 10^6}{47\,241} = 259.5 \text{ mm}$$

$$-259.5 (12.26 \times 10^6) = \frac{-3.182 \times 10^9}{I_{NA} = 9.236 \times 10^9 \text{ mm}^4}$$

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 482.5 - 259.5 = 223.0 \text{ mm}$$

$$d_{\text{BOT OF STEEL}} = 484.5 + 259.5 = 744.0 \text{ mm}$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = \frac{9.236 \times 10^9}{223.0} = 41.42 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = \frac{9.236 \times 10^9}{744.0} = 12.41 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

2-37

合成断面;n=8

Component	A	d	Ad	Ad ²	I _o	I
Steel Section	25 475		-1.096 x 10 ⁶			4.150 x 10 ⁹
Conc. 2586/8 x 202	65 296	613.5	40.07 x 10 ⁶	24.58 x 10 ⁹	0.222 x 10 ⁹	24.80 x 10 ⁹
	90 771		38.97 x 10 ⁶			28.95 x 10 ⁹

$$d_8 = \frac{38.97 \times 10^6}{90\,771} = 429.3 \text{ mm}$$

$$-429.3 (38.97 \times 10^6) = \frac{-16.73 \times 10^9}{I_{NA} = 12.22 \times 10^9 \text{ mm}^4}$$

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 482.5 - 429.3 = 53.20 \text{ mm}$$

$$d_{\text{BOT OF STEEL}} = 484.5 + 429.3 = 913.8 \text{ mm}$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = \frac{12.22 \times 10^9}{53.20} = 229.7 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = \frac{12.22 \times 10^9}{913.8} = 13.37 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

(3) 全塑性モーメント(Plastic-Moment Capacity)

合成断面の全塑性モーメント Mp を Section 6, Appendix A(条文 A6.1)の式に基づき計算する。床版の鉄筋は無視する。

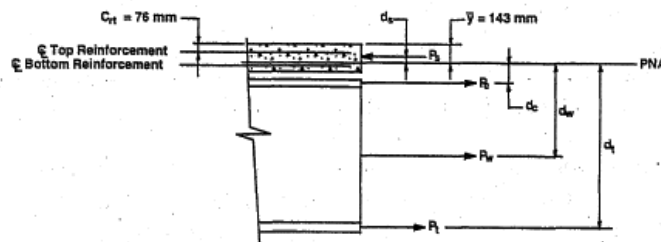


Figure 18: Computation of Plastic-Moment Capacity (Positive Flexure)

図-3.4.2 正曲げ部の全塑性曲げモーメントの算出

$$\begin{aligned}
 P_t &= F_{yt} b_t t_t &= 345 \times 400 \times 22 &= 3.036 \times 10^6 \text{ N} \\
 P_w &= F_{yw} D t_w &= 345 \times 925 \times 11 &= 3.510 \times 10^6 \text{ N} \\
 P_c &= F_{yc} b_c t_c &= 345 \times 325 \times 20 &= 2.242 \times 10^6 \text{ N} \\
 P_s &= 0.85 f'_c b_s t_s &= 0.85 \times 28 \times 2586 \times 202 &= 12.43 \times 10^6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{rb} &= 155 \text{ mm} \\
 C_{rt} &= 76 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Case V(PNA は床版内で下層側鉄筋の上, 訳注: PNA:plastic neutral axis 全塑性モーメントの中立軸)を使用する。
なぜなら,

$$P_t + P_w + P_c \geq \frac{C_n}{t_s} P_s$$

$$8.788 \times 10^6 \text{ N} > 4.677 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

2-38

$$\bar{y} = t_s \left[\frac{P_w + P_t + P_c}{P_s} \right]$$

$$\bar{y} = 202 \left[\frac{8.788 \times 10^6}{12.43 \times 10^6} \right] = 143 \text{ mm from top of slab}$$

$$M_p = \left(\frac{\bar{y}^2 P_s}{2 t_s} \right) + [P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$

$$M_p = \left(\frac{143^2 \times (12.43 \times 10^6)}{2 \times 202} \right) + [(2.242 \times 10^6)(99.0) + (3.510 \times 10^6)(571.5) + (3.036 \times 10^6)(1045.0)]$$

$$M_p = 6.030 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

2.3.4.3 強度限界状態

(1) 曲げ

$$M_u = \eta \sum \gamma_i M_i \quad (\text{Article 1.3.2.1})$$

ここで γ_i は荷重係数, M_i は曲げ荷重応答値, η は延性係数, 冗長性係数, 重要度係数の積である。

中間支点部の断面がコンパクト断面(後で照査する)と仮定する。条文 6.10.2.2 によると, 降伏応力 345MPa 以下の鋼材で構成されている連続桁で, 負曲げ領域がコンパクト断面の場合, 強度限界状態の係数がけた荷重によって発生する中間支点部の弾性負曲げモーメントは, 最大で 10%まで低減することが可能である。この低減を適用する場合は, 着目している支点前後の径間で, 低減した曲げモーメントと値が等しく符号が逆の曲げモーメント分を増加させる必要がある。条文 6.10.2.2 の解説に示されているように, 2 径間連続桁の場合, 中間支点の負曲げモーメントの 4%の値が最大断面力作用位置に付加される。条文 6.10.3.2 によると, 同じようなモーメントの再配分は, 後述する使用限界状態の死荷重撓みを照査する際にも適用できる。強度限界状態と使用限界状態の断面力の再配分については, 上記の方法の代わりに, 条文 6.10.11 で規定の非弾性解析を適用して考慮することも可能である。

モーメントの再配分の影響を調整した後の最大断面力作用位置の係数がけない荷重による断面力は,

2-39

$$M_{DC1} = 954.0 \times 10^6 + 0.04(2.007 \times 10^9) = 1.034 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_{DC2} = 179.0 \times 10^6 + 0.04(377.0 \times 10^6) = 194.1 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{DW} = 145.0 \times 10^6 + 0.04(305.0 \times 10^6) = 157.2 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{LL+IM} = 1.752 \times 10^9 + 0.04(2.130 \times 10^9) = 1.837 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

STRENGTH I

$$\sum \gamma_i M_i = 1.25(1.034 \times 10^9 + 194.1 \times 10^6) + 1.50(157.2 \times 10^6) + 1.75(1.837 \times 10^9) = 4.986 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 0.95(4.986 \times 10^9) = 4.737 \times 10^9 \text{ N-mm} \quad \text{支配的}$$

STRENGTH IV

$$\Sigma \gamma_i M_i = 1.5(1.034 \times 10^9 + 194.1 \times 10^6 + 157.2 \times 10^6) = 2.078 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 0.95(2.078 \times 10^9) = 1.974 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

STRENGTH IV 荷重組合せは、死活荷重比率が非常に高い場合に関係してくるため、以後この例題では支配的で無いと考える。

合成断面の公称抵抗曲げモーメント M_n を計算する。まず断面がコンパクト断面であるかどうか照査する(条文 6.10.5.2.2):

- ・ 延性に関する要求性能の照査(条文 6.10.5.2.2b)

係数がけした荷重による支間中央部における最大曲げ応力度が、引張フランジの降伏応力度を超えると仮定する。断面が全塑性曲げモーメントに達する前にコンクリート床版が破壊しないように、以下の条件式を確認する。

$$D_p \leq \frac{d + t_s + t_h}{7.5} \quad [\text{LFD 数式(10-128a)--prior to 1995 Interims}]$$

D_p はコンクリート床版上縁から PNA までの距離である。

$$D_p = \bar{y} = 143 \text{ mm}$$

$$\frac{d + t_s + t_h}{7.5} = \frac{(22 + 925 + 20) + 202 + (50 - 20)}{7.5} = 160 \text{ mm}$$

$$143 \text{ mm} < 160 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

- ・ 腹板の幅厚比の照査(条文 6.10.5.2.2c)

2-40

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad [\text{LFD 数式(10-128)--1995 Interims}]$$

前述の計算で、 M_p 時に PNA が床版内にあることを示した。そのため M_p 時に腹板の圧縮領域の高さは 0 であり、腹板の幅厚比は自動的に満足されている。

- ・ 強度限界状態の正曲げ領域内の合成断面には、圧縮フランジの細長比や圧縮フランジの固定点に関する規定は無い。上フランジは硬化後のコンクリート床版で支持されていると考える。

この断面はコンパクト断面と見なされる。もし断面がコンパクト断面ではなくノンコンパクト断面であれば、圧縮フランジの抵抗曲げモーメントを算出する必要がある場合 Example 1 の Appendix A に関して調べる必要がある(詳細は Appendix A 後半の強度限界状態に関する記述を参照のこと)。

- ・ 条文 6.10.1.1 に従い断面に関して追加の照査をする。

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad [\text{LRF Article 10.48.4.1}]$$

ここで I_{yc} は垂直軸まわりの圧縮フランジの断面 2 次モーメントである。

$$I_{yc} = \frac{20(325)^3}{12} = 57.21 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 57.21 \times 10^6 + \frac{925(11)^3}{12} + \frac{22(400)^3}{12} = 174.6 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{57.21 \times 10^6}{174.6 \times 10^6} = 0.33$$

$$0.1 < 0.33 < 0.9 \quad \text{ok}$$

中間支点上にコンパクト断面を持つ連続桁の、正曲げ領域にあるコンパクト合成断面の公称抵抗曲げモーメントは、以下の式で与えられる。

$$M_n = M_p \text{ (Article 6.10.5.2.2a)}$$

設計抵抗曲げモーメントは

$$M_r = \phi_r M_n = \phi_r M_p \text{ (Article 6.10.2.1)}$$

曲げに対する抵抗係数 ϕ_r は 1.0 である(条文 6.5.4.2)。

$$\phi_r M_p = (1.00)(6.030 \times 10^9) = 6.030 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$\eta \Sigma \gamma_i M_i \leq \phi_r M_n$$

$$4.737 \times 10^9 \text{ N-mm} < 6.030 \times 10^9 \text{ N-mm} \quad \text{ok}$$

断面は曲げに対して強度限界状態を満足する。

さらに、1995年、AASHTO標準示方書のLFD規定部の暫定版では、延性（ダクティリティ）の必要性照査には下記のようにモデル化された。（同様のモデル化は将来のLRFD基準の暫定版においてもされるだろう）ウェブ上部の幅厚比の必要条件(LFD Equation 10-128 or LRFD Equation 6.10.5.2.2c-1)を満足する正曲げ領域のコンパクト断面については、次の基準を満足しなければならない。

$$\left(\frac{D_p}{D'}\right) \leq 5$$

$$\text{where: } D' = \beta \left[\frac{d + t_s + t_h}{7.5} \right]$$

$$\beta = 0.9 \text{ for } F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$0.7 \text{ for } F_y = 345 \text{ MPa}$$

ここで、コンパクト橋脚断面を有する連続桁の正曲げ部断面と単純桁断面の公称曲げ抵抗は以下のように計算される。

$$\text{for } D_p \leq D'$$

$$M_n = M_p$$

$$\text{for } D' < D_p \leq 5D'$$

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'}\right)$$

ここで、 M_y =引張側フランジに関する短期間の剛性断面の断面定数に F_y を乗じて得られる合成断面の降伏曲げモーメント

設計例について以下に示す。

$$D' = 0.7(160.0) = 112 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{D_p}{D'}\right) = \left(\frac{143.0}{112}\right) = 1.28 < 5 \quad \text{ok}$$

$$M_y = F_y S = 345(13.37 \times 10^6) = 4.613 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_n = \frac{5(6.030 \times 10^9) - 0.85(4.613 \times 10^9)}{4} + \frac{0.85(4.613 \times 10^9) - 6.030 \times 10^9}{4} \quad (1.28)$$

$$M_n = 5.882 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$\eta \sum \gamma_i M_i \leq \phi_f M_n$$

$$4.737 \times 10^9 \text{ N-mm} < (1.00)(5.882 \times 10^9) = 5.882 \times 10^9 \text{ N-mm} \quad \text{ok}$$

(2) せん断力

$$V_u = \eta \sum \gamma_i V_i \text{ (Article 1.3.2.1)}$$

係数がけされていない荷重による端支点上の最大せん断力は

$$V_{DC} = 234 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{DW} = 30 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{LL+IM} = 460 \times 10^3 \text{ N}$$

STRENGTH I

$$\sum \gamma_i V_i = 1.25(234 \times 10^3) + 1.50(30 \times 10^3) + 1.75(460 \times 10^3) = 1143 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_u = 0.95(1143 \times 10^3) = 1086 \times 10^3 \text{ N}$$

無補剛のウェブの公称せん断抵抗 V_n の決定(Article 6.10.7.2)

$$\frac{D}{t_w} = \frac{925}{11} = 84.1$$

$$3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3.07 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 73.9$$

$$84.1 > 73.9$$

$$\therefore V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} \text{ [LFD Equation (10-112) with C taken from Equation (10-116) and } k = 5.0]$$

$$V_n = \frac{4.55 \times (11)^3 \times 200\,000}{925} = 1309 \times 10^3 \text{ N}$$

無補剛のウェブの係数がけされたせん断抵抗力 V_r は以下に等しい:

$$V_r = \phi_v V_n \text{ (Article 6.10.2.1)}$$

せん断力に関する抵抗係数 ϕ_v は 1.00 を考慮する(Article 6.5.4.2)

$$\phi_v V_n = 1.00 (1309 \times 10^3) = 1309 \times 10^3 \text{ N} > 1086 \times 10^3 \text{ N}$$

無補剛のウェブに関して、 V_u は V_r 未満なので、正曲げ領域では中間水平補剛材は不要である。

2.3.4.4 疲労および破壊限界状態

第2支間の端支点上から 11,000mm の最初の横桁のフランジに溶接されるコネクションプレートの鋼材疲労は、関係する動的荷重影響率からモデル化された疲労荷重を用いて FATIGUE 荷重の組合せ(Table 3.4.1-1)で照査する。より簡単に計算可能な、疲労限界状態の横分配係数も用いられる。疲労に関するウェブの特別な必要条件も照査される。ここでの疲労荷重によるモーメントは線形計算により評価されている。疲労照査ではモーメントの再分配は適用されない。

(1) 荷重誘発疲労(Article 6.6.1.2)

3.6.1.4.2 項から、1レーンの平均日大型車交通量($ADTT_{SL}$)は

$$ADTT_{SL} = P \times ADTT$$

ここで、 $ADTT$ = 一方向1日の設計寿命期間に渡る平均大型車交通量 (設計例では 2000 を仮定)

$$P = \text{一つのレーンに対する割合 (Table 3.6.1.4.2-1)}$$

2レーンを有する橋梁では、 $p = 0.85$ (設計例では一方向交通を仮定)

$$ADTT_{SL} = 0.85(2000) = 1\,700 \text{ trucks/day}$$

第2支間の端支点から 11,000mm (スパンの 0.41 の部位) の横桁フランジに溶接されるコネクションプレートの鋼材疲労照査

この設計例では純引張応力が作用する場合の詳細のみ扱っている。6.6.1.2.1 項によると係数がけされていない永久荷重による応力が圧縮応力である領域では、FATIGUE 荷重の組合せから得られる最大引張応力の2倍未満の圧縮応力が作用する場合のみ疲労照査をすれば良い。(疲労荷重の通過により生じる活荷重応力は75年の設計寿命中に橋梁を通過する可能性のある最重量車両の約1/2である.)。この計算において将来のオーバーレイの影響は安全側として無視している。

上フランジの溶接

この場所における上フランジ溶接部の係数がけされていない永久荷重の圧縮応力は以下のように計算される(将来のオーバーレイは無視)：

2-45

$$f_{DC_1} = \frac{(0.940 \times 10^9)(505.5)}{4.103 \times 10^9} = 115.8 \text{ MPa}$$

$$f_{DC_2} = \frac{(0.176 \times 10^9)(203.0)}{9.236 \times 10^9} = 3.87 \text{ MPa}$$

119.7 MPa

この領域のみの鋼断面に疲労荷重の負の曲げモーメントを仮定すると、係数がけされた疲労荷重(FATIGUE 荷重の組合せに定義される 0.75 の荷重係数がかかる)により生じる負の曲げモーメントのためこの場所の上フランジの溶接部の最大引張応力の2倍の応力は：

$$f_{LL+IM} = \frac{2(0.75)|-0.149 \times 10^9|(505.5)}{4.103 \times 10^9} = 27.5 \text{ MPa}$$

$$119.7 \text{ MPa} > 27.5 \text{ MPa}$$

よって、この場所の上フランジのコネクションプレートの溶接の疲労照査は不要となる。

下フランジの溶接

検討結果より、この場所における下フランジへのコネクションプレートの溶接部は公称引張応力が生じることが明らかになっている。応力範囲を計算すると、用いる断面諸元は作用する疲労荷重モーメントの符号に依存する。この領域では、正の疲労荷重モーメントは短期間の合成断面に適用され、負の疲労荷重モーメントは鋼断面のみに適用されると考えられる。よって係数がけされた疲労荷重(0.75の荷重係数がかかる)によるコネクションプレートの溶接部の応力範囲($\gamma(\Delta f)$)は以下のように計算される。

$$\gamma(\Delta f) = \frac{0.75(0.541 \times 10^9)(891.8)}{12.22 \times 10^9} + \frac{0.75|-0.149 \times 10^9|(419.5)}{4.103 \times 10^9}$$

$$= 41.0 \text{ MPa}$$

表 6.6.1.2.3.-1 より継手のディテールの種類を決定する。

応力方向に直交する溶接線のあるフィレット(止端仕上げした)溶接接合で、垂直補剛材とフランジとの溶接部の疲労強度等級はC'等級である。

式 6.6.1.2.5-1 より、公称疲労抵抗は以下のように決定される。

2-46

$$(\Delta F)_a = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

設計例 1 ではそれ以上だと疲労抵抗は一定振幅応力の打ち切り限界値の 1/2 (その継手のディテールは理論的には永久の疲労寿命を持つことになる。) が支配的となるそれぞれの疲労強度等級に対する(ADTT)_{SL} の値が一覧表-3.2.1 になっている。表の値は 75 年の設計耐久年数と大型車の通行に対して 1 つの応力振幅(n) を仮定している。

表-3.4.1 75 年供用年における打ち切り限界大型車日交通量

DETAIL CATEGORY	75-YEAR (ADTT) _{SL} EQUIVALENT TO INFINITE LIFE (TRUCKS PER DAY)
A	535
B	865
B'	1035
C	1290
C'	745
D	1875
E	3545
E'	6525

支間長が 12000mm 以上の連続支間での橋脚から離れた断面に対しては、大型車通行 n に対する応力振幅回数は 1.0 に等しい (Table 6.6.1.2.5-2)。よって、設計例 1 の表より、疲労強度等級 C' の永久疲労寿命と等価な 75 年の(ADTT)_{SL} は一日に 745 台で 1700 台より小さい。

$$(\Delta F)_n = \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

For a Category C' detail, $(\Delta F)_{TH} = 82.7 \text{ MPa}$ (Table 6.6.1.2.5-3). Therefore:

$$(\Delta F)_n = \frac{82.7}{2} = 41.35 \text{ MPa}$$

よって式(6.6.1.2.2-1)より

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$41.0 \text{ MPa} < 41.35 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

(2) ウェブの疲労要求性能(条文 6.10.4)

この要求項目は活荷重による繰り返し荷重の作用下における、たわみやせん断力に伴うウェブの面外変形を制御するための項目である。この照査において、75 年間に渡って経験するもっとも重量の大きい大型車を表現するために、設計活荷重は係数がけされた疲労荷重の 2 倍 (15%の減じられた動的荷重影響率 (衝撃係数) を含む) とする。さらに、疲労限界状態の横分配係数を用いる。曲げモーメントの再分配はこの照査には適用しない。

曲げ (6.10.4.3 項)

正の曲げ領域において、条文 6.10.5.1.4a の規定に従いウェブの圧縮域の高さ Dc を計算しなければならない。その規定は実際の合成断面の Dc の計算では、異なる断面に作用する応力の代数的な足し合わせを考慮している。

2-47

6.10.5.1.4a 項の規定を満足するためには、Dc は以下の式より算出される。

$$D_c = \frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}}{\frac{f_{DC1}}{c_{Steel}} + \frac{f_{DC2} + f_{DW}}{c_{3n}} + \frac{f_{LL+IM}}{c_n}} - t_{fc}$$

ここで、それぞれの断面に作用する別々の荷重により圧縮フランジに生じる様々な曲げ圧縮応力を f は表している。 c_{Steel} , c_{3n} , c_n は中立軸から圧縮フランジ端までの長さを表し、 t_{fc} は圧縮フランジ厚を表す。現在の規定に反して、この計算では複合死荷重(DC2 と DW)は長期間の複合断面に作用すると仮定している。この照査における係数がけされない死荷重と設計活荷重による圧縮フランジの最大曲げ応力は、

$$f_{DC1} = \frac{954.0 \times 10^6}{7.808 \times 10^6} = 122.2 \text{ MPa}$$

$$f_{DC2} = \frac{179.0 \times 10^6}{41.42 \times 10^6} = 4.32 \text{ MPa}$$

$$f_{DW} = \frac{145.0 \times 10^6}{41.42 \times 10^6} = 3.50 \text{ MPa}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{2(0.75)(544.0 \times 10^6)}{229.7 \times 10^6} = 3.55 \text{ MPa}$$

$$D_c = \frac{122.2 + 4.32 + 3.50 + 3.55}{\frac{122.2}{525.5} + \frac{4.32 + 3.50}{223.0} + \frac{3.55}{53.20}} - 20.0 = 379.5 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(379.5)}{11} = 69.0$$

曲げに関する限界状態の照査を行う。(この設計例で照査に用いている改訂された限界状態基準の詳細は設計例1を参照のこと)

$$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 5.70 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 137.2$$

$$69.0 < 137.2$$

$$\therefore f_{cf} \leq F_{yw}$$

2-48

ここで、 f_{cf} は本照査では係数がけされない死荷重と設計活荷重の総和による圧縮フランジの合計曲げ応力である。

$$f_{cf} = 122.2 + 4.32 + 3.50 + 3.55 = 133.6 \text{ MPa}$$

$$F_{yw} = \text{ウェブの公称最小降伏強度} = 345 \text{ MPa}$$

$$133.6 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa} \text{ ok}$$

せん断 (条文 6.10.4.4)

前の計算ではこの範囲ではウェブは無補剛という結果となった。無補剛ウェブのせん断力は、条文 6.10.7.2 の規定によると、終局限界状態でのせん断降伏またはせん断座屈荷重までと既に限定されている。したがって、この項の要求事項は照査不要である(条文 C6.10.4.4)。

(3) ねじれに起因する疲労(条文 6.6.1.3)

ねじれに起因する疲労を避けるために、引張、圧縮両方のフランジへの接合にすべての直角方向のコネクションプレートのディテールを用いるべきである。

(4) 割れ(6.6.2項)

この設計例の引張応力を受けやすい主部材の材料は、割れが問題とならない材料(表 6.6.2-2)の気温ゾーン 2 (表 6.6.2-1)を満足するシャルピーの V ノッチ割れ耐性があると仮定している。

2.3.4.5 使用限界状態

(1) 活荷重変位(条文 2.5.2.6.2)

随意の活荷重変位の照査は、現在の AASHTO HS20 荷重を模擬した 2 通りの活荷重状態を評価することになっている。

- ・設計大型車荷重
- ・設計レーン荷重+25%の設計大型車荷重

動的荷重影響率(衝撃係数)がそれぞれのケースの設計大型車荷重に適用される。荷重係数 1.0 が活荷重に適用される。それは SERVICE I 荷重組合せの活荷重の部分がこの照査に用いられるためである。より簡単に算出できる活荷重変位に関する横分配係数もまた用いられる。主桁に沿った実際の n つの合成断面の断面 2 次モーメントが解析では用いられている。

2-49

設計大型車荷重に動的荷重影響率(衝撃係数)のための支間中央の最大活荷重変位は：

$$\Delta_{LL+IM} = 22.9 \text{ mm (支配的)}$$

設計レーン荷重に設計大型車荷重の 25%分と動的荷重影響率(衝撃係数)を加えた支間中央の最大活荷重変位は：

$$\Delta_{LL+IM} = 8.6 + 0.25(22.9) = 14.3 \text{ mm}$$

自動車荷重に対する活荷重変位限界は以下のように提案されている(条文 2.5.2.6.2)：

$$L / 800$$

$$\Delta_{ALLOW} = 27\,000 / 800 = 33.75 \text{ mm} > 22.9 \text{ mm ok}$$

(2) 永久変位(条文 6.10.3)

SERVICE II の荷重組合せがこの照査には用いられる。活荷重は HL-93 荷重である。SERVICE II 荷重下では、合成断面の上下フランジの曲げ応力は以下の式で制限される(条文 6.10.3.2)。

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

設計例 1 で詳細を説明したとおり、永久変位の使用限界状態は以下のように R_b 係数を含む式でこの設計例では代わりに照査されている。

$$f_f \leq 0.95R_b R_h F_{yf}$$

抵抗係数はこの使用性の照査では明確にしていない。

条文 6.10.3.2 に明記してあるとおり、永久変位の算出では、中間橋脚断面が条文 6.10.2.2 の規定を満足するならば、曲げモーメントの再分配に基づいている。またそれはこの設計例のケースで仮定している(後で照査する.)。

圧縮フランジ

正曲げ領域の合成断面に対して、圧縮フランジ応力が支配的でない照査ケースでほとんど決定される。それはこの特別な設計例のケースでもある。この限界状態の正曲げ領域の圧縮フランジ照査の手順は Appendix A に設計例 1 用に示されている。この手順ではより簡単に計算可能であるモーメントの再分配に適合した最大死荷重正曲げモーメントにより計算した SERVICE II の圧縮フランジの曲げ応力が照査に用いられる。

引張フランジ

条文 6.10.5.4.2b によると引張フランジには $R_b=1.0$ が用いられる。同一材料断面の桁では $R_h = 1.0$ (条文 6.10.5.4.1a)を用いる。よって、引張フランジは永続変形限界状態の照査は単純に SERVICE II の引張フランジの曲げ応力の足し合わせと限界値 $0.95F_{yf}$ との比較により行われる。

係数がけされていない荷重による最大正曲げモーメントが生じる断面の引張フランジの曲げ応力（モーメントの再分配に適合したもの）は

$$f_{DC_1} = \frac{1.034 \times 10^9}{9.293 \times 10^6} = 111.3 \text{ MPa}$$

$$f_{DC_2} = \frac{194.1 \times 10^6}{12.41 \times 10^6} = 15.64 \text{ MPa}$$

$$f_{DW} = \frac{157.2 \times 10^6}{12.41 \times 10^6} = 12.67 \text{ MPa}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{1.837 \times 10^9}{13.37 \times 10^6} = 137.4 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_r = 1.00f_{DC_1} + 1.00f_{DC_2} + 1.00f_{DW} + 1.30f_{LL+IM} \text{ (SERVICE II)}$$

$$f_r = 1.00(111.3) + 1.00(15.64) + 1.00(12.67) + 1.30(137.4) = 318.2 \text{ MPa}$$

$$0.95 F_{yf} = 0.95(345) = 327.75 \text{ MPa}$$

$$318.2 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.3.4.6 架設性能 (条文 6.10.10)

条文 6.10.10.1 に規定されている通り、ベントで支持されていない架設方法で建設されるすべての I 断面曲げ部材は表 3.4.1-1 に示される適切な荷重組合せを用いて架設中の強度と安定性を照査すべきである。すべての照査は係数がけされた非合成死荷重(DC)の作用下での鋼断面に対して行う。ηは安全側を考慮し 1.0 を考慮し、これらの照査にはモーメントの再分配は適用されない。架設時の移動の各段階における荷重、強度、支持点の変化をこの照査では考慮しなくてはならない。しかし、ここでの設計例では、床版打設時用の解析を行う必要はない。それはすべての床版が一度に打設されると仮定しており、この状態は桁に可能な限りもつとも大きい力とモーメントを作用させると思われるからである。

2-51

(1) ウェブの幅厚比 (条文 6.10.10.2.2)

この項目は条文 6.10.5.3.2b に規定されているノンコンパクト断面のウェブの幅厚比限界を参照している。

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \text{ [LFD Equation (10 - 103) with } f_c \text{ substituted for } F_y \text{]}$$

$$D_c = D_{c\text{STEEL}} = 505.5 \text{ mm}$$

$$\frac{2(505.5)}{11} = 91.91$$

$$f_c = (f_c)_{DC_1} = \frac{1.25(954.0 \times 10^6)}{7.808 \times 10^6} = 152.7 \text{ MPa}$$

$$6.77 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{152.7}} = 245.0$$

$$91.91 < 245.0 \quad \text{ok}$$

(2) 圧縮フランジの幅厚比 (条文 6.10.10.2.3)

この項目は条文 6.10.5.3.3c に規定されているノンコンパクト断面の圧縮フランジの幅厚比限界を参照して

いる。要求性能はコンクリート床版の硬化前の上フランジの局部座屈防止である。

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}}$$

$$\frac{325}{2(20)} = 8.125$$

$$1.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{152.7 \sqrt{\frac{2(505.5)}{11}}}} = 16.13$$

$$8.125 < 16.13 \quad \text{ok}$$

2-52

(3) 圧縮フランジの横つなぎ材(条文 6.10.10.2.4)

この項目は条文 6.10.5.3.3d に規定されているノンコンパクト断面の圧縮フランジの横つなぎ材の照査を参照している。要求性能はコンクリート床版の硬化前の圧縮フランジの横倒れ座屈の防止である。埋め殺し型枠による圧縮フランジへの横つなぎ効果はこの照査では無視される。フランジはこの範囲においては 11100mm(11.1m)間隔で設置された対傾構の上支材により支持されていると考えられる。第2支間の端対傾構から初めの対傾構までの横つなぎ材の無い区間長で照査しなければならない。

$$L_b \leq 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = L_p \left[L_p \text{ from LFD Article 10.48.4.1} \right]$$

この照査では、条文 6.10.10.2.4 に規定されているように r_t は圧縮フランジの鉛直軸 r 周りの最小断面二次半径として考慮される。

条文 6.10.6.4 に規定されるように横倒れ座屈の照査を行う。

$$r_t = r' = \sqrt{\frac{I_{yf}}{A_f}} = \sqrt{\frac{(325)^3 20 / 12}{(325) 20}} = 93.82 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76(93.82) \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 3975.7 \text{ mm}$$

$3975.7 \text{ mm} < L_b = 11\,100 \text{ mm}$ ∴ 条文 6.10.6.4 の規定により、横倒れ座屈の照査をする。

$$\frac{2D_c}{t_w} = 91.91$$

圧縮側フランジの面積は引張側フランジの面積よりも小さいので、 $\lambda_b = 4.64$

$$\lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4.64 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 111.7$$

$91.91 < 111.7$ ∴ calculate M_n using Equation (6.10.6.4.1-1):

$$M_n = 3.14 EC_b R_h \left(\frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{J}{I_{yc}} \right) + 9.87 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2} \leq R_h M_y \text{ [LFD Equation (10 - 102c)]}$$

条文 6.10.5.5.2 から

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right) + 0.3 \left(\frac{P_\ell}{P_h} \right)^2 \leq 2.3$$

2-53

ここで、

P_ℓ = 係数がけされた荷重によるより小さいモーメントが作用する横つなぎ材位置における圧縮フランジ内の力

P_h = 係数がけされた荷重によるより大きいモーメントが作用する横つなぎ材位置における圧縮フランジ内の力

この設計例では、端対傾構位置でのモーメントが 0 のため $P_\ell = 0$. よって $C_b = 1.75$

同一材料断面 (ホモジニアスな) 桁では、 $R_h = 1.0$ (条文 6.10.5.4.1a)

$$J = \frac{Dt_w^3}{3} + \sum \frac{b_f t_f^3}{3} = \frac{925(11)^3}{3} + \frac{325(20)^3 + 400(22)^3}{3} = 2.697 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{yc} = \frac{20(325)^3}{12} = 57.21 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_y = F_y S_{STEEL} = 345(7.808 \times 10^6) = 2.694 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_n = 3.14(2 \times 10^5)(1.75)(1.0) \left(\frac{57.21 \times 10^6}{11100} \right) \sqrt{0.772 \left(\frac{2.697 \times 10^6}{57.21 \times 10^6} \right) + 9.87 \left(\frac{967}{11100} \right)^2}$$

$$= 1.890 \times 10^9 \text{ N-mm} < (1.0)2.694 \times 10^9 = 2.694 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_r = \phi_f M_n = 1.00(1.890 \times 10^9) = 1.890 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 1.25(954.0 \times 10^6) = 1.193 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$1.193 \times 10^9 \text{ N-mm} < 1.890 \times 10^9 \text{ N-mm} \quad \text{ok}$$

横つなぎ材間隔は風荷重に対しても照査しなければならない (この設計例では割愛している)。

(4) せん断 (条文 6.10.10.3)

前述の計算はこの領域ではウェブは補剛されないことを示した。条文 6.10.7.2 の規定によると補剛されていないウェブのせん断力は終局限界状態においてせん断降伏またはせん断座屈荷重に限定される。よって、照査では係数がけされた非合成の死荷重のみによるせん断力に対してこの要求性能を桁断面が満足する。

2.3.5 中間支点上の断面設計

2.3.5.1 合成断面の諸元

図 7 に示す仮定断面は、中間支点上における重量に着目した最適断面として予備設計計算から決定された。仮定鋼断面の断面計算は前述している。仮定合成断面 (鋼断面と橋軸方向鉄筋からなる) の断面計算は以下に示している。

2-54

条文 6.10.1.2 によると全ての支間における負曲げ領域の橋軸方向鉄筋の総断面積は床版の総断面積の 1%未満となつてはならない。床版の単位幅における中間支点上の必要橋軸方向鉄筋は床版の設計にて初めに決定される。床版の有効幅内の全橋軸方向鉄筋必要量を図 19 に示す。

モーメントとせん断力を算出する解析に用いる中間支点上の合成断面の剛性を計算するためにも床版の有効幅は必要である。有効幅は条文 4.6.2.6 の規定により計算する (計算例は示していない)。橋脚のそれぞれ

れの側での永久荷重の反曲点間距離として支間長 L をとる. このケースでは計算された 2624mm(図-3. 2. 12) という床版有効幅の計算値は, 正曲げ領域の隣接する断面の床版有効幅からわずかに異なっている.

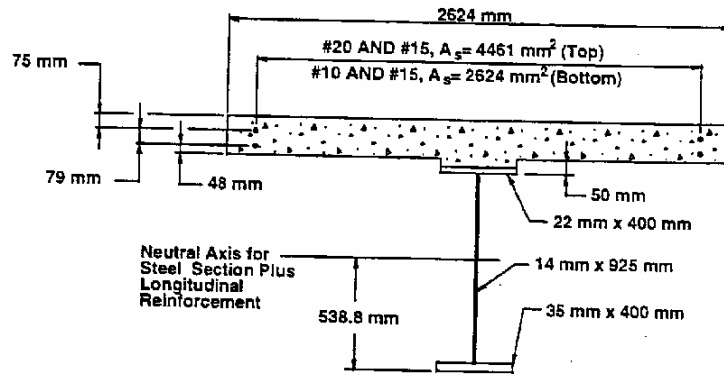


Figure 19: Composite Section at Interior Pier

図-3. 5. 1 内桁の合成断面

2-55

(1) 弾性断面諸元

鋼断面+橋軸方向鉄筋

Steel Section + Long. Reinforcement

Component	A	d	Ad	Ad ²	I ₀	I
Steel Section	35 750		-2.553 x 10 ⁶			6.124 x 10 ⁹
Top Reinf.	4461	639.5	2.853 x 10 ⁶	1.824 x 10 ⁹		1.824 x 10 ⁹
Bottom Reinf.	2624	560.5	1.471 x 10 ⁶	0.824 x 10 ⁹		0.824 x 10 ⁹
	42 835		1.771 x 10 ⁶			8.772 x 10 ⁹

$$d_{\text{reinf}} = \frac{1.771 \times 10^6}{42\,835} = 41.34 \text{ mm}$$

$$-41.34 (1.771 \times 10^6) = -0.073 \times 10^9$$

$$I_{\text{NA}} = 8.699 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 484.5 - 41.34 = 443.2 \text{ mm}$$

$$d_{\text{BOT OF STEEL}} = 497.5 + 41.34 = 538.8 \text{ mm}$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = \frac{8.699 \times 10^9}{443.2} = 19.63 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = \frac{8.699 \times 10^9}{538.8} = 16.14 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

(2) 塑性モーメント

中間支点上の合成断面の塑性モーメント M_p を決定する. 床版の補強鋼材も断面に含める. 初めに条文 6.10.5.1.4b の規定より塑性モーメントの圧縮域のウェブ高さ D_{cp} を決定する. 仮定塑性中立軸 (PNA) はウェブ内となる. PNA がウェブ内にある負曲げ領域の断面について:

$$\begin{aligned}
D_{cp} &= \frac{D}{2A_w F_{yw}} (F_{yt} A_t + F_{yw} A_w + F_{yr} A_r - F_{yc} A_c) \\
&= \frac{925}{2(14)(925)(345)} [(345 \times 22 \times 400) + (345 \times 14 \times 925) + (400 \times 7085) - (345 \times 35 \times 400)] \\
&= 570.2 \text{ mm}
\end{aligned}$$

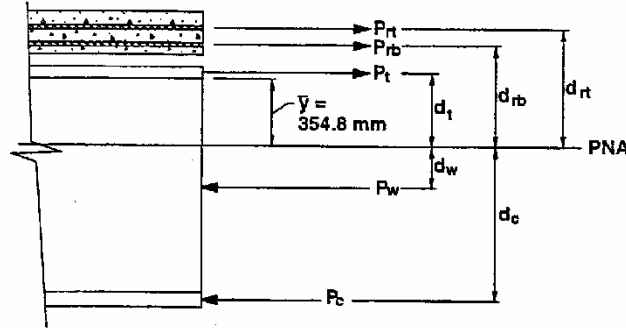


Figure 20: Computation of Plastic-Moment Capacity (Interior Pier)

図-3.5.2 全塑性曲げモーメントの算出 (内桁)

2-56

基準の6章の Appendix A に与えられている式を用いて M_p を計算する(A6.1). PNA はウェブ内となるので、表 A6.1-2 の CASE I を使う :

$$\begin{aligned}
P_c &= F_{yc} b_c t_c &= 345 \times 400 \times 35 &= 4.830 \times 10^6 \text{ N} \\
P_w &= F_{yw} D t_w &= 345 \times 925 \times 14 &= 4.468 \times 10^6 \text{ N} \\
P_t &= F_{yt} b_t t_t &= 345 \times 400 \times 22 &= 3.036 \times 10^6 \text{ N} \\
P_{rb} &= F_{yrb} A_{rb} &= 400 \times 2624 &= 1.050 \times 10^6 \text{ N} \\
P_r &= F_{yr} A_r &= 400 \times 4461 &= 1.784 \times 10^6 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_r$$

$$9.3 \times 10^6 \text{ N} > 5.874 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

$$\bar{y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left[\frac{P_c - P_t - P_r - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$$

$$\bar{y} = \left(\frac{925}{2} \right) \left[\frac{-1.040 \times 10^6}{4.468 \times 10^6} + 1 \right] = 354.8 \text{ mm from the bottom of the top flange}$$

$$M_p = \frac{P_w}{2D} [\bar{y}^2 + (D - \bar{y})^2] + [P_r d_r + P_{rb} d_{rb} + P_t d_t + P_c d_c]$$

$$\begin{aligned}
M_p &= \frac{4.468 \times 10^6}{2(925)} [(354.8)^2 + (925 - 354.8)^2] + [(1.784 \times 10^6)(531.8) + (1.050 \times 10^6)(452.8) \\
&\quad + (3.036 \times 10^6)(365.8) + (4.830 \times 10^6)(587.7)]
\end{aligned}$$

$$M_p = 6.463 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

2.3.5.2 強度限界状態 (Strength Limit State)

(1) 曲げ部材

$$M_u = \eta \sum \gamma_i M_i \text{ (Article 1.3.2.1)}$$

ここに、 γ_i は荷重係数、 M_i はモーメントの影響であり、 η は延性 (ductility)、冗長性 (redundancy)、供用時の重要性に関する諸係数を掛け合わせた結果を現す。

中間橋脚上 (interior-pier) の断面が (後で照査するように) コンパクト断面として見なされるものと仮定する。6.10.2.2 の条文は、(規定された最小降伏強度 345MPa を超過しない鋼材で構成される) 負曲げを生じているコンパクト断面を有する連続桁の部材に対して、荷重係数を乗じた強度限界状態の荷重による中間橋脚上の弾性負曲げモーメントの値を 10% 低減して良いと記載している。この (曲げモーメントの) 低減は、隣接する支間を通じて、隣接する支承位置における負曲げモーメントの低減と静的に等価でかつ逆負号の (曲げモーメントの) 増加を同時に考慮しなくてはならない。この静的に等価な曲げモーメントの増加は、前述の通り最大正モーメント断面の設計の際になされている。

2-57

(モーメントの再分配に対して調整された) 中間橋脚上の断面における係数を乗じない荷重による最大モーメントは以下の通りである：

$$M_{DC_1} = 0.90(2.007 \times 10^9) = 1.806 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_{DC_2} = 0.90(377.0 \times 10^6) = 339.3 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{DW} = 0.90(305.0 \times 10^6) = 274.5 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{LL+IM} = 0.90(2.130 \times 10^9) = 1.917 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

STRENGTH I

$$\sum \gamma_i M_i = 1.25(1.806 \times 10^9 + 339.3 \times 10^6) + 1.50(274.5 \times 10^6) + 1.75(1.917 \times 10^9) = 6.45 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$M_u = 0.95(6.45 \times 10^9) = 6.13 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

中間橋脚上の合成桁断面の公称抵抗曲げモーメント M_n を計算する。断面がコンパクト断面かどうかの照査を行う (条文 6.10.5.2.3)。

- ・腹板の幅厚比の照査 (条文 6.10.5.2.3b)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad [\text{LFD Equation (10-93)}]$$

$$\frac{2(570.2)}{14} = 81.5$$

$$3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 90.5$$

$$81.5 < 90.5 \quad \text{ok}$$

$$\frac{81.5}{90.5} = 0.90 > 0.75$$

- ・圧縮フランジの幅厚比の照査 (条文 6. 10. 5. 2. 3c)

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad [\text{LFD Equation (10-92)}]$$

$$\frac{400}{2(35)} = 5.7$$

$$0.382 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 9.2$$

$$5.7 < 9.2 \quad \text{ok}$$

$$\frac{5.7}{9.2} = 0.62 < 0.75$$

2-58

腹板の幅厚比が許容値の上限値の 75%を上回る場合のみ、幅厚比の相互作用の照査 (slenderness interaction check) は必要ない。もし腹板と圧縮フランジの幅厚比の両方が許容値の上限値の 75%を上回るならば、片方又はもう一方の幅厚比は、負曲げの断面のみに適用出来る次の相互作用関係に従って低減されなくてはならない:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad [\text{LFD Equation (10-94)}]$$

言及したように、この関係式は基準 (Standard Specification) の荷重設計法 (Load Factor Design) の部分に含まれており、LRFD 基準へ合併される際と同じ関係式が考慮されるよう提案することが計画されている。

もし断面が腹板の幅厚比や圧縮フランジの幅厚比の限界値を満たさなかったならば、腹板もしくはフランジはそれぞれの限界値を満たすように寸法を見直す必用があり、6.10.5.3.3 の条文の規定に従ってノンコンパクト断面かどうかの照査が行われ、あるいは 6.10.5.6 の条文における代替式を公称抵抗曲げモーメントの算出に用いることが出来る。しかしながら、代替式を用いるためには、圧縮フランジは条文 6.10.5.2.3d の規定を満たすようにブレースで固定されなくてはならず (下を参照)、腹板の幅厚比は次の必要条件を満たさなくてはならない:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

圧縮フランジの幅厚比の上限値もまた条文 6.10.5.6.3 に規定されている。

- ・圧縮フランジのブレーシング (横構) 照査 (条文 6. 10. 5. 2. 3d)

$$L_b \leq \left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_l}{M_p} \right) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right] \quad [\text{LFD Equation (10-95)}]$$

ここで:

M_l = ブレースを組んでいない区間の両端の荷重係数を乗じた載荷によるモーメントの内小さな方の値

r_y = ブレースを組んでいない区間の (鉛直軸に関する) 鋼断面の最小回転半径

中間橋脚に隣接する最初の横桁は橋脚から 4800mm の所に位置する。この位置における荷重係数を乗じない載荷によるモーメントの値は:

$$M_{DC} = 703 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{DW} = 90 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_{LL+IM} = 1045 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$M_f = M_u = 0.95[1.25(703 \times 10^6) + 1.50(90 \times 10^6) + 1.75(1045 \times 10^6)]$$

$$M_f = 2.700 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{(22 + 35)(400)^3}{12(35750)}} = 92.2 \text{ mm}$$

$$L_b \leq \left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{2.700 \times 10^9}{6.463 \times 10^9} \right) \right] \left[\frac{92.2(2 \times 10^5)}{345} \right] = 4933 \text{ mm}$$

$$4800 \text{ mm} < 4933 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

よって、断面はコンパクト断面と見なされる。

断面（剛性）比の追加の照査は6.10.1.1の条文の規定によって行われる。

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad [\text{LFD Article 10.48.4.1}]$$

ここで： I_{yc} は鉛直軸に関する圧縮フランジの断面二次モーメントである

$$I_{yc} = \frac{35(400)^3}{12} = 186.7 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 186.7 \times 10^6 + \frac{925(14)^3}{12} + \frac{22(400)^3}{12} = 304.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{186.7 \times 10^6}{304.2 \times 10^6} = 0.61$$

$$0.1 < 0.61 < 0.9 \quad \text{ok}$$

コンパクト合成桁断面の負曲げにおける公称抵抗曲げモーメントは：

$$M_n = M_p \quad (\text{Article 6.10.5.2.3a})$$

係数を乗じた抵抗曲げモーメント M_r は次に等しい：

$$M_r = \phi_f M_n = \phi_f M_p \quad (\text{Article 6.10.2.1})$$

曲げに対する抵抗係数 ϕ_f は 1.00（条文 6.5.4.2）と解釈される。

$$\phi_f M_p = (1.00)(6.463 \times 10^9) = 6.463 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$\eta \sum \gamma_i M_i \leq \phi_f M_n$$

$$6.13 \times 10^9 \text{ N-mm} < 6.463 \times 10^9 \text{ N-mm} \quad \text{ok}$$

この断面は曲げに対する強度限界状態（strength limit state）を満足する。

(2) せん断

$$V_u = \eta \sum \gamma_i V_i \quad (\text{Article 1.3.2.1})$$

中間橋脚位置における荷重係数を乗じない荷重による最大せん断力は：

$$V_{DC} = 443 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{DW} = 57 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{LL+IM} = 550 \times 10^3 \text{ N}$$

STRENGTH I

$$\Sigma \gamma_i V_i = 1.25(443 \times 10^3) + 1.50(57 \times 10^3) + 1.75(550 \times 10^3) = 1602 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_u = 0.95(1602 \times 10^3) = 1522 \times 10^3 \text{ N}$$

補剛されていない腹板の公称せん断抵抗力 V_n を次のように定義する (条文 6.10.7.2) :

$$\begin{aligned} \frac{D}{t_w} &= \frac{925}{14} = 66.1 \\ 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} &< \frac{D}{t_w} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ 59.2 &< 66.1 < 73.9 \\ \therefore V_n &= 1.48 t_w^2 \sqrt{E F_{yw}} \quad [\text{LFD Equation (10-112) with C taken from Equation (10-115) and } k = 5.0] \\ V_n &= 1.48 \times (14)^2 \sqrt{200\,000 \times 345} \\ V_n &= 2410 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

補剛されていない腹板の係数を乗じたせん断抵抗力 V_r は次に等しくなる :

$$V_r = \phi_v V_n \quad (\text{Article 6.10.2.1})$$

せん断に対する抵抗係数 ϕ_v は 1.00 (条文 6.5.4.2) と解釈される。

$$\phi_v V_n = 1.00 (2410 \times 10^3) = 2410 \times 10^3 \text{ N} > 1522 \times 10^3 \text{ N}$$

V_u は補剛されていない腹板に対する V_r よりも小さいので、中間部における腹板の垂直補剛材は負曲げの区間では不要となる。

2-61

2.3.5.3 疲労及び割れ限界状態 (Fatigue and Fracture Limit State)

上フランジのスタッドの溶接部、引張フランジの支圧用補剛材/連結板の先端部、中間橋脚位置の断面の橋軸方向鉄筋の疲労は、FATIGUE (疲労) 荷重組合せ (表 3.4.1-1) に対して照査される。対応する動的荷重損傷率によって修正された疲労荷重が用いられる。疲労限界状態に対する横方向分布係数も事前に計算され、用いられる。腹板に対する特殊な疲労要求項目も照査される。疲労の照査では曲げモーメントの再分配は適用されない。

(1) 荷重によって引き起こされる疲労 (条文 6.6.1.2)

前述の計算では、(ADTT)_{SL} は 1700 台/日 (大型車) と計算された。

・上フランジのスタッドの溶接部の母材の照査

この条文における規定は、検討によると、中間橋脚位置の断面における上フランジのスタッド溶接部の場合で、引張応力が作用するディテールにのみ適用される。この部位の応力範囲を計算するには、作用疲労荷重による曲げモーメントの符号に依存する断面諸元が用いられる。正の疲労荷重による曲げモーメントは短期間の合成断面への適用を仮定し、負の疲労荷重による曲げモーメントは鋼桁断面と合成する橋軸方向鉄筋を合計したもののみへの適用を仮定している。ただし、この場合は、正の疲労荷重による曲げモーメントは中間橋脚上ではゼロとなる。従って、(疲労荷重組合せに対して規定された荷重係数 0.75 を乗じた) 疲労荷重によるスタッドの溶接部の応力範囲 $\gamma(\Delta f)$ は、次のように計算される :

$$\begin{aligned} \gamma(\Delta f) &= \frac{0.75 |-376.0 \times 10^6|}{19.63 \times 10^6} \\ &= 14.37 \text{ MPa} \end{aligned}$$

疲労の詳細部の分類を表 6.6.1.2.3-1 から決定する。

橋軸方向に荷重が載荷されたすみ肉溶接の接合部の条件で、スタッド形式のずれ止めの母材に対する疲労詳細分類は、「分類 C」(Category C) となる。

式 (6.6.1.2.5-1) より、公称疲労抵抗力は次のように規定されている：

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

2-62

例題 1 において、1/2 一定振幅の疲労限 $(\Delta F)_{TH}$ (そのディテールが理論的に無限の疲労寿命を与えるという) で規定される各疲労詳細分類に対する $(ADTT)_{SL}$ の値を示した表が与えられている。この表に示された値は 75 年間の設計寿命を仮定し、大型車 1 台通過あたりの応力サイクル数 n を示している。

支間長が 12,000mm 以上の連続径間の中間橋脚付近の断面においては、大型車 1 台通過あたりの応力サイクル数 n は 1.5 に等しくなる (表 6.6.1.2.5-2)。例題 1 の $(ADTT)_{SL}$ の表の値は、表の中の値を 1.5 で除することにより、1.5 と等しくなる n に対して修正される。従って、例題 1 から、75 年間の $(ADTT)_{SL}$ に等価な分類 C の無限疲労寿命は $(1290/1.5) = 860$ 台/日 < 1700 台/日 (大型車) となる。

従って：

$$(\Delta F)_n = \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

分類 C の詳細に対しては、 $(\Delta F)_{TH} = 69.0 \text{ MPa}$ (表 6.6.1.2.5-3) となる。この結果：

$$(\Delta F)_n = \frac{69.0}{2} = 34.5 \text{ MPa}$$

式 (6.6.1.2.2-1) より：

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$14.37 \text{ MPa} < 34.5 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

・引張フランジの支点上補剛材/連結板の溶接止端部の母材の照査

$$\gamma(\Delta f) = \frac{0.75|-376.0 \times 10^6|(443.2 - 22)}{8.699 \times 10^9} = 13.65 \text{ MPa}$$

疲労詳細分類を表 6.6.1.2.3-1 から決定する。

応力方向に直角な溶接を持つすみ肉溶接の接合部の条件下で、フランジへの垂直補剛材の溶接止端部における母材の疲労詳細分類は「分類 C」となる。

例題 1 の表から、分類 C の詳細部に対する無限疲労寿命に等価で、かつ n が 1.5 に等しくなる 75 年間の日大型車交通量 $(ADTT)_{SL}$ は、 $(745/1.5) = 497$ 台/日 < 1700 台/日 (大型車) となる。

2-63

従って：

$$(\Delta F)_n = \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

分類 C の詳細に対しては、 $(\Delta F)_{TH} = 82.7 \text{ MPa}$ (表 6.6.1.2.5-3) となる。この結果：

$$(\Delta F)_n = \frac{82.7}{2} = 41.35 \text{ MPa}$$

式 (6.6.1.2.2-1) より：

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$13.65 \text{ MPa} < 41.35 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

・橋軸方向鉄筋の照査

中間橋脚上の橋軸方向鉄筋は常に引張状態にあることから、疲労の照査が必要となる。条文 5.5.3.2 によると、直線鉄筋の最大応力範囲は次の値を超過してはならないとしている：

$$f_f = 145 - 0.33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right)$$

ここに：

f_{\min} = 係数を乗じない永久荷重と組合せた疲労荷重の組合せから求まる最小活荷重応力；引張を正、圧縮を負とする

r/h = 直角方向鉄筋の基準半径と変形の高さの比；もし実際の値が分からない場合には 0.3 を用いて良い

前述したように、中間橋脚上の正の疲労荷重曲げモーメントはゼロとなる。従って、疲労活荷重（規定された 0.75 の荷重係数を乗じたもの）によって橋軸方向鉄筋の最上層における応力範囲は次のように計算される：

$$\gamma(\Delta f) = \frac{0.75|-376.0 \times 10^6|}{(8.699 \times 10^9 / 598.2)} = 19.39 \text{ MPa}$$

橋軸方向鉄筋の最上層における荷重係数を乗じない永久荷重による応力度（この照査ではモーメントの再分配は適用しない）は：

2-64

$$f_{\text{perm}} = f_{\text{DC}_2} + f_{\text{DW}} = \frac{\left[(-377.0 \times 10^6) + (-305.0 \times 10^6)\right]}{(8.699 \times 10^9 / 598.2)} = 46.90 \text{ MPa}$$

疲労荷重組合せによる橋脚上の最小応力は 0.0 である。従って：

$$f_{\min} = 0.0 + 46.90 = 46.90 \text{ (positive because it is a tensile stress)}$$

よって：

$$f_f = 145 - 0.33(46.90) + 55(0.3) \\ = 146.0 \text{ MPa}$$

$$19.39 \text{ MPa} < 146.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

(2) 腹板に対する疲労の要求項目 (fatigue requirement) (条文 6.10.4)

ここに示す要求項目は、活荷重の繰り返し載荷のもとでの曲げやせん断による腹板の面外曲げを抑制するために規定されたものである。この照査では、設計活荷重は橋梁が 75 年間に経験する最も重量の大きな大型車を反映した係数を乗じた（低減された動的荷重影響率(allowance)15 パーセントを含む）疲労荷重の 2 倍を考慮する。さらに、疲労限界状態に対する横方向分配係数が用いられる。この照査ではモーメントの再分配は適用されない。

曲げ(条文 6.10.4.3)

この照査に対する、係数を乗じない永久荷重および設計活荷重による中間橋脚位置の圧縮フランジの最大曲げ応力は：

$$f_{DC_1} = \frac{2.007 \times 10^9}{13.94 \times 10^6} = 144.0 \text{ MPa}$$

$$f_{DC_2} = \frac{377.0 \times 10^6}{16.14 \times 10^6} = 23.36 \text{ MPa}$$

$$f_{DW} = \frac{305.0 \times 10^6}{16.14 \times 10^6} = 18.90 \text{ MPa}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{2(0.75)(376.0 \times 10^6)}{16.14 \times 10^6} = 34.94 \text{ MPa}$$

条文 6.10.5.1.4a の現行規定に反して、この照査では負曲げの区間においては鋼桁断面の圧縮領域の腹板高 Dc と合成桁の橋軸方向鉄筋の和が用いられる。

2-65

負曲げの鋼桁断面の Dc と橋軸方向鉄筋の和を用いることは安全側 (conservative) であり、異なった断面に生じている応力の代数和を考慮した合成桁の実際の Dc を計算する必要性を避けている。負曲げの区間において、鋼桁断面の Dc と橋軸方向鉄筋の和を用いることは一般的に実際の Dc の値と大差ない。

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(503.8)}{14} = 72.0$$

曲げに対する限界状態の照査 (本書で用いているこの照査の改訂された限界状態基準の詳細な解説については例題 1 を参照) :

$$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 5.70 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 137.2 > 72.0$$

$$\therefore f_{cf} \leq F_{yw}$$

ここに: f_{cf} はこの照査に対する係数を乗じない永久荷重と設計活荷重の合計による圧縮フランジの曲げ応力の総和を示す。

$$f_{cf} = 144.0 + 23.36 + 18.90 + 34.94 = 221.2 \text{ MPa}$$

$$F_{yw} = \text{specified minimum yield strength of the web} = 345 \text{ MPa}$$

$$221.2 \text{ MPa} < 345 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

せん断(条文 6.10.4.4)

これまでの計算は、この領域で腹板は補剛されていないことを示した。補剛されていない腹板のせん断力は、条文 6.10.7.2 の規定による強度限界状態においてせん断降伏やせん断座屈強度に既に制限される。従って、検討の結果、この照査に対する係数を乗じない永久荷重及び設計活荷重によるせん断応力の総和に対して断面は式 (6.10.4.4-1) を満足する。

(3) 変形によって引き起こされる疲労 (条文 6.6.1.3) およびひび割れ (条文 6.6.2)

最大正曲げ断面の設計に基づく応用文献を参照。

2.3.5.4 使用限界状態 (Service Limit State)

(1) 永久たわみ (条文 6.10.3)

この照査では荷重組合せ SERVICE II を用いる。活荷重は HL-93 載荷または特殊な負曲げ載荷のいずれかが適用される。前述の通り、SERVICE II 荷重載荷下における合成桁断面の上下フランジの曲げ応力は、本書では次のように制限されている：

$$f_f \leq 0.95 R_b R_h F_{yf}$$

抵抗係数はこの使用性(serviceability)照査に対しては規定されていない。

条文 6.10.3.2 に規定されているように、永久たわみの検査は中間橋脚位置の断面が条文 6.10.2.2 の規定を満足するときの再分配されたモーメントに基づいてよい。

圧縮フランジ：

この照査（モーメントの再分配によって修正された）に対する係数を乗じない永久荷重と設計活荷重による中間橋脚位置の圧縮フランジの SERVICE II 荷重組合せによる圧縮フランジの最大曲げ応力は：

$$f_{DC_1} = \frac{1.806 \times 10^9}{13.94 \times 10^6} = 129.6 \text{ MPa}$$

$$f_{DC_2} = \frac{339.3 \times 10^6}{16.14 \times 10^6} = 21.02 \text{ MPa}$$

$$f_{DW} = \frac{274.5 \times 10^6}{16.14 \times 10^6} = 17.01 \text{ MPa}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{1.30(1.917 \times 10^9)}{16.14 \times 10^6} = 154.4 \text{ MPa}$$

この照査に対する係数 R_b は、係数を乗じた載荷による合成桁の腹板の圧縮領域の高さ D_c および圧縮フランジの曲げ応力との合計に等しい f_c を用いて算出される。再び、条文 6.10.5.1.4a の現行規定に反して、前に検討したように負曲げの区間においては鋼桁断面の D_c と合成桁の橋軸方向鉄筋の和を用いる。

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(503.8)}{14} = 72.0$$

2-67

圧縮フランジの曲げ応力を $0.95F_y$ に制限しているこの限界状態照査に対する適用される係数 R_b は、応力度を制限することにも機能している。結果として、それは（制限された応力と死荷重による圧縮フランジの応力に基づいて）すぐに収束する次の簡単な反復計算を用いて、この照査のための圧縮フランジに対する最大活荷重の限界値 $(f_{LL+IM})_{max}$ を計算するのに役立つ。

① f_c を $0.95R_b R_h F_{yf}$ の限界応力に等しくなるものと仮定し、 R_b と R_h を 1.0 とし次式から $(f_{LL+IM})_{max}$ に対して解く。 f_{DW1} , f_{DW2} および f_{DW} は SERVICE II の死荷重圧縮力-フランジの曲げ応力で、前で計算している：

$$\begin{aligned} (f_{LL+IM})_{MAX} &= f_c - (f_{DC_1} + f_{DC_2} + f_{DW}) \\ &= 0.95(1.0)(1.0)(345) - (129.6 + 21.02 + 17.01) \\ &= 160.1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② ステップ(1)で求めた f_c を用いて係数 R_b および R_h を計算する。この例では、桁は均一材料(homogeneous)として R_h は 1.0 とする。

圧縮フランジの断面積は引張フランジの断面よりも大きいため、 $\lambda b=5.76$ となる。

$$\lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 5.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{0.95(1.0)(1.0)(345)}} = 142.3 > 72.0$$

$$\therefore R_b = 1.0$$

- ③ステップ(2)で求めた R_b および R_h を用いて $(f_{LL+IM})_{max}$ をが収束するまで上記の手順を繰り返す：
この例では、検討してみると、1回の反復計算で収束した。故に：

$$(f_{LL+IM})_{max} = 160.1 \text{ MPa}$$

- ④圧縮フランジにおける実際の係数を乗じた SERVICE II 活荷重曲げ応力 f_{LL+IM} に対して $(f_{LL+IM})_{max}$ 以下に収まっているか照査する。

$$154.4 \text{ MPa} < (f_{LL+IM})_{max} = 160.1 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

引張フランジ:

条文 6.10.5.4.2b により、引張フランジに対しては $R_b=1.0$ となる。均一材料の桁に対しては、 $R_h=1.0$ (条文 6.10.5.4.1a) となる。従って、引張フランジは、永久たわみ使用限界状態に対して引張フランジの SERVICE II 曲げ応力を単純に合計してその合計値を限界値 $0.95F_yf$ に対して照査出来る。

2-68

(モーメントの再分配によって修正された) 係数を乗じない荷重による引張フランジの曲げ応力は次のようになる：

$$f_{DC_1} = \frac{1.806 \times 10^9}{10.69 \times 10^6} = 168.9 \text{ MPa}$$

$$f_{DC_2} = \frac{339.3 \times 10^6}{19.63 \times 10^6} = 17.28 \text{ MPa}$$

$$f_{DW} = \frac{274.5 \times 10^6}{19.63 \times 10^6} = 13.98 \text{ MPa}$$

$$f_{LL+IM} = \frac{1.917 \times 10^9}{19.63 \times 10^6} = 97.66 \text{ MPa}$$

$$f_r = 1.00f_{DC_1} + 1.00f_{DC_2} + 1.00f_{DW} + 1.30f_{LL+IM} \quad (\text{SERVICE II})$$

$$f_r = 1.00(168.9) + 1.00(17.28) + 1.00(13.98) + 1.30(97.66) = 327.1 \text{ MPa}$$

$$0.95F_{yf} = 0.95(345) = 327.75 \text{ MPa}$$

$$327.1 \text{ MPa} < 327.75 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.3.6 スタッドの設計 (STUD SHEAR CONNECTION DESIGN)

スタッドは条文 6.10.7.4 の規定に従って設計される。条文 6.10.7.4.1 によれば、連続合成桁は通常橋の全長に渡ってずれ止めを設置しなくてはならない。橋軸方向鉄筋が合成桁の一部として考慮される負曲げの領域では、ずれ止めを設置しなくてはならない。

2.3.6.1 スタッドの配置 (Stud Proportion)

スタッドは、条文 6.10.7.4.1d に規定されるかぶり厚および根入れ長の制限以下で床版のほぼ中央の厚さまで設置し、鉄筋との干渉を避けなくてはならない。

従って、スタッド長さは、 $\frac{202}{2} + (50 - 20) = 131 \text{ mm}$

長さ 130mm を使用する

スタッドの直径は条文 6.10.7.4.1a から決定される：

$$\frac{h}{d} \geq 4.0 \quad \therefore d \leq \frac{h}{4} = 32 \text{ mm}$$

2-69

直径 19mm を使用する

備考：AWS D1.5 の Section7 には、19mm のスタッドは 3/4" のスタッドと等価であると示されている。同様に、22.1mm のスタッドは 7/8" のスタッドに等価である。3/4" および 7/8" の両方の直径のスタッドとも一般的にアメリカで橋の建設に使用されている。硬いメートル単位系のスタッド(hard metric stud)は現在使用することは出来ない。

2.3.6.2 間隔 (条文 6.10.7.4.1b)

ずれ止めの間隔は疲労限界状態を満足するように決定される。この結果求まるずれ止め本数は、次に強度限界状態を満足する必要数に対して照査する。

(1) 疲労限界状態 (条文 6.10.7.4.2)

条文 6.10.7.4.1b によって、ずれ止めの間隔は次に示す値より小さくしてはならない：

$$\text{Pitch (p)} = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q}$$

$n = 3$ (1列に3個のスタッド)

$Z =$ 個々のずれ止めの疲労抵抗 (条文 6.10.7.4.2)

$$= \alpha d^2 \geq \frac{1}{2} (38.0) d^2 \quad (\text{備考：この式は現行の基準式からの修正を表している、右辺に } 1/2 \text{ が乗じられている})$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \text{ Log } N$$

ここに、 $N =$ 条文 6.6.1.2.5 に規定されたサイクル数

$$= (365)(75)(n)(ADTT)_{SL}$$

$$(ADTT)_{SL} = 1700 \text{ 台/日 (大型車) (計算は前述)}$$

表 6.6.1.2.5-2 より、1台の大型車の通過による応力サイクル n は次に等しい：

$n = 1.5$ (中間橋脚近傍)

$n = 1.0$ (その他の区間)

$$N = 365 * 75 * 1.5 * 1700 = 69,806,250 \text{ サイクル (中間橋脚近傍)}$$

$$N = 365 * 75 * 1.0 * 1700 = 46,537,500 \text{ サイクル (その他の区間)}$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \text{ Log } (69,806,250) = 6.6 < \frac{1}{2}(38.0) = 19.0$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \text{ Log } (46,537,500) = 11.8 < \frac{1}{2}(38.0) = 19.0$$

2-70

$$\therefore \text{ use } Z_r = \frac{1}{2} (38.0) d^2 = \frac{1}{2} (38.0) (19.0)^2 = 6859 \text{ N}$$

正曲げの区間に対して：

$$I_n = 12.22 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$Q = (2586/8 \times 202) \times 184.2 = 12.03 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

負曲げの区間に対して：

$$I_{\text{STEEL+REBAR}} = 8.699 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$Q = (4461 \times 598.2 + 2624 \times 519.2) = 4.031 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

正曲げの区間に対して：

$$p = \frac{3 \times 6859 \times (12.22 \times 10^9)}{V_{sr} \times (12.03 \times 10^6)} = \frac{20.90 \times 10^6}{V_{sr}}$$

負曲げの区間に対して：

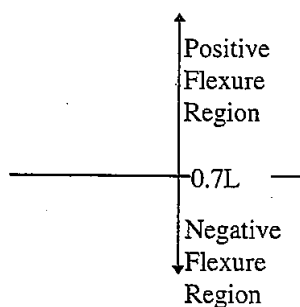
$$p = \frac{3 \times 6859 \times (8.699 \times 10^9)}{V_{sr} \times (4.031 \times 10^6)} = \frac{44.41 \times 10^6}{V_{sr}}$$

せん断力範囲 V_{sr} は、動的荷重に対する低減係数 15 パーセントを含む係数を乗じた疲労荷重（疲労荷重の組合せに対する荷重係数 0.75）に対して決定される。疲労限界状態に対するせん断に対する横方向の分布係数が用いられる。

次は桁に沿った疲労限界状態を満たす必要スタッド間隔をまとめたものである。

Location $V_{sr}(\text{N} \times 10^3)$ $6d \leq p \text{ (mm)} \leq 600 \text{ mm}$ (Article 6.10.7.4.1b)

0.0 L	147.8	141.0
0.1 L	126.8	165.0
0.2 L	111.8	187.0
0.3 L	105.0	199.0
0.4 L	100.5	208.0
0.5 L	103.5	202.0
0.6 L	111.0	188.0
0.7 L	120.8	368.0
0.8 L	131.3	338.0
0.9 L	141.0	315.0
1.0 L	150.8	294.0



2-71

(2) 強度限界状態 (条文 6.10.7.4.4)

算出したずれ止めの本数は、強度限界状態の必要本数に対しても照査する。

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

$$\phi_{sc} = 0.85 \text{ (Article 6.5.4.2)}$$

ひとつのスタッドの公称せん断抵抗力は次のように求められる (条文 6.10.7.4.4c)：

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} (19)^2 = 284.0 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Article 5.4.2.4})$$

$$= 4800 \sqrt{28} = 25\,399 \text{ MPa}$$

$$F_u = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Article 6.4.4})$$

$$Q_n = 0.5 \times 284.0 \times \sqrt{28 \times 25\,399} = 119.75 \times 10^3 \text{ N}$$

$$A_{sc} F_u = 284.0 \times 400 = 113.6 \times 10^3 \text{ N (governs)}$$

$$Q_r = 0.85 \times 113.6 \times 10^3 \text{ N} = 96.56 \times 10^3 \text{ N}$$

正曲げを生じる区間

最大正曲げモーメントを生じる箇所と隣接するゼロモーメントを生じる点の間でずれ止めの個数は（条文 6.10.7.4.4a）の値を下回ってはならない。

$$n = \frac{V_h}{Q_r}$$

V_h = 正曲げ区間に対する条文 6.10.7.4.4b に規定される、より低い値と解釈される公称水平せん断力

$$V_h = 0.85 f'_c b t_s$$

$$= 0.85 \times 28 \times 2586.0 \times 202.0 = 12.43 \times 10^6 \text{ N}$$

または

$$V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_c t_c$$

$$= 345(925 \times 11 + 325 \times 20 + 400 \times 22) = 8.789 \times 10^6 \text{ N (governs)}$$

$$n = \frac{8.789 \times 10^6}{96.56 \times 10^3} = 91 \text{ studs}$$

2-72

よって、端支点から最大正曲げモーメントを生じる点までの区間は：

$$p = 27\,000 \times 0.4 \div [91 \text{ studs} / 3 \text{ studs per row}] = 356.0 \text{ mm}$$

最大正曲げモーメントを生じる点から隣接するゼロモーメントを生じる点までの区間は：

$$p = 27\,000 \times 0.3 \div [91 \text{ studs} / 3 \text{ studs per row}] = 267.0 \text{ mm}$$

負曲げを生じる区間

中間橋脚と隣接するゼロモーメントを生じる点の間のずれ止めの個数は（条文 6.10.7.4.4a）を下回ってはならない：

$$n = \frac{V_h}{Q_r}$$

V_h = 負曲げ区間に対する条文 6.10.7.4.4b に規定される公称水平せん断力：

$$\begin{aligned}
 V_h &= A_r F_{yr} \\
 &= 7085.0 \times 400 = 2.834 \times 10^6 \text{ N} \\
 n &= \frac{2.834 \times 10^6}{96.56 \times 10^3} = 30 \text{ studs} \\
 p &= 27\,000 \times 0.3 \div [30 \text{ studs} / 3 \text{ studs per row}] = 810.0 \text{ mm; use } 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

最終的な推奨間隔は疲労限界状態で規定され、図-3.2.14 に示す。直角方向のスタッド間隔の要求事項は条文 6.10.7.4.1c に規定されている。

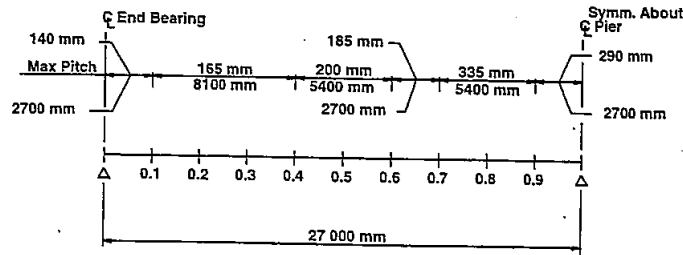


図-3.6.1 ずれ止めの配置

2.4. 和訳（設計例 1：単純合成鉄桁（補剛材の設計））

1-48

2.4.1 垂直補剛材

垂直補剛材は、（条文6.10.8.1）の規定に従い設計する。各々の垂直補剛材は、ウェブの片面に溶接された板で構成される。端支点部に隣接する第一垂直補剛材の設計例を示す。

・突出幅（条文6.10.8.1.2）

補剛材の突出幅 $b_t > 0.25b_f$ 。最大フランジ幅を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 b_t &\geq 0.25 (575) = 144 \text{ mm} \\
 \therefore \text{use } b_t &= 145 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Check that

$$\begin{aligned}
 b_t &\geq 50 + \frac{d}{30} \\
 50 + \frac{50 + 1775 + 28}{30} &= 111.8 \text{ mm} < 145 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

（この公式は最新の仕様書に示されている公式を訂正して表示している。2番目の項は $d/760$ から $d/30$ に変えている）

1-49

垂直補剛材の局部座屈を防止するサイズ t_p は、以下に基づく。

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$t_p = \frac{145}{0.48 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}}} = 12.5 \text{ mm}$$

∴ Use $t_p = 14 \text{ mm}$

Check that $16t_p \geq b_t$ $16(14) = 224 \text{ mm} > 145 \text{ mm}$ ok

14mm×145mmの垂直補剛材を使用する。

補剛材と連結板は、通常安価な平鋼の在庫品で作られる。平鋼は、U.S.単位で板幅1/2インチずつ増やして生産されている。幅5インチを超える平鋼については、5インチを超えて1/2インチピッチで増加させると高価になることから、整数インチで板幅を増やすよう指定すべきである。平鋼は重量の注文が受けてからメートル単位で生産するが、一橋当たりの補剛材と添接板の重量はそれ程大きくない。このため、U.S.単位の平鋼サイズは柔軟に変更する必要がある。設計例として、補剛材と添接板のサイズを示しており、関連する計算がメートル単位で例示されている。一方、変更可能な平鋼のサイズは、ファブリケーターが平鋼を使用するためのオプションとしてメートル表記に加えるか、その変わりに示すべきである。設計例では、15.9mm×152.4mm (5/8"×6") の平鋼サイズは、各端支点到隣接する第一中間補剛材の大きさに適している。

・断面二次モーメント (条文6.10.8.1.3)

断面二次モーメントの必要条件は、垂直補剛材が補剛材位置で節として十分な剛性を持つことである。

$$I_t \geq d_o t_w^3 J$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D_p}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

$$J = 2.5 \left(\frac{1775}{1900} \right)^2 - 2.0 = 0.18 < 0.5 \quad \therefore \text{use } 0.5$$

$$I_t \geq 1900(14)^3(0.5) = 2.61 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{(145)^3(14)}{3} = 14.23 \times 10^6 \text{ mm}^4 > 2.61 \times 10^6 \text{ mm}^4 \quad \text{ok}$$

1-50

・断面積 (条文6.10.8.1.4)

補剛材の断面積の必要条件は、垂直補剛材が斜張力場の垂直部材として抵抗するための十分な断面積を持つことである。せん断抵抗するパネルに隣接する補剛材に用いられる断面積の必要条件は、斜張力場の作用を考慮して決められる；補剛材が斜張力場を有するせん断パネルに隣接していれば、端部パネルの第一補剛材が該当する。端パネルに隣接する第一パネルのせん断耐力を使用した、左側端支点到隣接する第一補剛材の断面積の必要条件を照査する。それは、あらかじめ斜張力場のせん断パネルとして設計されている。

$$A_s \geq \left[0.15BDt_w(1.0 - C) \frac{V_u}{V_r} - 18.0t_w^2 \right] \left[\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right]$$

$$B = 2.4 \quad F_{yw} = 345$$

$$D = 1775 \quad F_{ys} = 345$$

$$t_w = 14$$

From previous shear calculations:

$$C = 0.342$$

$$V_r = 2.970 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_u = 2.302 \times 10^6 \text{ N}$$

$$A_{s_{min}} = \left[0.15(2.4)(1775)(14)(1.0 - 0.342) \frac{2.302 \times 10^6}{2.970 \times 10^6} - 18.0(14)^2 \right] \left[\frac{345}{345} \right] = 1034.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{actual}} = 14(145) = 2030 \text{ mm}^2 > 1034.5 \text{ mm}^2 \quad \text{ok}$$

補剛材断面積の必要条件の式は、結果として負となる可能性もある。負になるということは、ウェブが単独で張力場の垂直部材として十分に抵抗するということである。このようなケースでは、補剛材に要求される断面積、断面二次モーメントさえも0.0であり、補剛材幅の必要条件を確認する必要がある。

2.4.2 支点上補剛材

支点上補剛材は、条文 6.10.8.2 の条項によると、支点反力を支える柱として設計される。係数がけない荷重による反力：

Reaction (N)	DC	DW	LL+IM
	853.5×10^3	96.8×10^3	818.5×10^3

組合せ荷重強度の係数がけた荷重による反力 (STRENGTH I) :

$$1.25 (853.5 \times 10^3) + 1.50(96.8 \times 10^3) + 1.75(818.5 \times 10^3) = 2.644 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\eta \sum \gamma Q = 0.95(2.644 \times 10^6) = 2.512 \times 10^6 \text{ N}$$

1-51

ウェブの両側に溶接された幅 225mm の 2 枚の板で構成された補剛材について計算する。式(6.10.8.2.2-1)を使用して必要厚を計算する。

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$t_{p_{min}} = \frac{b_t}{0.48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}} = \frac{225}{0.48 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}}} = 19.47 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Use } t_p = 20 \text{ mm}$$

支圧強度を計算する。(条文 6.10.8.2.3)

$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys}$$

From Article 6.5.4.2, $\phi_b = 1.00$.

ウェブとフランジの溶接脚長を避けるために補剛材基部に設けたクリップ（スカラップ）の長さを 25mm と仮定する。

$$A_{pn} = 2(225 - 25)(20) = 8000 \text{ mm}^2$$

$$B_r = 1.00(8000)(345) = 2.760 \times 10^6 \text{ N} > 2.512 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

支点上補剛材の軸方向抵抗の計算において、支点上補剛材は、図 15 に示すように補剛材と補剛材の両側から $9t_w$ までのウェブ（条文 6.10.8.2.4b）で構成する等価柱として行われるものと仮定する。

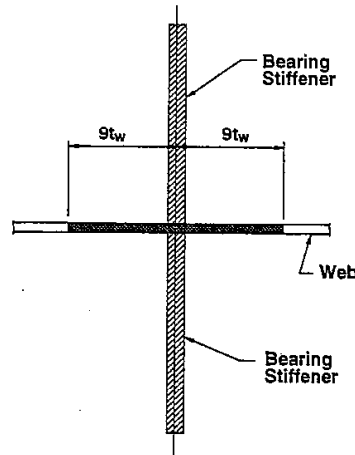


Figure 15: Equivalent Column for Bearing Stiffener Design

図-4.2.1 支点上補剛材の等価柱断面

1-52

等価柱の断面積：

$$A = 2((225)(20) + (9)(14)(14)) = 12\,528 \text{ mm}^2$$

等価柱の断面二次モーメント：

$$I = \frac{20(225 + 14 + 225)^3}{12} = 166.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{166.5 \times 10^6}{12\,528}} = 115.3 \text{ mm}$$

$$K\ell = 0.75D = 0.75(1775) = 1331 \text{ mm}$$

条文 6.9.2.1 の条項により、係数がけされた軸方向設計抵抗値 P_r の計算を行う。

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0.90 \text{ (Article 6.5.4.2)}$$

限界細長比（条文 6.9.3）

$$\frac{K\ell}{r} = \frac{1331}{115.3} = 11.5 < 120 \quad \text{ok}$$

公称軸抵抗値 (条文 6.9.4)

$$\lambda = \left(\frac{K\ell}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1331}{115.3\pi} \right)^2 \left(\frac{345}{2 \times 10^5} \right) = 0.0233$$

Since $0.0233 < 2.25$:

$$P_n = 0.66^\lambda F_y A_s$$

$$P_n = 0.66^{0.0233} (345)(12\,528) = 4.281 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_r = 0.90(4.281 \times 10^6) = 3.852 \times 10^6 \text{ N} > 2.512 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

従って、2つの20mm×225mmのプレート (or 22.2mm×203.2mm flat bars) は、支点上補剛材として十分である。補剛材が下フランジに取り付き、フランジと両側隅肉溶接されていると仮定する。

2.4.2.1 補剛材とウェブの溶接

すみ肉溶接サイズの最小値 (表 6.13.3.4-1)

注釈: これは、最新の仕様書の表においては訂正して示している。

$$T > 19 \text{ mm} \therefore \text{min. size} = 8 \text{ mm}$$

($T < 19 \text{ mm}$ ですみ肉溶接の最小サイズは6mmである。)

1-53

せん断 (条文.16.3. 2.4b)

$$R_r = 0.6\phi_{e_2} F_{exx}$$

$$\text{From Article 6.5.4.2, } \phi_{e_2} = 0.80$$

$$\text{or } R_r = 0.58\phi_v F_y \text{ (Article 6.13.5.3)}$$

$$\text{From Article 6.5.4.2, } \phi_v = 1.00$$

条文 6.13.2.1 の解説では、溶接金属の強度分類は、ksi 単位に 6.895 を掛けることにより MPa に変換した強度レベルとすることができる、と定めている。

$$F_{exx} = 70(6.895) = 482.65 \text{ MPa}$$

$$R_r = 0.6(0.80)(482.65) = 231.67 \text{ MPa}$$

$$\text{or } R_r = 0.58(1.00)(345) = 200.10 \text{ MPa (governs)}$$

8mm 溶接の許容せん断荷重:

$$V = 200.10(0.707)(8) = 1.132 \times 10^3 \text{ N/mm}$$

溶接長の合計:

$$L = 1775 - 2(25) = 1725 \text{ mm}$$

4 溶接の許容荷重の合計:

$$4(1725)(1.132 \times 10^3) = 7.811 \times 10^6 \text{ N} > 2.512 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

よって、補剛材とウェブの接合は8mm すみ肉溶接を使用する

2.5. 和訳（設計例 3 : 3 径間連続合成鉄桁(添接部の設計)）

2.5.1 現場ボルト継手部の設計

3-103

この章では、側径間の現場ボルト継手部の設計法を説明する。条文 6.13.1 によると、主部材の添接部は強度限界状態で以下のうち大きい方の値を下回らないように設計する。

1. 係数がけた荷重による断面力と、対応する部材の設計抵抗断面力の平均(訳注:3-104~の例を見た方が分かり易い)
2. 部材の設計抵抗値の 75%

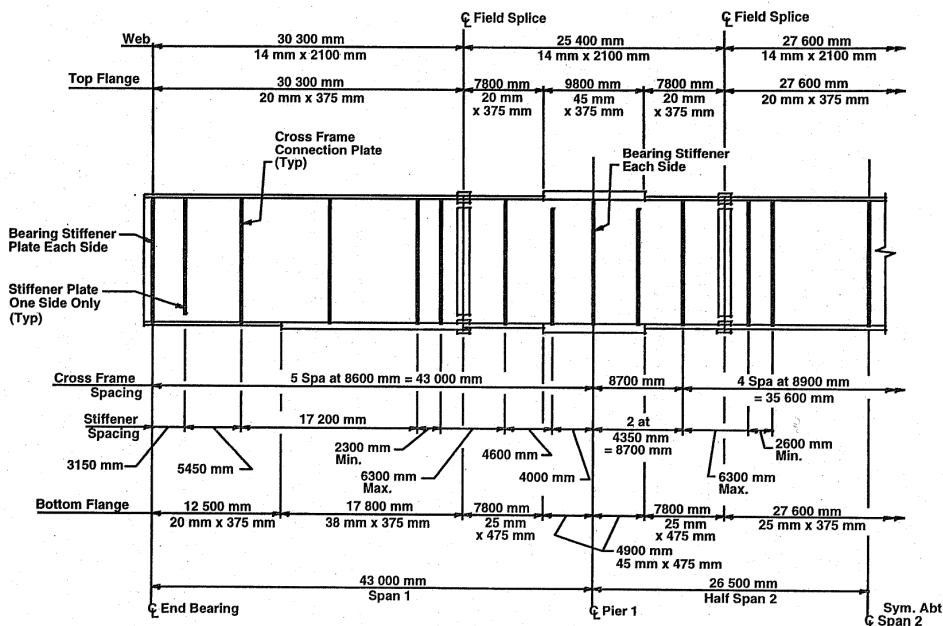
添接部はすべり限界接合として設計される。つまりボルト接合部は

- 1) 支配的な強度限界状態の荷重組合せ下で支圧抵抗、せん断抵抗を発揮できるように(条文 6.13.2.1.1)そして
- 2) SERVICE II 荷重組合せ下での永久変形使用限界状態と、コンクリート床版打設時(架設性の照査時)に滑ることがないように

断面決定される。

係数がけしない荷重(基本荷重)によって発生する側径間現場継手部(位置は Figure 3 参照)の曲げモーメントは

$$\begin{aligned}
 M_{DC_1} &= 461.0 \times 10^6 \text{ N-mm} \\
 M_{\text{deck casting}} &= 1.804 \times 10^9 \text{ N-mm (Cast \#1: Fig. 13 – from a separate analysis)} \\
 M_{DC_2} &= 59.33 \times 10^6 \text{ N-mm} \\
 M_{DW} &= 72.23 \times 10^6 \text{ N-mm} \\
 +M_{LL+IM} &= 3.396 \times 10^9 \text{ N-mm} \\
 -M_{LL+IM} &= -2.500 \times 10^9 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$



Note: Total estimated mass of structural steel = 134.90 kg/m² of deck area.

Figure 3: Elevation of Exterior Girder

図-5.1.1 外桁断面構成図

係数がけしない荷重(基本荷重)によって発生する側径間現場継手部のせん断力は

3-104

$$V_{DC_1} = -330.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{\text{deck casting}} = -298.74 \times 10^3 \text{ N (Cast \#1: Fig. 13 – from a separate analysis)}$$

$$V_{DC_2} = -42.60 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{DW} = -51.74 \times 10^3 \text{ N}$$

$$+V_{LL+IM} = 80.33 \times 10^3 \text{ N}$$

$$-V_{LL+IM} = -446.2 \times 10^3 \text{ N}$$

鋼桁断面の小さい側(添接部の右側)の断面諸元を以下にまとめる.

Steel section:

$$I_{\text{STEEL}} = 32.19 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = 27.61 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = 32.87 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

N.A. at 95.68 mm below mid-depth of the web

3n Composite section:

$$I_n = 86.57 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = 249.5 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = 48.15 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

N.A. at 361.7 mm above mid-depth of the web

n Composite section:

$$I_{3n} = 62.49 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{\text{TOP OF STEEL}} = 88.23 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{\text{BOT OF STEEL}} = 43.50 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

N.A. at 723.0 mm above mid-depth of the web

2.5.2 腹板添接の設計

この例では、腹板添接部を、最大曲げモーメントと最大せん断力が同じ荷重状態で発生するという安全側の仮定に基づき設計する。

強度限界状態の照査に対し、添接部の設計曲げモーメントとせん断力を決定する。まず強度限界状態の荷重組合せ(STRENGTH I)に対し、係数がけした荷重による添接部の最大曲げモーメントとせん断力を決定する。活荷重で発生する断面力と死荷重で発生する断面力の符号が同じ場合は、死荷重の荷重係数 γ_p として表 3.4.1-2 の最大値を適用する。

3-105

符号が逆の場合は、表 3.4.1-2 の最小値を適用する。通常将来の舗装による影響は無視され、また η は 1.0 とされることが多い。

$$M_u = 0.95[1.25(461.0 \times 10^6 + 59.33 \times 10^6) + 1.50(72.23 \times 10^6) + 1.75(3.396 \times 10^9)]$$

$$= 6.367 \times 10^9 \text{ N-mm (governs)}$$

$$M_u = 1.0[0.9(461.0 \times 10^6 + 59.33 \times 10^6) + 1.75(-2.500 \times 10^9)]$$

$$= -3.907 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 0.95[1.25(-330.6 \times 10^3 + -42.60 \times 10^3) + 1.50(-51.74 \times 10^3) + 1.75(-446.2 \times 10^3)]$$

$$= -1.259 \times 10^6 \text{ N (governs)}$$

$$V_u = 1.0[0.9(-330.6 \times 10^3 + -42.60 \times 10^3) + 1.75(80.33 \times 10^3)]$$

$$= -0.195 \times 10^6 \text{ N}$$

主桁添接部の公称曲げ抵抗値 M_n は添接部断面の小さい側の降伏モーメント M_y とし、以下の様に計算される(上フランジが支配的).

$$M_n = M_y = F_y S_{STEEL} = 345(27.61 \times 10^6)$$

$$= 9.525 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

M_n として鋼断面の降伏曲げモーメントを使用するのは、その値が添接部が負曲げ状態にさらされた場合の最大公称曲げ抵抗値と考えられるからである.

終局限界状態の設計曲げ抵抗値 M_r は以下に等しい.

$$M_r = \phi_f M_n = 1.00(9.525 \times 10^9)$$

$$= 9.525 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

垂直補剛材間隔 6300mm(Figure 3)の場合の腹板添接部の公称せん断抵抗値は以下のように計算される(条文 6.10.7.3.3b):

3-106

$$\frac{d_o}{D} = \frac{6300}{2100} = 3.0$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{(3.0)^2} = 5.56$$

$$C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_y}\right) = \frac{1.52}{(150)^2} \left(\frac{(2 \times 10^5) \times 5.56}{345}\right) = 0.2177$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_{tw} = 0.58(345)(2100)(14) = 5.833 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] = 5.833 \times 10^6 \left[0.2177 + \frac{0.87(1-0.2177)}{\sqrt{1 + 3.0^2}} \right] = 2.525 \times 10^6 \text{ N}$$

強度限界状態の係数がけされたせん断抵抗値 V_r は以下に等しい.

$$V_r = \phi_v V_n = 1.00(2.525 \times 10^6)$$

$$= 2.525 \times 10^6 \text{ N}$$

強度限界状態を照査するための設計曲げモーメント M_{DESIGN} は、以下のうち大きい方である.

$$0.75M_r = 0.75(9.525 \times 10^9) = 7.144 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

or

$$\frac{M_u + M_r}{2} = \frac{6.367 \times 10^9 + 9.525 \times 10^9}{2} = 7.946 \times 10^9 \text{ N-mm (governs)}$$

$$\therefore M_{\text{DESIGN}} = 7.946 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

強度限界状態を照査するための設計せん断力 V_{DESIGN} は、以下のうち大きい方である。

$$0.75V_r = 0.75(2.525 \times 10^6) = 1.894 \times 10^6 \text{ N (governs)}$$

or

$$\frac{V_u + V_r}{2} = \frac{|-1.259 \times 10^6| + 2.525 \times 10^6}{2} = 1.892 \times 10^6 \text{ N}$$

加えて、条文 6.13.6.1.4b によると、腹板添接部は強度限界状態において次に示す架空のせん断力に対しても設計する必要がある。そのせん断力とは、係数がけした荷重によるせん断力に設計曲げモーメント(条文

3-107

6.13.1 で定義)を乗じ、係数がけした荷重とせん断力自身によって発生するモーメントで除した値である。

$$V_u \left(\frac{M_{\text{DESIGN}}}{M_u} \right) = |-1.259 \times 10^6| \left(\frac{7.946 \times 10^9}{6.367 \times 10^9} \right) = 1.571 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\therefore V_{\text{DESIGN}} = 1.894 \times 10^6 \text{ N}$$

6.13.6.1.4b によると、腹板添接部とそのボルトは、強度限界状態において設計曲げモーメント(条文 6.13.1 で定義)のうち腹板が受け持つ分に対して設計する必要がある。この値は、 M_{DESIGN} に鋼断面全体の断面 2 次モーメントに対する腹板の断面 2 次モーメントの比を乗じて算出する。

$$I_{\text{WEB}} = 10.80 \times 10^9 + 29 \, 400(95.68)^2 = 11.07 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{STEEL}} = 32.19 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{\text{WEB}} = M_{\text{DESIGN}} \left(\frac{I_{\text{WEB}}}{I_{\text{STEEL}}} \right)$$

$$M_{\text{WEB}} = 7.946 \times 10^9 \left(\frac{11.07 \times 10^9}{32.19 \times 10^9} \right) = 2.732 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

6.13.6.1.4b ではこの曲げモーメントに、 V_{DESIGN} の偏心 e によって発生する曲げモーメントを加えるように述べている。各列 21 本のボルトが 2 列鉛直に並べられた場合を計算する。ボルト間隔を Figure 20 に示す。上下端のボルトは架設時に必要な空間を確保するため、フランジから 150mm 離している。

3-108

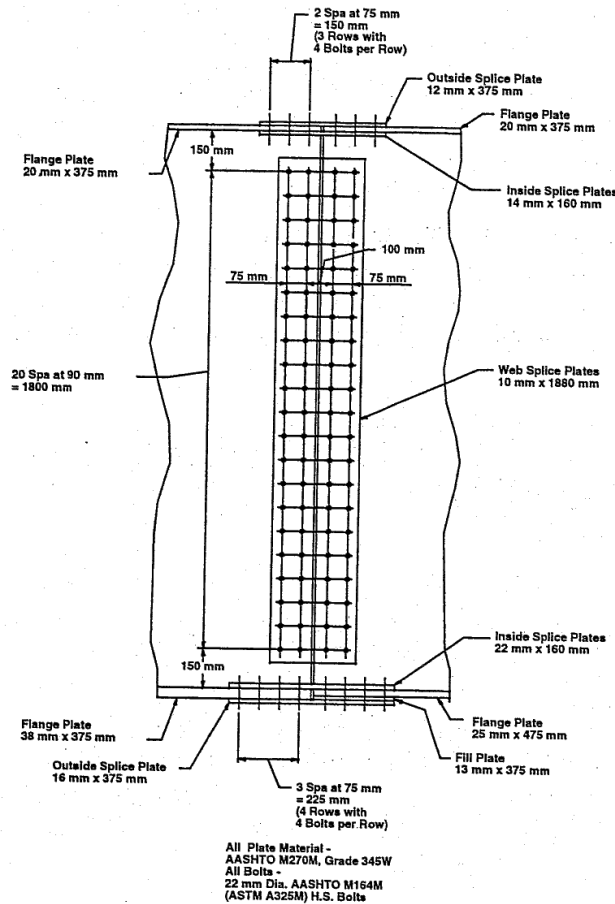


Figure 20: Field Splice - End Spans

図-5.2.1 現場添接板（端支間）

V_{DESIGN} の偏心によって発生する曲げモーメントは、添接中心から腹板片側のボルト群の重心までの距離より、以下のように計算される。

$$M_e = V_{DESIGN} (e) = 1.894 \times 10^6 \left(50 + \frac{75}{2} \right) = 165.7 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$\therefore M_{TOTAL} = M_{WEB} + M_e = 2.732 \times 10^9 + 165.7 \times 10^6 = 2.898 \times 10^9 \text{ N-mm}$$

2.5.2.1 添接板のせん断抵抗：強度限界状態

10mm×1880mm のウェブ添接板断面を仮定して、添接板の終局限界状態の設計せん断抵抗を照査する。

3-109

・全断面の降伏に関する照査

条文 6.13.5.3 によると、ウェブの添接板の係数がけされたせん断抵抗は全断面の降伏を照査することで以下のように考慮される。

$$R_r = \phi v R_n$$

$$R_n = 0.58 A_g F_y$$

せん断の場合 $\phi v = 1.00$ (条文 6.5.4.2)

$$R_r = 1.00(0.58)(10)(1880)(345)(2) = 7.524 \times 10^6 \text{ N}$$

$$1.894 \times 10^6 \text{ N} < 7.524 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・実断面の破壊に関する照査

ウェブ添接板の実断面の破壊に関する照査をするため、設計せん断抵抗に関して以下のような関係を用いる (26mm 径のボルト孔を仮定している、後述の議論を参照のこと)。

$$R_r = \phi_u R_n$$

$$R_n = 0.58 F_u A_n U$$

$$F_u = 485 \text{ MPa (表 6.4.1 - I)}$$

$$\phi_u = 0.80 \text{ (表 6.5.4.2)}$$

U = せん断遅れを考慮した低減係数 = 1.0 (添接板に対して 条文6.13.5.2)

$$A_n = 2[1880 - 21(26)]10 = 26\,680 \text{ mm}^2$$

条文 6.13.5.2.に示すように 添接板の純断面積 A_n は全断面積の85%を超えてはならない
 $= 0.85(2)(10)(1880) = 31\,960 \text{ mm}^2 \text{ ok}$

$$R_r = 0.80(0.58)(485)(26\,680)(1.0) = 6004 \times 10^6 \text{ N}$$

$$1.894 \times 10^6 \text{ N} < 6004 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・ウェブ添接板のせん断破断に関する照査(条文 6.1.3.4):

図 21 に示すようにウェブ添接板に生じる破壊面を仮定する。

3- 110

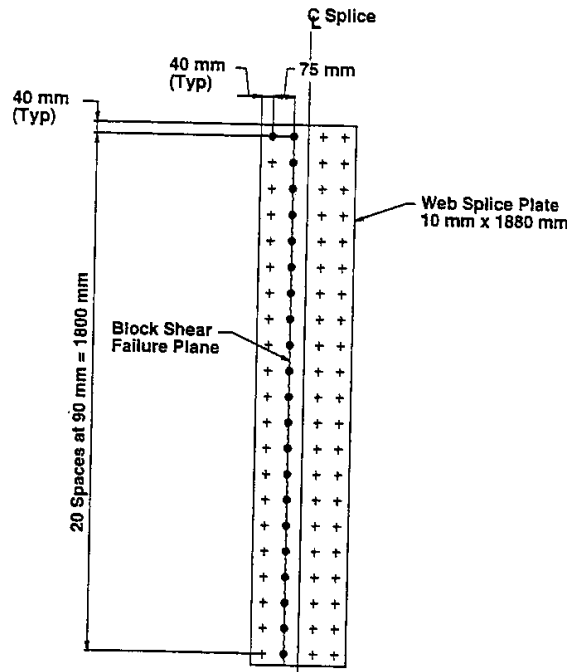


Figure 21: Block Shear Rupture - Web Splice Plate

図-5.2.2 ブロックせん断破断 (ウェブ添接板)

A_{tn} は引張応力に抵抗する純断面積である:

$$A_{tn} = 2[75 + 40 - 1.5(26)]10 = 1\,520 \text{ mm}^2$$

A_{vn} はせん断応力に抵抗する純断面積である:

$$A_{vn} = 2[1880 - 40 - 20 \cdot 5(26)]10 = 26\,140 \text{ mm}^2$$

$$A_{tn}/A_{vn} = 1\,520/26\,140 = 0.058 < 0.58$$

$$R_r = \phi_{bs}(0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg})$$

$$\phi_{bs} = 0.80 \text{ (条文6.5.4.2)}$$

A_{tg} は引張応力に抵抗する全断面積である:

$$A_{tg} = 2[75 + 40] 10 = 2300 \text{ mm}^2$$

$$R_r = 0.80[0.58(485)(26\ 140) + 345(2300)] = 6.517 \times 10^6 \text{ N}$$

$$6\ 517 \times 10^6 \text{ N} > 1.894 \times 10^6 \text{ N ok}$$

2.5.2.2 添接板の曲げ抵抗：終局限界状態

終局限界状態でのウェブ添接板全断面積の曲げ応力を照査する。断面 2 次モーメントは鋼断面の中立軸に関してとる。

$$A_{PL} = 2(10)(1880) = 37\ 600 \text{ mm}^2$$

$$I_{PL} = \frac{2(10)(1880)^3}{12} + 37\ 600(95.68)^2 = 11.42 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$c_{PL} = 940 + 95.68 = 1035.7 \text{ mm}$$

$$f_b = \frac{M_{TOTAL} \times c_{PL}}{I_{PL}} = \frac{(2.898 \times 10^9)(1035.7)}{11.42 \times 10^9} = 262.8 \text{ MPa}$$

$$262.8 \text{ MPa} < \phi_f F_y = 1.00(345) = 345 \text{ MPa ok}$$

2.5.2.3 添接板の疲労抵抗：疲労破壊限界状態

ウェブ添接板の母材の疲労応力を照査する(条文 6.13.6.1.4a)。被覆されていない暴露状態の鋼材の母材の公称疲労抵抗は疲労強度等級で B 等級(表 6.6.1.2.3-1)に分類される。滑りが決定要因となるボルト添接板の母材の照査にも同じ分類が用いられる。添接板の角は再外縁のボルトのラインよりも中立軸から遠いので、この縁の疲労照査を行う。

疲労荷重 (FATIGUE 荷重の組合せに規定された 0.75 の荷重係数が乗じられている) に動的荷重影響率を 15%に減じたものを加えた添接板部の設計曲げモーメントは以下のとおりである。

$$+M_{LL+IM} = 999.0 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$-M_{LL+IM} = -717.7 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

添接板の縁の曲げ応力度は同じ部位の桁の曲げ応力度と同じという仮定をする。応力算出にかんしては桁の全断面を用いる。また疲労荷重による正の曲げモーメントは短い期間の合成断面に適用し、疲労荷重による負の曲げモーメントは鋼断面に適用される。

3- 112

添接板の上端の疲労応力度は

$$f_{+LL+IM} = \frac{(999.0 \times 10^6)(347.0 - 20 - 110)}{86.57 \times 10^9} = 2.50 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{-LL+IM} = \frac{|-717.7 \times 10^6|(1165.7 - 20 - 110)}{32.19 \times 10^9} = 23.09 \text{ MPa (tension)}$$

添接板の下端の疲労応力度は

$$f_{+LL+IM} = \frac{(999.0 \times 10^6)(1798.0 - 25 - 110)}{86.57 \times 10^9} = 19.19 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{-LL+IM} = \frac{|-717.7 \times 10^6|(979.3 - 25 - 110)}{32.19 \times 10^9} = -18.82 \text{ MPa (compression)}$$

添接板の下端の応力範囲 (詳細な検討結果では純断面の引張応力度となる) は制御される。係数を乗じていない永続荷重 (将来のオーバーレイは無視する) の曲げモーメントによる圧縮応力が設計疲労荷重による

負の曲げモーメントによる最大引張応力の2倍より小さい場合のみ、添接板上端の疲労照査をする必要がある(条文 6.6.1.2.1).

疲労荷重 (0.75 の特別な荷重係数が乗じられている) と 15%の動的荷重影響率を加えた荷重による添接部の設計せん断力は以下ようになる.

$$+V_{LL+IM} = 24.49 \times 10^3 \text{ N}$$

$$-V_{LL+IM} = -140.9 \times 10^3 \text{ N}$$

設計疲労荷重によるせん断力が、添接板の中心からウェブの添接ボルト群の重心まで偏心していることによる曲げモーメントは以下ようになる.

$$+M = 24.49 \times 10^3 \left(50 + \frac{75}{2} \right) = 2.143 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$-M = -140.9 \times 10^3 \left(50 + \frac{75}{2} \right) = -12.33 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

3- 113

添接板の全断面を用いて、設計疲労荷重によるせん断力の偏心量により生じる、ウェブ添接板の下端の疲労応力を計算する.

$$I_{PL} = \frac{2(10)(1880)^3}{12} = 11.07 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$c_{PL} = 940 \text{ mm}$$

$$+f_{LL+IM} = \frac{(2.143 \times 10^6)(940)}{11.07 \times 10^9} = 0.18 \text{ MPa (tension)}$$

$$-f_{LL+IM} = \frac{|-12.33 \times 10^6|(940)}{11.07 \times 10^9} = -1.05 \text{ MPa (compression)}$$

よって、ウェブ添接板下端の疲労応力範囲の合計は以下ようになる.

$$\gamma(\Delta f) = +f_{LL+IM} + |-f_{LL+IM}|$$

$$+f_{LL+IM} = 19.19 + 0.18 = 19.37 \text{ MPa (tension)}$$

$$|-f_{LL+IM}| = 18.82 + 1.05 = 19.87 \text{ MPa (compression)}$$

$$\gamma(\Delta f) = +f_{LL+IM} + |-f_{LL+IM}| = 19.37 + 19.87 = 39.24 \text{ MPa}$$

式(6.6.1.2.5-1)より、公称疲労抵抗は以下のように定義される.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{1/3} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$$

先の計算より 75 年の(ADTT)_{SL} は日大型車交通量は 2880 台となった. 例題 1 に示される表を用いると疲労強度等級 B(n=1)が永久の疲労寿命と等価となる(ADTT)_{SL} は 865 台/日で 2880 台を下回る.

よって、

$$(\Delta F)_n = \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$$

疲労強度等級Bのディテールだと(ΔF)_{TH}=110.0 MPa (表6.6.1.2.5-3),

ゆえに、

$$(\Delta F)_n = \frac{110.0}{2} = 55.0 \text{ MPa}$$

式 (6.6.1.2.2-1)より

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

$$39.24 \text{ MPa} < 55.0 \text{ MPa ok}$$

2.5.2.4 腹板のボルト

条文 6.13.6.1.4a によれば、腹板添接ボルトは曲げモーメントの影響に加えて偏心したせん断によるモーメントの影響に対しても設計しなくてはならない。

強度限界状態の照査に対しては、鋼材断面の中立軸に関するボルトの極二次モーメント I_p を計算する：

$$d_{\text{TOP OF STEEL}} = 1165.7 \text{ mm}$$

上フランジの上面から 1 列目のボルトまでの距離は：

$$d_1 = 20 + 150 = 170 \text{ mm}$$

腹板中心線回りのボルトの 1 本の鉛直線あたりのモーメントは：

$$2[90^2 + 180^2 + 270^2 + 360^2 + 450^2 + 540^2 + 630^2 + 720^2 + 810^2 + 900^2] = 6.237 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

鋼材断面の中立軸に関する（添接板の片面上の）全てのボルト群の極二次モーメントは：

$$I_p = 2 \left[(6.237 \times 10^6) + 21(95.68)^2 + 21 \left(\frac{75}{2} \right)^2 \right] = 12.92 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

最外縁のボルトまでの距離は：

$$r = \sqrt{(1165.7 - 170)^2 + \left(\frac{75}{2} \right)^2} = 996.4 \text{ mm}$$

強度限界状態の照査に対して：

設計せん断力による鉛直方向ボルト力を求める：

$$P_s = \frac{V_{\text{DESIGN}}}{N_b} = \frac{1.894 \times 10^6}{42} = 45\,095 \text{ N / bolt}$$

3-115

添接板の全モーメントによる最外縁ボルトの力を求める：

$$P_M = \frac{M_{\text{TOTAL}} r}{I_p} = \frac{(2.898 \times 10^9)(996.4)}{12.92 \times 10^6} = 223\,496 \text{ N / bolt}$$

$$P_{M_v} = 223\,496 \left(\frac{75/2}{996.4} \right) = 8411 \text{ N}$$

$$P_{M_h} = 223\,496 \left(\frac{(1165.7 - 170)}{996.4} \right) = 223\,339 \text{ N}$$

この力の水平方向及び鉛直方向成分を計算する：

ボルトの合成力は：

$$P_r = \sqrt{(P_s + P_{M_v})^2 + P_{M_h}^2} = \sqrt{(45\,095 + 8411)^2 + 223\,339^2} = 229\,659 \text{ N}$$

2.5.2.4.1 せん断抵抗：強度限界状態

強度限界状態では、添接ボルトは滑りを生じ、支圧状態にあるものと仮定している。したがって、せん断面からネジ山の部分を除外すると仮定して ASTM A325M M22 高強度ボルト（22mm 径）の係数を乗じたせん断抵抗を計算する。条文 6.13.2.2 によれば、強度限界時のせん断におけるボルトの係数を乗じた抵抗 R_r

は次のように表される：

$$R_r = \phi_s R_n$$

ここに：R は条文 6.13.2.7 に規定されるせん断におけるボルトの公称抵抗力
 Φ_s はせん断における A325M の抵抗係数（条文 6.5.4.2）

力の作用線に平行に測った最外縁の両ボルトの間隔が 1270mm 以下のとき、係数を乗じた二面せん断 ($N_s=2$) のせん断抵抗力は次のように計算される：

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s$$

（注：上式は、現行規定式を見直したものを示している。式の定数は 0.50 から 0.48 に変更されている。この式は、将来の暫定版の基準に登場する。せん断面にねじ山が含まれているボルトに対しては、式の適切な定数は 0.40 から 0.38 に変更される予定である。）

3-116

ボルトの引張強度
 $F_{ub} = \text{tensile strength of the bolt} = 830 \text{ MPa}$ (Article 6.4.3.1)

$$R_n = 0.48 \left(\frac{(22)^2 \pi}{4} \right) (830)(2) = 302\,890 \text{ N}$$

せん断におけるボルトに対して（条文 6.5.4.2）

$$R_r = \phi_s R_n; \phi_s = 0.80 \text{ for bolts in shear (Article 6.5.4.2)}$$

$$R_r = 0.80(302\,850) = 242\,312 \text{ N}$$

$$229\,659 \text{ N} < 242\,312 \text{ N} \quad \text{ok}$$

2.5.2.4.2 支圧抵抗：強度限界状態

ボルトは滑りを生じ、支圧で抵抗しているものと仮定して、接合された部材のボルトの強度限界状態における支圧を照査する。添接板における最外縁のボルトの位置における厚さ 14mm の腹板の支圧抵抗は、検査された (being examined) 端面に直角な 1 本の線に並ぶ全てのボルトに基づいて計算される。この計算された抵抗力は破壊面に平行な力の成分と比較する (図 22)。

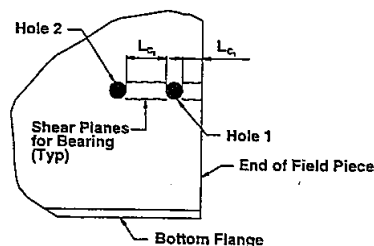


図-5.2.3 支圧抵抗に対するせん断面

標準孔に対する公称支圧抵抗力は次のように解釈される（条文 6.13.2.9）

$$\text{For } L_c \geq 2.0d: R_n = 2.4dtF_u$$

$$\text{Otherwise: } R_n = 1.2L_c tF_u$$

ここに： L_c = 支圧力方向の孔と孔の、もしくは孔と部材縁端までの内-内間隔 (mm)

F_u = 接合される鋼材の引張強度 = 485MPa (表 6.4.1-1)

d = ボルトの公称径 (mm)

t = 接合される鋼材の厚さ (mm)

水平面に沿った抵抗力の合計は：

$$R_{n_{TOTAL}} = R_{n_{HOLE1}} + R_{n_{HOLE2}}$$

3-117

前書きで述べたように、メートル単位系のボルト基準では、基準孔に対する孔の寸法は、径 24mm 以下のボルトに対してはボルト径よりも 2mm、径 24mm 以上のボルトに対しては 3mm 大きい。このように、各標準孔の幅を決定するのにボルト径に対して 3.2mm 区切りの一定幅が適用されることはもはやない。また、特大サイズや長孔に対する条文 6.8.3 で規定されているように孔の寸法に対する 1.6mm の現行の幅の区切りは、メートル単位系のテーブや定規が mm 以下の寸法を読めないので使用すべきではない。結果として、条文 6.8.3 の現在の表記は、「標準・特大・長孔の全ての孔に対する長さとは幅は、条文 6.13.2.4.2 に規定されている孔の寸法よりも設計では 2mm 大きく取るべきである」、と将来の暫定版で直ちに改められる予定である。この修正された表記は、次の計算で導入されている。したがって、M22 ボルトに対する設計計算で用いられる孔の幅は、基準では M22 ボルトに対する標準孔の寸法である 24mm、またはプラス 2mm、もしくは 26mm と解釈される。M22 ボルトが入手出来ない場合、7/8 インチ径の A325 ボルトを 24mm 径のメートル単位系孔に適合し、メートル単位系ボルトに対して代用してもよい。

孔の中心から部材の縁端までの距離は 40mm とされており、これはせん断端面に対して規定されている最小縁端距離 38mm を超過する (表 6.13.2.6.3-1)。したがって、孔の端から現場材片 (field piece) の内-内間隔 (clear distance) は次のように計算される：

$$L_{c_1} = 40 - \frac{26}{2} = 27 \text{ mm} < 2.0d = 2.0(22) = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n_{HOLE1}} = 1.2L_c t F_u = 1.2(27)(14)(485) = 220.0 \times 10^3 \text{ N}$$

水平面に沿ったボルトの中心間隔は 75mm に等しく、これは規定されている最小間隔であるボルト径の 3 倍よりも大きい (条文 6.13.2.6.1b)。したがって、隣り合う孔の内-内間隔 (clear distance) は次のように計算される：

$$L_{c_2} = 75 - 26 = 49 \text{ mm} > 2.0d = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n_{HOLE2}} = 2.4dt F_u = 2.4(22)(14)(485) = 358.5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$R_{n_{TOTAL}} = 220.0 \times 10^3 + 358.5 \times 10^3 = 578.5 \times 10^3 \text{ N}$$

条文 6.13.2.2 から、支圧接合された部材の係数を乗じた抵抗力 R_r は次のように解釈される：

$$R_r = \phi_{bb} R_n$$

ここで、 ϕ_{bb} は鋼材面におけるボルトの支圧に対する抵抗係数であり (条文 6.5.4.2)、次に等しい：

$$\phi_{bb} = 0.80$$

$$\therefore R_r = 0.80(578.5 \times 10^3) = 462.8 \times 10^3 \text{ N}$$

3-118

強度限界状態における両ボルトの水平力の合計は：

$$2(223.3 \times 10^3) = 446.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$446.6 \times 10^3 \text{ N} < 462.8 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{ok}$$

水平方向のボルトの列の間の鉛直方向の腹板鋼材面の支圧を照査する：

$$L_c = 90 - 26 = 64 \text{ mm} > 2.0d = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_n = 2.4dt F_u = 358.5 \times 10^3 \text{ N}$$

$$R_r = 0.80(358.5 \times 10^3) = 286.8 \times 10^3 \text{ N}$$

強度限界状態におけるボルト 1 本あたりの最大鉛直方向力は、 $(45.10 \times 10^3 + 8.411 \times 10^3) = 53.51 \times 10^3 \text{ N}$ となる。

$$53.51 \times 10^3 \text{ N} < 286.8 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{ok}$$

2.5.2.4.3 滑り抵抗：永久たわみ使用限界状態および施工性

SERVICE II の荷重組合せ時の永久たわみ使用限界状態，およびコンクリート床版施工時（施工性照査）における腹板ボルトのすべり抵抗を照査する。

接合部の滑りに先立ち，曲げモーメントによって生じる各ボルトの水平方向力は腹板の曲げ応力に比例する仮定は合理的である。合成桁に対し，添接板における正の曲げモーメントは適切な合成断面に作用すると仮定され，負の曲げモーメントは鋼材断面に対して作用すると仮定される。このように，接合部の滑りを防ぐことを確実にするため，異なる断面に生じる応力（モーメントよりもむしろ）が加算され，ボルトの滑り抵抗の照査に用いられる。

腹板の上縁における係数を乗じない荷重による曲げ応力は次式で示される（活荷重による負の曲げモーメントは鋼材断面に作用するものと仮定されている）：

$$f_{DC_1} = \frac{(461.0 \times 10^6)(1145.7)}{32.19 \times 10^9} = 16.41 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DECK \text{ CASTING}} = \frac{(1.804 \times 10^9)(1145.7)}{32.19 \times 10^9} = 64.21 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DC_2} = \frac{(59.33 \times 10^6)(688.3)}{62.49 \times 10^9} = 0.65 \text{ MPa (compression)}$$

3-119

$$f_{DW} = \frac{(72.23 \times 10^6)(688.3)}{62.49 \times 10^9} = 0.80 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{+LL+IM} = \frac{(3.396 \times 10^9)(327.0)}{86.57 \times 10^9} = 12.83 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{-LL+IM} = \frac{|-2.500 \times 10^9|(1145.7)}{32.19 \times 10^9} = 88.98 \text{ MPa (tension)}$$

施工性の照査に対して，床版打設時の応力には係数 $\gamma_p (=1.25)$ を乗じ， η としては安全側の 1.0 を用いる。

$$(f_w)_{top} = (1.0)(1.25)(-64.21) = -80.26 \text{ MPa}$$

SERVICE II の荷重組合せに対し，応力は次のように組み合わせられる。

$$(f_w)_{top} = 1.00(-16.41) + 1.00(-0.65) + 1.00(-0.80) + 1.30(-12.83) = -34.54 \text{ MPa}$$

$$(f_w)_{top} = 1.00(-16.41) + 1.00(-0.65) + 1.00(-0.80) + 1.30(88.98) = 97.81 \text{ MPa}$$

腹板下縁における係数を乗じない荷重による曲げ応力は次のように表される（活荷重による負の曲げモーメントは鋼材断面に作用するものと仮定されている）：

$$f_{DC_1} = \frac{(461.0 \times 10^6)(954.3)}{32.19 \times 10^9} = 13.67 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{\text{DECK CASTING}} = \frac{(1.804 \times 10^9)(954.3)}{32.19 \times 10^9} = 53.48 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DC_2} = \frac{(59.33 \times 10^6)(1411.7)}{62.49 \times 10^9} = 1.34 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DW} = \frac{(72.23 \times 10^6)(1411.7)}{62.49 \times 10^9} = 1.63 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{+LL+DM} = \frac{(3.396 \times 10^9)(1773.0)}{86.57 \times 10^9} = 69.55 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{-LL+DM} = \frac{|-2.500 \times 10^9|(954.3)}{32.19 \times 10^9} = 74.11 \text{ MPa (compression)}$$

施工性の照査に対しては：

$$(f_w)_{\text{bot}} = (1.0)(1.25)(53.48) = 66.85 \text{ MPa}$$

3-120

$$(f_w)_{\text{bot}} = 1.00(13.67) + 1.00(1.34) + 1.00(1.63) + 1.30(69.55) = 107.1 \text{ MPa (適用)}$$

$$(f_w)_{\text{bot}} = 1.00(13.67) + 1.00(1.34) + 1.00(1.63) + 1.30(-74.11) = -79.70 \text{ MPa}$$

腹板下縁における SERVICE II の曲げ応力は、正の活荷重および動的荷重影響率を適用する。

SERVICE II のせん断応力は、次のように計算される（負の活荷重は検討によって適用される）。

$$V_u = 1.00(-330.6 \times 10^3) + 1.00(-42.60 \times 10^3) + 1.00(-51.74 \times 10^3) + 1.30(-446.2 \times 10^3) = 1.005 \times 10^6 \text{ N}$$

腹板下縁における適用された曲げ応力に対して、下フランジから腹板の有効中立軸までの距離を計算すると次のように表される：

$$(f_w)_{\text{bot}} = 107.1 \text{ MPa}$$

$$(f_w)_{\text{top}} = -34.54 \text{ MPa}$$

$$(N.A.)_{\text{eff}} = 2100 \left(\frac{107.1}{107.1 + 34.54} \right) = 1587.9 \text{ mm from the bottom flange}$$

前で述べたように、ボルトの最下列は下フランジの内側から 150mm に位置する。ボルトの鉛直方向間隔は 90mm である。曲げモーメントによって生じる各ボルトの水平力の合計が腹板の曲げ応力に比例すると仮定すると、（最も高い応力の生じる列である）最下列のボルトは腹板の最外縁 195mm 分の腹板の力に抵抗しなくてはならない。この腹板の力は、最外縁 195mm に生じる平均応力に有効腹板面積を乗じることで計算される。最も外側の列の各ボルトは、水平力に等しく部分に抵抗するものと仮定する。

腹板のボルトの最下列の水平腹板力を計算すると：

$$107.1 \times \left(\frac{1587.9 - 195}{1587.9} \right) = 93.95 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{avg}} = \left(\frac{107.1 + 93.95}{2} \right) = 100.5 \text{ MPa}$$

$$P_h \text{ per row} = 100.5(195)(14) = 274\,365 \text{ N} \quad \text{ボルト 1 列あたり}$$

$$P_h \text{ per bolt} = 274\,365 / 2 = 137\,183 \text{ N} \quad \text{ボルト 1 本あたり}$$

せん断による鉛直方向ボルト力を求める (Determine) と :

$$P_s = \frac{V_u}{N_b} = \frac{1.005 \times 10^6}{42} = 23\,929 \text{ N}$$

3-121

腹板ボルト群の重心に対する添接板の中心線のせん断力の偏心による曲げモーメントは :

$$M = V_u (e) = 1.005 \times 10^6 \left(50 + \frac{75}{2} \right) = 87.94 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

有効中立軸に関する (添接板の片側における) 全ボルト群の極二次モーメントは次式で表される :

$$I_p = 2 \left[(6.237 \times 10^6) + 21(1587.9 - 1050)^2 + 21 \left(\frac{75}{2} \right)^2 \right] = 24.69 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$P_{m_h} = \frac{(87.94 \times 10^6)(1587.9 - 1050)}{24.69 \times 10^6} = 5121 \text{ N}$$

$$P_{m_v} = \frac{(87.94 \times 10^6)(75/2)}{24.69 \times 10^6} = 134 \text{ N}$$

$$P_r = \sqrt{(P_s + P_{m_v})^2 + (P_h + P_{m_h})^2} \\ = \sqrt{(23\,929 + 134)^2 + (137\,183 + 5121)^2} = 144\,324 \text{ N}$$

条文 6.13.2.2 によれば, SERVICE II (および床版打設過程における照査に対する) 荷重組合せによる係数を乗じたボルトの抵抗力 R_r は次のように解釈される :

$$R_r = R_n$$

ここで R_n は条文 6.13.2.8 に規定されるボルトの公称滑り抵抗力である. これは使用性の判定基準であるため, 抵抗係数は 1.00 と見なされる. 密着した断面に対する Class B の表面状態, 標準孔, そして 1 本のボルトあたり 2 面せん断と仮定して滑り抵抗を求めると :

$$R_n = K_b K_s N_s P_t$$

$$K_b = 1.0 \text{ (Table 6.13.2.8 - 2)}$$

$$K_s = 0.50 \text{ (Table 6.13.2.8 - 3)}$$

$$P_t = 182\,000 \text{ N (Table 6.13.2.8 - 1)}$$

$$R_r = R_n = 1.0(0.50)(2)(182\,000) = 182\,000 \text{ N}$$

$$144\,324 \text{ N} < 182\,000 \text{ N} \quad \text{ok}$$

3-122

・永久たわみ使用限界状態: 添接板

永久たわみ使用限界状態を満足させるため, 腹板の添接板における最大 SERVICE II せん断力を照査して板の局部降伏を制御する. 適用される SERVICE II せん断力は前で $1.005 \times 10^6 \text{ N}$ と算出されている.

次の関係がこの限界状態を照査するのに用いられる.

$$V_u \leq 0.58 (0.80 F_{yw} A_g)$$

ここに, F_{yw} = 腹板の規定された最小降伏応力度

A_g = 添接板の全断面積

この場合も同様に、これは使用性の判定基準であるため抵抗係数は規定されていない。

$$0.58[0.80(345)(2)(1880)(10)] = 6.019 \times 10^6 \text{ N}$$

$$1.005 \times 10^6 \text{ N} < 6.019 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

2.5.3 フランジ添接の設計

2.5.3.1 下フランジ添接部

断面の小さい方（右側の継ぎ手）を使用し、下フランジの全断面の係数がけされていない曲げ応力を決める。

下フランジ下端の係数がけされていない曲げ応力は（負の活荷重モーメントは鋼断面で受け持つと仮定する）：

$$f_{DC_1} = \frac{461.0 \times 10^6}{32.87 \times 10^6} = 14.02 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{\text{Deck Casting}} = \frac{1.804 \times 10^9}{32.87 \times 10^6} = 54.88 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DC_2} = \frac{59.33 \times 10^6}{43.50 \times 10^6} = 1.36 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DW} = \frac{72.23 \times 10^6}{43.50 \times 10^6} = 1.66 \text{ MPa (tension)}$$

3-123

$$f_{+(LL+IM)} = \frac{3.396 \times 10^9}{48.15 \times 10^6} = 70.53 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{-(LL+IM)} = \frac{|-2.500 \times 10^9|}{32.87 \times 10^6} = 76.06 \text{ MPa (compression)}$$

ウェブ下縁の係数がけされていない曲げ応力は前述のとおり以下となる：

$$f_{DC_1} = 13.67 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{\text{Deck Casting}} = 53.48 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DC_2} = 1.34 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{DW} = 1.63 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{+(LL+IM)} = 69.55 \text{ MPa (tension)}$$

$$f_{-(LL+IM)} = 74.11 \text{ MPa (compression)}$$

従って、下フランジの平均曲げ応力（添接設計で使用される）は：

$$\begin{aligned} (f_{DC_1})_{avg.} &= (13.67 + 14.02) / 2 = 13.85 \text{ MPa (tension)} \\ (f_{Deck \text{ Casting}})_{avg.} &= (53.48 + 54.88) / 2 = 54.18 \text{ MPa (tension)} \\ (f_{DC_2})_{avg.} &= (1.34 + 1.36) / 2 = 1.35 \text{ MPa (tension)} \\ (f_{DW})_{avg.} &= (1.63 + 1.66) / 2 = 1.65 \text{ MPa (tension)} \\ (f_{+(LL+IM)})_{avg.} &= (69.55 + 70.53) / 2 = 70.04 \text{ MPa (tension)} \\ (f_{-(LL+IM)})_{avg.} &= (74.11 + 76.06) / 2 = 75.09 \text{ MPa (compression)} \end{aligned}$$

強度限界状態の荷重組合せ（STRENGTH I）に対し、係数がけした荷重による下フランジの継ぎ手の最大平均曲げ応力を決定する。死荷重で発生する断面力と活荷重で発生する断面力の符号が同じ場合、死荷重の荷重係数 γ_p として（表3.4.1-2）の最大値を適用する。符号が逆の場合は、（表3.4.1-2）の最小値を適用する。通常将来の舗装の影響が無視され、 η は1.0とされることが多い。

$$\begin{aligned} f_u &= 0.95[1.25(13.85 + 1.35) + 1.50(1.65) + 1.75(70.04)] = 136.8 \text{ MPa (governs)} \\ f_u &= 1.0[0.9(13.85 + 1.35) + 1.75(-75.09)] = -117.7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3-124

強度限界状態の照査のための設計力 P_{DESIGN} は以下のとおり決める。（条文6.13.1）

$$0.75\phi_t F_y A_g = 0.75(1.00)(345)(25)(475) = 3.073 \times 10^6 \text{ N (governs)}$$

or

$$\left[\frac{f_u + \phi_t F_y}{2} \right] A_g = \left[\frac{136.8 + 1.00(345)}{2} \right] (25)(475) = 2.861 \times 10^6 \text{ N}$$

外側添接板（16mm×375mm）1枚と内側添接板（22mm×160mm）2枚について計算してみる。外側には13mm×375mmのフィラープレートがある。図23に示すように連結部の偏心は内側添接板へかかる力に補正する。

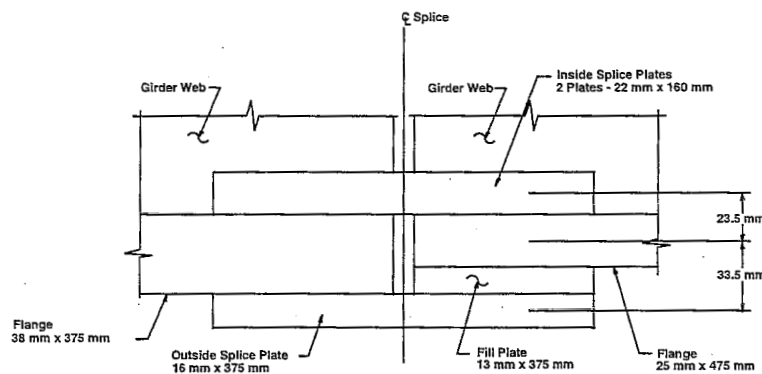


Figure 23: Eccentricity of Bottom Flange Splice Connection

図-5.3.1 下フランジのスプライス板添接の偏心

補正する要素：

$$\frac{33.5}{33.5 + 23.5} = 0.588$$

$$0.588(3.073 \times 10^6) = 1.807 \times 10^6 \text{ N}$$

外側添接板については、慣例として $3.073 \times 10^6 / 2 = 1.536 \times 10^6 \text{ N}$ を使用する。

2.5.3.1.1 添接板の引張抵抗力：強度限界状態

強度限界状態の下フランジ添接板の引張抵抗を照査する。

条文6.13.6.1.4cに示されているが、添接板の引張抵抗は条文6.13.5.2の条項により決められる。引張の抵抗値 R_r は、降伏に対する式6.8.2.1-1と破断に対する式6.8.2.1-2、または式6.13.4によって指定されるブロックせん断破壊抵抗によって与えられる値以下とする。継ぎ手部におけるフランジ純断面の小さい側のブロックせん断破壊もまた照査する。

3-125

- ・内側と外側の添接板全断面の降伏に関する照査（条文6.8.2.1）

$$R_r = P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

$$\phi_y = 0.95 \text{ (Article 6.5.4.2)}$$

$$\text{Outside: } P_r = 0.95(345)(16)(375) = 1.967 \times 10^6 \text{ N} > 1.536 \times 10^6 \text{ N ok}$$

$$\text{Inside: } P_r = 0.95(345)(2)(22)(160) = 2.307 \times 10^6 \text{ N} > 1.807 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・内側と外側の添接板純断面の破断に関する照査（条文8.2.1）

$$R_r = P_r = \phi_u F_u A_n U$$

$$F_u = 485 \text{ MPa (Table 6.4.1-1)}$$

$$\phi_u = 0.80 \text{ (Article 6.5.4.2)}$$

$$U = \text{reduction factor to account for shear lag} = 1.0 \text{ for splice plates (Article 6.13.5.2)}$$

添接板の純断面積 A_n を計算するために、各添接板の幅方向に4本のM22（直径22mm）のボルトを配置すると仮定する。ここでも、前に述べたように各孔の幅は、直径22mmのボルトにおける標準孔径24mm（表6.13.2.4.2-1）では2mm足したのを使用する。条文6.13.5.2に示すように、添接板の純断面積 A_n は板の総断面積の85%を超えてはならない。

$$\text{Outside: } A_n = 16(375) - (4 \times 26 \times 16) = 4336 \text{ mm}^2$$

$$0.85A_g = 0.85(16)(375) = 5100 \text{ mm}^2 > 4336 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_n = 4336 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 0.80(485)(4336)(1.0) = 1.682 \times 10^6 \text{ N} > 1.536 \times 10^6 \text{ N ok}$$

$$\text{Inside: } A_n = 2(22)(160) - (4 \times 26 \times 22) = 4752 \text{ mm}^2$$

$$0.85A_g = 0.85[2(22)(160)] = 5984 \text{ mm}^2 > 4752 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_n = 4752 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 0.80(485)(4752)(1.0) = 1.844 \times 10^6 \text{ N} > 1.807 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・内側と外側の添接板のブロックせん断破壊に関する照査（条文6.13.4）

図24に示すように、内側と外側の添接板のボルトの配置と想定ブロックせん断破壊面を仮定する。

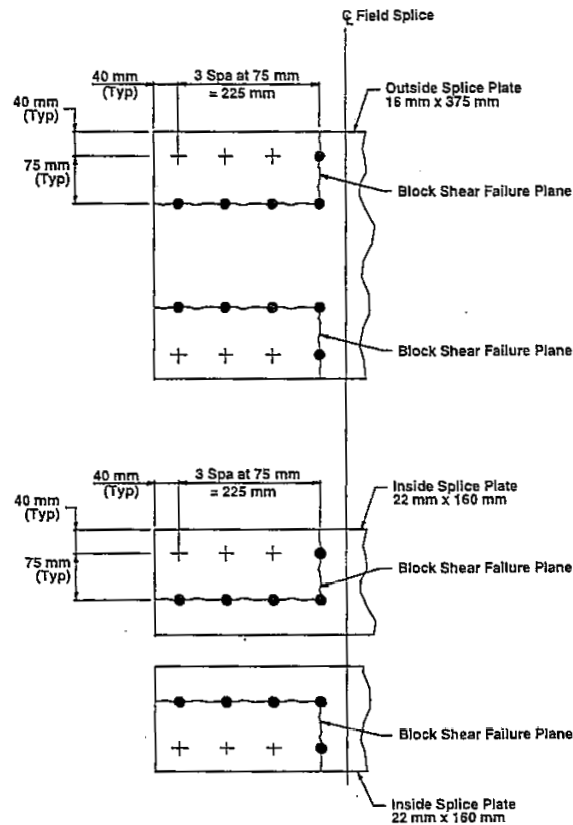


Figure 24: Block Shear Rupture - Bottom Flange Splice Plates

図-5. 3. 2 ブロックせん断破壊（下フランジのスプライス板）

3-126

外側の添接板を照査する：

A_{tn} = 引張応力に抵抗する切断面に沿った純断面積

$$A_{tn} = 2[75 + 40 - 1.5(26)]16 = 2432 \text{ mm}^2$$

A_{vn} = せん断応力に抵抗する切断面の純断面積

$$A_{vn} = 2[3(75) + 40 - 3.5(26)]16 = 5568 \text{ mm}^2$$

$$A_{tn} / A_{vn} = 2432 / 5568 = 0.44 < 0.58$$

$$\therefore R_r = \phi_{bs} (0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg})$$

$$\phi_{bs} = 0.80 \text{ (Article 6.5.4.2)}$$

3-127

A_{tg} は引張応力に抵抗する面の全断面積である。

$$A_{tg} = 2[75 + 40]16 = 3680 \text{ mm}^2$$

$$R_r = 0.80[0.58(485)(5568) + 345(3680)] = 2.269 \times 10^6 \text{ N} > 1.536 \times 10^6 \text{ N} \text{ ok}$$

内側の添接板を照査する。

$$A_{tn} = 2[75 + 40 - 1.5(26)]22 = 3344 \text{ mm}^2$$

$$A_{vn} = 2[3(75) + 40 - 3.5(26)]22 = 7656 \text{ mm}^2$$

$$A_{tn} / A_{vn} = 3344 / 7656 = 0.44 < 0.58$$

$$A_{tg} = 2[75 + 40]22 = 5060 \text{ mm}^2$$

$$R_r = 0.80[0.58(485)(7656) + 345(5060)] = 3.119 \times 10^6 \text{ N} > 1.807 \times 10^6 \text{ N} \text{ ok}$$

・上フランジ (原文は小さい方のフランジの添接板)のせん断破断について(条文 6.13.4):

図-5. 3. 3 のボルト配置とせん断破断モードを仮定する:

3-128

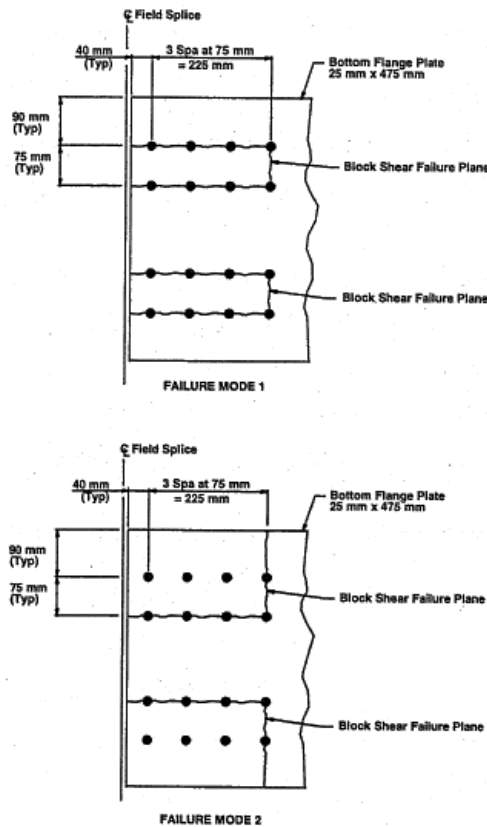


Figure 25: Block Shear Rupture - Bottom Flange Plate

図-5. 3. 3 ブロックせん断破壊(下フランジ)

破断モード1:

$$A_{tn} = 2[75 - 26]25 = 2450 \text{ mm}^2$$

$$A_{vn} = 4[3(75) + 40 - 3.5(26)]25 = 17\,400 \text{ mm}^2$$

$$A_{tn} / A_{vn} = 2450 / 17\,400 = 0.14 < 0.58$$

$$\therefore R_r = \phi_{bs} (0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg})$$

A_{tg} は引張応力に抵抗する面の全断面積である.

$$A_{tg} = 2(75)(25) = 3750 \text{ mm}^2$$

$$R_r = 0.80[0.58(485)(17\,400) + 345(3750)] = 4.951 \times 10^6 \text{ N} > 3.073 \times 10^6 \text{ N} \text{ ok}$$

破断モード2:

$$A_m = 2[75 + 90 - 1.5(26)]25 = 6300 \text{ mm}^2$$

$$A_{vm} = 2[3(75) + 40 - 3.5(26)]25 = 8700 \text{ mm}^2$$

$$A_m / A_{vm} = 6300 / 8700 = 0.72 > 0.58$$

$$\therefore R_r = \phi_{bs} (0.58F_y A_{vg} + F_u A_m)$$

A_{vg} はせん断応力に抵抗する面の総断面積である。

$$A_{vg} = 2[3(75) + 40]25 = 13250 \text{ mm}^2$$

$$R_r = 0.80[0.58(345)(13250) + 485(6300)] = 4.565 \times 10^6 \text{ N} > 3.073 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

・上フランジ (原文は小さい方のフランジの添接板)の純断面の破断について(条文 6.8.2.1):

$$A_n = [(25 \times 475) - (4 \times 26 \times 25)] = 9275 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 0.80(485)(9275)(1.0) = 3.599 \times 10^6 \text{ N} > 3.073 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

2.5.3.1.2 添接板の圧縮抵抗力：強度限界状態

下フランジ添接板の強度限界状態での圧縮抵抗力を照査する。

条文 6.13.6.1.4c の解説によると、添接板の場合は圧縮時の支持間隔を 0 としてよい(訳注:降伏荷重まで座屈しないで抵抗できる)。添接板は全断面積の降伏に対する照査で問題ないことを既に示しており、そのため、この添接板の圧縮抵抗力も設計荷重より大きく照査を満足する。

2.5.3.1.3 添接板の疲労抵抗力：疲労破壊限界状態

滑りが限界となる接合の下フランジ添接板母材の疲労時作用応力を照査する。

詳細検討より、下フランジには引張応力が支配的である。係数がけした疲労荷重(FATIGUE 荷重組合せ用の荷重係数 0.75 を掛けている)と 15%の動的荷重影響率を考慮した荷重により添接板位置に作用するモーメント力は、

$$+M_{LL+IM} = 999.0 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$-M_{LL+IM} = -717.7 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

3-130

疲労の照査ではフランジに作用する平均応力ではなく最大応力を使用する。全断面に作用する下フランジ最大応力は(鋼断面に負の疲労荷重モーメントが作用していると仮定している)。

$$+f_{LL+IM} = \frac{999.0 \times 10^6}{48.15 \times 10^6} = 20.75 \text{ MPa} \quad (\text{tension})$$

$$-f_{LL+IM} = \frac{-717.7 \times 10^6}{32.87 \times 10^6} = -21.83 \text{ MPa} \quad (\text{compression})$$

$$\gamma(\Delta f) = +f_{LL+IM} + |-f_{LL+IM}| = 20.75 + |-21.83| = 42.58 \text{ MPa}$$

既出の計算より:疲労区分 B 詳細の $(\Delta F)_n = 55.0 \text{ MPa}$
フランジに作用する応力より作用力の範囲を算出する。

$$\Delta P_{FLG} = 42.58(25)(475) = 505\,638 \text{ N}$$

外側添接板の疲労時作用荷重と疲労時作用応力は、

$$\Delta P = \frac{505\,638}{2} = 252\,819 \text{ N}$$

$$\Delta f = \frac{252\,819}{(16)(375)} = 42.14 \text{ MPa} < 55.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

内側添接板の疲労時作用荷重と疲労時作用応力は、

$$\Delta P = (0.588)(505\,638) = 297\,315 \text{ N}$$

$$\Delta f = \frac{297\,315}{2(22)(160)} = 42.23 \text{ MPa} < 55.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.5.3.1.4 永久変形使用限界状態：添接板

永久変形使用限界状態を満足させ、板の局所的な降伏を制御するため、SERVICE II で下フランジ添接板に作用する荷重を確認する。SERVICE II で下フランジに作用する支配的な曲げ応力は、

$$f_f = 1.00 f_{DC_1} + 1.00 f_{DC_2} + 1.00 f_{DW} + 1.30(f_{LL+IM})$$

$$(f_f)_{\text{avg.}} = 1.00(13.85) + 1.00(1.35) + 1.00(1.65) + 1.30(70.04) = 107.9 \text{ MPa (tension)}$$

3-131

以下の照査式がこの照査に用いられる。（条文 6.10.3.2 を参照、前述の理由からこの設計例には R_b が追加されている）

$$f_f < 0.80 R_b R_h F_{yf}$$

主桁は同一材料なので、 R_h は 1.0 となる。フランジが引張となるため、 R_b も 1.0 となる。この照査は使用性の照査のため、抵抗係数は規定しない。

フランジの全断面に作用する力を計算する：

$$P_{FLG} = 107.9(25)(475) = 1.281 \times 10^6 \text{ N}$$

外側フランジ添接板の SERVICE II の応力は：

$$f = \frac{1.281 \times 10^6}{2(16)(375)} = 106.75 \text{ MPa} < 0.80(1.0)(1.0)(345) = 276.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

内側フランジ添接板の SERVICE II の応力は：

$$f = \frac{0.588(1.281 \times 10^6)}{2(22)(160)} = 107.0 \text{ MPa} < 0.80(1.0)(1.0)(345) = 276.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.5.3.1.5 フランジボルト

・せん断抵抗：強度限界状態

ボルト添接が滑り支圧に移行したことを仮定した強度限界状態を満足することが要求される下フランジ添接板のボルト本数を決定する。ASTM A325M M22 の高力ボルト（直径 22mm）の係数がけしたせん断抵抗（せん断抵抗面からねじ山を除く仮定）は前に計算したように：

$$R_r = 242\,312 \text{ N}$$

必要ボルト本数は：

$$N = \frac{1.807 \times 10^6}{\left(\frac{242\,312}{2}\right)} = 14.9 \text{ bolts; use 16 bolts (4 rows of 4 bolts each)}$$

・軸受け抵抗：強度限界状態

前述のウェブの添接板の設計で説明したように、強度限界状態におけるフランジのボルトの軸受けの照査を行う（条文 6.13.2.9）。

緑端距離 40mm を仮定して、ボルト孔の端部と添接板端部間の純間隔は

$$L_{c_1} = 40 - \frac{26}{2} = 27 \text{ mm} < 2.0d = 2.0(22) = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n_{HOLE1}} = 1.2L_c t F_u = 1.2(27)(25)(485) = 392.9 \times 10^3 \text{ N}$$

ボルトの中心間隔は 75mm である。よって、隣接するボルト孔の純間隔を計算すると

$$L_{c_2} = 75 - 26 = 49 \text{ mm} > 2.0d = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n_{OTHER HOLES}} = 2.4 dt F_u = 2.4(22)(25)(485) = 640.2 \times 10^3 \text{ N}$$

$$R_{n_{TOTAL}} = [392.9 \times 10^3 + 3(640.2 \times 10^3)] = 2.314 \times 10^6 \text{ N}$$

$$R_r = \phi_{bb} R_n = 0.80(2.314 \times 10^6) = 1.851 \times 10^6 \text{ N per row}$$

強度限界状態における一列のボルトの作用力を計算すると

$$3.073 \times 10^6 / 4 = 768\,250 \text{ N} < 1.851 \times 10^6 \text{ N ok}$$

・すべり抵抗：永久変形使用限界状態と建設性能

SERVICE II 荷重組合せでの使用限界状態およびコンクリート床版打設時（どちらが支配的か）の永久変形に対するボルトのすべり抵抗の照査をする。

それぞれ解析した結果より、SERVICE II 荷重組合せによるフランジ全断面積の平均力の方が床版打設時の係数がけされた平均力よりも大きいことが分かった。前に、SERVICE II 荷重組合せによる下フランジの作用力は $1.281 \times 10^6 \text{ N}$ と計算された。内側の添接板内の作用力は補正する。よって：

$$P = (0.588)1.281 \times 10^6 = 753\,228 \text{ N}$$

クラス B で標準的なボルト孔の公称すべり抵抗は 2 面せん断として前に決定した：

$$R_r = 182\,000 \text{ N / bolt}$$

∴ 1面せん断では

$$R_r = 182\,000 \text{ N} / 2 = 91\,000 \text{ N / bolt}$$

よって強度限界状態のせん断力でボルト本数を決定する。16本の 22mm 径のボルトを用いる。

$$N = \frac{P}{R_r} = \frac{753\,228}{91\,000} = 8.3 < N = 16 \text{ ok}$$

2.5.3.2 上フランジ添接部

より小さい断面（添接板の右側）を用いて、上フランジの全断面に作用する係数がけされていない曲げ応力を決定する。上フランジの上端の係数がけされていない曲げ応力は（鋼断面に負の活荷重曲げモーメントが作用すると仮定している）

$$f_{DC_1} = \frac{461.0 \times 10^6}{27.61 \times 10^6} = 16.70 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{\text{Deck Casting}} = \frac{1.804 \times 10^9}{27.61 \times 10^6} = 65.34 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DC_2} = \frac{59.33 \times 10^6}{88.23 \times 10^6} = 0.67 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DW} = \frac{72.23 \times 10^6}{88.23 \times 10^6} = 0.82 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{+(LL+IM)} = \frac{3.396 \times 10^9}{249.5 \times 10^6} = 13.61 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{-(LL+IM)} = \frac{|-2.500 \times 10^9|}{27.61 \times 10^6} = 90.55 \text{ MPa (tension)}$$

ウェブ上端の係数がけされていない曲げモーメントは前に計算したとおり：

3-134

$$f_{DC_1} = 16.41 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{\text{Deck Casting}} = 64.21 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DC_2} = 0.65 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{DW} = 0.80 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{+(LL+IM)} = 12.83 \text{ MPa (compression)}$$

$$f_{-(LL+IM)} = 88.98 \text{ MPa (tension)}$$

よって、上フランジの平均曲げ応力（添接板の設計に用いた）は：

$$(f_{DC_1})_{\text{avg.}} = (16.70 + 16.41) / 2 = 16.56 \text{ MPa (compression)}$$

$$(f_{\text{Deck Casting}})_{\text{avg.}} = (65.34 + 64.21) / 2 = 64.78 \text{ MPa (compression)}$$

$$(f_{DC_2})_{\text{avg.}} = (0.67 + 0.65) / 2 = 0.66 \text{ MPa (compression)}$$

$$(f_{DW})_{\text{avg.}} = (0.82 + 0.80) / 2 = 0.81 \text{ MPa (compression)}$$

$$(f_{+(LL+IM)})_{\text{avg.}} = (13.61 + 12.83) / 2 = 13.22 \text{ MPa (compression)}$$

$$(f_{-(LL+IM)})_{\text{avg.}} = (90.55 + 88.98) / 2 = 89.77 \text{ MPa (tension)}$$

強度限界状態の組合せ（SERVICE I）を制御するために、係数がけされた荷重により上フランジの添接板位置の最大平均曲げ応力を決定する。下フランジの添接板の例で示したのと同じ方法で荷重係数を適用する。

$$f_u = 0.95[1.25(-16.56 - 0.66) + 1.50(-0.81) + 1.75(-13.22)] = -43.58 \text{ MPa}$$

$$f_u = 1.0[0.9(-16.56 - 0.66) + 1.75(89.77)] = 141.60 \text{ MPa (governs)}$$

以下に示すように強度限界状態設計照査のために設計力 P_{DESIGN} を決定する。（条文 6.13.1）

$$0.75\phi_f F_y A_g = 0.75(1.00)(345)(20)(375) = 1.941 \times 10^6 \text{ N (governs)}$$

or

$$\left[\frac{f_u + \phi_f F_y}{2} \right] A_g = \left[\frac{141.60 + 1.00(345)}{2} \right] (20)(375) = 1.825 \times 10^6 \text{ N}$$

1 枚の 12mm×375mm の外側添接板と 2 枚の 14mm×160mm の内側添接板で試す。

2.5.3.2.1 添接板の引張抵抗力：強度限界状態

各添接板の幅に渡って4本のM22（直径22mm）ボルトが配置されているものと仮定して、強度限界状態における上フランジの添接板の引張抵抗を照査する。桁の添接部の、より小さい方のフランジ板の純断面に関するブロックせん断破断および割れを照査する。

- ・内側および外側の添接板の全断面に関する降伏に対して（条文6.8.2.1）：

$$P_r = 0.95(345)[2(14)(160) + 12(375)] = 2.943 \times 10^6 \text{ N} > 1.941 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・内側および外側の添接板の純断面に関する割れに対して（条文6.8.2.1）：

$$A_n = [2(14)(160) + 12(375)] - [(4 \times 26 \times 14) + (4 \times 26 \times 12)] = 6276 \text{ mm}^2$$

$$0.85A_g = 0.85[2(14)(160) + 12(375)] = 7633 \text{ mm}^2 > 6276 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_n = 6276 \text{ mm}^2$$

$$P_r = 0.80(485)(6276)(1.0) = 2.435 \times 10^6 \text{ N} > 1.941 \times 10^6 \text{ N ok}$$

- ・ブロックせん断破断に対して（条文6.13.4）：

前述した下フランジの添接に対するものと同様に、個々の計算は、添接板でもフランジでもブロックせん断破断が支配的にはならない。

- ・桁の添接部における、より小さい方のフランジ純断面の割れに対して（条文6.8.2.1）：

$$P_r = 0.80(485)[20(375) - (4 \times 26 \times 20)](1.0) = 2.103 \times 10^6 \text{ N} > 1.941 \times 10^6 \text{ N ok}$$

2.5.3.2.2 添接板の圧縮抵抗力：強度限界状態

強度限界状態における上フランジの添接板の圧縮抵抗を照査する。

条文6.13.6.1.4cの注釈によると、圧縮に対し、添接板に対しては固定点間距離をゼロと仮定して良い。したがって、前述において添接板は全断面降伏に対して満足するので、添接板の圧縮抵抗は設計断面力にも十分抵抗できる。

2.5.3.2.3 添接板の疲労抵抗力：疲労および疲労破壊限界状態

すべりが支配的な接合部の上フランジ添接板の母材における疲労応力を照査する。

疲労の照査では、平均フランジ応力より最大フランジ応力が用いられる。全断面に関して係数を乗じた疲労荷重に動的荷重影響率15%を加算して計算された上フランジの最大応力（負の疲労荷重モーメントが鋼断面に適用されると仮定）は：

3-136

$$+f_{LL+IM} = \frac{999.0 \times 10^6}{249.5 \times 10^6} = 4.00 \text{ MPa (compression)}$$

$$-f_{LL+IM} = \frac{|-717.7 \times 10^6|}{27.61 \times 10^6} = 25.99 \text{ MPa (tension)}$$

検討によると、係数を乗じない永久荷重による上フランジの圧縮力は、係数を乗じた負の疲労荷重モーメントによるフランジの引張力の2倍以下となる。よって、疲労照査が必要である。

$$\gamma(\Delta f) = +f_{LL+IM} + (-f_{LL+IM}) = 4.00 + 25.99 = 29.99 \text{ MPa}$$

前述の計算より：分類Bのディテールに対して $(\Delta F)_n = 55.0 \text{ MPa}$
計算で求められたフランジの応力範囲からフランジ力範囲を求める：

$$\Delta P_{FLG} = 29.99(20)(375) = 224\,925 \text{ N}$$

個々の添接板の力を求めるための次の方法は、内側の板の全面積が外側の板の全面積の約90%以内でかつ

添接部において偏心のない場合のフランジの添接板に適用出来るものと考えられる。外側添接板の疲労による作用力および応力範囲は：

$$\Delta P = \frac{224\,925}{2} = 112\,463 \text{ N}$$

$$\Delta f = \frac{112\,463}{(12)(375)} = 24.99 \text{ MPa} < 55.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

内側添接板の疲労による作用力および応力範囲は：

$$\Delta P = 112\,463 \text{ N}$$

$$\Delta f = \frac{112\,463}{2(14)(160)} = 25.10 \text{ MPa} < 55.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.5.3.2.4 永久たわみ使用限界状態：添接板

永久たわみ使用限界状態を満足するため、板の局部降伏を制御するための上フランジの添接板の SERVICE II の力を照査する。上フランジにおける支配的となる平均 SERVICE II 曲げ応力は次のように計算される：

3-137

$$f_f = 1.00 f_{DC_1} + 1.00 f_{DC_2} + 1.00 f_{DW} + 1.30(f_{LL+IM})$$

$$(f_f)_{\text{avg.}} = 1.00(-16.56) + 1.00(-0.66) + 1.00(-0.81) + 1.30(89.77) = 98.67 \text{ MPa (tension)}$$

フランジの総断面に関する力を計算する：

$$P_{FLG} = 98.67(20)(375) = 740\,025 \text{ N}$$

外側添接板の SERVICE II 応力は：

$$f = \frac{740\,025}{2(12)(375)} = 82.23 \text{ MPa} < 0.80(1.0)(1.0)(345) = 276.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

内側添接板の SERVICE II 応力は：

$$f = \frac{740\,025}{2(2)(14)(160)} = 82.59 \text{ MPa} < 0.80(1.0)(1.0)(345) = 276.0 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

2.5.3.2.5 フランジのボルト

前述の下フランジの添接に対するボルトの設計で示した方法に従う：

・せん断抵抗：強度限界状態

強度限界状態の係数を乗じたせん断抵抗を満足する上フランジ添接の必要ボルト本数は：

$$N = \frac{1.941 \times 10^6}{242\,312} = 8.01 \text{ bolts; use 12 bolts (3 rows of 4 bolts each)}$$

・支圧抵抗：強度限界状態

強度限界状態におけるフランジ材料に関するボルトの支圧を照査する：

3-138

縁端距離を 40mm と仮定すると、孔の縁から添接板の縁までの内-内の距離は：

$$L_{c_1} = 40 - \frac{26}{2} = 27 \text{ mm} < 2.0d = 2.0(22) = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n_{\text{HOLE1}}} = 1.2 L_{c_1} t F_u = 1.2(27)(20)(485) = 314.3 \times 10^3 \text{ N}$$

ボルトの中心間隔は 75mm である。したがって、隣接する孔の縁の内-内の距離は次のように求められる：

$$L_{c_2} = 75 - 26 = 49 \text{ mm} > 2.0d = 44 \text{ mm}$$

$$\therefore R_{n \text{ OTHER HOLES}} = 2.4dtF_u = 2.4(22)(20)(485) = 512.2 \times 10^3 \text{ N}$$

$$R_{n \text{ TOTAL}} = [314.3 \times 10^3 + 2(512.2 \times 10^3)] = 1.339 \times 10^6 \text{ N}$$

$$R_r = \phi_{bb} R_n = 0.80(1.339 \times 10^6) = 1.071 \times 10^6 \text{ N per row}$$

強度限界状態におけるボルト 1 列の力の合計は：

$$1.941 \times 10^6 / 4 = 485\,250 \text{ N} < 1.071 \times 10^6 \text{ N} \quad \text{ok}$$

・すべり抵抗：永久たわみ使用限界状態および施工性に対して
SERVICE II 荷重組合せの元での永久たわみ使用限界状態と、コンクリート床版の施工中に対して支配的なケースでボルトの滑り抵抗を照査する。

個々の計算により、SERVICE II 荷重組合せによるフランジの総断面に関する平均の力が床版の施工過程による係数を乗じた平均力よりも大きい。前述より、上フランジの SERVICE II の力は 740 025 N であった。よって、十分な滑り抵抗を与えるのに必要ボルト本数は次のように計算される：

$$N = \frac{740\,025}{182\,000} = 4.1 \text{ Bolts} < N = 12 \quad \text{ok}$$

したがって、ボルトの本数は強度限界状態におけるせん断によって支配される。ボルト径は 12-22mm のものを使用すること。

参考文献

- 1) Four LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges (SI units) : Vol. II, Chap.1A, HIGHWAY STRUCTURES DESIGN ANDBOOK, HDR Engineering, Inc.