

Br. 68-01

本州四国連絡架橋調査
材 料 構 造 調 査
調査資料 No. 58

土木研究所資料

第 399 号

直交異方性鋼床版橋設計便覧

昭和43年7月

建設省 土木研究所

本書を利用するにあたっての注意

この "Design Manual for Ortho-tropic Steel Deck Bridges" の
Plate

ほん訳および印刷については出版元の AISC から許可を得
ておりませんが、この種のほん訳および印刷はこれを研究
資料として使用する場合にはぎり製作者、出版元の許可を
得なくてもなんら問題がないとの見解を科学技術情報セン
ター翻訳課から得ております。

したがって本書を利用される各位においてはその使用内
容に十分注意されるようお願いいたします。

昭和 43 年 10 月 3 日

建設省土木研究所

橋梁研究室

要 旨

この便覧は1963年にAISCから発行された "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" の全訳である。

このDesign ManualはW. PelicanとM. Esslingerの直交異方性版理論による鋼床版橋の設計方法を実際に使用する上でさらに便利な形にAASHTOの基準にしたがってまとめたものである。

Key Words

鋼床版, 直交異方性版

ま え が き

鋼床版を用いた橋梁は近年ますます増える傾向にあり，橋梁研究室でも研究課題の一つに鋼床版の設計に関する問題を取り扱っている。

1963年にAISC (American Institute of Steel Construction) から出版された "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" は，主としてドイツの文献を参考にして書かれたものであるが，鋼床版の設計に関する参考書としてはきわめて有用なものである。

橋梁研究室では鋼床版の設計に関する研究を遂行するうえでの省内用の業務資料としてこれを翻訳しておけば非常に便利であるという考えからこの資料を作成した。

上記原本は約220ページに及ぶ膨大なものであるが，この資料はこの原本のほぼ全文をそのまま翻訳しており，わが国における種々の事情を考慮した補筆・訂正は行なっていない。

翻訳は主として橋梁研究室の主任研究員太田実が行ない，一部の手直しや全体を通じての用語の統一などのとりまとめおよび校正は橋梁研究室の研究員藤原稔が田平武輔氏の助力のもとに行なった。

昭和43年7月

橋梁研究室	国	広	哲	男
	太	田		実
	藤	原		稔

Design Manual for

ORTHOTROPIC STEEL PLATE DECK BRIDGES

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION
101 PARK AVENUE, NEW YORK 17, NEW YORK



Copyright, 1963

by

American Institute of Steel Construction, Inc.

Price: \$10.00

*All rights reserved. This book or any part thereof
must not be reproduced in any form without the
written permission of the publisher.*

PRINTED IN THE UNITED STATES OF AMERICA

序

一般に“直交異方性版”構造物として知られている鋼床版を用いた橋梁がヨーロッパにおいて開発され、またアメリカの技術者達も長大径間の道路橋に対して鋼床版を用いることが有利であることを認識するにおよんで、鋼床版という近代的様式の理論と実際について総合的にとりまとめる必要が生じた。もっとも、今までにも諸外国の文献の中に鋼床版に関する報告が散見される程度にはあった。アメリカの技術者の要望にこたえて、AISCは顧問技師 Roman Wolchuk 氏に、本便覧の原稿の準備を依頼した次第である。

この種の工学書をまとめるためにはとかくおびただしい量の個人的業務を余儀なくさせられるものであるが、この点、Wolchuk 氏は巧みにこの仕事を処理されたものであり、このことに対して当協会は彼に深く感謝の意を表するものである。

本書“直交異方性鋼床版橋設計便覧”は、鋼床版を用いた新しいタイプの鋼橋についての実例の集大成を試みたものであり、橋梁技術者に対してこの種の構造物の設計基準ならびに設計法を提供しようとするものである。

本書に包含される資料は、つぎの3つに大別される。すなわち、

第1章～第6章では、鋼床版を用いた橋梁についての一般的な考察を行なうとともにそれぞれの場合について、構造的な挙動および理論の概要をのべ、さらに鋼床版の実際的な設計法についてのべている。

第7章および第8章では、鋼床版および表面舗装の構成について論じている。

第9章～第11章および附録I、IIでは設計基準および実用設計手順の詳細について数値計算例をあげてのべている。附録IにはAASHOの設計基準による鋼床版設計図表が示されており、また附録IIには鋼床版の弾性安定を換算するための各種公式をあげた。

第3、4、5章で扱う鋼床版設計法はDr.-Ing. Walter Pelikan教授およびDr.-Ing. Maria Esslinger氏によって開発され、“Forschungsheft Nr. 7, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, 1957”に掲載されたものである。本資料の使用を承諾されたことに対しドイツのグスタフスブルグのM. A. N. 社に深謝の意を表する。

上記資料を本便覧の目的にあうように適用するために、Wolchuk 氏は、鋼床版設計が完全に実用化できるような新たな公式を取り入れることによって、Pelikan, Esslinger 両氏の理論を一步拡張・展開せしめた。新しく取り入れられた公式あるいは手順としては、開リブの設計における版のたわみの影響の計算、閉リブの数値計算を簡単にするための簡略公式、弾性床桁の剪断力の計算、あるいはまた、剛性の等しくない床桁に支持された床版の多くの場合における重い床桁の影響の計算、などがある。

設計は、床版荷重の一般的な場合について本書第3、4、5、6章に示した諸公式によってもよいし、またAASHO基準の標準荷重に対する図表によってもよい。一般公式による計算では多大の数値計算が必要であり、とくに閉リブを有する床版の計算においては膨大な計算量となるが、図表による設計は比較的簡単で、一般的に適用が容易である。

鋼床版の設計ならびに細目に関して本書が取り上げたものはさしあたっての要求に応ずるための暫定的なものにすぎない。アメリカにおいてもっと有利に鋼床版を利用するために、さらに進んだ方式が、実際面を通して開発されることを期待したい。

AISCは、本書の原稿を監修され、また多くの批判と有益な情報とを提供して本書を一層価値あるものとされた方々に対し、謝意を表する。とくに、W. Pelikan, K. Kloeppel教授, M. Esslinger氏、およびJ. G. Bouwkamp教授に対しては彼等が本書の原稿を作成するに当たってなされた諸研究に対し、またR. M. Mayrbaur I氏にはWolchuk氏を助けて、本書の準備、出版の任に当たられたことに対し、感謝する。

1962年11月

AISC.

目 次

序 記 号

第1章 概説 構造様式 鋼床版橋の経済性

1.1 概説, 適用	1
1.1.1 緒 言	1
1.1.2 鋼床版構造の発達	2
1.1.3 適 用	3
1.1.3.1 桁 橋	3
1.1.3.2 斜張橋	5
1.1.3.3 吊 橋	6
1.1.3.4 アーチ橋	8
1.1.3.5 トラス橋	9
1.1.3.6 可動橋	9
1.1.3.7 鉄道橋	10
1.2 鋼床版橋の構造様式	11
1.2.1 従来の橋梁との比較	11
1.2.2 鋼床版橋の基本構造系	12
1.2.3 系Ⅰ—主構部材の一部としての鋼床版	13
1.2.4 系Ⅱ—橋の床版としての鋼床版	15
1.2.4.1 設計荷重下における構造的挙動	15
1.2.4.2 大荷重下における構造的挙動	15
1.2.5 系Ⅲ—縦リブ間で作用をうけるデッキプレート	19
1.2.6 応力の重ね合せ	20
1.3 経済的考察	21
1.3.1 鋼床版構造の経済性に寄与する諸因子	21
1.3.1.1 鋼重の軽減	21
1.3.1.2 架設の効率	23
1.3.1.3 コンクリート床版と鋼床版舗装との価格差	24
1.3.1.4 桁高の低減による経済性	24
1.3.1.5 下部工の経済性	25
1.3.2 AISCの価格調査	25

第2章 床版設計の理論的背景

2.1 緒言	27
2.2 理想化した直交異方性版の性質	27
2.2.1 基本的な諸仮定	27
2.2.2 剛性係数	28
2.2.3 等方性版との比較	28
2.3 直交異方性版の微分方程式とその解	29
2.4 直交異方性版理論による鋼床版の設計解析	31
2.4.1 直交異方性版理論の鋼床版への適用性	31
2.4.1.1 概説	31
2.4.1.2 直交異方性版理論の諸仮定と相違する鋼床版の性質	31
2.4.1.3 応力計算における不連続性の影響	32
2.4.2 直交異方性版理論にもとづく設計法の発展	32
2.4.3 鋼床版の厳密解法の試み	35

第3章 設計法の概要、剛性係数、荷重

3.1 緒言	36
3.2 設計法の概要	36
3.2.1 設計手順の概要	36
3.2.2 設計に用いる簡略化のための諸仮定	36
3.2.2.1 概説	36
3.2.2.2 閉リブ床版	37
3.2.2.3 開リブ床版	38
3.3 剛性係数	38
3.3.1 緒言	38
3.3.2 曲げ剛性	39
3.3.2.1 デッキプレートの有効巾	39
3.3.2.2 リブおよび床桁の断面性能	41
3.3.3 捩り剛性	43
3.3.3.1 理論的背景	43
3.3.3.2 有効捩り剛度を求める公式	44
3.4 荷重	46
3.4.1 概説	46
3.4.1.1 死荷重	46
3.4.1.2 活荷重	46

3.4.2 鋼床版の設計へのAASHO荷重の適用	47
3.4.2.1 輪荷重	47
3.4.2.2 被載荷面の寸法	47
3.4.2.3 衝撃係数および荷重低減係数	48
3.5 荷重のフーリエ解析	48
3.5.1 緒言	48
3.5.2 床版設計へのフーリエ解析の適用	48
3.5.3 剛支承上の直交異方性版の曲げモーメントの計算に必要な フーリエ係数 Q_{nx}/Q_0	49
3.5.3.1 考えている版部材の中央に1個の輪荷重が載った場合	49
3.5.3.2 1軸荷重対称配置の場合	49
3.5.3.3 2軸荷重対称配置の場合	50
3.5.4 床桁のたわみの影響の計算に用いるフーリエ係数 Q_{1x}/Q_0 ($n=1$ に対する係数)	50
3.5.4.1 1軸荷重任意点載荷	50
3.5.4.2 2軸荷重任意点載荷	50
3.5.4.3 多数の軸荷重が任意の位置に載った場合	50

第4章 剛支承上の鋼床版に関する諸公式

4.1 緒言	51
4.2 開リブ床版	51
4.2.1 概説	51
4.2.1.1 微分方程式	51
4.2.1.2 繰越し率	51
4.2.1.3 影響線	51
4.2.1.4 リブの曲げモーメントの計算	51
4.2.2 リブの支点上における曲げモーメント	52
4.2.2.1 任意の点に集中荷重が作用する場合	52
4.2.2.2 分布荷重	52
4.2.3 リブのスパン中央における曲げモーメント	53
4.2.3.1 任意の点に集中荷重が作用する場合	53
4.2.3.2 分布荷重	53
4.2.4 反力	53
4.2.4.1 リブに対する床桁の反力	53
4.2.4.2 デッキプレートに対するリブの反力	54
4.2.5 影響線縦距	54

4 2 6	剛支承上の開リブ床版の設計図表	54
4 2 7	デッキプレートの剛度 D_P の影響を考慮した剛支承上の開リブの設計	56
4 2 7 1	概 説	56
4 2 7 2	モーメント軽減量 $\Delta' M_R$ 算定公式	56
4 2 7 3	リブモーメントの簡易計算による誤差の限定基準	57
4 3	閉リブ床版	57
4 3 1	概 説	57
4 3 1 1	微分方程式およびその解	57
4 3 1 2	荷重と変形およびせん断力とモーメントの $\sin$ 近似	57
4 3 1 3	繰 越 し 率	57
4 3 2	曲げモーメントの一般式	58
4 3 2 1	$\sin$ 荷重による連続版の曲げモーメント M_y	58
4 3 2 2	実荷重による床版の曲げモーメント	60
4 3 3	支点上の曲げモーメント M_s	60
4 3 4	スパン中央の曲げモーメント M_c	61
4 3 4 1	影 響 線	61
4 3 4 2	分布荷重による曲げモーメント	62
4 3 5	数値計算のための簡易公式	62
4 3 5 1	概 説	62
4 3 5 2	常 数	62
4 3 5 3	モーメント公式	63
4 3 6	AASHO荷重に対する剛支承上の閉リブ床版の設計図表	63
4 3 6 1	図表の範囲	63
4 3 6 2	荷 重	63
4 3 6 3	図表の計算	64

第 5 章 床桁のたわみの影響

5 1	緒 言	65
5 2	弾性支承上の連続梁の曲げモーメントおよび反力	65
5 3	弾性支承上の梁の公式の均一剛性床桁で支持された連続鋼床版の解析への適用	65
5 3 1	基本的概念	65
5 3 2	相対剛比 r	67
5 3 3	床桁のたわみによる曲げモーメントの補正	67
5 3 3 1	リブのモーメントの増加 ΔM_R	67
5 3 3 2	床桁のモーメントの減少 ΔM_F	68
5 3 4	床桁のたわみによるせん断力の補正	69

5 3 4 1 リブのせん断力	69
5 3 4 2 床桁のせん断力	69
5 3 5 AASHO荷重による床桁のたわみの影響の算定図表	70
5 4 床桁の剛性が均一でない床版	71
5 4 1 概 説	71
5 4 2 記 号	71
5 4 3 1本の重床桁の影響を求める公式	72
5 4 3 1 弾性支承上の梁についての誘導	72
5 4 3 2 リブの曲げモーメントの変動	73
5 4 3 3 床桁の曲げモーメントの変動	73
5 5 主桁で弾性的に拘束された床桁もしくは2本以上の主桁上で連続な床桁 を有する床版	73

第6章 デッキプレートの設計

6 1 設計基準	74
6 2 独立した構造要素として作用するデッキプレートの構造的挙動(系Ⅲ)	74
6 2 1 小荷重をうけるデッキプレート	74
6 2 1 1 設計荷重をうける床版に関する実験	74
6 2 1 2 設計荷重をうけるデッキプレートの局部応力の解析的考究	76
6 2 1 3 デッキプレート解析の数値計算例	80
6 2 2 大荷重をうけるデッキプレート	81
6 2 2 1 概 説	81
6 2 2 2 デッキプレートの破壊荷重実験	82
6 2 2 3 版の初期軸力および初期たわみの影響	82
6 2 3 デッキプレートの疲労強度	84
6 2 3 1 疲労試験	84
6 2 3 2 デッキプレートの疲労強度におよぼす諸因子について	84
6 2 3 3 結 論	85
6 3 デッキプレートの設計に関する実験公式	85
6 3 1 Battle-deck型橋床のデッキプレートについてのAISC公式	85
6 3 2 許容たわみをもとにした版厚算定公式	85
6 3 3 版の終局強度算定公式	86
6 4 総括および結論	87

第7章 構造細目

7 1 構造要素	88
----------------	----

7.1.1	開 リ ブ	88
7.1.1.1	概 説	88
7.1.1.2	開リブ構造の特色	88
7.1.1.3	最適間隔および最適スパン	88
7.1.2	閉 リ ブ	89
7.1.2.1	閉リブの形式	89
7.1.2.2	閉リブ構造の特色	89
7.1.3	床 桁	89
7.1.4	橋梁主構部材	90
7.1.5	その他の部分の構造細目	91
7.2	製 作	92
7.2.1	鋼床版の溶接に関する一般事項	92
7.2.2	デッキプレートパネルの製作	94
7.2.3	鋼床版の製作の経済性に関する考察	95
7.3	架 設	95
7.3.1	現場継手細目	95
7.3.1.1	リベット継手およびボルト継手	95
7.3.1.2	溶接継手	95
7.3.2	架設手順	101
7.3.3	架設手順が橋梁構造の最終応力におよぼす影響	103
7.4	腐食に対する保護	105
7.4.1	デッキプレート	105
7.4.2	閉リブおよび他の密封された中空閉断面の内側	105
7.4.3	箱桁断面	105

第 8 章 舗 装

8.1	一般的必要条件	107
8.2	アスファルト舗装	107
8.2.1	概 説	107
8.2.2	アスファルト舗装の材料	108
8.2.2.1	アスファルト	108
8.2.2.2	骨 材	108
8.2.3	防食および付着	109
8.2.3.1	目的, 具備すべき性質	109
8.2.3.2	保護材料	110
8.2.3.3	機械的安定方法	112

8.2.4	付着層および表面層	112
8.2.4.1	デッキプレート上のアスファルト舗装の組成と性状	112
8.2.4.2	既設鋼床版橋における代表的な舗装	116
8.2.5	施工および維持	118
8.2.5.1	鋼版面の準備	118
8.2.5.2	舗装の打設	119
8.2.5.3	目地	119
8.2.5.4	維持	119
8.2.6	結 論	119
8.3	アスファルト板舗装	119
8.3.1	概 説	119
8.3.2	組成および物理的性質	120
8.3.3	板の敷設	120
8.3.4	機 能	121
8.3.5	結 論	121
8.4	エポキシ樹脂	121
8.4.1	概 説	121
8.4.2	材料の諸性質	122
8.4.3	散 布 法	123
8.4.3.1	現行の工法	123
8.4.3.2	施 工 法	123
8.4.3.3	結 論	124
8.4.4	エポキシコンクリート	125
8.5	その他の材料	125
8.6	総括および結論	125

第9章 設計基準および示様

9.1	橋梁主構部材(系Ⅰ)	126
9.1.1	概 説	126
9.1.2	死荷重応力および活荷重応力	126
9.1.3	動的な影響	126
9.1.4	活荷重によるたわみ	126
9.1.5	疲労強度	126
9.2	橋床構造	127
9.2.1	概 説	127
9.2.2	静的強度	127

9 2 3 たわみ	127
9 2 4 動的な影響	127
9 2 5 疲労強度	128
9 3 系Ⅰの応力と系Ⅱの応力との重ね合せ	128
9 3 1 概 説	128
9 3 2 系Ⅱ応力の低減	128
9 3 3 系Ⅰと系Ⅱの合成作用に対する許容応力の割増し	129
9 3 4 応力の重ね合せの二次的影響	129
9 4 デッキプレート(系Ⅲ)	130
9 5 設計基準	130
9 5 1 現行の設計規準案	130
9 5 2 鋼床版橋の現行設計規準案の解説	131
9 5 3 鋼床版橋の将来の設計規準に関する考察	132

第1.0章 実地設計の計算手順

1 0 1 緒 言	133
1 0 2 開リブ床版の曲げモーメント	133
1 0 2 1 概 説	133
1 0 2 2 断面性能および相対剛度	133
1 0 2 2 1 縦 リ ブ	133
1 0 2 2 2 床 桁	133
1 0 2 2 3 相対剛比 r	134
1 0 2 3 一般公式による曲げモーメントの計算	134
1 0 2 3 1 剛床桁系の曲げモーメント	134
1 0 2 3 2 床桁のたわみによる曲げモーメントの補正	135
1 0 2 4 AASHO荷重に対する設計図表による曲げモーメントの計算	135
1 0 2 4 1 剛床桁系の曲げモーメント	135
1 0 2 4 2 床桁のたわみによる曲げモーメントの補正	136
1 0 3 閉リブ床版の曲げモーメント	136
1 0 3 1 概 説	136
1 0 3 2 断面性能および相対剛度	136
1 0 3 2 1 リブの曲げ剛度	136
1 0 3 2 2 リブの捩り剛度	137
1 0 3 2 3 床桁の曲げ剛度	137
1 0 3 2 4 相対剛度	137
1 0 3 3 一般公式による曲げモーメントの計算	137

1 0 3 3 1	剛床桁系のリブの曲げモーメント	137
1 0 3 3 2	剛床桁の曲げモーメント	139
1 0 3 3 3	床桁のたわみによる附加的曲げモーメント	139
1 0 3 4	AASHO荷重に対する設計図表による曲げモーメントの計算	139
1 0 3 4 1	剛床桁系の曲げモーメント	139
1 0 3 4 2	床桁のたわみによる附加的曲げモーメント	140
1 0 4	応力の計算	140
1 0 4 1	系Ⅱの応力	140
1 0 4 1 1	リブの曲げ応力	140
1 0 4 1 2	床桁の曲げ応力	140
1 0 4 2	応力の重ね合せ, 系Ⅰ+系Ⅱ	140
1 0 4 3	せん断応力	140
1 0 4 4	交番応力および振動応力	140

第 1 1 章 数 値 計 算 例

1 1 1	緒 言	141
1 1 2	開リブ床版	141
1 1 2 1	概 説	141
1 1 2 1 1	寸法および細目	141
1 1 2 1 2	デッキプレート厚の選定	141
1 1 2 1 3	断面性能	141
1 1 2 1 4	相対剛比	143
1 1 2 1 5	リブの弾性的安定性	144
1 1 2 1 6	主桁のフランジとしての床版応力	144
1 1 2 2	一般公式による設計	144
1 1 2 2 1	剛床桁系の曲げモーメント	144
1 1 2 2 2	床桁のたわみの影響, 床桁はすべて等断面	146
1 1 2 2 3	重床桁の影響	149
1 1 2 2 4	モーメントおよび応力の総和	152
1 1 2 3	AASHO荷重に対する設計図表による設計	153
1 1 2 3 1	剛床桁系の曲げモーメント	153
1 1 2 3 2	床桁のたわみの影響, 床桁はすべて等断面	153
1 1 2 3 3	重床桁の影響	154
1 1 2 3 4	モーメントおよび応力の総和	154
1 1 3	閉リブ床版	154
1 1 3 1	概 説	154

1 1 3 1 1 寸法および細目	154
1 1 3 1 2 断面性能	156
1 1 3 1 3 相対剛比	157
1 1 3 2 一般公式による設計	157
1 1 3 2 1 剛床桁系の曲げモーメント	157
1 1 3 2 2 床桁のたわみの影響	161
1 1 3 2 3 モーメントおよび応力の総和	163
1 1 3 3 AASHO荷重に対する設計図表による設計	164
1 1 3 3 1 剛床桁系の曲げモーメント	164
1 1 3 3 2 床桁のたわみの影響	164
1 1 3 3 3 モーメントおよび応力の総和	165
参 考 文 献	167

付 録 I - 設 計 図 表

図表 1 1 リブまたは1床桁と共同作用をするデッキプレートの有効巾	A3
図表 2 車輪からリブに作用する荷重および開リブの有効間隔, 一般の場合	A3
図表 3 車輪からリブに作用する荷重, AASHO荷重	A4
図表 4 開リブの有効間隔, AASHO荷重	A4
図表 5 無限剛支承上の梁の影響線	A5
図表 6 剛支承上のリブのスパン中央の全最大モーメント	A6
図表 7 剛支承上の支点上の全最大モーメント	A7
図表 8 剛支承上のリブの交番応力の計算に対する全最大モーメント	A8
図表 9 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 a および b	A9
図表 10 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 c	A10
図表 11 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 a_1	A11
図表 12 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 c_1	A12
図表 13 剛支承上の閉リブ床版の支点上の最大モーメント	A13
図表 14 閉リブ床版の交番応力の計算に対する最大モーメント	A14
図表 15 AASHOの1車両による剛床桁の最大荷重 F_0	A15
図表 16 剛床桁の最大活荷重モーメント	A16
図表 17 弾性支承上の連続梁のスパン中央のモーメント影響線縦距	A17
図表 18 弾性支承上の連続梁の支点上のモーメント影響線縦距	A18
図表 19 弾性支承上の連続梁の点0における反力の影響線縦距	A19
図表 20 床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算 $\Sigma(F/P)(\eta_c/s)$ の値, 荷重 a および a_1	A20

図表 2 1	床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_c/s)$ の値, 荷重 b および b_1	A 21
図表 2 2	床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_c/s)$ の値, 荷重 c および c_1	A 22
図表 2 3	床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_c/s)$ の値, 注目する車線以外に荷重が乗った場合	A 23
図表 2 4	床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 d	A 24
図表 2 5	床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 e	A 25
図表 2 6	床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 f	A 26
図表 2 7	床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算 $\sum(F/P)(\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 g	A 27
図表 2 8	床桁のたわみによるリブの附加モーメントの計算 注目しているリブの Q_{1x}/Q_0 の値, 注目しているリブ上の車線に荷重がのった場合...	A 28
図表 2 9	床桁のたわみによるリブの附加モーメントの計算 注目しているリブの Q_{1x}/Q_0 の値, 注目しているリブ上の車線に荷重がのった場合...	A 29
図表 3 0	床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算 $s = 4' \sim 12'$ に対する $(F_0/P) - \sum(F/P)\bar{\vartheta}_0$ の値	A 30
図表 3 1	床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算 $s = 12' \sim 25'$ に対する $(F_0/P) - \sum(F/P)\bar{\vartheta}_0$ の値	A 31
図表 3 2	床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算 床桁の注目する点における Q_{1x}/Q_0 の値	A 32

付録 II 鋼床版に対する座屈公式

II. 1	リブプレート of 局部座屈	A 33
II. 1. 1	弾性座屈	A 33
II. 1. 2	非弾性座屈	A 33
II. 1. 3	限界座屈応力の計算	A 33
II. 1. 3. 1	k 値の選定	A 33
II. 1. 3. 2	f_{cr} の算定	A 34
II. 2	床版の全体座屈	A 34
II. 2. 1	弾性座屈	A 34
II. 2. 2	非弾性座屈	A 34

記 号

長 さ

a	開リブの間隔 ; 閉リブの上端の幅
a_0	すべてのリブが等しく荷重をうけるものと仮定して計算した1本のリブと共同作用をする版の有効幅
a_0'	リブが不均等に荷重をうけた場合に直接荷重をうけている開リブと共同作用をする版の有効幅
a^*	不均等に荷重をうけている開リブの有効間隔
$a_0 + e_0$	すべてのリブが等しく荷重をうけるものと仮定して計算した1本のリブと共同作用をする版の有効幅
$a_0' + e_0'$	リブが不均等に荷重をうけた場合に直接荷重をうけている閉リブと共同作用をする版の有効幅
b	閉リブの曲げモーメントの計算に用いる直交異方性版の x 方向の置換支間長
$2c$	等分布輪荷重のリブに沿った長さ
d	荷重の中心線から支点までの x 方向の距離
e	2閉リブ間のデッキプレート幅
e^*	不均等な荷重をうけている閉リブ間の有効距離
$2g$	等分布輪荷重のリブに直角方向の幅
h	開リブの高さ ; 図 3.9 で定義した閉リブの高さ
h'	閉リブの側板の長さ
j	台形断面の閉リブの下端の幅
l	床桁の支間
r	閉リブ下端のリブプレートの曲率半径
s	床桁間隔
s_0	1本の床桁と共同作用をする版の有効幅
s_1	$= 0.7s$, a_0 の計算に用いる縦リブの有効支間
s_2	$= 0.81s$, H の計算に用いる縦リブの有効支間
s^*	不均等な荷重をうけている床桁の有効間隔
t_P, t_R	それぞれデッキプレートおよびリブプレートの厚さ
u	1本のリブプレートの展開幅, 図 3.9 参照
w	鉛直たわみ
x	橋軸直角方向にとった座標軸
y	橋軸方向にとった座標軸 ; もっとも近い支点 m からリブに沿ってはかった距離
z	鉛直座標軸 ; 車軸の車輪間隔の $1/2$

断面性能, 剛性

A	1閉リブにかこまれる面積
C	図 2.2 で定義される振り剛性係数
D_P	$= \frac{Et_P^3}{12(1-\nu)^2}$, デッキプレートの曲げ剛性
D_x, D_y	それぞれ直交異方性版の x および y 方向の曲げ剛性
H	振り剛性 ; 実際の鋼床版の性質である直交異方性版の有効振り剛性
I_F, I_R	それぞれデッキプレートの有効幅から計算される床桁およびリブの断面 2 次モーメント (3.14) 式で定義される振り抵抗を表わす断面性能
K	バネ定数 (k/in)
k	バネ定数 (k/in)
S	断面係数
r	リブと床桁の相対的な曲げ剛性を表わす係数
r'	デッキプレートと開リブの相対的な曲げ剛性を表わす係数
μ	有効振り剛性 H を算出するときに用いる低減係数

力, モーメント

F_m	剛支承上の連続梁の支点 m における反力
$\bar{F}_m$	弾性支承上の連続梁の支点 m における反力
F_0	剛支承上の連続梁の支点 $m=0$ における反力 ; 床桁が剛であると仮定して計算される1車線荷重による床桁 $m=0$ に作用する荷重
M	曲げモーメント (k-in. または k-ft) ; 直交異方性版の単位幅あたりの曲げモーメント (k-in./in.)
M_C, M_S	それぞれ連続梁の支間中央および支点上の曲げモーメント (k-in. または k-ft) ; それぞれ連続直交異方性版の支間中央および支点上の単位幅あたりの曲げモーメント (k-in./in.)
M_R, M_F	それぞれ1リブおよび1床桁に作用する曲げモーメント
$\Delta M_R, \Delta M_F$	それぞれ床桁のたわみによるリブおよび床桁の補正曲げモーメント
$\bar{\Delta} M_R, \bar{\Delta} M_F$	それぞれ不均等な床桁系の重床桁の影響によるリブおよび床桁の補正曲げモーメント
$\Delta' M_R$	デッキプレートの剛性による開リブの補正曲げモーメント

力, モーメント

M_n	n 項目の荷重 Q_{nx} による y 軸に直角な軸のまわりに作用する直交異方性版の単位幅あたりの n 項目のモーメント
M_x, M_y	それぞれ x 軸および y 軸に直角な軸のまわりに作用する直交異方性版の単位幅あたりの曲げモーメント
M_{xy}	直交異方性版の捩りモーメント
P	荷重; 輪荷重
p	等分布荷重 (k/in.^2)
Q_0	$= P/2g$, 床版に作用する橋の x 軸方向の単位長さあたりの荷重 (k/in.)
Q_n	実際の床版荷重 Q_0 を表わすフーリエ級数の n 項目の荷重の最大値 (振幅) (k/in.)
Q_{nx}	$= Q_n \sin \frac{n\pi x}{l}$, フーリエ級数の n 項目の x 点の荷重強度 (k/in.)
R	1 開リブに作用する荷重
V_F	剛な床桁のせん断力
ΔV_F	床桁のたわみによる床桁の補正せん断力
$\bar{V}_F$	柔な床桁のせん断力
η_C, η_S	それぞれ剛支承上の連続梁の支間中央および支点上の曲げモーメント影響線縦距
η_{Cn}, η_{Sn}	それぞれ n 項目の荷重 Q_{nx} と共に用いられる連続直交異方性版の支間中央および支点上の n 項目の曲げモーメント影響線縦距

力, モーメント

$\bar{\eta}_{Cm}, \bar{\eta}_{Sm}$; $\bar{\eta}_C, \bar{\eta}_S$	それぞれ弾性支承上の連続梁の支間中央および支点上の曲げモーメントの支点 m における影響線縦距
∂_0	剛支承上の連続梁の支点 $m=0$ における反力 F_0 の影響線縦距
$\bar{\partial}_{0m}, \bar{\partial}_0$	弾性支承上の連続梁の支点 $m=0$ における反力 F_0 の支点 m における影響線縦距

一般記号

C, C'	積分定数
E	$= 29 \times 10^3 \text{ k/in.}^2$, 鋼の引張りおよび圧縮に対する弾性係数
G	$= \frac{E}{2(1+\nu)} = 11.2 \times 10^3 \text{ k/in.}^2$, 鋼のせん断弾性係数
f	軸応力
v	せん断応力
m	支点の記号
n	1, 2, 3, 4, 5...
α	$= \frac{n\pi}{b} \sqrt{\frac{2H}{D_y}}$, 直交異方性版のモーメントの計算に用いるパラメーター
κ, κ_n	繰返し率
ν	$= 0.3$, 鋼のポアソン比

他の記号は本文中に説明がある。

第 1 章

概説、構造様式、鋼床版橋の経済性

1.1 概説、適用

1.1.1 緒 言

鋼橋設計における経済上の要件は、つぎの2つである。すなわち、

(a) 鋼材を最も効果的に利用すること。

(b) 構造物の自重をできるだけ低減すること。

(a) 設計効率、これは構造部材の強度と鋼重との比で表わされるが、最近数年間のうちに高強度鋼材の使用あるいは溶接を用いることによってかなり高められてきた。構造理論の進歩は鋼材のより合理的な使用をうながすこととなり、その結果、一般に静定構造物よりも過大荷重容量を有する不静定構造物の利用が増大し、また、有利な荷重分布を許容できるときには、移動荷重を支持する構造物を2次元的な問題として処理することとなった。たとえば、床桁群と縦桁群とが交叉し相互に支持する構造とした橋床版はその一例である。

さらに、各種構造物の破壊時の挙動をより厳密にきわめたうえで現行の安全率からより合理的な安全率に改めることにより、あるいはまた、より大きな耐荷容量をもつ構造部材となるような形式を取り入れること、などによって、鋼橋造物の設計効率をより増大させることができる。この点からも、1次元的な梁部材よりも安全度にかなり余裕を有する耐荷部材としての鋼床版の利用の増大は理にかなっている。

(b) 死荷重の低減は常に望まれるところであるが、このことは死荷重が全設計モーメントの80%以上をも占めるような長大径間の橋のうちで桁橋などの設計においては特に重要である。

云うまでもなく、長大径間の橋を経済的に作るためには、上部構造の死荷重を最小にしなければならない。

このためには、鋼材の効率の高い設計を行なうことによって重量を減ずるとともに、重い橋床版の使用を避けることが賢明となる。重い橋床版の使用はただ死荷重を増すのみで、橋全体の強さを増すことには役立たないものだからである。

設計効率を高め、自重を最大限に節約するために開発された2つの代表的な方法があるが、その一つは合成構造であり、他の一つは鋼床版構造である。

合成構造の橋は中小スパンの橋に適しており、シアコネクタにより主桁に連結されたコンクリート床版は主桁応力の一部を分担するものである。合成構造の設計については本書では取扱わないが、概して単純桁橋および連続桁橋の両者によく用いられている。

鋼床版方式は長大スパンの橋に対して経済的に有利なもので、この方式ではコンクリート床版はまったく用いず、その

代りに、たがいに関交する縦リブと横リブとを溶接して補強した鋼床版が用いられる。この鋼床版は橋の主要部材の一部として不可欠のものであり、主要部材のフランジとして作用するものと考えることができる。

たがいに交叉する補剛リブをもったこのような鋼床版の性質は、あたかもたがいに直角な方向に対して異なった弾性的性質を有する板、すなわち“直交異方性版”の性質に似ているところから、このようなタイプの鋼床版を用いた橋を“直交異方性鋼床版橋”と呼ぶこともある。

直交異方性鋼床版を用いた橋の概況を図1.1に示す。

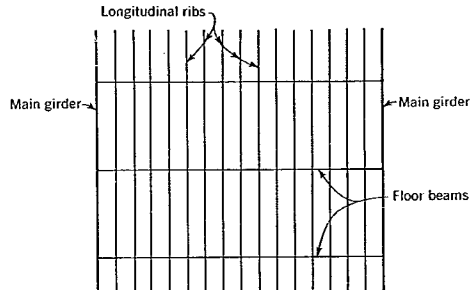


Fig. 1.1. Scheme of a bridge with a steel plate deck

縦リブの形状には本質的につぎの2種類がある。すなわち開リブと閉リブとであり、前者は平鋼、バルブプレート、山形鋼あるいは逆T断面鋼などをおよそ1 ft.間隔に配列するものであり、後者は台形断面あるいは円形断面から成るものである(図1.2)。開リブと閉リブとの本質的な相違はその握り抵抗にある。すなわち開リブの握り剛度はきわめて小さいものであるのに対し、閉リブのそれはかなり大きい。

鋼床版が上フランジとして作用する床桁は4~15 ft.ないしはそれ以上の間隔で配置されるが、この間隔は設計条件、材料、製作費その他の要素によってきまるものである。

鋼床版表面は普通1½~2½ in. (36~60 cm)厚さのアスファルトコンクリートで舗装される。

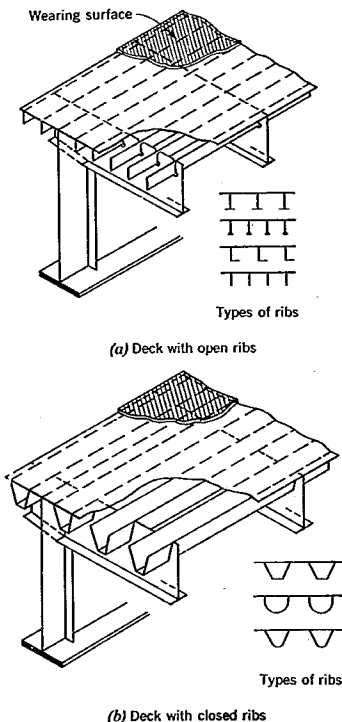


Fig. 1.2. Two basic types of steel plate bridge decks

鋼床版方式は、その構造上の性質がすぐれしかも軽量であることからつい近年になって実用段階に入ったものであるにもかかわらず、急速に認識され、近代鋼橋構造における一つの重要部門とさえなったのである。

1.1.2 鋼床版構造の発達

鋼床版橋方式は、1930年、道路橋の自重軽減の試みとして AISC がはじめて導入したもので、“battledeck floor”として知られている。この方式は、それまでおもに可動橋用あるいは老朽橋の床版の取り替え用に使われていたものであり、 $\frac{3}{8}$ — $\frac{1}{2}$ in. 厚の鋼板を I ビーム縦桁に溶接して取り付け、一方縦桁は 10—33 in. (24—80 cm) 間隔で床桁（横桁）

に支持または剛接される構造であった（図 1.3）。この場合の鋼板の機能は局部的に作用する輪荷重を左右の縦桁に伝達するとともに、ある有効巾をもって各縦桁の上フランジとして縦桁応力の一部を分担することにあった。しかし、このような鋼板は床桁の応力分担をする効果がなく、さらに橋の主要部材の剛性および強度を高めるのには効果がなかった。この理由から、battledeck floor 方式はけっして経済的なものではなかった。

しかし、battledeck plate について実験を行なった結果、一個の輪荷重を受ける鋼板の強度は単純曲げ理論によって求まる強度よりもはるかに大きいことがわかり、このことは battledeck 橋床の設計に用いる AISC の提案した半実験式にも認められ、その中で鋼板の許容応力は 40% 増しとなっている〔2〕*。

同じ頃、ドイツの技術者達は格子構造（Cellular construction）から成る軽量鋼床版を試みた〔43〕。この床版は、うすい鋼板を 1—2 ft (30—60 cm) 間隔でたがいに変交させて、溶接リブで補剛した浅い格子構造であり、全体として板の働きのなすものであった（図 1.4）。

このような構造では溶接量が多く、しかもその作業は人手によらねばならず、煩雑であったことから、後に設計者は補剛材の間隔を大きくとるようになり、したがって床版のパネルも大きなものとするようになった。この場合、板の強度自体に余裕がある場合でも板は局部的に大きなたわみを生じ、そのために 2 in. 厚のアスファルト表装面に亀裂を起こさせる原因となった。

本様式のおもな特色はリブの背たけが低いこと、したがって橋の外観がスマートであるうえに取付部土工量が少なくなることである（図 1.5）。しかし、ドイツにおいても間もなく、スパンが充分大であって、しかも床版が橋の主要部材の応力を十分に分担する場合にのみ、鋼床版は真に経済的となることが認められた。

この考え方は、第 2 次大戦後、鋼材不足下においてドイツの長大径間橋の再建の要に迫られたときに実現された。

鋼床版を主桁の上フランジとして用いた最初の橋は Kurpfalz 橋であり、場所は Mannheim の Neckar 河、スパン 184—246—184 ft. で、1950 年に開通した（図 1.6）。この橋は、下に航路としての空間を残す必要から、中央径間の桁

* カッコ内の番号は巻末の参考文献の番号を示す。

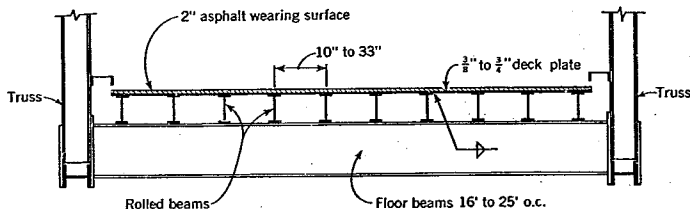


Fig. 1.3. Typical “battledeck floor” bridge cross section

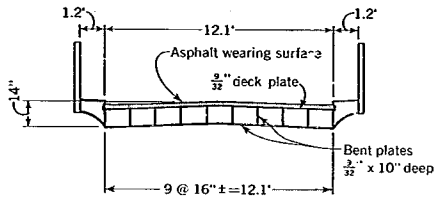


Fig. 1.4. Autbahn overpass at Jungingen, Germany (1934)
(spans 26-37-37-26 ft)

高がわずか5 ft. しかなく、平均鋼重は $80 \text{ lb/ft}^2 (390 \text{ kg/m}^2)$ で、1940年架設の旧橋における 120 lb/ft^2 よりはるかに軽くなっている[75]。

鋼床版の歴史の中で次に画期的なものとして、1951年 Rhine河に架設された Cologne-Muelheim 橋がある(図1.21, 図1.22)。この橋は鋼床版を吊橋に用いるときの優れた経済性を証明するものである[74, 80]。これにつづいて次々と重要な橋梁が架設され、そのうちのいくつかはそれまでの最長スパン記録を更新した。

同時に、鋼床版橋の理論のめざましい進歩によって設計法は改善、単純化され、また、実験研究の結果、鋼床版の極限強度は非常に大きいものであることがつきとめられて、この種の構造様式についての諸問題に新たな見解が出された。この分野の開発は今なお続けられている。

1954年には振り剛性の大きい閉断面縦リブを用いた最初の橋が架設された(図1.12, 1.23)。

1956年にはユーゴスラヴィアのベルグラードにスパン246-856-246 ft. の Save River Bridge の完成を見たが、この橋は現在なお、プレートガーダー橋としての世界最長スパンとなっている(図1.8, 1.9)。この橋の鋼床版の設計は、許容応力をもとにした従来の設計基準によらずに

極限強度の考えでなされた最初のもので云えよう[42]。

1960年までにドイツでは40橋以上の直交異方性鋼床板橋が架設され、また他の諸国にもあわせて40数橋が架設された。

1960年春、カナダのバンクーバーでは補剛タイドアーチ Port Mann Bridge の建設が始まった。この橋はメインアーチのスパン1200 ft. 補剛構造の一部として鋼床板を用いている(図1.24, 1.25)が、鋼床板を用いた橋としては太西洋岸ではじめてのものである[62]。

鋼床版方式に関しては、近い将来アメリカ橋梁建設指針にとりあげられる動きがある。

1.1.3. 適用

一般に鋼床版はプレートガーダーとの組合せとして用いられる。しかし鋼床版をトラスとの組合せとして用いることに異論があるわけではなく、現にこの型式の橋も数橋すでに架設されている。

以下、各型式の橋梁に鋼床版を用いた代表例を示す。そのうちのいくつかについて、その構造の詳細は第7章でも扱っているが、さらに詳細な設計および施工の資料については参考文献を見られたい。

1.1.3.1 桁橋

1.1.3.1.1 単腹板桁

(a) Eddersheim Bridge [ドイツ, 1953, (図1.7)(71)]

本橋は6径間連続で、スパン割は $164-180-246-180-164-131 \text{ ft.}$ である。鋼板厚は $9/16 \text{ in. (1.4 cm)}$ であり、13 in. (33 cm) 間隔に平縦リブを配置し、その寸法は橋の横断方向に変化させた。桁高102 ft. (31.1 m) の主桁のウェブおよび下フランジはリベットにより接合した。

(b) Save River Bridge [ユーゴ, ベルグラード, 1956, (図1.8, 1.9)[42, 76]]

Eddersheim Bridge の普通のスパンとは対照的に、本橋は近年架設されたプレートガーダー橋の中でも驚異的な

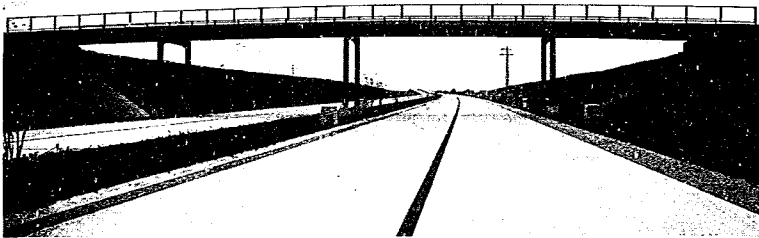


Fig. 1.5. Autbahn overpass at Jungingen

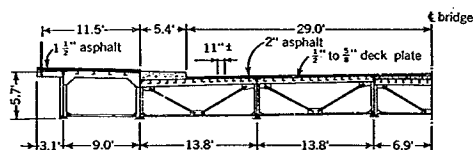


Fig. 1.6. Kurpfalz Bridge in Mannheim, Germany (1950)
(spans 184-246-184 ft)

橋の一つであって、そのスパン割は 246-856-246 ft. (75-261-75 m) である。鋼板厚は、それが主桁の上フランジとして作用するのに必要な断面積を有するように、 $\frac{3}{8}$ ~ 1 in. (0.95~2.52 cm) の間に変化させた。また、リブの寸法も橋の縦方向および横方向について変化させた。高さ 20 in. (50 cm) の軽い中間床桁を約 5 ft. - 2 in. (1.58 m) 間隔に設けた。高さ 31 in. (78 cm) の重量床桁は対傾構の位置に置き、その中心間隔は 30.8 ft. (9.4 m) であった。

主桁のウェブは、支点上での最大高さが 31 ft. - 6 in. (9.6 m) もあったのにその板厚はわずかに $\frac{9}{16}$ in. (1.4 cm) であり、その代り、7列以上の水平補剛材で補剛した。主桁のウェブおよび下フランジはリベット構造であり、その1-フランジの最大断面積は約 390 in^2 (2480 cm^2) であった。

鋼床版および主要部材の材質はドイツ規格の St. 52 鋼であり、その降伏点強度や破壊強度はアメリカ規格の低合金構造用鋼材のそれとよく似ているものである。

1.1.3.1.2 箱 桁

(a) Duesseldorf-Naess Bridge [ドイツ, 1951, (図 1.10, 1.11) [68, 78]]

スパン割 338-676-338 ft. (103-206-103 m) の3径間

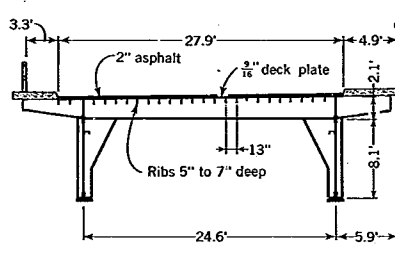


Fig. 1.7. Eddersheim Bridge, Germany (1953)
(spans 164-180-246-180-164-131 ft)

連続で 24.6 ft. (7.5 m) の箱桁 2本からなっており、橋面は 4-車線、2-市街電車軌道、2-歩道となっている。中央スパンは非常にスレンダーで、スパン中央での構造高はわずかに 11 ft. (3.35 m)、 h/L は $1/62$ となっている。

鋼床版の厚さは、本質的にそれが主桁の上フランジとして作用するのに必要な断面となるように決定され、 $\frac{9}{16}$ ~ $1\frac{3}{32}$ in. (1.4 ~ 2.8 cm) となっている。縦リブは 17 in. (43 cm) 間隔、圧延 T 形鋼を 6.3 ft. (1.92 m) 間隔に設けた床桁の溝を通して貫通配置した。

鋼床版は 38 ft. $\times$ 26 ft. (11.6 $\times$ 7.9 m) 単位で工場溶接で製作し、架設現場へはプラットフォーム・トラックにより輸送した。鋼床版、リブ、主桁の現場継手はすべてリベットによった。

(b) Weser Bridge Porta [ドイツ, 1954, (図 1.12, 1.13) [60]]

スパン割は 209-255-348 ft. (63.7-77.8-106 m) で、断

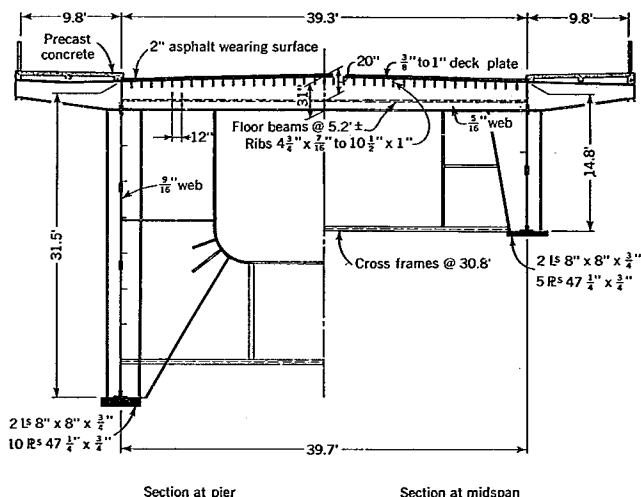


Fig. 1.8. Save River Bridge in Belgrade, Yugoslavia (1956) (spans 246-856-246 ft)

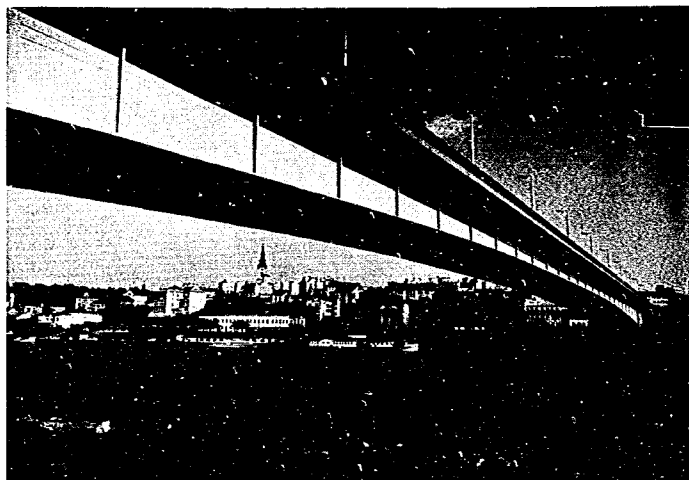


Fig. 1.9. View of Save River Bridge in Belgrade

面は巾 19.4 ft. (5.9 m), 一様な高さ 11.5 ft. (3.5 m) の振りに対する抵抗をもった箱桁である。橋床を兼ねた上フランジ、ウェブ、下フランジはすべて $\frac{1}{4}$ in. (6.3 mm) 厚 U 型リブで橋軸方向の補剛を行なった。鋼床板厚は、第 1, 2 スパンでは $\frac{1}{2}$ in., 348 ft. のスパンでは $\frac{3}{4}$ in. とした。

本橋の現場継手はすべて溶接によった。

(c) Saint-Christophe Bridge (フランス, Lorient, 1960, (図 1.14) [57])

スパン割 207-305-207 ft. (63-93-63 m) の 3 径間連続桁橋で、2 本の箱桁を有し、その箱桁の巾は 16.4 ft. (5 m),

高さは 8.2-12.1 ft. (2.5-3.7 m) である。

鋼床版上の舗装には、普通用いられるアスファルト舗装ではなく、 $2\frac{3}{8}$ in. (6 cm) 厚の鉄筋コンクリート舗装とした。コンクリートスラブはシア・コネクターにより鋼床版と緊結し、鋼床版応力を分担させた。すなわち、このような舗装は主けたおよび鋼床版の強さを増すのに役立つものであり、したがってリブ間隔を 3.3 ft. (1 m) と大きくとることも可能とした。

1.1.3.2 斜張橋

斜張橋は非補剛桁橋と吊橋との中間に位する型式である。

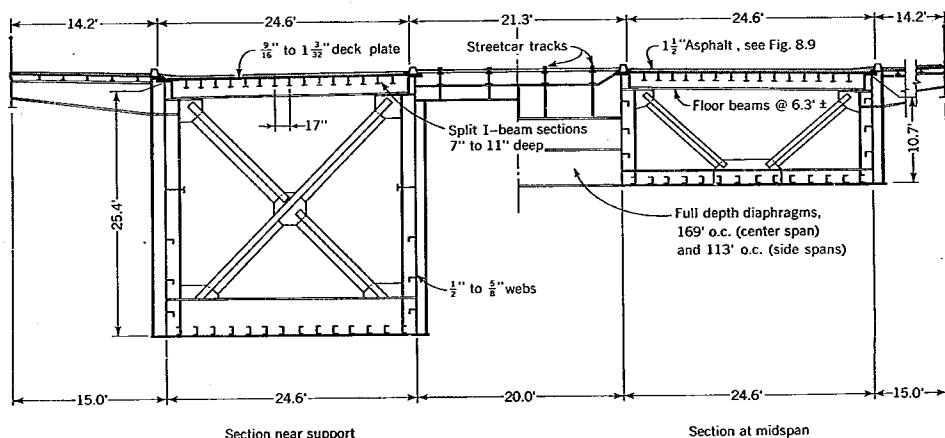


Fig. 1.10. Dusseldorf-Neuss Bridge, Germany (1951). (spans 338-676-338 ft)

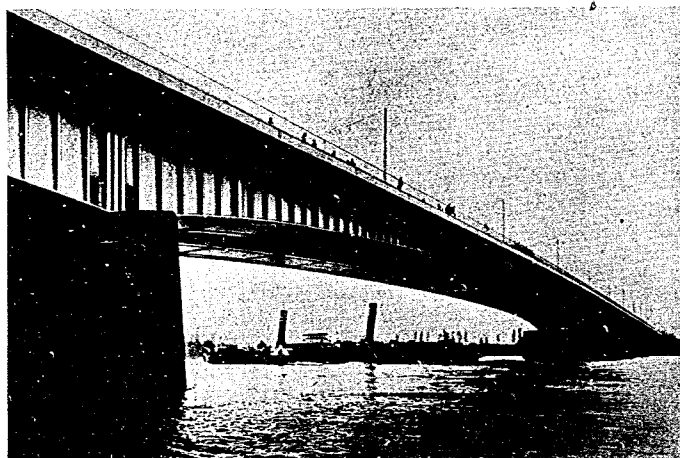


Fig. 1.11. View of Dueseldorf-Neuss Bridge

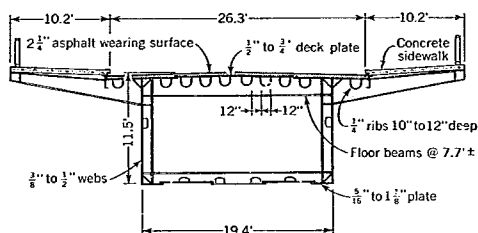


Fig. 1.12. Weser Bridge Porta, Germany (1954)
(spans 209-255-348 ft)

この方式の橋は、いろいろ変った型式をとりうるもので、非補剛桁の耐荷容量を増大させようとする場合に有効に用いられる。吊橋との比較において本方式の利点の一つはその大きな剛性にある。

(a) Dueseldorf-North Bridge (ドイツ. 1957, (図 1.15 1.16) (59, 73))

本橋は平行ケーブル方式によって補剛された連続桁橋であり、時にこの型式の橋を、ハープ型式 (harp system) あるいは "bridle-chord" 型式と云う。スパン 割は 354-853-354 ft. (108-260-108 m) で、断面は 10.7 ft. 高 (3.26 m) で、5.3 ft. 巾 (1.62 m) の箱桁 2 本から構成され、また、9/16 in. 厚 (1.4 cm) の鋼床版は主桁と共同作用するようにになっている。8×4×7/16 in. (20×10×1.1 cm) 山形鋼を用いた縦リブは、6.1 ft. (1.86 m) 間隔に置かれた床桁中の切り抜きを貫通・連続して、16 in. (40 cm) 間隔に配置した。

現場継手はリベットによった。

(b) Severin Bridge (ドイツ. Cologne. 1959, (図 1.17, 1.18, 1.19, 1.20) (63, 69))

スパン割 161-292-157-990-494-172 ft. (49-89-48-300-150-52.5 m) の 6 径間連続橋である。2-長大径間は、A型の塔の頂点で交叉する 12-ケーブルによる補剛の型式を採用してある。このケーブル配置は橋に対して良好な捩り剛性を与えると同時に、どの方向からの眺望も不快なケーブルの交さくがないのが利点である。ライン河の右岸近くに塔が一基だけあって、橋は縦断方向に非対称となっているが、これは地方航路の都合を考えたこと、さらに、近くの聖・ケルン寺院の眺望を妨げないことなどによるものである。

この橋は 2-箱桁から成っており、1-箱桁の巾は 10.5 ft. 高さはアバット上における約 10 ft. から、橋中央における 15 ft. (4.57 m) の間で変化する。巾 62.3 ft. (19 m), 厚さ 3/8 in. (9.5 mm) の鋼床版は、箱桁と共同作用をする。鋼床版は 12 in. (30 cm) 間隔の平鋼縦リブで補剛され、床桁は最大高約 3 ft. で中心間隔約 6.6 ft. に設置した。橋断面中央部附近の床構造の補剛と、床桁の曲げモーメントの軽減を目的として、床桁とほぼ等断面をもった縦リブ 1 本を中心線に沿って取付けた。

剛度の高い横ダイアフラムを 130-230 ft. (39-69 m) 間隔で主桁に結合した。

鋼床版およびリブの現場接合は溶接により、また床桁および主桁継手はリベットによった。

1.1.3.3 吊 橋

吊橋の安定性は一般につきの 2 つの要因に基くものである。即ち、上部構造の自重と補剛桁あるいは補剛トラスの剛度とである。

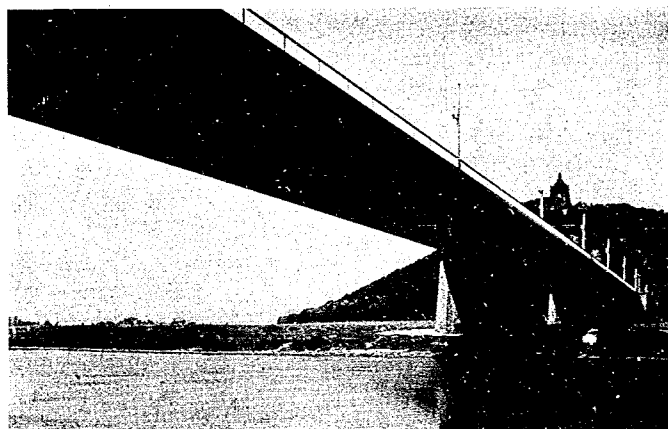


Fig. 1.13. View of
Weser Bridge Porta

鋼床版は、オープングレティングその他の軽量床構造よりも、おそらく自重を小さくするであろう。この自重軽減が吊橋の安定性におよぼす効果は、鋼床版が補剛構造部材応力の一部を負担することによる。補剛構造のたわみ剛度および捩り剛度が増大すること以上に効果の大きいものである。

現在までは、直交異方性板の吊橋に直交異方性板を利用することは、プレートガーダーを有する構造に対して補剛材として用いることに限られていた。しかし、鋼床版を吊橋の補剛トラスと結合させて用いることの可能性も確かなものであって、過去、いくつかの長大径間橋の設計がなされた。

補剛トラス附近の橋床に、空力弾性学的安定性を増すために“エア・スロット”を設けたいときは、補剛トラスの上弦材と鋼床版との間に水平トラスを設ければよい。

鋼床版を吊橋に用いた23の実例を次に示す。

(a) Cologne-Muelheim Bridge (ドイツ, 1951, (図1.21.1.22)[74.80])

本橋は、戦時中破壊した旧橋の自旋式吊橋に代って架け

られたもので、スパン割りは279-1033-279 ft. (85-315-85 m)である。

鋼床版は $\frac{1}{2}$ in. 厚の炭素鋼を用いたが、橋塔附近だけは $\frac{5}{8}$ in. 厚の低合金鋼を使用した。縦補剛材としては $7 \times \frac{5}{16}$ in. (17.6 × 0.79 cm) バルブプレートに12 in. (30 cm) 間隔に配置した。59 ft. (18 m) 間隔に設けた床桁の長さは62 ft. (19 m), 高さは中央部で24 ft. (7.3 m)であった。

低合金鋼で造られた高さ10.8 ft. (3.3 m)の主桁のウェブおよび下フランジはリベット構造とした。

現場継手はすべてリベットによった。

新旧両橋の特色、鋼重の比較については1.3.1.1節に述べてある。

(b) Duisburg-Homberg Bridge (ドイツ, 1954, (図1.23)[65.81])

本橋の構造形式は自旋式吊橋と似ているが、ただ違うところは中央スパンにおいてケーブルが不連続となっており、

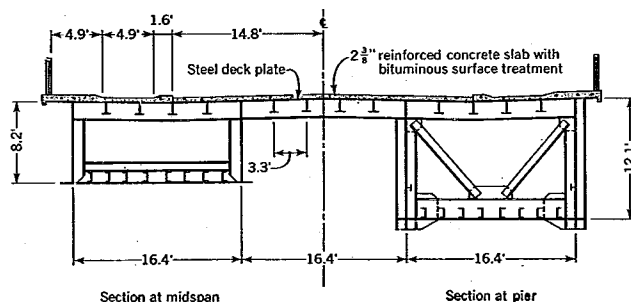


Fig. 1.14. Saint-Christophe Bridge,
Lorient, France (1960)
(spans 207-305-207 ft)

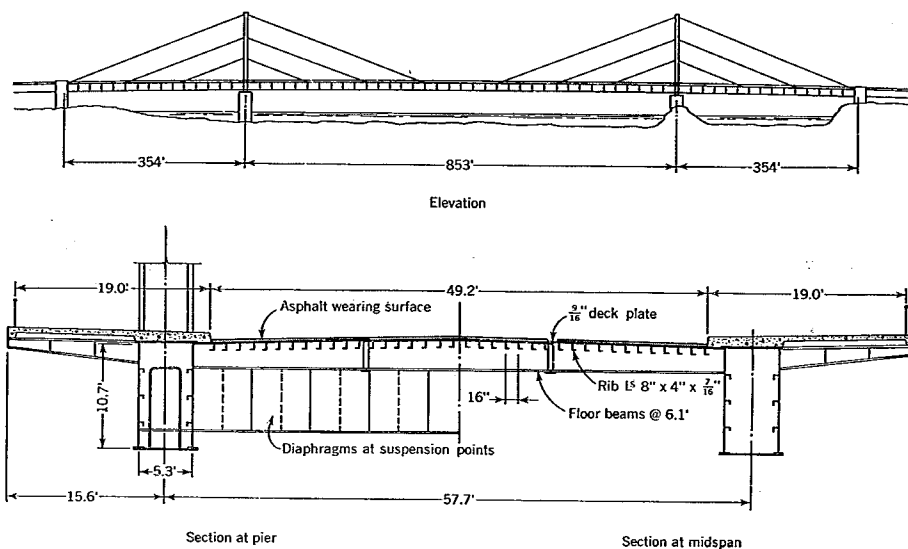


Fig. 1.15. Duesseldorf-North Bridge, Germany (1957)

端部が補剛桁に定着されている点である。

本橋では振り剛性の大きい台形閉リブをはじめて用いた。

このリブは $\frac{9}{16}$ in. 床版を補剛するもので、スパンは 2 床桁間距離の 6.9 ft. (2.1 m)、断面は高さ 10 in. (25.2 cm)、板厚 $\frac{5}{16}$ in.、リブ間隔は約 2 ft. (61 cm) であった。

高さが一律な 13.5 ft. (4.1 m) の箱型主桁は、中央径間では溶接構造、側径間ではリベット構造とした。

主桁および鋼床版の現場継手はリベット構造とした。リブは高強度ボルト接合とした。ボルト取付けのために、接合部のリブ底面には特別の穴を設けた。(図 7.12 参照)

1.1.3.4 アーチ橋

補剛アーチ型式において、その補剛桁と共働させるために鋼床版を用いることは、補剛桁のたわみ剛性を増し、したがって補剛桁の荷重伝達を分担することになって、効果的であ



Fig. 1.16. View of Duesseldorf-North Bridge

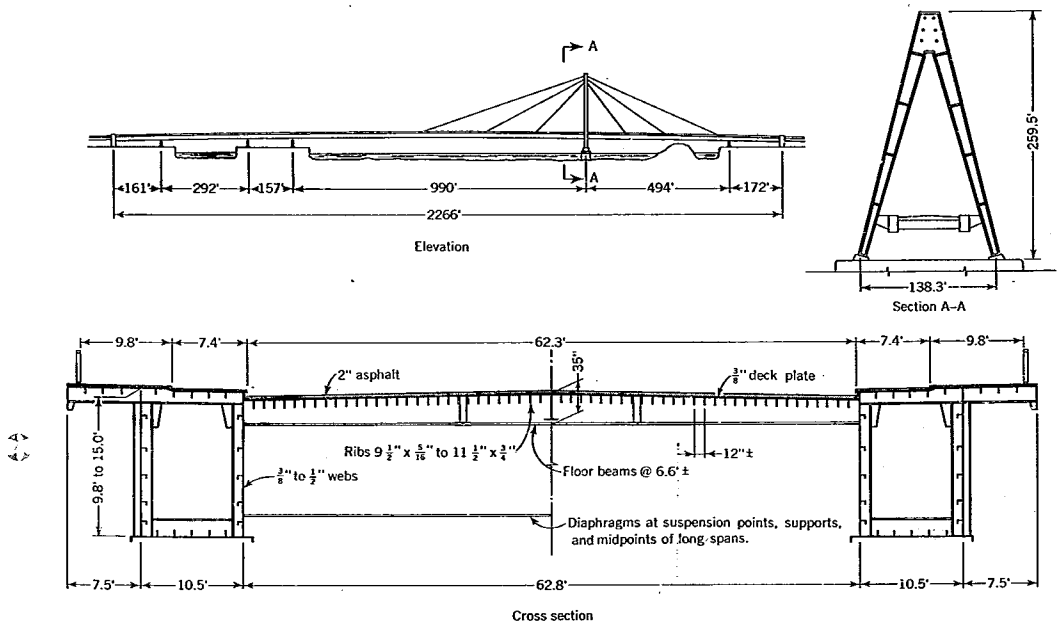


Fig. 1.17. Severin Bridge, Cologne, Germany (1959)

る。ある設計剛度が与えられた場合、鋼床版は橋断面の剛度に寄与することから、補剛桁の桁高は橋床の共働作用を考慮しない場合よりも小さくすることができる。したがって、剛度を損わずにスレンダーな外観を得ることができる。

補剛タイドアーチ橋において、鋼床版を補剛桁の一部として用いるとき、鋼床版はタイの役目をし、補剛桁の引張応力を分担することになる。

この種の例として Port Mann Bridge (カナダ、バンクーバー、図 1.24、1.25) がある [22.62]。

この橋はスパン 360—1200—360 ft. (110—366—110 m) の 3 径間連続タイドアーチ橋で、箱型アーチ・リブは最大高さがわずか 4.5 ft. (1.37 m) しかなく、非常にスレンダーな外観を呈している。

2 本の主桁にはその上フランジとして作用する鋼床版が結合されていて、全体としてアーチのタイの作用をするともに所要の剛性を与えている。

鋼床版は $7/16$ in. 厚 (11 mm) 鋼板を 11 in. 高 (27.7 cm), $5/16$ in. 厚 (7.9 mm) の閉リブで補剛したもので、リブ間隔は 2 ft. (61 cm)、スパンは床桁間隔に等しい 6 ft—3 in. (190 cm) となっている。リブおよびその取付方式は、リブ底面が円形となっていることを除いては Duisburg—Homburg Bridge (1.13.3 b 参照) に用いたものと同様である。

床桁は、橋の中心線位置での高さが 3 ft—6 in. (110.5 cm) である。

主桁は箱型断面で、その巾は 3 ft—2 in. (97 cm)、高さは 12 ft. (366 cm) である。

鋼床版、同補剛材、アーチリブおよび桁の引張部分には低合金鋼が、また床桁、主桁の圧縮部分およびその他の部材には炭素鋼が用いられた。主桁間隔が 68 ft—4 in. (20.8 m) と、かなり広かったため、床桁に低合金鋼を用いると、たわみが大きくなるので炭素鋼を使用した。

鋼床版は工場溶接された。主桁およびアーチリブはリベット構造としたが、全部材の現場継手は高強度ボルト締めによった。

1.13.5 トラス橋

鋼床版をトラス橋に用いたものの一例として図 1.26 に、Fulda River Bridge (ドイツ、Bergshausen) を示す [72]。この 7—スパン連続トラス橋において、鋼床版およびその縦リブは上弦材応力を分担する。本橋のリブの詳細は図 7.3e に示してある。

鋼床版を用いたトラス橋のその他の例を 7.5 図に示した。

1.13.6 可動橋

あらゆるタイプの可動橋を設計するに当たってもっとも重要なことの一つは自重を軽減することである。

鋼床版と軽量舗装 (第 8 章参照) との併用は、オープングレッシング橋床を含む他のいかなる床構造を用いるよりも、橋の単位面積当り重量を小さくする。その他の利点として、磨路面が得られること、橋の剛性を増すこと、あるいは構造

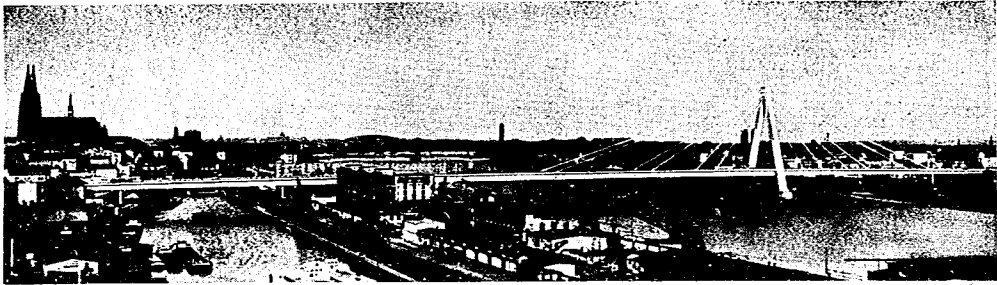


Fig. 1.18. General view of Severin Bridge, Cologne

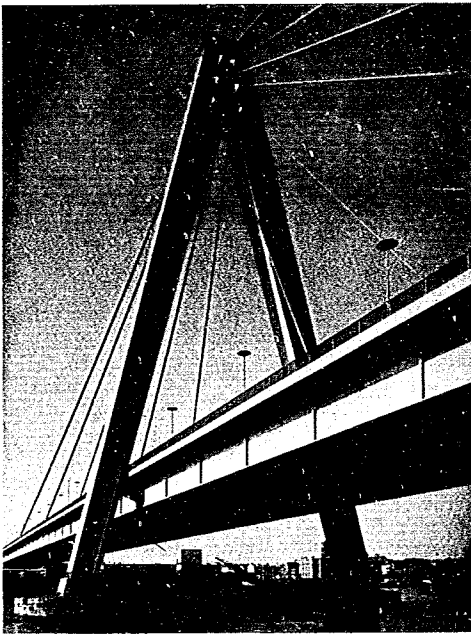


Fig. 1.19. View of Tower of Severin Bridge

高さを低くできること、などがある。

鋼床版を用いた跳開橋の例として Bascule Bridge in Krakeroy (ノルウェー, 1957, 図 1.27) がある[66]。この変形 Scherzer 型両跳開橋の径間長は $2 \times 79 = 158$ ft. (48 m) である。

鋼床版は 12 in. (30 cm) 間隔の平鋼・縦リブで補剛し、また床桁は約 4.9 ft. (1.5 m) 間隔に配されている。スパン中央における構造高はわずか 2.4 ft. (73 cm) である。

1-1/2 in. 厚 (3.8 cm) アスファルト舗装は、鋼床版に溶接された補強鋼材によって、橋の跳開に対して、滑動防止の考

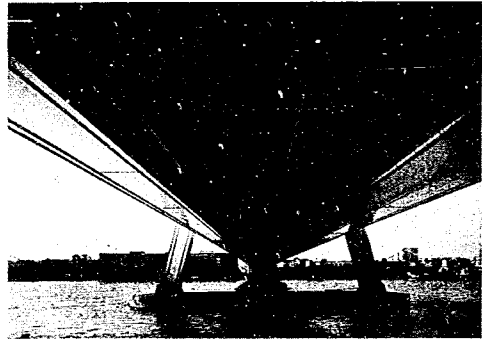


Fig. 1.20. Underside view of Severin Bridge

慮がなされている。

本橋の平均単位自重 (2 個のカウンターウェイトは含まず) は約 62 lb/ft^2 (300 kg/m^2) である。

1.1.3.7 鉄道橋

主桁応力の分担を前提とした鋼床版の使用は、鉄道橋においてもまた安全なものである。Railroad Bridge over the Autobahn in Wuppertal (ドイツ, 1959, 図 1.28) はこれを例証するものである[83]。

この鉄道附帯構造物の示様に挙げられた基本的事項は、迅速な架設であり、迂回操業の時間は最小限となるように限定されたい。美観上の理由からスレンダーな外観となることを条件づけられた。

この 2 つの要求は鋼床版の利用によって叶えられた。すなわち、120 ft. スパンに対して約 125 ft. の長さで桁高 7.3 ft. を有する 2 本のたわみ剛性と換り剛性の大きな箱型断面からなる本橋は、すべて工場内で製作・組立てられた。換り剛性は、本橋が斜橋であったため特に重要であった。

この箱桁の上フランジは、2.9 ft. (88 cm) 間隔で配置された 3 本の 17 in. 高 (43 cm) 三角形リブにて補剛した鋼床

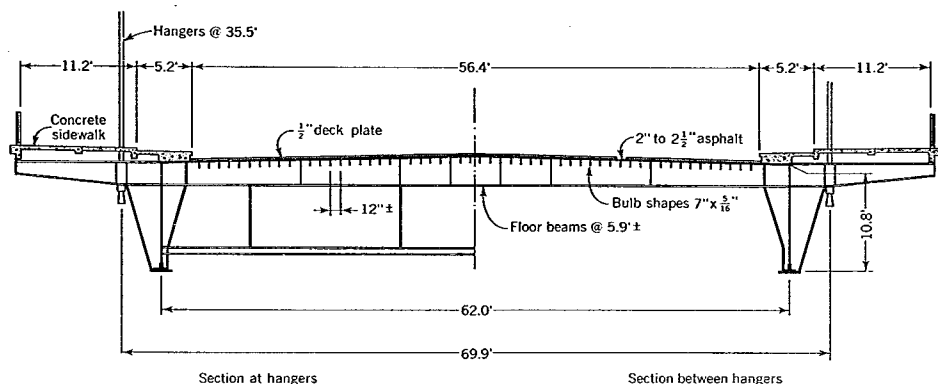


Fig. 1.21. Cologne-Muelheim Suspension Bridge, Germany (1951) (spans 279-1033-279 ft)

版から成っている。中間のリップは上面を開いて路床の排水が容易できるようにした。リップは、約 11.9 ft. (3.6 m) 間隔で設けた横ダイアフラムを貫通し、連続配置されている。

床版、下フランジ、および主桁の下部部分には炭素鋼が、また主桁の上部部分には低合金鋼が用いられた。

本橋は全溶接で施工された。

1.2 鋼床版橋の構造様式

1.2.1 従来の橋梁との比較

従来の橋梁設計では、個々の構造要素（床版、縦桁、床桁主桁等）はそれぞれのきめられた機能をそれぞれ独自に果たすものと仮定していたのであるが、鋼床版橋の設計では、全体

が複合構造体系であって各部材はたがいに相関関係を持ちながら作用するという考えの上に立つ。

この2つの設計法の根本的な相違は図 1.29 によって例示される。同図はドイツの Hedemünden 近郊にある道路橋の新・旧両設計の比較である〔45〕。

旧設計（図 1.29a）は、各部材のありきたりの積み重ねを示している。コンクリート床版は輪荷重を縦桁に伝え、次にその荷重は床桁に反力を生じ、そして最後に2つのトラスに伝達される。床橋造はトラスの強さあるいは剛性を増すのに役立たないばかりか、橋の横方向の安定性を高めることも期待できないので、そのために上・下対風格を設けなければならぬことになる。

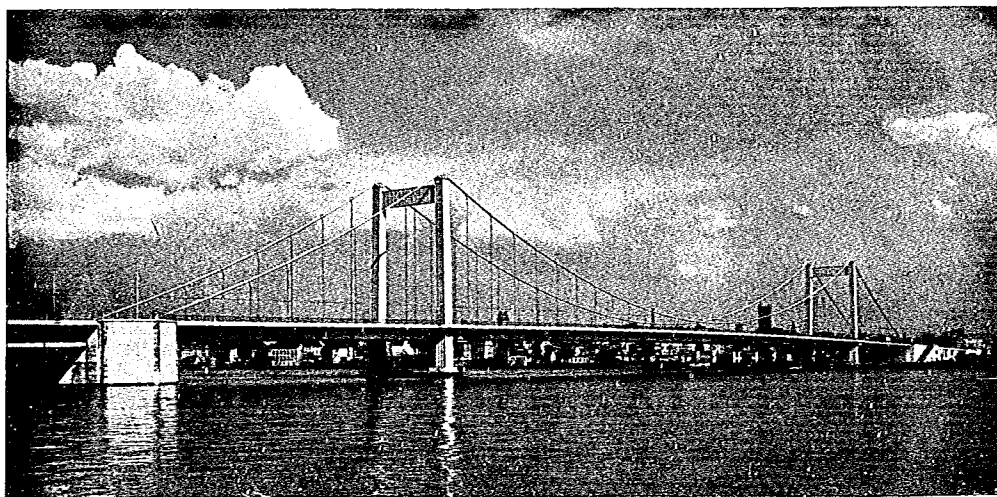


Fig. 1.22. View of Cologne-Muelheim Bridge

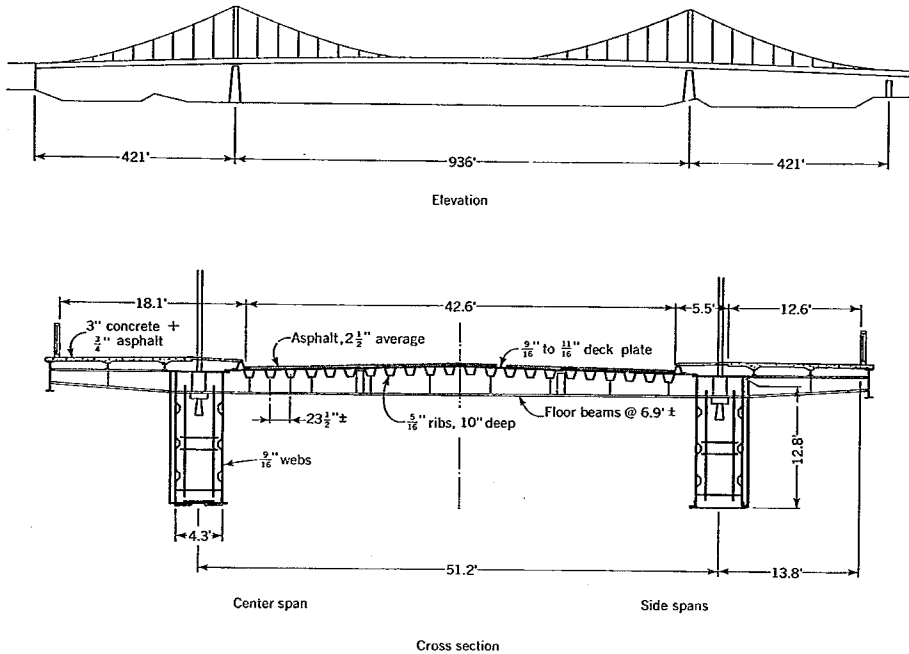


Fig. 1.23. Duisburg-Homburg Bridge, Germany (1954)

新設計(図1.29b)では床版、縦格、および床格が集まって一つの構造部材を形成しており、縦・横のリブを比較的に配置して補剛した補剛鋼床版は、普通の上フランジとして作用する。床版と主要部材との間にはほぼ極端な差異はなく、床版も主格の一部分、すなわち主格の上フランジとして作用する。またこの鋼床版は橋体の横方向剛性を大きくするので、旧設計では必要であった横格の必要もなくなっている。

補剛鋼床版のせまい間隔の格子構造で、縦・横リブがその交叉点でたがい連続に剛結されているときは、この構造は高次の不静定となり、床版の設計を左右する集中輪荷重に対する良好な荷重分配能力を持つことになる。

このような構造が集中荷重を受けたときの破壊に対する安全度は、従来の橋床のそれよりもかなり大きいものであるがこれは鋼床版上に局部的な過大荷重が作用したとき、その部材が直接破壊を起す前にその附近の部材が弾性域から塑性域の応力分布に移行することによるものである。もし局部荷重を破壊強度以上に高めるならば、必然的に直接荷重の作用した部材(リブ)は局部的に破壊するが、それは床版中の多数のリブのうちのたった一本のみに起るのであって、その部材を除く床版のすべての部分は依然として有効である。このことはワイヤロープにたとえれば、多数の素線のうちの一本が切断したからといって、そのロープの耐荷容量はさして減少しないのと同じことである。

鋼床版の安全度が高いことのもう一つの理由は、大荷重下における鋼板(リブ上)が膜挙動を示すことである。このことについては1.2.4節で論ずる。

1.2.2 鋼床版橋の基本構造系

載荷重下における鋼板橋床の応力、とくにデッキプレート(リブ)の応力は、橋構造の中で床版が受け持つさまざまな機能の組合せの結果として生ずるものである。それらさまざまな機能と、その結果生ずる応力とは相関関係にあるものではあるが、思考を明快にするためと設計上の便利のため、つぎのような組成構造系(基本構造系)に別けて考えることが必要である。

系Ⅰ. 主・橋梁系。橋の主要部材の一部として作用する鋼板と縦リブとから成る。

系Ⅱ. 補剛鋼床版。縦リブ・床格・それらの上フランジとしての鋼板から構成され、全体として橋床の役割を果たす。

系Ⅲ. デッキプレート。局部的に連続部材として働き、リブ間に位置する集中輪荷重を直接支持するとともに、その荷重を各リブに伝達する。

以上3つの系のいづれにも「鋼板」が関係していることからみても、鋼床版構造の中でも「鋼板」の占める役割がいかに大きいかがうかがえよう。

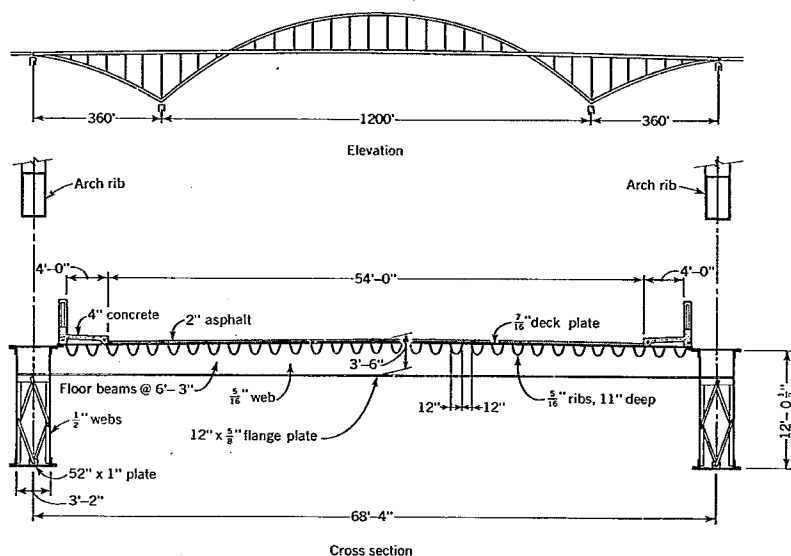


Fig. 1.24. Port Mann Bridge in Vancouver, B. C., Canada (under construction)

1.2.3. 系 I. 主桁部材の一部としての鋼床版

桁橋においては普通、縦補剛材を剛結した剛板は主桁の上フランジとしての働きをする。そのためには鋼板と主桁のウェブとの間に適当なシア・コネクターを設けることが必要になる。

鋼板が主桁のウェブと共働するときの鋼板の“有効巾”の決定は、Chwalla〔7〕およびその他の学者の理論的研究を基底としている。一般に、有効巾は主桁のスパンと載荷状

態によって左右されるものであって、板の厚さには無関係である。主桁に等分布載荷される場合には、有効巾は主桁スパンの約 $\frac{1}{3}$ となり、また連続桁のスパン中央および支点上でもほぼ同じ値となる。

そこで、設計の便利のために、主桁間隔が主桁スパンの $\frac{1}{3}$ 以下の場合には鋼板の全断面が主桁の上フランジとして有効に作用するものと仮定する。

鋼床板が主桁応力を完全に分担することは、実際の鋼床版

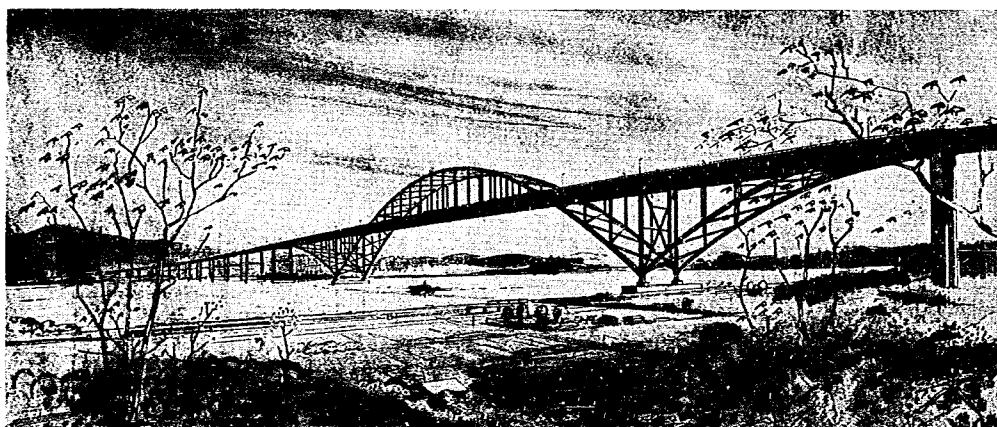


Fig. 1.25. Rendering of Port Mann Bridge in Vancouver

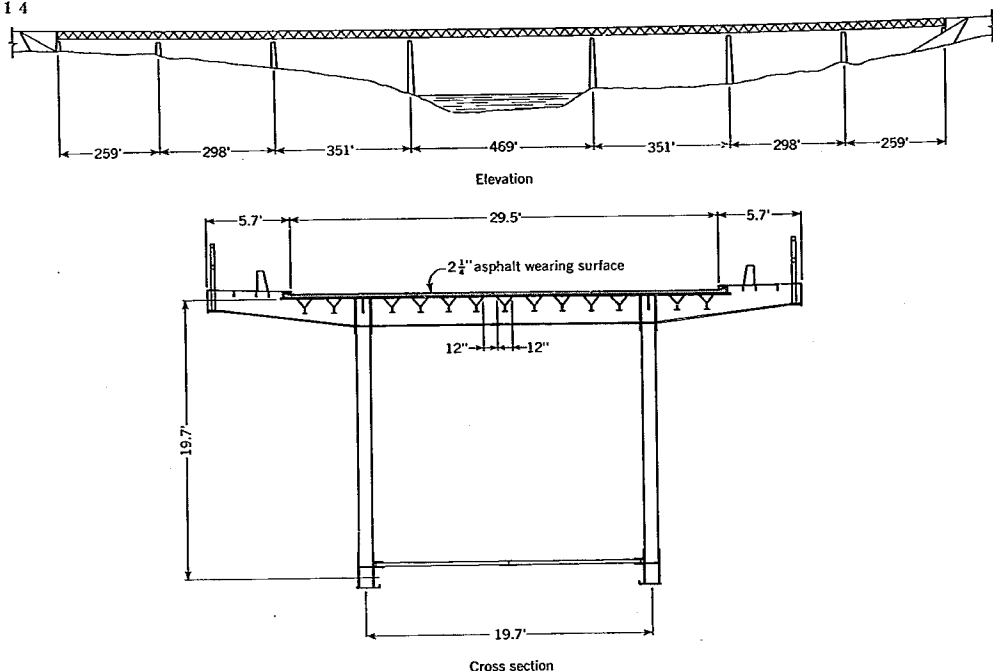


Fig. 1.26. Fulda River Bridge, Bergshausen, Germany (1961)

橋についての応力測定の結果明らかになった。図 1.30a はベルグラートの Save River Bridge における実測結果を示すもので、図は支点上の鋼床板の全市にわたる応力分布を示している。図 1.30b は主桁に非対称載荷した場合で、このときは鋼床応力は 2 主桁間で直線的に変化している。鉛直方向に対しては、鋼板の応力は橋断面の中立軸からの距離に応じて変化している。したがって、補剛リブ底面の応力は、デッキプレートの応力よりは幾分小さな値となる（図 1.37）。

鋼床版およびその縦補剛材の断面積は、一般に主桁の下フランジ断面積よりもかなり大きい。このような非対称主桁断面にあっては、中立軸は床板側に移動して、そのために鋼床版応力は下フランジ応力よりも大きくなる（図 1.37）。主桁応力（系-I）の非対称分布は、設計上きわめて有利なのである、その理由は鋼床版（系-II）の局部的な曲げに対して応力の余裕を残すことになるためである。

系-I の曲げモーメント、剪断力および応力は、普通の方法で計算される。

個々の主桁に対する“活荷重分布”は、橋の断面形状と主桁間の横方向の連結方法とによってきまる。単腹板・2 主桁の場合には、床版上に載った荷重は、床版が 2 主桁間に置かれた単純桁の作用で 2 本の主桁に伝達するものと考えることができる。箱型の桁については橋断面の換り剛度について適

当な考慮がなされねばならない。また 2 主桁以上多主桁の場合には、横ダイアフラムあるいはクロス・フレームの荷重分配作用を考慮に入れねばならない。

主桁応力の一部として分担する鋼床版応力は、負モーメントの範囲では引張り、正モーメントの範囲では圧縮応力となる。

圧縮応力を受ける部分の床版の全体座屈に対する安全率は、通常かなり大きいものであるが、それは、床版がリブあるいは床桁によって縦横に充分補剛されているうえに、一般に系-I の床版に作用する圧縮応力度が小さいためである。したがって、一般の場合、床版の弾性的安定性についての照査は不要である。

しかし、平鋼リブの局部座屈に対しては検討の要があり、座屈の恐れあるときは、とくに、系-II における曲げ部材としての働きを大きくするためにリブの形を巾狭く背丈の高いものとしなければならない。実在の橋の中には、開リブの背丈と厚さとの比が 20～30:1 になっているものもある。

局部的座屈に対する安全率の計算式は附録 II に挙げてある。

普通使われている箱型の縦補剛材（縦リブ）は、局部的座屈に対しては安全であると考えられる。

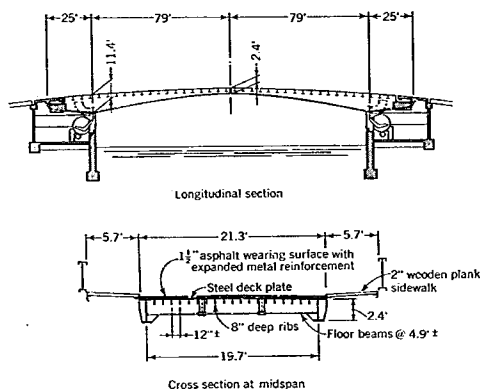


Fig. 1.27. Bascule Bridge in Krakeroy, Norway (1957)

1.2.4 系Ⅱ. 橋の床版としての鈎床版

1.2.4.1 設計荷重下における構造的挙動

縦リブと横床桁とがあって、それらがいづれもデッキプレートを上フランジとして作用する構成の床構造は、床版と主桁との間の水平シア・コネクションがすべて除去されたとの仮定のもとに、橋構造において一個の独立した部材として扱うことができる。このような仮定によって、床構造は単に主桁上に支持されているのであって、したがって床は主桁からの縦方向力をまったく受けず、ただ床版にかかる外力の影響だけを受けるものと考ええる。

2-リブ間のデッキプレート上に作用する集中荷重はデッキプレートを通じて最寄りの縦リブに伝達され、そのときデッキプレートは曲げおよび引張力を受けることになる。この場合のデッキプレート応力については系Ⅲで扱うことになる。

連続部材として作用するところの縦リブは床桁に荷重を伝え、さらに床桁はその荷重を主桁に伝達する。

横床桁は、そこに作用する荷重に応じてたわみを生ずるから、縦リブは弾性支承上に支持されていることになる。この関係を図 1.31a に示してある。この図からもわかるように、床桁がたわむこと、全補剛材の上フランジを形成しているデッキプレートの連続性のために、各リブは単独には働くこ

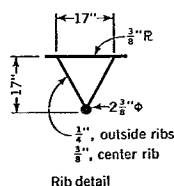


Fig. 1.28. Railroad Bridge in Wuppertal, Germany (1959) 120-ft span

とができず、直接荷重の作用していないリブにもたわみが生じたがって応力も生ずることになる。

図 1.31b は、ある縦リブ上に直接 1 輪荷重が載った場合のそのリブのたわみ曲線およびそれに応ずる曲げモーメントを図式に示したものである。これより、縦リブは弾性支承上の連続梁と同じような挙動を示すことがわらう。しかしながら、主桁に近いところでは床桁のたわみの影響は小さく、したがってその部分の縦リブは固定支承上の連続部材としての作用に近くなる (図 1.31c)。

単ウェブの主桁に連結された床桁は、主桁に単純支持されているとみなすことができる。しかし、主桁が箱型断面であるときは、床桁の端部の拘束を考慮に入れねばならない。また多主桁構造の場合には、床桁は多・固定支承上の連続梁として扱うのが普通である。橋断面の幾何的の形状はあらゆる載荷状態を考慮のもとに定められるものではあるが、主桁相互を堅固なダイヤフラムで連結することは、構造を一層安全なものとする。

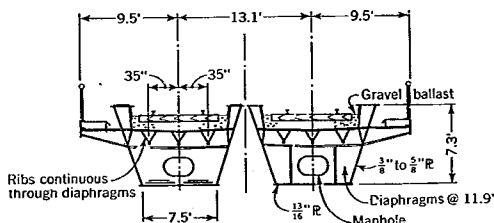
現行の設計要領においては、局部的な載荷重を受けるリブおよび床桁は (系Ⅱ), たわみが応力におよぼす影響を無視した通常の初等曲げ理論に従い、純曲げ部材として扱っている。

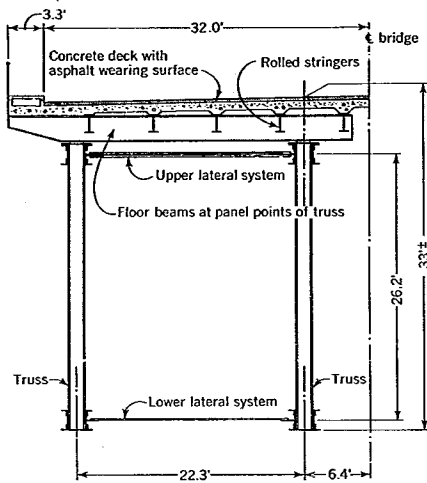
通常の作用荷重および鋼板橋床の幾何学的形状の範囲では、今日このような床版の設計に用いているすべての理論的方法において設けられているこの仮定はリブの応力測定によって確かめられており、このような仮定のうゑに計算された値と実測値とはよく一致することがわかっている [42]。しかし、初等曲げ理論に基いたこの解析法も、大きな荷重が作用して大きなたわみを生じた鋼床版の挙動を正確に表すためには不適当であり、大荷重下における応力値を計算することはできない。このことについては 1.2.4.2 節で論ずる。

1.2.4.2 大荷重下における構造的挙動

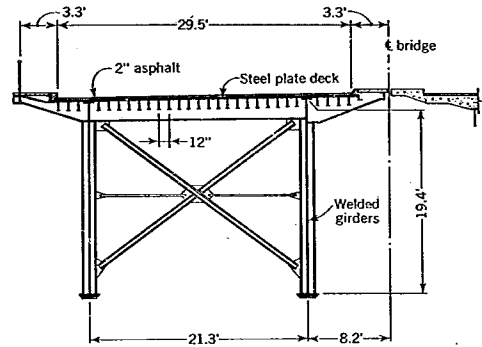
(a) 概説

鋼床版について行なわれた実験の結果によると、床上の荷重が通常の輪荷重限界以上に大きくなると、またはリブのスペンに対するたわみ比がある程度以上に大きくなると、荷重の載ったリブには純曲げ応力のほかに軸力が現われてくる。さらにデッキプレートの脱作用のために、載荷リブには 2 次引張力が生じ、これが隣接リブに発生する等値の大圧縮力と釣り合うことになる。





(a) Old design (1937)



Note: The other half of the bridge has a prestressed concrete deck in composite action with the girders.

(b) New design (1952)

Fig. 1.29. Comparison of the old and the new design of the Autobahn Bridge near Hedemünden, Germany (spans 210-263-314-314-263 ft)

荷重が大きくなり、たわみが増大したときの応力分布はこのような体系をとり、普通的作用荷重下では支配的であった「曲げ応力」はほとんどすべて膜応力に置換される。

このように、たわみがかなり大きい場合には、鋼床版の挙動は部材群の変形がそれらの応力におよぼす影響を無視した通常の曲げ理論とは根本的に違ったものとなる。そして、とくに重要なことはこの場合の強度は通常の曲げ理論で表わされるその何倍も大きい、ということである。

このことは、次にのべる鋼床版の実験結果が示している。

(b) Save River Bridge 閉リブ鋼床版の模型実験

集中荷重が載ったときの閉リブ鋼床版のたわみと破壊強度とを得ることを目的としたこの試験は、Save River Bridge の鋼床版の設計条件を与えるためにドイツ・Darmstadt 工業大学において行なわれた〔30〕。

模型は構造用炭素鋼を用い、実橋のものに模して $1/50$ 縮尺で造った5径間連続のテストパネルである。模型の寸法および2つの試験のうちの1つの試験設備を、図1.32aに示す。

直接荷重の載るリブの下縁応力が許容応力、降伏点応力および破壊応力に達するときの荷重 P の大きさを、一般曲げ理論によって計算すると次のようである。

$$\begin{aligned} \text{許容応力, } 1.4 \frac{t}{\sqrt{r}} (19.8 \text{ ksi.}) & \cdots \cdots P = 206t \\ \text{降伏点応力} & \cdots \cdots P = 352t \\ \text{破壊強度} & \cdots \cdots P = 542t \end{aligned}$$

しかし、実験によって観測された版の挙動および破壊強度は、上記の値とは著しく異なるものであった。載荷を繰返してゆくうち、 $P = 41t$ までは純・弾性的挙動が観測され、 $P = 41t$ においてはじめて 0.01 mm の永久たわみが観測され、

リブが降伏点応力に達した。荷重が $41t$ 以上になると本質的な曲げ部材との違いが現われはじめた。すなわち、部材の座折によるたわみの無制限増加は起らず、初期より幾分早い速度ながら依然として荷重の増加と比例を保ちながら、たわみは増大した。図1.32bに示すように、たわみは $P = 30.5t$ に達するまで記録された。

$P = 48t$ においてリブ下縁にはじめてクラックが発生、 $P = 56t$ に至ってそのクラックはリブの全高に貫通した。しかし、載荷リブ以外のリブはもとのまま完全であるため、この模型床版の耐荷容量はまだ残されていた。 $48t$ 荷重下における模型底部の状況は図1.33aのようであり、試験終了後の模型床版の状況は図1.33bのようである。

$P = 56t$ が破壊荷重と考えられるが、これについて実際の破壊荷重と計算破壊荷重との比を計算してみると、 $56/542 = 1.03$ となる。

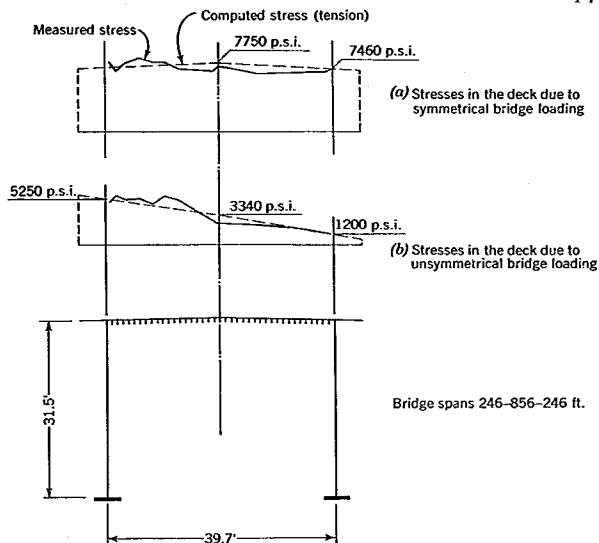
鋼床版のこのような過大耐荷容量については、9.3.2節に述べる橋の最終設計において部分的に役立てられる。

(c) 閉リブ鋼床版模型の試験

閉断面複補鋼リブを用いた模型の試験がStuttgart工業大学で行なわれた〔42, 44〕。台形断面のリブをもつこの試験体の形状寸法は図1.34aに示すとおりで、実物の $1/50$ 程度の大きさと言えよう。本試験の目的の一つはリブの振り剛性の影響を求めることにあり、一方、振り剛性の影響は長大リブスパンほど大きいことから、本試験体ではリブにはスパンが比較的大きく、リブ高の低い($h/t = 1/44$)リブを採用した。材質は構造用炭素鋼材である。

集中荷重 P によるリブ下縁の許容・降伏点・破壊応力点

Fig. 1.30. Test measurements of stresses in the deck plate acting as the flange of the main girders of the Save River Bridge at the supports



は、(b)の場合と同じく初等曲げ理論によって計算した。

- 載荷リブ下縁が許容応力 $1.4 t / c_{\text{eff}}$ (19.8 ksi) に達するときの荷重 $P = 1.45 t$
- 載荷リブ下縁が降伏点応力に達するときの荷重 $P = 2.56 t$
- 破壊強度 $P = 3.8 t$

理論許容荷重 $1.45 t$ をパネルに載荷したときの実測たわみ値は、本書第 5 章の公式により算出した値とかなりよく一致したが、ただ載荷点直下だけは例外で、 h/c が非常に小さいために載荷リブには本来の曲げ応力に加えて 25 ksi (177 kg/cm^2) の大きさの引張応力が現われ、その位置における部分的な膜状態の発生を物語った。このことは、載荷リブ No. 1 (図 1.34a) のたわみ曲線の形からも証明され、純曲げ部材における放物線形のたわみ曲線とちがひ、ほとんど直線に近い状態となっている。

このような例外的場合においては、たわみがリブスパンの $1/500$ 程度に小さくて部材のどの点もまだ塑性域に達しないから、すなわち弾性限界内においてははっきりした膜状態が発生したことに注意すべきである。

荷重の大きさをさらに増してゆき、理論破壊荷重 $3.8 t$ を超えて $P = 5 \text{ ton}$ に達するまでの間、荷重とたわみとの間にはほぼ比例関係のあることが観測された。 $P = 5 t$ 時には 1.3 mm (リブスパンの $1/3000$) の永久たわみが測定された (図 1.34b)。

荷重が 5 ton 以上になると、たわみはもはや荷重の大きさに比例しなくなったが、しかし、荷重の増大につれてたわ

みも増加した (図 1.34c)。ただ、Save River Bridge の床版についての試験の結果 (図 1.32) とは逆に、荷重増加に対するたわみ増加率は初期より小さかった。このような挙動は、この場合とくに有効な膜作用が生じたためと解され、したがってスレンダーな床版における大きなたわみと、十分に剛度の高い閉リブおよび端梁 BC, DE の存在とは、パネルの載荷部分に発生する引張膜応力と鈎合うのに必要な圧縮ならびに曲げ反力を生ずることを可能にするものと解される。パネルの固定支承 BD, CE には全然水平反力が発生しなかったことは、注目に価する。

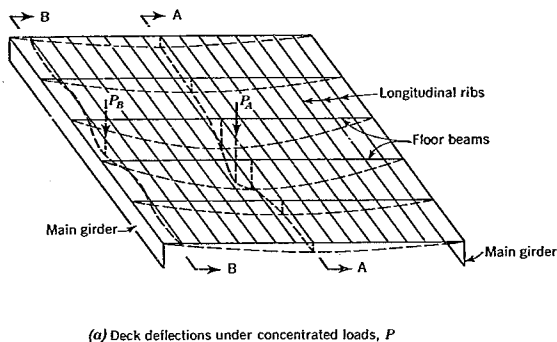
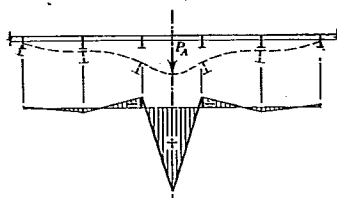
パネルを破壊するために、荷重を 160 ton まで増したが、模型はここでようやくその全耐荷容量に達した (図 1.35)。しかし、この状態においても、リブあるいは溶接部分にクラックは全然認められなかった。かくして、この模型の実測破壊荷重は理論極限荷重 $3.8 t$ の実に 4.2 倍となったのである。

別に、 3 mm 厚デッキプレートと同厚の矩形閉リブから成る模型による試験の結果は、直接載荷リブに隣接する部分の鋼版は十分な耐圧強度を持つことが重要であることを物語っている (44)。すなわち、この試験では、パネルの耐荷容量は鋼床版の座屈強度できまってしまう、充分な膜作用が生ずる前に破壊が起ってしまった。とは云え、この場合でも、やはり実測破壊荷重は理論破壊荷重よりも大であった。

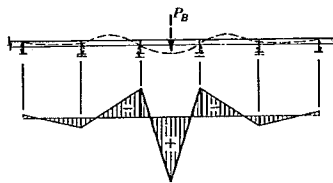
(d) 結論

以上のべた鋼床版の静荷重試験では、いづれも縦リブの実働耐荷容量は理論値を大巾に上回っている。

また、どの試験においても、載荷リブの純弾性的挙動の限界は、初等曲げ理論によるそれより大きかった。作用荷重限界以上の弾性域におけるリブ応力と荷重の大きさとの関係は非

(a) Deck deflections under concentrated loads, P 

(b) Deflections and bending moments in rib near center line of bridge (Section A-A)



(c) Deflections and bending moments in rib near main girder (Section B-B)

Fig. 1.31. Deflections of a steel plate deck and bending moments in longitudinal ribs (System II)

比例関係、すなわち、荷重増加に対する応力増加率が小さくなり、図 1.3.6 のように表わされる。したがって降伏点応力に対する実際の安全率は、荷重と応力の直線関係をもとにした安全率よりも大きくなる。ここで注意することは、このことは、引張部材または引張梁とはちがって、鋼床版の一局部が塑性化してもその点の構造的挙動が何か別のものにかわってしまうような特異点になったとはいえないことである。

鋼床版の床桁に対する載荷試験は行なわれなかったが、縦リブと同様の過大耐荷容量が床桁に対しても期待できよう。

試験の結果観測された 1-集中静荷重載荷下における版の挙動ならびに驚異的な高耐荷容量については、デッキプレートとの誤作用との有利な結合および床版の高次不静定による塑性余力によるものと説明づけられる。しかしながら、大荷重下における鋼床版の複合構造機構については未だ明らかでなく、その挙動についての 2.3 の見解も十分に納得できるものとはいえない。

注意を要するのは、鋼床版のこのような静的強度を實際面を利用しようとするとき、事実上 2 つの要素、すなわち好ましくない床版の変形と、移動荷重の通過によって生ずる反復応力に対する床版の抵抗能力によってきまる疲労強度の面とから制約されるということである。

部材の不fastなたわみあるいは変形を避けるための設計制約は比較的簡単に決定できるのに対し、デッキプレートおよびリブの理論的疲労強度および、それが床版の設計においてどれだけの意義を持つかについては、また充分に探究されていない。

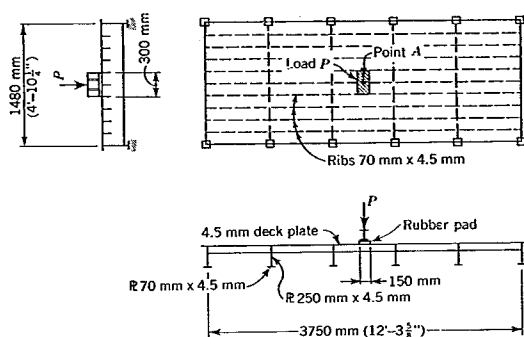
Darmstadt 工業大学で行なった「2 リブ間のデッキプレート (系-III)」についての動的実験結果の示すところでは、繰返し荷重を受けるデッキプレートの疲労強度はかなり

大きく、その材料の降伏点附近をとるもののものである(第 6 章参照)。鋼床版の縦リブについて動的試験を行なった報告はまだ皆無であるが、リブの疲労強度はデッキプレートのそれより小さくないものと云われている。なぜなら、系-I におけるリブ応力と系-II において、移動輪荷重下の振動によって生ずるリブ応力との合成応力は、系-III におけるデッキプレートの応力よりも小さいのが普通であり、一方、系-I 活荷重応力によっては設計を支配する値は得られない。

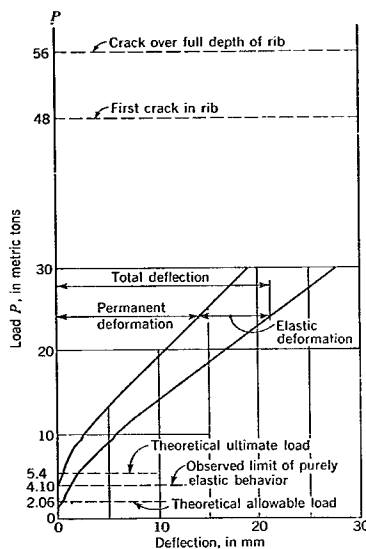
鋼床版の試験において予測した挙動と実際の挙動とはなはだけはなれたものであったことの矛盾からも明らかのように、荷重・たわみ・応力が直線比例関係を有するものと仮定し、従来の「許容応力」の概念を用いてなされる設計法は、作用荷重下の応力計算には有効であっても、大荷重下における鋼床版の変形や、実際の安全度を求めるには適当でない。破壊あるいは過大なたわみに対する鋼床版の実際の安全性を確める必要性がさほど大きくないときには、作用荷重下における作用応力を正確に計算することの価値も小さいので基礎曲げ理論にもとづく設計法に過度の解析的手法を加えることは不適当と思われる。

輪荷重作用下の鋼床版の終局挙動は、たわみが応力に及ぼす影響と鋼材の塑性との 2 つを考慮に入れた高等理論によってのみ表わし得る。しかし、この問題の厳密解がもし得られるとしても、それは工学上の目的に対してはたゞに煩雑を加えるものとなる。その点、静的 (あるいは動的) 載荷実験の結果にもとづいた簡易設計法は、鋼板橋床のより現実的な設計をめざす上から願わしいものである。この方針に沿った研究事業が現在進められている。

やがて、改良された設計法が生み出されるであろうが、それまでの間は、現在のところもっとも便利な初等曲げ理論を



(a) Test arrangement



(b) Load-deflection curve for point A

Fig. 1.32. Load test on a half scale model of Save River Bridge deck plating

用いることが目的になつてゐるといふよう。

鋼床版を一個の独立した要素（系Ⅱ）として扱うときの理論と設計法については、第2章～第5章で問題としている。

初等理論における欠点は、設計に用いる応力値を適当に選ぶことで部分的に補うことができようが、このことについては第9章で論ずる。

1.2.5 系Ⅲ 縦リブ間で作用をうけるデッキプレート

リブとリブとの間のデッキプレートに載った輪荷重は、デッキプレートの連続等方性板（系Ⅲ）としての働きによってリブに伝達される。

デッキプレートに直接作用する輪荷重をリブに伝達するとき、デッキプレートに発生する応力に加えて、デッキプレートにはさらに、橋軸直角方向に振り抵抗リブ系にシアを搬送する作用によって、2次のな曲げ応力が発生する。

デッキプレートにおけるこのような局部応力は、1.2.4節で論じた系Ⅱ応力の範囲外である。

2-リブに支持されたデッキプレート上に作用する集中荷重を増してゆくと、デッキプレート中の曲げ応力は次第に膜応力と入れかわり、板の耐荷容量は初等曲げ理論によって計算される値よりかなり大きくなる、ということについては、すでに系Ⅱについての論議で述べた。

実験によって、集中荷重下における平鋼板の高強度が立証されたことからみても一般に局部的な系Ⅲ応力は鋼床版の設計において無視しうるものと考えられる。

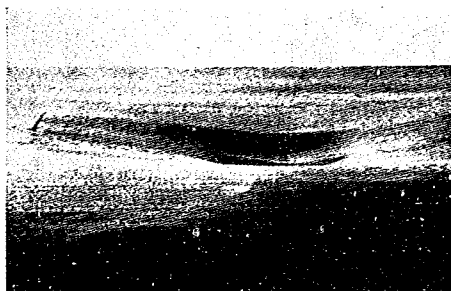
(a) Crack in rib at $P=48$ tons(b) Deformation at $P=56$ tons

Fig. 1.33. Load test on model of Save River Bridge deck

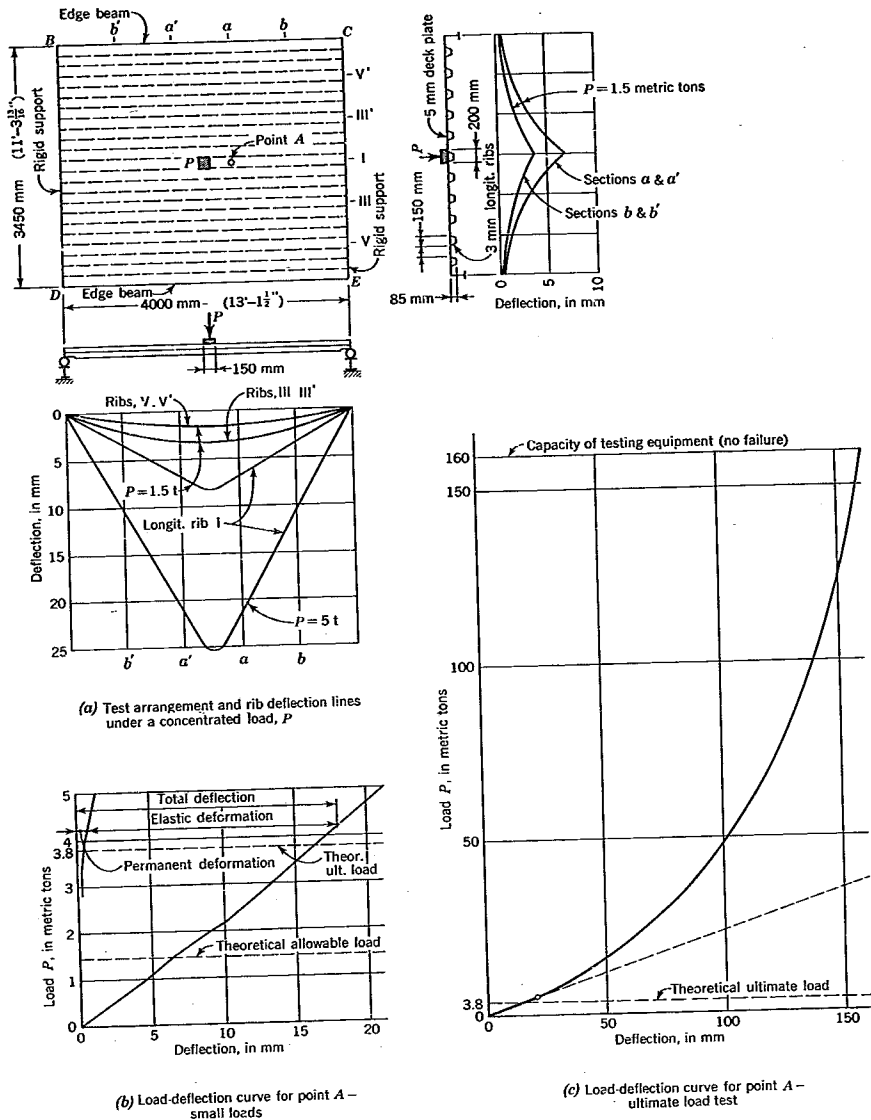


Fig. 1.34. Load test on a steel deck panel with closed ribs

このことについては第6章にて説明する。

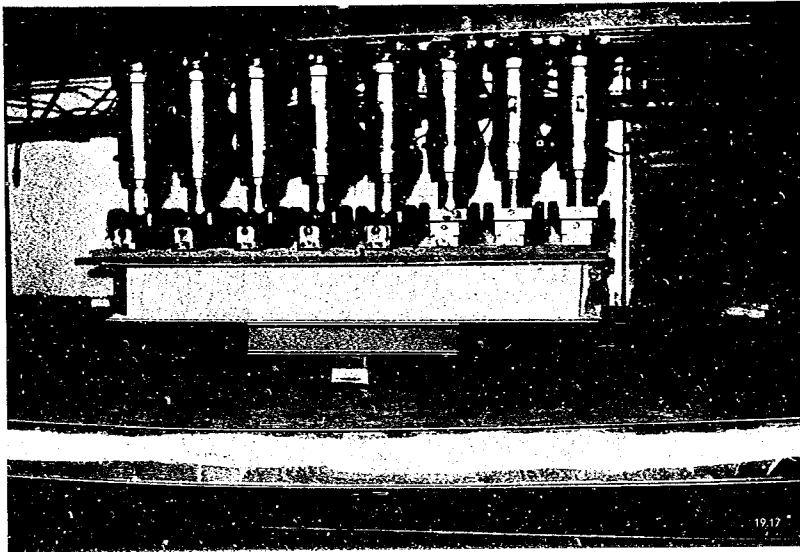
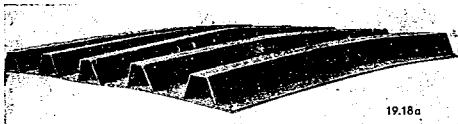
1.2.6 応力の重ね合せ

作用荷重下における鋼床版の任意の部材の最大応力を求めるには、前節までに論じた3つの基本系において負担するその部材の応力を適宜重ね合せをすればよい。

ただし、このような応力の重ね合せは、荷重と応力との間

の直線比例関係は、個々の系の相互作用の影響を受けないとの仮定のもとに成立するものである。この仮定についての論議は9.3.4を見られたい。

上路桁橋の場合、床版の系Ⅰ・作用によって主桁の正モーメントの範囲では圧縮応力が負モーメントの範囲では引張応力が床版に生ずる。

(a) Test panel under maximum load, $P = 160$ tons

(b) Side view of the central portion of the test panel cut out after test



(c) Cross section through the central portion of the test panel after test

Fig. 1.35. Load test on a steel deck panel with closed ribs (Fig. 1.34)

系Ⅰのこのような軸応力に加えて、橋軸方向の系Ⅱ・曲げ応力が累加される。リブ断面が非対称であるために、直接荷重の作用するリブの下縁において系Ⅱ応力の最大値が現われ、2床桁間に支持された縦リブのスパン中央に位置する輪荷重直下のリブ下縁に最大引張力が発生し、床桁との交点上のリブ下縁に最大圧縮応力が発生する。

局部系、系Ⅲにおけるデッキプレート応力は主として橋軸直角方向に作用するから、系Ⅰ、系Ⅱとの応力の重ね合わせに際して、一般に系Ⅲ応力は無視している。

橋床版における、応力の重ね合わせの一例を図1.37に示す。A点およびB点は、系Ⅰと系Ⅱにおける最大応力が同符号となって、絶対最大局部応力を生ずるような位置を示す。

重ね合わされる系Ⅰ応力と系Ⅱ応力とは同一載荷によるものでなければならない。ここで注意すべきことは、系Ⅰ、系Ⅱのいずれにおいても、ある位置に最大応力を発生させるように載荷した荷重の数とその位置とは不要なることである。

橋面上におけるどのような載荷状態に対しても、応力の重ね合わせによって得られる限界最大応力度はかなり低い応力度

を受ける材料に囲まれた特異点数ヶ所においてのみ発生すること、注目すべきことである。

本質的にたがいに異なった性質と個々の安全率をもった基本構造系(系Ⅰ、系Ⅱ、……)における応力成分を重ね合わせて得られる合成応力値は、その値をもってその構造物の安全度を評価しようとするときは、等質構造系における応力と同じように考えてはいけないことは云うまでもない。このことについては第9章で論ずる。

1.3 経済的考察

1.3.1. 鋼床版構造の経済性に寄与する諸因子

1.3.1.1 鋼重の軽減

スパン150～200ft. (45～60m)以上の鋼床板橋における1ft²当り鋼重は、普通の設計による同スパンの鋼橋のそれよりも一般に小さい。スパンが大きくなるにつれて鋼重の軽減は顕著になる。

このことの実例として、図1.38に (a) Cologne - Muelheim Bridge(図1.21), (b) Duesseeldorf - Neuss Bridge(図1.10), (c) Save River Bridge

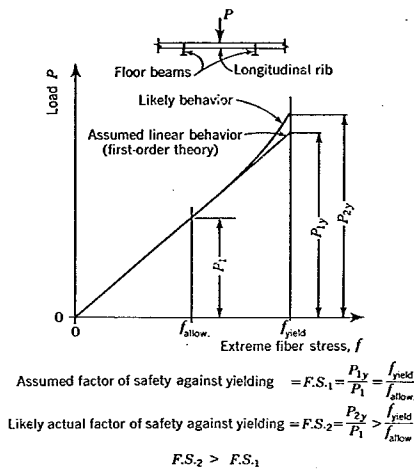


Fig. 1.36. Schematic load-stress diagram of a longitudinal rib of a steel plate deck

(図 1.8) の 3 橋における新旧橋の鋼重を比較して示してある。これら 3 橋における旧橋はいずれも慣用の設計によるもので、戦時中に破壊してしまったが、のちに新橋が建造され、

その際にはいずれも鋼床版を用いた新構造の採用となったものである。

これら 3 橋における旧橋に対する新橋の鋼重軽減率は、(a) 55%, (b) 25%, (c) 44% となる (図 1.38)。

(a) の場合、旧橋が自碇式吊橋であったものを、新橋では自碇式より効果的な碇式に改めたとはいえ、鋼重減少の大半は軽量床版の採用とその床版が補剛構造部材の応力分担をなすことによるものであった。

(b) の場合にも、鋼重の減少はいちぢるしいものであるがこれは背丈の大きなトラス構造であった旧橋に対し、新橋では鋼床版の採用によって非常に背丈の低い桁橋に改めたためである。

なお、3 橋における全死荷重減少率は (a) 52%, (b) 62%, (c) 60% となっている。

各種スパンの代表的な鋼床版橋における橋面 1 ft² 当りの鋼重および全死荷重の値を表 1.3.1.1 に示す。

表 1.3.1.1 に示された鋼床版橋の重量についてのデータでもわかる通り、鋼床版橋の鋼重および死過重は、同一条件で設計した同型式の鋼床版によらない橋のそれより、かなり小さくなる。

AASHO 規準に基づいて設計した橋梁の鋼重については、1.3.2 節で述べる。

鋼床版橋は、普通の桁橋にくらべて製作費が高くつくために、架設済鋼材の 1 lb 当り価格は相当高いものとなり、そ

表 1.3.1.1 代表的な鋼床版橋 (実在) における鋼重および全死荷重

橋 造 物	年 代	ス パ ン (ft)	鋼 重 (橋床 1 ft ² 当り, lb.)	全死荷重 (橋床 1 ft ² 当り, lb.)
(a) プレトガーダー橋		m	Kg/m ²	Kg/m ²
1. Weser Bridge (ドイツ, Porta)	1954	209-256-348 63.7 78 106	55 268	100 488
2. St. Alban Bridge (スイス, Basle)	1955	189-443-189 57.6 135 57.6	73 356	100 488
3. Duesseldorf-Neuss Bridge (ドイツ)	1951	338-676-338 103 206 103	104 508	126 615
4. Save River Bridge (ユーゴ, ベルグ ラード)	1956	246-856-246 75 261 75	105 512	138 673
(b) 斜張橋				
5. Duesseldorf-North Bridge (ドイツ)	1957	354-853-354 108 260 108	75 366	133 649
6. Severin Bridge (ドイツ, Cologne)	1959	161-292-157-909-494-172 491 89 479 277 1505 524	86 420	110 536
(c) 吊 橋				
7. Duisburg-Homberg Bridge (ドイツ)	1954	421-936-421 128 285 128	98 478	130 635
8. Cologne-Muelheim Bridge (ドイツ)	1951	279-1033-279 85 315 85	90 439	135 659

註: 斜張橋および吊橋の場合の重量は塔およびケーブル重量をも含む。

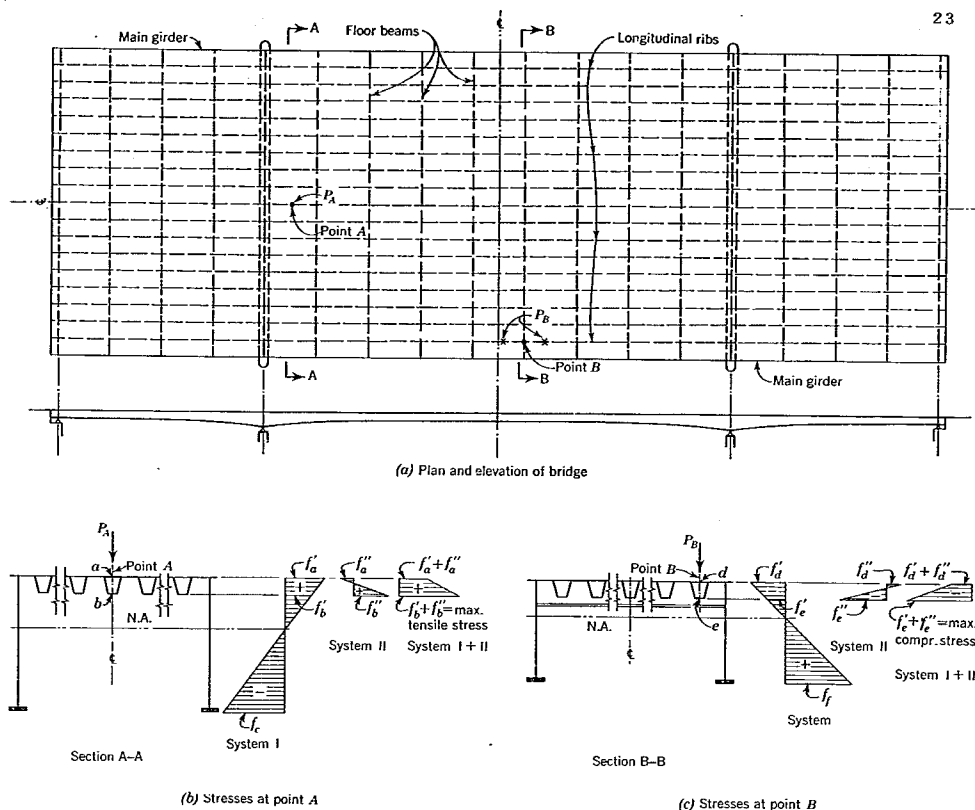


Fig. 1.37. Stress superposition in a steel plate deck bridge

のために、鋼床版橋は鋼重が大きく軽減される割には価格は安くない。そのうえ、鋼床版橋では、炭素鋼より高価な低合金鋼の使用量もかなり多くなる。

ヨーロッパにおける実態が示すところでは、鋼床版橋の製作・架設工程では、普通の構造の桁橋の同工程よりも、鋼材トン当り15~20%増しの〔人員×時間〕が必要となる。

仮に、労賃が架設終了後における鋼材単価の約 $\frac{1}{2}$ ~ $\frac{2}{3}$ を占めるものとするれば、鋼床版橋では鋼材トン当りの労賃の比率がさらに15~20%増となるために、普通構造の橋と鋼床橋との間におよそ10~15%の価格差を生ずることになる。したがって、逆に上部工における鋼重減少率が10~15%以上となると、コストも低下させることができる。

このような見積りは、最近AISCが数社の鋼構造製作所について行なった経済的調査の結果と一致している(1.3.2節参照)。

実例として、最近建設された Port Mann Bridge (1.1.3.4節参照)の場合には、鋼床版橋としての入札価格と、もう一方の普通設計による見積り価格との差は10%で

あった。

ヨーロッパにおける橋梁建設では、労賃に対する材料費の比率は米国の場合よりかなり大きく、したがってヨーロッパではほとんどの場合、設計方法(橋梁形式)の選択は、材料削減の面からのみ決定されていることをつけ加えておく。

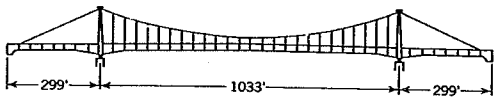
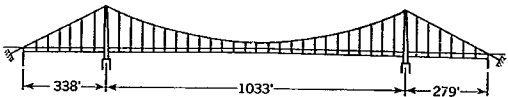
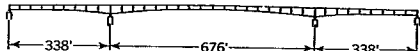
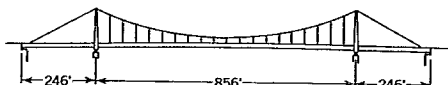
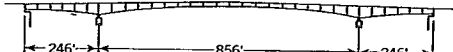
1.3.1.2 架設の効率

コストを低減させるためのもう一つの要因は、鋼床版橋の架設の効率を大ならしめることである。

鋼床版橋の主桁断面は一般に比較的小さい量であるが、このことはカンティレバー架設法を用いるときに重要な要素となる。

鋼床版橋の工事中におけるコンクリート工事は1回の作業、すなわち、全工事の第1段階としての下部工の建設作業だけである。普通の型式の橋梁の工事では基礎工事と、鋼構造部作業完了後における床版打設工事との2回のコンクリート作業があって、そのためにコンクリート製造装置を2度工事現場に運ぶことが必要とされるのであって、この点が鋼床版橋の作業工程とちがっている。

鋼床版橋の工事では普通橋の工事よりもコンクリート工事

BRIDGE	ELEVATION	YEAR	WEIGHT, TONS OF 2000 LBS.	
			STEEL*	TOTAL
COLOGNE-MUELHEIM		1929	14,150	20,000
		1951	6,400	9,500
DUESSELDORF-NEUSS		1930	9,300	22,000
		1951	6,970	8,400
SAVE RIVER, BELGRADE		1934	7,500	13,000
		1956	4,200	5,200

*Note: Weights of suspension bridges include towers and cables.

Fig. 1.38. Steel weight and total dead weight of the old and the new designs of three bridges

が一つ少ないために、それだけ工期は短縮されるが、大部材ユニットを工場製作で行なえば、工期はさらに短縮できる(1.1.3.7節参照)。

1.3.1.3 コンクリート床版と鋼床版舗装との価格差

鋼材の単価を直接低減させるとともに、鉄筋コンクリート床版よりも安価な舗装を用いることは、工費低減上有利なことである。

通常の7½ in. 厚(18.8 cm厚)鉄筋コンクリート床版の単価は約2ドル/ft²であり、軽量コンクリート使用の場合はそれ以上の価格となる。多くの場合、コンクリートスラブの

上にはさらにもう一層の表面舗装がなされるから、価格もまたその分だけ高くなる。

第8章で述べるように、2 in. (5 cm)厚アスファルト舗装によるときは、鋼板表面の処理をも含めて、費用は50セント/ft²以下とすることができる。アスファルト材料より高価な材料を用いたとしても、このようなすい表面舗装にかかる費用は1ドル/ft²以上とはならないであろう。

1.3.1.4 桁高の低減による経済性

鋼床版橋の特色の一つは、普通の設計では経済的に実現不可能であるようなスレンダーな形状にある。このことは本章

第1.1.3節中に挙げたいくつかの実例によっても明らかである。

桁高の低減は、その構造物の美観を増すうえに役立つばかりでなく、取付部の工費を低減し、あるいは取付道路の勾配をゆるやかにする。

1.3.1.5 下部工の経済性

鋼床版橋上部工の死荷重は普通の形式の橋梁上部工の死荷重の $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{2}{3}$ 程度に軽減される(1.3.1.1参照)のであるがこのことは下部工の設計にも大きな影響をもつものである。

鋼床版橋の下部工は、上部工の自重が小さいためにフーチングの寸法を小さくしたり、杭の数を少なくできること、あるいは鋼床版橋の上部工はスパンを大きくとることが経済的に可能なことから、橋脚の数を少なくし、しかもそれらを最も有利な位置に設けるようにすることなどによって、下部工の工費は低減される。

下部工における工費の低減は、基礎の状態が悪くて深い根入れの杭を要するような場所においてとくに著しいものがある。

普通の設計で造られたいくつかの実在の長大径間桁橋について、それらの実際の地盤状態を考慮して下部工費の比較見積りをしてみると、軽量な鋼床版橋とすることによって下部工工費を5～15%低減させることができたものと思われる。

1.3.2 AISCの価格調査

U. S. A. における鋼床版構造の使用がどの程度、経済的に有利かを評価するため、AISCは一連の設計ならびに価格の調査を行ってきた。

調査の第1段階として、鋼床版橋の代表的な設計細目について数多くの鋼構造物製作所について調査を行なったのであるが、それによってこれらの細目をアメリカの製作・架設実費要領の改定に活用すべき示唆が与えられた。

試験の結果、鋼床版に閉リブを用いることは開リブ使用の場合より必ずしも経費がかさむものではなく、とくに床桁間隔をヨーロッパで慣行している限度以上に大きくした場合にはなおさらである、ということがわかった。

AASHTO基準に従って設計し、研究の課程において定めた鋼床版桁橋(2主桁)の ft^2 当りのおおよその鋼重は図1.39のようである。床版補剛材(縦リブおよび床桁)だけの鋼重は、図7.2のようになる。

さまざまな実在橋梁における鋼重は、その設計様式(リベットまたは溶接)、橋の巾員、鋼材の種類、コンクリート床版および表面舗装の単位重量、合成作用の利用度などの諸因子に応じて大巾に異なっているために、鋼床版橋とコンクリート床版を用いた普通の桁橋との一般的な比較をすることは甚だ困難なことである。

しかし、実在橋梁のデータからみて、スパン50～100 ft. の“単純・圧延梁・合成・縦桁橋”における単位鋼重がそれぞれの橋の設計方式と径間長とに応じて $20 \sim 55 \text{ lb/ft}^2$ の範囲にあるのに対し、スパン200～400 ft. の3径間連続リベット桁橋の単位鋼重は一般に $55 \sim 95 \text{ lb/ft}^2$ 程度とな

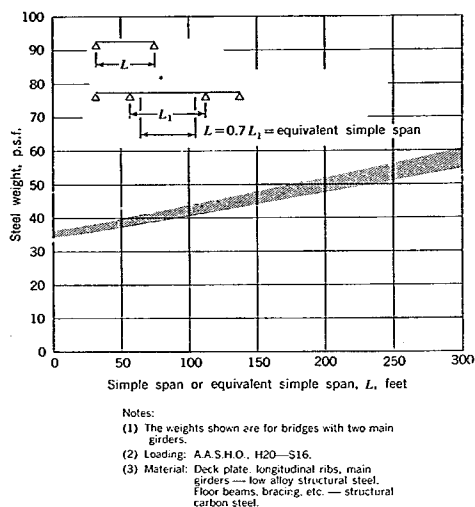


Fig. 1.39. Approximate weight of structural steel in steel plate deck girder bridges designed in accordance with the AASHTO specifications

っていることは注目値する。

コンクリート床版橋と鋼床版橋とにおける単位鋼重がほぼ同一となるような単純径間長は150 ft. (約45 m)前後のようである。

スパン割り275-375-275 ft.の3径間連続、4車線橋についての予備研究が、コストについての完全な研究を遂行するために選ばれた。過去10年間に、このようなスパン割りのコンクリート床版橋数橋が、それぞれコスト比較のために計画された因子をあてがわれつつ、建設された。

2つの比較設計がなされたが、その一つは鋼床版によるもの(A)、もう一つはコンクリート床版によるもの(B)である。

設計Aの床版のおもな諸元は、第7章の数値計算例、No. 2とほとんど同じであるが、ただこのA、B両設計はいずれもAASHTO基準に従ったために、同基準の板の最小厚の規定を満足させるように、閉リブの板厚は $\frac{1}{4}$ in. より厚くして $\frac{3}{8}$ in. とした。

設計Bは、現行の溶接橋施工実費要領にもとづく普通の設計で、2溶接主桁、床桁および縦桁、それに $6\frac{1}{4}$ in. 厚(168 cm)鉄筋コンクリート床版からなり、床版上の表面舗装は設けなかった。

設計Bは合成桁として設計したのであるが、経済的にとくに有利な点は見られなかった。

この2様の設計について、製作・架設費を考慮に入れてコストの比較を行なった結果を表1.3.2に示してある。

同表に示されたコストは控え目な算定をしてあるがこれを比較すると、設計Aにおけるコスト低減は10%台であることがわかる。ただしこの数値(10%)には、鋼床版設計に

おいてその軽い上部工のために生ずる下部工の工費低減分は含まれていない。

設計Aにおいてリブの板厚を $\frac{1}{4}$ in. にすれば（設計上の観点からは $\frac{1}{4}$ in. 厚で十分である）、銅重は前記設計（ $\frac{5}{16}$ in. 厚リブ使用の）における 57 lb/ft^2 から 55 lb/ft^2 に減じ、その結果、全経費についてのコスト低減は約15%となる。さらに、設計Aにおいては、主桁ウェブの剪断力が小さいのでウェブのスレンダネスは現行のAASHO規格よりもかなり大きく（すなわちウェブ板厚をうすく）することができるとあり、それによってまたそれだけのコスト低減を生ずることになる。

さらにまた、第9章でのべるような、直交異方性銅床版の構造特性を基とした特別設計規定案の適用によって、それ以上のコスト低減も可能となる。

設計Aの場合のコストと、これと同一またはこれと近似したスパン割りで、数社の製作所により建設せられた実在のいくつかの橋梁のコストとを比較してみると、銅床版の採用に

よる上部工費の低減率は25%またはそれ以上となっている。

以上のべたような研究の結果、上路・桁橋の場合、単純桁ではスパン150～180 ft. (45～55 m)以上、連続桁では中央スパン200～250 ft. (60～75 m)以上のときには、銅床版構造を採用する方が有利であることが明らかとなった。スパンがちょうどこの限界点附近の長さとなる場合には、一応コンクリート床版・合成桁との比較設計を行なうことが当を得ていると云えよう。

スパンのかなり小さな橋であっても、とくに軽量であること、あるいは桁高が低いこと、あるいは工事能率がとくによいことなどの特殊条件があるときには、銅床版構造が用いられよう。

径間長が大きくなるほど、銅床版構造の使用によるコスト低減の度合は次第に大きくなる。カナダ、VancouverのPort Mann Bridge(1.13.4節参照)はこのことを立証するもので、この橋に銅床版を用いたことによる工費低減額は百万ドル台のものであった。

表-1.3.2 工費比較 275-375-275 ft. ($83^m-113^m-83^m$)スパン連続桁, 4車線橋

項 目	諸 量	単 価 (ドル)	価 格 (ドル)
設計A (銅床版橋, 1957年制定AASHO規格により設計)			
構造用低合金鋼			
床 版	1592000 lb.	0.34	541000
その他	1665000 lb.	0.28	466200
構造用炭素鋼	336000 lb.	0.26	87400
鉄 筋	49200 lb.	0.13	6400
軽量コンクリート (歩道, 緑石)	292 yd ³	9000	26300
アスファルト表面舗装	660 ton	2000	13200
			1140800
銅材総重量	57 lb/ft ²		
全死荷重	91 lb/ft ²		
設計B (コンクリート床版をもつ溶接桁橋)			
構造用低合金鋼	2641000 lb.	0.28	739500
構造用炭素鋼	1498000 lb.	0.26	389500
鉄 筋	295000 lb.	0.13	38400
コンクリート (普通)	1490 yd ³	6000	89400
			1256800
銅材総重量	66 lb/ft ²		
全死荷重	166 lb/ft ²		

第 2 章

床版設計の理論的背景

2.1 緒 言

本章では橋床を一つの独立した部材とみなして(系Ⅱ)の解析についてのみ論ずる。したがって、橋の主要部材の一部として作用する床版(系Ⅰ)の応力については考えない。

一枚のデッキプレートと、それを上フランジとして作用するたがい直角な縦リブと床桁とから構成される鋼床版は、高次の不静定構造物である。設計上の目的からは、格子構造あるいは直交異方性版として扱うことができ、どちらの方法も実際構造物に近いものと考えられる。

鋼床版を格子構造として扱うときは、デッキプレートは2-縦リブ間の細長い材片として扱い、一方縦リブは、格子構造の格点間に支持され、上記の細長い材片を上フランジとして作用するおのふの独立した梁として取り扱う。この場合、もしリブ間隔がデッキプレートの有効巾と等しいかまたはそれ以下であれば、デッキプレートの全断面が有効に活用されることになる。ただし、リブに直角方向のデッキプレートの剛性の影響は無視し、それぞれの細長片はみな独立であるものと考え(13.25)。

鋼床版を“版”とみなす近似設計においては、床桁および縦リブの両者、あるいは単に縦リブの剛度は、それぞれの部材軸に直角な方向に関して全床版にわたって等分布であると仮定することによって、実際には不均等な鋼床版構造を、その特性を失うことなく、直交異方性版におきかえることができる。

これら2つの近似解法のうち、直交異方性版としての考えの方が簡潔であり、実用上便利なものである。

本書では、この基本的な近似解法についてのべてある。

閉リブを持つ鋼床版は連続直交異方性版として解かれる。

開リブを持つ鋼床版の設計において、直交異方性版方程式の簡略化は、開リブを連続梁として扱うことによって成し遂げられるが、このことについては第3～第4章のべる。

本書にのべられた設計法をわかりやすくするために、本章ではその理論的背景の概要をのべることにする。

第2.2節、第2.3節では、直交異方性版の一般理論についての基礎的な知識を与え、第2.4節では直交異方性版理論の鋼床版解析への適用について論ずるとともに、直交異方性版理論にもとづく鋼床版設計法の概観についてのべる。

2.2 理想化した直交異方性版の性質

2.2.1 基本的な諸仮定

直交異方性版とは、版の面内におけるたがい直角な2方向 x, y に関する弾性的性質の異なる版であると定義される

(図2.1)。

普通の場合、版厚は一定でかつ版材料は連続的であるから、2-主方向に関する弾性的性質の相違は、材料の弾性係数の相違 $E_x \neq E_y$ およびポアソン比の相違 $\nu_x \neq \nu_y$ によるものでなければならず、このことは剛性公式(2.1式)からも明らかである。したがって、直交異方性版理論では、版を異方性材料と仮定する。

このような材料のよい例として「木板」があるが、この木目方向とそれに直角な方向との弾性係数のちがいは著しいものである。

弾性板の基礎理論による直交異方性版の変形ならびに応力の計算は、異方性の2次の条件を除いては、異方性版の解析に用いるのと同じ仮定のもとになされるのであるが、その仮定とは、次のようなことがらである。

1. 板材料は均等質である。すなわち、材料の物理的性質は板のいかなる点においても同一である。さらに、材料は2-外面間内において連続である。すなわち、板の内部には、空隙やすき間その他の幾何学的不連続性があってはならない。

2. 板の厚さ t は均一でしかも板の他の寸法にくらべて小さいものとする。したがって、板の中立面 (x, y) に垂直な応力および剪断応力が板の変形におよぼす影響を無視することができる。

3. 載荷による板の歪形は、純・弾性的であって、

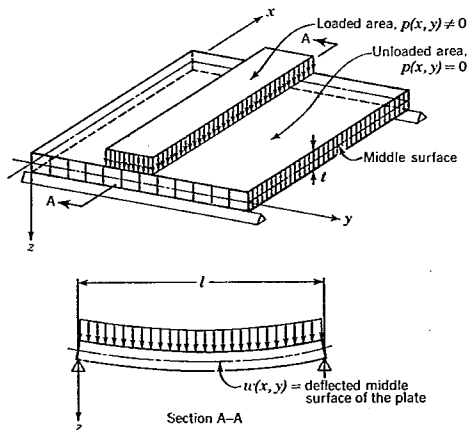


Fig. 2.1. Basic designations

フックの法則に従う。中立面に垂直な直線は、载荷によって板が変形したのちにもなお中立面に垂直な直線である（ベルヌイの定理）。

4 载荷による板のたわみは板厚にくらべて小さいものとする。この仮定は、板における膜応力の発生を認めないものである。

2.2.2 剛性係数

直交異方性版の弾性的性質は、次の3つの剛性係数によって定義される。すなわち、

$D_x = x$ 方向に関する板の曲げ剛度

$D_y = y$ 方向に関する板の曲げ剛度

$H =$ 有効捩り剛度

D_x および D_y は $\text{k-in}^2/\text{in.}$ という単位で表わされるもので、単位巾および厚さ t を有する板・細長片のそれぞれ x 方向、 y 方向に関する曲げ抵抗性を意味し、これらは、下記の公式によって求められるものである。

$$D_x = \frac{E_x t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)}, \quad D_y = \frac{E_y t^3}{12(1-\nu_x \nu_y)} \quad (21)$$

有効捩り剛度 H は板要素の捩りに対する抵抗性を表わすもので、次式によって表わされる。

$$2H = 4C + \nu_y D_x + \nu_x D_y \quad (22)$$

$2C$ の値は、捩り剛性係数と呼ばれるもので、辺長 $dx = dy = 1$ の板要素に $M_{xy} = M_{yx} = 1$ の捩りモーメントが作用するときの板の捩れ角の逆数で表わされる（図2.2）

$$2C = \frac{1}{\theta} \quad (23)$$

直交異方性版の曲げ剛度 D_x , D_y を求めることはさして困難ではないが、 $2C$ の値を求めることは理論的方法あるいは実験的方法のいずれによっても容易ではない。

理想化した直交異方性版における捩り剛性係数 $2C$ の近似値は、Huber [28] によれば、

$$2C = (1 - \sqrt{\nu_x \nu_y}) \sqrt{D_x D_y} \quad (24)$$

ベティの相反作用の定理から、

$$\frac{D_x}{D_y} = \frac{\nu_x}{\nu_y} \quad (25)$$

なることを考慮して直交異方性版の有効捩り剛度の近似値を求めると、(22)式および(24)式より、

$$H = \sqrt{D_x D_y} \quad (26)$$

この値は、たがい直角な2方向の鉄筋比を異にする鉄筋コンクリート版の計算に対して、Huberが推奨した値である。

ここで大切なことは、(24)式および(26)式はごく特殊な場合にのみ適用しうるものであって、直交異方性版と

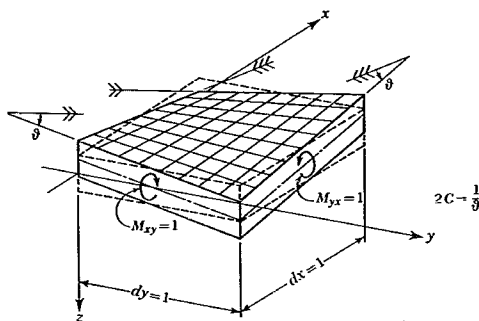


Fig. 2.2. Plate element subject to twisting

して扱われる補剛鋼床版の計算には適用できない、ということである。

2.2.3 等方性版との比較

普通、ごく一般に用いられる等方性版は異方性版の特殊な場合とみなすことができる。(21)式において $E_x = E_y$, $\nu_x = \nu_y$ として、

$$D_x = D_y = D = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (27)$$

となるが、これは版の剛度に関して、よく知られている式である。

等方性版の捩り剛性係数は、次式によって計算できる。

$$2C = \frac{E t^3}{12(1+\nu)} \quad (28)$$

(27)式および(28)式を(22)式に代入すれば、 H についての式が得られる。すなわち、

$$2H = \frac{E t^3}{6(1-\nu^2)} = 2D, \quad \text{または} \quad H = D \quad (29)$$

これより明らかなように、等方性版においては、有効捩り剛度 H は曲げ剛度と等しくなる。

等方性版（銅版、厚さ一定のコンクリートスラブなど）と直交異方性版との構造挙動上の比較を図2.3に示す。

図2.3 aは四辺単純支持の正方形等方性版の中央部に荷重 P が載荷され、その荷重が板中央の微小面積に分布して作用する場合を示す。対称であるために、荷重は版の x , y 両方向に等しく伝達され、したがって版の x 方向、 y 方向のたわみおよび曲げモーメント M_x , M_y は全く等値となる。

図2.3 bは、図2.3 aと同じ寸法でかつ同じ支持条件の正方形・直交異方性版のたわみ曲線および曲げモーメント図を示すものであるが、これは、版の y 方向の曲げ剛性 D_y が x 方向の曲げ剛性 D_x より大きい場合である。

この図から明らかなように、一定荷重 P 載荷下において x'

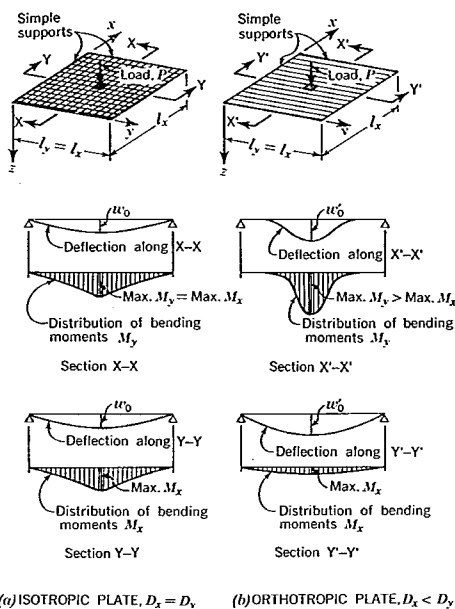


Fig. 2.3. Comparison of deflections and bending moments in a square isotropic and a square orthotropic plate

— X' 断面および $Y'-Y'$ 断面についてのたわみ曲線は、載荷点直下を除いては等しくならない。荷重は剛度の大きな方向、 y 方向に強く伝達されるのであるが、このことは、剛度の大きい方向($X'-X'$ 断面)に対する曲げモーメント M_y が、剛度の小さな方向($Y'-Y'$ 断面)に対する曲げモーメント M_x より大きな値となることから証明される。

また、明らかに直交異方性版の曲げモーメント M_y の最大値は等方性版の曲げモーメントの最大値より大きく、その代り異方性版の曲げモーメントは全スパン l_x に分散せず荷重位置附近の版・細長片に集中している(断面 $X'-X'$)。

したがって、 x -方向よりも y -方向に剛度の大きな方形異方性版は、スパン l_x がスパン l_y より大きな矩形等方性版と比較されることになる。このような矩形等方性版の中央に載せられた荷重は主として y -方向に伝達され、 l_x/l_y の値が大きいときは、異方性版の場合と同じく、荷重の影響は $w=0$ 、 $x=l_x$ の地点にまで及ばない(図2.3 b.)。

極端な場合として、異方性版の剛度 D_x および H が D_y にくらべてはるかに小さいときは、載荷重による曲げモーメント M_y は、荷重の中に応じた細長板要素内のみ作用するものと考えることができる。このような場合には、図2.7 bに示すように、版を多数の桁の並列したものとして表わすことができる。

2.3 直交異方性版の微分方程式とその解

異方性版の問題は、最初にF. Gehring(1860)およびF. Boussinesq(1879)によって研究された。M. T. Huber(1914)[27, 28]は、異方性版の微分方程式のすっきりした解を与えるなど、異方性版をわかりやすいものとした。

異方性版のたわみと載荷状態との間の関係を表わす微分方程式は、Huberの方程式と呼ばれるもので、次式がそれである。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2.10)$$

ここに w は版の中立面上の任意点 (x, y) におけるたわみである(図2.1)。

D_x 、 D_y および H はそれぞれ(2.1)、(2.2)式で与えられる剛性係数であり、 $p(x, y)$ は任意点における荷重強度で直交座標 x 、 y の函数として表わされる。

(2.10)式は、函数 $p(x, y)$ 中にたわみ w が含まれていないから、これは非・同次微分方程式である。

(2.10)式を満足する函数 $w(x, y)$ が、この微分方程式の解である。

垂直荷重が直接作用していない部分については(図2.1)、荷重函数 $p(x, y)$ は0であるから、版の非載荷部分のたわみ w は次式で表わされることになる。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = 0 \quad (2.11)$$

上式は、各項に未知函数 w が含まれているので、同次方程式と呼ばれるものである。

一般に、同次方程式(2.11)は、曲げモーメントおよび版の稜線に沿った線荷重を受ける版を表わすものである。

異方性版の微分方程式(2.10)および(2.11)を解く方法は、本質的に等方性版の微分方程式を解く方法と変りないが、ただ違うところは、異方性版の場合には、解の中に含まれる積分常数および函数の独立変数の中に異方性版特有の剛性係数 D_x 、 D_y 、 H が含まれることである。

(2.10)式および(2.11)式を満足する函数は無数にあるが、そのうちで、与えられた版の境界条件を満足する解 w のみが、この工学上の目的に叶うものである。微分方程式の積分常数を決定するのに必要な境界条件は、版の幾何学的条件、断面力の値、あるいは版の稜線に沿った曲げモーメントおよび捩りモーメントの値に依るたわみ w 、たわみ角 $\partial w / \partial x$ 、 $\partial w / \partial y$ 、および曲率 $\partial^2 w / \partial x^2$ 、 $\partial^2 w / \partial y^2$ の特別値として与えられる。

非・同次微分方程式(2.10)の一般解は、同次微分方程式(2.11)の一般解(任意常数を含む)に非同次方程式(2.10)の特別解(任意常数を含まずに式(2.10)を満足する特定函数)を加えることによって得られる。

$$w = w_h + w_p \quad (212)$$

幾何学的には(212)式は2つのたわみ面の重ね合せを表わすものであり、 w_p は与えられた荷重条件 $p(x, y)$ 下のたわみ面で、実際の版の境界条件のいくつかは満足するが全部は満足しないもの、 w_h は版の面上に荷重がない($p(x, y) = 0$)場合のたわみを表わすもので、特別解 w_p の不足を補うように版の陵線に沿って与えたたわみ、回転、線荷重あるいは曲げモーメントなどの影響下において、実際の版の形状によってきまるものである。このように2つのたわみ面 w_h および w_p を加え合わせることによって、実際の載荷版におけるたわみ面が得られ、これはすべての境界条件を満足することになる。

特別解 w_p は通常簡単に得られるのに対して、 w_p との組合せにおいて(210)式と版の陵線における境界条件とを同時に満足すべき、同次方程式(211)の一般解 w_h を得ることは非常に困難であり、時には不可能なことがある。一般に、同次方程式(211)のような解は、無限級数によってのみ求めるものである。

$x = 0$ および $x = l$ の2端辺で単純支持され、 $y = \text{一定}$ なる端辺において任意の境界条件を有する(たとえば、自由端、単純支持、弾性的拘束端など)ような版の場合には、線型方程式の解は単純級数(ただ1つの Σ を持つ)によって表わされる。この解は、Levyによってはじめに等方性版の計算に適用されたもので、その一般形は次のようである。

$$w_h = \sum_{n=1}^{\infty} Y_n \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (213)$$

ここに Y_n は y のみを変数とする函数で、4次の微分方程式に相応する4つの積分常数を含むものである。

いま、異方性版の方程式(211)にこのLevyの解を適用すると、函数 Y_n は剛性係数 D_x, D_y, H を含むことになる。3つの剛性係数間の関係から、 $\sqrt{D_x D_y}$ より H が大きい場合、等しい場合、小さい場合の3つの基本的な場合に対して、 Y_n に関する3つの異なる表示式が得られる。そして、これらの式には、変数 y および剛性係数の三角函数および双曲線函数が含まれる。

例えば、 $H < \sqrt{D_x D_y}$ の場合、 Y_n に関する式は(42)、

$$Y_n = C_{1n} \sinh \alpha_n y \sin \beta_n y + C_{2n} \cosh \alpha_n y \cos \beta_n y + C_{3n} \sinh \alpha_n y \cos \beta_n y + C_{4n} \cosh \alpha_n y \sin \beta_n y \quad (214)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_n &= \frac{n\pi}{l} \sqrt{\frac{1}{2D_y} (\sqrt{D_x D_y} + H)} \\ \beta_n &= \frac{n\pi}{l} \sqrt{\frac{1}{2D_y} (\sqrt{D_x D_y} - H)} \end{aligned} \right\} \quad (215)$$

C_{1n}, C_{2n}, C_{3n} , および C_{4n} は、考えている版の境界条件によってきまる常数である。

式(214)を式(213)に代入すれば、今考えている特別の場合、 $H < \sqrt{D_x D_y}$ なる場合に対する同次方程式(211)の解が得られ、このようにして得られた解は式(211)を満足する。

$x = 0, x = l$ において単純支持された版に荷重が作用するとき、式(210)の特別解 w_p は、スパン l の単純支持版細長片のたわみ曲線式から求められる(図21)。しかし、式(212)によって、この特別解と同次解を加算するから、一般解を求めて常数を決定するためには、荷重項 p を含む特別解は級数によって表わされなければならない。したがって、いまの場合、特別解は次の級数で表わされる(23)。

$$w_p = \frac{1}{D_x} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^4 p(x) \quad (216)$$

ここに、 $D_x = x$ 方向に関する版の剛度、

$l = x$ 方向のスパン

$p(x) = \text{フーリエ級数で表わされる荷重項(3.5節参照)}$

式(216)中の荷重 p は x のみの函数であるが、これはLevyの解を適用するための一つの条件でもある。このことは、荷重 p が版の y 方向の全長にわたって分布していなければならないことを意味するものである。

したがって、もし荷重の分布が y 方向に関して不連続であるときは、版を載荷部分と非載荷部分に分けて考えることにより、Levyの解を適用することができる。この場合、版の連続性は、切断線に沿った部分の固有の境界条件を用いることで、保持される[20, 3]。

線荷重が版の x 方向に分布している場合には、版のたわみ面 w は同次方程式(211)だけから求めることができる。この場合には、版を線荷重に沿って切断し、線荷重が版の自由端上に作用すると考えればよい。このような考え方は荷重が y 方向にある巾をもって作用する場合にも拡張・適用しうるものである[20]。

異方性版のたわみ面 w および各常数値がすべて決定されれば、版の任意点における曲げモーメント、振りモーメント、剪断力、反力はそのたわみ面に対するたわみ角の式および曲率の式から求められる。異方性版についてのモーメント、剪断力等の公式は等方性版のそれらを求める式と同じであるが、ただ異なるところは、異方性版においては版の剛性係数が1つであるのに対し、異方性版では3つの剛性値 D_x, D_y, H が式中に含まれることである。これら諸公式は参考文献[20]によらる。

たとえば、異方性版のモーメントを求める式は、下記のようである。

$$M_x = -D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad \left. \begin{aligned} \end{aligned} \right\}$$

$$M_y = -D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right), \quad (2.17)$$

$$M_{xy} = M_{yx} = -2C \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

異方性版の曲げモーメントはまた、版に単位変形あるいは単位荷重を作用させて得られる「影響面」を求めることから、間接的に求めることもできる。

ここで注意すべきは、級数(2.13)、(2.16)を微分して得られるモーメント式(式(2.17))、および影響面によるモーメント式のいづれも、無限級数として表わされる、ということである。

以上、異方性版の微分方程式について論じたが、これを実際の工学上の問題にそのまま適用することは、たとえごく簡単な場合に対しても、多大な数学的困難を伴う。そのうえ、双曲線関数を含む数多くの常数の計算および、収斂の遅い級数の数値計算には多くの時間と根気を必要とする。

異方性版理論の鋼床版橋の解析への適用は、設計に要する諸数値を求めるための公式、積分常数表、影響面縦距、ならびに2.3の著者によるその他の資料などを系統的に表示することによって簡略化されてきている。そもそも、本書出版の試みも、厳密理論を簡略化して、いろいろ変った形状の鋼床版に適用しうるようにすることを目的としたものである。これらの問題については第2.4節で述べる。

2.4 直交異方性版理論による鋼床版の設計解析

2.4.1 直交異方性版理論の鋼床版への適用性

2.4.1.1 概 説

一方またはたがい直角を2方向のリブで補剛された平板構造は、リブ間隔がそのスパンに比して十分小さく、リブが曲げを受ける時に平板がリブの一部として十分な分担作用をなしうるといふ一般的条件の下では、直交異方性版として扱うことができよう。このような「一般的条件」は、普通の鋼床版についてもあてはまるものである。

したがって、実際には複雑な構造をしている鋼床版も、それよりずっと単純な構造の版におきかえて考えることができ、それによって設計計算もより簡単となる。

一般に、デッキプレートと縦リブおよび横・床桁とから構成される鋼床版は、つぎの2様の版としておきかえることができる。

様式-A. 縦リブと横・床桁との両者の剛度が全床版にわたって等分布するものと仮定する様式。この場合には、鋼床版は主桁間に支持される直交異方性版部材となる(図2.5)。この様式は、床桁間隔が密な場合に正しいもので、初期の設計においてよく用いられた。

様式-B. 縦リブの剛性のみが全床版に等分布し、床桁はそのままの独立部材として働くものと仮定する様式。こ

の場合には、床版は主桁および多・床桁により支持された連続・直交異方性版として扱われる(図2.9)。

いずれの様式による場合も、まず単純化しておきかえた異方性版について曲げモーメントの値を計算し、その値から、実際の床版構造における個々の部材について曲げモーメント値および応力度を計算する。

2.4.1.2 直交異方性版理論の諸仮定と相違する鋼床版の性質

直交異方性版理論を鋼床版の設計に適用することについては、2.2.1節でのべたように鋼床版が2.3の点で真の直交異方性版と異なっている事実に対して、適当な考慮が払われねばならない。実際の鋼床版構造が一般の異方性版理論における仮定とかけはなれているもっとも大きなことは、鋼床版は、実際には不連続性および非対称性を有する点である。

補剛鋼床版は、2平行リブとデッキプレートとで囲まれた空間には材料が充てられていないのであるから、版理論的な意味では不連続的なものといえる(図2.4a)。このような場合、鋼材は異方性というよりは等方性であり、材料の2方向の弾性係数のちがひというよりは幾何学的性状の相違のために、たがいに直角を2方向に関する剛性のちがひが生ずるので、この点で真の異方性版とは異なっている。

リブはデッキプレートの片面にだけ取付けられるから、鋼床版構造はデッキプレートの中立面(x, y)に対して非対称的である。補剛材の偏心配置のために、 x 方向および y 方向の曲げに対する床版の中立面は一致せず、この点でも、厚さ一定と約束した理想的均等質版とは異なっている。このことは鋼床版、とくにデッキプレートの応力度を厳密に求めようとするときには非常に重要である。

たがいに直角を2方向に関する中立面が一致しないことの影響は、補剛鋼床版の有効捩り剛度 H にも及び、このような場合の H 一値を求めることは困難である。

実際の鋼床版を簡単にしておきかえた理想化した平板においてはポアソン比 ν は無視しうるものと仮定できる。

$$\nu_x \approx \nu_y \approx 0. \quad (2.18)$$

このことは、実際の床版(図2.4a)あるいは理想化した模型についての曲げを観察してみても明らかであり、この場合床版は均等質直交異方性版と変えるよりはむしろ図2.4bのようにごくせまいピッチで深い溝のきざまれた一枚の平板と考えることができる。このような状態にあっては、すき間によってへだてられた実際の、あるいは理想化したリブは、横方向に拡張・短縮自由なので、リブの方向(y 方向)の曲げによって、リブ直角方向の応力はほとんど生じないことがわかる。また、この構造が横方向(x 方向)の曲げを受けるとき、その応力が y 方向におよぼす影響はその幾何学的状態から考えて無視しうる程度のものであることも明らかであらう。

(2.18)式で表わされるこの仮定は、(2.17)式の形

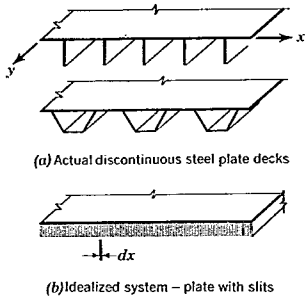


Fig. 2.4. Actual steel decks and their idealized representation as an orthotropic plate

からも明らかなように、床版のモーメントおよび応力を与える式を簡単にする。

しかしながら、この仮定は単純化された直交異方性版（系Ⅱ）の曲げモーメントの計算にのみ用いられるのであって、リブの剛度値の計算（3.3節）あるいは連続等方性版としての作用をするデッキプレートの局部応力の計算（第6章）には適用できないことに注意すべきである。このような場合、鋼についてのポアソン比としては普通 $\nu_x = \nu_y = 0.3$ を用いる。

2.4.1.3 応力計算における不連続性の影響

部材間隔が作用荷重の面積と同程度かそれ以上であってしかもそれら部材の剛性が連続的に分布するものと仮定しうるとき、単純化された直交異方性版について計算されたモーメントから、個々の部材の曲げモーメントおよび応力度を求めようとするときは、鋼床版構造の不連続性ということが重要になる。このことは、集中輪荷重を用いて橋床を設計する場合において、ごくありふれたことである。

床版を一個の直交異方性版部材として（2.4.1.1でのべた様式-A）設計を行なうときは、直交異方性版の計算からは床桁モーメントのみが得られる。そしてその次の段階で、床版の格点間に輪荷重が載った場合（図1.3.1 & 2.6）の縦リブのモーメントおよび応力度を求めることになるが、このことについては2.4.2節でべる。

床版を一個の連続・直交異方性版とする（2.4.1.1節の様式-B）設計法によるときは、実際の鋼床版における事実上の不連続性が応力計算におよぼす影響は次のようである。

開リブ構造では、横剛度 D_x および捩り剛度 H は縦剛度 D_y よりはるかに小さいものであって、実際構造物の剛性値に比べてきままる単純化された直交異方性版について得られる有効巾は、作用荷重自身の巾よりもそれほど大きくないであろう。従って、リブ間隔にほぼ等しい荷重巾に対して、単純化された構造の有効巾は、リブに支持された連続版として作用する実際のデッキプレートにおける荷重の分散巾より小さいものとなり、そのために、直交異方性版の計算によって得られる

直接荷重リブのモーメントは、実際のモーメント値より大きな値となる。このことは図2.7 aと2.7 cとを比較してみるとわかるであろう*。

ここで注意しなければならないことは、単純化された構造のモーメントがいつでも実際のモーメントより大きな値を示すわけではなく、載荷状態によっては実際値より小さな値となりうる、ということである。このように、開リブをもつ鋼床版は、いつでも理想化した直交異方性版によって十分に代表されるとは限らないのである。

閉リブをもつ鋼床版は開リブ鋼床版よりも横方向に関する荷重分布能力が大きく、それと等価の直交異方性版を考えて計算される荷重分布と実際の状態とは、普通かなりよく一致するものであることが実験によって明らかにされている。普通、全リブモーメントは、仮定異方性版について計算される載荷リブ中央部位における単位巾当りのモーメント M_y にリブの巾 $(a + e)$ を乗じた値として計算するため、リブの曲げモーメント値ならびに応力度の値はさして正確に算出することができない。このようにして求められる全・リブ・モーメントは、図2.8 bに示すように、リブの全巾についての実際の平均モーメントより大きな値となる。載荷巾一定のとき、この不一致（計算値と実際値との相違）量は、床版の横方向の剛性が大きくなるにつれて、減少する。正確な、リブモーメントの平均値はリブ下のモーメント図を積分することによって得られるが、普通は計算を簡単にするために、このようなことは行なわない。このような方法で計算されるリブ下縁の応力値が、実際の応力値よりやや大き目になることの矛盾は、リブ下縁における系Ⅲ応力の附加的な影響によってある程度補なわれることになる（6.2.1.3 c参照）。

2.4.2 直交異方性版理論にもとづく設計法の発展

Huberの方程式（2.10）は、Cologne-Muelheim Bridge[9]の設計に際して、Corneliusが鋼床版応力を計算するのに、はじめて用いた。

デッキプレート、バルブセクションの縦リブ、および床桁から成る鋼床版は2主桁上に単純支持された直交異方性版部材として扱い、リブと床桁の剛度は連続的に分布するものと仮定した。仮想版の捩り剛度の値は $H = 0.3 \sqrt{D_x D_y}$ としたが、この値は模型による実験たわみ値とHuberの式によって計算されたたわみ値とが一致するように、実験的に定められたものである。しかし、このような方法が適当であるかどうか、またこのようにして求められた値が正当なものかどうかは疑問である。

後年、Corneliusが出版した著書[10]には、直交異方性版のたわみ、モーメント、剪断力等の公式中でてくる積分常数や種々の係数を求めるための一般式が示されているが、これらは $\nu_x = \nu_y = 0$ の仮定のもとに、また開リブをもつ鋼床版に対しては $H < \sqrt{D_x D_y}$ の仮定のもとに誘導した

* このような場合の数値計算例については参考文献[42]のP. 148参照。

ものである。

いくつかの特定の場合についての曲げモーメント式の数値計算結果は何人かの著者によって示されている〔25, 26, 41, 48〕。

直交異方性版理論を格子構造に適用した設計法がGuyon, Massonetによって紹介された〔21, 37〕が本法は簡単ではあるが精度の劣るものである。本法の実用上の便宜のために作成された数表は、文献〔38〕に掲げられている。しかし、この方法は荷重が床桁上に作用する場合には有効であり、荷重が床桁間に作用する場合には適用できない。

2床桁間に荷重があるときの縦リブの応力を求めるために（縦リブ応力は、床桁の剛性が床版全体に等分布すると仮定した仮想異方性版の計算によって求めることができない。2.4.1.1節参照）2.5図に示すような独創的な近似解法がCorneliusおよびMaderによって示された〔36〕。床桁の剛性は載荷パネルの外側の部分にのみ連続的に分布すると仮定し、荷重の載っているパネルは、最寄りの2床桁を弾性支承とし、その外側の第1次異方性版と連続する第2次異方性版として扱った（図2.6）。

この近似解法はSave River Bridge（1.1.3.1節参照）およびその他2.3の橋梁の開閉リブ鋼床版の設計に用いられた。この設計法の不利な点は、設計法が複雑であるために高度の数学的操作と多大な数値計算量を必要とすることである。

捩り剛性の高い閉リブを用いた鋼床版の場合も同じ方法で設計された。これらの設計では、デッキプレートとの曲げによる捩り剛度 H の低下が考慮され、文献〔81〕にはこの剛度低下を考慮した最初の公式が示された。

直交異方性版の影響面についても研究が重ねられてきたがそれについては文献〔23, 26, 33, 53〕などに見られよう。

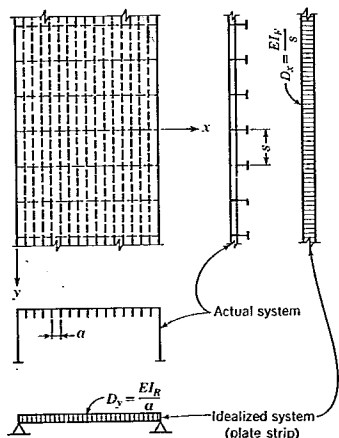


Fig. 2.5. Bridge deck treated as an orthotropic plate strip

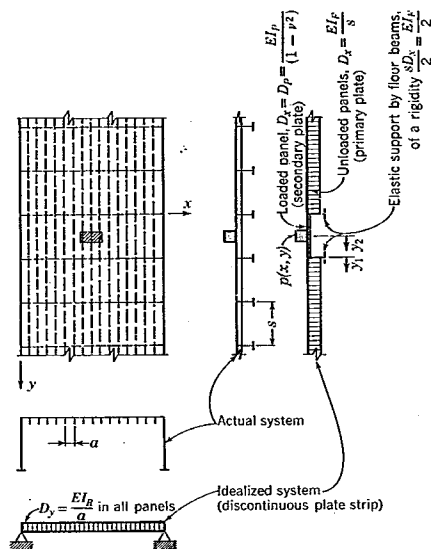


Fig. 2.6. Bridge deck treated as an orthotropic plate strip, with consideration of the discontinuity in the loaded panel

影響面を利用して床版のモーメントを求めるのに、次の2一樣の方法がある。

(a) デッキプレート、縦リブ、および床桁から成る鋼床版の縦・横モーメントは、直交異方性版部材のモーメントの影響面から求められる。剛支承に支持された連続梁として働く縦リブの局部モーメントに版としてのモーメントを重ね合わせることによって、リブの最終モーメントが得られる〔23〕。

(b) デッキプレートと縦リブのみ（床桁なし）から成り、主桁および床桁に支承された鋼床版の縦・曲げモーメントは、直交異方性版パネルの影響面から求められる。床版の連続性の影響、床桁の弾性の影響、そして床桁の最終モーメントの計算などは、その次の段階でなされる。

以上でわかるように、(a), (b) どちらの方法でも、影響面を利用する場合には、必要な値の一部しか得られないので、他の所要事項は別の方法で計算しなければならない。影響面を用いる近似解法の実用上の利点は、ある版の剛性値 D_x, D_y, H について得られる影響面が必然的にそれらの値の数多くの組合せのうちのある一つの組合せによるものである点にある。

簡略でしかも十分な精度をもった鋼床版設計法の研究が、PelikanおよびEsslingerによって開発されてきた〔42〕。この方法はHuberの式の完全形の中から、設計において重要度の低いパラメーターを削除して式を簡略化することに直きをおいたものである。縦リブをもつデッキプレートは主桁（固定支承）と床桁（弾性支承）とによって支持された連続・直交異方性版として扱われる（図2.9）。設計計

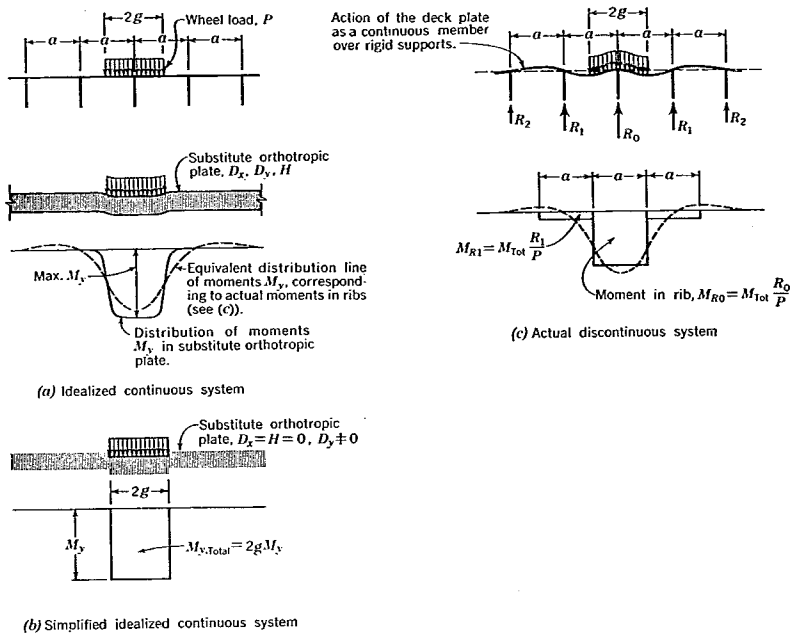


Fig. 2.7. Determination of the bending moments in the open ribs

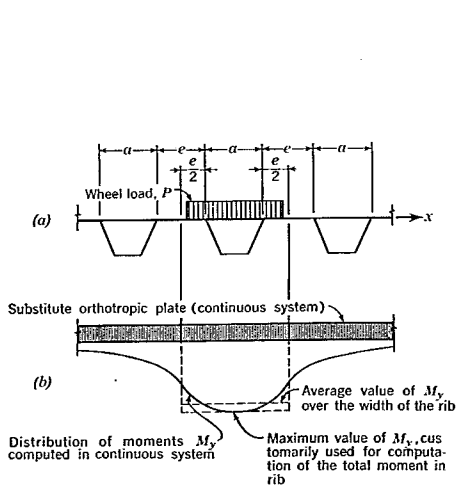


Fig. 2.8. Determination of the bending moments in the closed ribs

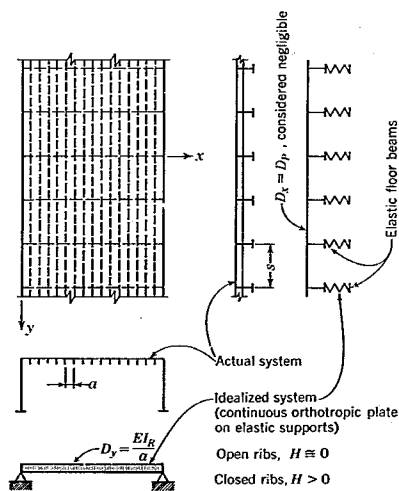


Fig. 2.9. Bridge deck treated as an orthotropic plate on elastic supports

算は2段階にわけて行なわれる。まず第1段階では床桁を固定(剛)支承と考えて床版のモーメントを計算し、第2段階として、床桁の弾性たわみの影響を求めるのである。

設計手順は、特定の荷重状態について計算された図表を用いることによって、さらに簡略化されるであろう。

本書で採用したPelikan-Esslinger設計法の概略およびその方法のAASHO基準による橋梁設計への適用については、第3.4.5.10.11章でのべる。

AASHO荷重にもとづく設計図表は附録Iに掲載されている。

2.4.3 鋼床版の接密解法の試み

実際の鋼床版の幾何学的性状は、直交異方性版理論における諸仮定とくい違うものであることを考えて、鋼床版をもっと厳密に解こうとする研究もなされてきたが、ここでは主にそれについて述べよう。

デッキプレートに片面にだけ補剛材がとりつけられ、そのためにデッキプレートに変形や応力が生ずるといふ鋼床版構造の非対称性の影響については2.3の研究者によって研究されてきた。

Trenksは、閉リブをもつ鋼床版の弾性的挙動を、デッキプレートの3つの変形成分を与える3元連立微分方程式で表わしたが、この式は一個の8次微分方程式に書き変えうるものである[5.5]。

フラット・バー・リブによって偏心して補剛された鋼床版

の問題はまたGienckeによって研究された[14.15]。

Schumannは、閉リブをもつ鋼床版の応力を、リブ配置の不連続性を考慮に入れて解析した[5.0]。

閉リブをもつ鋼床版については、Pflueger[46]、Giencke[16]らによって研究されてきたが、彼等は、閉リブ床版構造の有効振り剛度を厳密に求めようとしてきた。

剪断変形がリブの曲げモーメントに及ぼす影響に関しては、Girkmann & Beer[19]、Giencke[18]らが研究した。

以上のべたような諸研究で用いられた計算手順は、あまりにも複雑でおよそ実用上の目的とはかけはなれたものであった。これらの方法によって計算される補剛リブ応力は一般にHuberの式から得られる応力値より幾分か小さ目となる。が、また、これらの研究者達がめいめいの方法で計算した結果にもそれぞれ相違があり、それらの計算値が正しいことを立証する実験的研究も乏しいものであった。

ここで留意すべきことは、以上のべたようなさまざまな鋼床版の解析的研究はいずれも初等理論にもとづいたものであるので、“たわみが小さく、それによる2次応力が無視できる”という、初等理論の前提にもとづく限りにおいて“正しい”解が得られるのである、ということである。しかし、第1章でものべたように、初等理論におけるこのような前提も、普通の作用荷重程度の荷重下にある鋼床版にのみあてはまるのであって、過大荷重の作用下における鋼床版の挙動は初等理論によって計算されたものとは全くかけはなれたものとなる。

第 3 章

設計法の概要、剛性係数、荷重

3.1 緒 言

本書に示されている鋼床版設計の方法は Pelikan および Esslinger [42] によって開発された方法である。

本設計法の一般および設計操作を単純化するために用いた諸假定については、第 3.2 節で論ずる。本法のうらづけとなっている理論的な基本事項については、すでに第 2 章で述べた。

鋼床版の曲げモーメントおよび応力度は、部材寸法、固有剛度値、および載荷状態によって左右される。これらの諸要素については、一番はじめにのべるのが適当であろう。

固有剛度値についての議論ならびにその計算式は第 3.3 節に示した。

第 3.4 節では、普通の設計に使われる輪荷重、軸荷重について論じた。

第 4.5 章に示されたモーメント公式の計算を行なうためには、床版上に作用する実際のトラック輪荷重を、フーリエ解析によって得られる代用の荷重におきかえる必要があるがこの計算に必要な公式は、第 3.5 節に示した。

3.2 設計法の概要

3.2.1 設計手順の概要

本書第 3.4.5.10 章に示されている設計法は、鋼床版を、橋の主要部材（桁、トラス）に荷重を伝達する一個の独立部材（系-II）として扱っている。

したがって、鋼床版が主要部材のフランジとして作用するとき（系-I）の応力については考えていない。系-Iとしての応力は普通の計算方法により別個に計算され、その応力値を系-II 応力に重ね合わせて最終値を得ることについてはすでに第 1.2.6 節においてのべたところである。

デッキプレートと、補剛縦リブとから成る鋼床版は、無限に剛な主桁と、等間隔に配置された弾性床桁とによって支持された連続・直交異方性版として扱う（図 3.1）。

閉リブをもつ鋼床版（図 1.2 b）の曲げモーメントは直交異方性版公式により計算される。

閉リブをもつ鋼床版（図 1.2 a）に対して、計算簡略化のための適切な假定を設けようとするれば、それは結局、閉リブの曲げモーメントを連続梁公式によって求めることにつながる。普通の形状・寸法の閉リブ床版に対して、この近似解法は直交異方性版公式による計算よりもはるかに簡単に適切な方法と言える。

閉リブ床版あるいは閉リブ床版の設計は、2つの計算段階にわけて行なう。

第 1 段階においては、床桁は無限に剛であるとの仮定のもとに、縦リブおよび床桁の曲げモーメントの最大値を計算する。

第 2 段階では、床桁の弾性たわみの影響を求めて、第 1 段階の計算で得られた曲げモーメント値の調整を行なう。

ここでもう一度言及しておくが、本書で解説する設計法は、現行の他の設計法と同じく、初等曲げ理論にもとづくものであって、この理論は鋼床版はフックの法則にしたがって純弾性的挙動を示すこと、たわみは微小であって床版には膜応力は発生しないこと、を前提としている。このような仮定は、普通の型式の鋼床版が作用荷重をうける場合に対しては一般に正当なものであるが、鋼床版が非常に大きな集中荷重をうける場合に対しては妥当でない。したがって、設計条件下における応力計算を行なうのには正当であるとして与えられた諸公式は、高荷重下における鋼床版の挙動の算定あるいは構造物の実際の安定度を求めるのには用いることができないのであって、鋼床版の実際の安全度は初等曲げ理論によって計算される値よりは、はるかに大きいものである。

3.2.2 設計に用いる簡略化のための諸假定

3.2.2.1 概 説

鋼床版の曲げモーメントは、理論的に次の諸因子によって性格づけられる直交異方性版のモーメントとして扱われる。

- a. 載荷状態
- b. 床桁間隔 l
- c. 主桁間隔 L
- d. 実際構造にかかわって代用される直交異方性版の 3 個の固有剛度（ x -方向の剛度 D_x , y -方向の剛度 D_y , 有効捩り剛度 H ）の値およびそれらの比（第 2 章参照）。

実用上は、これらの諸因子のいくつかは重要度の低いものであり、それらは計算の対象から除外することができる。

主桁間隔 L という因子は、計算の第 1 段階において集中荷重の作用下における縦リブの曲げモーメントに対しては関係のない因子である。なぜなら、輪荷重をうける床版の有効巾は主桁間隔よりも小さいからである。したがって閉リブの設計においては、計算上、実際の床版巾 l はそれより小さな代用巾 b におきかえるのである（図 4.1.2）。このような操作は、第 4 章にもみられるように、数値計算をいちいちしく簡単にする。

閉リブ設計の計算第 1 段階においては、床桁間隔 l は計算中に全然入らない。

しかしながら、床桁の弾性の影響を計算するときには（計算第 2 段階）閉リブ、閉リブいずれの場合も床桁の真のスパン長 l を用いなくてはならない。

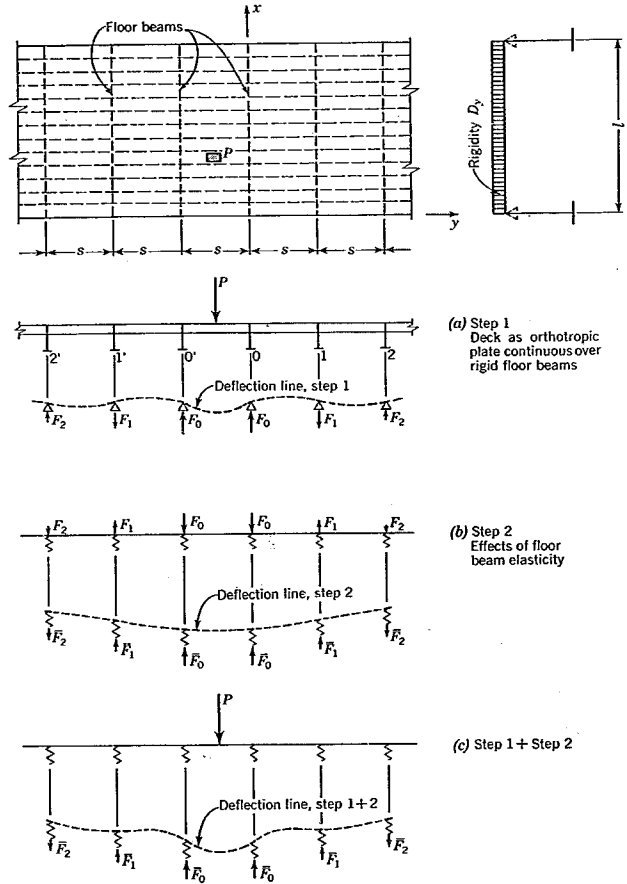


Fig. 3.1. The two-step computation procedure, Pelikan-Esslinger design method

剛度の因子 D_x が閉リブ床版の曲げモーメントに及ぼす影響は、普通の形状・寸法の床版においては小さいものであり、また剛度 D_x および H が開リブ床版の曲げモーメントにおよぼす影響も小さい。このことは、デッキプレートと縦リブとから成る鋼床版の3個の剛度係数 D_x , D_y , H の値を比較してみれば、おのずから明らかとなる。

この場合、3つの固有剛度はそれぞれつぎのような意味をもっている。

D_x : 構造系の横方向の剛度で、デッキプレートの剛度 D_P に等しい。

D_y : 縦方向の剛度で、デッキプレートと共同作用するリブ一本当たりの剛度をリブ間隔で割った値である。

H : 構造系の有効捩り剛度で、実際上はリブの捩り剛度だけによってきまる値である。

普通の設計の鋼床版においては、縦リブ剛度 D_y は一般にデッキプレートの剛度 $D_x = D_P$ よりかなり大きく、その比

D_y/D_x は普通 500~2000 の値になる。

開リブ(捩り抵抗が小さい)床版の捩り剛度 H は、一般にデッキプレート剛度 D_x と同程度の値となる。したがって開リブ床版における D_y/H はまた大きな値となる。

以上のことから、剛支承上の鋼床版の計算(計算・第1段階)においては、つぎのような仮定をおくことができよう。

閉リブ床版に対して, $D_x = 0$ 。

開リブ床版に対して, $D_x = 0$, $H = 0$ 。

このような仮定の妥当性については、第3.2.2.2節および第3.2.2.3節で論ずる。

計算手順の第2段階(床版の弾性の影響)においては、開リブ床版、閉リブ床版とも、横方向剛度 D_x および捩り剛度 H は無視できる。このことは第5章でのべる。

3.2.2.2. 閉リブ床版

$D_x = 0$ という仮定によって、直交異方性版の微分方程式

(210) はつぎのようになる。

$$2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (31)$$

この簡略式(31)の解、およびそれから得られる曲げモーメント算式は、原式(210)の解およびモーメントにくらべてかなり簡単であり、したがって設計に要する計算量も適当な範囲にまで減少する。

ここで注意すべきことは、デッキプレートの剛度 D_p に等しい横方向剛度 D_x の値は、直接(31)には入ってこないけれども、3.3.3.1節で述べるようにデッキプレートの剛度 D_p は有効捩り剛度 H の値を決定するための因子であるために、その影響をまったく無視するわけにはいかないことである。

閉リブ床版について、完全微分方程式(210)より誘導されたモーメント算式によって計算された曲げモーメント値と、簡略式(31)から導かれるモーメント算式で計算したモーメント値とを比較してみると、 $D_x = 0$ と仮定したことによる誤差は小さいものであることがわかる[42]。

普通の形状・寸法、すなわちデッキプレート厚 $3/8 \sim 1/2$ in.、閉リブのスパン $10 \sim 15$ ft. の鋼床版で、この誤差の範囲は $1 \sim 3\%$ ぐらいである。リブスパンが $20 \sim 25$ ft. とか、デッキプレートがもっと厚い場合には、誤差は $4 \sim 5\%$ 程度となる。

どんな場合でも、 $D_x = 0$ の仮定の算式で得られるモーメント値は、完全式による値より大きくなるから、この簡略法によって得られる結果は、常に安全側にあることになる。

3.2.2.3 閉リブ床版

$D_x = 0$ 、 $H = 0$ という仮定は、普通の断面寸法の閉リブ床版すなわち比較的うすいデッキプレートと比較的短いリブスパンをもつ閉リブ床版における横方向の荷重分配能力がきわめて小さいことを反映するものである。

(210) 式で $D_x = 0$ 、 $H = 0$ とすれば、

$$D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (32)$$

(32) 式は、閉リブをもつ実際の鋼床版にかわる、理想化した構造体系を表わすものである。この理想化した構造は、無限に巾の狭い鋼板片を y -方向に向きを増えてぎっしり並べ詰めた構造(図27b)と考えるとわかり易いであろう。このような構造では、有効巾は載荷巾 $2a$ に等しくなることは容易にわかる。

さらに荷重密度 p は y -方向にのみ変化し x -方向に関しては一定、すなわち $p = p(y)$ と仮定すれば、微分方程式(32)は梁のたわみ曲線を表わすことになる。したがってこの式から誘導されるモーメント算式は連続梁式と同じになる。

単位巾当りの曲げモーメントを、完全方程式(210)をもとにした板公式と(32)式をもとにした梁公式とによって比較計算した結果、普通のスパン長および部材寸法を有す

る床版にあっては、2-法による計算結果の差は 3% 以下であった。このことは、閉リブ床版の設計に梁公式を用いることが妥当であることをうかがえるものである。

2.4.1.3節ですでに指摘したように、荷重巾がリブ間隔と同程度のときには、閉リブ構造における1-リブ当りのモーメント M_R はリブ中央における単位巾当りのモーメント値から直接求めることはできない。この場合には、正しい値は全モーメントに R_0/p を乗じた値となるのであって、このことはこのような床版の横方向に関する荷重分配作用はリブ上の連続梁のような作用をすることを反映するものである(図27c)。したがって、全モーメントの値を直接求める梁公式による計算の方が、荷重直下点での最大モーメント値のみを与える版公式による計算よりもはるかに適切なものになる(図27a)。

このように、閉リブ床版の設計には板公式の代りに梁公式を用いる方がはるかに計算が簡単だけでなく、十分精度もよいことがわかる。

以上のべたように、閉リブ床版に対するこのような簡易計算は、横方向の荷重分配能力の小さい床版に対して妥当なのである。

もし版厚が非常に厚かったり、閉リブのスパンが 6 ft. 以上もあるようなときは、デッキプレートの剛度 D_p の影響が大きくなる。このような場合には、デッキプレートとリブとの剛度の割合に応じた適当な補正を、原・簡略計算に対して施せばよい。このことは第4章のべる。

しかしながら、経済的な理由から、ごく特殊な場合以外はリブのスパンが 6 ft. 以上であつたり厚いデッキプレートを使用した閉リブ構造は用いられないので、閉リブに対してこれ以上に吟味した設計計算の必要も、まったくないのである。

3.3 剛性係数

3.3.1 緒言

閉リブ床版の曲げモーメントを計算するのに、実際の床版を剛支承上の直交異方向版(計算・第1段階)におきかえて解くのであるが、それにはこの代用の異方向版についての次のような剛度係数が必要となる。

D_y : y -方向の曲げ剛度

H : 有効捩り剛度

横方向剛度 D_x はモーメント計算には直接入ってこないが、有効捩り剛度 H を求めるのに必要となる。

梁公式によって計算される、剛支承上の閉リブ床版の曲げモーメントは床版の剛度とは無関係であるから、この場合には剛度係数はまったく不要である。

剛度係数 D_y は、デッキプレートと共同作用をなすような縦リブの、床版単位巾当りの曲げ剛度を表わすものである。

リブ応力を計算するのに必要な個々のリブの剛度および断面係数を求めるためには、リブとともに作用するデッキプレートの有効巾がわからなくてはならない。

縦リブ一本当たりのデッキプレートの有効巾はリブ間隔より小か、等しいか、あるいは大きいかわる場合が考えられる。この有効巾は、載荷状態およびリブ間隔とその有効スパンとの比によってきまるもので、デッキプレートの厚さとは無関係である。したがって、それぞれの条件に応じて、リブの剛度および断面係数は異なった値となる。3.3.2節にはこのことに関する論議と必要な公式とが与えられている。

閉リブ床版の有効捩り剛度 H は、リブの間隔およびスパン、リブの厚さ、デッキプレートの厚さなどによってきまるものである。

有効捩り剛度 H についての議論ならびに算式は3.3.3節に示されている。

3.3.2 曲げ剛性

3.3.2.1 デッキプレートの有効巾

(a) 概 説

デッキプレートがリブと共に働くときのデッキプレートの有効巾を求めるために、いま一本のリブで補剛されたスパン s_1 の無限巾の板が曲げを受けているという基本的な場合を考えよう(図3.2)。このときデッキプレートにはリブとの接合面に作用する捩断力 V を受けて、軸力が作用する。

リブとデッキプレートとは共同作用するから、両者の接合部における引張および圧縮ひずみは、接合部の任意点において等値となる*。この条件にもとづいて、1本のリブと共同作用するデッキプレートの有効巾 a_0 とは、力 V による均等な圧縮力が及んで実際の板のリブとの接合部における収縮量と同じ大きさの縮みが生ずるような板の巾、として定義される。

一般に、有効巾 a_0 はリブスパン s_1 と荷重状態とによってきまる。

もし、板がただ1本のリブによって補剛されているとすれば(図3.3a)、リブとの共同作用におけるその板の有効巾はおおよそリブスパン s_1 の $1/3$ 程度で、荷重状態には無関係である。さらに、リブ間隔が相当大きいときには、今考えているリブの有効巾には影響がなく、前記の場合と同一になる(図3.3b)。

リブ間隔がせまい場合でその1本だけに荷重が載るときは、

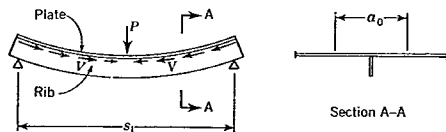


Fig. 3.2

*この等値の仮定は、リブとデッキプレートとの接合部においてリブとデッキプレートとに等値の軸応力が作用していることを意味するものではない。なんとすれば、デッキプレートについては横方向への縮みの影響を考慮しなければならないからである。

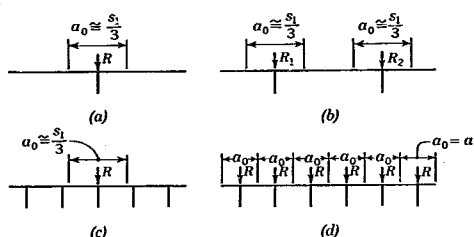


Fig. 3.3

その構造体系は最初の場合と本質的に同様であると考えられるので、有効巾はリブスパンのおよそ $1/3$ と仮定することができる(図3.3c)。しかし、せまい間隔に並んだリブ全体に一樣に荷重が載るときは、有効巾はリブ間隔と同程度の値となる(図3.3d)。

リブが密に配置されていて、隣接するリブの荷重状態がかなり異なるような橋床版上の荷重の場合には、有効巾の正確な計算には複雑さが伴う。しかし実用上の目的には、3.3.2.1 b, c, dに示されている近似式を用いて十分である。

有効巾が少しちがったとしても、それが異方性版の計算によって得られる曲げモーメント値およびリブ下縁応力値におよぼす影響はごくわずかであるから、有効巾の算出にこのような近似式を用いても十分である。

同様な考え方は、床桁の上フランジとしてのデッキプレート有効巾 s_0 に対しても適用できる。

(b) 有効スパン

デッキプレートの有効巾を算出するのに必要なリブの有効スパン s_1 とは、リブの正モーメント部分の平均長さであると定義される(図3.4)。

設計手順の第1段階(剛赤桁上の連続リブ)においては、一般に

$$s_1 = 0.7s \quad (3.3)$$

を用いる。

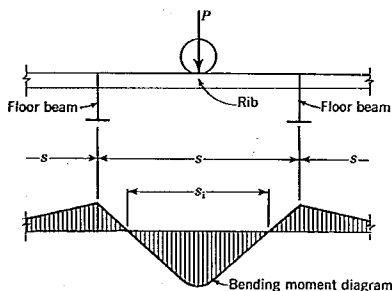


Fig. 3.4

床桁のたわみの影響の計算に対しては、リブの有効スパンは大きいのが常であるから、近似的に、

$$s_1 = \infty \quad (3.4)$$

とする。

2本の単腹版主桁に支持される床桁の有効スパンは、主桁間隔 ℓ に等しいものと仮定する。

床桁が横り抵抗の大きな箱桁に接合される場合とか、2主桁以上にまたがって連続するような場合の床桁の有効スパンは、それぞれの場合について別にきめなければならない。

(5.5節参照)。

(c) 全リブ等載荷の場合の板の有効巾

等間隔配置のリブで補剛された板の場合、3.3.2.1a節で定義された有効巾 a_0 は、図3.5に示すようにすべてのリブに同一の $\sin$ 曲線荷重が作用する場合には簡単に求めることができる〔4.2〕

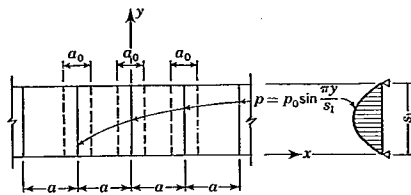


Fig. 3.5

この場合について計算された有効巾比を表3.3.2.1に示す。

表 3.3.2.1
全リブ等載荷のときの有効巾比

a/s_1	a_0/a	a_0/s_1
0.0	1.099	0.000
0.2	1.005	0.201
0.4	0.808	0.323
0.6	0.620	0.372
0.8	0.480	0.384
1.0	0.383	0.383
∞	0.000	0.363

a = リブ間隔, $a_0 = 1$ - リブと共働する板の有効巾, s_1 = リブの有効スパン

実用上の目的に対しては、全リブに同一に荷重される荷重の形(曲線)が $\sin$ -curve以外の場合にも、有効巾は本質的に $\sin$ -curveの場合と同じであると仮定することができる。

表からわかるように、リブ間隔とリブスパンとの比 a/s_1 が大きくなるにつれて有効巾とリブスパンとの比 a_0/s_1 は大きくなる。

同じような考え方を、1-床桁と共働作用するデッキプレートの有効巾 s_0 と床桁スパン ℓ との比に対しても適用する。

全リブに等しく載荷された状態で有効巾が実際のリブ間隔より大きくなる(リブ間隔がリブスパンの $1/2$ 以下であるような場合のように)ことがあるという事実は、デッキプレートで2-軸応力状態にもづく横方向の収縮の影響によるものであると説明される。

表-3.3.2.1に示された有効巾比は、また附録の図表-1に図でも示してある。この図表中に用いたリブの有効間隔 a^* および床桁の有効間隔 s^* の値は、3.3.2.1d節で説明するように、実際の間隔 a , ℓ , s の代りに用いられる。

(d) リブごとの荷重が異なる場合の板の有効巾

床版上に輪荷重が載ったとき、各リブにかかる荷重はリブごとにその大きさが異なる。すなわち、車輪ののっている場所の直下のリブには荷重 R_0 がかかり、その隣りのリブには R_1 が……というように異なった荷重が作用する(図3.6a)したがって、全リブ等載荷という仮定のもとに計算された表3.3.2.1の有効巾比は、この場合には適用できない。

しかしながら、実際のリブ間隔 a の代りに有効間隔 a^* を用いるときは、同表の値は近似的に正しい値となる。この有効間隔は、リブ間の有効距離は個々のリブのうけもつ作用荷重(またはモーメント)に比例するとの条件から決定されるものである。いま、リブ $0, 1, 2, \dots$ の有効間隔をそれぞれ a_0^* , a_1^* , a_2^* ……とすれば、

$$\left. \begin{aligned} a_0^* &= \frac{2R_0}{R_0 + R_1} a = \frac{2M_0}{M_0 + M_1} a, \\ a_1^* &= \left(\frac{R_1}{R_0 + R_1} + \frac{R_1}{R_1 + R_2} \right) a, \\ &= \left(\frac{M_1}{M_0 + M_1} + \frac{M_1}{M_1 + M_2} \right) a, \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

リブの有効間隔 a^* は、上式の形からわかるように、各リブの荷重あるいはモーメントの最終値が既知の場合にのみ計算できるものである。

a^* の値が求まれば、それに応じた板の有効巾 a_0' は全リブ等載荷の場合と同じように、表3.3.2.1あるいは図表-1から求められる。

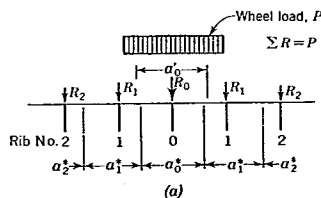


Fig. 3.6

3.3.2.2 リブおよび床桁の断面性能

(a) 概 説

リブおよび床桁の断面性能は、以上のべたように、デッキプレートの有効巾に左右される。設計に必要な断面性能の計算に用いられる仮定ならびに記号を列記すると、つぎのようである。

記号はつぎのように用いる。

全リブまたは全床桁に等しい荷重が作用するとの仮定の下で、

$a_0 = 1$ - 開リブと共同作用する板の有効巾

$s_0 = 1$ - 床桁と共同作用する板の有効巾

I = リブまたは床桁の断面 2 次モーメント

s = リブまたは床桁の断面係数

リブまたは床桁にそれぞれ異なる荷重が作用するとの仮定の下で、

$a_0' = 1$ - 開リブと共同作用する板の有効巾

$s_0' = 1$ - 床桁と共同作用する板の有効巾

I' = リブまたは床桁の断面 2 次モーメント

s' = リブまたは床桁の断面係数

載荷状態に関するすべての仮定に対して、

s_1 = リブの有効スパン

(b) 開 リ ブ

計算第 1 段階（剛床桁上の連続リブ）におけるリブ応力はトラック輪荷重によってきまるのであるが、その輪荷重は、各リブに異った大きさの荷重を与える。したがって載荷リブに対する有効板巾 a_0' の算出には、(3.5) 式で計算される a^* を用いなくてはならない。

開リブ床版の設計においては、デッキプレートは剛支承上の連続板としての作用をし、3.2.2.3 のべたように、輪荷重を個々のリブに適当に分配するものと考えられる。しかるに (3.5) 式の計算に必要なリブ反力 $R_0, R_1, R_2, \dots$ の値は、固定支承上の連続梁の影響線により求めることができる。

車輪巾とリブ間隔との比を種々変えた場合について、直接載荷リブ R_0 の荷重値 R_0/P (図 3.6 a) および有効リブ間隔比 a_0^*/a をこの方法で求めた結果を図表-2 に示した。

また、AASHTO 輪荷重に対する、リブ当り荷重 R_0 および有効間隔 a_0^* の値を図表-3 および 4 に示した。

図表-2 または 4 から a_0^* 値を求め、(3.3) 式にしたがって有効リブスパン $s_1 = 0.7s$ とすれば、有効巾 a_0' が図表 1 から求まる。この a_0' 値を用いて、次にリブの断面諸元

IR', SR を計算する。

計算第 2 段階（床桁のたわみの影響）においては、第 5 章に説明があるように、全リブは等載荷されているものと考えられる。

したがって、この場合には、有効リブ間隔は実リブ間隔に等しい ($a^* = a$) と仮定する。(3.4) 式により、有効リブスパン s_1 は無限大であると仮定する。

これらの値を用いて、 a_0 値は 1-段階の場合と同じように計算され、さらに断面諸元 IR, SR も求められる。

(c) 閉 リ ブ

閉リブ床版ではリブの上巾 a と 2-リブ間のデッキプレートの中巾とは一般に等しくない (図 3.6 b)。したがって、2-リブ間の板巾がリブと共同作用する板の有効巾にどれだけ寄与するかについては、別個に計算しなければならない。

全リブに等載荷されていると仮定すれば、その有効間隔は実間隔に等しくなり、また有効巾 ($a_0 + e_0$) は次式によって計算される。

$$a_0 + e_0 = \frac{a_0}{a} a + \frac{e_0}{e} e \quad (3.6)$$

式中の $a_0/a, e_0/e$ 値は図表-1 から求められる。

剛支承上のリブにかかる輪荷重（計算第 1 段階）はリブごとに大きさが異なるのであるが、閉リブの曲げモーメントの計算に必要な理想化した異方性版の曲げ剛度 D_y の計算には (3.6) 式で得られる有効巾 ($a_0 + e_0$) を用いる。なぜなら、この値は、デッキプレートが輪荷重作用下においてリブと共同作用するときの、その正しい平均有効巾を表わすものだからである。この場合、有効スパン値としては (3.3) 式にしたがい $s_1 = 0.7s$ を用いる。

また、曲げ剛度係数 D_y は下式によって求められる。

$$D_y = \frac{EI R}{a + e} \quad (3.7)$$

ここに IR は、有効巾 ($a_0 + e_0$) として (3.6) 式で計算されるリブの断面 2 次モーメントである。

計算第 1 段階において荷重直下のリブ応力を計算するとき、有効巾 ($a_0' + e_0'$) の値は開リブの場合と同じく有効リブ間隔の考えから求められる。そのためには、荷重直下のリブの曲げモーメント M_0 、その隣りのリブの曲げモーメント M_1 を求めなければならない。

曲げモーメント M_0, M_1 の値が求まれば、直接載荷リブ、 $n=0$ -リブ (図 3.6 b) と共同作用する板の有効巾が次式から求められる。

$$a_0' + e_0' = \frac{a_0}{a} a + \frac{e_0}{e^*} e^* \quad (3.8)$$

ここに、

$$e^* = \frac{2M_0}{M_0 + M_1} e \quad (3.8a)$$

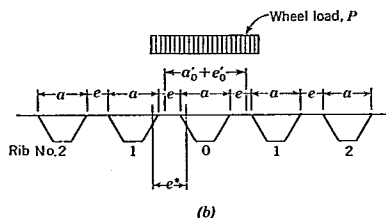


Fig. 3.6

リブのトフランジ巾 $a_0' + e_0'$ が変化しても、リブの下縁断面係数は大きく変動しないものであるから、リブの上フランジとして作用するデッキプレート の応力を厳密に計算する必要がないときは、(38)式による修正有効巾 $a_0' + e_0'$ の計算がまったく省略できてリブ下縁の終局応力度は(36)式で得られる有効巾を用いて計算した断面係数により十分正確に計算することができる。

計算第2段階(床桁の弾性の影響)のモーメント、応力計算には(36)式による有効巾 ($a_0 + e_0$) を用いた I_R および S_R および(34)式による s_1 -値: $s_1 = \infty$ を用いる。しかし、実際上は、計算第1段階における曲げモーメントの計算においてすでに求められている I_R , S_R 値を用いて十分である。

(d) 床 桁

死荷重応力の計算ならびに床桁とリブとの剛度比の計算には、デッキプレート の有効巾にもとづいた I_F , S_F 値を用いる(図36c)。

$$s_0 = s \frac{s_0}{s} \quad (39)$$

ここに、 s は実床桁間隔であり、 s_0/s は床桁有効スパンとして床桁実スパン l を用いて図表-1 から求まる係数である。ここで、床桁は主桁に単純支持されていると考えている。しかし、もし、床桁が連続であったり端部が弾性拘束の状態

にあるときは、実スパン l でなく有効スパン l_1 を用いなければならない。

床桁の活荷重応力の計算には、床桁に対する不等載荷の考えから得られる有効巾 s_0' を用いて求められる断面係数 S_F' を用いる。

$$s_0' = s^* \frac{s_0}{s^*} \quad (310)$$

ここに、

$$s^* = \frac{2F_0}{F_0 + F_1} s \quad (310a)$$

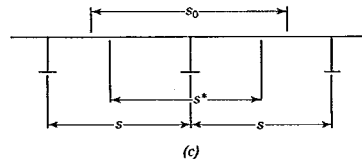


Fig. 3.6

表 3.3.2.2
曲げ剛度の計算—諸仮定、諸公式の一覧

列 No.	計 算	有効スパン	有効間隔	板 の 有 効 巾 (図表-1より)	所 要 値	備 考
開 リ ブ	1 応力—剛支承 上のリブ	$s_1 = 0.7s$	$a_0^* = \frac{2R_0}{R_0 + R_1} a$ (図表-2より)	$a_0' = a_0^* \frac{a_0}{a^*}$	I_R', S_R'	
	2 応力—床桁の 弾性の影響	$s_1 = \infty$	$a^* = a$	$a_0 = 1.1 a$	I_R', S_R'	
閉 リ ブ	3 モーメント— 剛支承上のリブ	$s_1 = 0.7s$	$a^* = a$ $e^* = e$	$a_0 + e_0 = a \frac{a_0}{a} + e \frac{e_0}{e}$	$I_R, D_y = \frac{E I_R}{a + e}$	
	4 応力—剛支承 上のリブ	$s_1 = 0.7s$	$a^* = a$ $e^* = \frac{2M_0}{M_0 + M_1} e$	$a_0' + e_0' = a \frac{a_0}{a} + e^* \frac{e_0}{e^*}$	I_R', S_R'	4.5列の数値の 代りに3列の数 値を用いてもよい。
	5 応力—床桁弾 性の影響	$s_1 = \infty$	$a^* = a$ $e^* = e$	$a_0 + e_0 = 1.1(a + e)$	I_R', S_R'	
床 桁	6 相対剛度応力 —死荷重	1—註参照	$s^* = s$	$s_0 = s \frac{s_0}{s}$	I_F', S_F'	
	7 応力—活動重	1—註参照	$s^* = \frac{2F_0}{F_0 + F_1} s$	$s_0' = s^* \frac{s_0}{s^*}$	I_F', S_F'	7列の数値の代 りに6列の数値 を用いてもよい。

註) 床桁は主桁に単純支持されていると仮定。この状態でないときは、有効スパン l_1 を用いること。

式中、 F_0 は計算の対象としている床版上の荷重、 F_1 はそのとなりの床版上の荷重である。

しかし、実際の目的に対しては、ほとんどの場合、全床版等載荷の仮定で計算した SF 値を用いて十分である。

(e) 総括

以上、載荷状態に応じた板の有効巾の近似値を用いてリブおよび床版の断面性能を求めた。

便宜上 これらの計算において用いた諸仮定ならびに諸公式を一括して表 3.3.2.2 に示す。

3.3.3 捩り剛性

3.3.3.1 理論的背景

(a) 緒言

閉リブ床版の捩り剛度は非常に小さいので無視することはすでに 3.2.2.1 節でのべた。

開リブ床版の捩り剛度はかなり大きいので、実際構造の代用としての異方性版の有効捩り剛度 H という形で設計計算に取り入れられる。

直交異方性版の有効捩り剛度を与える一般式は (2.2) 式のようにである。普通の型式の鋼床版を代表する直交異方性版のポアソン比を $\nu_x = \nu_y = 0$ と仮定すると、(2.2) 式は次のようになる。

$$H = 2C \quad (3.11)$$

捩り剛性係数 $2C$ の意味についてはすでに 2.2.2 節で説明した。理想化した直交異方性版における、捩り角 θ で表わされる係数値 $2C$ は、板要素がそのたがい直角な 2 方向に関して等しい剛度をもつものとしての値であった (図 2.2)。しかし、閉リブ床版の実態は、床版の微小要素についての図 2.4 a を見てもわかるように、その捩り剛度は、リブに直角な面内に作用する捩りモーメント M_{yx} に対するリブの抵抗による一方向に関してだけ存在し、リブに平行な面内に作用する捩りモーメント M_{xy} に対する剛性は無視しうる程度のものである。したがって、実際の床版を理想化した直交異方性版におきかえて考えるときには、その理想化された異方性版の有効捩り剛度は単位巾当りのリブ捩り剛度の $1/2$ に等しいものとする必要がある。

(b) リブの捩れ変形

3.3.3.2 節に示す有効捩り剛度 H の算式は、床版は図 3.6

b に示すように中空リブとデッキプレートとからのみ構成されていて、2-床版間にはダイヤフラムその他捩り剛性を増して横方向の荷重分配能力を高めるような他の補剛材は何もないとの仮定のもとに誘導されたものである (図 7.4)。AASHO 基準の設計荷重はトラックを橋の中員方向に並べて載せる荷重配置のために、単一トラック荷重を設計に用いる場合よりも鋼床版のすぐれた荷重分配能力の恩恵に浴するところが少ない。

リブの形状と板厚に応じてきまるリブの理論的捩り剛度は床版全体の有効捩り剛度 H の計算には入ってこない。リブの捩り剛度は、リブ間およびリブ上のデッキプレートの弾性たわみのために減少するに違いない。

図 3.7 はこのことを説明するために誇張して描いたもので、閉リブ床版が荷重によってたわんでいるときの床版間の横断面を示すものである。

もし、デッキプレートの剛度が充分大きければ、そのたわみ曲線は図中の点線のようになめらかな曲線となるであろう。そして、このような場合にはリブは床版の荷重分配作用を分担することになって、リブの捩り剛度が有効に生かされることになる。

逆に、デッキプレートがごく柔なときは、荷重が作用してもリブには捩り変形が生じず、リブの捩り剛度は荷重分配作用や床版中の応力流には影響のない存在となる。実際の床版では、デッキプレートはある程度の曲げ剛度をもっており、そのためにリブには捩り力が作用する。しかし、比較的うすいデッキプレートは、1つのリブから次のリブへの剪断力搬送のために変形を生じ、たわみ曲線は 3.7 図中に実線で示したような波形曲線となる。また、そのために、リブの捩れ回転は剛なデッキプレートに取付けられたリブのそれ (図の点線) より小さくなる。

このことは、実際の床版構造においては、その幾何学的形状に応じてきまるリブの捩り剛度は、デッキプレートのたわみ変形のために完全に利用され得ないことを意味している。

リブ側板は溶接によりデッキプレートに剛接されるために、デッキプレートの曲げ変形および応力はリブの側板や底板にも伝達される (図 3.8)。このようなリブ軸に直角な方向の曲げ応力 (系 III 応力、第 1 章) は、第 6 章にのべるように、一般に設計においては無視する。

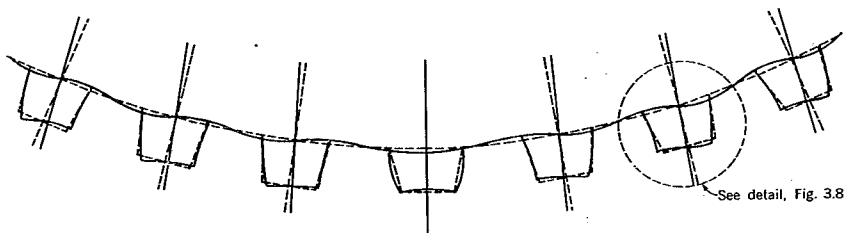


Fig. 3.7

しかし、デッキプレートおよびリブ側板の曲げ応力および変形は、床版の有効捩り剛度 H の算定には重要な役割を占める。すなわち理想化した異方性版の簡略式(3.1)においては無視したこの構造体系の横方向剛度 $D_x = D_p$ は、有効捩り剛度値の減少という形で間接的に計算の中に入ってくる。

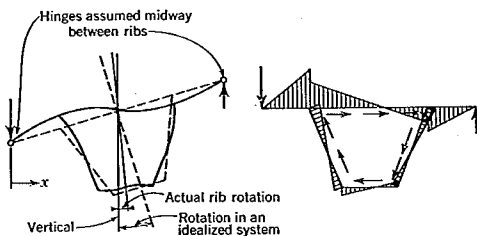


Fig. 3.8

(c) 有効捩り剛度の計算

リブの有効捩り剛度とは、2次的な曲げ変形(図3.7の波形)を生じないような理想体系(図3.7中に破線で示されたような)のねじり剛度であると定義されるもので、したがって、理想体系(異方性版)のねじりだけによる変形状態を、実際のリブにねじりと2次的な曲げとが作用したときの変形状態と同一にするような仮想板のねじり剛度であるとも定義される。両体系(実際構造と仮想板)におけるエネルギーが同じであるとするこの条件から、全仕事量の面からだけ考えると理想体系のリブのねじれ変形は実際構造のねじれ変形より大きくなるはずである。したがって、変形は剛度に逆比例することから、理想体系の捩り剛度あるいはリブの有効捩り剛度は、3.3.3.1 b)ですでにのべたようにデッキプレートとリブの2次的な曲げ変形を無視して求めた剛度値よりも小さな値となる。

リブ断面の幾何学的性質にもとづく理論剛度値の低減は、1より小さな値の低減率 μ をもって表わすことができる。

上にのべた方法で計算されるリブの減少捩り剛度は、実際の床版に代る理想化した異方性版の有効捩り剛度 H を計算するのに用いられる。

低減率 μ および有効捩り剛度 H の算式は3.3.3.2節に与えられている。これら諸式の誘導根拠については参考文献[42]を見られたい。

低減率 μ の算式は、単純支持されたリブについて誘導されたものである。しかし、実際のリブは床版をよぎって連続しているものであるから、本式の使用に当っては、実際のリブスパン値の代りに、代用スパン値 s_2 を用いねばならない。この s_2 値は、連続リブのスパン中央に載荷した輪荷重によるその点のたわみと、長さ s_2 の単純リブのそれとが等しく

なるとの条件から計算することができる。

設計上の目的に対しては次の平均値的な値が用いられる。

$$s_2 = 0.81s \quad (3.12)$$

閉リブ鋼床版の有効捩り剛度 H は一般にリブの形状、板厚、リブスパン、リブ間隔などによってきまる(図3.9)。

H の値は、1個のリブが囲む面積 A 、板厚 t 、リブスパン s が大きいほど大きな値となる。台形リブの場合には、底巾と上巾との比 $1/a$ が約0.4のとき、 H は最大値をとる。

リブ間隔 e が大きくなるにつれて、 H 値は急激に減少する。

逆に、有効剛度の減少が一番小さくなるのは、 $e=0$ のときである。なぜなら、このような場合には、デッキプレートのたわみは捩り剛度ほどと影響を及ぼさないからである。しかしながらこのようなリブ配置は経済的な理由で用いることはないのである。

床版の横方向への荷重分配能力は H の値そのものよりもむしろ相対剛比 H/D_y によってきまるものであることは、心すべきである。

本書に与えられている有効捩り剛度算式の高精度についてはすでに模型実験によって立証されており、実験応力度と計算応力度とはかなり良い一致を示している[42]。

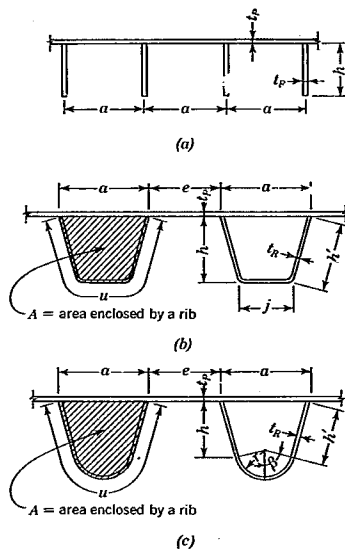


Fig. 3.9. Rib dimensions

3.3.3.2 有効捩り剛度を求める公式

閉リブ鋼床版を代表する異方性版の有効捩り剛度は、次式で与えられる。

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{\mu GK}{a+e} \right) \quad (313)$$

ここに、 H = 異方性版の有効捩り剛度 ($k \cdot \text{in}^2 / \text{in}$),
 G = 鋼の剪断弾性係数 $= 11.2 \times 10^3 \text{ k} / \text{in}^2$,
 K = (314) 式で定義される、捩り抵抗を特性づける断面性状係数 (in^4),
 a = 閉リブの上巾 (in) (図 3.9),
 e = 2 リブ間のデッキプレートの上巾 (in)
 μ = デッキプレートのたわみおよびリブスパンによつてきまる低減率 (無次元)

(313) 式中の $\frac{1}{2}$ という係数は、3331 a にのべたように、リブ剛度の、理想化した異方性版の有効捩り剛度への転換によるものである。

リブ断面性状係数 K は次式で与えられる。

$$K = \frac{4A^2}{(u/t_R) + (a/t_p)} \quad (314)$$

ここに、 A = 1 - 閉リブに囲まれた面積 (in^2),
 u = 1 - リブ板の展開巾 (in),
 t_R = リブ板厚 (in)
 t_p = デッキプレート厚 (in)

低減率 μ の算式を台形リブおよび円底リブの場合について示すと次のようである。式中に用いられる記号の説明を先にすると、

$$EI_P = \frac{Et_p^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{Et_p^3}{1092} \quad \text{デッキプレートの曲げ剛度 } (k \cdot \text{in}^2 / \text{in})$$

$$\rho = \left(\frac{t_R}{t_p} \right)^3 = \text{リブプレートとデッキプレートとの剛度比}$$

$$s_2 = 0.81 s = \text{捩り剛度の計算に用いる有効リブスパン}$$

これ以外の記号は図 3.9 中あるいは本書中に説明してある。

(a) 台形リブ (図 3.9 b)

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{a^3}{12(a+e)^2} \right) \left(\frac{\pi^2}{s_2^2} \right) \left[\left(\frac{e}{a} \right)^3 + \left(\frac{e-j}{a+j} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \left(\frac{j}{a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \left(\frac{h'}{a} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right) \right] \quad (315)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \lambda &= \frac{(2a+j)(a+e)jh' - \rho a^3(e-j)}{(a+j)[2h'(a^2+aj+j^2)+j^3+\rho a^3]}, \\ c_1 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{j}{a} \right), \\ c_2 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{a-j}{a} \right) - \left(\frac{a+e}{a+j} \right) \frac{j}{2a}. \end{aligned} \quad (315a)$$

(b) 台形リブ、 $a=e$ の配置の場合

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{a}{48s_2} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{a-j}{a+j} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \left(\frac{j}{a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \left(\frac{h'}{a} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right) \right] \quad (316)$$

$$\text{ここに、} \lambda = \frac{(2a+j)(2ajh' - \rho a^3(a-j))}{(a+j)[2h'(a^2+aj+j^2)+j^3+\rho a^3]},$$

$$c_1 = \frac{\lambda}{2} \left(\frac{j}{a} \right), \quad (316a)$$

$$c_2 = \frac{\lambda}{2} \left(\frac{a-j}{a} \right) - \frac{j}{a+j}.$$

(c) 円底リブ (図 3.9 c)

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{a^3 r^2}{2A^2 s_2^2} \right) \left(\frac{\pi}{2} \right)^2 (J+L+M+N) \quad (317)$$

$$\text{ここに、} A = h \left(\frac{a+j}{2} \right) + r^2 \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right),$$

$$J = \left(\frac{2A}{r(a+e)} \right)^2 \left(\frac{1}{24} \right) \left(\frac{e}{a} \right)^3,$$

$$L = \frac{1}{24} (\lambda - B)^2,$$

$$M = \frac{1}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left(\frac{\beta^3}{3} - 2(1+\lambda) \left(\frac{j}{2r} - \beta \cos \beta \right) \right),$$

$$+ \frac{(1+\lambda)^2}{2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right),$$

$$N = \frac{1}{\rho} \left(\frac{r^2 h'}{a^3} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right),$$

$$\lambda = \frac{B+C}{1+D}, \quad (317a)$$

$$B = \frac{2A}{r(a+e)} \frac{h}{r} - (1 - \cos \beta),$$

$$C = \frac{24}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left[\frac{j}{2r} \left(1 + \frac{1}{2} \cos \beta \right) - \beta \left(\frac{1}{2} + \cos \beta \right) \right]$$

$$+ \frac{h'^2(a+j)}{4r^2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \right) + \frac{h'^2(2a+j)}{12r^3} (1 - \cos \beta) \Bigg\},$$

$$D = \frac{3}{\rho} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{2h}{a} \right),$$

$$D = \frac{24}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left[\frac{1}{2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right) + \frac{h'(a^2 + aj + j^2)}{12r^3} \right],$$

$$c_1 = \frac{\pi}{2} - (1 + \lambda),$$

$$c_1 = \beta - \frac{j}{2r} (1 + \lambda),$$

$$c_2 = \frac{2h}{a}$$

$$c_2 = \frac{1}{r} (1 - \cos \beta) - \lambda \left(\frac{a-j}{2r} \right).$$

3.4 荷 重

3.4.1 概 説

3.4.1.1 死 荷 重

鋼床版の死荷重は、床版の鋼構造部の重量と表面舗装とから成る。

予備計算の目的には、 $3/\sin$ 厚デッキプレート、縦リブおよび床桁から成る鋼床版の重さとして橋面 1ft^2 当り $35 \sim 45 \text{ lb}$ ($170 \sim 220 \text{ kg/m}^2$) と仮定してよい。

表面舗装の重さはアスファルト舗装の約 25 lb/ft^2 (120 kg/m^2) から薄層の軽量舗装の $3 \sim 5 \text{ lb/ft}^2$ ($146 \sim 244 \text{ kg/m}^2$) 程度の範囲にある (第8章参照)。

3.4.1.2 活 荷 重

設計に用いられる活荷重は、AASHTO基準[1]に与えられているように、普通輪荷重・軸荷重・トラック荷重のいずれかと、それに代る等分布線荷重とから成っている。

床版の設計では、床版に用いられる部材のスパンが比較的短いために、等分布線荷重に支配されることはない。

鋼床版の縦リブ設計第1段階 (床桁を剛支承と考え、その上に縦リブが連続支持されると考える) においては、危険荷重は単一輪荷重の組合せで構成される。

床桁の弾性の影響を考えるリブ設計の第2段階においては、満載軸荷重または満載トラック荷重が用いられる。

満載軸荷重または満載トラック荷重はまた、床桁の設計にも用いる。

閉リブおよび開リブ床版の各部材に最大モーメントを生じさせるような輪荷重、軸荷重、トラック荷重の個数ならびに位置については第10章でのべる。

設計に用いるトラック後輪は、普通2個のタイヤから成っている (図3.10)。タイヤと路面との接触部分は、荷重の大きさとタイヤの寸法ならびに膨張圧に応じた楕円面となる。

鋼床版における直接載荷面積は、タイヤと路面との接触面積より大きくなるが、これは、表面舗装がある厚さと剛度とをもって荷重分配作用をするためである。アスファルト舗装に対しては、普通分布角 45° と仮定する。

設計の目的には、輪荷重による鋼床版面の直接載荷面積は $2c \times 2d$ (図3.10) の矩形面積で表われ、しかもその矩形面積の荷重が等分布であると考えてさしつかえない。

(d) 円底リブ、 $a = e$ という配置の場合

この場合には(c)の公式中、 J , B の項を次式によって計算すればよい。

$$J = \left(\frac{A^2}{ar} \right) \frac{1}{24}, \quad (3.18)$$

$$B = \frac{A}{ar} - \frac{h}{r} - (1 - \cos \beta).$$

(e) [円底+鉛直側板]リブ、 $a = j = 2r$

この場合には(c)の公式を次のように簡略化して用いる。

$$\beta = \frac{\pi}{2}, \quad h' = h,$$

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EIP} \left(\frac{a^5}{8A^2} \right) \left(\frac{\pi}{s_2} \right)^2 (J + L + M + N). \quad (3.19)$$

$$\text{ここに, } A = ah + \frac{\pi a^2}{8},$$

$$J = \left(\frac{4A}{a(a+e)} \right)^2 \left(\frac{1}{24} \right) \left(\frac{e}{a} \right)^3,$$

$$M = \frac{1}{8\rho} \left[\frac{\pi^3}{24} - 2(1+\lambda) + \frac{(1+\lambda)^2}{2} \left(\frac{\pi}{2} \right) \right],$$

$$N = \frac{h}{4\rho a} \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right), \quad (3.19a)$$

$$B = \frac{4A}{a(a+e)} - \frac{2h}{a} - 1,$$

$$C = \frac{3}{\rho} \left[1 - \frac{\pi}{4} + \frac{2h}{a} \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) + 2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right],$$

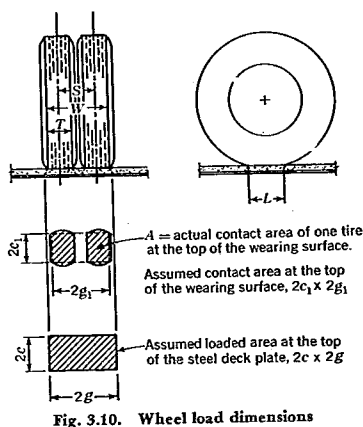


Fig. 3.10. Wheel load dimensions

3.4.2 鋼床版の設計へのAASHO荷重の適用

3.4.2.1 輪荷重

国道および州道の大部分の橋は、一般にトラック・トレーラー荷重の最重型に対しての設計がなされている。

この荷重は、AASHO基準でH20-S16-44と名付けられており、これは総重が20+16=36ton、または72000lbのセミ・トレーラーを有する標準トラックでこの総重を現在用いられているトラクタートレーラーの寸法にほぼ準じた3個の軸にわたったもので、図3.11aに示すとおりである。

8kipおよび32kipという軸荷重はスパンの大きな橋梁部材に対しては適当であっても、スパンの短い橋床部材の局部的載荷状態を正しく与えるものとはいえない。単軸で32kipという大荷重はトラック荷重として実際的ではないので、それに代るもっと軽い縦列軸荷重が用いられる。すなわちAASHO基準の荷重規定準則(第8版、1961年、1.25(C)節、第5.6図、脚註)では、橋床の設計に際しては、AASHOの32kip軸重の代りに4ft間隔の2つの16kip軸重または単一24kip軸重を用いることが許されている(図3.11b)。デッキプレートおよび縦リブの設計には、この荷重を用いるのが好ましい。

いくつかの州道路局規格では、H20-S16-44による32kip軸重を橋床の設計に対して用いている。

公共道路局の州間道路の橋梁の床構造設計基準では、4ft間隔の2つの24kip軸荷重を用い、トラック全重としてH20-S16-44に合うような荷重を用いている。

しかしながら、これらの設計基準は従来の橋床の欠陥をカバーするために定められたものである〔6〕。第1章でのべたように、鋼床版は局部的な過大荷重に対して相当な余剰耐荷能力をもつものであるから、鋼床版の設計には上記のような基準は適用すべきでなからう。

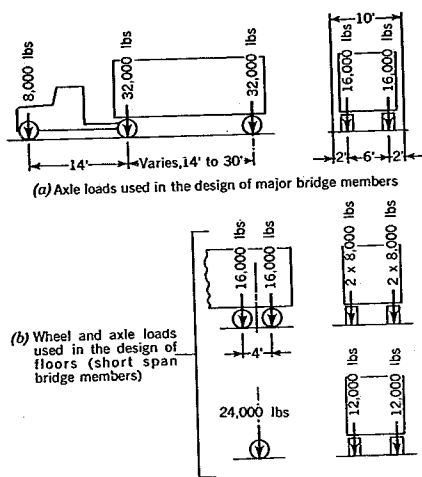


Fig. 3.11. Standard H20-S16-44 truck-trailer loading (AASHO specifications)

また、図3.11aに示すような6ft間隔の2つの16kip輪荷重は、鋼床版の縦リブ設計において必ずしも危険荷重を与えるものとはならないことに注目すべきである。

局部的輪荷重をうけるリブの曲げモーメントを与える設計図表(附録、図表3~14)には、図3.11aと図3.11bの2種の荷重についてのそれらが与えられている。

床桁のたわみがリブモーメントにおよぼす影響の計算および床桁の設計には、図3.11a H20-S16-44トラック・トレーラー荷重を用いる。

3.4.2.2 載荷面の寸法

H20-S16-44トラクター・トレーラーの8.1216kip各輪荷重に相当する標準トラック・タイヤ(図3.10)の実際の寸法は表3.4.2.2の(2)、(6)行に示すとおりである。路面における矩形輪荷重面積の仮定寸法 $2c_1 \times 2g_1$ は実際のタイヤ寸法のそれにほぼ等しいものとして表(7)、(8)行のようになる。8kip車輪と12kip車輪の寸法は簡単のために同じであると仮定し、その巾はAASHO基準による標準20tonトラックの後輪寸法に合せて、 $2g_1 = 20$ inとした。

しかし、16kip車輪は、標準トラクター・トレーラーの実際のタイヤ寸法に合せて、その巾を24inとしている。

接地長 $2c_1$ は、いずれの車輪に対しても10inとしている。

鋼床版上の表面舗装による荷重分布面積の拡がりとは両方向につき平均2inと考える。この仮定は通常の2-in厚アスファルト舗装またはアスファルト厚板舗装に対してやや小さな値であり、薄層のエポキシ舗装に対してはやや大きな値である。

以上によって、鋼床版の設計に推奨できる設計載荷面積 $2\text{ft} \times 2\text{c}$ は、8 kip および 12 kip 車輪で $22\text{in} \times 12\text{in}$ 、16 kip 車輪で $26\text{in} \times 12\text{in}$ となる (表 3.4.2.2 の (9), (10) 列)。

この値は附録の設計図表にも用いられている。

3.4.2.3 衝撃係数および荷重低減係数

AASHTO 基準 (1961) 第 1.2.1.2 節により、衝撃係数はすべての活荷重に対して適用される。

デッキプレートと縦リブの設計に対しては、それらの部材スパンは小さいものであるために、最大衝撃係数 30% を用いる。

床桁の設計に対しては、AASHTO 基準に与えられた公式により、実際の床桁スパンに応じた衝撃係数値を用いる。

表 3.4.2.2

トラック車輪の載荷面積 (in.)

公 称 輪荷重 (kips)	実 寸 法					設計に用いる寸法			
	T	L	A	S	W	路面 上	鋼板 上		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
8	7.0	8.9	62	11.4	18.4	20	10	22	12
12	7.9	10.8	85	12.8	20.7	20	10	22	12
16	10	11.0	110	16.2	26.2	24	10	26	12

註) 図 3.1.0 中に決められた諸項の寸法を示す。(2), (4), (5) 列の値は製作者から提出された (1) 列に示す各公称輪荷重に相当するタイヤの平均値的資料。(3) 列の値は (4) 列の値を (2) 列の値で除したものの。

床桁の設計および床桁の弾性にもとづくリブの 2 次的曲げモーメントの計算において、最大の影響は通常、2 以上の設計車線の同時載荷によって得られる。このような場合には、AASHTO 基準第 1.2.9 節の多数車線載荷に対する条項で規定したように荷重低減率を適用する。

このような荷重低減率は、床桁設計のための図表 1.6 および 3.2 において考慮されている。

3.5 荷重のフーリエ解析

3.5.1 結 言

閉リブ床版を直交異方性版としてその曲げモーメントを計算する場合、および床桁のたわみが閉リブないしは閉リブ床版のモーメントにおよぼす影響を求めようとするとき、橋床に作用する輪荷重はフーリエ級数で表わさねばならず、床版の全巾にわたって分布させた $\sin$ 状荷重成分の合力が、実際の集中荷重を表わすようにしなければならない。

図 3.1.2 に示すような荷重 $P = Q_0(x_2 - x_1)$ は、次の級数で表わされる。

$$Q_x = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (3.20)$$

$$\text{ただし, } Q_n = \frac{2Q_0}{l} \int_{x_1}^{x_2} \sin \frac{n\pi x}{l} dx = \frac{2Q_0}{n\pi} \left[\cos \frac{n\pi x_1}{l} - \cos \frac{n\pi x_2}{l} \right] \quad (3.20a)$$

ここに、 Q_x = 位置 x における単位巾当り荷重のフーリエ級数表示 (k/in)

Q_0 = 単位巾当り、床版上の実荷重 = $P/2g$ (k/in)
 l = スパン長 = 床版の巾 (in)

$Q_n(Q_1, Q_2, Q_3, \dots)$ の値 (k/in) は、図 3.1.3 b に示したように、級数の n -項目の $\sin$ 状荷重成分の最大値 (振巾) を表わす。

級数の n -項荷重成分の任意点 x における荷重強度 Q_{nx} は (図 3.1.3 b 参照)。

$$Q_{nx} = Q_n \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (3.21)$$

フーリエ級数で表わした荷重の一例を図 3.1.3 に示してある。巾 $2g$ 、強度 Q_0 の 1 個の輪荷重は (図 3.1.3 a), $\sin$ 状荷重成分 $Q_{1x}, Q_{3x}, Q_{5x}, \dots, Q_{nx}$ の級数 (図 3.1.3 b) と等価である。図 3.1.3 c には、荷重成分 Q_{nx} の $n = 1 \sim 13$ についての合成値を示す。 n を無限に大きくするにつれて荷重成分の合成値は実荷重に近くなる。本例においては、荷重が対称であるために、 n の偶数値に対する荷重成分はすべて 0 である。

数値計算を行なう際には、 Q_{nx} の値を用いるよりも無次元のフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 を用いる方が便利である。そうすれば、計算の途中段階においては荷重強度 Q_0 を用いずすみ、 Q_0 値は曲げモーメントを求めるための最終公式においてのみ用いることとなる。

3.5.2 床版設計へのフーリエ解析の適用

荷重のフーリエ解析は、閉リブ床版設計の第 1, 第 2 計算段階と、閉リブ床版設計の第 1 計算段階において必要である。

閉リブ床版を、無限に剛な床桁上の連続直交異方性版 (計算第 1 段階) として設計するときの曲げモーメント算式は、2.3 節でのべたように無限級数で与えられる。

このような級数の計算を行なうためには、荷重もまた前節でのべたような形の $\sin$ 状荷重成分からなる級数で表わさねばならない。

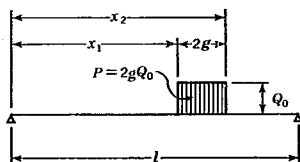


Fig. 3.1.2

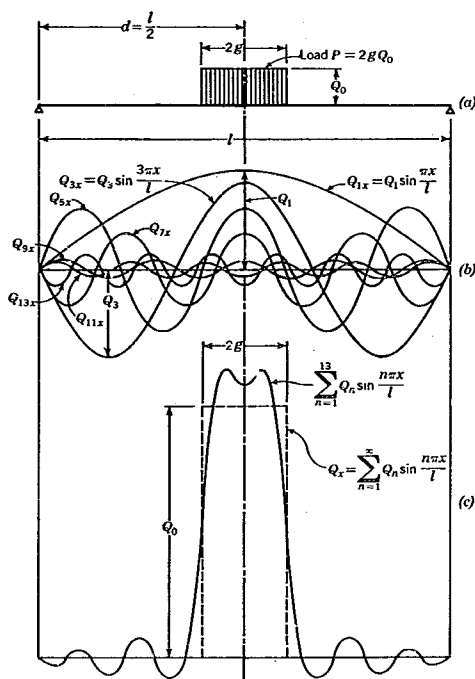


Fig. 3.13

設計計算第1段階において、輪荷重の影響を受ける床版の巾は常に2-主桁間の床版の突巾 l より小さいから、その場合には l よりも小さな値 b を用いることができる。

そうすることによって、第4、10章のべるように、級数の収束をかなりよくすることができる。

対称荷重だけを用いるならば、数値計算はさらに簡単になる。対称荷重の場合には n の偶数値に対するフーリエ係数が0になるからである。

閉リブの曲げモーメントの計算に必要なフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 を求める公式は3.5.3節に示されている。

床桁のたわみによる影響を求める計算第2段階においては、床桁の任意点における床桁のたわみに比例する荷重を得るために、床桁にたわみを生じさせるトラック荷重をフーリエ級数で表わすことが必要である。これについては第5章のべる。

高次の荷重成分 Q_{2x} , Q_{3x} , Q_{4x} , 等が床桁のたわみにおよぼす影響は無視しうる程度であるから(第5章参照)。設計の目的には第1次フーリエ荷重成分 Q_{1x}/Q_0 のみを用いて十分である。

単純に支持された床桁のたわみによる影響の計算に必要な

フーリエ係数 Q_{1x}/Q_0 を与える公式は、3.5.4節に示されている。

3.5.3 剛支承上の直交異方性版の曲げモーメントの計算に必要なフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0

直交異方性版の曲げモーメントの計算においては、次のような場合に対するフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 が必要になる。

3.5.3.1 考えている版部材の中央に1個の輪荷重が載った場合(図3.14)

(a) 3.5.2節でのべたように、実主桁間隔 ℓ の代りに代用スパン b を使い、さらに $x_1 = (b/2) - g$, $x_2 = (b/2) + g$ (図3.12)とおけば、スパン b の任意点 x についての Q_{nx}/Q_0 を与える式が(3.20a), (3.21)式より得られる。すなわち、

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{4}{n\pi} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (3.22)$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

(b) 作用荷重の中央点(スパン中央) $x = b/2$ に対しては、(3.22)式は次のようになる。

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{4}{n\pi} \sin \frac{n\pi g}{b} \quad (3.23)$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

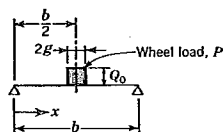


Fig. 3.14

3.5.3.2 1-輪荷重対称配置の場合(図3.15)

(a) 上と同様にして、任意点 x に対する Q_{nx}/Q_0 一値は、つぎのようになる。

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{8}{n\pi} \cos \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (3.24)$$

$$n = 1, 3, 5, \dots$$

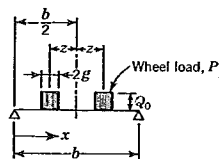


Fig. 3.15

(b) 1-輪荷重直下点, $x = (b/2) - z$ では,

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{8}{n\pi} \cos^2 \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (325)$$

$n = 1, 3, 5, \dots$

3.5.3.3 2-軸荷重対称配置の場合 (図3.16)

任意点 x に対して

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{16}{n\pi} \cos \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi y}{b} \sin \frac{n\pi d}{b} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (326)$$

$n = 1, 3, 5, \dots$

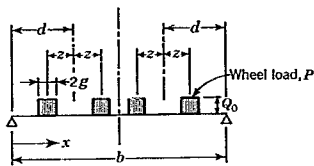


Fig. 3.16

3.5.4. 床桁のたわみの影響の計算に用いるフーリエ係数

Q_{1x}/Q_0 ($n=1$ に対する係数)

床桁のたわみがリブおよび床桁の曲げモーメントによぼす影響を計算するには、次のべるような荷重状態に対するフーリエ係数が必要である。

公式は、トラック荷重が橋床上のいかなる地点に載った場合に対しても得られるのであるが、AASHO基準による設計を行なうかぎりでは、その規定設計車線の範囲内にあるトラックの位置について考えればよい (AASHO基準, 1.9.6.1, 1.2.6.節)。

3.5.4.1 1-軸荷重任意点載荷 (図3.17)

(a) 床版上の任意点 d にトラックが載ったときの任意点 x に対する第1次フーリエ係数は、床桁の全有効スパン l を用いて、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi y}{l} \sin \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (327)$$

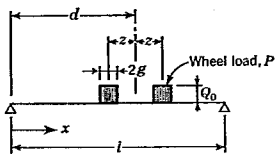


Fig. 3.17

(b) トラックが $d = (l+z)/2$ の位置に載るとき、その1-輪直下において係数 Q_{1x}/Q_0 一値は最大値となる。この荷重位置の場合、 $x = d - z$ 輪直下点に対して、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi y}{l} [1 + \cos \frac{\pi z}{l}] \quad (328)$$

3.5.4.2 2-軸荷重, 任意点載荷 (図3.18)

(a) 2対のトラック軸荷重が任意位置 d_1, d_2 にのるとき、任意点 x に対して、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi y}{l} \left(\sin \frac{\pi d_1}{l} + \sin \frac{\pi d_2}{l} \right) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (329)$$

(b) 2対のトラック軸荷重が対称的に配置されたとき、すなわち $d_1 = d, d_2 = l - d$ なるときは、(3.26)式において $n = 1, b = l$ とすればよい。すなわち

$$\left(\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{16}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi y}{l} \sin \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \right)$$

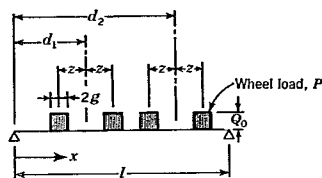


Fig. 3.18

3.5.4.3 多数の軸荷重が任意の位置に載った場合 (図3.19)

前の場合と同様にして、任意点 x に対し

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi y}{l} \left[\sin \frac{\pi d_1}{l} + \sin \frac{\pi d_2}{l} + \dots + \sin \frac{\pi d_n}{l} \right] \sin \frac{\pi x}{l} \quad (330)$$

以上のべた諸公式にもとづき、各種の載荷状態における特定点での Q_{1x}/Q_0 一値を与える設計図表 2.8, 2.9, 3.2 が作られた。これら図表の利用については第10章でのべる。

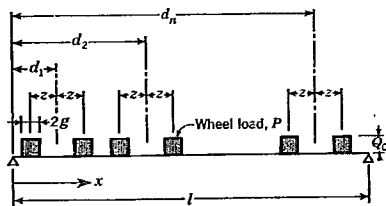


Fig. 3.19

第 4 章

剛支承上の鋼床版に関する諸公式

4.1 緒 言

本章で概論しようとする設計手順第1段階においては、デッキプレートと縦リブとからなる鋼床版は等間隔に配置された無限に剛な(変形を生じない)床桁上の連続構造物として扱う(図31a)

単腹版・床桁の振り剛度は無視しうるから、このような床桁は「ナイフ・エッジ」支承の働きをし、リブに対してはまったく曲げ拘束を与えないものと考えることができる。

リブの曲げモーメントを与える諸公式は、第3章にのべた「簡略化のための諸仮定」にもとづいているものである。

4.2 開リブ床版

4.2.1 概 説

4.2.1.1 微分方程式

開リブ床版に対しては $D_x = 0$, $H = 0$ という仮定があってはまるから、第3章でのべたように、直交異方性版の微分方程式(210)はつぎのようになる。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D_y} \quad (4.1)$$

この式は、梁のたわみ曲線の式と同じである。したがって開リブ床版の解析は1次元の問題に帰し、リブは連続梁公式によって設計できることになる。

4.2.1.2 繰越し率(carry-over factor)

等間隔におかれた剛支承上の、断面2次モーメントが一定な連続梁では、非載荷パネルにおける曲げモーメント、剪断力、たわみなどの大きさは、繰越し率(carry-over factor)と呼ばれる一定係数 κ (カッパー)の累乗に比例して減少する(図41)。

$m=0$ 支点における曲げモーメントを M_0 とすれば、

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \kappa M_0 \\ M_2 &= \kappa M_1 = \kappa^2 M_0 \\ M_3 &= \kappa M_2 = \kappa^3 M_0 \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

係数 κ の値は3連モーメント式から得られるのであって、すなわち、非載荷梁に対する3連モーメント式は、

$$M_0 + 4M_1 + M_2 = 0 \quad (4.3)$$

ここに(4.2)式を代入して

$$M_0(1 + 4\kappa + \kappa^2) = 0 \quad (4.3a)$$

これより、

$$\kappa = -2 + \sqrt{3} = -0.2679 \quad (4.4)$$

4.2.1.3 影響線

開リブの曲げモーメントおよび反力は、連続梁の影響線から求められる。

所要の影響線は、Betti-Maxwellの相互作用の原理にしたがって、単位変形による連続梁のたわみ曲線として得られる。したがって、連続梁の任意の点における曲げモーメントの影響線は、その点に単位量の回転を与えたときのその梁のたわみ曲線として得られる(図42a, b)。同様に、ある支点の反力の影響線は、その支点に単位量のたわみを与えたときのたわみ曲線として得られる(図42c)。

4.2.2～4.2.4節に示した影響線を与える諸公式は、梁の曲率と曲げモーメント M との関係から導かれたものである。

この場合、曲げモーメント M は図42に示すような単位変形に応ずるものである。

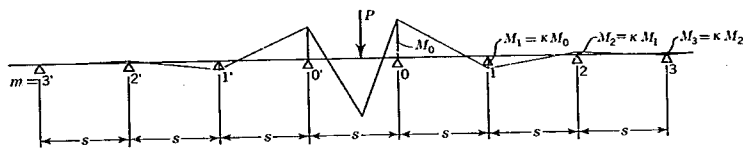
4.2.1.4 リブの曲げモーメントの計算

リブの曲げモーメントは、荷重 P 、リブスパン s 、およびリブに沿って変動する荷重位置 y によってきまる。影響線によってこのモーメント値を求めるときは、 y , s , η の数値そのものを用いる代りに、無次元の係数(dimensionless coefficient) y/s , η/s を用いる方が便利である。曲げモーメントは次の一般式から求められる。

$$M = \frac{\eta}{s} s P \quad (4.5)$$

ここに η/s は y/s の関数で表わされる単位スパンに対する

Fig. 4.1. Bending moments of a continuous beam on rigid supports due to a concentrated load



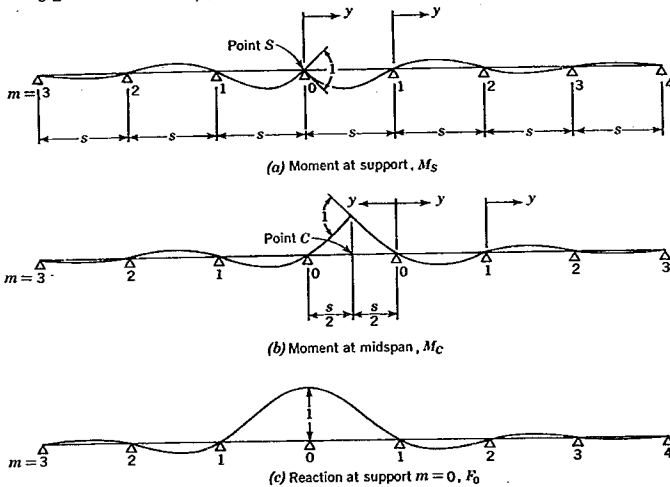


Fig. 4.2. Influence lines of a continuous beam on rigid supports

影響線縦距である。

リブの設計に必要な、1-リブ当りの曲げモーメント M_R は次の公式により計算できる。

$$M_R = M_{\text{total}} (R/P) \quad (4.5a)$$

ここに M_{total} は (4.5) 式で計算されるモーメント、 R/P は今考えているリブ上の荷重の全輪荷重に対する割合で、4.2.4.2 節の公式あるいは図表 2 または 3 によって求められる。

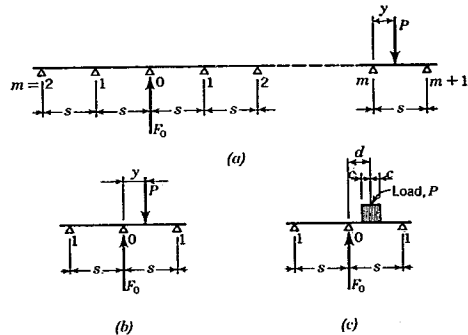
4.2.2 リブの支点上における曲げモーメント

4.2.2.1 任意の点に集中荷重が作用する場合

(a) パネル 0-1 の支点上 $m=0$ におけるモーメント M_S の影響線の式は、

$$\begin{aligned} \left(\frac{M_S}{sP}\right)_{01} &= \left(\frac{\eta_S}{s}\right)_{01} = \frac{3}{2+\kappa} \left[-\frac{(2+\kappa)y}{6s} + \frac{1}{2} \left(\frac{y}{s}\right)^2 - \frac{(1-\kappa)}{6} \left(\frac{y}{s}\right)^3 \right] \\ &= -0.5 \frac{y}{s} + 0.8660 \left(\frac{y}{s}\right)^2 - 0.3660 \\ &\quad \times \left(\frac{y}{s}\right)^3 \quad (4.6) \end{aligned}$$

(b) パネル 1-2, 2-3, 3-4, ..., (m)-(m+1) に対する影響線の式は (4.6) 式に $(\kappa)^m$ を乗じたものとなる。ここに m は、今考えているパネルの左右 2 支店の番号のうちの小さい方の番号である。

Fig. 4.3. Loads used in the computation of the moment M_S and reaction F_0 at support $m=0$ of a continuous rib

$$\begin{aligned} \left(\frac{M_S}{sP}\right)_m &= \left(\frac{\eta_S}{s}\right)_m = \left[-0.5 \frac{y}{s} + 0.8660 \left(\frac{y}{s}\right)^2 - 0.3660 \left(\frac{y}{s}\right)^3 \right] (\kappa)^m \quad (4.6a) \end{aligned}$$

(c) 影響線の最大縦距は $y/s = 0.3804$ の点において生ずる。この点において、

$$\left(\frac{M_S}{sP}\right)_{0.38} = \left(\frac{\eta_S}{s}\right)_{0.38} = -0.0850 \quad (4.6b)$$

集中荷重 P による曲げモーメント M_S は、以上の諸公式からただちに求められる。

4.2.2.2 分布荷重

長さ $2c$ の分布荷重による曲げモーメント M_S を求める公式は、荷重がパネル 0-1 に位置するときに対してのみ必要である。その分布荷重が他のパネルにおよぼす影響は、集中

荷重公式 (46a) を用いて十分正確に求めることができる。

(a) 支点 $m=0$ より $y=d$ の距離をへだてた位置に作用する分布荷重による曲げモーメント M_S (図 4.3c) は、
(46a) 式の表す影響線から得られ、

$$\left(\frac{M_S}{sP}\right) = -0.5\left(\frac{d}{s}\right) + 0.8660\left(\frac{d}{s}\right)^2 - 0.3660\left(\frac{d}{s}\right)^3 + \left(\frac{c}{s}\right)^2 \times (0.2887 - 0.3660\frac{d}{s}) \quad (47)$$

(b) モーメント M_S の最大値は、荷重が $d=0.3804s$ の点に位置するとき生ずる。すなわち、この場合は、

$$\left(\frac{M_S}{sP}\right)_{0.38} = -0.0850 + 0.1494\left(\frac{c}{s}\right)^2 \quad (47a)$$

4.2.3 リブのスパン中央における曲げモーメント

4.2.3.1 任意の点に集中荷重が作用する場合

(a) 荷重がパネル 0-0 (図 4.4a) にあるときの、パネル 0-0 のスパン中央における曲げモーメント M_C の影響線の式は、

$$\left(\frac{M_C}{sP}\right)_{00} = \left(\frac{\eta c}{s}\right)_{00} = \frac{1}{2} \frac{y}{s} - \frac{3}{2(5+\kappa)} \left\{ \frac{y}{s} - \left(\frac{y}{s}\right)^2 \right\} \\ = 0.1830 \frac{y}{s} + 0.3170 \left(\frac{y}{s}\right)^2 \quad (48)$$

ここに、 $y < \frac{s}{2}$

(b) 影響線総距の最大値はパネル 0-0 の中央、 $y=0.5 \times$

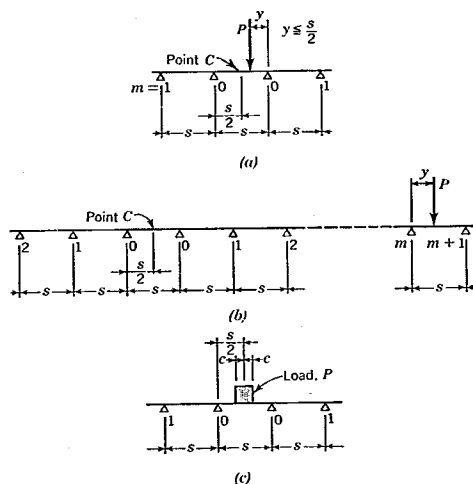


Fig. 4.4. Loads used in the computation of the moment M_C at the midspan of panel 0-0 of a continuous rib

s 点に生じ、この点において、

$$\left(\frac{M_C}{sP}\right)_{05} = \left(\frac{\eta c}{s}\right)_{05} = 0.1708 \quad (48a)$$

(c) 非載荷パネル 0-1, 1-2, 2-3... (m)-(m+1) についての影響線の式は (図 4.4b) ,

$$\left(\frac{M_C}{sP}\right)_m = \left(\frac{\eta c}{s}\right)_m = \frac{3}{5+\kappa} \left\{ -\frac{(2+\kappa)}{6} \frac{y}{s} + \frac{1}{2} \left(\frac{y}{s}\right)^2 - \frac{(1-\kappa)}{6} \left(\frac{y}{s}\right)^3 \right\} \kappa m \\ = [-0.1830 \frac{y}{s} + 0.3170 \left(\frac{y}{s}\right)^2 - 0.1340 \left(\frac{y}{s}\right)^3] (-0.2679)^m \quad (49)$$

ここに、 m は考えているパネルの左右支点の番号のうち、若い番号である。

4.2.3.2 分布荷重

輪荷重がリブスパン中央に位置する場合には (図 4.4c) , パネル 0-0 のスパン中央における曲げモーメント M_C を求める算式が必要である。輪荷重がスパン中央以外の点に位置する場合には (48) , (49) 式により M_C は十分正確に求めることができる。

輪荷重がスパン中央に位置する場合には、

$$\frac{M_C}{sP} = 0.1708 - 0.2500 \frac{c}{s} + 0.1057 \left(\frac{c}{s}\right)^2 \quad (410)$$

4.2.4 反力

4.2.4.1 リブに対する床桁の反力

リブに対する床桁の反力 F を計算する際に、輪荷重 P は集中荷重であると考えて十分である。

(a) 荷重がパネル 0-1 にあるとき (図 4.3b) の、支点 $m=0$ における反力 F_0 の影響線の式は、

$$\frac{F_0}{P} = \vartheta_0 = 1 - \frac{3(5+\kappa)}{7+2\kappa} \left(\frac{y}{s}\right)^2 + \frac{8+\kappa}{7+2\kappa} \left(\frac{y}{s}\right)^3 \\ = 1 - 2.1962 \left(\frac{y}{s}\right)^2 + 1.1962 \left(\frac{y}{s}\right)^3 \quad (411)$$

(b) 荷重が他のパネル $(m)-(m+1)$ にあるとき (図 4.3a) の、 F_0 の影響線の式は、

$$\frac{F_0}{P} = \vartheta_0 = \left\{ -\frac{6}{7+2\kappa} \left[\left(1+\frac{\kappa}{2}\right) \frac{y}{s} - \frac{3}{2} \left(\frac{y}{s}\right)^2 + \frac{1-\kappa}{2} \left(\frac{y}{s}\right)^3 \right] \right\} \\ \times \kappa m^{-1} \\ = [-0.8038 \frac{y}{s} + 1.3923 \left(\frac{y}{s}\right)^2 - 0.5885 \left(\frac{y}{s}\right)^3] \\ \times (-0.2679)^{m-1} \quad (412)$$

ここに m は、考えているパネルの左右支点の番号のうち、若い方の番号である。

(c) 荷重がある位置にあるときの、その他のパネルの床桁反力 $F_1, F_2, F_3, \dots, F_m$ は、反力を考えている支点に関して適当な位置に荷重を置くことによって(411)または(412)式から求められる。

4.2.4.2 デッキプレートに対するリブの反力

輪荷重の局所的な分布を考えるとときには、デッキプレートは剛支承上の連続直交異方性版としての働きをするものと考え(図27c)。

それぞれのリブに作用する反力または荷重 $R_0, R_1, \dots, R_m$ は、影響線式(411), (412)をもとにした、下記の諸公式によって求められる。公式は、リブ間隔 a より小さな巾 f を有する分布荷重 P に対するものである(図45)。もし、実際の輪荷重巾 2ϕ がリブ間隔 a より大きくなるときは、リブ反力は個々のパネルにおける荷重の影響の重ね合わせによって得られる。

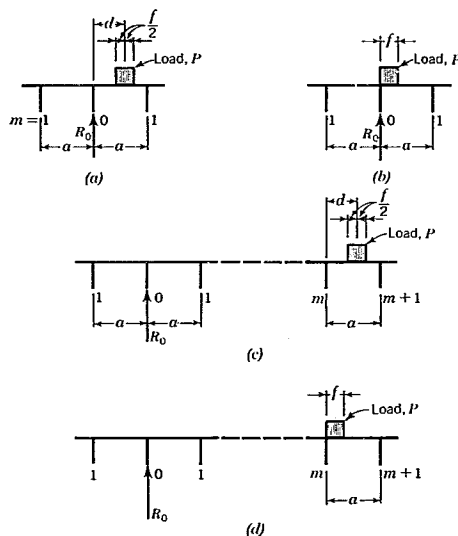


Fig. 4.5. Loads used in the computation of the reaction R_0 of a rib

(a) 荷重が0-1パネルの任意の点にあるとき(図45a)

$$R_0 = P \left[1 - 2.1962 \left(\frac{d}{a} \right)^2 + 1.1962 \left(\frac{d}{a} \right)^3 + \left(\frac{f}{a} \right) (-0.1830 + 0.2990 \frac{d}{a}) \right] \quad (413)$$

(b) 荷重が0-1パネルの支点0に載るとき(図45b)

$$R_0 = P \left[1 - 0.7321 \left(\frac{f}{a} \right)^2 + 0.2990 \left(\frac{f}{a} \right)^3 \right] (413a)$$

(c) 荷重が任意パネル $(m)-(m+1)$ の任意の点に載るとき(図45c)

$$R_0 = P \left[-0.8038 \frac{d}{a} + 1.3923 \left(\frac{d}{a} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{d}{a} \right)^3 + \left(\frac{f}{a} \right)^2 (0.1160 - 0.1471 \frac{d}{a}) \right] (-0.2679)^{m-1} \quad (414)$$

(d) 荷重が任意パネル $(m)-(m+1)$ の支点 m に載るとき(図45d)

$$R_0 = P \left[-0.4019 \frac{f}{a} + 0.4641 \left(\frac{f}{a} \right)^2 - 0.1471 \left(\frac{f}{a} \right)^3 \right] \times (-0.2679)^{m-1} \quad (414a)$$

以上の諸公式は、 P を考えている支点に関して適当に配置することによって、他の反力 $R_1, R_2, \dots$ を求めるにも用いることができる。

4.2.5 影響線縦距

支点およびスパン中央における曲げモーメントの影響線縦距、および前節の公式によって計算した剛支承上の連続梁の支点反力の影響線縦距の値を、表4.25に示す。この影響線はまた図表-5に図示されている。

4.2.6 剛支承上の開リブ床版の設計図表

設計計算を簡略にするために作られた諸図表を附録に示す。本節では、剛支承上の開リブおよび剛・床版の設計に用いるための諸図表が作られた根拠についてのべる。

これら図表の実際の設計計算での使い方については、第10章でのべる。

図表-1は、リブまたは床版の「間隔とスパンとの比」の函数としての、デッキプレートの有効巾比を与えるものである。ここに示す曲線は、第3章の表3.3.2.1の数値を用いたものである。

図表-2aは、(413), (414)式によるもので、荷重直下のリブ上の荷重 R_0 の、輪巾 2ϕ とリブ間隔 a との函数としての全輪荷重 P に対する比を与えるものである。Case 1 (輪荷重がリブ上に載る場合)が実際の場合に支配的である。輪巾が $2\phi = 22$ in. であることから、Case 2 (輪荷重がリブ間に載る場合)はリブ間隔 a が8 in. 以上のときに支配的となる。

図表-2bは、第3章の(35)式から得られた有効リブ間隔比を与えるものである。式(35)の計算に必要とするリブ反力 R_0, R_1 は(413), (414)式より算出した。

図表-3は、8, 12, 16 kip の AASHO 輪荷重が作用するときの R_0/P 値およびリブ当り荷重 R_0 を、3.4.2節で論じたように $2\phi = 22$ in. および 26 in.

表 4.2.5 無数の剛支承上の梁の影響線の縦距
(点の位置については図表-5参照)

点						0.5'	0.4'	0.3'	0.2'	0.1'	0.0
η_C/s - スパン中央・モーメント						+0.1708	+0.1239	+0.0834	+0.0493	+0.0215	0
点	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
η_C/s - スパン中央・モーメント	0	-0.0153	-0.0250	-0.0300	-0.0311	-0.0290	-0.0246	-0.0187	-0.0121	-0.0056	0
η_S/s - 支点モーメント	0	-0.0471	-0.0683	-0.0819	-0.0849	-0.0792	-0.0673	-0.0512	-0.0331	-0.0154	0
θ - 反力	+1	+0.09792	+0.09217	+0.08346	+0.07252	+0.06005	+0.04678	+0.03342	+0.02069	+0.00931	0
点	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
η_C/s - スパン中央・モーメント	0	+0.0041	+0.0067	+0.0080	+0.0083	+0.0078	+0.0066	+0.0050	+0.0033	+0.0015	0
η_S/s - 支点モーメント	0	+0.0112	+0.0183	+0.0220	+0.0227	+0.0212	+0.0180	+0.0137	+0.0089	+0.0041	0
θ - 反力	0	-0.0671	-0.1098	-0.1317	-0.1364	-0.1274	-0.1082	-0.0823	-0.0553	-0.0247	0
点	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0
η_C/s - スパン中央・モーメント	0	-0.0011	-0.0018	-0.0022	-0.0022	-0.0021	-0.0018	-0.0013	-0.0009	-0.0004	0
η_S/s - 支点モーメント	0	-0.0030	-0.0049	-0.0069	-0.0061	-0.0057	-0.0048	-0.0037	-0.0024	-0.0011	0
θ - 反力	0	+0.0180	+0.0294	+0.0353	+0.0366	+0.0341	+0.0290	+0.0221	+0.0143	+0.0066	0

して計算したものである。衝撃係数は30%とした。本曲線は式(4.13), (4.14)にもとづくものである。

図表-4は, AASHTO輪荷重に対するもので, 直接載荷リブに対するデッキプレートの有効計算に必要の有効リブ間隔 a_e を与えるものである。本図表の製作に用いた公式は, 図表-2bの製作に用いた公式と同じである。

図表-5は, 表4.2.5に示した, スパン中央および支点上の曲げモーメントならびに剛支承上の連続梁の支点反力の影響線縦距を図示したものである。モーメントの影響線縦距は(4.6), (4.6a), (4.8), (4.9)式から計算した。また反力の影響線縦距は(4.11), (4.12)式により求めたものである。

図表-6は, 1個の輪荷重または並ぶ輪荷重群によって2床桁間の床版の支間中央に生ずる正モーメントの床版全有効巾についての合計値を与えるものである。この図は(4.8), (4.9), (4.10)式の計算によって得られたものである。

ここに用いた荷重は, 3.4.2節でのべたAASHTO基準によるものである。

最大正モーメントの位置(スパン中央, "C"点)におかれた輪荷重は長さ $2c = 12$ in.に分布するものと考えている。またその他の位置にある輪荷重は, 集中荷重として扱っている。

載荷状態abcは, 考えている床版パネル内に輪荷重がある場合であり, 荷重状態 a_1, b_1, c_1 は対象とするパネル以外のパネルに載った前・後輪荷重による影響をも加算した

ものである。"C"点に最大モーメントを生ずるような後輪の位置は図示のようになり, 中央車輪から14~30 ft.隔った位置となる。中央車輪から14 ft.離れている4 kip前輪による影響は, その前輪荷重が"C"点に正モーメントを生ずる場合にかぎり, 加算されている。別のパネルに載っている輪荷重による影響は小さく中央車輪1個によるモーメントの7%以下のモーメントを生ずるだけである。

荷重状態abcおよび a', b', c' のいずれを用いるかは, 床桁のたわみを考慮に入れて, これらの荷重による影響を比較してきめる。

衝撃係数は0.30とした。

図表-6および7, 8(床版パネルのスパン中央および支点における全モーメント値を与える)について注意することは, これらの図表は, 開リブ床版および閉リブ床版のいずれに対しても正当な根拠をもつものではあるが, これら図表は, これらの図表から得られる全モーメント値に, 図表2aまたは3から得られる R_o/P 値を乗ずる, という操作を行なうことによって開リブの設計に対してのみ直接用いることができるのであって, 剛度比 H/D_y によって変化する閉リブ構造のリブ当りモーメント値は, これらの図表からは得ることができない, ということである。

開リブのスパンは, 普通10 ft.以下ではあるが, 図表-6, 7, 8では閉リブに対する図表と同じに合せて, $s = 25$ ft.までの範囲について示した。したがって, これらの図表は普通の縦桁の設計にも用いることができる。

図表-7は, 図のような輪荷重により, 床桁の位置での床

版に生ずる全・負モーメント値を与えるもので、(4.6)、(4.6a)式によって計算した。輪荷重はすべて集中荷重と考えている。

その他の注意事項については、図表-6の解説参照。

図表-8は、リブスパン中央の負モーメントおよびリブの支点における正モーメントを与えるもので、移動荷重によってリブに生ずる交番応力を計算する目的のために作られたものである。

図表-15は、最大床桁反力 F_0 を、1台の車輛の軸荷重に対する F_0/P という形で与えるものである。床桁は無限に剛なるものと考えている。

Case BはAASHTO基準H-Sトラックに対するもので、最大反力 F_0 は車軸間距離を最小の14 ft.としたときに生ずる。トラック荷重の危険位置は図表-5の影響線から求めた。曲線を描くに必要数値は(4.11)、(4.12)式によって計算した。

図表-16は、剛な床桁の最大モーメントの計算を容易にするためのものである。最大モーメントは、トラックが橋の内側車線にのったとき、その車輪の直下において生ずる。このモーメント値を計算するのに、トラックは橋の横断方向に関して、危険車輪直下のモーメントが最大値をとるように配置した。AASHTO設計車線Wの範囲内にトラックが位置するように、また、AASHTO基準による多数線荷重載荷時の荷重強度低減について、考慮した。4車線またはそれ以上の車線の橋梁に対しては4 ft.巾の中央植樹帯を仮定した。

4.2.7 デッキプレート上の剛度 D_p の影響を考慮した剛支上の開リブの設計

4.2.7.1 概 説

デッキプレートに対するリブの反力 $R_0, R_1, \dots, R_m$ (4.2.4.2節、図表2, 3, 4)の公式は、輪荷重の各リブへの分布は載荷巾とリブ間隔とだけによってきまり、デッキプレートの剛度 D_p には無関係であるとの仮定のもとに計算したもので、これは普通の場合、デッキプレートの曲げ剛度 D_p および載荷リブと隣接リブとの相対的なたわみは小さく、無視しうるものであることによったのである。したがって、デッキプレートは剛(たわみを生じない)リブ上に支持された連続部材として作用するものと考えられ、それに応じてリブ反力も計算される(図2.7c)。

しかしながら、長スパンのリブまたは厚いデッキプレートを用いるときは、デッキプレートの剛度およびリブのたわみが荷重分布におよぼす影響を考慮しなくてはならない。このような場合には、デッキプレートは弾性支上上の連続部材としての働きをするから、デッキプレートは図4.6に示すように、荷重直下のリブの負担を減ずるとともに附近のリブに荷重を分布させることになり、簡易法による計算結果は安全すぎる値を与えることになる。

そこで、より正確な計算を望むときは、リブのたわみによるリブモーメントの軽減量 ΔM_R を以下に示す公式を用いて求め、その値を本章の前の方の節で示した公式により剛リ

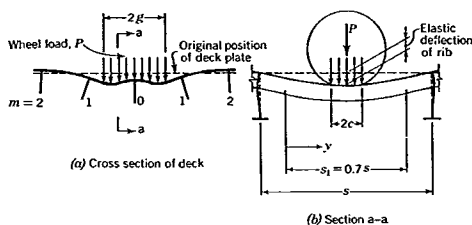


Fig. 4.6. Longitudinal ribs acting as elastic supports of the deck plate

ブとして計算したモーメント値から差引く、という操作を行なう。

4.2.7.2 モーメント軽減量 ΔM_R 算定公式

リブのモーメント軽減量 ΔM_R の計算は、第5章でのべるたわみやすい床桁に対するモーメント軽減量 ΔM_F の計算におけると同じ考え方による。両者の公式はよく似ており、違うところは、ここではリブは第5章の“床桁”に相当するものとして扱われ、同じくデッキプレートは第5章の“リブ”として扱われていること、各部材のスパン、剛度等が異なる点である。

(a) リブのスパン中央に輪荷重が載るときの、リブの弾性たわみによるリブスパン中央での正モーメント軽減量 ΔM_{RC} (図4.6b)は次式によって計算される。

$$\Delta M_{RC} = Q_0' \left(\frac{s_1^2}{\pi} \right) \frac{Q_1 y}{Q_0'} \left(\frac{R_0}{P} - \sum_{m=0}^m \frac{R_m}{P} \right) \vartheta_0 \quad (4.15)$$

$$\text{ただし} \quad Q_0' = \frac{P}{2c} \quad (4.15a)$$

s_1 は、連続リブの実スパン s に対応する等価単純スパンであって、

$$s_1 = 0.7s \quad (4.16)$$

(4.15)式中の荷重 $Q_1 y$ は図3.1.3の $Q_1 x$ 値に相当するもので、 y -方向に関する荷重状態のフーリエ解析の第1次荷重成分の、位置 y における単位長さ当りの荷重である。

(3.2.3)式に対応して、係数 $Q_1 y / Q_0'$ は次式で表わされる。

$$\frac{Q_1 y}{Q_0'} = \frac{4}{\pi} s \sin \frac{c}{s_1} \quad (4.17)$$

$R_0, R_1, \dots, R_m$ は剛リブの仮定のもとに計算されるデッキプレート上のリブ反力である。

ϑ_0 - 値は弾性支上上の梁の反力の影響線縦距で、図表-1.9から相対剛性係数 r' の函数として得られるものである。

この場合、 r' の値はデッキプレートとリブとの相対剛度比を表わすもので、次式で与えられる。

$$r' = \frac{t^3 p}{1092 I_R'} - \frac{e^4}{a^3 \pi^4} \quad (418)$$

ここに、 t p = デッキプレートの厚さ

I_R' = デッキプレートの有効巾を含む 1-縦リブあたりの断面 2 次モーメント

$s_2 = 0.815 = (312)$ 式で計算される等価リブスパン

(b) リブの弾性たわみによるリブの支点上における負モーメントの軽減量 $d'M_{RS}$ は、(415) 式で計算されるスパン中央でのモーメント軽減量 $d'M_{RC}$ に比例するものと仮定して（この仮定は設計の目的に対しては、十分正確なものである）求められる。

したがって、 $d'M_{RS}$ 値を与える式は、

$$d'M_{RS} = d'M_{RC} \frac{M_S}{M_C} \quad (419)$$

ここに、 M_S , M_C は、4.2.1 ~ 4.2.6 節でのべた簡易法によって得られる正、負モーメントである。

4.2.7.3 リブモーメントの簡易計算による誤差の限定基準

設計計算には、輪荷重の平均巾 24 in. にもとづく、下記のようなおおよその基準が用いられる。

相対剛比 r' が次の値をこえないかぎり、リブのたわみによる縦リブのモーメント軽減量 $d'M_R$ は、簡易法（4.2.2 ~ 4.2.3 節）によって計算されるモーメントの 3% 以下の値となる。

$$a = 12 \text{ in. に対し } r' \leq 0.006 \quad (420)$$

$$a = 16 \text{ in. に対し } r' \leq 0.004 \quad (420a)$$

4.3 閉リブ床版

4.3.1 概 説

4.3.1.1 微分方程式およびその解

$D_x = 0$ という仮定が許せるかどうかについては 3.2.2 節にのべたが、この仮定を用いると直交異方性版の微分方程式（2.10）は、（3.1）式のようにになる。

リブの曲げモーメント算定に用いる影響面を与える公式の誘導においては、非載荷板の同次方程式のみが必要である。非同次方程式（3.1）に対応する同次方程式は、

$$D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = 0 \quad (421)$$

この方程式の一般解は、無限級数の形でのみ与えられる得るもので（第 2 章参照）、

$$w = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \quad (422)$$

ただし、 $w_n = (C_{1n} \sinh a_n y + C_{2n} \cosh a_n y + C_{3n} a_n y$

$$+ C_{4n}) \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (422a)$$

$$\text{ここに、} a_n = \frac{n\pi}{b} \sqrt{\frac{2H}{D_y}} \quad (423)$$

C_{1n} , C_{2n} , C_{3n} , C_{4n} は、級数の各項 n についての境界条件からきまる積分常数である。

常数 a および C は n の関数であるが、つぎの公式では、添字 n は便宜上省略した。

函数 w_n の y に関する導函数は、

$$\left. \begin{aligned} w' &= a(C_1 \cosh ay + C_2 \sinh ay + C_3) \sin \frac{n\pi x}{b} \\ w'' &= a^2(C_1 \sinh ay + C_2 \cosh ay) \sin \frac{n\pi x}{b} \\ w''' &= a^3(C_1 \cosh ay + C_2 \sinh ay) \sin \frac{n\pi x}{b} \\ w'''' &= a^4(C_1 \sinh ay + C_2 \cosh ay) \sin \frac{n\pi x}{b} \end{aligned} \right\} (424)$$

4.3.1.2 荷重と変形および剪断力とモーメントの $\sin$ 近似

床版の解析において、実作用荷重は、3.5 節にのべたように床版の巾 b にわたって拡がる $\sin$ 荷重成分の級数 $Q_n x = Q_n \sin(n\pi x/b)$ で表わされる。

縁端 $x=0$, $x=b$ において単純支持される板の巾 b にわたって作用する $\sin$ 状荷重（力またはモーメント）の性質として、その荷重によって板の任意のハネルの任意の位置 y に生ずる y 方向のたわみ、回転（角変化）、剪断力、モーメントもまた $\sin$ 状となり、さらに x 方向に関して作用荷重と同じ周期をもつ（図 4.8 b）。このことは、 w の式および y 方向の角変化・モーメント・剪断力を表わす y に関するその導函数の中に、 $\sin(n\pi x/b)$ の函数が含まれることを見れば明らかである。

荷重と変形との間の $\sin$ 状態類似は、影響面の決定にあたっては重要な関係となる（4.3.2 節）。

4.3.1.3 繰越し率

連続・直交異方性版の解析に必要な繰越率 κ は、連続梁の繰越し率の決定の際に用いたのと本質的に同じ考えにより、3-連モーメント式から得られる（4.2.1.3 節参照）。

繰越し率 κ の算式を求めるために単純支持された板ハネル 0-1 を考える（図 4.7 a）。

このハネルの右縁端に、その全長 b にわたって分布した $x = b/2n$ において最大値 M_1 となるような $\sin$ 状曲げモーメントを作用させる。

モーメント M_1 によって支点 $m=0$ および $m=1$ に生ずる回転は（4.2.4）から計算される。

この場合の積分常数は次の境界条件から決定される。

$$\begin{aligned} y=0 & \quad w=0 & \quad M_y=0 \\ y=s & \quad w=0 & \quad M_y=M_1 \end{aligned}$$

その結果は、

$$C_1 = -\frac{\bar{M}_1}{D_y} \frac{1}{\alpha^2 \sinh \alpha s}, \quad C_3 = \frac{\bar{M}_1}{D_y} \frac{1}{\alpha^3 s}$$

$$C_2 = C_4 = 0$$

ただし α は (4.2.3) 式で定義される値である。

上記の常数値を用いて、支点 $m=1$ のモーメント M_1 による回転角を表わすと、

$$W_0' = -\frac{M_1}{D_y} \frac{1}{\alpha} \left(\frac{1}{\sinh \alpha s} - \frac{1}{\alpha s} \right)$$

$$W_1' = -\frac{M_1}{D_y} \frac{1}{\alpha} \left(\coth \alpha s - \frac{1}{\alpha s} \right)$$

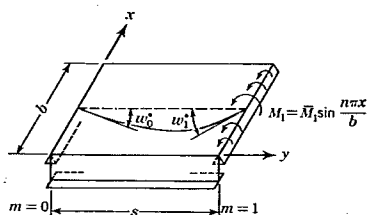
もし、板の両支承 $m=0$ 、 $m=1$ に曲げモーメントを作用させるならば (図 4.7 b)，両支承における回転角は両作用モーメント M_0 、 M_1 の関数となり、上記の2式を重ね合せた値となる。

たがいに隣接する2-パネルの共通支点 $m=1$ における回転角は、パネル 0-1 においてはモーメント M_0 、 M_1 の関数として、パネル 1-2 においてはモーメント M_1 、 M_2 の関数として表わされる。連続板における回転角 W_{1L} と W_{1R} が等しいという条件から、非載荷板の3-連モーメント式は次のように得られる。

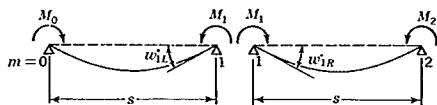
$$M_0 + 2kM_1 + M_2 = 0 \quad (4.2.5)$$

$$\text{ここに, } k = \frac{\alpha s \coth \alpha s - 1}{\alpha^2} \quad (4.2.6)$$

$$\alpha^2 = 1 - \frac{\alpha s}{\sinh \alpha s} \quad (4.2.7)$$



(a)



(b)

Fig. 4.7

もし $\sin$ 状モーメント $M_{0n} = \bar{M}_{0n} \sin(n\pi x/b)$ が支点 $m=0$ に生ずるならば、それより遠い位置にある支点 $m=1, 2, 3, \dots$ におけるモーメントは繰越率 (carry-over factor) κ の累乗に比例して、連続梁の場合 (図 4.1) と同じく、遠く離れた支点ほど小さくなる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} M_{1n} &= \kappa M_{0n} \\ M_{2n} &= \kappa M_{1n} = \kappa^2 M_{0n} \end{aligned} \right\} \quad (4.2.8)$$

(4.2.8) 式を (4.2.5) 式に代入して、繰越率は次のように得られる。

$$\kappa_n = -\kappa + \sqrt{\kappa^2 - 1} \quad (4.2.9)$$

上式からわかるように、繰越率 κ_n は板方程式 (4.2.1) の解の各項 n に対して異なった値をもつことになる。一般に、 κ の値は n が增大するにつれて急激に減少する。したがって高次の荷重成分が別のパネルの曲げモーメントにおよぼす影響 (4.3.3, 4.3.4 節参照) はとくに足らないものといえる。

4.3.2 曲げモーメントの一般式

4.3.2.1 $\sin$ 荷重による連続板の曲げモーメント M_y

連続・直交異方性板の曲げモーメントの影響面を与える一般式の誘導方法は、連続梁の影響線の式の誘導方法と本質的に同じである (4.2.1.3 節)。

式の誘導に用いる基本系を図 4.8 に示す。

まず、任意位置 y において板の全巾 b にわたって分布する $\sin$ 状線荷重によって、板の $y = \text{const}$ の任意断面に生ずる曲げモーメント M_y に関する式が得られる。

いま曲げモーメントを考えている断面 1-1 において、剪断力のみを伝えてモーメントを伝えなようなヒンジを仮定する。

$\sin$ 状単位モーメント $1[\sin(n\pi x/b)]$ をヒンジ 1-1 に作用させ (図 4.8 a)， $\sin$ 状単位線荷重 $1[\sin(n\pi x/b)]$ を 2-2 線で示された任意位置 y におく (図 4.8 b)。これら2つの荷重によって生ずるたわみおよび回転角は、4.3.1.2 節でのべたように板の巾 b にわたって $\sin$ 状に変化する。図 4.8 では、 $\sin$ 状荷重および $\sin$ 状変形を $n=1$ の場合について示している。高次の n についての荷重および変位も容易に描ける。

次のような変形量が必要となる。

$\partial_{11n} \sin(n\pi x/b) = 1-1$ における $\sin$ 状単位モーメントによる 1-1 の回転角で、 ∂_{11x} の値は $x = b/2n$ において最大となる。

$\partial_{12n} \sin(n\pi x/b) = 2-2$ 線上に作用する $\sin$ 状単位線荷重による 1-1 の回転角

$\partial_{21n} \sin(n\pi x/b) = 1-1$ 線上に作用する $\sin$ 状単位モーメントによる 2-2 のたわみ。

また次の関係が成立する。

$$\partial_{21n} = \partial_{12n} \quad (4.3.0)$$

2-2 断面に任意の $\sin$ 状荷重 $Q = Q_n \sin(n\pi x/b)$ が作用するとき、ヒンジ 1-1 には $Q_n \vartheta_{12n} \sin(n\pi x/b)$ の回転角を生ずる。実際の板が 1-1 で連続であることの条件をみたすように、この回転角を消去するためには、1-1 断面に荷重 Q によって生ずる回転角と同じ大きさで向きの異なる回転角を 1-1 断面に生じさせるような $M_n = M_n \sin(n\pi x/b)$ というモーメントが作用しなければならない。

したがって 1-1 断面のモーメントは次の条件によって得られる。

$$\bar{M}_n \vartheta_{11n} \sin \frac{n\pi x}{b} = -Q_n \vartheta_{12n} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (431)$$

$\delta_{21n} = \vartheta_{12n}$ (430 式) および $M_n \sin(n\pi x/b) = M_n$ を代入して、次式が得られる。

$$M_n = -Q_n \frac{\delta_{21n}}{\vartheta_{11n}} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (432)$$

(432) 式中の $\delta_{21n}/\vartheta_{11n}$ の値の幾何学的解釈を見出すために、いま $\sin$ 状単位回転角 $1 \cdot [\sin(n\pi x/b)]$ を 1-1 断面に作用させる (図 48c)。

図 48a からわかるように、1-1 における単位回転角はそれに見合った曲げモーメント $M_1 \sin(n\pi x/b)$ の函数

として表わすことができることから、

$$1 \left(\sin \frac{n\pi x}{b} \right) = M_1 \vartheta_{11n} \sin \frac{n\pi x}{b}$$

したがって 2-2 におけるたわみは次のようになる。

$$\delta_{21n} \sin \frac{n\pi x}{b} = M_1 \vartheta_{21n} \sin \frac{n\pi x}{b} = \frac{\delta_{21n}}{\vartheta_{11n}} \sin \frac{n\pi x}{b}$$

ゆえに、 $\delta_{21n}/\vartheta_{11n}$ の値は、断面 1-1 に作用する $\sin$ 状単位回転角 $1 \cdot [\sin(n\pi x/b)]$ によって断面 2-2 に生ずる板のたわみの最大縦距 (振巾) δ_{21n} を表わすものであることがわかる。

$-\delta_{21n}$ という値を影響縦距 η_n と定義すれば、

$$-\frac{\delta_{21n}}{\vartheta_{11n}} = -\delta_{21n} = \eta_n \quad (433)$$

したがって (432) 式は次のように表わされる。

$$M_n = Q_n \sin \frac{n\pi x}{b} \eta_n \quad (434)$$

したがって、板の任意位置 y に作用する $\sin$ 状荷重によって、連続板の $y = \text{const}$ 線上の任意点 x において y 方向に生ずるモーメントは、 x 点における荷重の大きさに、荷重

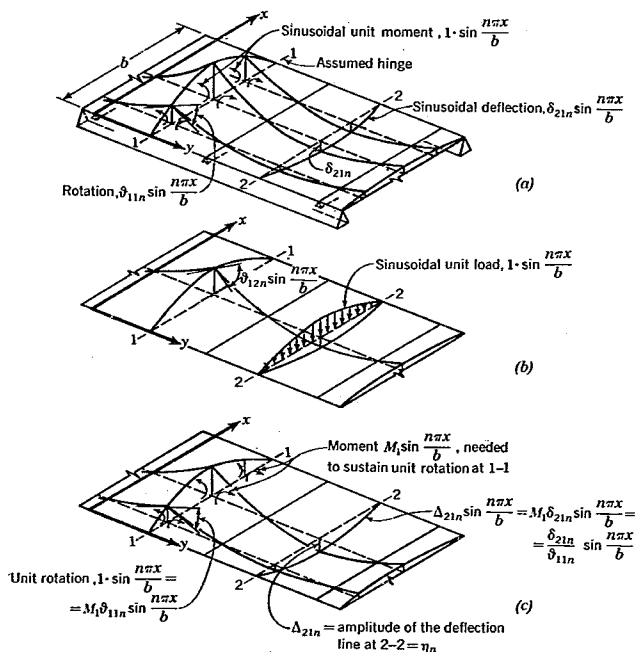


Fig. 4.8.

位置 y のみの函数であつて x の函数ではない影響距離 η_n を乗じたものとなる。したがつて、 η_n についての式は板のモーメントの影響線とよぶことができる。このようにすると板のモーメントの決定は一次元問題に帰することとなる。

4.3.2.2 実荷重による床板の曲げモーメント

実際に床版に載る荷重は $\sin$ 状荷重ではないが、第3章にのべたように、それをフーリエ解析して、 $\sin$ 状荷重成分の和として表わすことができる。

$$Q_x = \sum Q_n \sin \frac{n\pi x}{b} \quad (4.32.0)$$

床版の総曲げモーメントは、個々の荷重成分によるモーメント (4.34) の和として表わされ、

$$M = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n \sin \frac{n\pi x}{b} \eta_n \quad (4.34.a)$$

または、

$$Q_n \sin \frac{n\pi x}{b} = Q_n x$$

とおき、さらに無次元数 $Q_n x / Q_0$ および η_n / s を用いて、

$$M = Q_0 s \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Q_n x}{Q_0} \frac{\eta_n}{s} \quad (4.35)$$

と表わされる。

(4.35) 式は、板の任意位置 x における単位板巾当りの曲げモーメント値 M_y を与えるものである。

係数 $Q_n x / Q_0$ の値は、3.5.3 節の公式にて定義されている通り、モーメントを求めようとする位置 x における荷重を示すものである。

実際の鋼床版の1-リブに作用する曲げモーメントは、普通 (4.35) により計算される位置 x 、リブ中心における単位巾当りのモーメントにリブの巾 $(a+e)$ (図2.8) を乗じて求める。

$$M_R = M(a+e) \quad (4.35.a)$$

さらに正確な値は、リブの全巾にわたつてモーメント分布曲線 M_y を積分することによって得られよう。したがつて1-リブ当りのモーメントを与える一般式は、

$$M_R = Q_0 s \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\eta_n}{s} \int_{x=f-\frac{a+e}{2}}^{x=f+\frac{a+e}{2}} \frac{Q_n x}{Q_0} dx \quad (4.36)$$

ここに f は、モーメントを考へるリブの中心線の位置を表わす。

もし、 $x = b/2$ (図3.1.4) に単一輪荷重が作用するときその荷重直下 $f = b/2$ に位置するリブのモーメントだけを考へるなら、係数 $Q_n x / Q_0$ は (3.2.2) 式で与えられる。したがつてこの場合には (4.36) 式は、

$$M_R = Q_0 s \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\eta_n}{s} \frac{8b}{(n\pi)^2} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi(a+e)}{2b} \quad (4.36.a)$$

2.4.1.3 節でのべたように、(4.36) 式から得られるモーメント値は一般に (4.35.a) 式から得られるモーメント値より小さい。しかしながら、リブ底面における実応力は、リブ側板における系三一応力の影響のために、(4.36) 式で計算されるモーメント値から算出される応力よりも幾分大きくなる (第6章参照)。

設計の目的には、床版の曲げモーメントの値は、支点における値 (モーメント M_S 、図4.9) と2-支点間中央 (スパン中央) における値 (モーメント M_C 、図4.1.0) とが必要である。

この M_S と M_C とに対応する影響線 η_{Sn} 、 η_{Cn} の算式を、次節に示す。

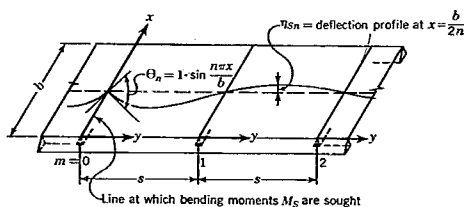


Fig. 4.9

4.3.3 支点上の曲げモーメント, M_S

支点 $m=0$ におけるモーメントの影響線 η_{Sn} は、4.3.2.1 節にのべたように、支点 $m=0$ (図4.9) に与えた単位回転角 $1 \cdot (\sin(n\pi x/b))$ によって生ずるたわみ面の $x=b/2n$ における側面図として得られる。

この単位回転角を与えるに必要な支点0のモーメント $M_{0n} = \bar{M}_{0n} \sin(n\pi x/b)$ はつぎのようにして得られる。

$$M_{0n} = \bar{M}_{0n} \sin \frac{n\pi x}{b} = \frac{\kappa}{(1-\kappa^2)} \frac{D_y a^2 s}{a^*} \sin \frac{n\pi x}{b}$$

また、これに対応する支点1モーメントは、

$$M_{1n} = \kappa M_{0n}$$

となる。

このようなモーメントを板パネル0-1の両縁端に作用させると、次の4個の境界条件が得られる。

$$y=0 \text{ にて } w=0, M=M_{0n}$$

$$y=s \text{ にて } w=0, M=M_{1n}$$

これによって、たわみ曲線 η_{Sn} の式 (4.3.7) 中の4個の積分常数が計算される。

板の任意パネルについての η_{Sn} の式は、 $\sin(n\pi x/b)$ の項を取り去れば (4.2.2.a) 式と同じになる。

便宜上、(4.2.2.a) 式中の常数の記号を C から C' にか

えると、

$$\eta_{Sn} = C_1' \sinh \alpha y + C_2' \cosh \alpha y + C_3' \alpha y + C_4' \quad (437)$$

上式中に無次元の、影響縦距 η_{Sn}/s を導入し、さらに常数を数値計算に便利な形にまとめると、(437)式は次のように表わされる。

$$\frac{\eta_{Sn}}{s} = \frac{M_o^*}{s} \kappa^m (C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 \frac{y}{s} + C_4) \quad (438)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} \quad C_1 &= \frac{-\kappa + \cosh \alpha s}{\sinh \alpha s}, \quad C_2 = -1 \\ C_3 &= \kappa - 1, \quad C_4 = +1 \end{aligned} \right\} \quad (439)$$

$$\frac{M_o^*}{s} = \frac{1}{\alpha^*} \frac{\kappa}{(1 - \kappa^2)} \quad (440)$$

パラメーター α , α^* , κ はそれぞれ(423), (427), (429)式で与えられるものである。これらはいずれも n の函数であって、計算に用いる n の個々の値について別々に求めなければならない。この際文脈荷重の場合には、 n の奇数値 ($n = 1, 3, 5, \dots$) のみが必要となる(351節参照)。

荷重の位置を与える座標 y は、若い番号の支点から測るのが普通である(図49)。パラメーター m は考えている板パネルの左右両支点の番号のうち、若い番号の方を表わす。

支点モーメントの計算において輪荷重の縦方向への分布(2C, 図310)は無視しうるから、第3章でのべたように、個々の輪荷重は $\sin$ 状荷重成分 Q_{nx} で表わされる x 方向の線荷重として扱われる。

支承上の位置 x における板の単位巾当りの曲げモーメント M_S は(435)式において $\eta_n = \eta_{Sn}$ (438式より)として計算される。

モーメント M_S の数値計算は、4352, 4353a 節に示すような略算によってもよい。

4.3.4 スパン中央の曲げモーメント, M_C

4.3.4.1 影響線

パネル 0-0 のスパン中央におけるモーメントの影響線 η_{Cn} は、パネル 0-0 のスパン中央に単位回転角 $1 \cdot (\sin(n\pi x/b))$ を与えたときに生ずるたわみ面の $x = b/2n$ における側面図として得られる(図410)。

$y = s/2$ における板の単位回転角に対応する支点 0 のモーメント $M_{on} = \bar{M}_{on} \sin(n\pi x/b)$ は、

$$M_{on} = \bar{M}_{on} \sin \frac{n\pi x}{b} = \frac{\kappa}{2\alpha_1(1-\kappa) \cosh(\alpha s/2)} \times \sin \frac{n\pi x}{b}$$

ただし、

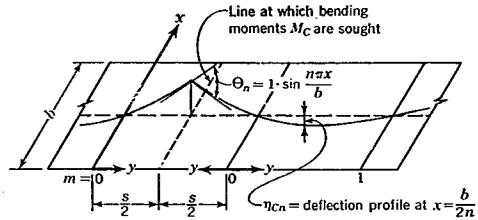


Fig. 4.10

$$\alpha_1 = \frac{\alpha^*}{D_y \alpha^2 s}$$

半パネルの両縁端 $y=0$ および $y=s/2$ における境界条件は、

$$y=0 \text{ にて } w=0,$$

$$M=M_{on}$$

$$y=s/2 \text{ にて } w=1/2s \sin(n\pi x/b), \quad V^*=0$$

ここに V^* は合成剪断力とねじりモーメントを表わす換算剪断力で、キルヒホッフの境界条件により $y=s/2$ において 0 となるべき値である。

上記の境界条件から、パネル 0-0 におけるたわみ曲線 η_{Cn} の式中の 4 個の積分常数が計算される。

η_{Cn} を与える式の一般形は η_{Sn} を与える式(437)のそれと同じである。

2つの基本的な場合、すなわち(a)荷重がパネル 0-0 上にあるとき、(b)荷重が他のパネルにあるとき、についての設計計算に用いられる公式および常数値を、つぎに示す。

(a) 荷重がパネル 0-0 にあるとき

パネル 0-0 にある荷重に対して(図44a), 無次元の影響縦距 η_{Cn}/s は、つぎのような数値計算に便利な形で表わされる。

$$\frac{\eta_{Cn}}{s} = \frac{\sinh \alpha y}{2\alpha s \cdot \cosh(\alpha s/2)} + \frac{M_o^*}{s} (C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 \alpha y + C_4) \quad (441)$$

$$\text{ただし } y < \frac{s}{2}$$

$$\text{ここに } C_1 = \tanh(\alpha s/2), \quad C_2 = -1, \quad C_3 = 0,$$

$$C_4 = +1 \quad (442)$$

$$\frac{M_o^*}{s} = \frac{\kappa}{\alpha^*(1-\kappa)} \frac{1}{2 \cosh(\alpha s/2)} \quad (443)$$

パラメーター α , α^* , κ はそれぞれ(423), (427), (429)式で与えられるものである(433節参照)。

(b) 荷重が他のパネルにあるとき

パネル 0-1, 1-2, ……(図 4.4 b) における影響縦距 η_{cn}/s の式は, 支点モーメントの影響縦距 η_{sn}/s の式と同じ(4.38)式で与えられ, 式中の常数も(4.39)で与えられるが, ただ支点モーメントの場合には M_o^* が(4.40)で与えられるのに対し, η_{cn}/s の式(支間モーメント)では M^* は(4.43)式で与えられる点だけが異なる。

版のスパン中央における任意位置 x の曲げモーメント M_c は, (4.42)と(4.43)または(4.39)と(4.43)との関連において, (4.41)式にしたがって $\eta_n = \eta_{cn}$ として(4.35)式によって計算される。

4.3.4.2 分布荷重による曲げモーメント

スパン中央に作用する分布荷重によって, 版のスパン中央の任意地点 x に生ずる曲げモーメント M_c は(図 4.11), (4.41)式で与えられる影響縦距 η_{cn} を載荷長 $2c$ にわたって積分することによって得られる。

分布荷重 P 作用下の任意点 y における要素 dy の床版単位巾当りの荷重は $dQ = (Q_o/2c) dy$, あるいは $\sin$ 状荷重成分で表わして,

$$dQ = \frac{Q_o dy}{2c} \sum \frac{Q_n x}{Q_o} \quad (4.44)$$

となる。

要素荷重 dQ によるモーメント dM_c は, (4.35)式により,

$$dM_c = \frac{Q_o s}{2c} \sum \frac{Q_n x}{Q_o} \frac{\eta_{cn}}{s} dy \quad (4.45)$$

これを長さ $2c$ にわたって積分すれば次のようにモーメントの式が得られる。

$$M_c = 2 \int_{y=(s/2)-c}^{y=s/2} dM_c = \frac{Q_o s}{c} \sum \frac{Q_n x}{Q_o} \int_{y=(s/2)-c}^{y=s/2} \frac{\eta_{cn}}{s} dy$$

$$= Q_o s \sum \frac{Q_n x}{Q_o} \frac{M_{cn}}{Qs} \quad (4.46)$$

ここに, M_{cn}/Qs は無次元のモーメント成分で, 次式で与えられる。

$$\frac{M_{cn}}{Qs} = \frac{1}{2asac} \left[1 - \frac{\cosh \left[a \left(\frac{s}{2} - c \right) \right]}{\cosh (as/2)} \right] + \frac{M_o^*}{s}$$

$$\times \left[1 - \frac{\sinh ac}{ac \cosh (as/2)} \right] \quad (4.47)$$

ただし, M_o^*/s の値は(4.43)式によって与えられるものである。

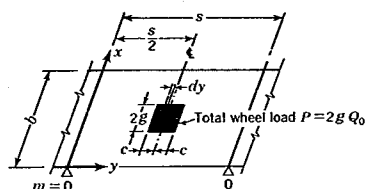


Fig. 4.11

4.3.5 数値計算のための簡易公式

4.3.5.1 概説

4.3.1~4.3.4 節に示した公式によって曲げモーメントの数値計算を行なう場合, 通常, 有効数字 4 桁の精度が計算途中段階において要求される。

これらの公式中に現れる常数およびパラメーターには, $a_n s$, $a_n y$, $a_h s/2$ などを変数とする $\sinh$ および $\cosh$ が含まれることが多い。このような函数の数値は, 変数値が大きくなるにつれて急激に大きくなる。例えば, $x = 7.5$ のときの $\sinh x$ の値は 90402……であるのに, $x = 5.0$ となると, $\sinh x$ の値は 5×10^{21} というオーダーに達する。

もし, 双曲線函数が分母に現われるならば, 変数値が十分に大きな値であるときには, 双曲線式を含む式は計算精度の範囲内で 0 になる。このことを考えると, 公式のあるものはかなり簡単な形になる。

いま, 大きな値の 2 つの双曲線函数(例えば, (4.38)式における $\sinh ay$ と $\cosh ay$) だけをとり出して考えると, 変数の大きな値に対する双曲線函数の値は十分に正確な中間値をうるためには, 大き過ぎる間隔で表が作られているために, その ($\sinh, \cosh$) の直接計算は非常にむづかしくしかもかなりの誤差を伴うことになる。このような場合には, 次に示すような略算式を用いることによって数値計算を簡単に, しかも精度を損わずに行なうことができる。

この簡略式は級数の計算にも適用できるが, 級数の項(数) n は用いる公式およびそのパラメーター s , b , y , H/Dy , あるいは計算の所要精度に依存するものであるから, 設計者自身がきめなければならない。

次に示す略算式は, 添記の値に等しいかそれより大きな変数に対して, 有効数字 4~5 桁の精度をもつものである。

4.3.5.2 常 数

α^* , (4.27) 式

$$\alpha^* = 10000 \quad [as \geq 133] \quad (4.48)$$

κ , (4.26) 式,

$$\kappa = \frac{as-1}{\alpha^*} \quad [as \geq 53] \quad (4.49)$$

$$\kappa = as-1 \quad [as \geq 133] \quad (4.49a)$$

κ , (429)式

$$\kappa = -\frac{1}{2\alpha} \quad [\alpha s \geq 168] \quad (450)$$

4.3.5.3 モーメント公式

(a) 支点のモーメント

(438)式において、次の簡略化を代用することができる。

$$C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y = -e^{-\alpha y} - e^{-\alpha(s-y)} \\ (\kappa e^{-\alpha s}) \quad [\alpha y \geq 4] \quad (451)$$

(440)式は、次のように簡略化できる。

$$\frac{M_o^*}{s} = \kappa \quad [\alpha s \geq 17] \quad (452)$$

(b) パネル0-0に集中荷重がのりするとき、スパン中央のモーメント

(441)式中において、次の簡略式を用いることができる。

$$\frac{\sinh \alpha y}{2\alpha s \cosh(\alpha s/2)} = \frac{e^{-\alpha[(s/2)-y]}}{2\alpha s} \\ [\alpha[(s/2)+y] \geq 12] \quad (453)$$

$$C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y = -e^{-\alpha y} - e^{-\alpha(s-y)} \\ [\alpha s \geq 10] \quad (454)$$

(443)式は次のように簡略化できる。

$$\frac{M_o^*}{s} = 0 \quad [\alpha s \geq 17.4] \quad (455)$$

(c) 集中荷重が他のパネルにあるとき、スパン中央のモーメント

この場合には、次の簡略式が適用できる。

(438)式の計算には(451)の略算式を代用できる。

(443)式は略算式(455)によって計算してよい。

(d) 分布荷重によるスパン中央のモーメント

(447)式は、次のように簡略化できる。

$$\frac{1}{2\alpha s \alpha c} \left[1 - \frac{\cosh[\alpha(s/2 - c)]}{\cosh(\alpha s/2)} \right] = \frac{1}{2\alpha s \alpha c} \\ (1 - e^{-\alpha c}) \quad (456)$$

ただし $\alpha s \geq 13$, $c/s \leq 0.2$
または $\alpha s \geq 20$, $c/s \leq 0.5$ の場合

$$\frac{M_o^*}{s} \left[1 - \frac{\sinh \alpha c}{\alpha c \cosh(\alpha s/2)} \right] = 0 \quad [\alpha s \geq 17.4] \quad (457)$$

4.3.6 AASHTO荷重に対する剛支承上の閉リブ床版の設計図表

4.3.6.1 図表の範囲

図表9~14(附録-I)によって与えられる閉リブの曲げモーメントは、2つのパラメーターすなわちリブスパン s と床版構造の剛比 H/Dy との函数として示されている。

現存の鋼床版道路橋の中には、閉リブのスパンが8ft.以上のものはない。しかし価格比較調査の結果では、大きなリブスパンを用いる方が、アメリカの実情では、より経済的であると思われる。図表-11には、 $s=15$ ft.とした場合の設計例を示した。

経済スパンの最大限がどれほどになるかということとは別に、図表は、 $s=25$ ft.までの任意のリブスパンで設計できるように作られている。

床桁間の補剛ダイアフラムを除いた床版構造の剛比 H/Dy の値は、例外的な場合でも約0.15、普通は0.04~0.08程度であって、その変動範囲は非常に小さい。図には $H/Dy=0.6$ の範囲まで与えているが、このような範囲にまで上げたのは、非常に剛度の大きい床版(たとえば床桁間にリブ相互を連結する横方向の補剛材を用いるなどした場合)の荷重分配の動向を示すためである。図からわかるように、剛比 H/Dy が0.2以上の範囲では、 H/Dy の増大に伴う曲げモーメントの減少は非常に小さくなる。

4.3.6.2 荷重

図表9~14は、1961年のAASHTO道路橋標準示方書の1.2.5(c)節にしたがって、 $H20 \rightarrow S16-44$ トラックの輪荷重に対して計算して作られたもので、輪荷重寸法は、本書3.4.2節でのべた通り、8kipおよび12kip輪では22in×12in、16kip輪では26in×12inを用いた。モーメントの値は30%の衝撃係数の影響を含むものである。

荷重型についての記号は、リブの全・最大モーメントを与える図表6.7.8に用いたものと同じである。

図表9~14で与えられる曲げモーメントは、同図中に示されているように、 $x=b/2$ 点において橋の縦方向に置かれた1箇の輪荷重または、同じく $x=b/2$ 線上に、橋の縦方向に配された数箇の輪荷重による $x=b/2$ 地点における異方性版単位巾当りのモーメント M_y である(図4.1.2)。 $x=b/2$ 点に位置する車輪から6ft.の横距をへたてて位置する同一車輪の第2輪またはその他の車輪の影響、あるいは、4ft.離れて位置する隣接車輪の車輪の影響は、含まれていない。

1箇の輪荷重だけを用いた理由は、実際の設計のほとんどが、この荷重によって十分だからである。

普通程度のスパンおよび剛比の床版では6ft.離れた車輪によるモーメント値の変動は一般にごくわずかである。

4ft.離れた隣接車輪の車輪による影響は小さくはないが、互いに反対側にある2-車輪の位置は、床桁のたわみによるモーメントの最大増加をひき起すような位置とは必ずしも一致しない(第5章参照)ことに注意すべきである。

第 5 章

床桁のたわみの影響

5.1 緒 言

第 4 章において述べた鋼床版の曲げモーメントの計算は、剛な（変形を生じない）床桁を仮定してのものであった（計算・第 1 段階）。

実際の床版においては、床版上に載った荷重はその附近の床桁をたわませ（図 3.1）、そのたわみのために曲げモーメントおよび応力の再分布が生ずる。

本章においては、この床桁の弾性たわみの影響の求め方（計算・第 2 段階）について述べる。

一般に、直接に載荷された床桁のたわみは荷重の存在しない床桁への荷重分配を生じ、荷重直下の床桁の荷重負担分を少なくする。

床桁のたわみは、またリブにも影響を及ぼし、リブのスパン中央における荷重作用下の正モーメントは増大し、床桁上リブ支点の負モーメントは減少する。床桁のたわみ性がリブの曲げモーメントに及ぼす影響は主桁間の中央車線の中心線上において（図 1.31 の断面 A-A）最も大きく、主桁の近くでは（図 1.31 の断面 B-B）床桁のたわみが小さく、その影響は無視できる。

床桁のたわみの影響の計算は、弾性支承上の連続梁の理論にもとづいてなされ、この考え方を $x=0$ および $x=l$ 縁で支持され、等間隔に配置された弾性支承として作用する床桁をよぎって連続する板に適用する（図 3.1）。

弾性支承上の連続梁の影響線については、5.2 節でのべる。

弾性支承上の梁の影響線の、単純支持された均一剛度の床桁上に連続する板の問題への適用、および床桁のたわみによって生ずるリブおよび床桁の曲げモーメントを求めるための公式、については 5.3 節でのべる。

床桁の剛度が均一でない場合、あるいは床桁が 2 本以上の主桁にまたがって連続する場合の、床桁のたわみの影響を求める計算方法については、5.4.5.5 節で論ずる。

5.2 弾性支承上の連続梁の曲げモーメントおよび反力

弾性支承上の連続梁の特性は、任意の支点 m における梁の反力 $\bar{F}_m$ はその支点の鉛直単位 δ_m に比例する、ということから、

$$\bar{F}_m = \delta_m k_m \quad (5.1)$$

ここに k_m (kip/in) は支承 m の弾性が常数で、その支承の鉛直方向の移動に対する抵抗度を示すものである。

弾性支承上の連続梁に荷重が載ったときの曲げモーメント

および反力は、梁の剛性と支承の剛性との比で表わされる無次元パラメーター γ によって支配される。

弾性支承上の連続梁の曲げモーメントおよび反力の影響線は、剛支承上の連続梁の場合と同じようにして得られる（4.2.1.3 節）、すなわち曲げモーメント（または反力）を求めようとする点に単位角変位（または単位たわみ）を与えたときのたわみ曲線として得られる。

スパン長一定、梁の剛度一定、全支承の弾性常数一定の弾性支承上の連続梁の影響線 $\bar{w}$, $\bar{\theta}$ を、同じ条件の剛支承上の連続梁の影響線 w , θ と比較したものを図 5.1 に示す。

弾性支承上の連続梁の影響線縦距は 5-連モーメント式によって計算しうが、これについては参考文献 [3.9.4.2.5.1] その他がある。

床桁のたわみの影響の計算においては、支点およびスパン中央のモーメントならびに支点反力の影響線 $\bar{w}_s$, $\bar{w}_c$ および $\bar{w}_0$ の縦距は（図 5.1）、各支点についてののみ必要である。各種の相対剛比 γ 値について計算したこれらの影響線縦距を図表 1.7, 1.8, 1.9 に示してある。

5.3 弾性支承上の梁の公式の、均一剛性床桁で支持された連続鋼床版の解析への適用

5.3.1 基本的概念

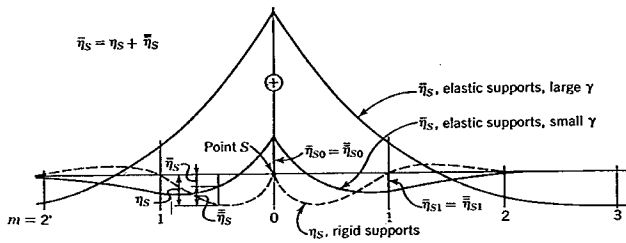
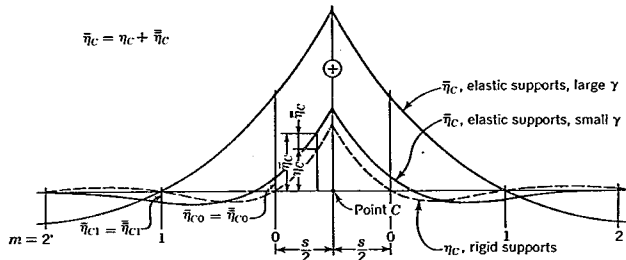
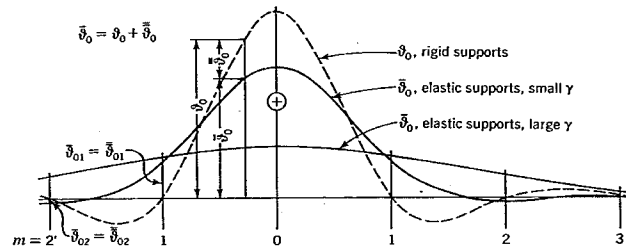
床桁のたわみは、床版の全巾 l にわたってその曲げモーメントに影響をおよぼすものである。したがって、リブに直接荷重が載っていないなくても、そのリブには曲げが作用する。

床桁のたわみは、床版の全巾に分布するものであるから、床版は開・縦リブあるいは閉縦リブの曲げ剛度が等分布しているような版として扱う。

床桁がたわむことによって生ずる橋軸直角方向に関する床版の曲率は、局部荷重によって生ずる床版の曲率にくらべて非常に小さいので、床桁がたわむことによって床版に発生する x -方向の応力は無視しうるものと考えられ、さらに、床版の横方向の曲げ剛度 $D_x = D_y$ は、捩り剛度 H とともに無視できる。

したがって、床桁のたわみの影響を計算しようとする目的に対しては、 $D_x = 0$, $H = 0$ という仮定を設けることが可能で、その結果、床版は事実上図 2.7 b のように細長い板片をそれらの弾性支承として作用する床桁上に連続するように平行に並べ詰めた構造物と考えることができる。

このような板片は、「任意の支点の反力はその支点のたわみに比例する」という基本条件すなわち (5.1) 式を満足するかぎり、5.2 節でのべたような弾性支承上の連続梁と考えることができる。したがって、床桁の各点において細長板片

(a) Influence lines η_S and $\bar{\eta}_S$ for the bending moment at support 0 (point S)(b) Influence lines η_C and $\bar{\eta}_C$ for the bending moment at midspan (point C)(c) Influence lines δ_0 and $\bar{\delta}_0$ for the reaction at support 0

の反力に比例する大きさの床桁たわみを生じさせるような荷重が床板全巾にわたって分布するような場合にのみ、この細長板片は弾性支承上の連続梁として計算することが可能である。

床桁が2-主桁に単純支持されている場合は、床版全巾にわたるsin状荷重を用いることによってこの条件は満足される。すなわち、このsin状荷重は、(53)、(54)式が示すように、どの床桁に対してもsin状反力を生じさせ(43.1.2節参照)、どの床桁にもsin状のたわみを生じさせることになる。したがって床桁のたわみの影響の計算においては、3.5節のべたように床版上の実際の荷重はsin状荷重成分 Q_{1x} , Q_{2x} , Q_{3x} , ..., Q_{nx} から成るフーリエ級数でおきかえる。

図3.13に示した荷重成分についてみればわかるように、

高次の成分荷重はその n に応じた有効スパン l/n の4乗に比例する局部的なたわみを生ずるわけで、高次の成分荷重の影響は小さい(5.4式参照)から、単純支持された床桁のたわみは、ほとんど一次のsin状荷重成分 Q_{1x} によってきまることになる。

したがって、設計の目的には、図5.2に示したような一次のsin状荷重成分、 $Q_{1x} = Q_1 \sin \pi x/l$ のみを考えれば十分である。床桁のたわみの影響の計算においては、位置 x における単位巾をもった細長板片は、同じ位置におけるそれに相応した荷重 Q_{1x} を受ける弾性支承上の梁として扱われる。

無次元の荷重係数 Q_{1x}/Q_0 の計算式は、3.5.4節に示されている。

床桁のたわみによる曲げモーメント補正のための公式は、5.3.3節に示してある。

5.3.2 相対剛比 γ

図 5.2 に示した構造系において、床桁は個々の細長板片に対して弾性支承の働きをする。板片反力および板片のたわみは床桁に沿って $\sin$ 状に変化するから、バネ常数 k は (5.1) 式により支点反力と支点のたわみとの比

$$k = \frac{\bar{F}}{\delta} \quad (5.2)$$

で表われ、この値は床桁上のあらゆる点で等しくなる。

図 5.2 の系が $\sin$ 状荷重成分 Q_{nx} を受けるときの、 n 次荷重成分による支点 $m=0$ における反力 $(\bar{F}_{0Q})_n$ は、一般に

$$(\bar{F}_{0Q})_n = \bar{\delta}_0 Q_n \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5.3)$$

ここに $\bar{\delta}_0$ は、相対剛比 γ_n の適当な値を用いて計算される、弾性支承上の梁の支点 $m=0$ において考えている反力の影響線の荷重 Q_{nx} の位置における縦距である。

床桁上の $\sin$ 状反力 $(\bar{F}_{0Q})_n$ によって生ずる床桁のたわみ δ_n もまた $\sin$ 状曲線で、次式で与えられる。

$$\delta_n = \frac{1}{EI_F} \iiint (\bar{F}_{0Q})_n dx^4$$

$$= \frac{\bar{\delta}_{0n}}{EI_F} \left(\frac{l}{n\pi} \right)^4 Q_n \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5.4)$$

ここに EI_F は床桁の剛度、 l は床桁のスパンである。

(5.3)、(5.4) 式を (5.2) 式に代入すれば、バネ常数値が得られる。すなわち、

$$k_n = \frac{n^4 \pi^4 EI_F}{l^4} \quad (5.5)$$

相対剛比 γ_n は、床版片の剛性と支承のバネ常数 k_n との比であると定義される。開リブ床版の場合には、 γ_n の式は、

$$\gamma_n = \frac{EI_R / s^3 a}{k_n} \quad (5.6)$$

また閉リブ床版の場合には、

$$\gamma_n = \frac{EI_R / s^3 (a+e)}{k_n} \quad (5.6a)$$

以上からわかるように、床版構造の相対剛比 γ はいろいろな荷重状態に対して一定値とはならず、作用させる $\sin$ 状荷重成分の数； n によってきまるものである。

1 次の荷重成分 ($n=1$) のみを用い、高次成分荷重を無視 (5.3.1 節) すれば、相対剛比は (5.5) 式を (5.6) または (5.6a) 式に代入して、次のように得られる。

$$\text{開リブ床版に対し, } \gamma = \frac{l^4 I_R}{a s^3 \pi^4 I_F} \quad (5.7)$$

$$\text{閉リブ床版に対し, } \gamma = \frac{l^4 I_R}{(a+e) s^3 \pi^4 I_F} \quad (5.7a)$$

リブ寸法が板巾方向に変化する場合には、床桁スパン中央部附近のリブに重みをつけた適当な平均 I_R 値を用いなければならない。

桁高が一樣でない床桁を用いるときは、その床桁の一樣でない慣性モーメントを用いて計算した床桁スパン中央におけるたわみに等しいたわみを床桁スパン中央に生じさせるような換算慣性モーメント I_F を用いなければならない。

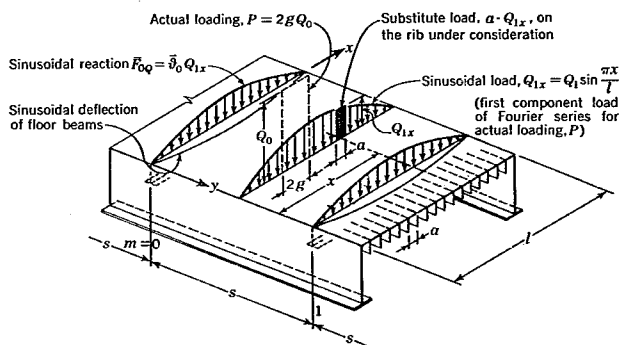
慣性モーメント I_R および I_F は 3.2.2 節に示された公式にしたがって計算することができる。

5.3.3 床桁のたわみによる曲げモーメント補正

5.3.3.1 リブのモーメントの増加 ΔM_R

弾性支承上の連続梁の曲げモーメントの影響線 (図 5.1 a, b) からわかるように、梁の任意の点における曲げモーメントは 2 つの部分から成っている。

Fig. 5.2. Sinusoidal loading on the deck, causing sinusoidal reactions and deflections of the floor beams



その1つは、変形の生じない支承をもつ系に荷重 P が作用して生ずるモーメントで、剛支承上の梁の影響線縦距 η に相当するものである。1個の床版片についてのこのモーメントは、第4章の公式を用いる計算第1段階において、横方向荷重分配を考慮して計算されるものである。

他の1つは支承の鉛直変位にもとづくモーメントで、弾性支承上の梁の影響線縦距 $\bar{\eta}$ と剛支承上の梁の影響線縦距 η との差、 $\bar{\eta} = \bar{\eta} - \eta$ に相当するものである(図5.1 a, b)。したがって、 $\bar{\eta}$ は支承弾性の影響のみを表わす。

1個の荷重ないしは荷重群 P をうけて支承が垂直変位を生ずるとき、それによって梁の任意点 i に生ずるモーメント増加分(2次のモーメント) ΔM は次式で表わされる。

$$\Delta M = P \bar{\eta} = \sum_{m=0}^{\infty} F_m \bar{\eta}_{im} \quad (5.8)$$

ここに、 P = 荷重

F_m = 単一荷重ないしは群荷重 P が梁上に作用するときの弾性支承上の連続梁の支点 m における反力で、 P の関数として表わされる。

$\bar{\eta}_{im}$ = 弾性支承上連続梁の、考えている点 i の曲げモーメント影響線の支点 m における縦距。

いま、無次元の比、 $\bar{\eta}_{im}/s$ および F_m/P を導入すれば、(5.8)式は次のように表わされる。

$$\Delta M = P s \frac{\bar{\eta}}{s} = P s \sum \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{im}}{s} \quad (5.8a)$$

F_m/P なる値は、荷重 P の大ききさそのもとは無関係で、剛支承上の梁の支点 m における反力の影響線縦距 ϑ_m または P の関数として表わした群荷重の場合にはそれら個々の荷重位置における影響線縦距の和を適当に修正したもの、によって表わされる。

5.3.1節のべたとおりのように、弾性支承上の梁の公式を弾性床版に支承される床版の計算に適用するためには、床版上に実際に作用する荷重 P を、その1次・sin 状荷重成分 Q_{1x} でおきかえる必要がある(図5.2)。したがって、床版のたわみによるリブモーメントの増加分 ΔM_R の計算において、考えているリブの位置 x における荷重は、図5.2に示したように、位置 x における sin 状荷重成分強度とリブの巾とによらず、 $Q_{1x}(a)$ または $Q_{1x}(a+e)$ の形で与えられる。

このような荷重値を用い、さらに無次元係数 Q_{1x}/Q_0 を用いて、(5.8a)式は次のようになる。すなわち開リブに対して、

$$\Delta M_R = Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{im}}{s} \quad (5.9)$$

閉リブに対して

$$\Delta M_R = Q_0 s (a+e) \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{im}}{s} \quad (5.9a)$$

ここに、 ΔM_R = 床版のたわみによる1-リブ当りの増加モーメント。

$Q_0 = P/2g$ = 床版巾 1 in 、当り輪荷重。

Q_{1x} = (3.21)式のように表わされる実輪荷重 P の1次・sin 状荷重成分の、考えているリブ(位置 x)における値。

このほかの記号については、すでに前にのべている。

リブのスパン中央および支点における2次の曲げモーメントの算式(5.9)または(5.9a)中に用いられている影響線座標 $\bar{\eta}_{cm}/s$ 値および $\bar{\eta}_{sm}/s$ 値は、図表17.18によって与えられる。

普通的设计の場合においては、(5.9)式または(5.9a)式で算出される附加モーメント ΔM_R 値は正の値となるが、このことは、リブスパン中央においては曲げモーメントは増大し、リブの支点においては曲げモーメントが減少する、ということの意味するものである。

AASHTO基準にもとづく設計計算においては、数車線に対する同時載荷がなされることがあるが、輪荷重およびトラック位置は、モーメントを求めようとする車線とその隣接車線とは異なるものである。このことについては第10章でのべる。

このような場合、床版のたわみに伴うリブの全附加モーメントは、考えている危険車線上の荷重の影響と他の車線上の荷重による影響との和として算出される。すなわち、

$$\Delta M_R = \Delta M_{R1} (\text{危険車線}) + \sum \Delta M_{Ri} (\text{他車線}) \quad (5.10)$$

(5.10)式で算出される曲げモーメント補正量 ΔM_R を、設計・第1段階で得られたモーメント M_R に加算すれば、最終設計モーメントが得られる。

AASHTO基準、12.9節にしたがって、2車線以上の車線に同時載荷を行なう場合に、それらの荷重全体によるリブの全モーメントを考えると、その値 $M_R + \Delta M_R$ に荷重低減率を乗じなければならない。

5.3.3.2 床版のモーメント減少, ΔM_F

図5.1 c の影響線を見ればわかるように、たわみやすい床版に支持される床版の床版位置近傍に荷重 P が載るときに生ずる床版反力は、剛・床版系の場合のそれより小さな値となる。

また床版の曲げモーメントは床版反力に比例するのであるから、たわみやすい床版の曲げモーメントは剛な床版のそれより小さくなる。

いま、荷重 P を sin 状荷重成分 $Q_{nx} = Q_n \sin(\frac{n\pi x}{l})$ でおきかえると、床版 $m=0$ の任意の点におけるモーメントは、この荷重を2回積分して表わされる。すなわち、

剛な床版に対して、

$$M_F = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{F_0}{P} \iint Q_{nx} dx^2 = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{F_0}{P} Q_n \left(\frac{l}{n\pi}\right)^2 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5.11)$$

弾性床桁に対して、

$$\bar{M}_F = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\bar{F}_0}{P} Q_n \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5.11a)$$

ここに、 F_0/p および $\bar{F}_0/p$ はそれぞれ剛支承および弾性支承上の連続梁の支点 $m=0$ における反力の影響線縦距または P の関数として表わされる荷重群の場合には、それら個々の荷重位置における縦距の和である。

したがって、床桁のたわみによる床桁のモーメント減少、すなわち $M_F - \bar{M}_F = \Delta M_F$ は次式で表わされる。

$$\Delta M_F = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{F_0}{P} - \frac{\bar{F}_0}{P} \right] Q_n \left(\frac{l}{n\pi} \right)^2 \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (5.12)$$

5.3.1節のべたように級数の初項のみを考慮するときは、(5.12)式は次のようになる。

$$\Delta M_F = \left[\frac{F_0}{P} - \frac{\bar{F}_0}{P} \right] Q_1 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (5.12a)$$

床版上の任意の位置に荷重または群荷重 P があるときは、 $\bar{F}_0/p$ 一値は、弾性支承上の梁の反力の影響線縦距を測ることによって求まる。すなわち、

$$\frac{\bar{F}_0}{P} = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{F_m}{P} \bar{\vartheta}_{0m} \quad (5.13)$$

ここに、 F_m ＝剛支承上の連続梁の支点 m の反力(5.3.1節参照)

$\bar{\vartheta}_{0m}$ ＝弾性支承上の梁の支点 $m=0$ の反力の影響線の支点 m における縦距。

(5.13)式を(5.12a)式に代入し、(3.21)式の定義と、無次元数 Q_{1x}/Q_0 を用いて弾性床桁の任意の x におけるモーメント減少 ΔM_F の算式は、結局次のようになる。

$$\Delta M_F = Q_0 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{F_0}{P} - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{F_m}{P} \bar{\vartheta}_{0m} \right] \quad (5.14)$$

床桁荷重のいろいろな場合についての、フーリエ係数 Q_{1x}/Q_0 の計算式は、3.5.4節に示されている。

上に定義した F_0/p 、 F_m/p の値は、図表5cまたは表4.2.5から得られる。

弾性支承上の梁の影響線縦距 $\bar{\vartheta}_{0m}$ は図表19に示されている。

AASHTOトラック荷重に対する $\left[\left(F_0/p - \sum_{m=0}^{\infty} (F_m/p) \bar{\vartheta}_{0m} \right) \right]$ の値は、図表30および31から得られる。

5.3.4 床桁のたわみによる剪断力の補正

5.3.4.1 リブの剪断力

弾性構造系における床桁上のリブ反力は、一般に剛・構造系におけるそれより小さいという事実から、弾性構造系におけるリブの剪断力も、また小さいことになる。

5.3.3節と同じ考え方で、リブについての剪断力補正 ΔV_F も計算することができる。

しかし、普通の場合リブの剪断応力は小さく設計に対して支配的なものとはならないので、剪断力の計算は、一般に剛・構造系のリブにのみ対して行なうことで十分である。

5.3.4.2 床桁の剪断力

曲げモーメントと同様に、弾性床桁の剪断力も一般に剛床桁の剪断力より小さい。

弾性床桁の剪断力減少 ΔV_F の算式も、5.3.3.2節でのべたモーメント減少 ΔM_F と同じようにして得られる。

荷重 P が床版上の任意の位置に作用し、それがその $\sin$ 荷重成分 $Q_{nx} = Q_n \sin(n\pi x/l)$ でおきかえられるとき、剛床桁 $m=0$ の任意の点における剪断力 V_F は、その荷重 Q_{nx} による床桁上の $\sin$ 成分反力を積分することによって得られる。すなわち、

$$V_F = - \sum_{n=0}^{\infty} \int \frac{F_0}{P} Q_{nx} dx = - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{F_0}{P} \frac{Q_n l}{n\pi} \cos \frac{n\pi x}{l} \quad (5.15)$$

同様に、弾性床桁に対しては、

$$\bar{V}_F = - \sum_{n=0}^{\infty} \int \frac{\bar{F}_0}{P} Q_{nx} dx = - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\bar{F}_0}{P} \frac{Q_n l}{n\pi} \cos \frac{n\pi x}{l} \quad (5.15a)$$

上式中の F_0/p 、 $\bar{F}_0/p$ については5.3.3.2節に定義がある。

1次の荷重成分のみを考えるときは、 $\Delta V_F = (V_F)_1 - (\bar{V}_F)_1$ は、

$$\Delta V_F = \left[\frac{F_0}{P} - \frac{\bar{F}_0}{P} \right] \frac{Q_1 l}{\pi} \cos \frac{\pi x}{l} \quad (5.16)$$

いま(5.13)式を(5.16)式に代入すれば、 ΔV_F の値、つまりある荷重状態のときの床桁のたわみによる任意の点 x における剪断力減少の値が得られる。

$$\Delta V_F = \frac{Q_1 l}{\pi} \left[\frac{F_0}{P} - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{F_m}{P} \bar{\vartheta}_{0m} \right] \cos \frac{\pi x}{l} \quad (5.17)$$

ここに Q_1 は床版上の荷重の1次・ $\sin$ 成分の振巾であって、各種の荷重状態に対して次の関係を用いて3.5.4節の公式により求めることができる。

$$Q_1 = \frac{Q_{1x}}{\sin(\pi x/l)}$$

(5.17)式中の他の記号は、モーメント減少の公式(5.14)に用いたのと同様である。

集中荷重 P が床版上の任意の位置 x にあるとき、それによる床桁上の特定点 $x=d$ における剪断力補正値は、(5.17)式に荷重 P を Q_1 で表わした式を代入して得られる。

集中荷重 P の荷重成分 Q_1 の値は

$$Q_1 = \frac{2P}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (5.18)$$

(5.18)式を(5.17)式に代入し、さらに(5.17)式中の x を特定座標 d でおきかえると、床桁の位置 d における

この集中荷重による剪断力減少 ΔV_{FP} が得られる。すなわち、

$$\Delta V_{FP} = \frac{2P}{\pi} \left[\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \bar{\delta}_{0m} \right] \cos \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (5.19)$$

床桁の剪断力の最終設計値 $\bar{V}_F$ は、剛床桁の剪断力値 V_F から剪断力減少値 ΔV_F を差引いた値となる。

$$\bar{V}_F = V_F - \Delta V_F \quad (5.20)$$

床版上の荷重 P による剛床桁の剪断力 V_F は、普通、剪断力の影響線の考えている点の縦距と床桁上の床版反力 F_0 とから求める。すなわち、

$$V_F = \sum F_0 \partial_v \quad (5.21)$$

ここに ∂_v は剛床桁の剪断力影響線縦距である。

弾性床桁の最終・設計剪断力 $\bar{V}_F$ の影響線を描くために、作用荷重 P をそれによる床桁上の反力 F_0 の函数として表わす。

$$P = \frac{F_0}{(F_0/P)} \quad (5.22)$$

したがって、(5.19) 式は次のように書き換えられる。

$$\Delta V_{FP} = F_0 \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{\sum (F_m/P) \bar{\delta}_{0m}}{F_0/P} \right] \cos \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (5.19a)$$

したがって、(5.19a)、(5.20)、(5.21) の諸式から、設計剪断力 $\bar{V}_F$ は次のように得られる。

$$\bar{V}_F = \sum F_0 \left\{ \partial_v - \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{\sum (F_m/P) \bar{\delta}_{0m}}{F_0/P} \right] \cos \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \right\} \quad (5.23)$$

(5.23) 式から得られた弾性床桁の剪断力の影響線縦距を図 5.3 に示した。

ここで注意しなければならないことは、(5.23) 式において F_0 は剛床桁上に生ずる 1 台のトラックによる反力であり、 P はトラック 1 軸の重量を表わすことである。図 5.3 の影響線を読み取るときには、各車輪位置ごとに $F_0/2$ の値を用いる方が、中心線位置に全重 F_0 値を用いるよりも精度が良くなる。

5.3.5 AASHO 荷重による床桁のたわみの影響の算定図表

床桁のたわみの影響の計算の便宜のために、設計図表を附録にかけた。

これら図表の根拠について以下にのべる。

また、これら図表の実際の設計計算への用い方については第 10 章でのべる。

図表 17.18.19：種々の相対剛比 γ に対する、弾性支承上の連続梁のスパン中央および支点における曲げモーメントの影響線ならびに支点反力の影響線の縦距。縦距の値は、文献 [42] の表 165.1-3 より得た。

図表 20.21.22：無次元係数 $\sum (F_m/\bar{\delta}_{0m}) (P/S)$ の値。(5

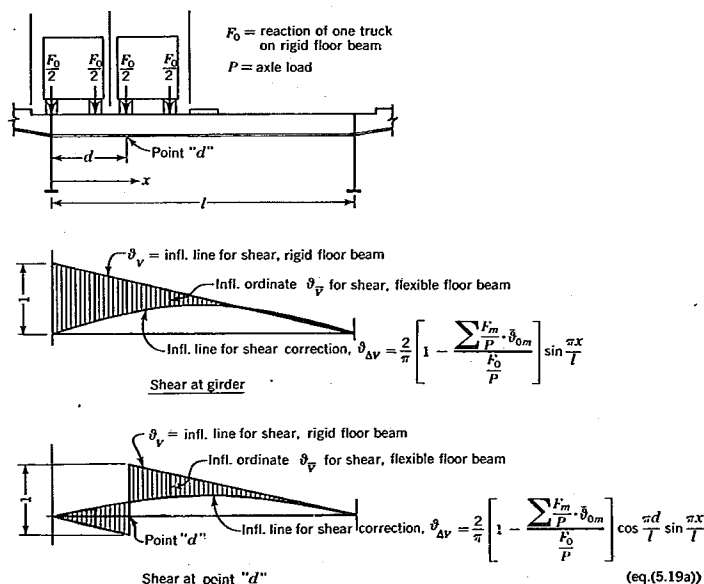


Fig. 5.3. Influence lines for shears in a flexible floor beam

9), (5.9a) 式により, リブスパン中央についての曲げモーメント補正値を算出する際に必要な値で, 荷重状態としては, 床桁を剛なものと考えたときの系におけるリブスパン中央の曲げモーメントの値の計算に必要な, a, a_1, b, b_1, c, c_1 の 6 つの場合 (図表 6.9.10, 11, 12) について示してある。各載荷重の位置は, 図表 6.9.10, 11, 12 の計算に用いたのと同じ位置とした。本図の接距の値は図表 5c および 17 の影響線の数値計測によって得た。

図表 23: $\Sigma(F/p)(\bar{v}_{m/s})$ の値。(5.9), (5.9a) 式の計算において必要であり, 荷重状態は図表 23 のスケッチ図に示すような h, h_1 で, 荷重が危険車線以外全車線に負載された場合である。

トラックは, 床桁 $m=0$ および $m=0'$ に最大のたわみを生じさせるような位置においた。

図表 24.25.26.27: $\Sigma(F/p)(\bar{v}_{m/s})$ の値。(5.9) または (5.9a) 式によりリブ支点の曲げモーメント減少量を計算するときに必要な値で, 荷重状態は図表 7 および 13 の計算に用いたのと同じ d, e, f, g の 4 ケースとした。接距の値は図表 20~22 と同様に求めた。

図表-28: Q_{1x}/Q_0 の値。(5.9) または (5.9a) 式の計算に必要な, 危険輪荷重下の位置 x における 1 次・フーリエ係数値である。 Q_{1x}/Q_0 の値は AASHO 設計基準 1.26 節に準ずるトラック位置に関して (3.27) 式により算出した。トラック荷重は危険車線にのみ載荷した。

図表-29: 本図のスケッチに示すような, 危険車線以外全車線に載荷した場合の危険リブにおける Q_{1x}/Q_0 の値。図表の接距の値は (3.30) 式により計算した。

図表-30.31: $(F_0/p) - \Sigma(F_m/p)\bar{v}_{om}$ の値。(5.14) 式の算定に必要である。図表 15 の場合に相応する荷重状態 A, B に対する接距の値の決定には図表 5c, 19 の影響線を用いた。

図表-32: 床桁の最大曲げモーメント点における Q_{1x}/Q_0 の値。載荷車線数の種々の値に対して (5.14) 式を計算するのに必要な。所要値は (3.30) 式により計算した。

5.4 床桁の剛性が均一でない床版

5.4.1 概説

5.3.3 節で示した床桁のたわみによる床版のモーメント補正値を計算するための諸公式は, すべての床桁の剛度が均一な床版に適用できるものである。

しかし, 実際の設計・施工の立場から, 一般にはある間隔で強固な床桁を設けて, 対傾構の役目をさせたり多主桁間の荷重分配用ダイヤフラムの働きをさせることが必要になる。

強固な床桁の存在が床版構造の応力分布におよぼす影響の程度は, 床版構造部材の相対剛比と荷重状態とによって異なる。

一般に, 強固な床桁における曲げモーメントおよび反力は, 均一剛度の床桁をもつ構造系の場合より大きな値となる反面, その重・床桁に近く位置する軽・床桁では小さくなる。

連続床版においては, 重・床桁上の最大・負・曲げモーメントは均一剛度の床桁をもつ構造系のそれより大となる。リブのスパン中央における最大・正・モーメントの値は, その構造系の剛比如何で小にも大にもなる。

多くの場合, 1 つの重・床桁が隣りの重・床桁のある位置の応力におよぼす影響は小さい。したがって設計の目的には, 1 個の重・床桁が応力分布におよぼす影響のみを考えれば十分である。

このような計算のための公式を 5.4.3 節に, またその数値計算例を 11.2.2.3 節に示した。

もし, 剛度が異なる床桁の一般的な場合についてより正確な設計計算をしようとするときは, 文献 [5.1] その他に示されているように弾性支承上の梁の 5-1 連モーメント式の一般形を適用することになる。

5.4.2 記号

下記の記号を用いる。

P = 荷重

$\bar{F}_{0p}$ = 全支承が一定剛度をもつ系における, 荷重 P による弾性支承 0 の反力。

X_0 = 準・剛支承 0 におけるその余剰剛度による内部不静定力 (図 5.5b)。

$d\bar{F}_{m0}$ = 支承 0 の不静定力 X_0 による支承 m の反力変動。

$d\bar{F}_{00}$ = X_0 による支承 0 の反力変動。

β = 支承 0 の剛度と他の支承の剛度との比で, 重・床桁 $m=0$ の断面 2 次モーメントと他の床桁の断面 2 次モーメントとの比 I_{00}/I に等しい。

k = 準・弾性支承のバネ常数 ($k/in.$)。

$\beta k = k + k_a$ = 準・剛支承 0 のバネ常数 (図 5.4a, b)。

δ_a = 連続梁および不静定支承 k_a 間の支承 0 における相対たわみ (図 5.5a, b)。

$\bar{v}_{m0}$ = すべての支承の剛度が均一な系の, 支承 m の反力の影響線の支承 0 における接距。

$\bar{v}_{00}$ = すべての支承の剛度が均一な系の, 支承 0 の反力の影響線の支承 0 における接距。

$\bar{v}_{i0}$ = すべての支承の剛度が均一な系の, 任意点 i の曲げモーメントの影響線の支承 0 における接距。

$d\bar{M}_{i0}$ = 支承 0 の不静定力 X_0 による, 連続梁の任意点 i における曲げモーメント変動。

$d\bar{M}_{Fm}$ = 床桁 0 の余剰剛度による, 床桁 m のモーメント変動。

$d\bar{M}_{Ri}$ = 床桁 0 の余剰剛度による, リブの任意点 i のモーメント変動。

5.4.3 1本の梁・床桁の影響を求める公式

5.4.3.1 弾性支承上の梁についての誘導

図 5.4 a に示す系において、弾性支承 0 のバネ常数 βk は他の弾性支承 1, 2, 3... のバネ常数 k より大きいとする。準・剛支承 0 は、バネ常数 k の軽・支承と、それに近く接近して位置するバネ常数 k_a の補助支承とで置きかえる (図 5.4 b)。バネ常数 k_a で与えられる補助支承力はすべて一様な剛度 k の支承からなる系に作用する外力として扱うことができる。

支承 k_a の内部不静定力 X_0 は、次にのべるように、不静定構造物の解法にしたがって求められる。

不静定支承 k_a と連続梁との結合がないものとすれば、荷重 P は支承 0 において、図 5.5 a に示すようにバネ k_a と連続梁との間に相対たわみ δ_{aP} を生ずる。

梁と支承 k_a との間の不静定反力 X_0 は梁と支承 k_a との間に反対方向の相対たわみ δ_{aX} を生ずる (図 5.5 b)。たわみ δ_{aX} は 2 つの部分に分けられる。その 1 つは力 X_0 によるバ

ネ k_a の先端の最初の位置からのたわみであり、他の 1 つは力 X_0 のために支承 0 に生ずる反力 $X_0 \bar{\vartheta}_{00}$ の影響によるバネ k 先端の反対方向への移動である。

(5.1) 式に 5.4.2 節の記号を用いて、たわみ δ_a はつぎのように得られる。

$$\delta_{aP} = -\frac{\bar{F}_{0P}}{k}$$

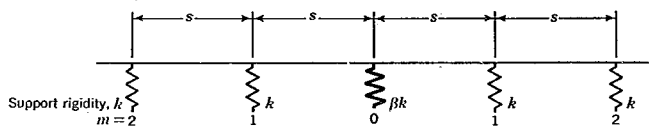
$$\delta_{aX} = \frac{X_0}{k_a} + \frac{X_0 \bar{\vartheta}_{00}}{k} = \frac{X_0}{k(\beta-1)} + \frac{X_0 \bar{\vartheta}_{00}}{k}$$

※ k_a と梁との間の実際の相対移動量は 0 でなければならぬから、

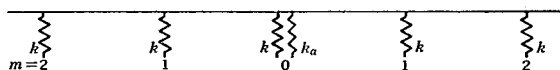
$$\delta_{aP} + \delta_{aX} = -\frac{\bar{F}_{0P}}{k} + \frac{X_0}{k} (\bar{\vartheta}_{00} + \frac{1}{\beta-1}) = 0$$

ゆえに、

$$X_0 = \bar{F}_{0P} \left(\frac{1}{\bar{\vartheta}_{00} + \frac{1}{\beta-1}} \right) \quad (5.24)$$

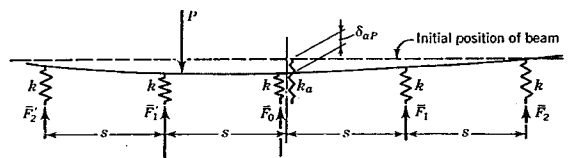


(a) Actual system

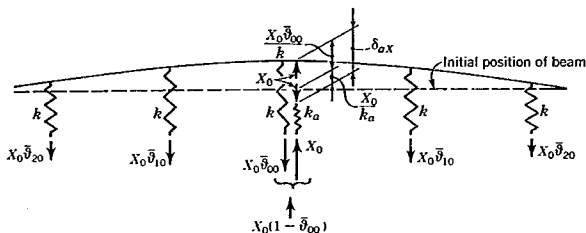


(b) Support 0 replaced by two supports

Fig. 5.4. Continuous beam on elastic supports with support 0 more rigid than the others



(a) Effects of load P



(b) Effects of redundant force X_0

Fig. 5.5. Determination of redundant force in additional support k_a

このようにして得られた不静定附加反力 X_0 を用いて、それがこの系の各支承反力および曲げモーメントに及ぼす影響は、下記の公式によって得られることになる。

$$\Delta \bar{M}_{i0} = \bar{v}_{i0} X_0 \quad (5.25)$$

$$\Delta \bar{F}_{00} = (1 - \bar{\vartheta}_{00}) X_0 \quad (5.26)$$

$$\Delta \bar{F}_{m0} = \bar{\vartheta}_{m0} X_0 \quad (5.27)$$

上式中の記号は5.4.2節に定義したものである。

5.4.3.2 リブの曲げモーメントの変動

弾性床桁上の連続鋼床版の系に(5.25)式を適用すれば、1個の重・床桁の存在が、この床版の縦リブの曲げモーメントにおよぼす影響を、5.3.3.1節と同じ方法で求めることができる。

(5.25)式に無次元比 X_0/p および $\bar{v}_{i0}/p$ を導入し、荷重 P を1次・フーリエ荷重成分 Q_{1x} でおきかえれば、縦リブの i 点における曲げモーメント変動 $\Delta \bar{M}_{Ri}$ が得られる。これらは(5.9)および(5.9a)式と同じような式になる。すなわち、

開リブに対して

$$\Delta \bar{M}_{Ri} = Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \frac{X_0}{P} \frac{\bar{v}_{i0}}{s} \quad (5.28)$$

閉リブに対して

$$\Delta \bar{M}_{Ri} = Q_0 s (a + e) \frac{Q_{1x}}{Q_0} \frac{X_0}{P} \frac{\bar{v}_{i0}}{s} \quad (5.28a)$$

X_0/p の値は(5.24)式を(5.13)式に用いた値で、剛床桁系についての曲げモーメントの計算(第4章)およびすべての床桁の剛度一定なる系についての曲げモーメントの計算(5.3.3.1)において用いたのと同じ荷重 P 位置について計算すべきものである。リブの総曲げモーメントは、したがってこれら3つの影響の重ね合わせによって得られる。

式(5.28)および(5.28a)、さらに式(5.30)中のマイナス符号は、不静定力 X_0 が上向きに作用することを表すためのものである(図5.5)。

(5.28)および(5.28a)式の計算に必要な影響線縦距 $\bar{v}_{i0}$ および $\bar{\vartheta}_{00}$ の値は図表17~19から得られる。

5.4.3.3 床桁の曲げモーメントの変動

(5.26)式に無次元比 X_0/p を導入し、荷重 P を1次・sin荷重成分 Q_{1x} でおきかえて、重・床桁 $m=0$ の曲げモーメント変動を求める公式は(5.14)式から得られる。すなわち、

$$\Delta \bar{M}_{F0} = -Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{X_0}{P} (1 - \bar{\vartheta}_{00}) \quad (5.29)$$

同様に、(5.27)式と(5.14)式とから、軽・床桁 m の曲げモーメント変動の算式が得られる。すなわち、

$$\Delta \bar{M}_{Fm} = Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \frac{X_0}{P} \vartheta_{m0} \quad (5.30)$$

ここに X_0/p 値は(5.13)、(5.24)式で定義される値である。

5.5 主桁で弾性的に拘束された床桁もしくは2本以上の主桁上て連続な床桁をもつ床版

床版片を弾性支承上の梁として解くときに必要な床桁の各点における荷重とたわみが比例するという条件(5.3.1節)は、床桁が単純支持された状態にある場合に限り、フーリエ解析によって得られるsin荷重成分を用いることによって満足する。床桁が単純支持された状態としては、単腹版主桁2本に支持される場合が考えられ、この場合、単腹版主桁のねじり剛度は無視できると考えるのである。

床桁が、かなりねじり剛度の大きい部材に結合されている場合、たとえば箱桁とか床桁が2主桁以上の多主桁にわたって連続している構造では(図5.6)、実荷重を単純なsin荷重成分で表わすことは適当でない。このような場合に、さきのべた基本的条件を厳密に満足させるためには、実荷重はsin, cos, sinh, coshの函数(この函数は、それぞれの場合ごとに決まるもので、固有函数と呼ばれるものである)で表わされねばならない。この解法の適用は、本書の目的の範囲外であるから、これについては文献[42]の151.3節によられたい。

しかしながら、ほとんどの設計の目的に対しては、5.3節でのべたフーリエ解析およびその公式において、床桁の有効単純支間 l_1 を適当な値に選ぶことにより、満足しうるものである。有効スパン l_1 とは、図5.6に示すような、実際の床桁のモーメント図の、正の部分の長さを云う。

相対剛比 γ の値は、(5.7)式または(5.7a)式において橋上の荷重による単純支間 l_2 の中央におけるたわみが、実・床桁のスパン中央のたわみに等しいとの条件から求める(図5.6)有効単純スパン l_2 を用いることによって求まる。

この近似法によって得られる結果は、床桁のスパン中央部近傍に位置するリブに対してのみ適用できるものである。

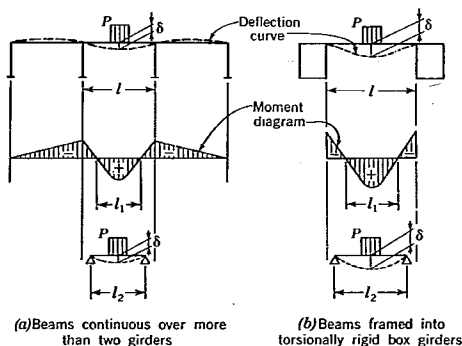


Fig. 5.6. Approximate determination of the effective spans of continuous floor beams

第 6 章

デッキプレートの設計

6.1 設計基準

デッキプレートの本質的な機能は交通荷重を直接支えてその反力を縦リブに伝達することにある。輪荷重をリブに伝達するための部材としてのデッキプレートは、他の主要部材とは分離して存在する部分的な構造物、いわゆる系Ⅲの構造として扱い(122節参照)、デッキプレートを橋の主要部材または2次部材のフランジの働きをなす部材として扱ういわゆる系Ⅰ、系Ⅱの構造とはまったく別図に扱うのである。

直接輪荷重を受ける独立部材としてのデッキプレートの設計においては、次の所要事項が満足されねばならない。

(a) 耐荷能力

デッキプレートは交通荷重を支えるための適当な耐荷能力をもつだけでなく、時折通過する特殊重車輛や、将来における不測の荷重増加に対して安全であるように、設計荷重以上の大荷重にもある程度耐えられるような余剰耐荷能力をもつことが望ましい。

このような、強度上の要求に対して、現在普通に用いられている形状・寸法のデッキプレートは十分満足すべきものであり、静的集中荷重に対しては非常に大きな耐荷能力をもっている。これについては622節で論ずる。

しかしながら、縦リブの場合におけると同様(1242系Ⅱ)、大荷重作用下におけるデッキプレート(系Ⅲ)の挙動は初等曲げ理論で表わされる状態とはほど遠いものである。

したがってデッキプレートの変形および極限耐荷能力については、作用荷重下におけるたわみや応力をもとにしては判断し得ず、直接試験によって求めるしかない。極限荷重の近似値を得るための実験式は、63節に与えられている。

(b) 疲労強度

デッキプレートは、通行輪荷重の影響でデッキプレートの危険点に生ずる過大応力ないしは交番応力の影響に対して優れた抵抗性をもっているものである。

デッキプレートの疲労強度については623節に論ずる。

(c) 剛 度

デッキプレートのリブ間における局部的なたわみは、たとえそれがかなり大きなものであっても、純弾性的に生ずるのであって、構造上おもしろくないものではない。

しかしながら、デッキプレートのたわみがあまり大きすぎると、強度はその上の舗装に影響する。

普通のアスファルト舗装に対しては、リブ間隔の $1/300$ 程度の2-リブ間のたわみはさしつかえないものと考えられる

[31]。さらに薄層の舗装に対しては、これより大きなたわみが許容できるであろう(第8章)。

デッキプレートのたわみの計算に対する実験式は633節に示されている。

デッキプレートのたわみは表面舗装による補剛効果のために、その分だけかなり小さくなるものである(82411節参照)。

“独立部材としてのデッキプレート”という考え方にもとづく、以上のべたような設計基準に加えて、デッキプレートの厚さの決定にあたっては下記の諸事項が満足されねばならない。

(d) 適当な断面積

デッキプレートは、橋梁主要部材の上フランジとして必要な断面積を有しねばならない。

主桁のフランジとして(系Ⅰ)十分であるためには、主桁の最大モーメント部分における系Ⅲ応力の大きな値に応じて、デッキプレートはかなりの厚さになる。

系Ⅰの一部分としてのデッキプレートの剪断強さについてもチェックすべきである。

系Ⅱにおいて(122節)、縦リブおよび床桁の上フランジとして作用するデッキプレートの強度は、それらの部材(床版部材)がいちじるしく非対称であるために、普通十分なものである。

(e) 製作および架設における所要事項

床版パネルの製作において多量の溶接を伴うときは、特に薄いデッキプレートを用いる場合にはその溶接歪が問題となる。実験の結果によれば、 $3/gin$ 厚さまでは、このことは問題にならない。

架設上の目的からは、デッキプレートを主桁腹板に直接接合する部分では、強度と安定性の点から、デッキプレートを厚くするのがよい。

6.2 独立した構造要素として作用するデッキプレートの構造的挙動(系Ⅲ)

6.2.1 小荷重を受けるデッキプレート

6211 設計荷重を受ける床版に関する実験

62111 概 説

模型実験ならびに実際の鋼床版橋のデッキプレートについての実験の結果が示すところによれば、標準トラック輪荷重程度の小荷重下においてはデッキプレートは初等曲げ理論にしたがった等方性版としての挙動を示す。

しかしながら、多くの場合、計算応力と実測応力とは近似的にしか一致しない。

このことは、本質的に、62121にのべるように実際の鋼床版構造の解析の困難性に原因するものである。

またデッキプレートの局部応力（系Ⅲ）の測定においては、リブ、床桁、主桁のフランジとしての（系ⅠおよびⅡ）デッキプレートの作用の程度を必ずしも測定しうるものとも限らない。

デッキプレートについて行なっていくつかの作用荷重試験について概要を記すと、つぎのようである。

62112 Battledeck 型床版に関する実験

Battledeck 型橋床（図13）の模型についての実験がAISCによって行なわれた〔2,3,4〕。

その結果の示すところでは、2-縦桁間に輪荷重をおいたとき、デッキプレートは縦桁フランジの先端に屈曲点を有する連続版、すなわち、縦桁フランジの純間隔をスパンとする単純支承された版としての挙動を示した。

さらに明らかになったのは、ある程度スレンダーなデッキプレートパネルにおいては、輪荷重直下に、曲げ応力に加えて膜応力が発生する、ということである。

この実験結果にもとづいて、輪荷重直下のデッキプレートのスパン中央の応力を与える実験式を得たのであるが、広巾フランジをもつ縦桁のフランジ先端間の距離すなわち板の純支間が15~24 in.程度であるときには、この実験式による応力値と理論計算による応力値とはよく一致する（631節参照）。

62113 開リブ床版に関する実験

開リブ床版に関するいくつかの実験がDarmstadt工科大学に於てKloeppe教授指導のもとに行なわれた〔2,3,31,76〕。

模型実験〔31〕をもとにした、模擬輪荷重下におけるデッキプレートの局部応力分布の模式図を、図61に示す。

同図について注目すべきことは、デッキプレートの応力は、溶接とリブとによる板の補強のためにリブ上において急激に低下するので、最大応力は溶接の先端において生ずることである。

リブに直角方向の応力のほかに、板理論によっても得られるかなりの大きさのリブ方向の応力が発生する。

図61bに曲線で表わしたデッキプレートの局部応力（系Ⅲ）は、歪測定結果から得たものであるが、この応力値には各種の y 方向の予応力、すなわち床版の系Ⅰ応力に相当するもの、リブおよび床桁のフランジとしてのデッキプレート応力（系Ⅱ応力）を含むものである。

縦方向の予応力が均等引張応力20 ksi から均等圧縮応力17.3 ksi まで変化させても、デッキプレートの局部応力にはほとんど影響がなかった。このことは、作用荷重下においてはデッキプレートには y 方向に傾いて膜状態はほとんど生じていなかったことを示すものである。

比較のために、図61aに示す系の局部応力を解析的に求めてみた。ただしこの計算においては x -方向の純支間100 mmを用い、両端縁は完全固定なるものと仮定した。このようにして最大応力を求めたところ、その値は実測値の約 $6/5$ 倍に等しい値となった〔31〕。

しかしながら、上にのべたような仮定、すなわち板のスパンがリブ間隔より小さかつ板の両端縁が完全固定であるとする仮定は、リブが比較的小さいかその板厚がデッキプレートより厚い上記のような場合にはあてはまっても、普通の断面・寸法の床版の解析に対しては適当な仮定とはいえない。

12 in.間隔の開リブ上に支承されたデッキプレート上に設計輪荷重の範囲の集中荷重を載荷した実物大試験体についての実験について文献〔42〕の192節にのべてある。この場合、62122節にのべる仮定のもとに比較計算を行な

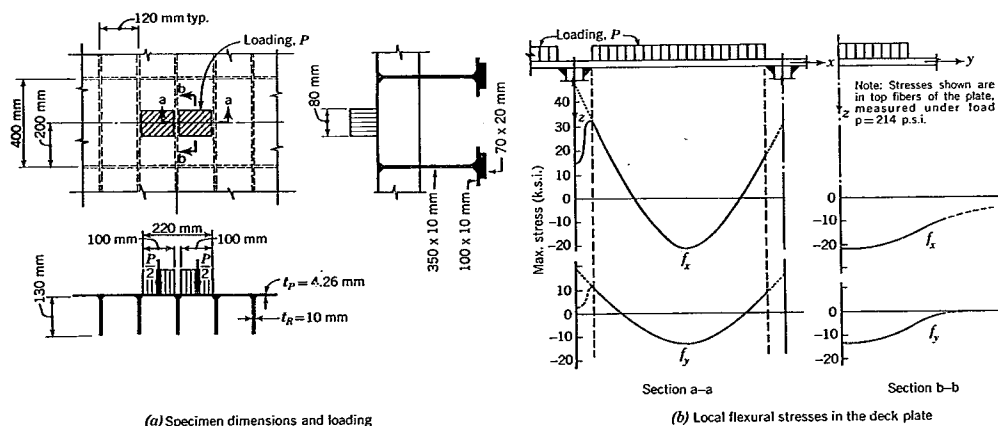


Fig. 6.1. Typical stress diagrams of a deck plate under a wheel load, obtained from strain measurements [31]

った結果、計算応力は実測値より10%小さい値となった。

6.2.1.4 閉リブ床版に関する実験

閉リブ床版の応力測定試験については文献〔42〕の19.3.4.3節に報告がある。

作用荷重下において、デッキプレートとリブ壁とにおけるリブ直角方向の実測応力は6.2.1.2.3節および6.2.1.3.2節にのべる方法による計算値に対して、かなりよい一致を示した。

6.2.1.2 設計荷重をうけるデッキプレートの局部応力の解析的考究

6.2.1.2.1 概説

6.2.2節のべるように、設計荷重下においてデッキプレートに生ずる局部応力の大きさをもち、実際のデッキプレートの安全度を直接求めることはできないので、設計するときにはデッキプレートの局部応力解析の全部を一般に省略する。

しかし、この局部応力値を求める必要があるときは、本節に示す方法によってそれを計算する。

一般に作用荷重の範囲内で、2-縦リブに支承されたデッキプレートは連続等方性版として扱う。

輪荷重下のデッキプレートの応力およびたわみを厳密に解析することは、次の理由により非常に複雑なものとなる。

(a) 板の支承であるリブは一定の巾と回転に対する抵抗性を有するために、“ナイフ・エッジ支承”とは見なし難い。このことは、とくに閉リブに支持されるデッキプレートの解析において重大因子となる。

(b) デッキプレートが溶接によって取付けられている支承(リブ)上の応力分布および応力値を正確に解析的に得ることは事実上不可能である。

(c) 設計荷重下においてさえも、デッキプレートにはわずかながら膜応力が生ずる。したがって単純曲げ理論による解析は、適当とは云えず、薄い板の場合にはなおさらである。

(d) デッキプレートの支承として働くリブは非屈撓性を有するものではない(図4.6a)リブの弾性たわみは、リブ間の板の応力を増し、リブ上の板の応力を減ずる。

(e) 実験の床版においては、デッキプレートの応力およびたわみは、デッキプレートと舗装との合成作用により、かなり減少するものである。このような合成作用の程度はそれぞれの場合によって異なるもので、実験的にのみ求めるものである。

2 in.厚アスファルト舗装の場合には、鋼材における応力減少は75%ほどにもなりうるもので、低温下では、減少度はさらに大きくなる(8.2.4.1d)。高温時には、アスファルトと鋼板との合成作用は、衝撃荷重のもとではかなり大きなものである。

開リブに支持されるデッキプレートの近似解法については次節6.2.1.2.2にのべる。

開リブに支持されるデッキプレートの応力およびたわみは、一般に、同一スパンの開リブに支持される板のそれらより小

さな値となる。

開リブに支持されるデッキプレートの応力についての論議は6.2.1.2.3節で行なう。

6.2.1.2.2 開リブに支持されるデッキプレート

(a) 剛支承上のデッキプレート

近似計算の目的に対して、開リブに支持されるデッキプレートは、単純剛支承としてのリブ上に、 x -方向に連続して置かれた等方性版として扱う(図6.2)。

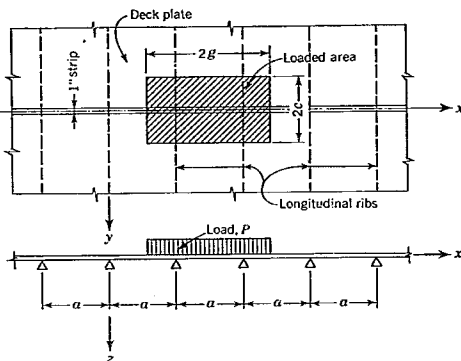


Fig. 6.2. Deck plate supported on open ribs treated as a continuous plate on rigid knife-edge supports

最初に、作用輪荷重 P は、その荷重巾に等しい $2c$ の巾をもつ板片で支持され、 $2g \times 2c$ の面積に分布しているものと仮定する。このような場合には、曲げモーメントおよび応力は x -方向に対して支配的な値となり、この値は4.2.2節および4.2.3節に与えた連続梁公式を用いて近似的に算出できる。

実際には、板は作用荷重巾以上の y -方向の広さをもっているから、板の荷重の両外側にある部分も応力を分担する。したがって作用荷重中心部直下に位置する1 in.巾板片における x -方向の限界最大モーメントは、連続梁として扱う場合の板片におけるよりも全体版における方が小さな値となる。

板の x -方向の曲げモーメント M_P と、それに相応する連続梁の巾1 in. 当りのモーメント M_B との比は板率 (plate factor) Ψ として定義され、

$$\Psi = \frac{M_P}{M_B} \quad (61)$$

板率 Ψ は常に1より小さな値であって、板厚には無関係であるが、荷重巾と、板スパンとの比 $2c/a$ 、 x -方向の荷重分布、曲げモーメントを計算しようとする位置によって変化する。

剛支承上の連続等方性版の曲げモーメントの計算をもとにしたこの板率 Ψ の値は、デッキプレートのスパン中央および

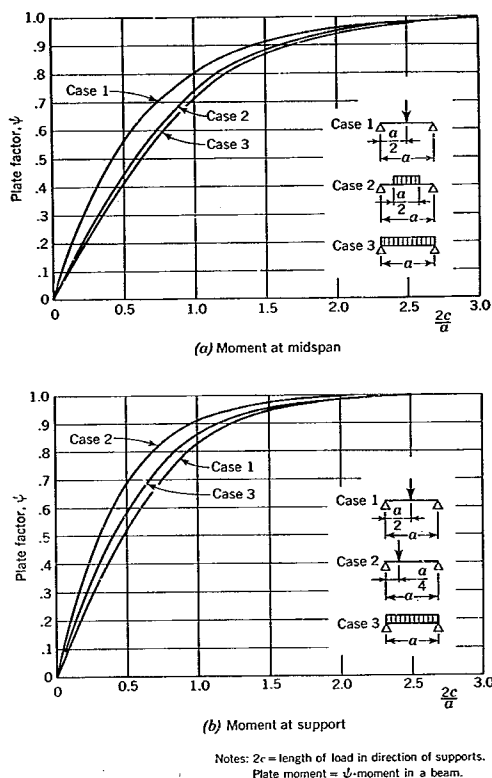


Fig. 6.3. Plate factors for moments in a continuous isotropic plate [42]

支承上の曲げモーメントに対して Pelikan,

Esslinger が計算を行なった [42] が、これを図 6.3 に示す。この数値の使い方については、6.2.1.3 節の数値計算例によって示す。

デッキプレートのリブ上における最大曲げモーメントおよび応力を計算するときには、リブおよび溶接によるデッキプレートの局部的な補強の影響を考慮に入れる必要があり、そのためには、隅肉溶接の先端部については理論モーメント値を用いる (図 6.4 a)。

このような操作の妥当性は、実験により確かめられている (6.2.1.1.3 節参照)。

リブ間のデッキプレートのたわみは、1 in. 巾板片を単純梁として扱い、それに、連続板について計算した曲げモーメントを適用することにより、解析的または図式的に求めることができる。この数値計算例を 6.2.1.3 節に示す。(2.7) 式で定義される板の剛度 D_p は、この計算中で必然的に用いられるものである。

(b) リブのたわみの影響

リブのたわみは、板のリブ上の最大モーメントを増し、板スパン中央のモーメントを減ずる。しかし、普通の場合、この影響は小さいものである。

もし、リブのたわみが板の曲げモーメントにおよぼす影響を解析する必要があるときは、4.2.7 節に概説したのと同じ方法を用いればよい。

リブの弾性を無視することによる誤差を表す相対剛比 r' (4.2.7.3 節) の限界値は、デッキプレートの解析にも適用しうるものである。

6.2.1.2.3 閉リブに支持されるデッキプレート

閉リブに支持されるデッキプレートの局部応力は、2つの部分から成るものと考えることができる。

(a) 剛なリブに支持されたデッキプレートの、直接载荷による応力 (図 6.5 a)。

(b) 直交異方性板としての作用をする実際の床版構造において、直接载荷リブから隣接リブに伝播する荷重による応力 (図 3.7, 3.8, 6.6 a)。

(a) 直接载荷による応力

デッキプレート上に分布輪荷重が直接载荷されときのデッキプレートの応力は、図 6.5 a に示すような構造、すなわち、連続等方性板がリブ壁に剛接されており、リブ壁が剛なフレームの作用をしてデッキプレートの支承点においてデッキプレートに弾性拘束を与えるような構造、について解析することによって得られよう。その荷重を床桁に伝達するリブは荷重直下においてたわみを生じないものとする。この仮定は、図 6.5 a のように、各リブの下に剛支承を設けた状態と考えることができる。

直接载荷リブに生ずる最大応力を求める目的に対して、系を図 6.5 b のように単純化する。すなわち、板とリブとの剛接点をナイフ・エッジ支承でおきかえ、かつその支承が等間隔 a にて配置されるものとする。対称荷重を用いると、計算はさらに簡単になる。

この構造は、最初に 1 in. 巾のフレームとして扱う。直接载荷リブの最終板モーメントは、6.2.1.2.2 節にのべた近似的な板率の適用により、フレームモーメントから求まる。

図 6.5 b に示す系は、理論的に無限の不静定次数を有する。しかし、現行の荷重状態に対しては、板の非載荷部分の不静定モーメントは、不静定モーメント M_4 と繰越し率 κ の函数として表わされるものであるから、独立な不静定力は M_1, M_2, M_3, M_4 の 4 つになる (図 6.5 c)。このことについては 4.2.1.3 節にのべる。

4 個の不静定モーメント M_1, M_2, M_3, M_4 は不静定構造物解析の普通の方法で計算できる。

このような手順で求めたモーメント値を適当な板率で修正した結果の、代表的な曲げモーメント図を図 6.5 d に示す。

(b) 剪断力の横方向伝達による応力

上にのべた (a) の計算ではリブは変形しないものと仮定したのであるが、実際の床版系ではリブは剛ではなく、荷重が載

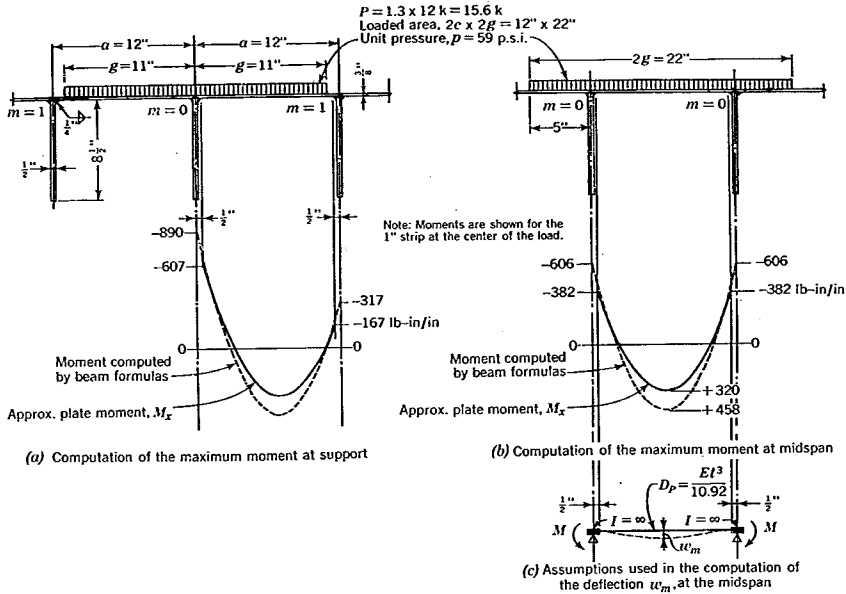


Fig. 6.4. Computation of the bending moments in a deck plate supported by open ribs

れば図 3.7 のようにたわむ。直接荷重が載っているリブばかりでなくそれに近い位置にあるリブにもまたたわみや撓りが生ずるのであって、荷重分担作用がなされる。直接載荷リブから他のリブへ荷重が伝達するときに横方向剪断力 V_x が生じ、これが図 3.7 の波形で表わされるデッキプレートの曲げによって伝達される。荷重伝達によりデッキプレートに生ずる剪断力は非載荷リブ近傍については図 3.8 a, 直接載荷リブ近傍については図 6.6 a に示すようである。

剪断力 V_x の大きさは、デッキプレートおよびリブが、第 2, 3, 4 章でのべたように連続的に分布した弾性的性質を所有する理想的直交異方性版の働きをするという考えから求められる。

しかし、実際の床版構造は、巾 $a + e$ の最小要素をもつ不連続的なものであるために、理想系について計算された剪断力は、実際構造の 2-リブ間の中央点についてのみ適用できるものである (図 6.6 a)。

直交異方性版における剪断力 V_x の一般式は、 $\nu = 0$ (2.18 より) として、

$$V_x = -D_x \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} - 2H \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}$$

床版を直交異方性版として単純化して扱うとき、その理想板の剛度 D_x の影響は、3.2.2 節にのべたように、計算全体を通じて、無視しうるものとする。したがって上の剪断力の式は次のように簡単になる。

$$V_x = -2H \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \quad (6.2)$$

輪荷重がリブのスパン中央に位置する場合に対しては、先に誘導した直交異方性版についての曲げモーメント M_y の算式を、下記のように、 V_x の計算に利用できる。

$\nu = 0$ として、モーメント M_y は (2.17) 式から、

$$M_y = -D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

これを (6.2) 式に代入して、

$$V_x = -2H \frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

または、

$$V_x = \frac{2H}{D_y} \frac{\partial (M_y)}{\partial x} \quad (6.3)$$

荷重位置 $y = s/2$ に対する $y = s/2$ 点のモーメント M_y の式 (4.46) をこれに代入して、

$$V_x = \frac{2H}{D_y} \frac{\partial}{\partial x} \left(Q_0 \sum \frac{M_{cn}}{Q_s} \frac{Q_{nx}}{Q_0} \right)$$

図 6.5 a に示すような載荷状態に対しては、荷重成分 Q_{nx}/Q_0 の算式は (3.2.2) 式で与えられる。これを、上の V_x の式に代入して、

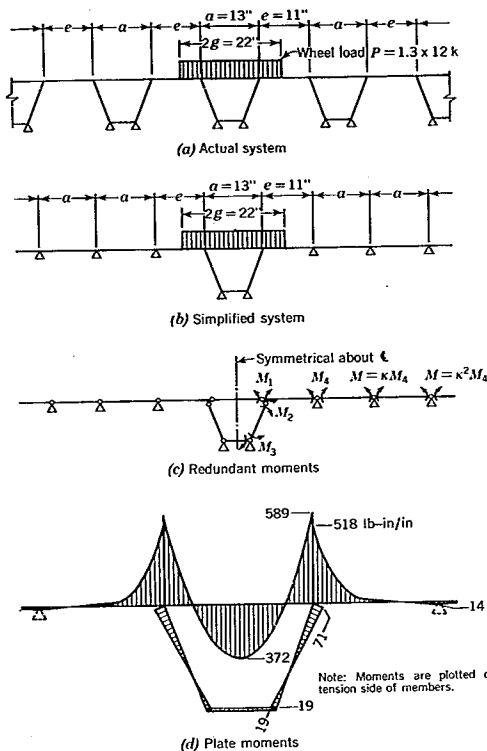


Fig. 6.5. Computation of the bending moments in a deck plate supported by closed ribs. Moments due to direct loading

$$V_x = \frac{2H}{D_y} \frac{\partial}{\partial x} \left(Q_0 s \sum \frac{M_{cn}}{Q_s} \frac{4}{n\pi} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi x}{b} \right)$$

(4.47)式で与えられる M_{cn}/Q_s は x の函数ではない。上式の微分計算を行なえば、 V_x の算式が得られる。すなわち、

$$V_x = \frac{8Q_0 s H}{b D_y Q_s} \sum \frac{M_{cn}}{Q_s} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \cos \frac{n\pi x}{b} \quad (6.4)$$

式中の記号については第3、4章で説明した。

直接載荷リブ(図6.6a)の応力を求めるために、図3.14に示すように x -座標をとるとき、 $x = (b/2) + (a+e)/2$ 点における剪断力 V_x 値を(6.4)式により計算する。

このようにして求められる剪断力 V_x 値を用いてデッキプレートおよびリブ壁における曲げモーメントが図6.6bのように計算される。

(c) 合応力の計算

デッキプレートの全局部モーメントおよび全局部応力は、図6.7に示すように、(a)、(b)の諸量を重ね合わせることで得られる。

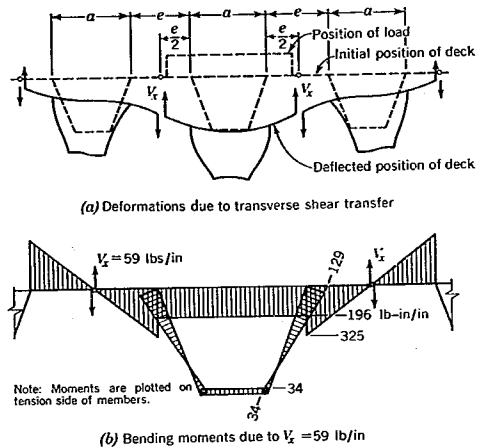


Fig. 6.6. Computation of the bending moments in a deck plate supported by closed ribs. Moments due to transverse shear transfer

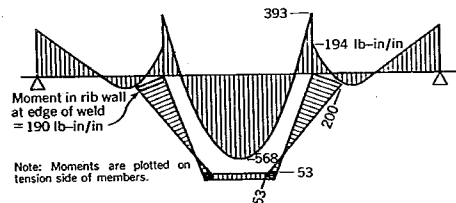


Fig. 6.7. Computation of the bending moments in a deck plate supported by closed ribs. Total bending moments in deck plate in x -direction, obtained by superposition of the effects of direct loading and transverse shear transfer (Figs. 6.5 and 6.6)

リブ壁上(リブ壁との接合線上)のデッキプレートの応力を計算するときには、開リブの場合(6.2.1.2.2 a参照)と同じく、溶接面における曲げモーメント値を用いるべきである。

デッキプレートおよびリブ壁における x -方向の局部応力は y -方向の応力に影響する。 y -方向の応力増加 Δf_y はフックの法則に従い、次の一般形で示される。

$$\Delta f_y = \nu f_x$$

ここに $\nu = 0.3$ = 鋼のポアソン比、 f_x = x -方向の応力である。

したがって閉リブ底板における大きな軸応力は、局部応力の影響によりさらに増大することとなる。しかし、この影響は、2.4.1.3にのべたように、リブ縦応力の計算において用いた控え目の(安全側の)仮定と相殺して余りあるものである。

る。

6 2 1 3 デッキプレート解析の数値計算例

6 2 1 3 1 開リ床版

1 1 2 節, 図 1 1 2 の数値計算例に示したデッキプレートについて解いてみよう。デッキプレート厚は $\frac{3}{8}$ in., リブ断面寸法は $8\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2}$ in., リブ間隔 12 in. である。板に載荷される輪荷重は 12 kip 輪荷重で, 分布面積は $2g \times 2c = 22$ in. $\times$ 12 in. (3 4 2 節参照) 荷重強度 p は, 衝撃 30% を含めて 59 psi. である。

デッキプレートは連続板として扱う (6 2 1 2 2 節参照)。

(a) 梁モーメント

図 6 4 a のように載荷された 1 in. 巾の梁のモーメントは, 連続梁の影響線の式を積分することによって得られる。

支点 0 のモーメント

(4 6) 式により,

$$\begin{aligned} M_0 &= 2 \int_{-0}^{11} \left[-0.5 \left(\frac{x}{a} \right) + 0.866 \left(\frac{x}{a} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] p a \, dx \\ &= 2 (59) (12)^2 \left[-\frac{0.5}{2} \left(\frac{11}{12} \right)^2 + \frac{0.866}{3} \left(\frac{11}{12} \right)^3 - \frac{0.366}{4} \left(\frac{11}{12} \right)^4 \right] \\ &= -890 \text{ lb-in.} \end{aligned}$$

支点 1 のモーメント

同様に, (4 6), (4 6 a) 式から, 支点 1 のモーメント M_1 が計算できる。その結果

$$M_1 = -317 \text{ lb-in.}$$

支点 0 の溶接部先端のモーメント

この計算に必要な支点 0 の剪断力 V_0 は,

$$V_0 = R_0 + \frac{(-M_0 + M_1)}{a} = \frac{(59)(11)(65)}{12} + \frac{890 - 317}{12} = 399 \text{ lb}$$

溶接の先端, リブの中心線より $1\frac{1}{2}$ in. の点の曲げモーメントは,

$$M_T = -890 + (399)(0.5) - \frac{(59)(0.5)^2}{2} = -698 \text{ lb-in.}$$

図 6 4 b に示す荷重位置に対するスパン中央のモーメントは, 上と同じように (4 8) 式 (4 8 a) 式の積分によって得られ,

$$M_C = +458 \text{ lb-in.}$$

上記の曲げモーメント値はまた図表 5 a, b の影響線からも求められる。

(b) 板モーメントおよび板応力

支点における曲げモーメントを求めるために, まず板率 μ を図 6 3 b - Case 3 から求める。 $2c/a = 12/12 = 1.0$ とし, 板率は,

$$\psi_S = 0.87$$

デッキプレートの最大応力は, 6 2 1 2 2 で述べたように, 溶接部の先端において生ずる。

溶接先端における, 板の最大曲げモーメントは (6 1) 式によって梁モーメントから計算できる。すなわち,

$$M_T = 0.87 (-698) = -607 \text{ lb-in./in.}$$

$\frac{3}{8}$ in. 板の断面係数,

$$S = \frac{(0.375)^2}{6} = 0.0234 \text{ in.}^3/\text{in.}$$

を用いて, 最大応力は,

$$f_{max} = \frac{607}{0.0234} = 25940 \text{ psi.}$$

板のスパン中央のモーメントを求めるために, 図 6 3 a - Case 3 から板率を求めると,

$$\psi_C = 0.70$$

したがって, 板のスパン中央における最大モーメントおよび最大応力は,

$$M_C = 0.70 (458) = 320 \text{ lb-in./in.}$$

$$f = \frac{320}{0.0234} = 13680 \text{ psi.}$$

(c) 最大たわみ

板の最大たわみは, 図 6 4 b に示す計算曲げモーメントにスパン $a = 12$ in. の単純梁を適用することによって近似的に計算できる。この計算において, 板の剛度は $D_P = Et^3/10.92$ を用いる。リブ位置における梁の剛度は, 支承上における板の補強を考えると, 無限に大きいものと仮定する (図 6 4 c)。

したがって, スパン中央における最大たわみは, 次のように得られる。

$$w_C = 0.024 \text{ in.}$$

(d) リブのたわみの影響

1 1 2 1 4 2 節で計算してあるが, 相対剛比 r' は 0.0041 である。したがってリブのたわみを無視することによるデッキプレートの曲げモーメントの誤差は 3% 以下である。

6 2 1 3 2 閉リ床版

1 1 3 節の数値計算例に示す構造について, その閉リブの局部応力を計算する。

床版の寸法は 1 1 9, 1 1 10 両図に示すとおりである。

荷重は 12 kip 輪 1 個で, 荷重強度は $p = 59$ psi.

(図 6 5 a) である。

解析は 6 1 2 3 節に解説した方法によって行なう。

(a) 直接荷重の影響

直接荷重の影響を計算するにあたって、リブは図 6.5 a に示すように剛であるとする。

単純化した系を図 6.5 b に示す。

図 6.5 c に示す不静定モーメントは不静定解析により求めた。1-in. 巾フレームあたりの不静定モーメントは次のようになる。

$$M_1 = -701 \text{ lb-in./in.}, \quad M_2 = -85 \text{ lb-in./in.}, \\ M_3 = +23 \text{ lb-in./in.}, \quad M_4 = +17 \text{ lb-in./in.},$$

荷重ののっているデッキプレートのスパン中央のモーメントは、次のように得られる。

$$M_C = +547 \text{ lb-in./in.}$$

板モーメントは、最重荷重ののっているスパン $a = 13 \text{ in.}$ を用いた板率を適用して求められる。すなわち、

$$\frac{2c}{a} = \frac{12}{13} = 0.92$$

図 6.3 Case 3 より、板率は、

$$\begin{aligned} \text{支点モーメントに対して} \quad \psi_S &= 0.84 \\ \text{スパン中央モーメントに対して} \quad \psi_C &= 0.68 \end{aligned}$$

したがって、板モーメントは、

$$\begin{aligned} M_1 &= -(701)(0.84) = -589 \text{ lb-in./in.} \\ M_2 &= -(85)(0.84) = -71 \text{ " } \\ M_3 &= +(23)(0.84) = +19 \text{ " } \\ M_4 &= +(17)(0.84) = +14 \text{ " } \\ M_C &= +(547)(0.68) = +372 \text{ " } \end{aligned}$$

これらのモーメント値は図 6.5 d に示されている。

(b) 剪断力の横方向伝達による影響

荷重の横方向伝達によって載荷リブとその隣りのリブの間点 (図 6.6 a) に生ずる剪断力は、表 1.1.3.2.1.5 に与えられている M_{Cn}/Q_S 値を用いて (6.4) 式により計算できる。位置

$$x = \frac{b}{2} + \frac{a+e}{2} = \frac{15.4}{2} + \frac{13+11}{2} = 89 \text{ in.}$$

における

$$\sum_{n=1}^{\infty} \frac{M_{Cn}}{Q_S} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \cos \frac{n\pi x}{b}$$

の値は、-0.174 となる。

1.1.3 節に計算されたパラメーター値を用いて、(6.4) 式より、

$$V_x = - \frac{(8)(0.709)(180)}{154} (0.051)(0.174) = -0.059 \text{ k/in.}$$

両側の剪断力 59 lb/in. (図 6.6 b) によりデッキプレートおよびリブ壁に生ずるモーメントは、次のように計算される。

$$M_1 = +196 \text{ lb-in./in.}, \quad M_2 = -129 \text{ lb-in./in.}, \\ M_3 = +34 \text{ lb-in./in.},$$

(6.4) 式により計算された剪断力 V_x は、6.2.1.2.3 にのべたようにデッキプレートは板の作用をなすとの考えのもとに得られたものであるから、これらのモーメント値には板率を適用しなくてよい。

(c) 合モーメントおよび合応力

デッキプレートおよびリブ壁の合モーメントは、上に計算した(a), (b)の諸量を重ね合わせて得られ、その結果は図 6.7 ようになる。

$3/8 \text{ in.}$ 厚デッキプレートの最大応力は板のスパン中央点に生じ、その値は、

$$f = \frac{M}{S} = \frac{568}{(0.375)^2/6} = \pm 24200 \text{ psi}$$

リブ側壁のデッキプレートとの接合部における応力は、

$$f = \frac{190}{(0.250)^2/6} = \pm 18200 \text{ psi.}$$

またリブ底面における応力は、

$$f = \frac{53}{(0.250)^2/6} = \pm 5090 \text{ psi.}$$

板内における x -方向の応力による y -方向応力の増加分は、ポアソン比を $\nu = 0.3$ として、

デッキプレートにおいて

$$\Delta f_y = \pm (0.3)(24200) = \pm 7250 \text{ psi.}$$

リブ底面において

$$\Delta f_y = \pm (0.3)(5090) = \pm 1530 \text{ psi.}$$

となる。

6.2.2 大荷重を受けるデッキプレート

6.2.2.1 概説

以下の文中で云う“大荷重”とは、その荷重を載荷した場合における、単純板理論によって計算したデッキプレートの応力が、普通の許容限界を超えるような大きさの荷重を云う。

デッキプレートの静的集中荷重載荷試験の結果明らかにされたところによれば、荷重の増大に伴う板の弾性的挙動 (これは、荷重を 0 にしたときの永久変形が小さいことによって証明される) は、単純曲げ理論によって与えられる限界よりもかなり高い限界にまでおよぶものであった (2.9.3.0, 3.1, 3.4)。

荷重およびたわみが増すほどに、デッキプレート中には膜応力が生じて、それが支承(リブ)に水平反力を引き起すとともに、載荷面積近傍の板内に内部圧縮応力を生ずる。高荷重段階に至ると、支承上のデッキプレートには塑性ヒンジが形成され、その部分の曲げ応力はほとんどまったく膜応力によってかわられてしまう。板の危険位置が塑性状態になるにもかかわらず、その近傍の非載荷部分の板の拘束の影響のために、たわみは限られた大きさにとどまる。載荷の最終段階(破壊荷重)においては、板には歪硬化相が観察される。そして、破壊荷重によって破壊が起るまでに、材料のもつ全引張強度が発揮しつくされることになる。

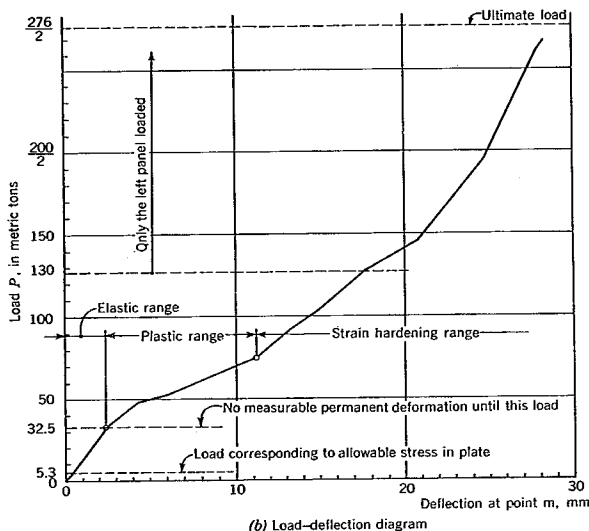
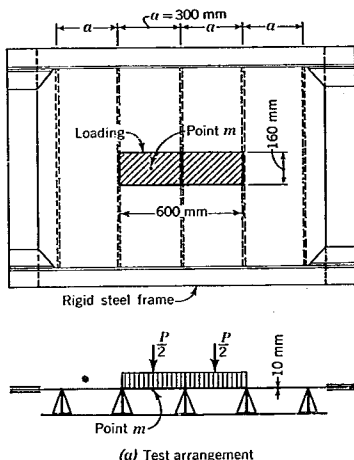


Fig. 6.8. Ultimate load test on a steel deck plate [30, 76]

6.2.2.2 デッキプレートの破壊荷重実験

12 in. 間隔のリブに支持された $\frac{3}{8}$ in. 厚のデッキプレートによる、現寸載荷試験 [30, 76] の結果を図 6.8 に示す。

本実験では、1 個の輪荷重をリブをまたいで分布する 2 つの載荷面積によって代用した (図 6.8 a)。総荷重が 122 ton になるまでは 2 箇の面積上に載荷し、それ以上の荷重は中央リブの左側の面積のみに載荷して破壊荷重に至らせた。デッキプレートはアメリカの A7 炭素鋼でちがいの性質をもつ St 37 鋼で作った。

この試験によって得られた荷重たわみ曲線を図 6.8 b に示す。荷重が 325 ton を超えるまで試験体にはほとんど永久たわみは生ぜず、完全な弾性的挙動を示したが、この 325 ton という大きさはドイツ標準設計輪荷重の 325 倍に相当するものである。325 ton ~ 75 ton の範囲で

は、荷重たわみ曲線はやや平坦になったが、これは板が塑性域に達したことを示すものである。荷重が 75 ton 以上になると、荷重の増加に伴うたわみの増加は再び小さくなったが、これは板の歪硬化の影響によるものである。荷重が $P/2 = 276/2$ ton となったとき、板は最終容量に達した。

したがって、10 ton という設計荷重 P に対して、破壊に対する安全率は $276/10 = 27.6$ ということになる。

図 6.8 a に示す系を、6.2.1.2 および 6.2.1.3 i のべたように連続等方性板として解くと、溶接の先端 (図 6.1 b) の応力が許容応力 1600 kg/cm^2 または 22.7 ksi を超えないこととして計算した理論的「許容荷重」は 5.3 ton と

なる。実験によれば、325 ton という荷重では永久変形が板に生じなかったのであるが、上の理論計算にこれをあてはめてみると応力は 13.6 ksi となり、これは材料の破壊強度をはるかに上回っていることになる。

以上からわかるように、普通の限界を超える大荷重に対して、デッキプレートを単純板理論で解くことは適当でなく、誤りを導くものである。

また、作用荷重下における板の応力をもって、その板の終局静定強度あるいは実際の安全率を判断することができないことも、明らかである。

6.2.2.3 板の初期軸力および初期たわみの影響

Kloeppe の指導のもとに行なわれた理論的および実験的研究 [30] によれば、弾性範囲内において (図 6.8 b 参照)、曲げと引張りとは合成されて働く鋼板の応力およびたわみは、その板内にすでに働いている応力およびすでに生じ

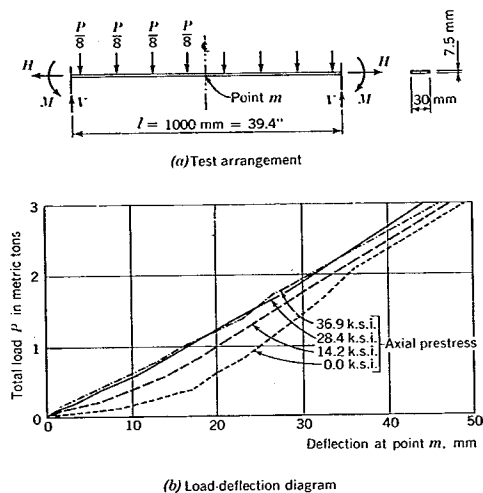


Fig. 6.9. Effect of axial prestress on deflection of a slender flat bar [30]

ているたわみによってかなりの影響をうける。

構造用炭素鋼 S t 37 で造ったスレンダーな平鋼に載荷したときの、引張りプレストレス力 H がその平鋼のたわみにおよぼす影響について実測した結果を図 6.9 に示す。

この図からわかるように、プレストレスは、与えられた鉛直荷重によるたわみをかなり減少させている。

銅床版においては、デッキプレートとリブとのすみ肉溶接による板の横方向の収縮のために、デッキプレートにはプレストレスが生ずる。溶接収縮による残留応力として、デッキプレートにおいて 5000 psi という値が観測された例もある [30]。

リブ間のデッキプレートの初期たわみは板の応力とたわみとの両者を減ずる傾向がある。

スレンダーな平鋼の初期凹みの影響について計算した結果を図 6.10 に示す。

図 6.10 a からわかるように、スパンの $1/300$ 以下のよう小さな初期たわみがあっても、荷重作用下におけるたわみはかなり減少する。スパンの 5% 程度の初期たわみがあると、その構造はかなり剛になる。

板の初期たわみはまた、板の応力が設計応力や降伏点応力に達するような荷重を増大させる。この関係を図 6.10 b に示す。

板のランダムなたわみは、溶接収縮による板のゆがみを起す原因となる。

設計が作用荷重によるたわみによって支配されるようなときに、銅床版の製作過程において故意にプレストレスや初期たわみを与えることも可能性のある面白い問題であろう。

ただし、プレストレスや初期たわみを与えても、その板の

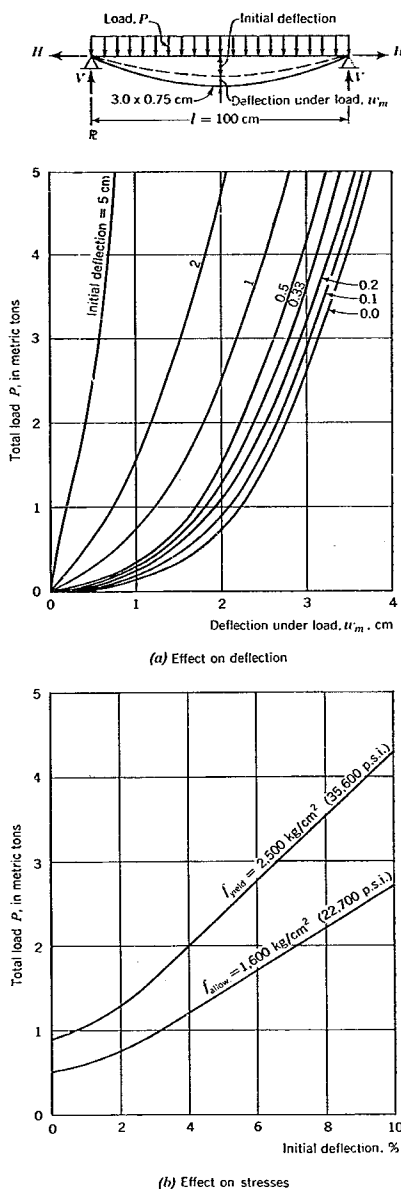


Fig. 6.10. Effects of initial deflection of a slender flat bar on deflection and stresses (computed values) [30]

終局強度には無関係であることに心すべきである。

6.2.3 デッキプレートの疲労強度

6.2.3.1 疲労試験

くり返し集中荷重作用下におけるデッキプレートの強さを求めるための実験が Darnstadt 工科大学にて行なわれた〔31〕。

実験1, 2の装置は、デッキプレートの静荷重試験に用いたのと同じ(図61a)であった。したがって試験体のデッキプレートには局部応力(系Ⅲ応力)に加えて、系Ⅱ応力としてのY方向の引張りプレストレスならびにリブおよび床桁のフランジとしての系Ⅰ応力が作用していた。

実験3, 4は、縦方向のプレストレスをのぞいた小・床版パネルについて行なった。

縮尺1/25の試験体の寸法は、デッキプレートの厚さ10.6mm(7/16in.), 縦リブの板厚1in., リブ間隔300mm(11.8in.), 床桁間隔1,000mm(39.4in.)の実際の鋼床版に対応するようにした。模型の載荷面積は21.6in. × 8in.の接地面積に対応させたが、これは舗装による荷重分布の拉がりを無視したことを除いて、ドイツ設計基準の標準車輪にあわせようとしたためである。

模型の寸法と載荷面積の寸法とは同じ縮尺で小さくしてあるので、模型のデッキプレートについて実測された応力は、実物大の床版に作用荷重が載って、これと同じ大きさの荷重強度を受けたときに生ずる応力と同じになる。

載荷は繰返し載荷装置によって行ない振動数は、実験1, 2では220 cycle/min, 実験3, 4では1,800 cycle/minとした。

作用させた荷重を荷重強度psiで表わした実験結果は、表6.2.3.1のようである。

試験荷重の、実際の床版上に作用する実・輪荷重に対する比率は実験に用いた荷重強度の上限値とAASHO基準の標準12kip輪荷重(30%の衝撃を含めて59psi, 6.2.1.3.1節参照)との比として表わされるが、この値は3.3~7.8の範囲であった。しかし、ここで注意を要するのは、もし、実験に用いた荷重強度を22in. × 12in. という12kip AASHO輪の載荷面積上(3.4.2.2節)に載荷するならば、この面積は試験体の載荷面積21.6 × 8in.より大きいのであるから、その他の条件が等しいとして、実・デッキプレートの最大応力は約20%増しとなることである。

デッキプレートの応力算定に必要な歪測定は、実験1, 2, 4において行なった。実験1においては、繰返し荷重作用下におけるデッキプレートの残留応力の低下が確認された。

疲労試験に用いたストレインゲージは限られた枚数であったために、デッキプレートの応力は近似的に求め得たにすぎない。実験2では、溶接先端上のデッキプレート上縁における引張・最大・主応力は45ksi以上になり、クラックが発生した。供試体の引張試験から得られた薄い炭素鋼デッキプレートに降伏点応力は47.5ksiであった。したがって、

表 6.2.3.1
デッキプレートの疲労試験
(実験装置は図61に示すもの)

実験 番号	作用荷重の 荷重強度 psi		くり返し回数	摘 要
	下限	上限		
1	18	195	22×10 ⁶	クラック発生せぬまま 実験中止
2	18	311	675×10 ⁶	試験1終了後の同一試験体により試験。675×10 ⁶ 回にて可視クラック。
3a	80	240	5×10 ⁶	クラック発生せぬまま 実験中止。
3b	80	300	5×10 ⁶	同一試験体につき実験継続。クラック発生せず。
3c	107	461	22×10 ⁶	同一試験体につき実験継続。22×10 ⁶ 回にて縦リブに沿ってクラック発生。
4	226	338	688×10 ⁶	675×10 ⁶ 回にて可視クラック。 688×10 ⁶ 回にて破壊。

デッキプレートの疲労強度は、この場合、降伏点応力にほぼ等しいものであったことになる。

実験3によるデッキプレートの疲労破壊の状況を図611に示した。

6.2.3.2 デッキプレートの疲労強度に影響をおよぼす諸因子について

前節にのべた模型実験によるデッキプレートの疲労強度は非常に大きいものであった。

このことは、疲労クラックが生じたリブ上のデッキプレートの危険断面において、溶接部は板の圧縮側に位置している、ということからも説明づけられる。すなわち、溶接先端部において生ずる局部的な応力集中はデッキプレート上縁の最大引張応力には何ら影響を及ぼさなかったものとみられるのである。

高・疲労強度をもたらす他の因子は、薄いデッキプレートに危険断面における高さ方向の応力の急速な減少、およびデッキプレートは比較的大きな弾性的性質にうかがうことができる〔31〕。

この模型実験によって得られた結果は、この模型と同じ性質の材料で作られた同じ様な幾何的性状の実物大鋼床版が、この模型実験で用いたのと同じような載荷状態にあるときの疲労挙動を知るための指標を与えるものとして役立つ。

この実験に用いた試験体と実際の鋼床版との比較において、試験体に用いた炭素鋼はすぐれた機械的性質をもつものであ



Fig. 6.11. Fatigue tests on steel deck plate [31]. Fatigue rupture of deck plate in Test 3c (See Table 6.2.3.1)

るが、実際の床版によく用いられる低合金鋼もこれに匹敵するかそれ以上のすぐれた性質をもつばかりに、腐食に対する抵抗性が強いという別の利点も持っている。

閉リブ床版に関する疲労試験については何ら報告がないのであるが、開リブ床版と閉リブ床版との幾何学的条件が似ているかぎり、作用荷重下においてデッキプレートに生ずる最大局部応力は両者とも同程度となることから、閉リブ床版の疲労挙動は開リブ床版のそれと本質的に変りないものと考えられる(6.2.1.3 節参照)。

実験結果からわかるように、板に疲労破壊を生じさせる荷重強度の大きさは(表 6.2.3.1)、橋床の設計に用いられる標準トラック輪の荷重強度(3.4.2.2 節参照)よりはるかに大きいものであった。

注意すべきことは、特殊車輛の最重量車輪でも、その接地圧はタイヤ膨脹圧の限界からいって普通 80~100 psi 以上とはならないことである。現存する車輛によってこれ以上の接地圧が生ずることもないわけではなく、たとえば特殊土壌転機機のタイヤの接地圧は 130 psi 程度にはなるが、これも実験に用いた荷重強度にくらべればはるかに小さなものである。さらに実際の鋼床版にかかる荷重強度は舗装による荷重分布のためにもっと小さくなる。

普通程度のリブ間隔の鋼床版に普通程度の寸法の車輪がのるときにそのデッキプレートに生ずる応力はその荷重の接地面に直接支配されるものである(6.2.3.1 節参照)ことをおもえば、設計荷重は常用最小厚 7/16 in. または 3/8 in. の低合金デッキプレートが疲労破壊するには軽すぎるものであると云える。

この見方は、下記の観察からも是認できる。

(a) くり返し荷重の大きさが危険水準以下の最大応力しか生じない程度であれば、その繰返し荷重は板の疲労強度には影響しないものと思われる[31]。

疲労に対する危険度の実際上の判断は最大荷重によるのではなく、あるパネルに作用する平均実荷重で行なうべきである。橋梁上に実際に作用する荷重は、大体において設計荷重相当

の荷重であり、時には設計荷重を上廻る大荷重も載るであろうが、圧倒的に多いのが設計荷重以下の軽荷重であり、このような軽荷重は板の疲労耐用年に影響しないであろう。

また、輪荷重の大部分またはほとんど全部は 30% の全荷重を生ずることがないであろう。

(b) デッキプレートに実際に生ずる応力は計算値より小さくなるようである。これは、6.2.1.2.1 e) のべたように、デッキプレートと舗装との共同作用によるものである。

(c) デッキプレートにもしもクラックが生ずるとしても、それはリブの方向に生ずるのであり(図 6.1.1)、これは橋の縦方向に一致する。

したがって疲労クラックが発生したとしても、それは、主桁のフランジとしてのデッキプレートにとって危険な存在とはならず、その影響はごく局部的なものにすぎない。デッキプレートにこのようなクラックが発生しても、溶接によって補修できるものである。

6.2.3.3 結 論

デッキプレートの疲労挙動についてのべた以上のこととがら、既存橋梁の鋼床版が満足にその機能を果していることに照し合せて、一般に用いられているリブ間隔およびデッキプレート厚(第 7 章参照)の鋼床版に正規の荷重が作用する場合においては、低合金デッキプレートの疲労ということは危険設計因子となるものではないことが結論されよう。

6.3 デッキプレートの設計に関する実験公式

6.3.1 Battle-deck 型橋床のデッキプレートについての AISC 公式

標準輪荷重を受けるデッキプレートの設計に関する実験式は、文献[2]に掲げられている。

板厚は 2-縦桁間のデッキプレートのスパン中央における最大曲げ応力によってきまる(図 1.3)。

構造用炭素鋼をデッキプレートに用いるときは、許容応力を 40% 増として設計応力 28,000 psi. を用いることが認められている。

この AISC 公式は、巾巾フランジの縦桁に支持されるデッキプレート(6.2.1.1.2 節参照)にのみ適用しうるもので、図 1.2 に示すような型の開リブまたは閉リブに支持されるデッキプレートには適用できない。

6.3.2 許容たわみをもとにした板厚算定公式

1 個の輪荷重作用下における板のたわみを一定値に制限して、それより板の所要厚を近似的に算定するための公式が Kloeppel[30, 31]によって紹介された。

この準実験式によれば、板の全市にわたって分布する 1 個の輪荷重による、リブ間スパン中央におけるデッキプレートの最大たわみ w_m は、同スパン・同厚の固定梁が上記荷重強度の 5/6 倍に等しい荷重を受けるときのたわみに等しい。したがって、板のたわみはつぎのように表わされる。

$$w_m = \frac{5}{6} \frac{1}{384} \frac{P a^4}{E I} \quad (6.5)$$

ここに, $w_m = 1$ 個の輪荷重をうけるときの板の最大たわみ。

p = 輪荷重の荷重強度 (単位面積当り荷重)。

a = リブ間隔

$I = t p^3 / 12$, t_p = 板厚

(65) 式で計算される板のたわみは, 文献〔30〕に紹介されている実験の測定結果とよく一致している。ただし, この実験というものはある程度の範囲に限られたものであって, (65) 式の妥当性を完全に立証しようというものではない。

デッキプレートのたわみは, デッキプレートの支承 (開リブ, あるいは閉リブの側壁) 間隔の $1/300$ 以下でなければならぬものとするれば, 次の条件式が成り立つ。

$$w_m = \frac{5}{6} \left(\frac{12}{384} \right) \left(\frac{p a^4}{E t p^3} \right) \leq \frac{a}{300}$$

$$\text{これより, } t_p \geq a \sqrt[3]{\frac{125}{16} \left(\frac{p}{E} \right)} \quad (66)$$

$E = 29 \times 10^6 \text{ psi}$ として, 板厚を与える近似公式は結局次のようになる。

$$t_p \geq 0.0065 a \sqrt[3]{p} \quad (67)$$

AASHTO標準輪荷重による荷重強度 p は, 30%の衝撃をも含めて, 12 kip 輪荷重で 59 psi, 16 kip 輪荷重で 67 psi である (3.4.2 節参照)。

この荷重強度値を用いて (67) 式より計算したデッキプレート厚を, 種々のリブ間隔について, 図 6.12 に示してある。

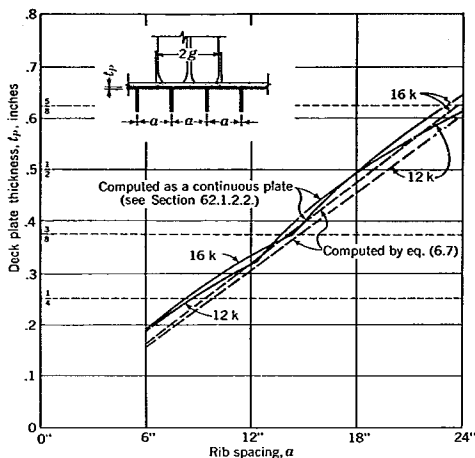
比較のために, 連続デッキプレートとしての仮定にもとづいて実・車輪す法を用いて計算したたわみ (6.2.1.3.1 節の数値計算例参照) より求めた板厚も, 同図中に示した。

両者を比較してみてもわかるように, (67) 式の準実験式から得られる値は, 6.2.1.2 節にのべた単純化の仮定にもとづいて解析的に求めた値よりも幾分か小さ目である。

デッキプレートのたわみを厳密に求めることははなはだ困難であるので, 実用上は, たわみ比 $a/300$ をもとにするときの最小板厚 t_p は (67) 式の数値を少し安全側に修正した (67a) 式によって求めるのがよいであろう。

$$t_p \geq 0.007 a \sqrt[3]{p} \quad (67a)$$

ここで注目すべきことは, デッキプレートのたわみ比を一定値におさえることは, リブ間のデッキプレート全スパンに分布する単位荷重が一定ならば, いかなる板スパンに対しても板応力をはなれ一定値ならしめることである。したがって, 開リブ床版の場合, 6.2.1.3.1 節で用いた仮定のもとに得られた (67a) 式によって計算された板厚をもつデッキプレートの最大理論応力は, 33~35 ksi のオーダーとなるであろう。しかし, 実際の設計における計算応力は, 実際には算定された板厚よりは 1 度厚い規格品を用いるので, 一般にも



Note: AASHTO wheel loads and dimensions are used as follows:
12 k wheel: $P = 12 \times 1.3 = 15.6 \text{ k}$, loaded area = $12'' \times 22''$
16 k wheel: $P = 16 \times 1.3 = 20.8 \text{ k}$, loaded area = $12'' \times 26''$

Fig. 6.12. Deck plate thickness required for a deflection
 $w_m = (1/300) \times \text{plate span}$

っと小さくなるものである。

6.2.1.2.1 e 節でのべたように, デッキプレートは舗装と共同作用するために, デッキプレートのたわみと応力とは, さらに小さくなるものである。

6.3.3 板の終局強度算定公式

Kloeppe は 平鋼の挙動をもとにしてデッキプレートの終局強度算定式をつぎのように求めた〔30〕。

実験によれば, 両端固定の平鋼に単位長 (図 6.9) 当り p の等分布荷重が作用するとき, 破壊時にはケーブルのような作用をするもので, すなわち, この状態における平鋼は両端支点反力の拘束を受けながら軸応力のみにより荷重を伝達する。破壊時における全伸び量は, 等長の試験片を引張試験にかけたときの最大荷重時における伸び量にほぼ等しいことが認められた。

スパン a , 断面積 A の棒がケーブルのような作用をするときには, 次の関係が成り立つ。すなわち,

$$H = \frac{p a^2}{8 w_m} \quad (68)$$

ここに, H = 支点の水平反力

p = 棒の単位長当り荷重

w_m = スパン中央における最大たわみ

全伸び量 Δa は近似的に下式で表わされる。

$$\Delta a \approx \frac{8}{3} \frac{w_m^2}{a} \quad (69)$$

したがって単位伸び量 ϵ は,

$$\epsilon = \frac{da}{a} = \frac{8}{3} \frac{p^2 a^2}{64 H^2} = \frac{1}{24} \frac{p^2 a^2}{H^2} \quad (610)$$

材料の終局引張強度 f_u の函数として、

$$H_u \cong F_u A \quad (611)$$

の形で表わされる水平反力の終局値 H_u を用いると (610) 式は次のようになる。

$$\epsilon_u = \frac{1}{24} \left(\frac{p_u}{f_u A} \right)^2 \quad (612)$$

したがって棒に対する破壊荷重は、

$$p_u = \frac{49 f_u A}{a} \sqrt{\epsilon_u} \quad (613)$$

上式中の ϵ_u の値は最大荷重点における終局単位伸び量、すなわち、等長の供試体の引張破壊時の単位伸び量に等しくおくことができる。上記試験における炭素鋼棒について、このようにして得られた ϵ_u の値は 14% であった。

板巾のある区間におのみ等分布荷重が載るとき (図 62) のその板の終局荷重強度は、明らかに、全巾に載荷された棒のそれより大きい。図 67 に示すような状態についての試験をもとに、普通程度の形状寸法の床版および輪荷重の場合に対して、Kloppel は実験的補正係数 $k=125$ を提唱している。

したがって、2-縦リブ間の全スパンに載荷されたときのデッキプレート終局等分布荷重 p_u の算式は、(613) 式より、

$$p_u = 125 \frac{49 f_u t}{a} \sqrt{\epsilon_u} \quad (614)$$

ここに、 p_u = 終局荷重, psi.

t = 板厚, in.

f_u = 引張破壊強度, psi.

a = 縦リブ間隔, in.

ϵ_u = 材料の引張破壊応力 f_u に相応する終局伸び量

なお、本式に関しては、さらに実験的なうらづけが必要である。

6.4 総括および結論

鋼床版橋において、輪荷重を縦リブに伝達する役目をするデッキプレートは、設計荷重下においては連続等方性版としての挙動を示す。

しかし、通常の設計荷重以上の荷重が載るときは、デッキプレートには膜応力が発生して、荷重と応力はもはや比例しなくなる。

膜に近い状態で作用するデッキプレートの破壊荷重は非常に大きく、単純曲げ・板理論によって得られる破壊荷重の 15~20 倍にもおよぶ。したがってデッキプレートは充分

な局部的過大荷重容量をもつものである。

大荷重下における荷重と応力の関係は非線型であるから、設計荷重下におけるデッキプレートの局部応力から床板の実際の強さを測ることはできない。したがってデッキプレートの局部応力の算定は、一般に不要である。

デッキプレートに繰返し荷重が作用するときの疲労強度は大きいものであることがわかった。したがって普通の形状・寸法の低合金デッキプレートに標準輪荷重が作用するときのそのデッキプレートの疲労については、危険設計因子にはなり得ないと考えられる。

デッキプレートの最小板厚は、輪荷重下におけるデッキプレートの許容たわみ量から求めることができる。リブ間隔の 1/300 のたわみに規制するときのデッキプレート厚算式は 6.3.2 節に与えられている。

第 7 章

構 造 細 目

7.1 構造要素

7.1.1 開リブ

7.1.1.1 概 説

開リブ床版構造には、図 7.1 に示すような平鋼、バルブプレート、山形鋼、片側のフランジを切り落した工形鋼などが用いられてきた。

なかでも平鋼とバルブプレート(図 7.1 a, c)はもっとも盛んに使われてきた。このようなタイプの背丈の高いスレンダーなリブ断面については、その弾性的安定性について調査・研究をする必要があろう(附録-II)。

一般に、リブは橋の縦方向に配され、横桁にあげたスリットを通して連続的に配置される。

リブには、(系-II 応力として)かなり大きな曲げ応力が働くうえに、さらに系-I 応力も累加されるので、材料としては普通低合金鋼が用いられる。リブ材料として熱処理した高強度構造用鋼材を用いることは、リブのたわみが大きくなるために、適当とは思われない。

ブの場合より大きくとれるが、その代り厚いデッキプレートを用いる必要がある。したがって、開リブ構造の橋床 1 ft² 当りの鋼重は、閉リブ構造のそれよりも一般にかなり大きくなる(図 7.2 参照)。

また、開リブ床版の製作工程における溶接全長は、閉リブ床版のそれの約 2 倍の量になることも、注意すべきである。

7.1.1.3 最適間隔および最適スパン

リブ間隔はデッキプレートの強度とたわみとによって支配され、第 6 章でのべた設計条件によってきまるものである。

リブスパンの選定は、リブの形、鋼の種類、荷重状態、床桁のスパンと剛度、リブの系-II 応力の系-I 応力に対する比、設計応力、製作および架設方法等各種の因子に応じてなされるべきものである。したがって、文献[17]で試みているような、最適床桁間隔を理論計算によって決定することは実際的でないものと思われる。床桁間隔は、種々の試案をたてて、おのおのの鋼重の比較、製作費の比較を行なうたうえで決定するのがよい。

一般に、主桁間隔が大きければ床桁間隔を大きくし、主桁

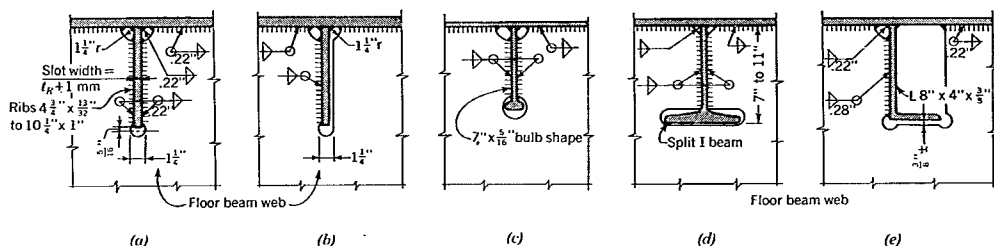


Fig. 7.1. Typical open rib cross sections: (a) Save River Bridge [42, 76], see Fig. 1.8. (b) Possible arrangement, minimizing residual welding stresses. (c) Cologne-Meulheim Bridge [74, 80], see Fig. 1.21. (d) Duesseldorf-Neuss Bridge [68, 78], see Fig. 1.10. (e) Duesseldorf-North Bridge [59, 73], see Fig. 1.15

7.1.1.2 開リブ構造の特色

開リブは製作が簡単なりえに現場での接合作業も容易である。リブの高さと厚さとは床版各部に応じて変えることもできる。リブの全表面およびデッキプレート底面は、その耐用年間の検査や補修作業の際に手がとどき易いという利点がある。

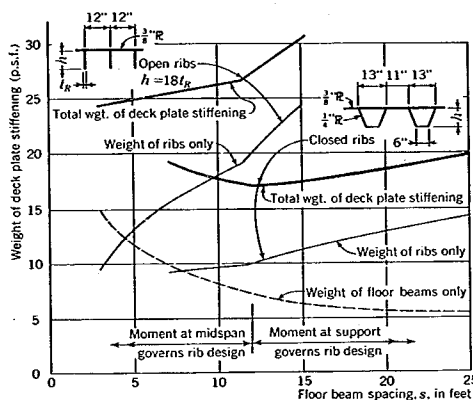
開リブ構造の欠点は、横方向への輪荷重分配能力が小さいことと、普通用いられている程度のリブ高の平鋼リブを用いるときは、床桁間隔をかなり密にしなければならないことである。T-断面リブを用いるときは、リブ間隔は平鋼リ

ブ間隔(床桁スパン)が比較的小さければ、床桁間隔を小さくする。

ヨーロッパにおける既存の鋼床版橋では、開リブスパンは本質的に材料費の面からきまっており、7 ft. 以下となっている。開リブの経済スパン上限は、アメリカの方が大きいようである。

長大リブスパンを用いるときは、輪荷重によるそのたわみについて考慮しなくてはならない。

第 11 章の数値計算例で扱った橋の基本的な場合について、そのデッキプレートの補剛部材(縦リブと床桁。デッキプレ



Note: The weight of stiffening includes the ribs and the floor beams.
The weight of the deck plate is not included.

Design conditions:

- (1). Material: low alloy structural steel except as noted under (7).
- (2). Loading application: see Section 3.4.2.
- (3). Design stresses:
Max. local stress in ribs (System II) 17.0 k.s.i.
Max. stress in low alloy floor beams. 27.0 k.s.i.
- (4). Floor beam span 50'-0".
- (5). Deck plate and rib sizes as shown.
- (6). Floor beams spaced more than 9'-0" o.c. are of the type shown in Figs. 11.9 and 11.10(c).
- (7). Floor beams spaced less than 9'-0" o.c. are of two types:
(a). Heavy floor beams of low-alloy steel, spaced 21 to 28 ft. o.c., Fig. 11.3(d).
(b). Intermediate floor beams of carbon steel, Fig. 11.3(c).

Fig. 7.2. Weight of deck plate stiffening of a bridge deck 50 ft wide between girders, AASHTO loading, as a function of floor beam spacing

ート含まず)と床桁間隔との間の関係を示すと、図 7.2 のようである。同図において、リブと床桁の重量は、つぎの仮定のもとに算出したものである。

リブは平鋼である。

デッキプレート厚は $3/8$ in.

50 ft. 長の床桁は、図 1.1.2 および 1.1.9 に示すようにデッキプレートの架設のときの支承として役立つ。

材質は低合金鋼とする。ただし間隔 9 ft. 以下の中間床桁は炭素鋼使用。

AASHTO 輪荷重作用下における縦リブの最大局部応力は 17 ksi ($1,200 \text{ kg/cm}^2$)

図 7.2 には台形リブをもつ閉リブ構造の重さをも示してある。

図 7.2 に示された曲線は、上記諸条件のもとに得られたものであり、したがって、これらの条件を満足するような鋼床版についてのみ適用できるものであるが、これと異った条件の場合にも、曲線は大体同じ傾向を示す。

図からわかるように、リブスパンの増加にともなう総重量の増加率はそれほど大きくはない。したがって、床桁間隔は製作費に支配される度合いが大きいと云えよう。

7.1.2 閉リブ

7.1.2.1 閉リブの形式

図 7.3 a に示すような台形リブがもっとも多く用いられる。

リブの上端の幅 a および 2-リブ間のデッキプレートスパン e はデッキプレートの強さによってきまる(第 6 章参照)。第 3 章で述べたように、台形断面ははり剛度がかなり大きいので、床版の横方向の荷重分配能力が大きくなる。

円底型リブ(図 7.3 b)は、リブ製作過程においてリブを急角度で曲げないために板材料に過大な歪を起させることがない、という利点をもっている。しかし円底リブの有効はり剛度は台形リブのそれよりはるかに小さい。

図 7.3 c に示すのは上記 2 種の折衷型である、この型のリブのはり剛度は(a)と(b)との中間の値をとる。

三角形リブも用いられており、それをそのまま用いたり、またその曲げ剛度を増すために逆 T 形断面を添加して用いたりしている(図 7.3 d, e)。

ヨーロッパの鋼床版橋では、閉リブは一般に床桁のところで切斷し、図 7.3 a, b に示すようにその断面を床桁ウェブに突合せ溶接している。しかし、特に床版が引張力を受ける部分では、むしろ床桁ウェブの切抜き孔を通してリブを連続的に配する方法がとられている(図 7.3 c)。

リブの厚さは $3/16 \sim 5/16$ in. の範囲でいろいろのものが用いられる。箱形断面のリブは気密に溶接されるから、後にリブ内側に腐食を生ずる危険がない。これについては 7.4 節でのべる。

閉リブ床版の荷重分配能力は、図 7.4 に示すようにリブ間に補剛ダイヤフラムを設けることによって、更に増大する。しかし、それだけ製作費がかさむために、アメリカの現況としてはかかる構造の経済性に関しては疑問がある。

リブは一般に横軸方向に配置される。リブをこの方向に配することは、リブ断面積を主要部材のフランジの一部として活用させること、およびデッキプレート中に発生する大きな系 III 応力と、系 I 応力とが累積されることを避けることの利点を有する。しかし、もし系 I 応力が小さくて、主要部材が密に配されるようなときは、リブを横軸直角方向に配する方が有利になることもある。このような構造物の例としては、図 7.5 に示す。鉄道・道路兼用トラス橋がある。

7.1.2.2 閉リブ構造の特色

閉リブ床版は、閉リブ床版よりもかなりすぐれた荷重分配能力を有する。

中空・薄肉断面のリブは曲げ部材として十分なりえに、高度の弾性的安定性を有するものである。

したがって、床桁間隔を比較的広くとることが可能となり、そのために床版の単位重量は減り(図 7.2)、製作・架設労力も減ずる。7.1.1.2 節でも述べたように、閉リブ構造に要求される溶接量もまた閉リブ構造の場合よりかなり少ない。

閉リブ床版の欠点は、リブ輪郭の製作がむづかしいこと、リブの現場接合が複雑なことである。

また、閉リブ構造は、継手を完全ならしめるために、床版の製作・架設において高精度が要求される。

7.1.3 床桁

床桁には逆 T 断面が用いられ、デッキプレートをその上

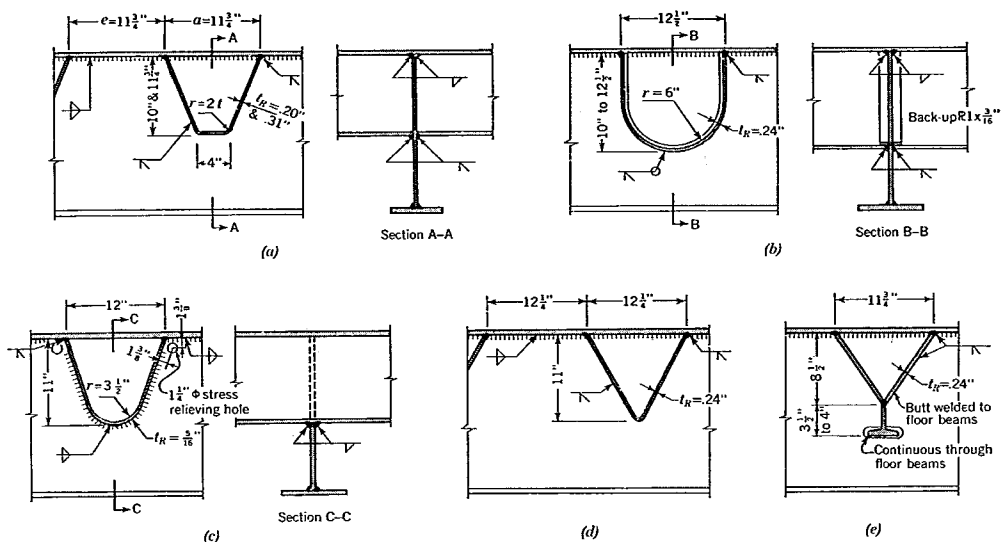


Fig. 7.3. Typical cross sections of closed ribs: (a) Mannheim-Ludwigshafen Bridge [77], see Fig. 7.20. (b) Weser Bridge Porta [60], see Fig. 1.12. (c) Port Mann Bridge [22, 62], see Fig. 1.24. (d) Haseltal Bridge on the Frankfurt-Wuerzburg Autobahn [72]. (e) Fulda River Bridge, Bergshausen [72], see Fig. 1.26

フランジとして利用する形となる。

主桁間隔が大きいたまには、デッキプレートの敷設作業に際して、床版を、図 1.12, 1.19 に示す要領で架設支点として用いると好都合である。このような場合には、床桁の下半分の部分を I 断面で別に造っておき、デッキプレートにあらかじめ溶接された床桁上半分のウェブに、床版パネル敷設後下半分の I ビームを現場溶接する。

対風構の役目をなすしめるため、また橋断面の振り剛度を増すために、一般に、ある間隔で重・床桁または背丈の高いダイヤフラムを用いる必要がある。しかし、特別な考慮のもとに、重・横部材を省略した構造物もいくつかある（図 1.23, 1.24）。

縦リブを、桁床を貫いて連続させるときは、床桁ウェブに切欠きを設けなくてはならない。

平鋼リブを用いる場合の、リブと床桁ウェブとの交差点の詳細は図 7.1 a のようである。床桁ウェブの細長い切欠きの上端と下端とに円形孔を設けるのは、ウェブにおける応力集中を減するとともに、床桁と縦リブとのデッキプレートへの溶接が交差するのを避けるためである。このような構造にすると、リブとデッキプレートとの溶接は連続的となり、リブと床桁および床桁とデッキプレートとの溶接接合は閉環状を形成する。

リブによる床桁への剪断力の伝達は一般に小さいから、リブの床桁ウェブへの溶接は図 7.1 b に示すように、リブの片面について溶接するだけで十分である。このようにすること

は、リブの鉛直溶接部の収縮のために床桁ウェブに生ずる溶接応力（歪）を最小限にするうえで有効である。かかる応力のために、時には鉛直溶接部にクラックが生じたこともある。しかしながら、図 7.1 b のような配置にすると床桁ウェブの連続性を損うことになり、床桁ウェブの剪断力が大きい位置では連続性が要求されることと相反することになる。

その他の型のリブと床桁との交点の詳細を図 7.1 c, d, e および図 7.3 に示す。

床桁の高さとその他の断面寸法とは架設上の都合と許容たわみに支配されるもので、とくに床桁スパンが長い場合にそうである。このような場合に、床桁に鋼造用炭素鋼を用いることの可否を明示する必要がある。

7.1.4 橋梁主構部材

鋼床版と共同して働く主要部材の例と一般論については 1.1.3, 1.2.3 節でのべた。

最近までは、長大径間橋の重い下フランジを溶接加工して現場接合を行なうことなど考えられなかったので、単腹板桁はしばしばリベット接合されてきた（図 1.6, 1.7, 1.8, 1.21）。しかし、可溶性性高強度鋼の厚板使用に対する新溶接技術の開発によって今や大断面のフランジをもつ溶接桁の設計が可能となった。

そして、図 1.12, 1.19 に示すような巨大な下フランジ断面をもつ重・溶接桁の施工さえできるようになった。

鋼床版橋の単一腹板主桁は、多くの場合上フランジをつけずに製作される（図 1.8）が、ごくわずかな上フランジを設

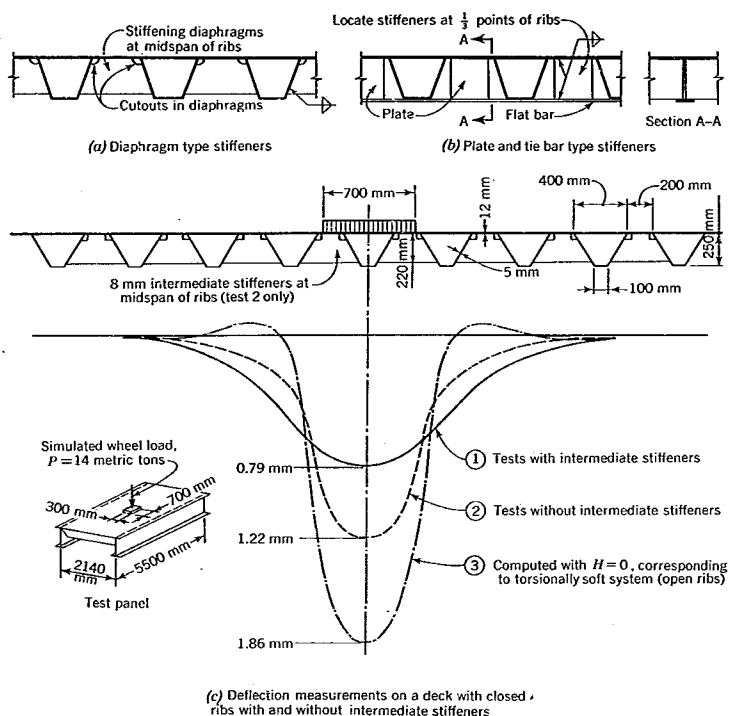


Fig. 7.4. Intermediate stiffeners between closed ribs [77]

けて、それをデッキプレート敷設時にそれに現場接合する（図 1.2.9 b）などとする。しかし、主桁断面はまたある巾のデッキプレートと一体に作られることもあり（図 1.1.2, 1.1.9），その時のデッキプレートの巾は輸送に便する範囲で定められる。

桁のウェブの厚さは適当な腹板補剛材を用いることによって小さくすることができる。ヨーロッパにおける橋梁建設の標準要領では数列の水平・腹板補剛材を設けるのが普通で、それによって、相当桁高の大きい桁でも、ウェブ厚が 9/16 in. 以上となることはめったにない（図 1.8 参照）。

水平補剛材を主桁ウェブに溶接する際、補剛材に図 7.6 に示すような切欠きを作っておくと、溶接量が少なくなるうえにウェブの残留応力やゆがみを少なくて有利である。

よく用いられる形の箱桁は図 1.1.5, 1.2.3, 1.2.4 に示すようなもので、デッキプレートをその上フランジとして用いるものである。

上・下フランジを縦リブで補剛した広巾の箱桁もまた盛んに用いられている（図 1.1.0, 1.1.2, 1.1.4, 1.1.7）。

この構造の長所は、桁断面の捩り剛度が大きいことと、縦リブが気象作用に対して保護されることである。しかも、もし下フランジが彎曲している場合には、フランジに作用する力の半径方向の分力を鉛直ウェブに伝達させるために、強力

な横方向部材を設けるが必要になる。

鋼床版を用いるトラス橋では、デッキプレートをトラスの上弦材または下弦材の一部として利用する。

図 1.2.6 に示すのは、この代表的な例である。

また図 7.5 は、デッキプレートをトラスの下弦材の一部として使ったものの例である。

7.1.5 その他の部分の構造細目

歩道は、プレキャストコンクリートパネル、場所打ちコンクリートパネル、表面舗装をもつ鋼板、表面舗装をもたない鋼板、金属グレイディング等で作られ、第 1 章にはそのようないろいろの断面が示してある。

図 7.7 a はプレキャストコンクリート歩道で、縦桁の露出した側面を気象作用から覆うように包むような形にその縁部を造ったものである。

一般に、鋼床版橋にコンクリート歩道や縁石、樹木帯を設けることは好ましいことではない。場所打ちコンクリート歩道を設けると、構造物の自重はかなり大きくなってしまう。軽量プレキャストコンクリートパネルを用いることは、その下にある鋼部材の維持の面で問題がある。

鋼歩道は橋梁上部工において 1 つの完全な部分を形成するものであって、一般に好ましいものである。鋼歩道の代表的な細目を図 7.7 b, c, d に示す。縁石の配置は、鋼床版表

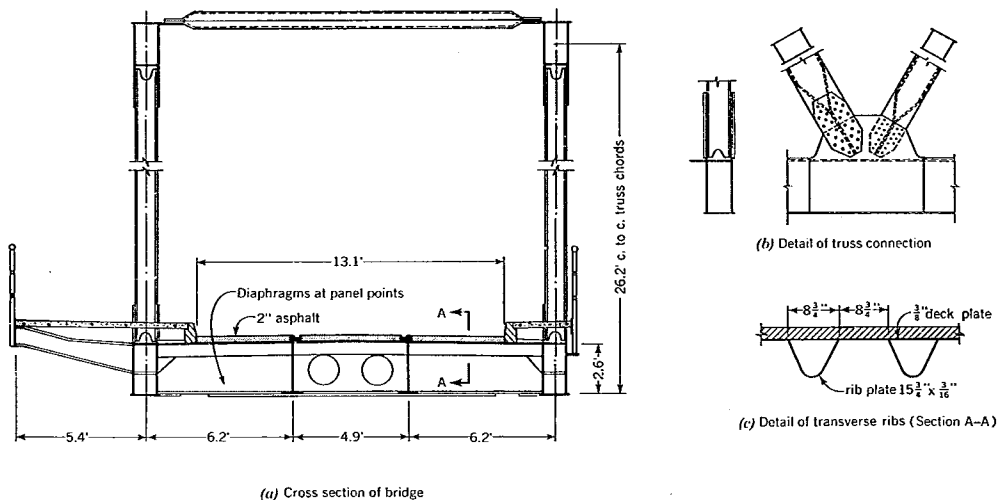


Fig. 7.5. Combined railroad and highway bridge over the Lippe-Seiten Canal with transverse orientation of the deck ribs [61] (simple span—190 ft)

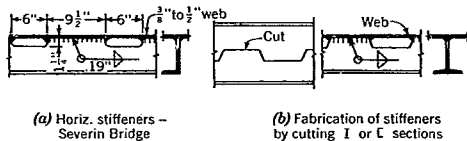


Fig. 7.6. Girder web stiffeners

面に水が浸透するのを防ぐように注意してきめなければならない(8.2.5.2節参照)。また、図 7.7 にも示してあるように、適当な継目充填材と排水孔とを必ず設けなければならない。

中間の分離帯や交通ガイドレールは、図 7.7 c, d, e に示すような形としてもよからう。図 7.7 e に示す交通分離帯はボルトで床版に連結されていて、取りはずしができるようにしたものである。

橋端部における床版の伸縮継手は、普通の橋の場合と同じにしてよい。

7.2 製 作

7.2.1 鋼床版の溶接に関する一般事項

縦リブおよび床版ウェブとデッキプレートとの溶接部に作用する応力は一般に小さいので、ほとんどのジョイントにおいて、ごくわずかな量の溶接を行なうだけで理論的には十分なはずである。

したがって、このような接合部に連続スミ肉溶接を用いる

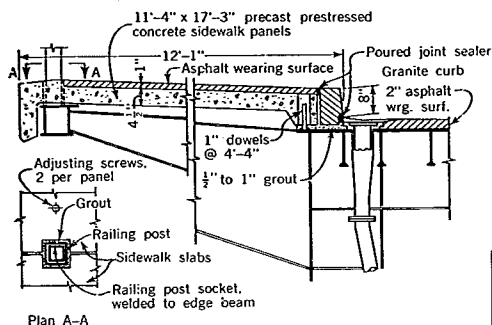
ことは、疲労に対する安全度の観点からは示方書の要求になかったものではあるが、実質的にはかなり溶接量過剰となる。しかも設計者ならびに製作者は、橋梁基準による薄い部材に対する最小溶接量許容値 $3/16$ in. を避けようとする傾向があり、溶接寸法を $1/4$ in. またはそれ以上にしたり、製作用場における溶接寸法を“安全のため”と称してやたらに大きくとりたがることは、溶接過剰を一層おびただしいものとする。

鋼床版、とくに開リブ床版の鋼重 11 lb 当り溶接全長が長すぎることを考え、また溶接金属量が溶接寸法の 2 乗に比例して増大することを考えると、溶接過剰ということは製作上見のかせない重要問題であり、そのためにコストがかなり高くなることは明らかである。

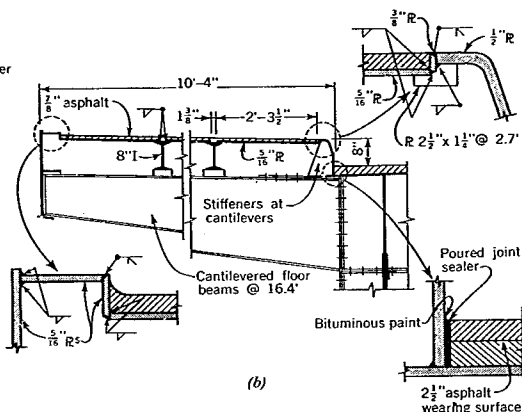
図 7.8 a, b は開リブ床版の製作工程においてすみ肉溶接の収縮のために生ずる傾向にある変形を誇張して描いたものである。デッキプレート厚が薄いほど、また溶接寸法が大きいくほど、この変形は大きくなる。閉リブ構造の場合の変形は図 7.8 b のようになる。図にもみられるとおり、閉リブの場合はリブ壁の厚さがデッキプレートよりもかなり薄いために、変形はほとんどリブ壁に生ずる。

床版パネルのゆがみは適当な製作寸法によって調整されるべきであり、またひずみとりまたは他の製作後の手段によって修正するべきである。

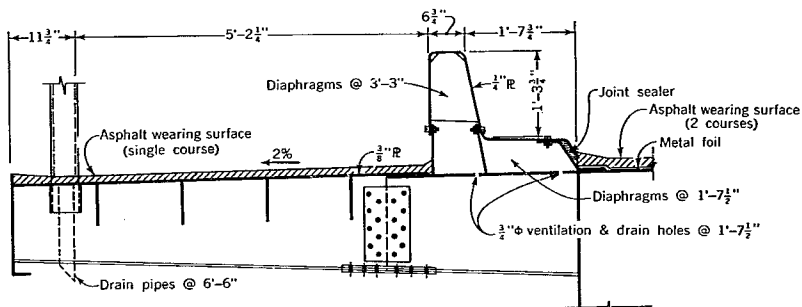
溶接収縮およびその結果生ずるゆがみは残留溶接応力を構造部材中にもたらす。この応力は、これをまったく生ぜしめないようにすることは不可能であり、その大きさについては不明の点が多く、良好な溶接条件が伴わないときには、かな



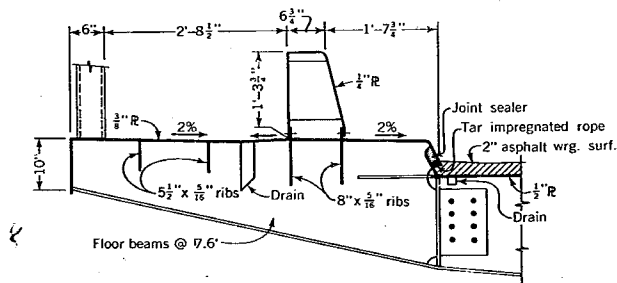
(a)



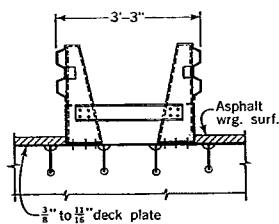
(b)



(c)



(d)



(e)

Fig. 7.7. Miscellaneous details: (a) Sidewalk and curb, Rhine River Bridge at Speyer [79]. (b) Sidewalk and curb, St. Alban Bridge, Basle [67]. (c) Sidewalk, traffic barrier and curb, Fehmarnsund Bridge [72]. (d) Sidewalk, traffic barrier and curb, Haseltal Bridge [72]. (e) Center traffic divider, Europe Bridge [58]

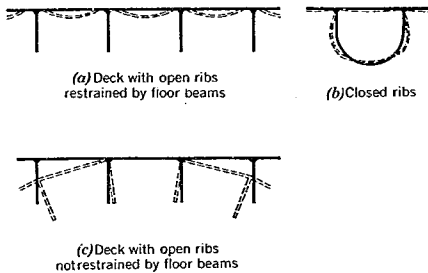


Fig. 7.8. Welding deformations (exaggerated)

り大きな応力を生ずるものである。安全性という観点からは、このような残留応力は、断続溶接またはスポット溶接による局部的な応力集中と同程度に好ましくないものといえる。

一般に、他の条件が同じならば、溶接ひずみおよび残留応力は製作に伴う溶接量に直接左右されるものである。

したがって、鋼床版の製作に関する第1の定則は、過大溶接を避けることである。

溶接ひずみを少なくするための他の手段として自動溶接を用いる方法がある。自動溶接によるときは、効率の悪い手溶接よりも、溶接部近傍の母材を過熱する度合が少なくなる。したがって、鋼床版の製作細目は、自動溶接を大巾に認可するものでなければならない。

溶接順序は、残留応力を最小にするように注意してきめなければならない。

大きな応力をうけるリブや床桁のフランジの工場または現場溶接継手は、とくに注意して施工しなければならない。

溶接部に2軸応力状態が生ずることを避けるために、溶接の交叉は、図7.1、7.16に示すようにして、できるかぎり避けなくてはならない。

7.2.2 デッキプレートパネルの製作

縦リブおよび床桁のデッキプレート下面への溶接は、図7.9に示すような傾斜台上で行なわれる。

開リブ床版の製作においては、普通、最初に床桁を仮溶接し、つぎにリブを床桁ウェブの切欠きを貫いて通し、そして溶接する。

縦リブをはじめに溶接してから床桁を取りつける方法は、リブ全長にわたる溶接を行なうために好都合ではあるが、リブの溶接によってデッキプレートには図7.8cのようなソリが生じて、床桁を据え付けにくくなる。この不便をなくするためには、デッキプレートにあらかじめ逆方向のソリを与えておけばよい。

開リブのリブ高が大きくしかもリブ間隔が密なときは、自動溶接を用いることができなくなり、それに代る特殊な装置が必要になる。

ヨーロッパでの平鋼リブ床版の製作においては、Ein-

Hafergut法として知られる溶接法がしばしば用いられてきた〔56〕。この方法は、溶接しようとする接合線に沿って端から端まで被覆電極棒を縦に並べてつなぎ、その上を約2 in. × 2 in. の薄形銅棒で覆う。しかるのち回路を閉じると、電極棒が漸次融融して、溶接が自動的に進行する。この方法によれば、床桁の切抜き(図7.1a)をも通して連続溶接を行なうことができる。この方法の利点は、(a)溶接部材質の均等性、(b)溶接ひずみおよび残留応力の低下。これは銅棒が、溶接時に放出される熱をよく吸収するためである。(c)河本かのリブについて同時に溶接を行なうことができる。(d)資格をもつ溶接者を必要としない、などである。本法の欠点としては、溶接速度が比較的に遅いこと、所要溶接長に合うように銅棒の長さを調整することの不便、などがある。

閉リブは普通、所要寸法に切り出した平板の冷間曲げ加工によってV字形にして、その縁をデッキプレートに溶接する(図7.3a)。銅の縁効果避けるために、あまり急角度に曲げてはならないが、そうかといってリブ底の曲率を大きくしすぎると、その捩り剛度を損なうことになる。

3/16 ~ 5/16 in. 厚のリブを曲げプレスで加工することはそれほど困難なことではないが、厚い低合金銅板を曲げ加工することは製作コストが高つき、不経済である。

デッキプレートおよび端ダイヤフラムへのリブ壁の溶接は、リブ内面の腐蝕を避けるために気密にする(7.4節参照)。

工場製作の鋼床版の1パネルの寸法は輸送と架設に便利なようにきめる。58 ft × 18 ft、あるいは47 ft × 21 ftの床版パネルがハック輸送によるときの1・溶接体として造られたことがある。トラックによる道路輸送に対しては38 ft × 26 ft、45 tonの大きさのものが造られたことがある。鉄道輸送に対しては、パネルの巾は普通10 ~ 13 ftに制限される。

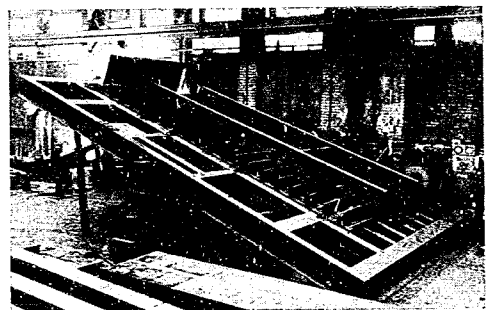


Fig. 7.9. Welding of a deck panel of the Save River Bridge on a tilt-table

床版パネルは、その長辺を縦リブに平行に造ってもよいし(縦方位、図7.20参照)、また床桁に平行に造ってもよい(横方位、図7.9参照)。どちらにするかは、パネルの架設

法によってきまるものである。一般には、縦方位の方が、デッキプレートおよびリブの横方向の現場継手が少くなるので、好ましいといえよう。

床版パネルの製作においては、現場架設条件に照し合せて適当な余裕をみなくてはならない(7.3節)。

7.2.3 鋼床版の製作の経済性に関する考察

鋼床版橋架設の経済性は、床版の型を標準化して、種々の設計条件に応じた適当な大きさのパネルをプレファブ化することによって高められる。このようなパネルが大量生産方式によって造られるようになれば、鋼床版の採用が普通不経済となるような短丈間の橋梁にも、鋼床版構造を用いることができることになろう(第1.3節参照)。

開リブ床版を製作するにあたっては、鋼格子(Steel grating)製作技術をある程度応用できるはずである。

台形リブやU断面リブは曲げ加工あるいは転圧加工によって造られることが経済的である。既存の橋に用いられたものよりもスパンの大きい開リブを用いるならば、製作費用のかさむリブと床版との交点の数が少なくなるだけ経済的となる。

製作を簡単にし、溶接量や溶接熱による残留応力を減ずる意味から、連続溶接の代りにスポット溶接を用いることの効用については[44]をみられたい(7.2.1節参照)。スポット溶接の適用は図7.10のようにする。

現在用いられている電気抵抗スポット溶接機では、腕長5 ftのもので3/4 in厚までの2枚板のスポット溶接が可能であり、溶接直径は3/4 inまでとすることができる。したがって、この方法により、10 ft巾までの床版パネルを作ることができることになる。

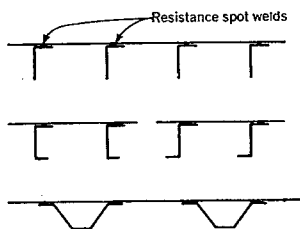


Fig. 7.10. Suggested welding of the ribs to the deck plate by means of resistance welds [44]

7.3 架 設

7.3.1 現場継手細目

7.3.1.1 リベット継手およびボルト継手

鋼床版の現場継手として、リベット接合およびボルト接合もまたしばしば用いられてきた。ボルト接合、リベット接合を溶接接合と比較したときの利点は、(a)溶接接合のように現場においては部材に変形が生じないから、部材相互の接合が容易である。(b)寒冷期に溶接施工を行なうことは好ましくな

いのに対し、リベットやボルト接合は寒冷期でも行える、などである。

鋼床版をリベット接合やボルト接合することの欠点は、接合点において部材の純断面積を損うこと、添接板等余分の材料が必要になること、開リブのボルト接合は複雑となり、すっきりした細目としたいこと、この種の接合は腐食しやすく、維持保守が面倒なこと、などである。

密な間隔に配置された縦リブをリベットやボルトで接合するときは、特殊な工具が必要である。

添接板やリベット頭の突起ができるために、舗装を満足な構造にすることが困難になり、薄層軽量舗装は使えないことになる(第8章参照)。

開リブ床版のリベット現場接合の一例を図7.11に示すが、これはDuesseldorf-Neuss橋(図1.10参照)の床版接合部詳細である。この場合、主桁のフランジとしての所要断面から、デッキプレート厚は9/16 in.~1.3/32 in.のものを用いたのであるが、その接合部には、断面の損失を最小限にするように別の板片を工場溶接でとりつけて補強した。

開リブの接合を行なうのには、リブ底面に開口を設け(図7.12)、この開口を通してボルト締めやリベット打ち作業を行なう。

現在の開リブ床版橋では、デッキプレートはリベット接合で、リブ壁は高張力ボルト接合で行なわれている。

このような型の継手に対するボルト接合とリベット接合の共用については、実験的に研究されてきた。それによれば、このようなリベット、ボルト共用の継手は満足すべきものであり、リベットは、小荷重作用下においてさへ荷重による全剪断力を伝達する機能を果すものであると云われている。[77]。

開リブの開口位置ではその断面積と振り剛度が損われるために、それを補うためにその部分の継手に対してはほかの部分より板厚を大きくすることもできる。

このようにした継手は、Port Mann橋(図1.24)の床版に用いられたが、それを図7.13に示す。継手の両側におけるリブの気密性は、リブ断面の内側にダイアフラム板を溶接することによって保持した。

デッキプレートと主桁との現場接合は、既存橋梁のほとんどが図1.10、1.29 bに示すようにリベット接合でなされている。

デッキプレートと主桁上部とが一体として製作されるものについては、主桁と床版との結合は縦方向桁継手として施工する(図1.8、7.14)。

主桁位置についての継手細目の他の例を図7.15 bに示す。

7.3.1.2 溶接継手

(a) 概 説

デッキプレートの現場接合には、接合部材間の密着を得るために、工場製作過程において、また上部工の架設過程においてかなりの精度が要求される。

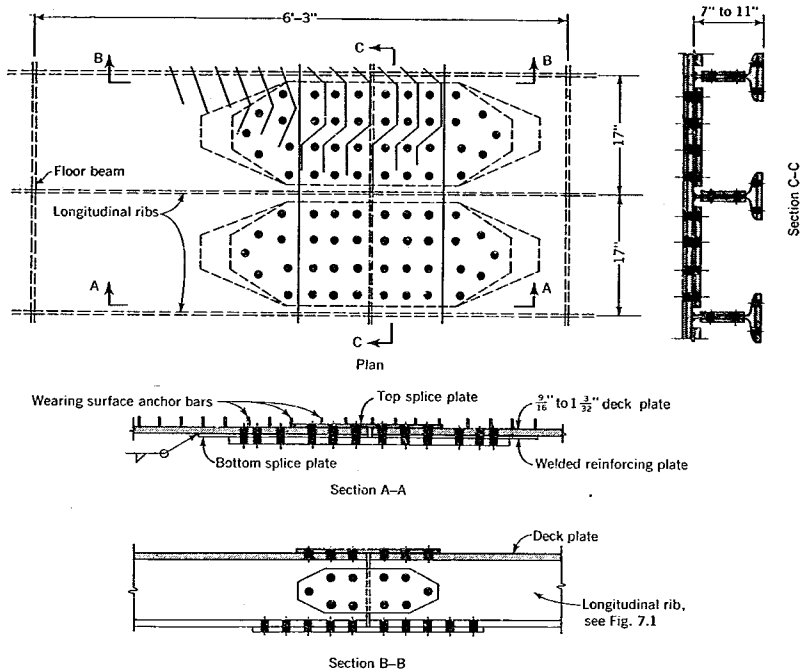


Fig. 7.11. Riveted deck splice, Duesseldorf-Neuss Bridge [68]

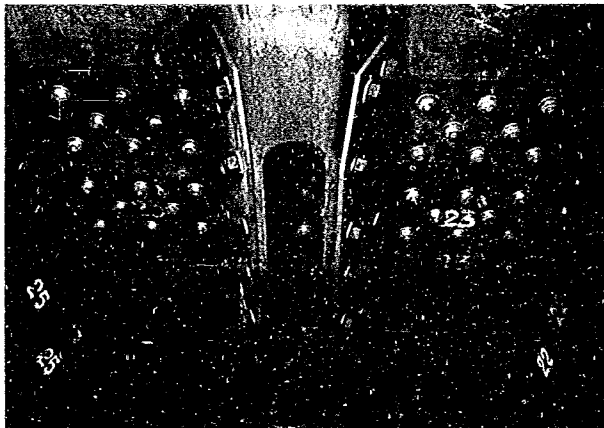
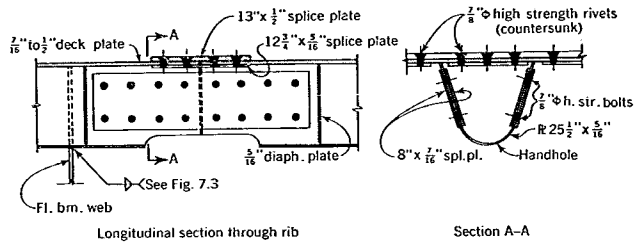


Fig. 7.12. Bolted and riveted deck splice, Duisburg-Homberg Bridge [65, 81]

Fig. 7.13. Bolted and riveted deck splice, Port Mann Bridge [22, 62]



しかし、リベット構造とちがって、工場内における仮組立によってはデッキプレートの現場継手の最終的な精度を確かめることはできない。というのは、たとえ仮組立の時にデッキプレートが正規の位置を保っていても現場溶接時に横方向、縦方向の収縮のために生ずる変形のために、もはや正規の位置を保てなくなるからである。かかる溶接変形は、構造細目、溶接寸法、溶接法その他によって程度の異なるもので、その程度をあらかじめ考慮してそれ相応の準備をしておかなくてはならない。

しかし、用意周到を尽しても、なおかつ、現場切削が必要になるものである。

大きな床版パネルを用いる鋼床版橋の架設では、溶接とリベットとの併用による接合が用いられる傾向にあるが、このような場合には、用意周到な製作と架設を行なっても、デッキプレート、リブ、床桁接合部のくい違いをなくすることは実際上不可能である。このように、製作および架設過程において避けられない誤差や溶接収縮の見積り誤差の累積によって生ずる現場継手部のくい違いを処置するためには、架設作業中に適宜、デッキプレートあるいはリブの現場切断点を設け、その継手のためのリベット孔さく孔を行なう、といった作業が伴うことになる。

このような調節のための作業量は、とくに継手部の縁仕上げが必要となすときには、相当の量に達するものである。

現場溶接継手における残留溶接応力は、床版パネルを溶接進行方向に直角な方向に連結するようにして床版に拘束しない状態を与えることによって、最小限におさえることができる。

継手現場溶接の種類、方法および順序については慎重に考慮せねばならない。

床版パネルを横方向に連結するときには、その接合線の両側のある区間だけはリブのデッキプレートへの溶接を遅れておき、横方向の継手の溶接を終った後でその区間のリブをデッキプレートに溶接するようにするのが賢明である。このようにすれば、リブ接合部における残留溶接応力を最小限にできることに加えて、リブ位置のわずかなずれも調節することができる。

(b) 開リブ床版

開リブ床版橋の溶接継手の一例として、図 7.16 に Save River Bridge (図 1.8) の継手詳細を示す。

デッキプレートの横方向の溶接 (断面 B-B) は自動溶接方式により、数層にわけて行なった。

デッキプレートの接合部には巾 2 in. 厚さ $3/8$ in. の添板を用いたが、最初のうちは縦リブとの交差点においてその添板が不連続となるような構造 (断面 C-C) としたために、その部分の不連続と空隙とのためにその溶接部に亀裂が発生したので、後には同図 (C-C) に示すような構造に改めて、空隙をなくし連続的なものとした。

溶接線と床桁やリブ等との交差はできるだけ避け、そのために、床桁やリブのウェブには断面 A-A, B-B に図示するように半円形の切欠きを設けた。また、デッキプレートの横方向現場溶接線と縦方向工場溶接線とが交差する点のデッキプレートには、平面図に示すような円孔を開けた。

デッキプレートと縦リブの現場突合せ溶接全延長の約 70 % について、X-線検査を行なった。

Severin Bridge (図 1.17) では、また別の型の横方向デッキプレート継手を用いたが、その細目は図 7.17 のようである。

小さな床版パネルを組合せて大きな 1 個の架設単位を形成するように、溶接による現場組立てを行なった結果 (7.32 節) において生ずる、主桁に対する各パネルの横縁の変形および集成パネルの縦方向の位置のずれの程度は、予知できるものであったので、工場で床版パネルの前方横縁のみ所要長さに切断し、斜めのソギを入れた (図 7.17 a)。板の他の縁は、床版ユニットと床桁との組込みを終った後に現場切断、エッジングを行なった。

縦リブは継手の両側の小区間を切り取ったが、これはデッキプレートの横方向継手の溶接を板の両側から連続して行なうことができるようにし、溶接の品質をのちに X-線照射によって確認できるようにするためである。それから、長さ 20 in. の縦リブ片を当て込んで溶接した。継手には、さらに $1\frac{1}{2}$ in. 角の棒を添えて図 7.17 a に示すごとく補強した。

デッキプレートの縦方向継手は、図 7.17 b に示すように上面からのみ溶接を行なった。

床桁の現場継手はリベット接合とし、そのリベット穴はデッキプレートの縦継手の溶接終了後に孔あけした。このようにして、床版の横断勾配を正確に調整することができた。

この場合、一つの継手にリベットと溶接とを併用すること

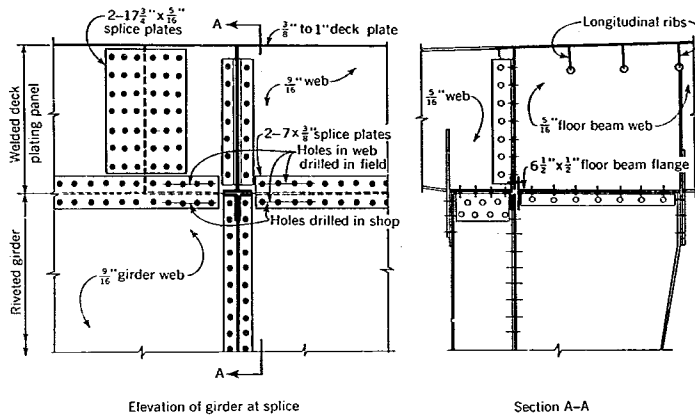


Fig. 7.14. Detail of splice between the deck plating and the main girder, Save River Bridge, see Fig. 1.8

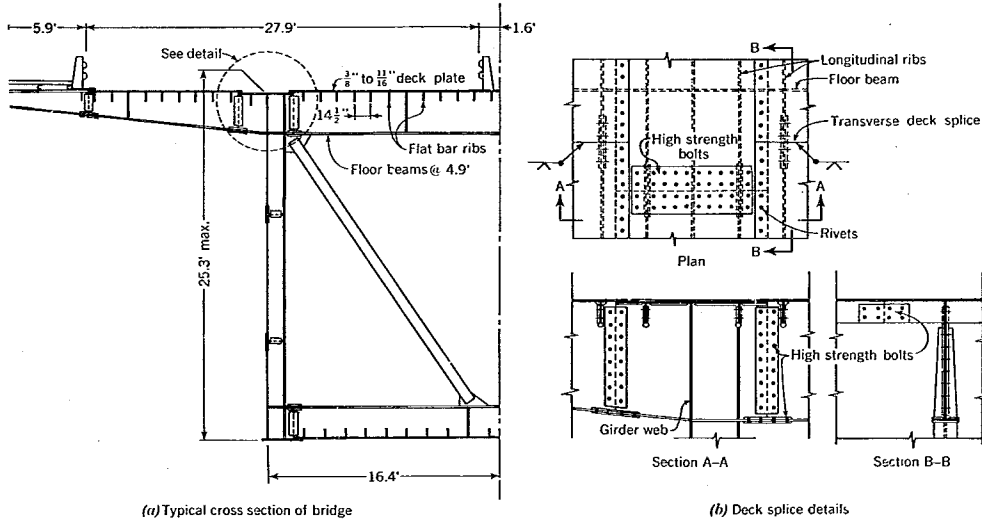


Fig. 7.15. Cross section and field splice details of the Europe Bridge over the Sill Valley, Austria (266-354-650-354-266-266 ft. spans [58])

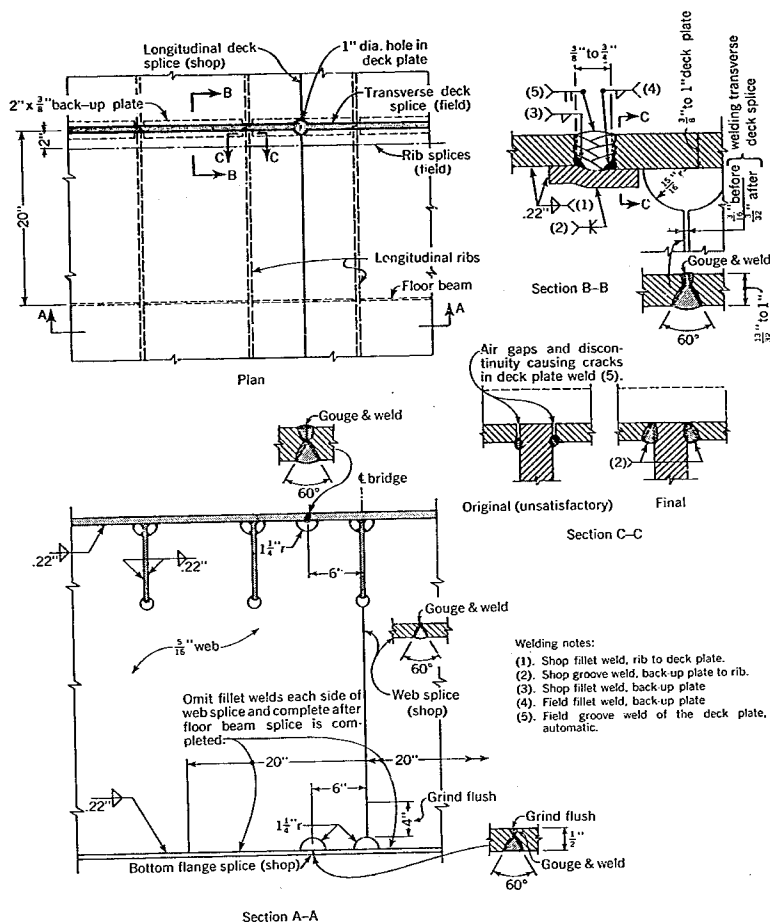


Fig. 7.16. Deck splice details, Save River Bridge [42, 76]

は、決して不適当なことではないことを強調したい。なぜなら、継手のリベット部分がたとえスリップを生じたとしても、その部分はデッキプレート継手を中心とするわずかな回転を起すだけで、それによって溶接部には全く2次応力を生ぜしめることはないからである。

このような組合せの継手を用いた橋はヨーロッパにあり、図7.15 bに示すように、デッキプレートの現場・横継手は溶接で、縦リブの継手はボルト継手としている。

(c) 閉リブ床版

Weser Bridge Porta (図1.12)の全横断面の現場継手は、溶接で行なわれた。

U-形リブとデッキプレートとの接合は、図7.3のように行なった。

デッキプレートの縦継手と箱桁底板の縦継手は、図 1.12

に示すようにオーバーラップして接合した。こうすることによって、部材の組込みがかなり簡単になった。

断面全体の溶接を行なうのに、まずデッキプレートと底板との横継手を溶接したが、この際その突合せ溶接の収縮による接合部の縦方向の移動を拘束しないための注意を払った。次に桁ウェブの突合せ溶接を行なったが、その溶接作業の間、すでに溶接を終ったデッキプレートと底板の継手部も、一定の高温を保つようにした。これは、ウェブの溶接部が冷却するときの収縮の影響を打消すためであった。このようにして、箱桁部材の溶接残留応力が最小限になるようにした。

台形リップの現場溶接継手は図 7.18 のようにした。

図 7.18 a に示す継手において、リップ継手上的の 2 ~ 3 ft. 巾のデッキプレートを切り取っておいたが、これはリップ継手の溶接を上位から行えるようにするためと、必要に応じて X

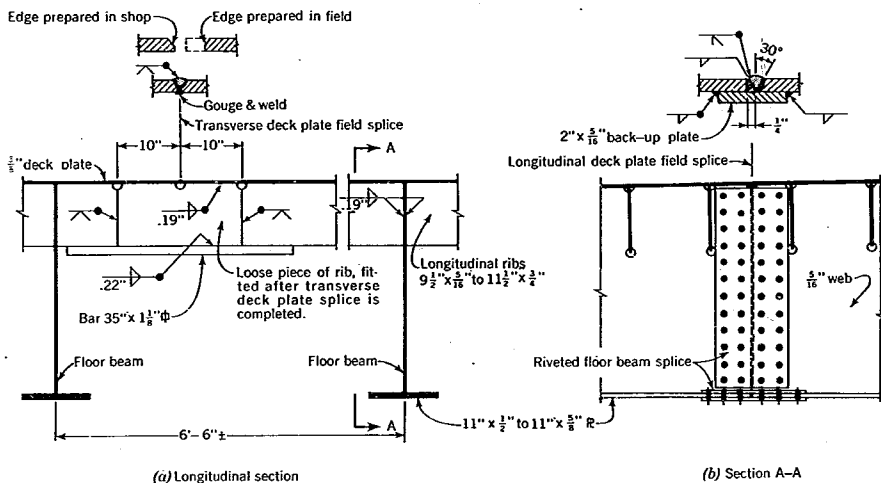


Fig. 7.17. Deck splice details, Severin Bridge [63, 69], see Fig. 1.17

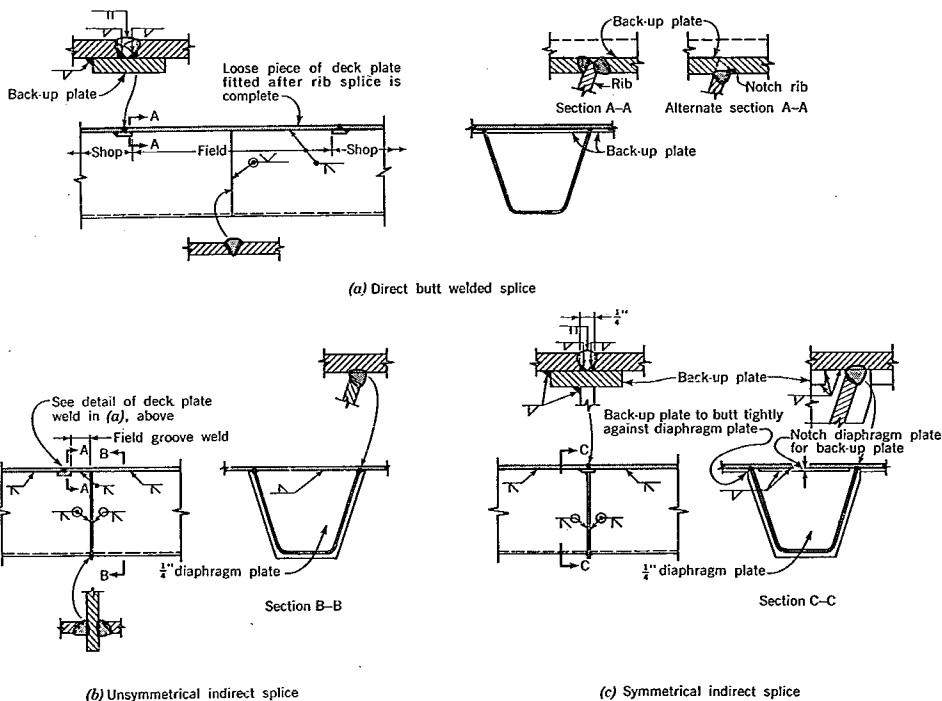


Fig. 7.18. Proposed welded field splices of closed ribs

一線照射を行う便のためである。それからリブの接合が完了した後には、はずしておいたデッキプレート片をはめ込んで溶接した。そして最後に、リブ側壁をデッキプレートに溶接する作業を行なった。このようにリブを直接突合せ溶接することによってリブの全断面が有効に利用できる〔42〕。

図7.18 b, cには中間ダイアフラムを設けて、それにリブ端を溶接する方式の継手を示してある。この場合にはデッキプレートの横継手は一個所だけで設ければよい。この型の継手の組込みを行なうのには、リブの直接継手を設ける場合のような製作、架設上の高精度は要求されない。

7.3.2 架設手順

架設方法は橋の構造様式、架設現場の状態、工場製作鋼床版・パネルの寸法および方位（縦方向か横方位か）、使用機器・装置その他の要素によってきまるものである。

横方位の床版パネルをもつ桁橋の問題点についてスイス Basle の St. Alban Br. (図7.19) を例として述べよう。

架設現場の状況からきめられた1パネルの大きさは、たて16.4 ft, よこ53.8 ft で、開リブと床桁と主桁ウェブの上半分とが一体的に造られ主桁の下半分は図7.14に示すようにこれを接合されている。

支保工上に短支間の側径間を架設したのちに、その上を移動できる起重機を用いて、カンティレバー法により中央径間の架設を進めた。まず、主桁の下半分の部分を50 ft 長さに出出し、その部分の主桁間に鋼床版パネルを敷き並べた。

1個のパネルを正規の位置に据えたのち、デッキプレートの横継手ならびに縦リブの横継手を溶接した。この溶接作業の間、溶接による収縮を拘束しないために床版パネルと主桁との摩擦を最小限にとどめるように考慮が払われた。

まだ上フランジがなく、また床版パネルが溶接接合されていない状態にある、主桁の張出し部分にはかなりの撓みが生じていた。主桁と床版パネルとの接合部を正規の位置におくために、張出した主桁の先端を起重機により所要量だけ持ち上げ、その状態で主桁ウェブの縦継手をリベット接合した。このようにして、主桁の架設残留応力をほとんどなくすることができた。

床版の現場横継手の収縮量を正確に予知できなかったで、主桁ウェブの上半分における縦継手のリベット穴は、リベット打ちを行なう直前の段階において現場で穴開けを行なっ

た。

同じ理由で、床版パネルは3つおきか4つおきに1つづつ橋軸方向にやゝ長めに製作しておき、現場でちょうどよい長さに切断した。

縦方向の床版パネルは、現場横継手の所要数が少ないだけ、確かに有利である。Mannheim-Ludwigshafen Bridge (図7.20) は、縦方位のパネルを用いたものの例である。この橋に用いた18.5 ft 巾、長さ30~60 ft のパネルは河船（ハシケ）で輸送し、箱形断面の張出し主桁間にリベットで取りつけた。デッキプレートと溶接主桁との横継手はリベット接合とし、閉リブの継手はボルト接合とした（7.3.1.1節参照）。

図7.21は、60 ft × 18.5 ft の床版パネルを架設位置に吊り上げているところである。

主桁間隔が広い場合、床桁の下半部分を床版パネルの架設支点として利用できるときは図1.12, 1.19に示すように床版パネルを縦配置にして用いることができる。

もう一つの方法は現場において個々のパネルを組立てて床版全巾の架設単位を造ってしまうことであるが、こうして組立てたユニットを扱うのには大揚上力をもつ起重機が必要である。

この架設方法はCologne の Severin Bridge に於て用いられた（図1.17, 図7.22）。

この橋においては、巾22.5~17.8 ft、長さ47~54 ft の工場製作パネルを、すでに架設を終えた部分の床版を作業台として62.8 ft 巾の床版に組立てた。この場合はじめにデッキプレートの縦継手を溶接し、次いで床桁継手をリベット接合した（図7.17 b）。組立てが終ったのち、床版ユニットは箱桁上を移動する門型クレーンで吊り上げて前方に運び、主桁、張出部間に据付けた。

その後にはデッキプレート後部縁端を床版ユニットの床桁の結合がぴったりするように切断し、図7.17 aに示すようににデッキプレートの横継手を溶接した。

床版と箱桁とを結合するための縦方向リベット継手のリベット穴開け作業は、現場において行なった。

本橋における斜張上部構の複雑な架設手順の詳細は文献〔82〕に記述されている。

Kehl の Rhine 河にかかる2スパン道路橋では、図7.23に示すような、変った架設法が用いられた。まず、

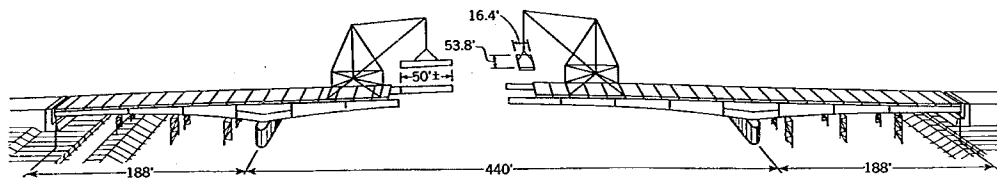


Fig. 7.19. Erection of the St. Alban Bridge in Basle, Switzerland [67]

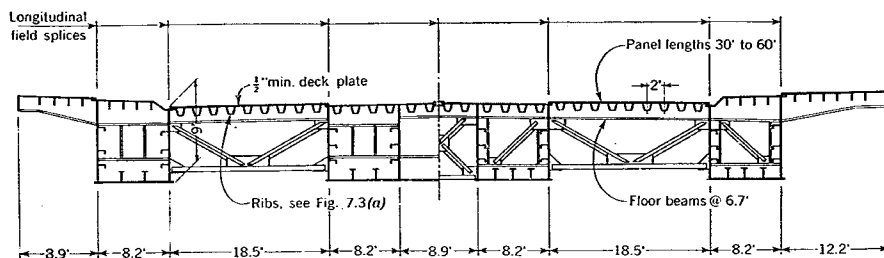


Fig. 7.20. Cross section of the Mannheim-Ludwigshafen Bridge over the Rhine (300-300-300 ft spans) [77]

Fig. 7.21. A 60-ft $\times$ 18.5-ft panel of the deck plating of the Mannheim-Ludwigshafen Bridge being lifted into position

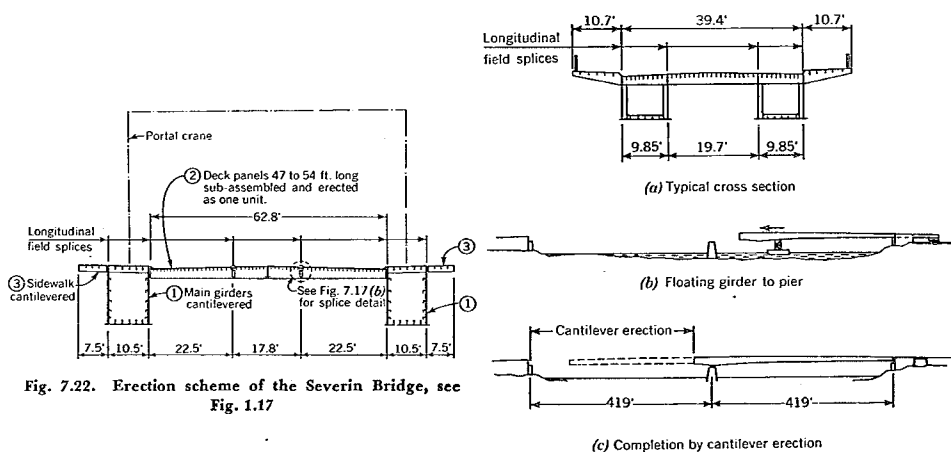
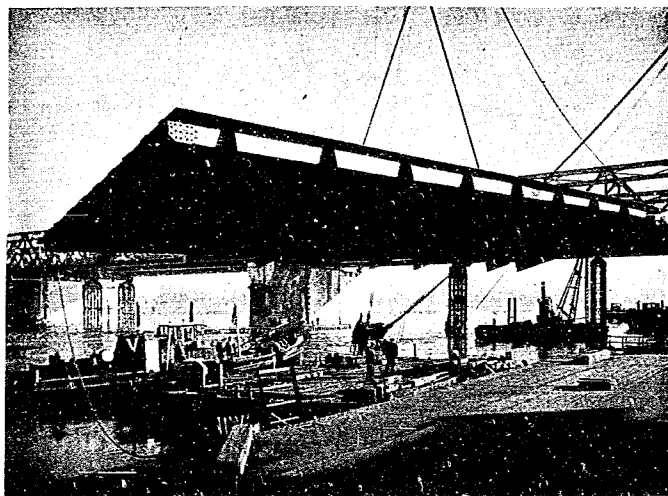


Fig. 7.22. Erection scheme of the Severin Bridge, see Fig. 1.17

Fig. 7.23. Erection of the Bridge over the Rhine at Kehl [72]

右岸スパンの2一箱型主桁のうちの1本を岸の上におき、橋台側の端部を移動台上にのせた。次に、桁を前方に移動させ、前端を浮支承上に置いた。この状態で桁を前方に引き出し、前端を中央橋脚上に据えた。もう1本の桁を同じようにして架設したのち、床版パネルを据え、それを箱桁に溶接接合した。

左岸スパンは中央橋脚を基点としてカンティレバー法により架設した。

7.3.3 架設手順が橋梁構造の最終応力に及ぼす影響

不静定構造の橋梁を設計する際に、死荷重モーメントおよび死荷重応力の計算は、無重量の構造物に全死荷重相当の荷重が作用するものと考え、したがって、死荷重が加わる前の

すべての外荷支承上には何らの変位も生じていないものと考えて行なうのが普通である。

しかし、ここで注意を要することは、実際の構造物における死荷重応力の導入は、これとは著しく異なるもので、最終的なモーメントおよび応力は、相次ぐ架設条件の最終結果に依存するものである、ということである。最終死荷重モーメント曲線は普通、便宜的に計算曲げモーメント曲線に一致させて用いており、これに応じて製作された部材が歪さをもたないものであるなら、その構造物の支点上においては何ら、変位も生じない筈である(図7.24)。しかし、実際には部材自身が重量をもっているために、わずかな架設条件の相違に応じて無数のモーメント図ができるのであって、便宜上用

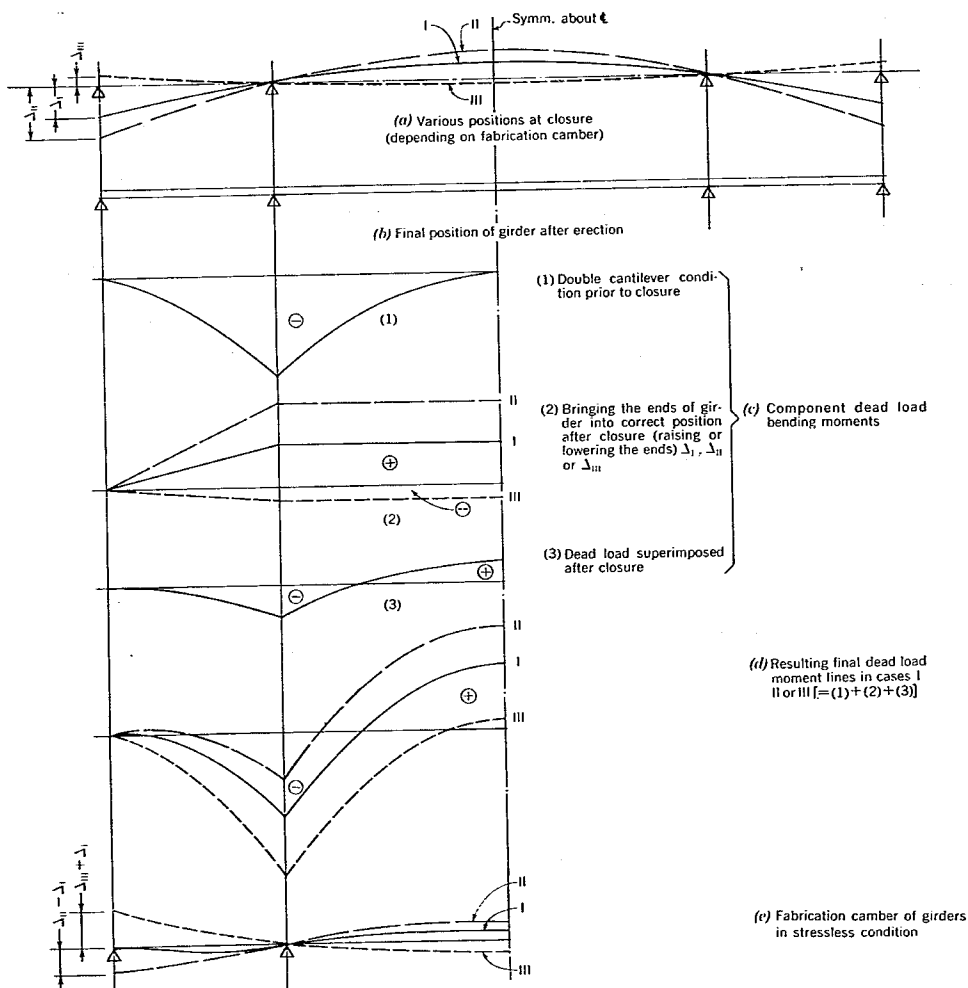
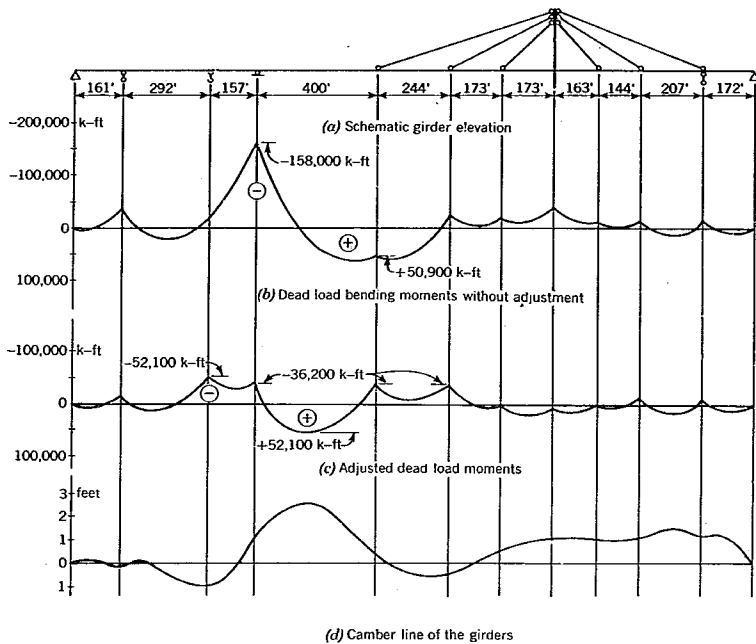


Fig. 7.24. Dead load moments in a three-span continuous girder



Note: The camber line shown is the sum of the cambers required for the adjusted dead load moments, the effects of the eccentricity of the cable connections and the residual erection stresses. The vertical curvature camber is not shown.

Fig. 7.25. Dead load moments and camber line of the Severin Bridge in Cologne [82], see Fig. 1.17

いているモーメント図はそのうちの1つにすぎないのである。

このことを、3径間連続桁橋を例にとって説明しよう。

図7.24は、3径間連続桁を片持梁法によって架設するときの最終死荷重モーメント曲線を示すもので、次の3つの基本要素から成るものである。

(1) 中央スパン固定以前の複合片持状態による曲げモーメント。

(2) 中央スパン固定後に桁端を正しい位置に置くことによるモーメント。

(3) 架設後に加えられる死荷重によるモーメント

(2)のモーメントは理論的には全く任意であって、部材のキャンバーに合せて端支承の調整を行なうときの移動の大きさと向きによってきまり、キャンバーを調整することにより正・負思いどおりのモーメントにできる。したがって、図7.24 dに示すように、この構造物について、いくつかの異なる最終死荷重モーメント線が得られる。この場合、3つの曲線とも架設手順は全く同一であり、このうちIの曲線が普通に用いられているモーメント分布である。

設計の目的からは、結果においてその材料を最も経済的に利用できるようなモーメント曲線を選ぶのがよいことになる。このような、適当な死荷重モーメントの調整の手段は、いくつかの主要鋼梁版橋の設計において用いられた〔42, 67,

82〕。曲げモーメントの有利な再分配(“プレストレスング”というべきもの)の一例を図7.25に示す。

普通の製作方法と違い、支承点の調整によって、あらかじめ定めておいた最終死荷重モーメントが生じ、それに応じて大きさが同じで向きが反対であるたわみ曲線となるようなキャンバー線は、一般に桁の支点の全部の点は通らない。このことを図7.24 e, 7.25 dに例示してある。

モーメント調整の精度は、桁の実際のたわみ曲線を計算して求めるときの精度いかにによるものである。といって、たわみの算定において必要とされる正確さの程度は過大視されるべきものではない。というのは、死荷重モーメントというのは、部材の重量の公称重量との相違、あるいは舗装の設計厚との部分的な相違などによる、避けがたい不正確さを含むものだからである。

最終の死荷重曲げモーメントの大きさは、また現場においてキャンバーラインを計算通りに組立てるときの精度によっても左右される。架設誤差、すなわち現場リベット穴、ボルト穴の施工、リベット滑動あるいはまた現場継手における不均一な溶接収縮といったようなことの結果として桁の形状は計算通りにはなりにくいで、したがってこのことは、桁固定後の曲げモーメント曲線に影響を及ぼすことになる。

継手の架設誤差は、慣行の場合においても支承の調整によ

って故意にモーメントを要することをしない場合には、まったく同じ影響をもつものであることに注意すべきである(図7.2.4, Case I)。

したがって、橋梁部材の形状は、どんな場合にも注意深く調整すべきであり、必要があれば各継手について調整量の測定を行なうべきである。

橋梁部材の最終死荷重応力および最終キャンパーの決定において考慮すべきもう一つの要素は、架設方法にともなう部材の残留応力および残留変形である。このような応力は、例えば図7.1.9のような張出し主桁断面に生ずるもので、このような部分には、その上フランジとして働く床版を接合しないうちに、すでに自重応力が分配されてしまう。

同じような状態は、2段方式(図1.1.2, 1.1.9および1.1.2.2.4.2, 1.1.3.2.3節参照)によって架設された床桁においても起る。

このような応力および変形は、橋梁部材の設計、製作、架設において考慮に入れなければならない。

7.4 腐食に対する保護

鋼床版橋における、腐食に対する保護の問題は、ほかの型式の鋼橋の場合と本質的に同じであるが、鋼床版橋においてはとくに、デッキプレート上面に特殊の処理を施す必要があること、中空閉断面の内壁は、一般の鋼橋部材に比べて著しく大きな耐食性をもっていること、などが特徴としてあげられる。

7.4.1 デッキプレート

デッキプレート上面には、普通は塗装をせずに輸送し、架設後サンドブラストしてから防腐材で覆い付着材料を覆ったうえで表面塗装を施す。

このことについては、第8章8.2.3節にのべる。

デッキプレートの非塗装面は架設までの間、マニユール塗布その他の方法で防腐する。

7.4.2 閉リブおよび他の密封された中空閉断面の内側

閉断面内側の腐食の問題については、ドイツにおいて広く研究されてきた[99, 100, 101]。

50年余にわたる一連の調査によれば、外部の損傷のために水が浸入した23の例を除いて、中空部材内部には水分の発生も腐食の発生も認められなかった。

この調査の対象とした部材の多くはその内壁に塗装がなされたものであったが、その塗装は、水が滲透したことのある部材の内壁においてさえも良好な状態にあった。ただし水が溜った部分には錆が発生していた。

パイプについて行なった一連の実験およびパイプを組立てて造られた送信塔についての現場調査の結果、それらのパイプの内壁には塗装は施されていなかったのであるが、建設後多年を経過したのちにもそれら密閉断面内壁にはごくわずかなサビの徴候さえ認められなかった。試験的に設けた試験パイプの孔あるいは送信塔の破損箇所を通して水が浸入しうるような部分ではサビは主として水の浸入路あるいは流下路と

なる部分に発生していたが、その他の部分に特に異状はなかった。

このような調査・研究の結果、閉リブや閉断面のトラス部材のようなものは気密に造ることが容易であるから、このような部材の内部の腐食の恐れはないことがわかった(図7.5参照)。さらに、閉リブはデッキプレートの下側にあって、直接降雨にさらされることがなく、また橋梁完成後に偶発的な損傷をうける危険もない。したがって、閉リブは製作・架設過程において気密にさえ造れば、閉リブ内面の防腐処置を考慮する必要はない。

閉リブの外面については、面が滑かであれば錆はつきにくいものであり、その橋の耐用期間中の検査や補修も容易であるから、特に問題はない。

閉リブ内面が腐食に対して安全であるとの調査・研究結果は最近の鋼床版橋の細目に取り入れられ、例えば3/16 in. 厚閉リブに対して内面塗装を施さずに用いることもしばしばある。

内部に手を加えることのできない部材(トラス部材、柱など)あるいは手を入れることが困難な部材の場合の中空断面はすべて気密になるように溶接するか、ゴムシールしたマンホールを設けるかするのがよい。こうすれば、その内面に対して防錆処理を施す必要はない。

気密構造としたい部材に対しては、部材を溶接する前にその内面に対して外面に対するよりもやや簡単な防錆処理を施さねばならない。この目的に対しては亜鉛粉末塗装が他のペイントよりも優れている。というのは亜鉛粉末塗装は溶接熱による影響をほとんど受けて、一方、それはまた一般に溶接の品質にも影響をおよぼさないで溶接部分に対してペイントを塗けるようなことをしないでもよいからである。

普通のペイントを用いる場合には、溶接部分はペイントしないで残しておかなくてはならない。

内面塗装は、溶接を終ったのちに部材に噴霧器を挿入して行なうこともできる。

7.4.3 箱桁断面

図1.1.0および図1.1.2に示すような大型の箱桁について調査の結果、このような断面の内壁は外面に比べてはるかにサビにくいことがわかった[101]。

調査の結果明らかになったことがらを要約すると、つぎのようである。

1 湿気の凝結の結果、大箱型断面内部に生ずる水滴はごくわずかであって問題にならない。

2 人が出入りできるような大型の箱断面であっても、できるだけ気密構造とするのがよい。箱型断面を密閉することによって、水分の凝結を、腐食に影響する程度に高めることにはならない。

箱桁閉断面を、ゴムガスケットを用いたドアやマンホールを設けて気密に造れば、その内部の腐食に対する保護処置は省略できる。

3 もし、何かの理由で大型箱断面を気密構造にしたいときは、箱の前壁および側壁には十分な通風開口を設けな

ればならない。通風を目的として底板に開口を設けることは適当でなく、かえって湿気(下を流れる河からの)や腐食性の工業ガス(排気ガス)が箱断面の中に入り込むという逆効果のおそれがある。

4 箱断面の内部に送水管を通すときは、管の破損時に対する安全のために、底板開口を設けざるを得ない。このような場合には、この開口に下側から安全被覆をとりつけておき、内側からの圧力がかかったときに開くようにしておくのが賢明である。

送水管は、水蒸気の凝結を避けるように隔離すべきである。

5 開排水溝は箱断面内部を通してはならない。

6 人が出入りできるような大型の箱断面を気密構造としないうときは、その内面には外面よりはやく簡単な防腐を施すことで、普通は十分である。ただし、通風孔や他の開口の附近に対しては普通なみの防護を施すべきである。

第 8 章

舗 装

8.1 一般的必要条件

鋼床版の上には、普通、牽引力を増すためと、床版を直接の気象作用や交通車輛の作用から護るために、舗装を設ける。

しかし、現存の鋼床版橋の中には、舗装をせずに格子縞模様や柄模様をつけたデッキプレートそのままを用いているものもいくつかある。この種の構造の実験や試験的な敷設の結果によれば、舗装をしないこの種のデッキプレートは、耐腐蝕性や耐磨耗性という点では満足すべきものであるが、表面摩擦が不十分であり、特に路面が氷結するようときにはなおさらであることが明かである。

デッキプレートにスタッドや棒を溶接して突起を設けるとによって、路面の粗度を与えることも試みられているが、現在では、やはり適当な舗装を用いることが、最も標準的な解決法であると考えられる。

鋼床版橋の舗装として十分であるための基本的必要条件を要約すると、次のようである。

1. 軽量 死荷重の軽減を目的とする鋼床版橋において、至極当然の必要条件である。そのためには、数インチの厚さが必要とする慣行の舗装は適当ではない。
2. 止滑抵抗 舗装は、乾燥状態・湿潤状態のいずれにおいても、大きな表面摩擦係数をもつものでなければならない。摩擦を大きくし、床版の氷結の影響を最少限にするために、表面組織はザラザラした粗なものとする必要がある。
3. 安定性および耐久性 車輛の始動力や制動力によって押し上げや波打ちやその他の変形が舗装に生じてはならない。また、舗装は、予期しうる温度変化の全域において、安定なものでなくてはならない。

舗装は表面の劣化、穴あき、軟化に対する抵抗性をもつとともに、油、ガソリン、非氷結塩その他の化成物の影響をうけないものでなければならない。薄層舗装に対しては剝離に対して大きな抵抗力をもつことが第一である。

必要なだけの表面粗度は摩耗や材合によって影響されないことが必要である。

4. 規定通りの勾配をもった平滑な面とするのに十分なだけの厚さ デッキプレートの表面は、いくら製作・架設において気を配っても完全な形に保つことは困難である。したがって、舗装の最小設計厚さには、デッキプレートの溶接変形、諸部材のキャンバークの誤差にとまらう、デッキプレート面の正規の位置からの誤差は避け難いものとして、見込んでおかななくてはならない。

舗装厚の増加分としては、種々の厚さの板を用いた場合には変厚部の厚さのずれ、添接板の突起、ボルトヤリベツト頭

の突起などを考えなくてはならない。

5. 床版の腐蝕に対する確実かつ持久的な防護 舗装が不完全であるとき、たとえばクラックがあったり、デッキプレートとの付着が十分でなく、その部分に水が溜るようなときは、舗装はデッキプレートの防蝕作用をするどころか、かえって危険な存在となる。このような水たまりにひとたびサビがつくと、それは舗装の下になって見えな部分にまで拡がるのが考えられる。

したがって、舗装は水や化学生成物を浸透させにくく、水をデッキプレートの上に乗せて浸入させるようなクラックの生じにくいもので、なおまたあらゆる環境条件下においても鋼板面と良好な付着を示すものであることが必要である。舗装とデッキプレートとの付着は交通車輛による始動および制動力、あるいは舗装とデッキプレートとの合成作用による剪断力に耐え得るような強力なものであって、デッキプレートの局所的な振動によって付着が損われることのないものでなければならない。

6. 容易な維持・補修 舗装は、維持作業がもっとも少くなるようなものであるべきである。また、もし破損が生じても必要な補修を速やかに、容易に安価にできるようなものであることも必要である。また、舗装の一部を除去して再舗装する作業も、長時間交通をみだすことなく可能なことも必要なことである。

以上のべたように、鋼床版橋の舗装には、コンクリート床版橋の舗装よりもかなりきびしい具備条件が要求されるものである。したがって舗装の種類や組成の選定にあたっては、それぞれの場合について慎重な研究がなされなければならない。

舗装の最終的な選択は、地域的な交通量、気候条件、自重軽減の相対的重要度、床版の構造細目、種々の舗装の価格、それに技術者の好みをも考えて、過去に施工されたものの経験、種々な舗装材料についての工事記録などを検討して定めるべきである。

鋼床版橋用舗装の開発は、現在なお進められていながらも、いまだにすべての目的に対して理想的というような舗装は、現われていないのであるが、既存の鋼床版橋に用いられた数種の舗装はいずれも満足な状態にある。

鋼床版用舗装のいろいろについて、次節にのべる。

8.2 アスファルト舗装

8.2.1 概 説

アスファルト舗装は鋼床版用舗装として現在もっとも多く用いられており、既存の鋼床版橋の大部分もこれを用いてい

る。

適当な大きさに砕いた鉱物質骨材とアスファルト膠結材とを適当な割合に混合したものをアスファルト・コンクリートと云う。

アスファルト微粒子および粉末を多量に含む細骨材との混合物は、アスファルト・マスタックと名づけられている。アスファルト・コンクリートおよびアスファルト・マスタックはいずれも鋼床版の（舗装材料）として用いられるものである。

アスファルト舗装の組成および構造ならびに諸材料の性質に関する全般的なことがらについては、工学ハンドブックその他の参考書〔84〕、〔105〕およびこの種の文献などに詳述されている。

ここでは、鋼床版のアスファルト舗装について論ずるうえに必要な範囲に限って、諸材料の性質についてのおもな点をのべよう。

8.2.2 アスファルト舗装の材料

8.2.2.1 アスファルト

アスファルト舗装に用いられるアスファルトは黒色・半固形、または固形の膠着質物質で、その組成は、純アスファルト（炭素の硫化物に溶ける水酸化炭素物質）99%、無機物1%から成っている。アスファルトは原油の分溜によって得られるほかに、天然のレーク・アスファルト（Trinidad, Bermudez）の精製によっても造られる。アスファルトの性質はその物理的性質によってきまるものではあるが、産地の異なるものをいくつか混ぜ合わせるによって、望みどおりの性質をもつアスファルトをつくることができる。

アスファルトは加熱可塑性を有しており、温度を高めると液化する。

アスファルトは、特定の温度におけるかたさで分類される。アスファルトの硬さは、標準針入度試験によって求める。針入度試験によって得られる針入度とは、77°Fのアスファルト中に、100gの重みを5秒間加えたときに標準針が沈入する深さを1mmの1/10の単位をもって表わされる値である（ASTM試験方法D5）。

舗装用として特別に造られたアスファルトは、アスファルト・セメントとして知られている。

道路舗装用の加熱混合アスファルトに対しては、針入度は一般に60～150の範囲にあるものがよいとされている〔80〕。既存の直交異方性鋼床版橋の舗装には、これよりも硬い、針入度20～50程度のアスファルトが用いられてきた。

アスファルトの温度とコンシステンシーとの関係は、産地やアスファルト系物質の型によりまちまちである。温度77°Fにおいて同一の針入度（100g、5秒）をもつような何種かのアスファルトも、別の温度で試験すると、おのおの異なる針入度を示すことがある。アスファルトの温度の変化によるコンシステンシーの変化の程度を表わす要素として、温度感性（temperature susceptibility）という表現を用いる。これは、普通、ある2種の温度における針

入度の値の比で表わされる。

アスファルトのコンシステンシーを表わす他の方法として、ヨーロッパの規格ではしばしば軟化点による方法も用いている。

この軟化点試験によって得られる軟化点とは、アスファルトの標準試料を真ちゅう製リングに詰め、それに3/8in.径の鋼球をのせたときにそれが1in.沈下するときの試料の温度で表わされる（ASTM, D36 "Ring and Ball test"）。

軟化点は針入度との関連において、アスファルトの温度感性の測定に用いることができる。

ここで注意を要するのは、原アスファルト材料についてのそれを舗装に用いる以前における硬さ試験およびコンシステンシー試験の結果が、そのまま最終的なアスファルトの性質を与えることにはならないのであって、アスファルトを高温度で熱した後は、特に薄膜状態においては、これらの値はかなり変わってしまう、ということである。このような状態は加熱混合舗装の混合・打設中に起りやすく、結果として冷却後のアスファルトの硬さをかなり増す。アスファルトの種類、混合温度・時間・打設条件などに応じて、針入度は50%程度まで減じ、軟化点温度は10～30°F程度上昇する。

したがって、ある舗装に対してもっとも適当なアスファルトおよびアスファルトと骨材の混合物の品質をきめようとするときは、原材料の品質に重きを置くのではなく、施工し終わった状態の舗装およびそれより抽出したアスファルトの性質をもとにして、もっとも好ましい性質を試験によって探究することが肝要である。

鋼床版用舗装としてのアスファルトについての規格がでるまでの間は、アスファルトの種類や硬さについては、既存の種々の規格をよく検討して適用したり、あるいは直接、試験を試みるなどして、選定しなければならない。

8.2.2.2 骨 材

(a) 定義。粒度。

骨材とは、アスファルトコンクリートに用いる適当な粒度をもった碎石、天然石、砂利、砂および不活性無機質粒子を云う。

骨材の物理的組成は、その骨材中における各種の大きさの粒子の混合割合を重量の比で表わした、いわゆる粒度によって表わすことができる。粒度は、普通大小の網目をもつ組の標準ふるいであらゆる分けしたとき、そのおのおのを通過する粒子の量を全骨材に対する重量百分率で求め、それを粒度曲線や粒度表に表わす。

アスファルトの配合設計においては、骨材の区分は次のようにする〔105〕：

粗骨材 — 48ふるい（ふるい目の開き0.0937in.、または約3/32in.）にとどまるもの。

細骨材 — 48ふるいを通り、420ふるい（ふるい目の開き0.0029in.）にとどまるもの。

鉱物粉 — 420ふるいを通るもの。全体の65%が48

200ふるいを通るような細粒鉱物質材料をフイラーと呼ぶ。

鉱物質充填材の量を加減することによって、アスファルト混合物の密度、強度、耐気象性のような性質をかなり変えることができる。

骨材は、その粒度によってつぎのように分類することができる。

密粒度 — 骨材粒子間の空隙を順次充すに必要なだけの大小粒子が適当な割合で含まれるもの。

開粒度 — ある大きさの粒子が欠け、さらにフイラーを少ししか含んでいないような不完全粒度のもの。

均等粒度 — 同じ大きさの粒子だけからなるもの。

鋼床版橋のアスファルト舗装にはほとんどの場合、最大寸法約 $3/8$ in. (10 mm) で多量のフイラーを含む密粒度の骨材が用いられてきた。1/4 ~ 3/4 in. (6 ~ 20 mm) の均等粒子の骨材が、表面処理用としてしばしば用いられている。

鋼床版橋の舗装用として一般に用いられている骨材の代表的な粒度曲線を図 8.1 に示す。

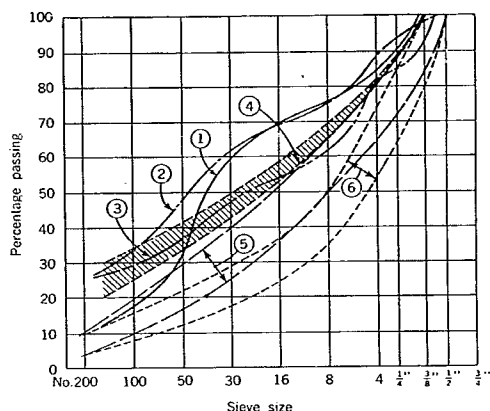


Fig. 8.1. Typical gradation curves of aggregates used in bituminous mix wearing surfaces: (1) Binder and surface courses, west end, Cologne-Muelheim Bridge (Section 8.2.4.2a). (2) Binder course, east end, Cologne-Muelheim Bridge (Section 8.2.4.2a). (3) Surface course, east end, Cologne-Muelheim Bridge (Section 8.2.4.2a). (4) Tentative German specifications for asphalt concrete mixes on steel decks [86]. (5) Fine-graded mix, Composition Type Va, The Asphalt Institute. Gradation used for surface courses [105]. (6) Dense-graded mix, Composition Type IVa, The Asphalt Institute. Gradation used for surface courses [105]

(b) 具備すべき性質

アスファルト混合物中に占める骨材の割合は 88 ~ 96 % にもおよびものであるから、骨材の性質がそれを用いたアスファルト舗装構造物の性質を大きく左右することになる。

アスファルト構造物に用いる骨材として具備すべき諸性質

を記すと、次のようである。[105]

1. 適当な粒度および粒徑。骨材の粒度は、アスファルト混合物の密度、強度、機械的安定性、ウェーカビリティ、所要アスファルト量などに大きな影響をおよぼすものである。

施工を終ったのちのアスファルト混合物中の骨材は、荷重の作用による粒子の破碎、剝離による部分的な破壊、崩壊をおこす。骨材がこわれると骨材の全表面積が増すから、混合物中におけるアスファルト膠着質の量は、全骨材粒の表面を覆うのには不十分となる。その結果、舗装の性状は悪化することになる。

開粒度の骨材は、密粒度の骨材よりも破壊による影響を大きく受けやすい。

アスファルト舗装に対する適当な骨材粒度は、アスファルト混合物に関する種々の示方書においてそれぞれの推奨値を与えられている。

2. 強度および耐久性。この性質は鉱物質材料の破碎および剝離に対する抵抗性によってきまるものである。舗装に十分な摩耗抵抗を与え、さらに混合物の過度な崩壊を防止するためには強度の高い骨材を必要とする。

3. 角ばった粒形。舗装に十分な安定性を与えるための要点は、混合物の機械的結合をよくするために角ばった粒形の骨材を用いることで、とくに開粒度の骨材を用いる場合にはこのことが大切である。とくに、細骨材は角ばったものを用いることが必要である。

4. 粗い表面組織。これも、混合物の安定性にとって、重要なことである。粗い表面組織はまた、アスファルト膜を保持させることに役立つ。

5. 空隙の少ないこと。アスファルトの主要成分を吸収し、その結果、破壊をまねくことを防ぐために、骨材の空隙は少ないものが好ましい。

6. 疎水性。水によって、アスファルト膜が骨材からはがされることを防ぐためには、骨材は水に対するよりも、強いアスファルトに対する親和力を有していなければならない。いいかえれば、疎水性（水をきらう性質）であることが必要である。石灰石は疎水性物質の一例である。珪酸塩のような親水性（水になじみやすい性質）の鉱石は、骨材粒に付着しているアスファルト膜が水の作用で容易にはがれるので、アスファルト用骨材としてあまり適当でない。

アスファルト膜の骨材への粘着性は、アスファルトに剝離防止剤を添加することによって、高めることができるが、その効果は永続的なものではない。

8.2.3 防食および付着

8.2.3.1 目的・具備すべき性質

経験によれば、鋼床版上に直接アスファルト・コンクリート舗装を置くことは満足な結果をもたらさない。アスファルトコンクリートと鋼との十分な付着を得ることはむづかしく、かりに付着したとしても、アスファルト舗装と鋼板との合成作用によるアスファルト舗装と鋼板との間のせん断力、あるいは温度応力、デッキプレートの振動などのために、その付

着はとわされてしまう。付着が弱まり、やがて舗装が床版から分離してしまい、舗装に深いクラックが生じたときに銅板は水分のために錆を生ずる危険にさらされることになる。また付着が破壊されると、アスファルトコンクリートは、輪荷重作用時に局部的に大きな応力をうけることになり、それだけ舗装の悪化がはやめられる。

したがって、アスファルト舗装の打設に先だって、下記のような機能を果させるように適当な被覆材を銅床版上に用いることが必要になる。

(a) たとえ舗装に欠陥が生じて、床版を腐蝕に対して確実に防護すること。

(b) 舗装と銅板との間の十分な付着をうること。

このことから、舗装と銅板との間に置かれる材料が具備すべき性質として、つぎのことがあげられる。

1. 水分が銅板上に滲透することを防ぐために銅板上に完全に粘着すると同時に、アスファルトコンクリート層との十分な付着をも保証できるもの。

2. 水分を滲透させず、舗装中に滲透しやすい物質、たとえば油、ガソリン、非水結晶、その他の化学生成物の作用に抵抗しうるもの。

3. 舗装の押し込みに抵抗できる十分なせん断強さをもつもの。

4. 温度感性の低いもの。保護被覆材は、低温度でもろくなるようなものであってはならないし、また、加熱混合アスファルト打設中の高温度にも影響をうけないようなものでなくてはならない。

経験的に今まで用いてきた各種の保護材料について、銅床版橋について実験を行なった結果などについて、つぎのべよう。

8.2.3.2 保護材料

(a) アスファルト・ベイントおよび粘性被覆

高い針入度をもつアスファルトと溶剤とから成るアスファルトベイントは、いくつかの銅床版に用いられてきた。ベイントは、銅板についている油、グリース、サビ、ミル・スケール等を除いたのち、直ちに1回または2回行なり。ベイントは速乾性かつ耐熱的であればならない。

アスファルトベイントを下塗りした直交異方性銅床版上に硬質のマスチックアスファルト舗装を打設する現場試験が英国の道路研究所によって行なわれた〔103〕。この試験パネルについて、4 $\frac{1}{2}$ 年間重車輻交通を通したのちに調べてみると、リップの位置にそこの舗装厚の1in.の深さに達するクラックが発生していて、その直下の銅板にはサビが生じていた。しかしクラックが銅板にまで達していない部分（舗装厚1 $\frac{1}{2}$ ～2in.）ではサビが生じていなかった。

この試験では、舗装と銅板との付着が部分的に弱っているのが認められ、そのような部分では、デッキプレートにアスファルトベイントの下塗りをしてあったにもかかわらず、銅板はかなり腐蝕していた。

この試験によって明らかになったのは、デッキプレートの

防蝕の目的にはアスファルトベイントのみを用いるのでは十分でなく、しかも十分な付着もたせ得ない、ということであった。

ドイツの実験〔72〕によれば、アスファルトコンクリートとアスファルトベイントを塗った銅板との間の付着力は、温度の降下とともに減少し、0～15 $^{\circ}$ Fの温度では、付着は不十分となる。特製のアスファルト粘着材を使用すると、いく分良い結果が得られる。

(b) 樹脂ベイント

鉛丹あるいは乾性油で処理した樹脂ベイントもまた時に用いられてきた。

スイスのBasleのSt. Alban橋（1955, 図8.8）に用いた保護被覆材は、50%の鉛丹と混合した樹脂ベイントの2層からなるもので、0.02in.厚のアスファルト粘着材（針入度100～200のアスファルト6.17%, 生ゴム粉3.3%, 溶剤33%）層と0.04in.厚フェルト布の層から成るものであった。

フェルト布はアスファルト混合物層の水ぶくれを防止すること、アスファルト舗装との付着を増大させるために用いたものである。しかし、この試みはあまり満足すべきものではなかった（8.2.4.2.3節参照）。

(c) アスファルト・マスチック

この種の被覆はドイツに建設されたいくつかの銅床版橋に用いられてきた。

アスファルト・マスチックはアスファルト、細骨材および鉱物質粉末の混合物で、密度が大きく、不浸透性で空隙のない材料であって、その可塑性はアスファルト含有量に応じた程度において、打設後においても保持されるものである。アスファルトマスチック被覆は $\frac{1}{4}$ ～ $\frac{3}{8}$ in.厚程度に用いられている。

時に、マスチック上面に紙の層を置いたこともあったが、これはマスチック中のアスファルト分がその上に置かれるアスファルト舗装中に浮上することを妨げる目的であった。紙の層を設けることによるもう一つの利点は、将来舗装を打ちなおそうとするとき、その作業がしやすくなることであろう。しかし、紙によって上下2層を分離してしまうと、舗装の押し上げを促すことになり、この方法もあまり推奨できるものではない。

デッキプレートの防蝕被覆としてマスチック類を用いた好ましい成果は、1930年代にドイツで架けられた数橋の銅床版橋において得られた。これらの橋梁は、戦時中は維持がゆきとどかなかったために、アスファルト舗装には指の巾にもおよびようなクラックが入った。

このような状態であったにもかかわらず、戦後における調査の結果では、舗装のクラックがマスチック層にまで及んでいた事例はなく、腐蝕の形跡はなかった。

漸定的に制定されているドイツの銅床版橋用舗装の規格〔86〕では、マスチック・コーティングに対しては、つぎの組成のものを $\frac{5}{16}$ ～ $\frac{3}{8}$ in. (0.8～1.0cm)厚で用いることを

推奨している。

鉱物質骨材：骨材最大寸法2mm（ ϕ 8ふるいを通るもの）。骨材全量の少くとも30%は0.09mm以下（ ϕ 140ふるいを通るもの）であること。マスタックの安定性を高めるためにはファイラーの含有量を多くすること。

アスファルト混合量：12%以上，17%以下。14~16%の範囲とするのがよい。マスタックより抽出したアスファルトの軟化点（ring and ball）は105°F~140°F，122°F~140°Fの範囲にあるものがよい（これは〔77°F，100g，5秒〕に対する針入度が30~70程度の一般的なタイプのアスファルトに相当する）。抽出したアスファルトのコンシステンシーを上記の値とするためには，それ相応のより大きな針入度をもつ原・アスファルトを用いねばならない。（8.2.2.1参照）

上記のマスタックによらないときは，鉱物質粉末と，針入度200の原アスファルトに2%の生ゴムを加えた混合物を用いるよう規定している。ファイラーとアスファルトとの混合物は，生ゴムを加える前で，その軟化点（ring and ball）は180~185°Fでなければならない。

マスタック中のアスファルト量を適当な値とすることは，舗装の安定性という点においてきわめて重要である。このことは，Cologne-Muelheim 吊橋（図1.21）の舗装に関する経験からみても明かである。この橋の東端部には1 $\frac{3}{4}$ in厚アスファルト・コンクリート舗装を，アスファルト成分22%の $\frac{5}{16}$ in厚マスタック層上に施工したのであるが，交通開始後間もなく押し上げのために表面に波打ちが生じて，その部分の舗装は打ち直された。西端部には，アスファルト成分16%のマスタック層の上に，東端部に用いたのと同様と同じ組成の舗装をしたのであるが，こちらの方には押し上げや波打ちは生ぜず，満足にその機能を果している（図8.6）。

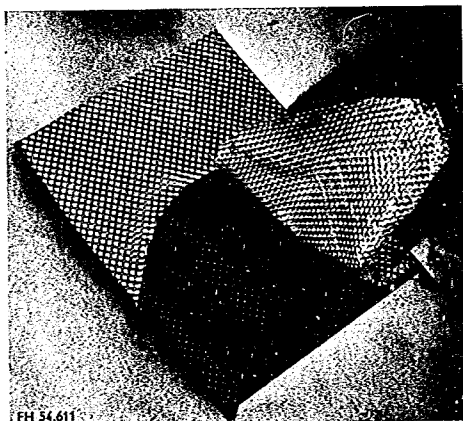


Fig. 8.2. Rippled aluminum foil bonded to a steel plate

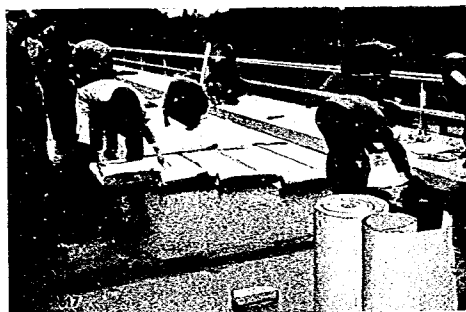


Fig. 8.3. Rippled aluminum foil sheets being placed on a steel plate deck. Bonding compound used for adhesion to steel

(b) 波形金属箔

デッキプレートに覆う被覆膜として，アルミ箔や銅箔も用いられる。

図8.2，8.3に示すような，高さ約 $\frac{1}{16}$ in.（1.6mm）のイボ様の凹凸をもつ厚さ約0.008in.（0.2mm）のアルミ箔が用いられたことがある。これは，加熱されたアスファルト粘着材によって，アスファルト塗装をした鋼板によく付着する。箔を敷く前に，リベット頭，添接板などのデッキプレートのデコボコは，アスファルト充填材を用いて平にならしておく必要がある。この際，箔の下側には気泡を入れてはならない。気泡が入ると，アスファルト舗装との付着に影響し，水泡を生ずる原因となる。

波形アルミ箔のデッキプレート面への粘着性はきわめて良好であったと報告されている（図8.2）。

実験によれば，温度-5°Fにおいても，その付着は良好に保たれていた〔91〕。

デッキプレート保護の目的での金属箔類の使用はかなり満足すべきものであると思われ，現に，いくつかの重要な鋼鉄版橋において用いられてきているが，それらの橋梁の中にはスパン856ftのSave River Bridge（ユーゴ，ベルグラード，図1.9）やSeverin Bridge（ケルン，図1.18）と含まれている。

しかし，金属箔を用いても，箔が完全に鋼板に付着するよう注意して施工しないかぎり，必ずうまくゆくとはいえない，ということとは心すべきである。箔の下側に空気を入れて空隙を残すと，結局，鋼板との付着にゆるみが生じ，その上の舗装の悪化を来すこととなる〔95〕。

(c) 亜鉛被膜

適当な処理をほどこしたデッキプレート面に亜鉛を吹きつけると，防錆に対してすぐれた効果がある。

イギリスで行なわれた実験によれば，デッキプレートの面に0.001in.（0.025mm）厚に亜鉛を散布し，その上にア

スファルト混合物の舗装を施した床版パネルについて(8.2.3.2 a参照)交通供用後4½年後に調査したところ、舗装のクラックが銅板にまで達していた部分や、付着がこわれていた部分においてさえ、銅板には腐蝕の形跡が認められなかった[103]。

最近のドイツの銅床版橋のいくつかの示方書には、亜鉛散布を施したうえに、上置・アスファルト舗装との付着をよくするために、アスファルト粘着材を用いることを指示している。

イリノイ州トイ近郊に設けられる短スパンの実験用銅床版橋には0.005in.厚の亜鉛被膜を用いる予定である。その上面には、コールタールエポキシ、純エポキシ樹脂、アスファルトマチック、ラテックスの4種の層を試みる予定である。

亜鉛膜の欠点は、その価格が高いこと、舗装材料と亜鉛膜との付着が十分でないことである。そのため、技術者の多くは、デッキプレートに対する亜鉛被覆の使用は適当でないと考えている。有機的あるいは無機的に化合させたジソクリン保護被膜については使用可能であることがわかっている。

(f) 合成樹脂膜

適当な粘着塗料を付着剤としたポリイソブチレン合成樹脂膜も試みられたことがあるが、この種の防蝕材の妥当性について、たしかな結論は見出せなかった。プラスチック膜が十分な防蝕性をもつことは認められているが、プラスチックは熱に弱いために、その上にのせられる熱いアスファルト混合物によっていためられるであろう。タックコートを用いたにもかかわらず、アスファルト舗装のプラスチックに対する付着がうまくいかなかった事例も2・3あった[90, 91, 92]。

銅パイプラインの被覆などには、プラスチックテープを用いることも考えられよう。

(g) ラテックス合剂

生ゴム合成剤は、アスファルト舗装下の保護被覆として、また表面舗装そのものとして両方の目的に有効に用いられてきた。この種の舗装はイギリスで開発されたもので、商品名“Semtex”として知られている。

この合成剤は、寒冷時の使用に向いている。これは銅板に対して強力に付着するから、それだけ防蝕効果も確かであることが認められている。

Semex舗装面は粗いので滑り抵抗が大きい。また粘り強いいため振動や温度変化による影響をうけることもない。

保護被覆として用いるときには、厚さは3/32in(2.4mm)で十分である。表面舗装としては、厚さは約1/2in.とした場合が多かった。これが用いられた例としてはロンドンのSurrey Commercial Dockの跳開橋(1954[92])がある。

(h) エポキシ樹脂

エポキシ樹脂もまた詳しくは8.4節にのべるがアスファルト舗装下の防護被覆として良好な材料である。

サンドブラストした銅板面に直接用いる被膜としては、コールタールを含まないエポキシ樹脂の方がコールタールエポ

キシよりすぐれていると考えられる。なぜなら、コールタールエポキシは揮発分を含んでいるために膜の収縮を起すためである。

砂を含んだエポキシ被膜は、その上に置かれる舗装に対してすぐれた付着性を示す。被覆剤は水密性をもつことが必要であるから、被覆に小孔(ピンホール)が生じないように、液状エポキシの量とつり合った大きさの砂を用いなければならない。

確實な被覆材であるためには、多分、適量のエポキシ樹脂の第一層の上に適量の微砂を撒いて、ちょうど光を通さなくなる程度とするのがよいであろう。

8.2.3.3 機械的安定方法

以上述べた防護材、付着材のほか、アスファルト舗装と銅板との付着を増進するための機械的安定処理法もまた行なわれてきた。

アスファルトコンクリート舗装との付着に対して、デッキプレートに金網をスポット溶接して用いる試験が行なわれた[92]が、その結果、このような金属補強を用いることは必ずしも有利ではなく、さらに、アスファルト舗装にクラックの生ずる傾向を増すことが明らかになった。

さらに、明らかになったことは、アスファルト層と銅とはなかなか完全には接触せず、そのために生ずる空気層のために、舗装に水泡を生ずる原因となる。

しかし、アスファルトコンクリート舗装に対するこの種の補強は、跳開橋(図1.2.7)のような特殊な場合には用いる必要があるであろう。

アスファルト・マチック舗装に対する安定方法としては、平鋼アンカーを銅板にスポット溶接して用いることが行なわれている。平鋼は高さ約3/4in.でデッキプレートの横断方向にジグザグ型にしたものを3~6in.間隔に配置して用いる(図7.11, 8.7)。舗装に対するこの種の安定工法はDuesseldorf市内の2橋(8.2.4.2.2)に用いられた。マチック舗装を打設する前に、平鋼の表面にはアスファルト粘着剤を塗布しておく。

一部の技術者達は、平鋼とデッキプレートとの間のスポット溶接部は局部応力を誘発する作用をし、デッキプレートの疲労強度と腐蝕抵抗とを害するものである、と論じている。しかし、はたしてこのような懸念が妥当かどうかは疑問である。

平鋼安定工法の明らかな欠点は、その敷設にかなりの仕事量を要し、したがって高価となることである。

8.2.4 付着層および表面層

8.2.4.1 デッキプレート上のアスファルト舗装の組成と性状

(a) 組成および厚さ

銅床版上の舗装として普通用いられるアスファルト混合物は、低・針入度のアスファルトと、密粒度の骨材との良質の加熱混合物である。アスファルト含量(単位アスファルト量)は骨材粒度によってきまるものであるが、普通は4%~12%

の範囲である(8.2.4.1 b 参照)。

時には、多量のファイラーを含むアスファルト・マスチック混合物も舗装材料として用いられる。

既設の構造物に用いられたアスファルト混合物の組成に關する代表的な資料は8.2.4.2節に示してある。

舗装の全厚は $1\frac{1}{4}$ ~ $2\frac{1}{2}$ in. (3.1 ~ 6.3 cm) の範囲とし、普通はこれを2層に分けて、下層(付着層)の方を上層(表面層)よりも幾分かめとする。マスチック・タイプの舗装に關して行なった英國での試験によれば、デッキプレート面に達するようなクラックを防止するためには、舗装層は $1\frac{1}{2}$ in. 以上とすることが望ましいようである[103]。しかしながら、デッキプレートにしかるべき保護が無されるならば、この厚さにこだわる必要はないと思われる(8.2.3節参照)。

ボルト・リベット頭、デッキプレートの添接板等を覆う部分に対しては、そのような突出し部上に少くとも1 in. のかぶりが得られるように、舗装厚を決めるべきである。上・下層間に紙の層を置いて、両層をへだてることは、のちに上層の打ちかえを行いやすくする目的で時に行なわれてきたのであるが、こういうことは推奨し兼ねる。

(b) 安定性ならびに耐久性

舗装の安定性とは、交通荷重の作用による変形(押し上げ、波打ち)に対するその抵抗性のことである。安定性は、骨材の摩擦抵抗や結合抵抗およびアスファルト・セメントの凝集抵抗によってきまる。アスファルト膜で覆われた骨材粒の相接する2粒子間に作用する結合力は、骨材を包んでいるアスファルト膜がうすいときには非常に強力なものである。この膜が厚すぎると結合力が低下して逆に潤滑剤の作用をし、混合物の安定性を低下させる。

舗装の押し上げおよび波打ちに対する抵抗性もまた、舗装とその下側の被覆層との付着力および被覆材自身のせん断強度と安定性、とに左右される(8.2.3節参照)。

温度が舗装の安定性におよぼす影響については、次の(c)項にのべる。

耐久性とは、舗装の“崩壊作用(軟化、穴あき、ひび割れ、輪だち)に対する抵抗性”のことである。アスファルト舗装の耐久性と密度とは、そのアスファルト含量(単位アスファルト量)によるところが大きい。

したがって、アスファルト含量とその針入度とは、安定性と耐久性との両者を見合わせて決めなければならない。

アスファルト舗装についての施工経験によれば、高温時に軟くなりすぎず、冬期にクラックが生じないような、適量のアスファルト含量を決めることは可能である。

一般に、鋼床版の舗装の設計に當っては、舗装の耐久性よりも高温下における安定性の方を重視すべきである。舗装が軟くなりすぎたときに生ずるわだちや洗濯板様の波打ちは、ひとたび発生してしまつて除去するのがむずかしく、舗装全体を打ちかえることを余儀なくされる(8.2.3.2 c 参照)。アスファルトが硬すぎるときに、冬期に生ずるひびわれもある程度におさえるべきではあるが、この方はさほど重大な結

果をもたらずものではない。というのは、もしクラックが発生しても、ありきたりの維持作業の範囲で容易にふさいでしまえるからであり、また、舗装の下側に適当な防護材を用いるときは、クラックの発生によって鋼板が腐蝕の危険に直接さらされることはないからでもある(8.2.3.2 参照)。

アスファルト舗装のひびわれに対する安全のために、荷重作用によって生ずるデッキプレートのたわみを制限する目的で、リブ間隔の大小に応じてデッキプレートの厚さを適当な厚さだけ増すことも行なわれてきた。しかし、デッキプレート厚を、構造物として必要とされる厚さ以上に割増すことが適当であるか否かは疑問とされている。クラックは、そもそもたわみに関係のない因子すなわちアスファルトの針入度および品質、温度、材令効果などによるものだからである。鉛床版橋における経験的事実からしても、デッキプレート厚と舗装クラックとは直接の関係をもつものとは認め難く、事実、 $3/8$ in. 程度のうすいデッキプレートを用いた橋には、その舗装に全くクラックが生じなかったのに、それと同じリブ間隔でそれより厚いデッキプレートを用いた橋の舗装の方にひびわれが発生した、というようなこともある。

(c) 温度の影響

黒色のアスファルト舗装は、いわゆる“黒色体”としての熱輻射の作用をうけて、多量の熱を吸収するものである。盛夏に、アスファルト舗装の温度が 140°F に達した記録がある[92]。

鉛床版上の薄層舗装が過熱状態におかれるときは、鉛床版は熱吸収をしないので普通の舗装基盤やコンクリート床版のように熱を拡散する働きをせず、それだけ薄層舗装は苛酷な状態下におかれることになる。炎暑下における気温と舗装

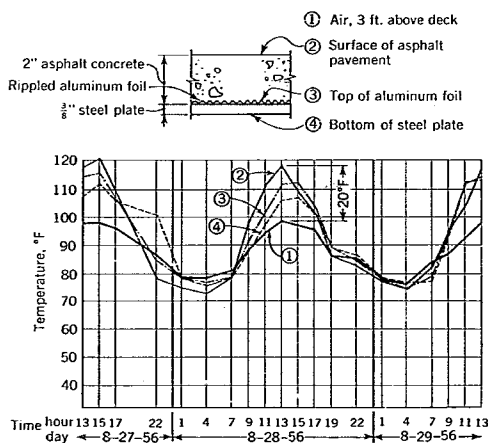


Fig. 8.4. Temperature variation in a wearing surface on a steel plate deck. Test measurements on the Save River Bridge

温度と鋼板温度との関係の代表的なものとして、ベルグラードの Save River Bridge における測定結果を図 8.4 に示す。これからわかるように、アスファルトと鋼板との間の温度のずれはかなり大きなものである〔76〕。

温度変化の下限を与える場合として、冬の寒冷時刻に入るときには、デッキプレート上の舗装はかなり急激な温度降下を来すであろう。

アスファルトは加熱可塑性を有しているため、その混合物もまたその性質を有し、あたためるにつれて軟化する。この性質のために、温度が高くなるにつれて舗装の安定性は急激に減少し、その耐荷能力も減少する。

温度が低くなると、アスファルトはもろくなり、その弾性係数はかなり大きくなる。アスファルトの熱収縮係数は、鋼のそれより大きいために、アスファルト舗装が急激に冷されると、そこに温度応力が生じ、曲げ応力と合成されて、舗装にクラックを生ずることになる。

舗装としてのアスファルト混合物の設計に際しては、予期しうる温度変化の全域にわたって、150°F 程度の温度においても舗装が十分な安全性をもつように考えなくてはならない。そのためには、温度感性の低いアスファルトを用いることが必要であるが、そのようなアスファルトを用いたからといって、その他の具備すべき性質が充たされるわけではない。

(d) 強度および弾性の性質

アスファルト舗装の曲げ強度および曲げ剛度は、主として骨材粒をつむアスファルト粘着膜の引張およびせん断強度によってきまるもので、従って、曲げ強度は、うすいアスファルト膜の粘着力に主として左右され、それはまたアスファルトの針入度、アスファルト混合物中のアスファルト含量、湿度などの諸因子の影響をうけるものである。

舗装の圧縮強度（破砕強度）は、本質的には骨材粒子の強度、骨材の粒度、舗装の載荷部分の横支状状態などによってきまるものである。

載荷持続時間および荷重作用速度も、アスファルト舗装の強さを支配する重要な因子である。車輛が通過するときのように、荷重が急激にしかも短時間だけ作用するときは、舗装はきわめて大きな荷重をうけて、弾性的な作用をするが、永久的に作用する荷重のもとでは、舗装は塑性的な働きをして変形する。

瞬間的に作用する荷重のもとでは舗装は弾性的性質を示すために、舗装板は、その下側においてそれと結合されているデッキプレートと、かなりの程度の合成作用をなす。

アスファルト・コンクリート舗装と鋼板との合成作用の程度については、ライン河にかかる Cologne-Muelheim Bridge の設計に関連してなされた実験がある〔93〕。

2 in. 厚アスファルト舗装をもつ 5/16 in. 厚鋼板の曲げ剛度におよぼす載荷持続時間の影響について、この実験によって得られた結果を次表に示す。

この試験に用いたアスファルト舗装の組成は、8.2.4.2 a 項に示したものに相当するものであった。

表 8.2.4.1 載荷持続時間の合成断面性状におよぼす影響

試験条件	載荷持続時間	合成断面の 相対剛度
2 in. 厚アスファルト舗装 をもつ 5/16 in. 厚鋼板。 122°F	瞬 時	150%
	2 秒	133%
	4 秒	128%
	8 秒	115%
5/16 in. 鋼板のみ		100%

試験温度は、夏の暑い日の鋼板の実際状態に近い 122°F とした。

上にのべた、5/16 in. のデッキプレートに結合された 2 in. 厚舗装について、瞬間作用荷重下におけるアスファルト舗装の曲げ弾性係数を求めるために、一連の振動実験を行ない、舗装の曲げ弾性係数を温度との関係において求めた。アスファルト混合物を用いた場合、その値は +120°F における約 28,000 psi. より -20°F における約 75,000 psi. の範囲に変化し、50°F の一定温度下においても 70,000~200,000 psi. の範囲となっている。

上記の実験資料をもとにして、瞬間作用荷重をうける 1/2 in. 厚鋼板の曲げ剛性に加えて、2 in. 厚の舗装の寄与する程度が求められた。

その結果を図 8.5 に示してあるが、これよりわかるように舗装の鋼板との合成作用の効果は低温または中温域においてかなり大きなものであり、高温域においてもなおある程度の効果があるものである。

アスファルト舗装がどの程度、鋼板剛度に効果があるかについては、英国で行なわれた 1 in. 厚と 1 1/2 in. 厚マッシュ・アスファルト舗装についての試験によっても確認された。1/2 in. 板の剛度の増加率は、温度 30°F ~ 50°F において 60~80% 程度であった。しかし、温度 85°F においては、ほとんど、舗装による補剛効果は認められなかった〔103〕。

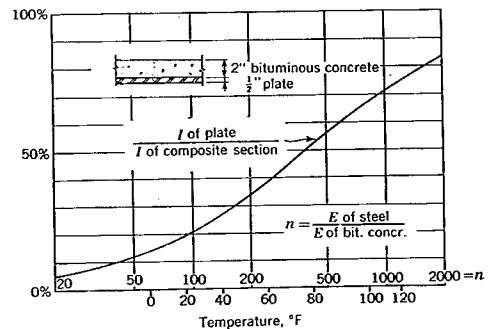


Fig. 8.5. Composite action of bituminous concrete wearing surface and steel deck plate under an instantaneously applied load. M.A.N. tests, 1951

アスファルト舗装の弾性の性質は、混合物の種類、アスファルト含量およびその針入度によって変るものであるといえ、舗装がデッキプレートの剛度と与える効果は、ほとんどの場合に期待できるものと考えられる。そして、それに伴うデッキプレートの応力減少は、規定による輪荷重の衝撃作用による30%の応力増加をしのぐほどのものと考えられる。このように設計においては無視しているデッキプレートの強度に対する舗装の効果によって、デッキプレートの設計安全率はそれだけ高められることになる。

舗装の応力について考えてみると、低温時には舗装に密着している銅板との合成作用の効果が強いので、それだけ舗装の負担すべき応力は小さくなるが、舗装が銅板に密着していないときには、合成作用もないだけ直接に舗装に大きな応力がかかる。このように、冬期における舗装と床銅との付着の破壊はクラックを生じ、舗装の悪化を招くことになる。

(c) 滑り抵抗

ある種の舗装と自動車タイヤとの間の摩擦係数は一定ではなく、車の速度が大きいくほど、その舗装の種類に応じて、摩擦係数は小さくなる。摩擦係数はまた舗装上に水、氷、油、膜、泥などが付いているときはその影響を受けるものであり、一方、舗装の経過年数とともに表面がすり減り、つるつるになって摩擦係数は次第に小さくなる。

橋梁上の舗装に対しては、道路部分のそれよりも一般に大きな表面摩擦係数が要求される。

安全運転のためには、濡れた舗装面とすり減ったタイヤとの摩擦係数は、車速40マイル/hrにおいて少なくとも0.5あることが望ましい。

アスファルト舗装の表面摩擦係数は、主として次の因子によってきまる。

(1) 骨材の性質 強固で、すりへり抵抗が大きく、崩壊磨耗に強い骨材を用いることが、舗装の摩擦係数を高めるうえに効果がある。

(2) 舗装の組成および表面粗度 混合物にアスファルトを沢山用いると、夏の暑い時には表面“ブリージング”を生じて、舗装面が滑りやすい状態となるので、アスファルトの過度の使用は避けねばならない。表面のあらさも、滑り抵抗を左右する重要な因子ではあるが、すぐれた止滑性をもつ舗装の各種、たとえば表面に大きな空隙をつけた開粒度舗装(図8.9)とか、荒々しい密集面をもつ密粒度舗装などについてみると、かなりの差があるものである。

8.2.4.2c節に記したような構成の開粒度舗装はアスファルトが流れ出さないのてきわめて良好な滑り抵抗を有し、それは車速によってもほとんど変らないものであると報告されている[89]が、これに対して、この状態の骨材は、よりすりへり、破壊を受けやすいので、長期間たてば、マサツ係数は減るものであると論じている[105]。さらに開粒度の舗装は、アスファルト含量が少ないので耐久性に乏しく、透水性はかなり大きいものである。

銅床版上の舗装は、熱伝導性のよいデッキプレートの温度

降下時における急激な冷却のために、冬期には氷結の危険が大きい。氷結による滑り性は、舗装の表面を荒くすることにより緩和することができる。表面にデコボコがあると、氷膜がつきにくく、氷がついても交通車輛によってすぐに砕かれてしまう。

舗装の滑り抵抗は、適当な表面処理を施すことによって、増すことができる。普通行なわれている方法は、舗装表面に細粒の研磨剤を撒き、それをアスファルトかその他の粘着材で固定する方法である。

種々の舗装のすべり抵抗については、文献[105]の第20章に詳述されている。

(f) アスファルト添加剤

アスファルトやアスファルトと骨材との混合物の性質の一部を、添加剤の混和によって変えることができる。

一般に用いられているアスファルト添加剤としては、つぎの2つがある。

(1) 剝離防止剤: 骨材粒へのアスファルト膜の核覆、粘着をよくするために用いる種々な化学生成物。

(2) 種々のゴム(生ゴム、合成ゴム、ネオプレンゴム) アスファルトの温度感応性、低温脆性および付着性などの品質を改善するために用いる。

これらの添加剤の使用量は、普通、アスファルト重量の1~5%程度である。

ゴム材料の添加によって舗装の性質を改善したとの報告は

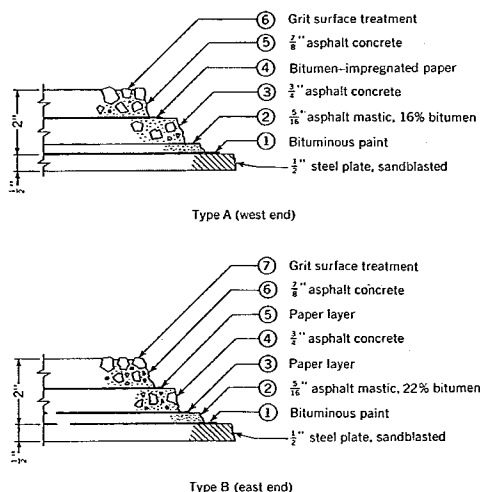


Fig. 8.6. Cross sections of the wearing surface on the Cologne-Muelheim Bridge

多いが、添加剤の長期効果や経済性については、はっきりしていない。

8.2.4.2 既設床版橋における代表的な舗装

本節では既設床版橋における代表的なアスファルト舗装の組成に関する資料を示す。

8.2.4.2.1 マスチック被覆上の被覆アスファルトコンクリート舗装

Cologne-Muelheim Bridge (図 1.2 1) では、つぎのような 2 つのタイプの舗装が用いられた。

タイプ A (橋の西端部): 図 8.6

1. シールコート

a. サンドブラストしたデッキプレート上に、約 3/64 in. 厚のアスファルト・耐熱ペイント。

b. アスファルト含量 16% のアスファルトマスチック、5/16 in. 厚 (8.2.3.2 節参照)。

2. 下層および上層

a. 3/4 in. 厚の固いアスファルトコンクリート。アスファルト含量 9%, 原アスファルト針入度 (77°F (25°C), 100g, 5秒) = 35~50。骨材粒度は図 8.1 に示すとおり。

b. アスファルトを滲透させた紙の層。

c. 7/8 in. 厚のかたいアスファルトコンクリート。アスファルト含量 8.5%, 原アスファルト針入度 20~30。骨材は a. と同じ。

3. 表面処理

a. 粒径 1/4~1/2 in. のアスファルト膜をつけた粗砂 2~3 lbs/ft² を散布、表面層が熱いうちにロールして埋込み。

タイプ B (橋の東端部)

1. シールコート

a, b. アスファルト含量 22% のマスチックコンクリートを用いたほかは、タイプ A と同じ。このような高アスファルト含量のマスチックを用いたことは、舗装の安定性を欠き、波打ちを生ずる原因となった (8.2.3.2 節参照) [92]。

c. 紙層

2. 下層および上層

a. 3/4 in. 厚アスファルトコンクリート、アスファルト含量 11%, 原アスファルトの針入度 20~30。Trinidad Epure 天然アスファルトを添加した。骨材はタイプ A に用いたものより幾分かきま目のもの (図 8.1) を用いた。

b. 紙層

c. 7/8 in. 厚アスファルトコンクリート。アスファルト含量 8.5%, 原アスファルトの針入度 20~30。骨材は図 8.1 に示す粒度のもの。

3. 表面処理: タイプ A と同じ

熱したアスファルト混合物は人手で打設し、木製ブロックで締め固めた。締め固めにローラーは使用せず、舗装の総厚は 2 in. であった。

タイプ A の組成を用いた西端部の舗装は、重車輻交通の作

用下において満足すべき性能を果しており、今もなお良好な状態にある。一方タイプ B を用いた東端部の舗装は、そのマスチック層が軟かすぎたために、舗装の打ちかえを余儀なくされた。

デッキプレートの防蝕状態は良好と見うけられる。

8.2.4.2.2 平鋼補強を用いたマスチックアスファルト舗装

このタイプの舗装は Duesseldorf-Neuss Bridge (図 1.1 0) において用いられた。

舗装厚は約 1 1/2 in. で、デッキプレートに 3 in. 間隔に溶接した 1 in. x 1/4 in. の補強平鋼の間隙を充たしてアスファルトマスチックを打ち込んだ (8.2.3.3 節参照)。

マスチックを打ち込む前に、デッキプレートと定着棒とは、加熱アスファルト粘着剤を吹きつけた。

マスチックのアスファルト含量は 14~16%, マスチックより抽出したアスファルトの軟化点は 140°F (針入度約 30~40 に相当) であった。マスチック中のフィラー含量は 25% 以上であった。加熱したマスチックを 1 in. 平鋼の高さまで詰めてから加熱アスファルトで処理した 1/2~7/8 in. 大の玄武岩骨材を加え、所要の総厚 1 1/2 in. となるまで締め固めた。



Fig. 8.7. Cross section of the wearing surface on the Duesseldorf-Neuss Bridge. Bituminous-mix between flat bars

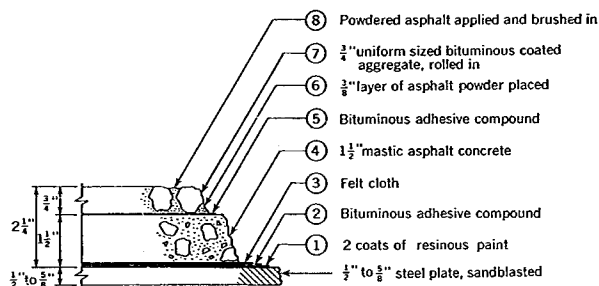
このアスファルト混合物のデッキプレートおよび定着棒への粘着性は、苛酷な振動試験を行なった後においても、きわめて優れた状態にあることが認められた [91]。

平鋼補強を用いたこれと同じ舗装は、Duesseldorf-North Bridge (図 1.1 5) にも用いられている。

この種の舗装は、施工費がかさむものではあるが、反面、十分軟かな状態で施工ができる密なマスチック層を用いること、デッキプレートの防食が完全に行えること、定着棒使用のために押し上げを生じないこと、などの理由で、誰にでも容易にできる施工法であると多くの技術者達は考えている。もう一つの利点は、この舗装ではまったく目地を設ける必要がないことである [95]。

補強マスチック舗装については、ドイツ技術者達は過去において懐疑的な見方をしていたが、しかし、Duesseldorf の 2 橋におけるそれが、きわめて良好な状態を示している点からみて、この種の舗装は、とくに急勾配をもつ橋梁

Fig. 8.8. Composition of the wearing surface on the St. Alban Bridge, Basle, Switzerland



に対して推奨しうるものと思われる。この例として、一様な4%縦断勾配を有するオーストリアのEurope Bridge (図7.15)には、この種の舗装を用いる計画もあった。

8.2.4.2.3 マスチックアスファルトコンクリートおよび樹脂被覆層上の開粒度アスファルトコンクリートのBasleのSt. Alban Bridgeでは、開粒度表面層をもつ約2 1/2 in厚のアスファルト舗装が用いられた(図7.19)。

1. シールコート : (8.2.3.2 b 参照)

- 樹脂ペイント, 2層
- アスファルト粘着剤
- 0.04 in厚フェルト布

2. 下層および上層

- アスファルト含量7.7%のマスチックアスファルトコンクリート, 1 1/2 in厚。成分は、マスチック58%, 1/8 ~ 1/2 inの大碎石42%。打設位置におけるこの混合物の硬さは、硬さ係数で9であった(この硬さは、1/4の径の鋼棒を通して70 lbの荷重を1分間加えたときの温度77°Fにおける棒の深さが0.9 mm or 0.035 inであることを意味する)。
- アスファルト粘着剤は0.5 lb/yd²の割合で用いた。その成分は針入度80~100のアスファルト50%, 溶剤50%である。
- 粉末アスファルトの厚さ3/8 inの層(約2.2 lb/yd²)を設けた。
- 3/4 in.径の均一粒径のアスファルト処理した堅硬な碎石を1.95~2.15 tに加熱して敷きつめた。これに用いたアスファルトの針入度は280~320, アスファルト含量は骨材重量の2%。骨材のアスファルトによる被覆は温度約280°Fで行なった。アスファルト被覆した骨材が、運搬中にひとカタマリになることを防ぐために少量の粉末アスファルトを添加した。敷きつめた骨材は、6~8 ton ローラーで転圧した。
- 転圧を終えた表面層上には約1.8 lb/yd²の割合で粉末アスファルトを散布し、ブラシをけを行なった。

1955年に施工されたこの舗装は、1962年の夏まで

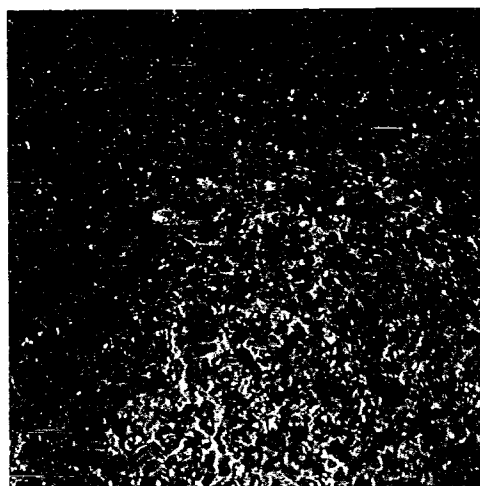


Fig. 8.9. Rough surface texture of the wearing surface on St. Alban Bridge, Basle

は満足にその機能を果たしたが、その夏Cologne-Muelheim Bridge (8.2.4.2節参照)の東端部の舗装に発生したのと同じような波打ちが生じて、その舗装の相当な部分を打ちかえざるを得なくなった。

8.2.4.2.4 鋼床版橋上のアスファルト舗装に対するドイツの現行基準

鋼床版橋のアスファルト舗装に対して、1961年に制定されたドイツの暫定基準[86]には、一般的な推奨事項が盛り込まれており、舗装として用いてよい5つの基本タイプについて、規定を設けている。

一般的な要求事項としては、舗装は、高温時に交通車輛によって押し上げや波打ちを生ずるものであってはならないこと、冬期にクラックを生じないこと、経年および疲労に対する感受性が低いこと、デッキプレートによく付着するもので

あることが必要である。同基準では、また、鋼床版橋の舗装の準備ならびに打設は、鋼床版橋の舗装に関して必要とされる特殊な知識と経験をもっている、選ばれた施工者に委ねるべきことを規定している。

次のような種類のアスファルト舗装が提案されている。

(a) シールベイントおよびタックコート上の複層アスファルトコンクリート

デッキプレートはサンドブラストまたはそれ相当の方法で、清掃しなければならない。シールコートは、亜鉛粉ベイントまたはその他の材料を用いてもよい。これについてごまかい規定はしない。その次に用いるタックコートについては、かなり薄くしなければならず、シールコートに対して逆効果をもたらすような成分を含まないものを用いねばならない。

アスファルトコンクリートは $3/4$ in.厚の下層と 1 in.~ $1\frac{1}{4}$ in.厚の上層の2層とする。

混合物中のアスファルト含量は7%~9%とし、骨材は図8.1に示す粒度のものをを用いることが望ましい。

アスファルトは、混合物から抽出したものについては針入度 $10\sim15$ に相当する軟化点(標準 ring and ball 試験)が 158°F 以下のものをを用いること(8.2.2.1節参照)。できるだけ軟化点 150°F (針入度 $15\sim20$ 相当)以下のものを用いることが望ましい。

原アスファルトの軟化点は、それ相応に低いものでなければならない。上層に対しては 140°F (針入度約 $25\sim40$)、下層に対しては 150°F (針入度:約 $40\sim60$)の軟化点のものをを用いるのがよい。

完成した舗装の硬さは、DIN 1966(新設)の「アスファルト舗装に対する針入試験」によってチェックすることができ。この試験は、温度 104°F において断面積 5 cm^2 (径:約 1 in.)の丸鋼に 116 lb の重量を30分間加えたときの、貫入量を測定するものである。この貫入量は、下層で $4\sim8\text{ mm}$ ($0.16\sim0.32\text{ in.}$)であることが望ましい。上層(表面層)ではこの値は $2\sim6\text{ mm}$ ($0.08\sim0.24\text{ in.}$)としなければならない。

平鋼を用いてアスファルトコンクリート舗装の機械的補強を行なう場合、平鋼の配置間隔をあまり大きくすると、効果的でないと考えられる。

アスファルトコンクリートの2つの層の間に紙層を設けて、上・下層を隔てることは好ましくない。

(b) マスチックシールおよびタックコート上の複層アスファルトコンクリート

マスチック被覆材の具備すべき組成については、8.2.3.2 c 節にのべたものと同様である。

アスファルトコンクリートは、(a)項にのべたように2層にして打設する。

(c) アルミニウム箔およびタックコート上の複層アスファルトコンクリート

金属箔の具備すべき性質、およびその配置方法については8.2.3.2 d 節にのべたと同様である。

アスファルトコンクリートの基準は、(a)項と同じである。

(d) 特殊な補強を加したマスチック舗装

平鋼による補強については、8.2.3.3 節にのべたとおりである。

マスチック舗装の具備すべき性質およびその打設法は8.2.4.2.2 節に示したとおりである。

(e) 特殊な補強を用いないマスチック舗装

機械的補強材を用いないアスファルトマスチック舗装は、ほぼ $3/8\text{ in.}$ づつの2層にわけて打設する。マスチックの第1層が熱いうちに、軽くアスファルト処理した $3/4\text{ in.}$ 径の骨材を投じて転圧する。この第2層を敷設した後、アスファルト処理した $1/4\sim1/2\text{ in.}$ または $1/2\sim3/4\text{ in.}$ 径の骨材をしいて全厚が $1\frac{3}{8}\text{ in.}$ になるまで転圧する。この2層を打設するのに必要なマスチックの量は約 8.5 lb./ft^2 (41.5 Kg./m^2)。骨材の所要量は約 8.5 lb./ft^2 である。

補強材を用いないマスチック舗装は、試験的に施工されたことがある。この種の舗装は、補強材を用いたマスチック舗装と同程度に満足すべき、信頼性のあるものであると云われている[95]。

この基準にはさらに、アスファルト混合物の打設および舗装目地の施工に関する推奨事項も含まれている(8.2.5 節参照)。

8.2.5 施工および維持

8.2.5.1 鋼板面の準備

舗装とデッキプレートとの付着を良好にするためには、デッキプレート面に付着している油、グリース、水、泥、錆、ミルスケール等を除去することがまず第一である。

最初に、ベンゼン、四塩化炭素その他の適当な溶剤で鋼板表面を洗って、油やグリースを除去する。

錆やミルスケールは、チップング、ワイヤブラッシング、サンドブラスト、ショットブラスト、フレーム・クリーニング等の機械的手段により、除去する。8.2.3.2 節でのべたような防護剤をよく付着させるために必要な清潔度を得るのには、サンドブラストによるのがもっともよいと思われる。

デッキプレートの清掃が終わったらただちに(2時間以内)1層目の防護剤を施工する必要がある。

デッキプレートの清掃・サンドブラスト、それにづく防護塗装そのものは、床版パネル製作後に工場内でやってしまうのがもっとも経済的ではあるが、施工の面から考えると、パネルの架設が完了してから、現場にて床版の清掃・コーティングをすることが好都合である。すなわち、

(a) 架設作業中、熱を加えて鋼板の歪みを行なう必要が、しばしば生ずる。デッキプレートにコーティングしてしまつたあとでは、これを行なうことができない。

(b) 床版パネルの端部デッキプレート片は、デッキプレートの現場継手の溶接またはボルト接合が終わるまで塗装しないままにしておき、床版の架設が終わってから清掃し、サンドブラストせねばならない。したがって、工場内で清掃・塗装を行つてしまえば、現場ではそのような作業のための特殊な装

置・器具を必要としない、ということにはならない。

(c) 防護塗装から最終舗装までの作業は、連続操作によるのがもっとも効果的である。現場継手上的の銅板片の清掃・塗装を別個に行なったりすると、防護塗装の厚さのくい違いが生じたり、また舗装の均質性が欠けたりしやすい。

8.2.5.2 舗装の打設

舗装の打設順序・方法は用いる舗装の種類によって異なる。とくに強調したいのは、銅床版上の舗装として満足すべき条件は、非常にきびしいものであるから、その準備および施工にあたっては、普通のアスファルト舗装に払われる注意よりも、はるかにきびしい注意をはらわねばならないことである。

アスファルトの品質および針入度、骨材の粒度、混合割合、温度などに関する基準をすべて厳守することが肝心である。

舗装の打設は温暖で乾燥した気候の季節中においてのみ行なうべきである。外気温が50°F(10°C)以下のときには、加熱混合物の打設は避けるべきである。なぜなら、低い外気温のもとで、混合物は急激な冷却を受け、その結果生ずる内部温度応力のためにのちにクラックを生ずる恐れがあるからである。

舗装の施工に際しては終始厳格なる監督をしなければならぬ。というのは、たとえ最高品質の混合物を用いても、その打設を不注意に行なえば、決して良い結果は得られないからである。

銅床版上のアスファルト舗装が破壊をきたしたもののの中には、その原因が、このような舗装の施工において必要とされる最高度の技術に対する評価が甘かったことにあると思われるものもあった。したがって、銅床版の舗装の施工は、一流の舗装業者のみ委ねるべきものといえる。

8.2.5.3 目地

アスファルトコンクリート舗装には、一般に、適当な縦横の目地を設ける必要がある。目地の巾は、普通1/4~3/8in.(0.63~0.95cm)とし、その隙間は適当な目地充填材で充たす。

アスファルトコンクリートの作業パッチごとの目地は、舗装の上層にのみ設ければよい[86]。

舗装全厚におよぶ深い目地は、アスファルトコンクリート舗装に接触しているすべての緑石、分離帯、それに伸縮継手銅板の部分に設けなければならない。伸縮継手の銅板は直接太陽光線をうけてかなり熱くなるものであるから、それに直接接触する部分に用いる充填材は、できるだけ温度感性の低い材料を選ぶべきである。

緑石や分離帯の部分の目地には、汚物や水や雪がたまりやすく、それらは腐蝕を起しやすいものであるから、この部分の目地に用いる充填材の密封の効果はとくに重要である。英国で行なわれた試験の結果では、銅板パネルの縁端部目地に、充填材として用いたマッシュックタイプの材料は十分な防護材としての用をなさなかった[103]。アスファルト・ゴム混合物を用いたところ良好な結果が得られた。

アスファルトマッシュックタイプの舗装においては、目地に

充填材を用いる必要はない[86]。

8.2.5.4 維持

舗装は毎年寒期が過ぎた時期に、こまかく点検しなくてはならない。もしクラックが生じたら、それを適当な被覆材でふさがなくてはならない。

デッキプレートに水がたまることを避けることが第一である。そのためには、橋を設計するときに床版に適当な横断勾配をつけたり、緑石の部分に十分な排水孔を設けるとよい。

氷結のおそれのある気候条件に見舞われる期間中、床版の滑り止めを保つ目的には、研磨剤(粗砂、炭ガラなど)あるいは非・腐蝕性の化学薬品を用いるとよい。

これまでの各節でのべたような要求事項を満足するように施工された舗装に対してさらに十分な維持を行なっているかぎり、水を除去するために塩類を用いても、その腐蝕作用を心配するに足らぬほど、舗装は完全なるものと考えられるが、だからといって、このようなものは用いないにこしたことはなく、用いないですませられれば、それだけ更に安全度の高い状態におくことができるわけである。

8.2.6 結 論

ヨーロッパの銅床版橋におけるアスファルト舗装の使用経験によると、それらの橋の大部分においてその舗装は、今なお満足すべき機能を果している。この種の舗装をもつ橋梁は現在40橋以上もあるが、そのうち舗装がひどくいたんで、大規模な補修または舗装の打ちかえをしなければならなくなったのは、ほんの数橋だけである。その中には、冬期にひどいクラックを生じたもの1橋(the Hedemýnden Bridge. 図1.2.9)、舗装の安定性が欠けていたもの3橋(the Cologne-Muelheim Bridge(8.2.4.2節参照)、the St. Alban Bridge(8.2.4.2.3節参照)、および試験的に架けた短スパンのthe Breitscheid Bridge)も含まれている。

いままでのべたような諸条件に従って設計され、しかも十分な注意のもとに施工されたアスファルト舗装は、満足すべきものであることを期待しうだけの根拠は十分である。このように施工された舗装の工費は普通のアスファルト舗装よりは高くつくであろう。

一方、このように施工された舗装でも、ただ漠然と永続するものではないので折にふれては補修をし、また厳密な検査を怠ってはならない。舗装の施工に関する過度の要求や過度の憂慮はいたずらに設計を煩雑にし、過度に高価なものを造ってしまふ結果となる。

8.3 アスファルト板舗装

8.3.1 概 説

アスファルト板は、低・針入度のアスファルト、縦横フィラーを高温度で混合したものを高圧のもとに型に押し込んで製造する。このようにして作られたアスファルト板は緻密で耐久性の大きい内部組織をもつものである。

橋梁舗装の目的には骨材処理(mineral-surfaced)

板が用いられるが、これは繊維質の板の中に粗粒のトラップ岩（暗色の火成岩）骨材を圧力をかけて押し込み、骨材粒が繊維質にがっちり結合するようにして作られる板である。この骨材処理（mineral-surfaced）アスファルト板の滑り抵抗は、表面処理したアスファルトコンクリート板のそれに匹敵するものである（8.2.4.1 f 節参照）。

アスファルト板の重さは約 100 lb/ft^2 (1600 Kg/m^2) である。骨材処理（mineral-surfaced）板の標準寸法は、 $24 \text{ in} \times 12 \text{ in}$ ($60 \times 30 \text{ cm}$) で、その厚さは $1, 1\frac{1}{2}, 1\frac{3}{4}, 2 \text{ in}$ である。

中央滑面上に用いるときは、 1 in 厚のもので十分と思われる。

8.3.2 組成および物理的性質

現在舗装用として製造されているアスファルト板の成分は、おおそ低針入度アスファルト $40 \sim 48\%$ 、フィラー $35 \sim 45\%$ 、有機質繊維 $8 \sim 22\%$ となっている。アスファルト板の具備すべき硬さと強さについては、ASTM 基準 D 517-50 および AASHTO 基準 M 46-38 に規定がある。

New York 市にある Triborough Bridge の西口にある鋼床版昇開橋、Harlem River 橋（1936年）に用いたアスファルト板は、26年を経た今日においても、なおきわめて良好な状態にある（図 8.10）が、このアスファルト板は、つぎのような特別な仕様によって製造されたものである。

○成分：アスファルト 50% 以上、フィラー $35 \sim 45$

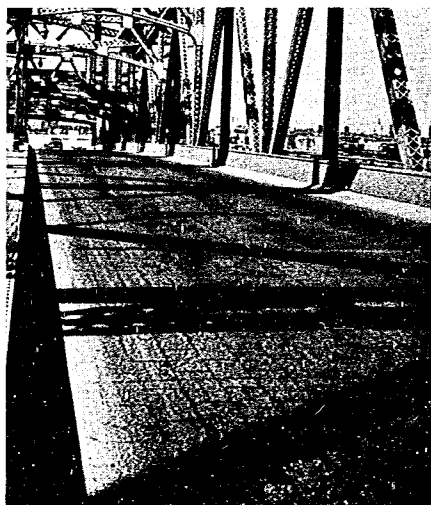


Fig. 8.10. Asphalt plank wearing surface on the Harlem River Lift Bridge, New York City

%, 有機質繊維 12% 以上（いずれも重量比）

○板より抽出したアスファルトの軟化点： $180 \sim 225^\circ \text{F}$ ， 77°F における標準針入度： $5 \sim 25$

○繊維：腐食質，鉱物性繊維，金属，ワラ，皮，木材およびおがくずなどを含み得ること。細長く切り裂いた綿織物の適度にけはたてたものを 16% 含むこと。

○フィラー：アスファルト混合物に用いるのに好都合な物理的性質をもつもの。

フィラーはその少くとも 50% が、 200 ふるいを通るものでなければならない。

○出来上った板の硬さ：次のように、針入度試験によってきめる。

$6 \text{ in.} \times 6 \text{ in.}$ 供試体の底面に、先端に半径 2 in. の円みをつけた 1 in. 径の丸鋼の先端をあてる。供試体温度 140°F でその丸鋼に 56 lb の荷重を加える。載荷後 15 秒、 75 秒における針入値をよむ。 75 秒における読みから、 15 秒における読みを感じた値は、 0.07 in. 以下でなければならない。

○所要の強さ（toughness）：次の試験によってきめる。

$6 \text{ in.} \times 6 \text{ in.}$ 供試体の底面の相直交する2縁端より 1 in. 隔てた点に、 $1/32 \text{ in.}$ の先端を有する鋼ピンをおく。供試体温度 32°F において、このピンの頭部に 17 lb 離れた高さから 10 lb の重錘を落す。このとき、板が割れたりクラックが入ったりしてはならない。

8.3.3 板の敷設

アスファルト板製造者の仕様によれば、アスファルト板はホウキで掃除した鋼床版上に並べて、適当なアスファルト板接着剤で接着させるものである〔88, 96〕。

アスファルト板接着剤は、普通アスファルトを揮発性溶剤に溶かして、むらなく塗布しうる程度の軟かさにしたものが用いられる。

接着剤は $1/32 \text{ in.}$ 以下の厚さとししないのがよく、また $1/16 \text{ in.}$ 以上とししないのがよい（ $40 \sim 50 \text{ ft}^2/\text{ガロン}$ ）。縁石とか固定棒（stop bar）とかの垂直面にアスファルト面が接着される部分にも、同じように接着剤を塗る。

接着剤を塗布してから 15 分以上 2 時間以内に、板を貼りつける。板の配列の仕方は、板の長辺（ 24 in. ）を橋軸方向に平行にし、隣りあう板との横目地は 12 in. 間隔となるようにする。板は一枚一枚できる限りきっちりと並べ、一枚を据えつけるごとに、その向うの板に押しつけるか堅くクサビ止めるかして固定する。

板舗装の横方向の安定性を確保するためには、横方向（橋軸に直角の方向）の固定棒を $5 \sim 20 \text{ ft}$ ($15 \sim 6 \text{ m}$) 間隔にデッキプレートに溶接して取付けるのがよい。この際、固定棒の間隔は、現場で板をカットしたり、つめものをしたりする作業を最少限にとどめるために、きちんと板の寸法に合せ

てきめるべきである。

緑石や固定棒(stop bar)のところにもしき間がでたら、その所にはアスファルトをしき込ませたフェルトを細長くきざんだものを詰めるとよい。

全部のアスファルト板の敷設が終わったら、板が接着剤と固く付着するように、転圧したり重量物を載せたりして押えつける。

さきにのべた Harlem River Bridge では、普通の方法で塗装されたデッキプレート上面をホウキで清掃し、そのうえにアスファルト板を貼った。板の付着強さがきめられたアスファルト接着剤の成分は、アスファルト 65~77%、揮発性溶剤 23~35%であった。接着剤の塗布に関しては、その均等性をうるために 60 psi 以上の圧力でエアガンによることを指定した。ブラシやゴムゾーキンによるアスファルト接着剤の散布は認めなかった。また 50°F (10°C) 以下の気温のときに接着剤を塗布することを禁じた。

8.3.4 機能

アスファルト板舗装の使用経験によると、この舗装の機能は、板の品質、施工精度、交通量などに主として左右されるものである。

板をきっちりとかぎ詰めておけば、板と板の間の小さな隙間は上を通る交通や熱の影響で板からしみ出してくるアスファルトで充たされ、その下になっているデッキプレートを密封するうに効果がある。

適度に重い車輛の通行は、舗装路面を平坦に保つうえの助けになる。非常に軽量の交通しか載らない部分やごく稀にしか交通の通らない部分の舗装板の隅角部がめくれ上ったり持ち上ったりしたとの報告が時に見受けられるが、その予防のために板の隅角部に機械的補強を用いた例もある。

Triborough Bridge 当局の報告によると Harlem River Bridge の $1\frac{1}{4}$ in. 厚アスファルト板舗装は、現在まですぐれた状態を持続しており、ごくまれにしか取りかえを必要とするような板は発見されなかった。

しかし、これと同じアスファルト板を用いた Triborough approach 橋のもう一つの鋼床版橋、Bronx-Kill Bridge の舗装は満足すべき状態を保ち得ず、その舗装板の取りかえ率(置換頻度)はかなり高いものであった。その原因としては、板の組成がやや低級であったこと、最初に板を敷設するときの注意が足りなかったこと、極度に重い車輛の通行があったこと、などが考えられる。

取りかえを余儀なくさせられるほどの板の破壊は、普通、まず板と板との間の目地が開き、次に板の縁が次第に削られて、そこが欠けてしまうものである、と報告されている。

こわれた板を取りはずすときに、その板のこわれた縁の直下に位置するアスファルト接着剤の膜もいたんでいて、その証拠に板縁に沿った部分のデッキプレートに錆の痕跡を認めるところがよくなった。しかし、そのような板縁ぎわの部分はともかくとして、板の鋼床版への付着はきわめて強力であって、それを取りはずすのにはノミ(タガネ)を必要とした。板の下敷になっていた部分のデッキプレートにはサビの痕跡

はなく、完全無欠な状態であったと報告されている。

8.3.5 結 論

アスファルトと有機質繊維とを豊富に用いた高品質のアスファルト板を用い、しかも入念な舗設がなされるかぎり、アスファルト板は鋼床版舗装材として満足すべきものといえる。

アスファルトコンクリート舗装にくらべて、このアスファルト板の利点の一つは、その自重が軽いことである。例えば、2 in. 厚アスファルト舗装の重さが約 23 lb/ft^2 (1120 Kg/m^2) であるのに対し、1 in. アスファルト板の重さは約 9 lb/ft^2 (440 Kg/m^2) にしかすぎない。もう一つの長所は、アスファルト混合物舗装の場合にしなければならないような、現場におけるデッキプレート面に対する高価な準備は必要なく、施工が簡単なことであろう(8.2.5.1 参照)。

しかし、デッキプレートの防蝕をより確実なものとするために、現在用いている接着剤の改良あるいはデッキプレート防護法の改善が望まれる。

金属箔やその他の防護材(8.2.3.2 節)の適用は、満足すべき解決策となるかも知れない。

板で舗装しようとする鋼床版は完全に平坦でなければならず、したがって添接板・リベット頭などの突起があるデッキプレート上にただちに板を敷設するわけにはゆかない。

溶接ひずみや製作・架設誤差のために、デッキプレート面は規定の水準面よりも部分的に凸出していたり凹んでいたりのものであるが、このデッキプレート面の高さの誤差の修正を舗装板の調整で行ってしまうとすることは、板の舗設において用いる接着剤は均等厚に塗布しなければならぬことからしても、実際のでないと思われる。したがってアスファルト板舗装をしようとするときは、その鋼床版は厳密に規定通りの形状となるように製作・架設されねばならぬものであって、アスファルト混合物舗装の場合よりも小さな製作・架設誤差が要求されるものである。

8.4 エポキシ樹脂

8.4.1 概 説

エポキシ樹脂舗装は、道路舗装の分野において新たに開発されたものである。このタイプの舗装には、特殊のエポキシ樹脂化合物が用いられるが、樹脂は研磨材としての粗砂をしっかりと固定させるための粘着剤の作用をし、こうしてできた舗装面は強靱で滑り抵抗の大きいものとなる。

エポキシ樹脂舗装をその施工法により分類すると、つぎの2つのタイプになる。

(a) 散布法: この方法によるときは、液状のエポキシ樹脂膠着材を用い、まずそれを路面に散布し、そののちに粗砂をばらまく。樹脂が化学的に固結すると同時に粗砂も永久的にその位置に固定される。

(b) エポキシコンクリート: アスファルト添加材を加えた(または加えない)エポキシ膠着剤と骨材とを、路面へ打設する直前に、セメントコンクリートやアスファルトコンクリートをつくるときと同じ方法で混合する。そののちに、その

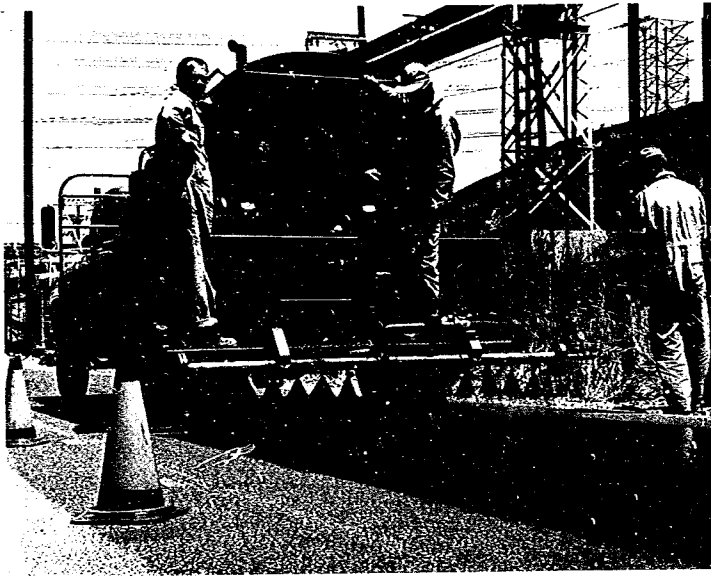


Fig. 8.11. Application of epoxy resin compound by spray truck

エポキシコンクリートをあらかじめ準備された路面に所定厚になるように打設する。

これら2つのタイプの舗装について、つぎにのべよう。

8.4.2 材料の諸性質

合成樹脂の一種であるエポキシは、その分子の一部に反応性エポキシサイト群を含んでいるが、これが硬化剤または触媒に合うとクサリ状につながって、エポキシ重合体を形成する。

この反応は放熱性反応であり、常温においても反応は行なわれるが、可逆反応は成立しない。ひとたび硬化してしまったエポキシは、熱を加えて軟かくしたり型をかえたりすることはほとんど不可能である。そこで、エポキシ樹脂化合物は、加熱によって融解し、冷却によって固化する、アスファルトのような加熱可塑性の材料と区別して加熱硬化性材料と呼ぶ。

硬さとか、弾性とかの、物理的性質を、望みどおりのものとするためには、可塑性剤や補強フィラーを添加する。舗装用として用いるエポキシ混合物は、一般に等量の2つの部分すなわち最高の弾性が得られるように調合されたエポキシ樹脂と、コールタールおよび有機質アミン硬化剤から成る触媒硬化剤から成っている。エポキシ樹脂は透明で油状の液体であり、硬化剤はコールタールを含むために黒色をした液体である。両者を混合したものの色は黒色である。

非反応性埋込材としてのコールタールや松脂を含まないエポキシ混合物もまた用いられるが、これは純エポキシ樹脂を多量に要するためかなり高価なものである。この混合物は透明であるから、出来上った舗装の色は用いる骨材の色に左右される。

鋼床版舗装用には、コールタールを含まない純エポキシ樹脂

を用いる方がよいと一般に考えられている。その理由は純エポキシ樹脂はより付着性が高いうえに、エポキシ膜の収縮が少いことにある。

舗装用エポキシ剤としては、数々の商品名のものがよく知られている。これらのエポキシ材は、本剤と硬化剤の2つに分けて扱われる。

2成分を混合した直後から硬化反応は始まり、反応の進行とともに次第に粘性を増す。2成分を混ぜてから、その混合物の打設ができなくなるまでの時間を、その混合物のポットライフ (pot life) と云う。

散布法に用いられるエポキシ混合物のポットライフは比較的短かくて、温度50°F (10°C) で30~90分、70°F (21°C) で15~45分、90°F (33°C) で5~15分程度である。また、この混合物の硬化時間は60°F (16°C) で8~13時間、70°F で5~7時間、95°F (36°C) で1.5~4時間程度である。完全硬化を終るまでには24時間以上を要する。

エポキシ混合物の硬化後の圧縮強さは4000~5000 psi (280~350 kg/cm²) 程度、弾性係数は低温時で40000 psi (28000 kg/cm²)、高温時で100000 psi (7000 kg/cm²) 程度であるといわれている。

エポキシコンクリート (配合比: 1-エポキシとコールタールの混合物: 2.8-砂: 2.6-玄武岩粗骨材, [重量比]) の圧縮強さおよび曲げ強さは、つぎに示すように試験温度に逆比例する。との結果が得られている [102]。

○圧縮強度：(2 in立方試体)

0°Fにて 7,000~11,000psi (500~770Kg/cm²)

70°Fにて 5,000~6,000psi (350~420 ")

140°Fにて 1200psi (84 ")

高温時に低強度であっても、それを冷却すると強度も回復した。

○曲げ強度：(4 in×4 in×15 in梁試体)

0°Fにて 2,900psi (-18°Cで 200Kg/cm²)

70°Fにて 2,500 " (+21°Cで 175 ")

上記供試体に用いたエポキシコンクリートの単位重量は、139 lb/ft³ (2,220 Kg/m³) であった。

十分に混合し、十分に硬化したエポキシ混合物は、強靱で水・ガソリン・油・グリース・溶剤・非氷結塩の作用に対する抵抗性が大きい。鋼材の表面が清浄で完全であるかぎり、鋼への粘着性は大きい。

8.4.3 散布法

8.4.3.1 現行の工法

粗砂を埋め込んだエポキシ混合物の舗装は、急な縦断勾配急なカーブ、停止区域などの危険区域におけるアスファルト舗装やコンクリート舗装の滑り抵抗を改善するために、近年盛んに用いられている。この一例として、New York市にあるTriborough BridgeのEastbound roadwayの下り区間には、1959年にそのコンクリート床版上に金剛砂骨材を埋込んだエポキシ舗装、単層を施工した。この表装は非常に大きな摩擦係数を有し、舗装後、今日まで2年有余、重量トラックおよび諸車通行に供しながら、今なお満足すべき状態を保っている。

エポキシ表装をコンクリートスラブに施工した試験の結果によると、もしコンクリートスラブとエポキシ表装との間の付着が破壊するとすれば、それはコンクリート表面が十分に乾燥していない、十分に清浄でない、油が浸み込んでいる、

などの欠陥に原因するものと考えてよい、といえる。このことからみて、鋼板はアスファルト舗装やコンクリート舗装とちがって、水を吸収することもなく、舗装打設に先立っての清掃も、より完全に行なえるものであることから、鋼床版にエポキシ舗装を用いることは、よい結果をもたらすにちがいない。

実鋼床版橋に用いた例はあまり多くない。1958年コーラルターとエポキシ混合物の舗装をした鋼床版がフィラデルフィアのPennypack Creek Bridgeに用いられた。ここでは、エポキシ被覆した鋼パネルの半分には、網状の鋼板鉄筋の補強を用い、残りの半分には補強を用いなかった。3年間、両半分の機能に差異は認められなかったが、やがて鋼板鉄筋を用いなかった方の舗装にわずかな破壊が発生した。この部分の修理は交通を中断せずに行なった。舗装面の粗度は、竣工時よりも幾分低下し、大粒の砂が樹脂母体より抜け出したあとがアバタとなって残っているが、このような作用もすでに停止しているように見受けられ、施工後4年を経過した今日、舗装の一般状態は満足すべきものと思われる。本床版に用いた骨材は、 $\phi 12$ ふるいを通り $\phi 20$ ふるいとどまる金剛砂である。

鋼板上舗装としてエポキシ舗装を用いたもう一つの例は、フィラデルフィアのStrawberry Mansion Bridgeの床版である。この床版は最初はコンクリート床版として施工されたが、それがいたんで、1960年に鋼床版にかけかえたものである。この鋼床版に、金剛砂骨材(研磨性骨材)を埋め込んだ(図8.12)エポキシ表装を用いたのである。これにも、網状の鋼板鉄筋補強を用いた。2年を経た今日、その舗装は良好な状態にあると報告されている。

以上、2つの例に示したエポキシ舗装は、いずれもその総厚は約5/16 inであった。舗装工事は鋼床版製作とともに工場内で行なったもので、舗装は2層にわけて打設し、200~250°F (93~120°C)で養生した。

New Jersey TurnpikeのNewark Bay Extensionの $\phi 14A$ インターチェンジにつながる東側のランプウェイにおいて鋼ワイドブランジの伸縮継手の滑り止めとして、エポキシ表面処理が行なわれたこともある(1959)。フィンガープレートには、良質なものではないながらもエポキシ混合物を覆い、表面には角ばった砕砂を散布した。この表面処理は満足すべきものであることが立証された。

8.4.3.2 施工法

表面の準備 デッキプレート面は清掃し乾燥させ、サビ、ペイント、グリスなどがついていてはならない。サンドブラストを行なったあと、溶剤洗滌を行うのがもっともよいと思われる(8.2.5.1節参照)。しかし、一部の技術者達は、サンドブラッシングを行わず、単に溶剤洗滌を行なうだけでも、エポキシ混合物とデッキプレートとの付着は十分に得られるとの見解をもっている。

製造者側の推奨するところによれば[98, 102], 単層コ

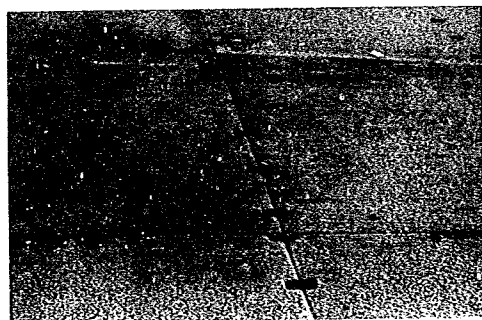


Fig. 8.12. Epoxy and grit surfacing on prefabricated stiffened steel deck panels installed on the Strawberry Mansion Bridge in Philadelphia (1960)

ーティングに必要なエポキシ混合物の量は、1ガロン/30 ft²で、そのときのエポキシ混合物の厚さは約1/16 in.となる。

エポキシ混合物をつくるための2成分の混合は、小規模な施工には普通使われているモルタルミキサーを使えばよい。混合が終わったら、それをデッキプレート面上に出して、コテ、ブラシ、ゴムゾーキン等で引き伸ばす。

大規模な施工のときは、連続式自動ミキサー Sprei-erを用いるのがよい(図8.1.1)。

粗砂は、所要量よりもやや多い目に、おおよそ15 lb/yd²の割合で、その上に散布するのがよい。そしてエポキシ母材が十分硬化してから、余分な粗砂(約6~9 lb/yd²)を除去する。このようにして出来上がった舗装の総厚はおおよそ1/8 in(3 mm)となる。

粗砂は清浄で乾燥し、角ばったものがよく、粉末を含んでいてはならない。粒度は、No.12ふるいを通り、No.20ふるいとどめる量が90%で、No.30ふるいを通るような微細分を含まないものがよい。

骨材は、粒子の下側の部分のみが樹脂中に埋込まれるだけで、その大部分が露出するものであるから、耐久性、すりへり抵抗の大きな骨材を用いることが大切である。骨材としてよく用いられるものを、価格の安いものから順に、(一般に、これは硬さの順序でもある。すなわち軟いものから硬いものへ)列挙すると、シリカ砂、鉄鉱石屑、金剛砂、銅玉となる。

粗砂はエポキシ混合物散布後、直ちにばらまくのがよい。銅床版面に散布されたエポキシ混合物は、温度95°F(35°C)にて、約2時間はワーカブルな状態にあり、温度がそれ以下のときには、この時間ももっと長くなる。

60°F(15.5°C)以下の温度での施工は、長い養生時間を要するので、あまり好ましくない。

厚い舗装を必要とする部分は、2層またはそれ以上の層にわけて敷設するのがよい。この場合下側の層には、安価な骨材を用いてもかまわない。

骨材を敷き終ってそれを定着させたら、その上から仕上げのエポキシを散布して、露出した骨材粒子のコーティングをよくするとともに、のちに多量の粒子が母体より抜け出すことを防止する。

網状・銅板鉄筋補強 (expanded metal reinforcement)の使用は、舗装のコストを高めることになるが、それなりの効果があるように思われる。デッキプレートにタック溶接された鉄筋は、エポキシコーティングの厚さを一定に保つのに好都合であり、舗装の破損を防いだり、もし破損が生じて、それを一局部にとどめるうえに効果がある(8.4.3.1節参照)。

銅床版パネル上の舗装の工場内施工は、舗装の品質という点では有利である。デッキプレート面の清掃は、工場内で行う方がやりやすく、経済的であり、また舗装の品質も、温度調整の可能な条件のもとで施工するならば、よりすぐれたものが得られる。さらに、工場内施工の場合には適当な温度で

養生することができ、普通200~250°F(93~125°C)で養生することによって、エポキシ舗装の硬さや耐久性を一段と増大させることができる。

しかしながら、すでに8.2.5.1節で述べたように、デッキプレートのパネルの縁端片は、未コーティングのまま残しておき、デッキプレートの継手の接合が完了してから、現場清掃し舗装を行なわねばならない。この際、舗装の工場施工部分と現場施工部分とのつなぎをいかにしてうまく行なうかが問題として提起される。銅床版を架設したのちに、デッキプレートの各部が正しく規定の水準上にあるように、あるいは規定の勾配をもつように、その形状を調整することは、すでに舗装してしまっている状態においては非常に困難である。

8.4.3.3 結 論

自重の軽減および滑り抵抗という観点から、銅床版舗装としてのエポキシ散布コーティングは非常に好ましいものである。これは、銅に対してきわめてすぐれた付着性を有するものであり、破損箇所はエポキシモルタルで「ツギ」することにより、簡単に修繕できるものでもある。

エポキシ舗装はデッキプレートの局部的曲げ応力を確実に分担するものではあるが、エポキシの強度および弾性は、クラックを防ぐには不十分のようである。

エポキシ舗装の疲労強度については、なお試験的に探究されねばならない問題がある。

エポキシ散布・複層舗装は、またアスファルト舗装よりもはるかに高価であり、アスファルト舗装よりも1\$/ft²ほどコスト高になる。しかし、このコスト高の一部は、舗装自重の軽減による銅重節減と相殺するものである。

舗装厚が非常に薄いことは、自重軽減の助けとなる反面、施工上の見地からは欠点でもある。広巾の銅床版では、架設後において正規の水準からの誤差を生ずることは避け難く、±3/8 in(0.95 cm)程度の誤差はおこりうるものである。このような誤差は、銅部材の不完全なキャンバづけ、溶接歪による各床桁のエレベーションのくい違い、製作および架設誤差、デッキプレートの反り、などの総和として生ずるものである。このような床版の形状の不完全を、より適切な舗装材を用い、その厚さを変えることによって補うことは可能であるが、均等厚さの施工を必要とするエポキシ散布舗装においてこれを行うことは不可能である。床版へのへこんだ部分に余分なコーティングをして部分的な調整をすることはできるが、このようなことは、舗装を物質的にコスト高なものとする。したがって、エポキシ散布舗装を用いようとする銅床版は、厚い舗装をしようとするときよりも小さな製作・架設誤差が必要とされる。

エポキシ舗装が薄いものであるために、デッキプレートにはボルト継手やリベット継手を用いることもできない。

広い銅床版面積の上にエポキシ散布舗装を行なうことは、そのためにデッキプレートは、十分正確な座標調整がなされていなければならないこと、デッキプレート清掃の迅速な操作および清掃後たんにエポキシ散布および粗砂の散布を行なわねばならないこと、などを考えると、ことに舗装を現場

施工で行なおうとするときは、実施上大きな困難を伴なうものである。エポキシ混合物のポットライフ (pot life) およびワーカビリティ期間の延長が望まれる。

他の種類の鋼床版舗装を用いる場合、その施工を成功させるのには高度の技術ということが一つの重要な要求事項となる。

鋼床版舗装としてのエポキシ舗装のもっとも経済的な施工法は、実際の経験の蓄積の中から見出してゆかねばならないであろう。

8.4.4 エポキシコンクリート

骨材の粘着剤としてエポキシとアスファルトとの混合物を用いるエポキシコンクリートは、コンクリート舗装、アスファルト舗装の表層や工場の床張りなどに用いられてきた。膠着質含量が7~12%の加熱混合エポキシアスファルトコンクリートは約1in.厚舗装として成功したり、不成功に終わったりして用いられてきたが、エポキシ部分のポットライフ (pot life) が短いことが打設作業のうえでの欠点となることが多かった。エポキシアスファルトコンクリートの長所は、噴射燃料の吐出に対する抵抗性が大きいこと、および高温度をうけても軟化しないことである。

冷間混合 エポキシアスファルトコンクリートも用いられたことがある[97]。その膠着質は、エポキシ樹脂と揮発性・高針入度アスファルトとを等量ずつ合せて80%と、硬化剤、水和剤 (Wetting agents)、軟化剤など20%から成るものであった。コンクリート中の膠着質含量は約7%であった。膠着質部分のポットライフおよびコンクリートの耐用年数 (Working life) は、加熱混合エポキシアスファルトコンクリートのそれよりも長かった。

エポキシアスファルトコンクリート舗装は、あらかじめエポキシアスファルト粘着剤の被覆をつけておいた面の上に鋪設するのがよい。コンクリートを舗装しようとする面の上に置いたら、ならしたり、拡げたりして所定の形にととのえる。エポキシアスファルトコンクリートは水密性、弾力性に富み、また付着性もきわめて良く、エポキシ散布舗装よりは安価である、といわれている。このような諸性質が、冷間混合エポキシアスファルトコンクリートを、鋼床版橋用舗装として適当とされているもののようである。厚さは1/2~3/4 in. とすることを、製造者側は推奨している。しかしながら、冷間混合エポキシアスファルトコンクリートは、今までは、コンクリートまたはアスファルト舗装の表装として用いられたことしかないことからみて、この材料に関する経験はまだ十分でないといえよう。

8.5 その他の材料

揮発性ゴム、ポルトランドセメント、細骨材などをから成るラテックスとゴムの混合物も、鋼床版舗装に用いうる。

"Semtex" という商品名で知られているラテックスとラバー製品 (8.2.3.2 g) は、英国およびドイツにおけるい

くつかの短スパン鋼床版橋において、用いられて成功しているものである[92]。

同じような製品で、商品名 "Tivoplan" というのが、船の甲板の表装材として用いられたことがある。客船 United States 号の甲板表装にはこれが用いられた。

コンクリート舗装の「ツギあて」用材料として、ポルトランドセメントモルタルと調合したラテックスが推奨されている[85]。この材料は、また鋼床版舗装にも使用できるものであろう。

3/8 in. 厚ゴム混合物舗装の重さは、約 4 lb/ft^2 (195 Kg/m^2) である。ゴム混合物の舗装は、耐久性、弾力性、水密性、金属面との粘着性などがすぐれているといわれている。この舗装の欠点は、比較的長い養生期間 (硬化期間) (1~3日) を要することで、この間、材料は気候条件の影響を受けやすい[91]。

カリフォルニア州公事業局では、ラバーラテックス・アスファルト乳剤を細骨材とともに使用して、良好な結果を得ている。

8.6 総括および結論

適当なシール材とタックコートとの組合せによる各種のアスファルト混合物舗装、アスファルト板、エポキシ混合物舗装あるいは8.6節に示したような諸材料は、いずれも鋼床版踏面材料としてすぐれた性質をもつものであり、これらはまた鋼板の防蝕効果もすぐれている。

なかでも、アスファルト混合物舗装はとりわけすぐれており、既設の鋼床版橋の大部分において、これが用いられている。正しい設計のもとに正しい施工をするかぎり、アスファルト混合物舗装は良質で経済的な鋼床版舗装材であることはうたがいが無い。ただ、この舗装の欠点は、自重がやや大きいことである。

小さな自重と、大きな滑り抵抗性をもつ新しい揮発性舗装材の開発は、現在もつづけられている。

概念的には、この種の舗装は1/2~3/4 in. 厚に施工するのがよく、またできるだけ一層に打ってしまいがよい。この点で、エポキシを含む材料はもっとも期待のもてるもののように思われる。

すべての面で理想的といえるような橋面舗装はいまのところないのであるが、だからといって、現存する各種舗装のおおのの欠点はあまり誇張すべきでなく、一般に用いられている舗装材料および一般的な施工法の欠点と同じ比重で眺めべきものであろう。

結論として、鋼床版橋の合理的で信頼のおける舗装をつくることは、可能であるといえよう。したがって橋梁技術者は、その舗装が、心配だからといって鋼床版橋の採択をためらう必要は全然ないのである。

第 9 章

設計基準および仕様

9.1 橋梁主構部材(系-I)

9.1.1 概 説

鋼橋の構造型式、支間およびその他の主要諸元決定を左右する機能性、経済性、美観に関する基本的な基準は、そのまゝ鋼床版橋の設計においても相通ずるものである。

しかしながら、第1章で述べたような鋼床版橋固有の諸特性は、必然的にその基本計画および設計のうゑに反映されるものである。

例えば、鋼床版を用いる連続桁橋の設計においては、鋼床版上部構のつすぐれた効率と軽量性とが設計に反映して、その結果、この桁橋のスパンは、普通の橋の設計において経済的とされているスパンよりも、大きくとることになろう。

タイド・アーチ橋や吊橋の設計においては、鋼床版構造によってもたらされる鉛直剛度、横剛度、捩り剛度を考慮に入れて、それを有利に利用する。

鋼床版の採択によって橋梁形式をすっかりかえてしまうこともままあり、例えば図1.3.8b, cのような場合、架換えられる以前のトラス橋あるいは吊橋は、これと全く型式のちがう鋼床版桁橋にかわり、しかもより経済的に、より美的なものになった。

いかなる場合にも、鋼床版橋は3次元空間構造の集積であるとの見方をし、その個々の部材の密接な相互依存性を心に留めておかねばならない。

9.1.2 死荷重応力および活荷重応力

主構の曲げモーメントおよび応力の算定およびそれに見合った部材断面の決定は、その示方書の荷重および許容応力を用いて普通の方法で行なう。

剛度および応力の計算においては、鋼床版またはその適当なる部分を系-Iの一部とみなす(1.2.3節参照)。したがって、鋼床版の諸元の決定にあたっては、9.3節に述べたように系-Iと系-IIの合成応力を考えねばならない。

連続桁橋の設計においては、7.3.3節にのべたように、必要なモーメント分布にならうように死荷重モーメントの調整を行なうことが、しばしば有利になる。このような場合、橋梁の断面構成はいくつかの段階を経て逐時組み上げられてゆくものであるから、それぞれの段階における残留、架設曲げモーメントおよび応力は設計の際に考えなくてはならない。

鋼床版橋の特色の一つは、その他の型式の橋とくらべて一般に死荷重モーメントの割合がかなり小さいことであって、これは鋼床版上部構の死荷重がかなり小さいことによるものである。したがって、鋼床版橋の設計においては、設計活荷重モーメントおよび応力は、重要な要素である。

ただし、ここで心すべきは、長径間の橋梁の主要部材における設計活荷重応力の最大値が実際の供用状態のもとで生ずる可能性は、載荷試験状態における以外にはまず考えられないことが、調査によってもはっきりしている、ということである。すなわち、主要部材が実際に受ける最大活荷重応力は一般に最大設計活荷重応力よりもかなり低いものであるといえる。

9.1.3 動的な影響

橋梁部材の振動特性は、本質的に剛性に対する質量の比によってきまるものである。

鋼床版を有する桁橋の振動特性は、コンクリート床版を有する同じような橋のそれとは幾分異なるものであり、短径間の橋においてその差異は著しいものではあるが、普通の状態では鋼床版桁橋に特に不都合な振動が生ずることはなく、したがって現行の橋梁示方書できめている慣用の衝撃係数を鋼床版橋に対して改める必要はない。

吊橋の鋼床版補剛部材の動的挙動については、吊橋の設計において用いられている諸方法により、個々の場合について検討すべきである。

鋼床版の局部振動については、9.2.4節でのべる。

9.1.4 活荷重によるたわみ

桁橋の活荷重たわみは、支間ならびに、その桁の下フランジの活荷重応力 f_L と下縁と中立軸間の距離 C との比、との函数である。鋼床版橋においては、この f_L と C との値はいずれも、コンクリート床版構造よりも大きくなる傾向がある。すなわち、 f_L 値が大きくなるのは、鋼床版橋では全応力に対する活荷重応力の割合が比較的大きいためであり、 C 値が大きくなるのは、鋼床版桁橋の桁断面は一般に非対称であって、その中立軸が断面の上半分の部分に位置するためである。したがって、ある与えられたスパンに対して、鋼床版桁とコンクリート床版桁との桁高が同じであればそれらの活荷重たわみはほぼ同じ値となろうし、もしコンクリート床版桁よりも低い桁高の鋼床版桁とするならば、その鋼床版桁の活荷重たわみはコンクリート床版桁のそれより大きくなるであろう。

一般に、活荷重たわみの大きさまたはたわみ比そのものは、橋梁構造物の機能そのものに対してほとんど直接的なつながりをもつものではない。その点、最近の新しい橋梁設計示方書の中には、活荷重たわみを制限するための規定を設けていないものがあるが、当を得ていると思われる。

とはいえ、非対称荷重をうけて橋桁にあまり大きな相対たわみを生ずることは、橋梁の設計横断勾配を反転させることになるので、当然避けなければならない。

9.1.5 疲労強度

鋼床版橋の疲労強度の問題は本質的に一般の鋼橋のそれと

かわらないのではあるが、一般に、鋼床版橋の各部材における全応力に占める活荷重設計応力の割合が大きくて、そのため最大応力と最小応力との巾が大きくなるものであるから、鋼床版橋の設計に際してはその疲労の問題についてより周到な注意が必要とされることになる。しかしながら、主要部材における実作用最大活荷重応力は、9.1.2節でも指摘したように、計算設計値よりはかなり小さくなる傾向がある。さらに、疲労強度というものは、極大荷重下においてまれに生ずる最大応力振巾よりはむしろ応力変動の平均振巾に支配されるものである。

したがって普通の場合には、鋼床版橋の主要部材の設計において疲労の問題が危険要素となることはほとんどなく、応力変動を受ける部材に対する現行の設計規定を用いても疲労の問題は十分安全な範囲にあるものと考えて差支えない。

9.2 橋床構造（系Ⅱ）

9.2.1 概説

縦リブと床桁およびそれらのフランジとしてのデッキプレートとから成る橋床は、1.2.4.1節で述べたように設計上は、局所的な交通荷重を主要部材に伝達するための独立構造物であると考える。

補剛構造形式の選択あるいは、リブおよび床桁の最適間隔をきめるときの一般基準については、7.1節にて論じた。

設計荷重下におけるリブおよび床桁の応力の計算方法は、第3、4、5章に示されている。

9.2.2 静的強度

普通に用いられているような型の縦リブに集中輪荷重を作用させたときの、その強度は、1.2.4.2節で詳述したごとく、単純曲げ理論による計算値の数倍にもおよびものである。

したがって、構造物における荷重と応力との直線比例関係をもとにした「許容応力」基準は、リブの破壊に対する実験の安全率を求めようとするのには不適当である。

局部荷重下における縦リブが大きな強度をもつことを一部考慮に入れた現行の鋼床版の設計基準については9.3節にのべる。

鋼床版の床桁の強度についてはまだ実験的に確かめられてはいないが、大荷重下における床桁の挙動は、縦リブのそれと本質的に同じものである。

9.2.3 たわみ

縦リブおよび床桁の、正常な耐荷作用、荷重分配作用のために生ずる弾性たわみは不都合なものではなく、それがかなり大きな床版の変形を起すほどのものでないかぎり、そのたわみは制限されるべきものではない。

一般に、縦リブのたわみは、デッキプレートの曲げ剛性を有効に活用することによって局部的輪荷重を分配する。

ここで注意したいのは、デッキプレートの曲げ剛度は、閉リブ床版の簡易計算においてはまったく無視し（3.2.2.3節）、閉リブ床版の計算のときのみ間接的に考慮する（3.2.2.2節）ために、リブのたわみが比較的大きい場合には、上記の方法

で計算したリブの応力は実応力よりやや大き目になる傾向にあることである。

リブがきわめて柔軟であるならば、荷重が作用して生じたたわみは、弾性領域内に於てさえも生ずるデッキプレートに生ずる膜応力のために、さらに荷重分配作用をもたらしことになるであろう。

9.2.4 動的な影響

鋼床版の局部振動に関する研究によると、交通荷重によってリブおよび床桁に生ずる振動が構造系全体におよぼす影響は、短スパン橋梁部材の設計に対して規定している通常の衝撃係数によって十分に表わされうるのである。

床版振動を人体がいかに感ずるかについての疑問は、橋上に過度な歩行交通が予想されるような場合には、追究するべきである。

このような場合には、その床版の振動特性の計算を行なうことが必要であろう。

移動荷重の影響による構造部材の振動数および振巾の一般的な計算法についてはStuessi〔52〕によって与えられた。鋼床版の床桁の振動数の解法として、成岡、米沢の解法〔40〕がある。

歩道を支持する鋼床版床桁の自由振動数は一般にその剛度が大きいほど大きく、スパンおよび重量が小さいほど小さくなるが、ほとんどの場合5 cycle/sec以上である。

上記のべたような解法によって振動の計算を行なう場合には、その計算量は相当なものとなる。しかし橋床の振動特性を厳密に解明することが必要なのは、ごくまれにしかないとはいえよう。

ある期間に一定の強度で持続する振動に対する人間の感覚に関する研究はPostlethwaite〔47〕、Dieckmann〔11〕、その他によってなされている。一般に、振動による不快感は振巾および振動数が増すほど強くなる。振動数が5 cycle/sec以下のときには振動運動の最大加速度が人間の感覚に対して支配的であるが、振動数5 cycle/sec以上になると振動運動の最大速度が人間の感覚を支配する要素となるようである〔11〕。これらの研究をもとに、振動数および振巾の値は相対的不快度ないしは活動能力の相害度に相応して与えられる。これらの値はまた振動運動の危険加速度ないしは危険速度によって表わすこともできる。

しかし、一様な特性の持続振動に対する人間の感受性に関する資料を、そのまま、橋梁上を歩いている人の相対不快度の判定に用いることはできない。というのは、その人は、橋梁部材に実際に最大振巾が生じている間の割合短い時間だけ（例えば、重量トラックが床桁上を通過したとき、ちょうどその床桁の上に人が立っていたような場合）最大の振動の影響を受けると思われるからである。このような状態のもとではもっと大きな余裕が期待できるにちがいない。また、たわみ制限に関するASCEの委員会報告〔3〕でも指摘しているように、“人が橋の振動に不快な心理反応を示すのは、橋

の振動そのものの不快さによるものか、あるいは単純に、倫理的に剛な状態を期待している素人が予期しない橋の運動にであることのためかは明らかでない。もし後者の状態があるとなれば、その不快な振動に対する不満を減ずるための一助として、需要者教育の計画を試みるべきである。

以上のような考えをもとにすると、床版の振動特性を判定する目安として、次のような値を用いて差支えないであろう。すなわち振動数が 5 cycle/sec 以下のときは、我慢しうる最大加速度は約 $1.5 \sim 4 \text{ ft/sec}^2$ ($0.45 \sim 1.2 \text{ m/sec}^2$)、 5 cycle/sec 以上の振動数に対しては、我慢できる速度の上限値として約 $0.04 \sim 0.12 \text{ ft/sec}^2$ という値を用いてよいであろう。危険値は歩道の位置について求めなければならない。

一般に、歩行者に対する橋床の振動の影響をできるだけ少なくするためには、歩道をできるだけ主桁に近い位置に設けるべきである。長く張出した床桁の先端に歩道を設けるようなことは避けなければならない。

動いている自動車の中に座っている人には、自動車自体の振動のために、橋の振動はほとんど感知できぬものである。

9.2.5 疲労強度

鋼床版のリブおよび床桁は、一般の橋の縦桁や床桁と同様に応力強度の変化を受けるものであるから、通常の疲労設計規定に準じて扱われなければならない。

縦リブに実際に生ずる応力は、9.1.2でも述べた通り、系Ⅱ応力と系Ⅰ応力との重ね合せによって得られる最大設計応力には及ばぬので、リブに実際に規則的に生ずる最大応力は、一般に危険疲労応力水準よりはかなり低いものである。したがって、系Ⅰおよび系Ⅱに最悪の載荷をした状態の重ね合せという、実際には起りそうもない状態について得られるリブの理論最大応力は、動応力として扱うよりは静的応力の扱いをすることをすすめている向きもある〔44〕。

9.3 系Ⅰ応力と系Ⅱ応力との重ね合せ

9.3.1 概説

リブおよびデッキプレートの橋軸方向の最大理論応力は、1.2.6節で述べ、また1.1.2.2.4および1.1.3.2.3節の数値計算例にも示すように、系Ⅰ応力と系Ⅱ応力との重ね合せによって得られる。

しかしながら、系Ⅰと系Ⅱの影響のこのような重ね合せによって得られるリブの局部的極大応力の値そのものをもって、その床版の実・安全度を示すことはできないのであって、これは、第1章でものべたように系Ⅰと系Ⅱとは構造挙動および破壊に対する安全率が根本的に異なるものであり、特に系Ⅱは単純曲げ理論から得られる値をはるかにしのぐきわめて大きな固有の強度を保有していることによるものである。

このようにして、鋼床版の実際の構造特性の適当な評価にもとづいた合理的な設計手順を定めることの必要性がはっきりとしてきた。

慣用の“許容応力”設計法の範囲内で、つぎのような手続きにすることができるであろう。(a) 系Ⅱ応力を系Ⅰ応力に合成する前に、系Ⅱ応力にある低減率を乗ずる。そしてそれらの合成値が、その材料について規定された許容応力を超過しないようにする。または(b) 系Ⅰと系Ⅱとの合成応力に対して、高い許容応力度を認める。

これらの方法は、9.3.2および3節でのべるように、過去において用いられてきたものである。

デッキプレートおよび閉リブの側壁における局部的な系Ⅱ応力の縦リブ応力に対する影響については、一般に設計計算においては無視する。しかし、特別な場合、たとえば、載荷試験における応力測定結果の評価などにおいては、このような影響は考えねばならないであろう。

系Ⅰおよび系Ⅱ応力の合成に関連する2次的な影響については9.3.4節にのべる。

9.3.2 系Ⅱ応力の低減

Belgrade の the Save River Bridge (図1.8)の設計においては、縦リブの系Ⅱ応力には $1/235 = 0.425$ という係数を乗じ、その値を床版の系Ⅰ応力に加算した〔42〕。

$1/235$ という低減率は、1.2.4.2.b節でのべた載荷試験(図1.3.2)の結果から、次のようにして求めたものである〔42, 44〕。すなわち、

集中荷重を受けて曲げのみが作用している(系Ⅰ作用による軸応力は作用していない)リブの理論的極限状態に対して、破壊に対する安全率を1.0とした。リブにクラックが発生したときの荷重は48 tonであったから、その荷重値に対する許容荷重は

$$P_{allow} = \frac{48}{10} = 4.8 \text{ ton}$$

この荷重がかかったときの $1/2$ 模型における実測永久たわみは 0.25 mm であったから、実物大のリブでは永久たわみは 0.5 mm になる。しかしながら、ここで注意しなければならないことは、実際の床版においては設け条件のもとでは永久たわみは全く生じなかったということで、これは、リブに実際に生じていた応力は系Ⅱの曲げ応力と系Ⅰの軸応力とであって、後者は、後にのべるように応力低減をうけないことによるものである。

この試験体の材料である構造用炭素鋼 St 37 の許容応力 14 ton/cm^2 を用いて単純曲げ理論から理論的“許容荷重”を求めると 206 ton であった。したがって、実際の破壊荷重から定めた許容荷重と理論許容荷重との比は、

$$48 / 206 = 235$$

実際のリブの材質および寸法(図1.8)はこの試験体のものとは異なるものではあったが、この値をリブの局部的曲げ応力の計算値に対する低減率として設計に用いた。

さらに、次の条件を満足すべきこととした。

$$(a) f_I + \frac{f_{II}}{2.35} \leq f_{allow}$$

$$(b) f_I \leq f_{allow}$$

ここに、 f_I = 主桁の上フランジとしての作用の結果生ずる床版の軸応力

f_{II} = 単純曲げ理論によって計算した、局部輪荷重によるリブの曲げ応力

f_{allow} = S t 52 (低合金鋼) に対するユーゴスラビア規格による許容応力: 21 t/cm², または 29.9 ksi. ドイツ規格の重量トラック荷重に対しては 25% の許容応力増を認める。

上記の設計条件にしたがって設計されたこの橋の床版の実・応力状態についてもっとくわしく述べてみよう。

条件(a)にしたがうときは、リブの計算曲げ応力 f_{II} は、軸応力 f_I が 0.27 f_{allow} , すなわち 0.57 t/cm² 以下のときにのみ S t 52 の降伏点応力 3.6 t/cm² を超過する。

実際には、中立軸の位置が桁高の真中附近であったために、理論系-I 応力 f_I は全リブ応力の大部分を占めることになり、その値は 1.6 ~ 2.0 t/cm² であった。リブとデッキプレートの寸法は主として系-I の床版としての面からきまっていたため、理論系-II 応力 f_{II} は概して低く、3/8 in. デッキプレートをつけた 6 1/2 x 1/2 in. リブにおいてその最大値は 1.2 t/cm² (引張) であった。したがって、最大・全・理論・設計・応力 $f_I + f_{II}$ は 2.7 t/cm² 以上とはならなかったのであるが、この値はこの鋼の降伏点応力 3.6 t/cm² をかなり下回る値であり、そのためにリブには永久的な変形が生じなかった。さらに、9.1.2 節でものべたように、床版に全・設計 f_I 応力が生ずることはまずないであろうことから、交通荷重の作用下においてリブに実際に生ずる応力はまだ小さいと思われる。

このことから、一見、はなはだ急進的と思えるような設計条件(a)は、実は、まだ控え目なものであることがわかるであろう。

これと同じような手続きが the Europe Bridge (図 7.1.5) においても用いられた。この設計においては、さきの場合と似た考えにより、局部荷重による応力 (系-II 応力) には、それをリブの系-I 応力に加算するに先だって、0.5 という低減率を乗じた。この場合にはさらにもう一つの規定を設けて、最大全設計応力 (局部応力の低減をせずに) は降伏点応力をこえてはならないこととした [58]。

9.3.3 系-I と系-II の合成作用に対する許容応力の増し
鋼床版橋の設計に用いる主荷重 (Group H) と従荷重 (Group Z) とに対する在来の許容応力の規定の論理的な拡張によって、系-I と系-II の合成影響に対して許容応力を割増して適用することが新版の "ドイツ鋼道路橋示方書 (DIN 1073)" において提案されている。

在来の一般のドイツ橋梁規格で定義されている Group H

一荷重 (主荷重) および Group Z 一荷重 (従荷重) とは、つぎのような荷重である。

グループ H 荷重: 死荷重, 活荷重, 衝撃, 支点沈下の影響, コンクリートの収縮ならびにグループ。

グループ Z 荷重: 温度変化の影響, 風荷重, 雪荷重, 制動力および慣性力, 支承の摩擦, 高欄に加わる荷重。

この、鋼床版についての設計基準によると、系-I 応力系-II 応力のふおのは、H 一荷重に対する許容応力以内になければならないが、縦リブについての系-I と系-II の合成応力は、H + Z 荷重に対する許容応力以下であればよい、としている。すなわち、

$$(c) f_I \leq f_H$$

$$(d) f_{II} \leq f_H$$

$$(e) f_{I+II} \leq f_{H+Z}$$

ここに、 f_H および f_{H+Z} はそれぞれ Group H 一荷重および Group H 一荷重 + Group Z 一荷重に対する許容応力 f_I , f_{II} は系-I, 系-II 応力である。

許容応力 f_H , f_{H+Z} の推薦値は、表 9.3.3 に示すように、ドイツの鉄道橋示方書 (BE) の許容応力値と等しい値である。

表 9.3.3 の許容応力値による (c), (d), (e) の設計基準は、すでにいくつかの鋼床版橋の設計に適用されている。

表 9.3.3 鋼道路橋に対する推薦・許容応力値

ドイツ規格 DIN 1073

応力単位: t/cm² (ksi)

応 力	S t 37 (炭素鋼) $f_y = 24 \text{ t/cm}^2$ (34 ksi)		S t 52 (低合金鋼) $f_y = 36 \text{ t/cm}^2$ (51.2 ksi)	
	H	H + Z	H	H + Z
引 張	16 (227)	18 (256)	24 (341)	27 (384)
圧 縮	14 (198)	16 (227)	21 (299)	24 (341)
せん断	0.92 (131)	1.04 (148)	1.39 (198)	1.56 (222)

鋼床版の保有する大きな局部耐荷力、あるいは系-I および系-II 応力が同時に最大設計応力に達することの可能性の小さいこと、などから考えると、基準(e)は妥当でかつ控え目なものであるといえる。

AASHTO の道路橋示方書においても同じような規定を設けているが、これについては 9.5.1 節にのべる。

9.3.4 応力の重ね合わせの2次的影響

床版の最大応力を求めるために、系-I と系-II の応力を合成する際には、ふおのの系においては荷重と応力との間に比例関係があって、しかもそれは相互に影響するものであるとの仮定をしている。

しかし、この仮定は厳密には正しくないものである。とい

うのは、構造系Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの相互作用によって、おのおのの系の応力は影響をうけるものだからである。

たとえば、リブの局部的な曲げ応力（系Ⅱ）は、系Ⅰの一部として作用するリブの軸応力および、局部荷重下におけるリブのたわみの大きさに比例して、幾分増大したり減少したりする。この軸力やたわみが比較的大きいときには、それらがリブの応力におよぼす影響はもはや無視し得ないほどにもなる。

このような応力の相互作用は、作用する局部荷重が大きくなる場合、あるいは、非常に細い床版パネルの場合にはきわめて複雑なものとなり、このような場合には、12.4.2および6.2.2節にて論じたように、この2次的な影響は局部系、Ⅱ、Ⅲにおよぶことになる。

この分野についての理論的研究は目下すすめられつつあるものの、まだ設計に適用しうような成果は得られていないので、現今の設計実務においては、この2次的な相互作用の影響は無視している。

しかし、このような相互作用は、系ⅡおよびⅢの終局・局部耐荷能力のうえにさして影響を及ぼすものではない、と云われている。

9.4 デッキプレート（系Ⅲ）

縦リブに支持された、独立構造部材としての作用をなすデッキプレートの設計基準については、第6章でのべた。

6.4節においてまとめた結論によれば、デッキプレートの厚さは、輪荷重の作用下における局部応力よりはむしろ許容たわみの面からきまってしまうものであった。

系Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ応力の重ね合せの結果としてデッキプレートに生ずる合成応力をチェックする式として、次の式を設計条件として添えることがある。

$$f_c \leq 0.9 f_y$$

ここに、 f_y はデッキプレート材料の降伏点応力であり、 f_c は Huber-V. Mises-Hencky 公式から計算される“比較応力”である。

$$f_c = \sqrt{f_x^2 - f_x f_y + f_y^2 + 3 v_{xy}^2}$$

ここに、 f_x, f_y : x, y 方向の軸応力度
 v_{xy} : せん断応力度

変形の一定仕事の仮説にしたがえば、この f_c という値は2軸応力状態のもとにおける鋼の降伏に対する基準と考えられる〔49〕。

しかしながら、局部的輪荷重の影響下における（図6.1参照）デッキプレートの応力が特別な状態にあるときは、上記公式による“比較応力”値は、デッキプレートの降伏に対して妥当な基準ではないことになる。というのは、デッキプレートにおいて危険応力状態の生ずる部分は輪荷重直下の応力のピークを生じているごく小さい面積に限られるのであって、

そのまわりは応力が低いのでそれが応力のピークの点が降伏するのを防止することになるからである。

さらに注意すべきは、溶接材料または溶接部のごく近傍の部分の板には、最大応力が生ずるものであるから、このような部分にこの“比較応力”基準を適用することは適当でない、ということである。

9.5 設計基準

9.5.1 現行の設計基準案

現行の AASHTO の道路橋標準示方書〔1〕によってなしている以上に、鋼床版橋の構造特性を有利に利用できるようにするために、次のような鋼床版橋に対する暫定特別規定が設けられている。

鋼床版道橋は、以下に記すような点以外は、すべて現行の AASHTO 基準にしたがって設計する。

1. 輪荷重

H-20 または H-20-S 16 荷重を用いて鋼床版を設計する場合、デッキプレートおよび縦リブに対する輪荷重の直接の影響の計算には、32000 lb 標準トラック軸荷重の代りに 24000 lb 単軸荷重または一軸当り 16000 lb で軸間距離 4 ft の2軸荷重を用いる。12000 lb 輪あるいは 8000 lb 輪の接地面積は、路面上で巾 20 in. 長さ 10 in. とする。この載荷面積は舗装を通して 45° の拡がりて分布するものとする。

縦リブ応力におよぼす間接的な影響（注目している危険車線の隣接車線上にあるトラック荷重による、床桁のたわみの影響）の計算、および床桁の設計には、H-20 荷重または H20-S 16 荷重をそのまま用いる。

2. デッキプレートの設計

2.1 低合金鋼のデッキプレート

デッキプレートの設計において普通に用いられている降伏点 46000 psi (3240 kg/cm²) 以上の低合金鋼をデッキプレートに用いるときは、その厚さは、輪荷重下における許容たわみによってきめる。すなわち、そのたわみが、デッキプレート支間の 1/300 以下となるようにする。ただし、リブ・床桁・あるいは橋の主構部材のフランジとしての作用に対する所要デッキプレート厚が、許容たわみからきまる値より大きくなるときは、フランジとしての所要厚によってきめる。

デッキプレート支間が 24 in. 以下の場合には、上記の条件を満足する板厚 t_p は次式によって得られる。

$$t_p \geq 0.007 a \sqrt[3]{p}$$

ここに、 a = 開リブの間隔、または開リブ側壁間隔 (in.)

p = 上記規定1の仮定によって計算される 12000

lb 標準輪下におけるデッキプレート上面の單位面積当り荷重強度。

上記の許容たわみ規定を満足するデッキプレートについては、局部曲げ応力の計算をしなくてもよい。

2.2 構造用炭素鋼のデッキプレート

構造用炭素鋼を用いるデッキプレートの設計に対しては、橋梁技術者の同意のもとに特別の設計規格を定めなければならない。

2.3 最小厚さ

デッキプレートの最小厚さは $3/8$ in. とする。

3 縦リブの設計

3.1 許容応力

(a) 引張およびせん断

AASHTO基準の基本許容応力に対して、つぎの割合とする。

状態(I): 主桁のフランジとして作用するリブまたはデッキプレート の応力……………	100%
状態(II): 輪荷重下のリブの局部的曲げによる応力……………	100%
状態(III): 上記の2つの影響の合成……………	125%

(b) 圧縮

許容圧縮応力はリブの全体座屈または局部座屈に対する安全度からきまるもので、本書・付録-IIにかがえ手願または公式によって求められる。その場合、安全率としては、つぎの値を用いる。

状態(I): 主桁のフランジとして作用するリブまたはデッキプレート の圧縮……………	185
状態(II): 輪荷重下のリブの局部曲げによる圧縮……………	185
状態(III): 2つの影響の合成……………	15

(c) 特別規定

規定 3.1 (a) および (b) に規定した許容応力度よりも高い許容応力度を状態(II) および状態(III) に対して適用することもできる。ただし、これは、試験の結果許容応力度の割増しが妥当と認められた場合、橋梁技術者の承認によって行なうものとする。

3.2 リブの細長比

リブの最長比 h/t_R (h : リブ高さ, t_R : リブ・プレート厚さ) の制限は、3.1 (a) および (b) の規定のもとづいて設計したリブに対しては、これを行なわない。

4 閉リブの最小厚さ

溶接して気密につくられる閉リブについては、その最小厚さは $3/16$ in. とする。

9.5.2 鋼床版橋の現行設計基準案の解説

9.5.1 節にかがえた設計規定の根拠または背景についてはこれまでの各章にのべられている。

1 輪荷重

AASHTO基準の輪荷重および軸荷重、ならびにそれらの鋼床版橋への適用法については3.4.2 節に示されている。

荷重の想定単純化に関する考え方については9.5.3 節参照。

2 デッキプレートの設計

この規格案は第9章にて詳述した輪荷重下におけるデッキプレートの構造挙動をもとにつくられたものである。

デッキプレートの弾性挙動ならびに静的強度の予知は“許

容応力度”では不適当であることは6.2.2.2 節でのべた。また、デッキプレートの設計に関する疲労の問題については、6.1 c 節で論じた。

“許容応力”規定のかわりにデッキプレートの許容たわみ値を板スパンの $1/300$ としたことは、6.3.2 節にみられるとおり、特に $1/300$ でなければならぬという根拠はない。板厚を与える推薦公式はKloeppe I の実験式によるものである。(6.5), (6.7 a) 式参照。

Kloeppe I の式を閉リブに支持されるデッキプレートの場合に拡張して、2つのデッキプレートスパンのうち、長い方を採用することとした規定は、控え目なものである。

普通の床版形状、輪荷重のもとで、上記のたわみ公式から断面をきめたデッキプレートに作用する最大理論応力はリブ間隔に関係なくほぼ一定値となり、かつその値は低合金鋼板の弾性限界内におさまるものである。橋床に生ずる実際の応力およびたわみは、かなり小さいものである(6.2.1.2 e, 6.2.2.3 節参照)。したがって、この鋼床版設計規程案は、まだかなり控え目なものであるといえる。

3 縦リブの設計

縦リブについての設計規定のうち、リブの(系-I + 系-II) 応力に対する許容応力の割増し規定は、リブは構造上の重要度が低いことと、リブにこのような極大応力が実際に起る可能性が少ないことを反映したものである。

この規定は、ドイツの鋼床版橋の示方書(9.3.3 節参照)に模したもので、これはまた、組合せ荷重状態に対するAASHTO基準の現行規定(AASHTO基準、1.4.1 節、荷重Group II - K) と本質的に同じである。

この規定の基礎をなす構造上の挙動および応力については、次に列挙する節にのべられている。

系-I …… 1.2.3, 9.1 系-II …… 1.2.4, 9.2

系-I + 系-II …… 1.2.6, 9.3

引張およびせん断に対する許容応力の25%割増しは、AASHTO基準1.4.1 節の組合せ荷重に対する許容応力割増し規定の最小値によったものである。

圧縮に対する許容応力については、同じようにAASHTO基準のものを適用することはできない。なぜなら、現行のAASHTOの規定は長柱の座屈、圧縮フランジの横座屈等を対象とした許容応力を与えているものであって、これを、そのまま鋼床版に適用することはできない。

縦リブに対する許容応力度をきめるにあたっては、次のような状態について検討すべきである。すなわち、(a) 床版間のデッキプレートの全体座屈、(b) リブ・プレートの局部座屈。

このような場合に対する限界圧縮応力の求め方については、付録-II にのべてある。

床版に生ずる等分布・系-I 圧縮応力は、(a), (b) のどちらかの座屈現象を起しうるものである。リブの系-II 作用の結果として生ずるリブ壁の局部曲げ圧縮もまた理論的にはリブプレートの局部座屈を生ずるものである。しかし、リブに危

險な曲部的座屈変形が生ずる可能性は、その幾何学的条件からみて、きわめて小さいものであろう(付録-Ⅱ参照)。

系-Ⅱ応力による局部的な板の座屈は、リブの終局耐力に影響を及ぼすものではなく、また、直接載荷リブのリブ・プレートとのような局部座屈は系-Ⅰ応力状態にある床版総体の全体座屈を促進するものではないから、系Ⅰと系Ⅱの組合せ圧縮応力に対して所要安全率を低くすることは、引張応力の場合と同様、当を得ているといえる。

1.85および1.5という安全率を規定したのは、許容引張応力度の規定値と関連して矛盾のない値としたものである。

普通の形状寸法の床版では、リブが座屈する危険は少なく、とくに閉リブにおいてはなおさらであるから、したがって、この推薦規定によって得られる許容圧縮応力度は、許容引張応力度よりずっと小さな値になるということはない。

推薦規定では、9.3.2節のべたような半実験的設計手順を可能とするために設けたものである。この規定は、とくに長大スパンの鋼床版橋の場合などの系-Ⅰ応力が支配的な床版の設計に適用することが妥当である。

4. 閉リブの最小厚さ

気密構造閉リブのリブ壁の所要最小厚を $3/16$ in としたのは、閉リブのすぐれた腐食抵抗性(7.4.2節)を考慮に入れ、さらに現行の実態にしたがってきめたものである。

9.5.3 鋼床版橋の将来の設計基準に関する考察

将来開発されるとと思われる設計基準は、上にのべた暫定基準におけるよりも、より以上に鋼床版の構造特性を適当に取り入れたものとなるであろうが、それについて、つぎのような問題について考察してゆくことが望ましい。

(a) あらゆる橋梁部材に対する基本的な“安全率”についての適正な再検討と併行した、極限設計原理(ultimate design principles)の合理的で広範囲を適用。そのためには、鋼床版の疲労挙動とともに、その破壊挙動についてもさらに今後の研究が必要であろう。

(b) 長大径間橋梁の床版の場合に、その局部的な系-Ⅱ応力に重ね合わされる系-Ⅰ活荷重応力についての実際に即した評価(実・系-Ⅰ応力の正しい見積り)。

(c) 橋床の系-Ⅰおよび系-Ⅱ作用の重ね合わせにおける2次の相互作用の影響に対する考察。

(d) 系-Ⅱについての縦リブの設計における荷重状態の仮定の単純化。種々の軸間距離と輪荷重とから成る現行のAA SHO基準のトラック荷重を用いると、付録-Ⅰの設計図表からも明らかなように、設計計算はかなり複雑となる。リブの最大正モーメントの計算には単軸荷重を、また、負モーメントならびに床桁弾性の影響の計算には一定軸距の2軸荷重を用いて十分であろう。

(e) 活荷重たわみをスパン長の $1/800$ 以下とする制限規定の排除。

(f) 桁高の高い桁に薄いウェブを用いるようにするための、ウェブ設計規定の改正。

第 10 章

実地設計の計算手順

10.1 緒 言

本章では、第 3、4、5 章で解説した諸公式および付録にかかげた設計図表をもとにして開リブ床版や閉リブ床版の設計を行なうときの計算手順についての要約を述べる。

デッキプレート厚の決め方については第 6 章でのべたので、本章では扱わない。

床版の個有断面性能や剛性値は、第 3 章にかかげた諸公式によって求められる。

一般的荷重状態においては、床版構造の曲げモーメントは図表 1、2、5、17、18、19 を併用して第 4.5 章の諸公式によって計算できる。

AASHTO 基準の標準荷重で設計する場合には、設計に必要な曲げモーメントの最大値は、図表 3、4、6～16、20～32 を用いて求める方が簡単であり、ほとんどの場合これで十分である。

しかし、非載荷リブの応力の算定、デッキプレートの剛性を考慮した開リブの曲げモーメントの精密計算、閉リブ構造のリブ当り曲げモーメントの精密計算、床版の剛性が不均一であることの影響の算定、などの問題については、公式による計算を行なわねばならない。

公式と図表とを併用する設計手順ならびに AASHTO 荷重に対する図表による設計手順について詳述する。

計算は、2 段階に分けて行なう。第 1 段階では、床版は剛であると仮定して縦リブと床版の曲げモーメントを計算し、第 2 段階では、床版の弾性たわみによる影響を考慮する。

橋梁の主構部材のフランジとして作用するときの(系-I)、床版の応力については、ふれない。かかる応力は慣用の計算法によって計算し、その値を本章でのべる手順によって計算される床版上の荷重の局部的な作用による応力(系-II)に合成するものとする。

計算に用いる一般記号は、本書巻頭に一覧表にしてある。床版のたわみの影響の計算において用いられる特別な記号については、3.5 節および第 5 章中にその定義と説明とが記されている。

構造寸法およびその座標軸のとり方は図 3.1 に、リブの寸法のとり方は図 3.9 に、また輪荷重の寸法については図 3.10 に示されている。

本章でのべる設計手順については、第 1.1 章に数値計算例をあげてある。

10.2 開リブ床版の曲げモーメント

10.2.1 概 説

代表的な開リブ床版を、図 1.2 a に示す。

開リブの間隔は、荷重状態とデッキプレート厚とによってきまるが、ほとんどの場合、11～16 in. (28～40 cm) の範囲となっている。

開リブ床版における普通の床桁間隔は 5～7 ft (1.5～2.1 m) の間である。

平鋼縦リブの寸法をきめる際には、付録-II の公式によって、細長リブが圧縮をうけるときの座屈に対する安全度をたしかめねばならない。

10.2.2 断面性能および相対剛度

床版構造の設計計算を行なうには、縦リブおよび床桁の断面 2 次モーメントならびに断面係数が必要である。

これらの断面性能の計算にあたっては、第 3 章でのべたようなデッキプレートの適正な有効巾を用いる必要がある。

10.2.2.1 縦リブ

リブの断面性能の計算に用いる諸仮定ならびに諸公式は、表-3.3.2.2 第 1 2 列にまとめられている。

(a) 剛支承上のリブの活荷重応力を計算するための、 I_R' 値および $S_{R'}'$ 値

1 有効リブ間隔 a_o^* は、一般の場合について舗装による荷重分布を考慮して 1-輪帯巾 $2g$ の函数として図表-2b から得られる。輪帯巾 $2g$ が $28a$ 以上でないかぎり、Case 1 (リブの真中に輪荷重がある場合) を用いなければならぬ。

AASHTO 基準によって設計する場合には、有効リブ間隔 a_o^* は図表-4 から、直ちに求められる。3.4.2.1 節にてのべたように、リブの設計には図 3.11 b の 8 kip ないしは 12 kip 輪荷重を用いるのがよい。

2 有効リブ間隔 a_o^* が求められ、有効リブスパンを $s_1 = 0.7s$ として、図表-1 から板の有効巾 a_o' が求まる。

3 この有効板巾 a_o' を用いて、その断面 2 次モーメント I_R' 、および断面係数 S_{RB}' 、 S_{RT}' が計算できる。

(b) 床桁のたわみの影響を計算するための I_R 値および S_{R} 値

有効巾 a_o は、 $a_o = 1.1a$

この値を用いて、断面 2 次モーメント I_R および断面係数 S_{RB} 、 S_{RT} が計算できる。

10.2.2.2 床 桁

1 個の床桁とともに働く板の有効巾 s_o は、 $s^* = s$ とし、

さらに床桁が単純支承された状態と見做せるときには ℓ ＝主桁間隔として、図表-1から求める(表3.3.2.2, 第6列参照)。

床桁が振り剛性の高い桁筋に接合されている場合、あるいは2主桁以上多主桁にわたって連続的である場合には、有効巾を求めるには、有効スパンを $\ell_1 = 0.7\ell$ としてよい。

床桁の上フランジとして作用するデッキプレートは活荷重応力を高精度で計算する必要のあるときは、デッキプレートの有効巾 s_e は表3.3.2.2の第7列の公式を用いて計算するのがよい。

1.0.2.2.3 相対剛性係数 r

リブおよび床桁の相対剛性係数 r は、それぞれ表-3.3.2.2の第2列および第6列によって求めた I_R 値および I_F 値を用いて(5.7)式から求められる。

床桁の長さ方向にリブの寸法あるいは床桁の断面2次モーメントが変化する場合には、5.3.2節のべたように、係数 r の計算には、それらの適当なる平均値を用いばよい。

リブの曲げモーメントをより厳密に計算する必要があるときは、デッキプレートおよびリブの相対剛性係数 r' は、表-3.3.2.2の第1列に従って計算した I_R' 値を用いて(4.18)式により計算する。

1.0.2.3 一般公式による曲げモーメントの計算

1.0.2.3.1 剛床桁系の曲げモーメント(計算第1段階)

1.0.2.3.1.1 リブの曲げモーメント—普通条件

開リブスパンが6 ft. 以下であるような普通の場合には、リブの曲げモーメントは、実質的には、リブのスパンおよび間隔と輪荷重の大きさおよび寸法だけからきまるもので、構造系の剛性とは無関係である。

限界曲げモーメントは、注目しているリブの上に、橋軸方向に1個または数個の輪荷重が直列に載ったときに生ずる。計算第1段階(剛床桁)においては、他のリブにのっている輪荷重は注目しているリブの曲げモーメントには影響を及ぼさないものとする。

(a) スパン中央における正モーメント

1. スパン中央に位置する1個の輪荷重 P によるリブスパン中央の全・正曲げモーメント M_c (図4.4c)は、(4.10)式から計算できる。

2. パネル0-0のスパン中央におけるモーメント増加分は、隔ったパネルに集中輪荷重 P を作用させることによって得られる(図4.4b)。

その曲げモーメント値は(4.9)式または図表5aもしくは表-4.2.5の影響線から求められる。

3. リブ当り曲げモーメントは(4.5a)式の全曲げモーメントから求められる。

R/P の比は図表2aから求められるが、4.2.4.2節の公によって計算してもよい。

(b) 支点上における負モーメント

床桁位置でのリブの負モーメントは、(4.6)、(4.6a)、(4.6b)の諸式、または図表-5a、表-4.2.5の影響線によ

って、同様にして計算できる。

1.0.2.3.1.2 デッキプレート剛度による

リブ曲げモーメントの補正

相対剛性係数 r' (1.0.2.2.3節参照)が(4.20)または(4.20a)式から得られる値よりも小さいときは、1.0.2.3.1.1節で計算した曲げモーメント値は常に安全側にあることになるから、設計上の目的には十分正確であると考えてよい。

リブスパンが比較的大きい場合、 r' 値が比較的大きい場合、あるいは、より高精度を望む場合には、曲げモーメントの減少分を表わすモーメント補正 $\Delta M_R'$ は(4.15a)、(4.16)、(4.17)の諸式と(4.15)または(4.19)式から計算するのがよい。

この計算に必要な反力 $R_0, R_1, \dots, R_m$ は、図表5cまたは表-4.2.5の影響線、または4.2.4.2節の諸公式より得られる。

1.0.2.3.1.3 床桁の曲げモーメント

橋梁上のさまざまな位置にトラック軸荷重が載ったときの剛床桁上加わる荷重は(4.11)、(4.12)式または図表5c、表-4.2.5の影響線から求める。

このような荷重による床桁の曲げモーメントは、普通の計算法により求められる。

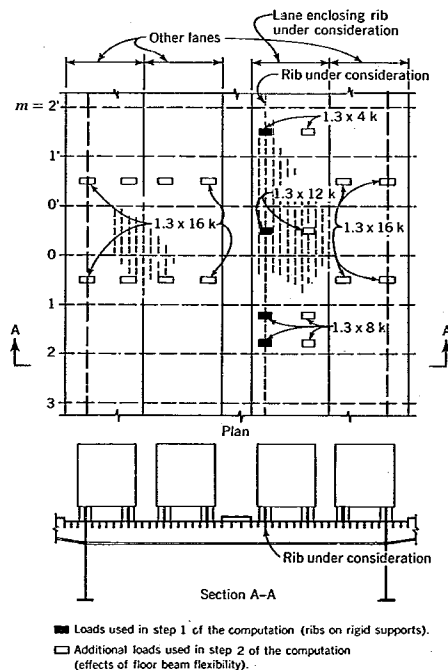


Fig. 10.1. Typical position of loads in the computation of the bending moment at the midspan of the critical rib

10232 床桁のたわみによる曲げモーメント

の補正 (計算第2段階)

102321 荷 重

床桁のたわみが床版の任意点の曲げモーメントにおよぼす影響を算定するためには、全床版上の荷重状態を考えねばならない。

リブのスパン中央におけるモーメント増分を計算するには、そのリブを含む車線上にのせる輪荷重の位置と大きさは、計算第1段階において用いたと同じ状態に加えて、各軸に第2輪を加味したものをいねばならない (図101)。隣接車線上のトラック荷重は、注目しているパネルを囲んでいる床桁に最大タワミを生ずるような位置に置かねばならない。

床桁のたわみが床桁の曲げモーメントにおよぼす影響を計算するときには、トラック荷重は計算第1段階において用いたと同じ位置に配置しなければならない。

これら、いずれの場合にも、実際の荷重は、3.5節で説明したようにフーリエ解析によって得られる1次 $\sin$ 荷重成分に置換される。

102322 リブの曲げモーメント増加

床桁のたわみによるリブの曲げモーメント増分 ΔM_R は、一車線のみ載荷される場合は (5.9) 式により、数車線上にさまざまな大きさの荷重がさまざまな位置に同時に載荷される場合は (5.10) 式によって計算される。

(5.9) 式中の F_m/P および $\bar{q}_m/s$ の値の意味は 5.3.3.1 節のべた。この場合、荷重 P は、注目している車線上に位置する1個の輪荷重または1-軸荷重の重さである。反力値 F_m は図表5cの影響線または (4.11)、(4.12) 式より求める (4.2.4.1c 節参照)。

リブのスパン中央におけるモーメント増分 ΔM_{RC} の計算に必要な $\bar{q}_{Cm}/s$ の値は、注目している部材の相対剛比 r を用いて図表17より得られる。

リブの支承上におけるモーメント補正 ΔM_{RS} の計算に必要な $\bar{q}_{Sm}/s$ の値は、図表-18より得られる。

実際上ほとんどの場合、モーメント増分 ΔM_{RC} および ΔM_{RS} はいずれも正の値となるからスパン中央の全・正モーメントは増大し、リブ支点における全・負モーメントは減少することになる。従って、リブ支点の負モーメントがリブの設計を支配することがないような場合には、モーメント増分 ΔM_{RS} は計算する必要がない。

102323 床桁の曲げモーメント低減

床桁のたわみによる床桁モーメントの低減量は、床桁の任意点 x に対して (5.14) 式によって計算できる。

(5.14) 式の計算において必要な軸荷重 P による剛支承上の梁の反力値 $F_0, \dots, F_m$ は、図表5cの影響線または (4.11)、(4.12) 式から得られる。

弾性支承上の梁の影響係数 $\bar{q}_{om}$ は、図表19より得られる。

長さ $\bar{L}$ は、主桁で単純支持されていると考えられる床桁の実スパンである。この仮定が適用できない場合については

102325 節参照。

102324 重・床桁の附加的影響

橋のすべての床桁が同じ剛度であるときは、床桁たわみの影響は 102322 節または 102323 節で概説した手順によって求められる。

もし、重・床桁またはダイヤフラムをある間隔で配置するときは、102323 および 102323 節の計算で得られる補正值に加えて、さらにモーメントの調整を行わねばならない。

一般に、重・床桁を挿入すると、その床桁のモーメントは増大し、それと隣り合う軽・床桁のモーメントは減少する。

重・床桁上に位置するリブの負曲げモーメントは増大するが、その他の点のモーメントは、その相対剛比に応じて増大または減少する。

1個の重・床桁の挿入にともなうリブのモーメント変化量 ΔM_{Ri} は、5.4.2 節に示した記号を用いて (5.24)、(5.13) 式とあわせて (5.28) 式により計算できる。その他の重・床桁による影響も同様に求め、それを最初に求めた結果に加算する。

1個の重・床桁の挿入による床桁モーメントの変化量 ΔM_F は、(5.24)、(5.13) 式を併用して (5.29)、(5.30) 式より求められる。

102325 連続床桁または弾性拘束された

床桁のたわみの影響

床桁が多主桁上にわたって連続している場合、あるいは床桁がはり剛性の高い箱桁に接合されている場合には、床桁のたわみの影響は 5.5 節に示した手順によって計算する。

10.2.4 AASHO 荷重に対する設計図表による

曲げモーメントの計算

図表を用いて曲げモーメントを求めるのに先だって、所要の断面性能および相対剛度を 10.2.2 節にしたがって計算しておく。

10.2.4.1 剛床桁系の曲げモーメント

(計算第1段階)

10.2.4.1.1 リブの曲げモーメント

リブの曲げモーメントの計算第1段階においては、8 kip または 12 kip 輪荷重を用い、かつその衝撃係数を 3.0% とするのがよい (3.4.2.1 節参照)。

(a) スパン中央における正モーメント

1 リブのスパン中央における全・正モーメントは図表-6から得る。注目しているリブのスパン中央に1個の輪荷重があって他のリブ・パネルには荷重がない場合と、リブのスパン中央に1個の輪荷重があるほかに、他のリブ・パネルにも別の輪荷重がある場合との2つの荷重状態について、この計算を行なう。

2 リブ当りの曲げモーメントは、図表6から得たモーメントに図表3(a)から得られる R_o/P 値を乗じて得られる。

(b) 支点位置における負・曲げモーメント

リブ当りの負曲げモーメント値も、同様に図表7と図

表3(a)とから得られる。

(c) デッキプレートとの剛性の影響による

曲げモーメントの補正

このような補正が必要か否かは、相対剛比 r' の大きさ如何による(102312参照)。補正が必要なときは、そのモーメント補正量は102312節に指定した公式によって計算する。

102412 床桁の曲げモーメント

トラックは、AASHO基準の126節にしたがって設計車線上に配置する。AASHO基準の125節に規定された総軸荷重を用い、さらに同基準の1212節に規定された衝撃係数を用いる。

1 1-車線載荷による反力 F_o は図表15から求める：

1軸荷重に対しては(Case A)，トラック総重に対しては(Case B)。

2 最大床桁モーメントは図表16から求める。床桁は主桁上に単純支持されているものと仮定する。多車線載荷に対する荷重減減率(AASHO基準，129節)は図表-16中に含まれている。

3 床桁がはり剛性の大きな梁桁によって弾性的に拘束されている場合、または、2主桁以上多主桁にわたって連続の場合には、床桁の曲げモーメントは、それぞれの状態について通常の計算法によって求める。

10242 床桁のたわみによる曲げモーメント

の補正(計算第2段階)

102421 リブの曲げモーメント増加

102411節の計算第1段階で用いた輪荷重のほか、102321節および図101に示すように、さらに注目している車線およびその隣接車線に別の輪荷重を追加する。注目している車線以外の車線には、全AASHOトラック荷重を載荷させる。

リブのモーメント増分は(59)，(510)式によって計算する。これらの計算に必要な諸数値は、図表から得られるもの以外は102322節に指示した「公式の計算」によって求める。

1 リブスパン中央の曲げモーメント増分 ΔM_{RC} を計算するときには、(59)式に必要な $\Sigma(F/P)(\eta_e/\eta_s)$ 値は図表20 21 22から102411節で用いたのと同じ荷重状態に対して得られる。

2 危険リブにおける Q_{1x}/Q_o 値は図表-28より得られる。

3 上で求められた値を用いて危険車線載荷によるモーメント増分 ΔM_{RC} が(59)式より計算される。

4 他車線載荷の影響は、同様にして図表23，29を用いて計算される。

5 全モーメント増分は(510)式より計算される。

6 リブ支点における負・曲げモーメントの変化量 ΔM_{RS} を求める必要があるときは、(59)，(510)式、図表24~29よりモーメント増加量 ΔM_{RC} の算定と同様に計算される。

102422 床桁のモーメント減少

床桁の曲げモーメントの減少量 ΔM_F は(514)式から計算される。この計算に必要な $(F_o/P) - \Sigma(F_m/P)\bar{\theta}_{om}$ 値は図表30 31より、また、床桁の危険点についての Q_{1x}/Q_o 値は多車線載荷に対するAASHO低減率を含む図表32よりそれぞれ求められる。

102423 重・床桁の附加的影響

重・床桁の附加的影響の計算は、102324節に概説してある。

(513)式の $\bar{F}_o/P$ 値は、支点におけるなめらかな影響線距離 $\bar{\theta}_{mo}$ (図表-19)との関連において得られる影響線 $\bar{\theta}$ から容易に得られる(数値計算例112331節参照)。

102424 連続床桁または弾性拘束

床桁のたわみの影響

このような場合の床桁のたわみの影響は、102421，102422節でのべた単純支承された床桁に対する手順に、さらに次のような手段を併用した近似法によって求められる。即ち：

相対剛比 r (10223節)の計算には、床桁の実スパン ℓ の代りにその有効スパン ℓ_2 を用いる(55節参照)

図表28 29 32の適用にあたっては、55節で定義した有効スパン値 ℓ_1 を用いる。

図表20~27，30~31を適用する。

10.3 閉リブ床版の曲げモーメント

10.3.1 概説

代表的な閉リブ床版を図12bに示す。

リブ寸法の仮決定を行なうにあたっては、閉リブ構造においては、開リブ構造とちがって床版上に作用する輪荷重は横方向にもかなりの程度に分配されることを、心に留めなければならない。

閉リブを気密構造として設計するならば、比較的薄いリブ・プレートの使用が可能である。

通常の形状・寸法の閉リブは、リブに作用する圧縮応力による座屈に対しては、かなり安全なものと考えられる。

閉リブの間隔は、普通約2ftである。

床桁間隔は一般に7ft以上であるが、これは経済的な見地より決めるべきものである。床桁間隔を大きくする場合には、リブのたわみのチェックをしなければならない。

閉リブ床版におけるより大きな床桁間隔としても、床桁は開リブ床版の場合よりも剛であり、かつそのたわみが床版応力におよぼす影響もずっと小さくなる。

10.3.2 断面性能および相対剛度

10321 リブの曲げ剛度

リブの断面性能および床版構造の曲げ剛度 D_y の算定において用いる諸仮定および諸公式は、表3322の第345列に集約してある。

(a) 曲げ剛度 D_y の算定に対する I_R 値

1 $s_1 = 0.7s$ という仮定を用いて、リブ $m = 0$ と共

同作用するデッキプレートの有効巾 $a_0 + e_0$ は図表 1 および (3.6) 式より求まる。

2 この $a_0 + e_0$ の値を用いて 1-リブの断面 2 次モーメント I_R を計算する。

3 そして、(3.7) 式より曲げ剛度 D_y を計算する。

(b) 剛支承上のリブの応力算定に必要な I_R, S_R の値
直接載荷リブの曲げモーメント M_0 およびその隣接リブの曲げモーメント M_1 を第 4 章の公式を用いて計算するときには、有効間隔 e 値は (3.8a) 式より計算される。曲げモーメント M_1 は、付録の図表からは求めることができないことに注意を要する。

しかし、ほとんどの場合、 I_R 値を用いて求めた断面係数によって求められる応力値 (1.0.3.2.1 a 節) は 3.3.2.2 c 節で説明したように、設計上の目的には十分な精度をもつものである。

(c) 床桁のたわみによる応力の算定に必要な I_R, S_R 値
これらの値は表 3.3.2.2 第 5 列中の公式より求められる。

1.0.3.2.2 リブの捩り剛度

閉リブ床版の有効捩り剛度 H は 3.3.3.2 節の公式により求められる。

1 リブの断面特性 k は (3.1.4) 式より求められる。

2 種々の型の閉リブに対する低減率 μ は (3.15) ~ (3.19 a) の諸式中の適当なる式より得られる。

3 H - 値は (3.1.3) 式より算定される。

1.0.3.2.3 床桁の曲げ剛度

床桁の曲げ剛度および断面性能は 1.0.2.2 節に示した手順により計算される。

1.0.3.2.4 相対剛度

つぎのような相対剛比を算定する必要がある。

1 床版の相対横剛度: H/D_y (1.0.3.2.1 a, 1.0.3.2.2 節参照)

2 リブおよび床桁の相対剛度: r

r - 値は表 3.3.2.2 の 5, 6 列から求められる I_R, I_F の値を用いて (5.7 a) 式により算定される。

その他のことがらについては 5.3.2 節参照

1.0.3.3. 一般公式による曲げモーメントの計算

1.0.3.3.1 剛床桁系のリブの曲げモーメント

1.0.3.3.1.1 荷重配置

一般に、リブの曲げモーメントの計算に用いる荷重は、図表 9 ~ 14 のスケッチ図に示すように、注目しているリブの縦方向に 1 個の輪荷重または数個の直列な輪荷重である。

隣接リブの上に載っている車輪、即ち同一車輻の第 2 輪または隣接車輻の車輪 (図 4.1.2) が、注目リブの曲げモーメントに及ぼす影響は、普通用いられる程度のリブスパンまたは相対剛度比 H/D_y に対しては、さして大きくないものである (4.3.6.2 節参照)。隣接リブ上の荷重による曲げモーメント増加量の近似値は表 4.3.6.2 に示されている。

橋の横方向に 1 個以上の輪荷重がある場合、それによる曲げモーメントを計算するのには、より長い代用スパン b を用

いる必要があるが、そうした場合には、モーメントを表わす級数の収束が悪くなる。

いかなる場合には、その代用スパン b の中心に関して対称な荷重を用いることが便利である (図 3.1.4 ~ 3.1.6) が、それは、このような場合には級数の奇数項のみが算式に残り、偶数項はすべて 0 となるからである。

曲げモーメントの算定に対する橋軸方向に関する輪荷重位置の決定は、図表 5 a, b の影響線によるとよい。

1.0.3.3.1.2 x - 方向の代用床版スパン b の選定、および級数の所要項数

剛床桁系のリブ曲げモーメントの算定には、3.5.2 節で解説したように級数の収束をよくするために、 x - 方向の実・床版スパン β の代りに代用スパン b を用いる (図 4.1.2)。

与えられた計算精度を守るためには、代用スパン b の値は隣リブのスパン s ならびにその系の剛比 H/D_y の大きさにともなって大きな値としなければならない。

一般に、代用スパン b は、作用荷重の影響を受ける床版巾より大きくなるから、 $x=0$ および $x=b$ なる地点に仮定した支点 (図 4.1.2) が床版構造の曲げモーメントにおよぼす影響はほとんどない。

橋軸方向に 1 個または直列に多数の輪荷重を載せるような通常の載荷状態 (図 3.1.4) について、得られた結果の精度と、巾とスパンの比 $(b-2g)/s$ および相対剛比 H/D_y との関係を示す図 1.0.2 に示してある。これは十分な項数からなる級数を用いて数値計算を行なって得たものである。同図は、計算に必要な代用スパン b の最小値を求めるのに用いることができる。

もし、図 4.1.2 中にハッチして示した隣接リブ上に位置する車輪の影響をも計算に含める必要のあるときは、 b の値は適当に割増しせねばならない。

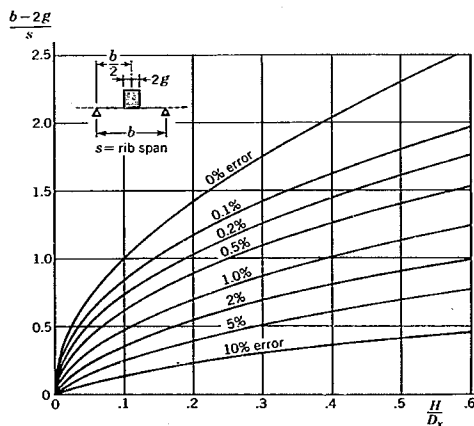


Fig. 10.2. Accuracy of the computation of the bending moment M_L at midspan of the closed ribs as a function of the width-to-span ratio of the deck strip and the relative rigidity ratio

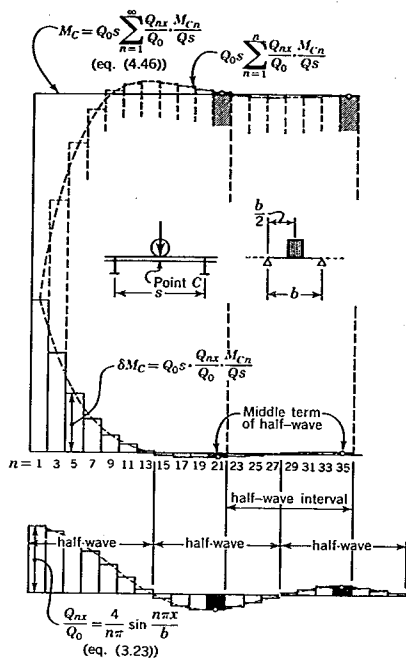


Fig. 10.3. Graphic representation of the computation by equation (4.46) of the bending moment M_c of the closed ribs due to a single load

代用スパン b の値の選定に対するもう一つの基準は図 10.3 によって与えられる。同図は、1 個の輪荷重によるリブスパン中央の正・曲げモーメント M_c の値について、(4.46) 式の計算を行なった結果を示すものである。連続的なモーメント変化 δM の正・負交番半波長は、この場合、(3.23) 式で表わされる荷重函数 Q_{1x}/Q_0 によって求めることができる。おのおのの波長におけるくり返し $\sin$ 函数を得るのには、 b の大きさは、輪荷重の半巾 g の倍数としなければならない。さらにおのおのの半波長は奇数個の項を含むものであることが望ましい。このような条件は、 b/g 値を 6, 10, 14, 18, ……等とすると、おのおのの半波長においてそれぞれ 3, 5, 7, 9, ……項となって、満足させる。

曲げモーメントの計算に含まれる最終項 $\eta_{\max}$ は、図 10.3 に見られるように、正または負の半波長における中央項とすべきである。一般に、モーメント増加分のつぎの半波長に至る間隔による全モーメント変化量が、計算結果の所要精度以下となったら、計算をやめるのがよい (図 - 10.3)。

1 0 3 3 1 3 荷重のフーリエ解析

床版上の突・輪荷重は、3.5.2 節にのべた理由で、 $\sin$ 形の荷重成分に置換される。

フーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 は、曲げモーメントを考えている

点である代用スパン b の位置 - x における値が必要である (図 3.14 ~ 3.16 参照)。

最大曲げモーメントは輪荷重直下のリブに生ずる。1 個の車輪を用いる普通の載荷状態 (図 3.14) の場合、危険位置 $x = b/2$ についてのフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 値は、(3.23) 式によって計算できる。

他のリブの曲げモーメントを求めたい場合、あるいは図 28 のようなモーメント分布曲線を得たい場合、任意位置 x についての Q_{nx}/Q_0 値は (3.22) 式により計算できる。

対称載荷の他の場合についての公式は 3.5.3 節に示されている。これ以外の式も、必要に応じて一般式 (3.20 a), (3.21) 式より誘導することができる。

Q_{nx}/Q_0 - 値は、所要の項数について表にして計算される (1.1.3.2.1 節参照)。

Q_{nx}/Q_0 - 値は、計算手順の最終段階において、はじめてモーメント算式中に入ってくる (1.0.3.3.1.5) ことに注意を要する。このようにして、基本的な数値計算が完了のちに、代用スパン b の x の種々なる値に対する曲げモーメント値は、適当に定めた Q_{nx}/Q_0 値を用いて、容易に計算することができる。

1 0 3 3 1 4 常数の計算

1 基本常数 α_n は、用いる n の値について (4.2.3) 式より求める。

2 分布輪荷重 (図 4.1.1) によるリブのスパン中央における正・曲げモーメントを算定するのには、下記の諸函数値が必要である。

- | | | |
|--------------------------|------------------------------|------------|
| (1) as | $\sinh as$ | $\coth as$ |
| (2) $as/2$ | $\cosh (as/2)$ | |
| (3) ac | $\sinh ac$ | |
| (4) $a(\frac{s}{2} - c)$ | $\cosh [a(\frac{s}{2} - s)]$ | |
| (5) e^{-ac} | | |

これら諸函数の数値は [4], [24] またはこの種の他の文献から求めて、それを 1.1.3.2.1 節に示すように、表にしておく。

n のすべての値について求める必要はなく、必要な欄のみをみればよい。 $\sinh as$ - 値は、計算精度の範囲内で $as/\sinh as \approx 0$ となるまで計算する。 $\coth as$ - 値は、計算精度の範囲内で $\coth as \approx 1$ となるまで計算する。上記 (2), (3), (4) 列の諸値は、パラメーター as の数値が (4.5.6), (4.5.7) 式から得られる値以下となるまで計算する。 as の大きな値に対しては (5) 列が必要となる。

3 種々の位置 y に作用する集中荷重による支点モーメント (図 4.3 a) を計算するのには、前記第 (1) 列に加えて、さらに下記のような函数値が必要である。

$$(6) \cosh \alpha s$$

$$(7) \sinh \alpha y \quad \cosh \alpha y$$

$$(8) e^{-\alpha y} \quad e^{-\alpha(s-y)}$$

$$(9) e^{-\alpha s}$$

第(6), (7)列の函数値は $\alpha y < 4$ についてのみ計算する。

(451)式参照。 αy の大きな値に対しては, 第(8), (9)列の函数値が必要となる。

4 種々の位置 y に作用する集中荷重によるスパン中央モーメント (図44a, 44b) の計算には, (1), (2), (6), (7), (8), (9)列に示すもののほかに, さらに下記の函数値が必要である。

$$(10) \tanh (\alpha s / 2)$$

$$(11) e^{-\alpha\left(\frac{s}{2}-y\right)}$$

$\tanh (\alpha s / 2)$ - 値は $\alpha[(s/2)+y] < 12$ の場合にのみ計算し, 第(10)列の函数値は $\alpha[(s/2)+y] > 12$ の場合にのみ計算する。(453)式参照。第(2), (7), (8)列の函数値の計算にあたっては, (433)~(455)の諸式を考え合わせなくてはならない。

5 上記第(1)列の函数値を用いて, n のあらゆる値に対して α^* - 値および k 値が計算できる。それに用いる公式は, (426), (427), (429)の諸式, 大きな αs 値に対しては (448), (449), (450)の諸式 (4352節参照) である。

103315 リブのスパン中央の曲げモーメント

(a) スパン中央に作用する分布荷重による曲げモーメント (図411)

1 無次元係数 M_{Cn}/Q_0 - 値は, (443)式を併用して (447)式により計算する。大きな αs 値に対しては, (456), (457)両式を用いる。所要項数は, 103312節に従って決める。中間計算ならびに最終結果は表に示すのがよい。

2 M_{Cn}/Q_0 - 値にフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 - 値を乗じ (103313節参照), (446)式を用いて x の点における床版巾 1 in 当りの最終曲げモーメント値を計算する。

(b) パネル $0-0$ に作用する集中荷重による

曲げモーメント (図44a)

1 (441)式に (442), (443)式を併用して, η_{Cn}/s - 値を計算する。大きな αs 値に対しては, 前記諸式の代りに (453)~(455)の諸式を用いる。

2 曲げモーメント値は, 上記(a)の場合と同様にして, (435)式より計算する。

(c) 他のパネルに作用する集中荷重による

曲げモーメント (図44b)

1 η_{Cn}/s - 値 (438), (439), (443) 諸式にて計算する (4341b節参照)。大きな αy , αs 値に対しては, 前記諸式の代りに (451), (455)式を用いる。

2 曲げモーメント値は (435)式で計算する。

103316 リブの支点の曲げモーメント

リブの支点における曲げモーメントの計算には, $y_1, y_2, \dots$ 等に位置する集中荷重 P のみを用いる (図43a)。 y の値は, すべての場合において, 番号 m の小さい方の最寄りの支点から測る。何個かの集中荷重 P が種々な位置 y に作用する場合の曲げモーメント値は, 1個1個の荷重についてのモーメントを重ね合わせるることによって求める。

1 η_{Cn}/s - 値は (438), (439), (440)式より求める。大きな αy , αs 値に対しては, (451), (452)式を用いる。

2 曲げモーメントは (435)式より求める。

103317 リブ当り曲げモーメントの計算

103315, 103316節に従って計算された曲げモーメントは, Q_{nx}/Q_0 - 値の算定に用いた位置 $-x$ について, kip-in/in単位で得られる (103313)。

普通の場合には, 危険リブに作用する曲げモーメントは, (435)式から得られる曲げモーメントに (435a)式の η_{Cn}/s ($a + e$) を乗じて計算して十分である。このようにして得られるリブ当り曲げモーメント値は安全側の値である (図28参照)。

高い精度が必要なときは, リブ当りモーメントを (436)式から求めるのがよい。

板片 (plate strip) b のスパン中央に1個の荷重をのせた様な特殊な場合には (図314), その荷重直下のリブのモーメントは (436a)式によって求められる。

10332 剛床桁の曲げモーメント

閉リブ系の剛床桁の曲げモーメントも, 開リブ系のそれと同様にして計算できる (102313節参照)。

10333 床桁のたわみによる附加的曲げモーメント

床桁のたわみが閉リブ床版系の曲げモーメントに及ぼす影響は, 10232節に示した手順によって計算される。ただし, リブにおける附加的モーメントの算定には (59)式の代りに (59a)式を用いる。

1034 AASHO荷重に対する設計図表

による曲げモーメント

曲げモーメントの算定に先だって, まずその床版系の断面性能および剛性係数 1032節に準じて求めておく。

10341 剛床桁系の曲げモーメント

103411 リブの曲げモーメント

(a) 概説

閉リブの曲げモーメント算定のための図表はAASHOトラックの標準輪荷重について計算したものである。曲げモーメントを求めんとするリブ上には, 30%の衝撃を考慮して, 8kip荷重または12kip荷重を載荷することになっている。(3421節)。

図表9~14は, 注目しているリブの真上に1個ないし数個の輪荷重をのせた場合, 単位巾当りモーメントを与えるものである。6ftまたは4ftはなれてとなるリブ上に乗っている別の輪荷重は本図表では考えに入れていない (43

6.2節参照)。

もし、このように6 ftまたは4 ft離れた位置の別の輪荷重をも考慮に入れる必要のあるときは、表-4.3.6.2の補正係数を用いるとよい。

もし、注目しているリブの上にのせた輪荷重の正反對側に4 ftへだてて別の輪荷重をのせるときは、隣接車線上の荷重によるリブのモーメント増加を算定する図表2.3は用いる必要がない。

(b) スパン中央のモーメント

1 注目リブに輪荷重が乗った場合または乗らない場合の単位巾当り曲げモーメントは、その荷重状態に応じて、図表9.1.1ないしは10.1.2より得られる。

注目リブに1個の輪荷重をのせた場合と何個かの輪荷重をのせた場合のどちらが危険荷重状態となるかは、この両様の荷重状態について床桁のたわみの影響を考慮して得られた最大曲げモーメント値を比較してきめる(10.3.4.2節参照)。

2 リブ当り曲げモーメントは、図表9~12から得られる値にリブ巾 $a+e$ を乗じて得られる(4.3.5a式)。

(c) 支点のモーメント

リブ支点の曲げモーメントも、同様にして図表-13と式(4.3.5a)とから求まる。

10.3.4.1.2 床桁の曲げモーメント

図表を用いて剛床桁の曲げモーメントを求める手順については、10.2.4.1.2節のべた。

10.3.4.2 床桁のたわみによる附加的曲げモーメント

計算手順は開リブ床版系の場合(10.2.4.2節)と同じである。ただし、リブの附加曲げモーメントの算定には、開リブ床版に対する(5.9)式の代りに、(5.9a)式を用いる。

10.4 応力の計算

10.4.1 系-Iの応力

系-Iの応力とは、床版上に作用する荷重の局部的作用によって、「デッキプレートの適当な部分をそのフランジとして共同作用をさせる縦リブ、または床桁」に生ずる曲げ応力を云う(1.1.2, 1.2.4.1節参照)。

10.4.1.1 リブの曲げ応力

リブの応力は、次のような荷重状態別に計算する。

- (A) 活荷重 剛床桁上のリブ
- (B) 活荷重 床桁のたわみの影響
- (C) 死荷重

活荷重応力の算定に用いる断面係数は10.3.2.1, 10.3.2.1節に準じて、また、死荷重応力の算定に用いる断面係数は表3.3.2.2の(2), (5)列に従って計算する。

活荷重応力の算定にあたっては、(A)+(B)なる状態を考えたときに、注目点に最大応力を生ずるとき荷重状態を求めるために、輪荷重群をいろいろにかえた場合について比較してみなければならない。

死荷重によるリブの曲げモーメントは、架設手順を考慮の

うえて、剛支承上の連続梁についての普通の公式により、計算する。鋼材の死荷重と累加死荷重(舗装)とは別々に扱う。重・床桁がリブの死荷重応力におよぼす影響は、5.4節のべたと同様にして計算できる。

10.4.1.2 床桁の曲げ応力

床桁の応力も、(A), (B), (C)の各状態ごとに、別々に計算する(10.4.1.1)。

床桁の断面係数は10.2.2.2節に準じて計算する。

死荷重応力の算定においては、架設応力をも考慮しなければならない。

10.4.2 応力の重ね合せ、系I+系II

床版の最大応力は、橋軸方向の系-I応力(10.4.1.1節)と、橋梁主構部材(桁又はトラス)のフランジとしての作用による系-I応力の合成によって得られる。

普通の場合、最大引張応力および最大圧縮応力が生ずる床版上の点を、図-1.3.7に示すように、それぞれ'A', 'B'という記号で示す。応力合成に関するその他のことがらについては、1.2.6節参照のこと。

系-I応力は普通の計算法によって求める(1.2.3節参照)。

死荷重応力の算定にあたっては、架設手順を考慮に入れねばならない。リブ頂部または底部の応力は、それらの点と、橋断面中立軸との間の距離を考えて計算する(図1.3.7)。非対称荷重の場合には、応力は主桁間において直線的に変化するものと考ええる。

10.4.3 せん断応力

デッキプレートおよび溶接部のせん断応力は、系-I, 系-IIの場合について計算せねばならない。

系-IIにおける縦リブの最大せん断力は、床桁近くのリブ上に輪荷重をのせて、その全荷重が注目リブによって床桁に伝達されるものと仮定して算定すれば、安全である。

床桁の最大せん断力は、床桁のたわみを考慮して、5.3.4.2節のべた方法により計算する。

床桁ウェブおよび、そのウェブとデッキプレートとの溶接部のせん断応力は、縦リブを通すために設けた床桁ウェブの切欠きの影響を適当に考慮のうへ、計算しなければならない。

10.4.4 交番応力および振動応力

リブおよび床桁の交番応力ならびに振動応力について、設計の際には検討すべきである。

リブの任意点における最大、最小応力間の最大振巾は、普通、系Iおよび系II応力の両者についての最大変化量を考えることによって得られる。

系-Iにおける交番応力の算定には図表-8および図表8および14を利用するがよい。

第 11 章

数 値 計 算 例

11.1 結 言

つぎのような主要寸法の連続プレートガード橋の鋼床版の設計計算例によって、第 3～5 章中の諸公式および附録-I の図表の用い方を示そう。

スパン：270-375-270 ft

巾 員：68 ft-0 in

主桁間隔：50 ft-0 in

開リブ (11.2 節) および閉リブ (11.3 節) の両・基本床版構造に対する設計を示す。

荷重および応力度は、本書 3.4 節で解説した現行の AASHO の道路橋標準設計方書 [1] に準ずる。

開リブ床版および閉リブ床版の両設計とも、計算手順の比較のために、公式を用いる方法と AASHO 荷重に対する図表を用いる方法との、2 様の計算を行なう。図表を用いる方法の方が特に閉リブ床版の設計の場合は設計に要する時間はかなり少なくて済むことがわかる。

数値計算は、独立構造部材 (系-II) として作用する床版の曲げモーメントおよび応力に対してのみ詳細に示した。主桁の上フランジとして (系-I) の床版応力の計算、溶接の設計、およびその他常用の計算法を用いる諸計算等にはふれていない。

設計計算は、第 10 章で概説した順序にしたがって進めた。それぞれの計算段階についての解説は、第 10 章を照合されたい。

ここで注意しておきたいのは、この計算例に示したデッキプレートの設計、リブおよび床版間隔、あるいはその他の構造細目等は、一例として示したにすぎず、実際の設計に当っては、それぞれの場合において与えられた条件をよりよく満足するように、部材諸元や構造細目を決定すべきことである。

11.2 開リブ床版

11.2.1 概 説

11.2.1.1 寸法および細目

床版の一般図を図 11.1 に示す。

図 11.2 には、床版の主要寸法および構造細目を示す。一般に、縦リブの寸法は、橋の巾員方向に関して変えるばかりでなく、橋軸方向に関しても変化させる方が、より経済的となるのであるが、本数値計算例では、設計計算の概念を示すにこととめることとして、同一寸法のリブを用いることにする。

本設計では、材料はすべて低合金鋼を対象とした。ただし、中間床版だけは、床版のたわみを制限するために、構造用炭

素鋼を用いることとした。

重・床桁は 2344 ft 間隔に設けて、横梁の役割をもたせるとともに、床版パネルの架設支点として利用することとした (11.2 図参照)。

11.2.1.2 デッキプレート厚の選定

デッキプレート厚は、第 6 章に概説した推薦事項に準じて決定した。

リブ間のデッキプレートスパンの $1/300$ という許容たわみ基準を適用すると、このリブ間隔に対するデッキプレート の所要理論厚は (6.7 a) 式から得られる。

リブ間隔 $a = 12$ in., 衝撃を含めた 12000 lb 輪荷重の設計荷重強度 $p = 59$ psi (3.4.2 節参照) により、板厚 tp はつぎのように得られる。

$$tp \geq (0.007)(12)(\sqrt[3]{59}) = 0.328 \text{ in.}$$

よって、 $3/8$ in. を用いることとする。

6.2.1.3 節で計算してあるように、本設計例における、この $3/8$ in. デッキプレートの局部曲げ応力の最大値は 25.9 ksi, 最大たわみはリブ間のデッキプレートスパンの約 $1/500$ となっている。

主桁、縦リブ、床版の上フランジとしてのデッキプレートという面からも、このデッキプレートに作用する軸応力が比較的小さい (11.2.1.6, 11.2.2.4.1, 11.2.2.4.2 節参照) ことからいって、 $3/8$ in. という板厚は十分なものである。

主桁の上フランジとして作用するときの $3/8$ in. デッキプレートのせん断強度も十分である。

11.2.1.3 断面性能

11.2.1.3.1 縦リブ

(a) 剛支承上のリブの活荷重応力算定のための I_R, S_R' 値
リブの設計には 8 kip および 12 kip 輪荷重を用いることとし、その輪荷重 $2g = 22$ in. から載荷巾とリブ間隔との比は、

$$\frac{2g}{a} = \frac{22}{12} = 1.83$$

この値を用いて、有効リブ間隔 a_0^* を図表 2, Case 1 より求めると、

$$a_0^* = \left(\frac{a_0}{a} \right) a = (1.47)(12) = 17.6 \text{ in.}$$

この値は、図表-4 よりただちに得ることもできる。

表 3.3.2 第 1 列の式より、有効リブスパンは、

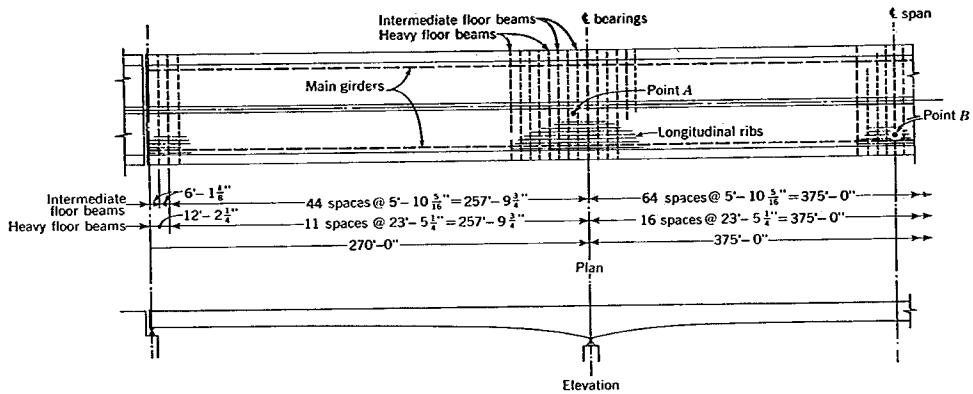
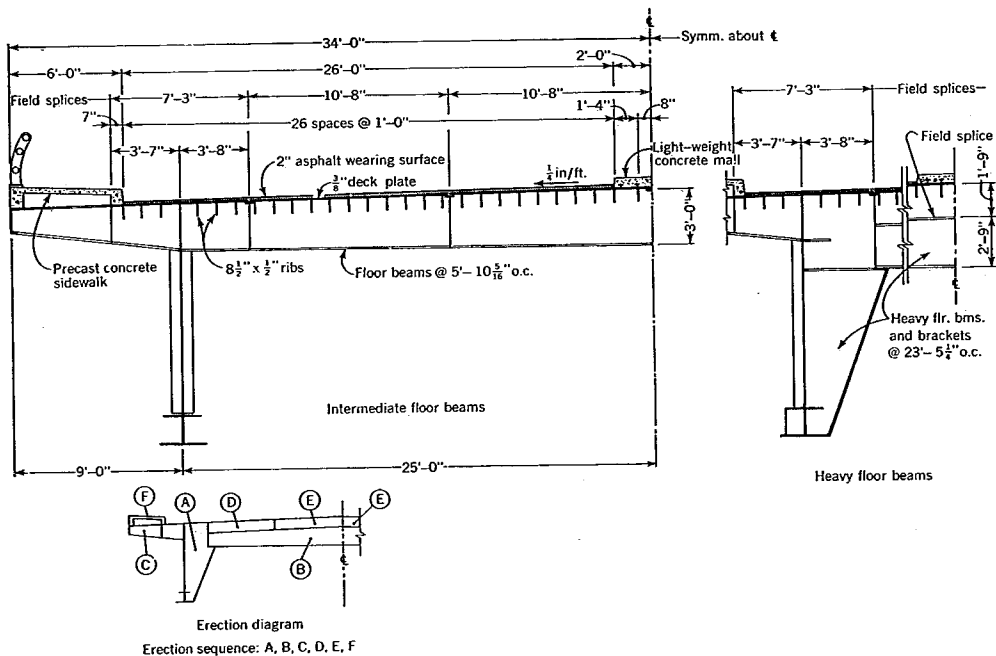


Fig. 11.1. Deck with open ribs — general layout



Erection sequence: A, B, C, D, E, F

Fig. 11.2. Deck with open ribs — typical sections and details

$$s_1 = 0.7s = (0.7)(586)(12) = 493 \text{ in.}$$

ゆえに

$$\frac{a_0^*}{s_1} = \frac{176}{493} = 0.357$$

この値を図表-1に代入して、直接載荷リブと共同作用するデッキプレートの有効巾は(図113a),

$$a_0' = \left(\frac{a_0}{a_0^*}\right) a_0^* = (0.85)(176) = 150 \text{ in.}$$

$8\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ in. 補剛材と有効巾 a_0' のデッキプレートとから成る1-リブ当りの断面性能は,

$$I_R' = 734 \text{ in.}^4, S_{RT}' = 319 \text{ in.}^3, S_{RB}' = 108 \text{ in.}^3$$

(b) 床桁のたわみの影響の算定のための I_R, S_{RB} 値

表3322の第2列の公式より、デッキプレートの有効巾は(図113b),

$$a_0 = 1.1a = (1.1)(12) = 13.2 \text{ in.}$$

これに相応するリブの断面性能は,

$$I_R = 707 \text{ in.}^4, S_{RT} = 315 \text{ in.}^3, S_{RB} = 107 \text{ in.}^3$$

112132 床桁

(a) 中間床桁

表3322第6列の公式および図表-1より,

$$s^* = s = 70.3 \text{ in.}$$

$$\frac{s^*}{l} = \frac{70.3}{(50)(12)} = 0.117$$

1個の床桁と共同作用するデッキプレートの有効巾は(図113c),

$$s_0 = \left(\frac{s_0^*}{s^*}\right) s = (1.06)(70.3) = 74.5 \text{ in.}$$

この s_0 値を用いて、床桁の断面性能を計算すると、スパン中央において:

$$I_F = 7810 \text{ in.}^4, S_{FT} = 905 \text{ in.}^3, S_{FB} = 276 \text{ in.}^3$$

$\frac{1}{4}$ 点において:

$$I_F = 6350 \text{ in.}^4$$

(b) 重・床桁

この断面性能は、同一のデッキプレート有効巾を用いて

(図113d)

スパン中央にて:

$$I_F = 22740 \text{ in.}^4, S_{F1} = 1370 \text{ in.}^3,$$

$$S_{F2} = 5170 \text{ in.}^3, S_{F3} = 608 \text{ in.}^3$$

$\frac{1}{4}$ 点にて:

$$I_F = 19920 \text{ in.}^4$$

平均値:

$$I_{F(\text{avg})} = \frac{22740 + 19920}{2} = 21330 \text{ in.}^4$$

架設死荷重がかかる床桁下半部に対して、スパン中央点での諸値は,

$$I = 4415 \text{ in.}^4, S_{F2} = S_{F3} = 268 \text{ in.}^3$$

11214 相対剛性係数

112141 リブと床桁との剛比 r

設計荷重の作用下において、実際の床桁のたわみと等しい大きさの床桁たわみを生ずるような床桁の平均・断面2次モーメントは(532節参照), その床桁のスパン中央と $\frac{1}{4}$ スパン点における断面2次モーメント値の平均として近似的に計算する。

$$I_{F(\text{avg})} = \frac{7810 + 6350}{2} = 7080 \text{ in.}^4$$

(57)式より,

$$r = \frac{I_R^4 I_F}{a s^3 \pi^4 I_F} = \frac{(600)^4 (70.7)}{(12)(70.3)^3 (\pi^4)(7080)} = 3.2$$

112142 デッキプレートとリブの剛比 r'

(418)式より

$$r' = \frac{t_F^3}{1092 I_R'} \cdot \frac{s_0^4}{a^3 \pi^4} = \frac{(0.375)^3}{(1092)(73.4)} \cdot \frac{[(0.81)(70.3)]^4}{12^3 \pi^4} = 0.0041$$

r' 値は0.006より小さいから((420)式参照), 曲げモーメントの計算にはデッキプレートの剛性の影響の補正を行なう必要はない(427節参照)。

112143 重・床桁と中間床桁との剛比, β

重・床桁の影響の算定(54節)において必要なる β 値は,

$$\beta = \frac{I_0}{I} = \frac{21330}{7080} = 3.01$$

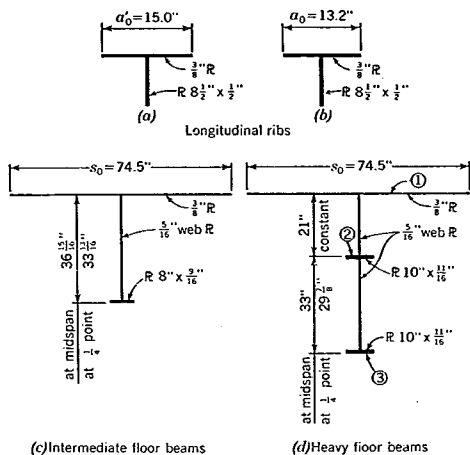


Fig. 11.3. Cross sections of structural elements of the deck with open ribs

11.2.1.5 リブの弾性的安定性

圧縮をうけるリブの弾性的安定性については、附録-IIの公式により検討する。

リブに生ずる最大圧縮応力は、系I応力と系II応力との合成によって得られる。

本設計において用いる $8\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ in. リブの局部座屈強度を検討するために、理想化座屈応力 f_i を (II. 1 a) 式によって計算する。

$$\frac{t}{h} = \frac{1/2}{8\frac{1}{2}} = \frac{1}{17}$$

$$k = 1.0 \text{ (附録-II, II. 1.3.1.1 節参照)}$$

であるから、理想化座屈応力は、

$$f_i = (26,200)(1.0)\left(\frac{1}{17}\right)^2 = 90.7 \text{ ksi}$$

この f_i 値は、低合金鋼の比例限界を上回る大きさであるから、非弾性域における限界座屈応力 f_{cr} を計算せねばならない。

$$\frac{f_y}{f_i} = \frac{50}{90.7} = 0.55$$

であるから、 f_{cr}/f_y 値は、図-II, 2, Curve 1 より、

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = 0.95$$

よって限界座屈応力は、

$$f_{cr} = (0.95)(50) = 47.5 \text{ ksi}$$

9.5.1 節の推薦値に準じて安全率を 1.5 とすれば、リブの系-I, 系-II 合成状態に対する許容圧縮応力は、

$$f_{allow} = \frac{47.5}{1.5} = 31.7 \text{ ksi}$$

しかるに、このリブの最大・合成圧縮応力は 18.8 ksi である (11.2.2.4.1) から、 $8\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$ in. リブの局部座屈に対する安全度は十分である。

主桁の上フランジとして作用する床版の全体座屈強度は、附録-II, II - 2 節中の公式から確かめられるように、なお十分なるものである。

11.2.1.6 主桁のフランジとしての床版応力

主桁の上フランジとして作用する床版 (系-I) の最大応力を、1.2.6 節にてのべたように、床版の A, B 点 (図 11.1) について計算すると、

点	A	B
デッキプレート上縁 ksi	12.5	-11.2
リブ底縁 ksi	11.3	-9.5

11.2.2 一般公式による設計

11.2.2.1 剛床桁系の曲げモーメント

11.2.2.1.1 荷重

(a) リブ

リブの設計には、1961年の AASHTO 基準の 12.5(c) 節の図 5.6 および脚註に準じて、12 kip および 8 kip 輪荷重を用いる (3.4.2.1 節参照)。

設計に用いる輪荷重位置を図 11.4 に示す。載荷状態 a_1

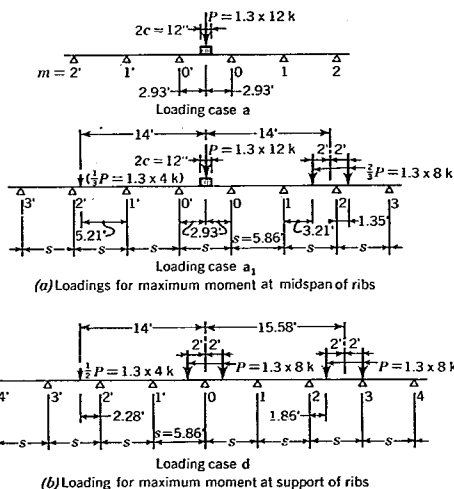


Fig. 11.4. Loadings used in the design of the open ribs in a system with rigid floor beams

$$\begin{aligned}
 M_{RS} &= (2)(8)(13)(0.615)(5.86) \times \left[-0.5 \left(\frac{2.00}{5.86} \right) + \right. \\
 &\quad \left. 0.866 \left(\frac{2.00}{5.86} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{2.00}{5.86} \right)^3 \right] + 8(0.615)(5.86)(13) \times \\
 &\quad \left[-0.5 \left(\frac{1.86}{5.86} \right) + 0.866 \left(\frac{1.86}{5.86} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{1.86}{5.86} \right)^3 \right] \times \\
 &\quad (-0.2679)^2 + (4)(0.615)(5.86)(13) \times \\
 &\quad \left[-0.5 \left(\frac{2.28}{5.86} \right) + 0.866 \left(\frac{2.28}{5.86} \right)^2 - 0.366 \left(\frac{2.28}{5.86} \right)^3 \right] \times \\
 &\quad (-0.2679)^2 \\
 &= -6.32 - 0.23 - 0.11 = -6.66 \text{ k-ft}
 \end{aligned}$$

1 1 2 2 1 4 床桁の活荷重モーメント

橋の巾員中央に最寄りの位置 $x = 2.9 \text{ ft}$ (図 1 1 5 b) 地点に載っている輪荷重直下点における最大曲げモーメントを、荷重状態 A, B (図 1 1 5 a) について 1 1 2 2 1 1 b 節にて求めたトラック荷重 F_d について計算すると、つぎのようである。多車線同時載荷に対する荷重強度低減率は、3車線載荷に対して 10%, 4車線載荷に対して 25%とした (AASHTO基準, 1 2 9 節)。

載荷車線	最大曲げモーメント (k-ft)	
	荷重状態 A	荷重状態 B
2	7 4 1	7 7 5
3	7 7 4	8 1 0
4	7 0 9	7 4 2

これより、3車線載荷の場合が最大のモーメントを生ずることがわかる。

1 1 2 2 1 5 死荷重モーメント

本例題 (図 1 1 2) において仮定した架設手順によるときは、リブは、床版パネルの架設死荷重を 2 3 4 4 ft 間隔におかれた重・床桁に伝達しなければならない。

重・床桁の下半部は架設荷重を受け、完成した重・床桁および中間床桁は累加死荷重を負担する。

計算に用いる死荷重は、つぎのようである。

部 材	架設荷重 lbs/ft	累 加 死 荷 重	
		舗装	中央分離帯
リブ (中間床桁を含む), lbs/ft	36	25	-
中間床桁, lbs/ft	-	147	352
重・床桁, lbs/ft	920	147	352

上記の値を用いて、死荷重モーメントは、つぎのごとく計算される。

(a) リブ

架設荷重:

$$\begin{aligned}
 \text{重・床桁位置におけるモーメント} &= \frac{(-0.036)(2344)^2}{12} \\
 &= -1.64 \text{ k-ft}
 \end{aligned}$$

重・床桁間中間部のモーメント = +0.82 k-ft

累加死荷重:

$$\begin{aligned}
 \text{床桁位置のモーメント} &= \frac{(-0.025)(5.86)^2}{12} \\
 &= -0.07 \text{ k-ft}
 \end{aligned}$$

スパン中央のモーメント = +0.04 k-ft

(b) 床桁

歩道荷重は床桁につきのような負モーメントを生ぜしめる。

重・床桁, 架設状態: -1.4 k-ft

全部の床桁, 累加死荷重: -1.3 k-ft

上記の値を用いて、床桁のスパン中央の曲げモーメントは、

重・床桁, 架設荷重: $288 - 14 = 274 \text{ k-ft}$

全ての床桁, 累加荷重: $56 - 13 = 43 \text{ k-ft}$

1 1 2 2 2 床桁のたわみの影響, 床桁はすべて等断面

1 1 2 2 2 1 リブの附加的曲げモーメント

(a) 正モーメント増加

最大正曲げモーメント増加を生ずるのは床桁のスパン中央に最も近い位置に輪荷重があるときの、その輪荷重直下のリブにおいてである (図 1 1 6 b)。

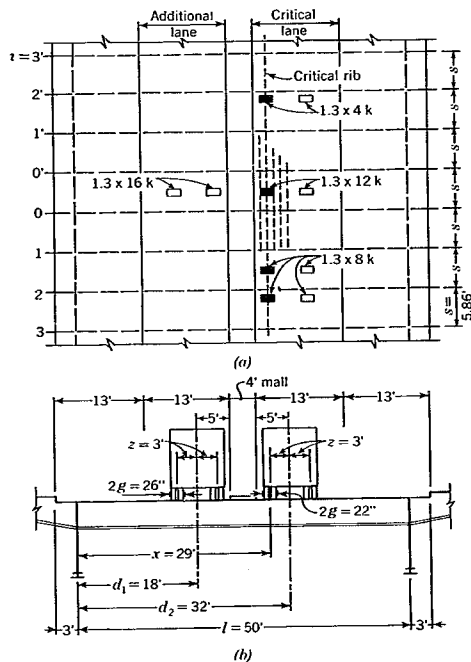


Fig. 11.6. Loading used in the computation of the maximum bending moments at the midspan of open ribs with consideration of floor beam flexibility

床桁のたわみの影響の算定に際しては、危険リブ上にのせる荷重としては112212節に用いたと同じ荷重を用いる。危険リブ上にのせる荷重以外の荷重は図116aに示すものを、この計算に用いる。これ以外の車線にも荷重をのせるが、その場合にはAASHO基準の多重線荷重に対する荷重低減率を適用すると、かえって曲げモーメントの値は小さくなる。

モーメント増大量を求める式、(59)の計算に必要な諸数値は、つぎのように求まる。

Q_0 値は、30%の衝撃を考慮して、

12 kip 輪荷重では、

$$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{(12)(13)}{22} = 0.709 \text{ k/in.}$$

16 kip 輪荷重では、

$$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{(16)(13)}{26} = 0.800 \text{ k/in.}$$

1次フーリエ係数 Q_{1x}/Q_0 は、位置 $x=29 \text{ ft}$ (図116b) について、(327)式より、危険車線上のトラックに対して

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{3\pi}{50} \sin \frac{11\pi}{(12)(50)} \sin \frac{32\pi}{50} \sin \frac{29\pi}{50} = 0.126$$

その隣接車線上の、輪重16 kip, $2g=26 \text{ in}$ の軸荷重に対して、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{3\pi}{50} \sin \frac{13\pi}{(12)(50)} \sin \frac{18\pi}{50} \sin \frac{29\pi}{50} = 0.149$$

危険車線における荷重状態 a および a_1 ならびに隣接車線における荷重 h についての $\Sigma(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$ の演算は、表112221に示してある。

5331節に定義した F_m/P 値はそれぞれの荷重に対して図表5cまたは(411), (412)式より得られる。荷重 P は12 kip 輪荷重である。8 kip および4 kip 輪荷重は P の函数として表わす。(表112221, スケッチ参照)。パネル0-0'のスパン中央における曲げモーメントの算定に用いる無次元影響線縦距 $\bar{q}_{cm}/s$ は、 $\tau=3.2$ に対して図表17から求められる。

リブ当りの曲げモーメント増加量 ΔM_{RC} は(59)式よりつぎのように求まる。

危険車線、荷重 a の場合

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(5.86)(12)(0.126)(0.314) = 1.97 \text{ k-ft}$$

危険車線、荷重 a_1 (4 kip 輪荷重を含む) の場合

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(5.86)(12)(0.126)(0.177)$$

表 112221

リブのスパン中央の曲げモーメント増分, $\Sigma(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$ の計算

荷重 (図11.4 a および11.6)	計算値	摘要	(4) $\uparrow P$										$\Sigma \frac{F_m \bar{q}_{cm}}{P s}$
			4'	3'	2'	1'	0'	0	1	2	3	4	
Case a†	$\bar{q}_{cm}/s$	図表 17	-0.062	-0.090	-0.088	+0.004	+0.266	+0.266	+0.004	-0.088	-0.090	-0.062	
	F_m/P	式 4.11-12	+0.002	-0.009	+0.034	-0.127	+0.601	+0.601	-0.127	+0.034	-0.009	+0.002	
	$F_m/P(\bar{q}_{cm}/s)$		0	+0.001	-0.003	-0.001	+0.160	+0.160	-0.001	-0.003	+0.001	0	+0.314
Case a_1 (4) 輪を ふくむ	F_m/P	輪 (1)	+0.002	-0.009	+0.034	-0.127	+0.601	+0.501	-0.127	+0.034	-0.009	+0.002	
		輪 (2)	0	0	+0.001	-0.006	+0.021	-0.079	+0.358	+0.442	-0.089	+0.024	
		輪 (3)	0	0	0	+0.002	-0.006	+0.021	-0.079	+0.599	+0.163	-0.042	
		輪 (4)	+0.007	-0.024	+0.325	+0.035	-0.009	+0.002	-0.001	0	0	0	
	合計 F_m/P		+0.009	-0.033	+0.360	-0.096	+0.607	+0.545	+0.151	+1.075	+0.065	-0.016	
	$(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$		-0.001	+0.003	-0.032	0	+0.161	+0.145	+0.001	-0.095	-0.006	+0.001	+0.177
(4) 輪を ふくまない	F_m/P		+0.002	-0.009	+0.035	-0.131	+0.616	+0.543	+0.152	+1.075	+0.065	-0.016	
	$(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$		0	+0.001	-0.003	-0.001	+0.164	+0.145	+0.001	-0.095	-0.006	+0.001	+0.207

† Case a は(1)輪のみをふくむ。Case h 隣接車線は $P=1.3 \times 16 \text{ kips}$ を除いた Case a に同じ。

表 112222
床桁のモーメント減少, $(F_o/P) - (F_o/P)$ の計算

荷重 (図 11.5)	計算値	摘要	(1) $P=1.286 \times 32 \text{ k}$ (2) P										F_o/P , 式 (5.13)	$(F_o/P) -$ (F_o/P)
			Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ		
	支 点, m		4'	3'	2'	1'	0	1	2	3	4			
	$\bar{v}_{om}$	図表 19	+0.010	+0.052	+0.125	+0.212	+0.264	+0.212	+0.125	+0.052	+0.010			
Case A†	F_m/P	式 4.11-4.12					+1.000							
	$(F_m/P)\bar{v}_{om}$						+0.264						+0.264	+0.736
Case B	輪軸 (1)	式 4.11	0	-0.001	+0.003	-0.010	+0.037	-0.138	+0.740	+0.453	-0.105			
	輪軸 (2)	4.12	-0.026	+0.113	+0.185	-0.035	+0.009	-0.002	+0.001	0	0			
	輪軸 (3)	または 図表 5c	-0.026	+0.112	+0.188	-0.045	+1.046	-0.140	+0.741	+0.453	-0.105			
	合計 F_m/P		-0.026	+0.112	+0.188	-0.045	+1.046	-0.140	+0.741	+0.453	-0.105			
	$(F_m/P)\bar{v}_{om}$		0	+0.006	+0.024	-0.010	+0.276	-0.030	+0.093	+0.023	-0.001	+0.381	+0.665	

† Case A は輪軸(1)のみをふくむ。

$$= 111 \text{ k-ft}$$

危険車線, 荷重 a_1 (4 kip 輪荷重を含まず) の場合

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(586)(12)(0.126)(0.207)$$

$$= 130 \text{ k-ft}$$

隣接車線, 荷重 h の場合

$$\Delta M_{RC} = (0.800)(586)(12)(0.149)(0.314)$$

$$= 264 \text{ k-ft}$$

これらの荷重状態についての定義は, 図表 20, 23 に示されている。

すべての床桁は同一断面であると仮定した場合のリブスパン中央におけるリブ当り曲げモーメント増加は, (5.10) 式より得られる。即ち

荷重 $a+h$ の場合

$$\Delta M_{RC} = 197 + 264 = 461 \text{ k-ft}$$

荷重 a_1+h の場合

$$\Delta M_{RC} = 130 + 264 = 394 \text{ k-ft}$$

(b) 負モーメント減少

すべての床桁が均一な剛度をもっているような系においては, 床桁のたわみによる床桁上の負のリブモーメントの減少が期待できる。剛な構造系におけるリブの負モーメント(11.2.2.1.3 節) がすでに正モーメントより小さいときには, モーメント減少 ΔM_{RS} は計算する必要はない。

しかしながら, この例では, 重・床桁支点上のリブの支点曲げモーメント増加 ΔM_{RS} と合成するために, このモーメント減少 ΔM_{RB} を計算する。11.2.2.3.1 b 節参照。

荷重 d の場合について, ΔM_{RC} と同様にして ΔM_{RS} 値を求めると,

$$\Delta M_{RS} = 230 \text{ k-ft}$$

112222 床桁における曲げモーメント減少

床桁における曲げモーメント減少は, 3 車線載荷の危険荷重状態について計算する(11.2.2.1.4 節)。

(5.14) 式の計算に必要な諸数値は, つぎのように求められる。

床桁の設計に用いた衝撃率 Q_{286} を用いて, 16 kip 輪荷重の場合の Q_0 値は,

$$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{(16)(1286)}{26} = 0.792 \text{ k/in}$$

$$\text{または } 95 \text{ k/ft}$$

Q_{1x}/Q_0 値は, 位置 $x = 2.9 \text{ ft}$ (図 11.5 b) について (3.30) 式より計算すると,

$$\begin{aligned} \frac{Q_{1x}}{Q_0} &= \frac{8}{\pi} \cos \frac{3\pi}{50} \sin \frac{13\pi}{(12)(50)} \times \left[\sin \frac{18\pi}{50} + \sin \frac{32\pi}{50} + \right. \\ &\quad \left. + \sin \frac{45\pi}{50} \right] \sin \frac{29\pi}{50} = 0.349 \end{aligned}$$

荷重状態 A および B (図 11.5 a) についての, (5.13) 式による F_o/P 値の計算を表 112222 に示す。

F_m/P 値は図表 5c または (4.11) (4.12) 式より得られる。床桁 O の反力を求めるための影響線縦距 $\bar{v}_{om}$ 値は, 図表 - 19 より得られる。

床桁における曲げモーメント減少量 ΔM_F は, 3 車線載荷

の場合に対するAASHOの荷重低減率0.90を考慮して
(5.14)式より:

荷重状態Aの場合

$$\Delta M_F = (95) \left(\frac{50}{\pi} \right)^2 (0.349)(0.736)(0.90)$$

$$= 557 \text{ k-ft}$$

荷重状態Bの場合

$$\Delta M_F = (95) \left(\frac{50}{\pi} \right)^2 (0.349)(0.665)(0.90)$$

$$= 503 \text{ k-ft}$$

これを、112214節で求めた剛な構造系における曲げモーメントとくらべてみると、この場合の床桁のたわみによる床桁の曲げモーメント減少は、かなり大きいものであることがわかる。

11223 重・床桁の影響

11223.1 リブにおける活荷重曲げモーメントの調整

(a) 正モーメント増加

重・床桁の影響による最大・附加・正・曲げモーメントは、リブパネル1~2または2~3(表11223.1aスケッチ参照)のスパン中央において生ずる。

重・床桁がリブ・モーメントにおよぼす影響の計算は、11222.1節で用いたと同じ荷重状態a, a_1 および h について行なう。

パネル1~2のスパン中央における曲げモーメント増加 ΔM_{RC} を得るのには、重・床桁 $m=0$ と $m=4$ とのおのによる影響を算出し、それらを合成する。

この計算には(5.28), (5.24), (5.13)の諸式を用いる。

すべての支点が均等剛度を有する弾性支承上の梁の、支点 $m=0$ および $m=4$ における反力 $\bar{F}_0$ および $\bar{F}_4$ は、表11223.1a中の(5.13)式より求める。

重・床桁の2次の余剰反力 X_0 および X_4 は(5.24)式より求める。 $\beta=3.01$ および $\bar{\theta}_{00}=\bar{\theta}_{44}=0.264$ (図表-19の $r=3.2$ に対応する値)より、

$$\frac{X_0}{P} = \frac{\bar{F}_0 P}{P} \left(\frac{1}{0.264 + 1/(3.01-1)} \right) = 1.313 \frac{\bar{F}_0 P}{P}$$

同様に、

$$\frac{X_4}{P} = 1.313 \frac{\bar{F}_4 P}{P}$$

(5.28)式中の $Q_0 s a(Q_{1x}/Q_0)$ -値の算定には、11222.1節にて用いた諸値を用いる。

(5.28)式による曲げモーメント増加 ΔM_{RC} の計算は、

表 11223.1 a
リブの曲げモーメントにおよぼす重床桁の影響, $\bar{F}_0/P$ および $\bar{F}_4/P$ の計算

荷重 (図11.4aおよび11.6, 表11.2.2.1)	計算値	摘要											$\bar{F}_0/P$	$\bar{F}_4/P$
			3'	2'	1'	0	1	2	3	4	5	6		
	支 点, m													
	δ_{0m}	図表 19	+0.052	+0.125	+0.212	+0.264	+0.212	+0.125	+0.052	+0.010	-0.009	-0.013		
	δ_{4m}		-0.009	-0.013	-0.009	+0.010	+0.052	+0.125	+0.212	+0.264	+0.212	+0.125		
Case a1	合計 F_n/P	表 11.2.2.2.1	+0.002	-0.009	+0.034	-0.127	+0.601	+0.601	-0.127	+0.034	-0.009	+0.002		
	床桁 0 (F_n/P) δ_{0m}		0	-0.001	+0.007	-0.034	+0.127	+0.075	-0.006	0	0	0	+0.168	
	床桁 4 (F_n/P) δ_{4m}		0	0	0	-0.001	+0.031	+0.075	-0.027	+0.009	-0.002	0		+0.085
Case a1 前軸を ふくむ	合計 F_n/P	表 11.2.2.2.1	+0.009	-0.033	+0.360	-0.096	+0.607	+0.545	+0.151	+1.075	+0.065	-0.016		
	床桁 0 (F_n/P) δ_{0m}		0	-0.004	+0.076	-0.025	+0.129	+0.068	+0.008	+0.011	-0.001	0	+0.262	
	床桁 4 (F_n/P) δ_{4m}		0	0	-0.003	-0.001	+0.032	+0.068	+0.032	+0.284	+0.014	-0.002		+0.424
Case a1 前軸を ふくまない	合計 F_n/P	表 11.2.2.2.1	+0.002	-0.009	+0.035	-0.131	+0.616	+0.543	+0.152	+1.075	+0.065	-0.016		
	床桁 0 (F_n/P) δ_{0m}		0	-0.001	+0.008	-0.035	+0.130	+0.068	+0.008	+0.011	-0.001	0	+0.188	
	床桁 -4 (F_n/P) δ_{4m}		0	0	0	-0.001	+0.032	+0.068	+0.032	+0.284	+0.014	-0.002		+0.427

† 表 11.2.2.2.1 の注を参照

表 112231b
重床桁によるリブパネル 1-2 のスパン中央のモーメント増分 $\bar{M}_{RC}$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
荷 重	重床桁の 番 号	$\frac{F}{P}$	$\frac{N}{P}$	$Q_{0.50} \frac{Q_{1.5}}{Q_0}$	$\frac{\bar{q}_{Lm}}{s}$	$\bar{\Delta} M_{RC} =$ -(4)(5)(6)	全 $\bar{\Delta} M_{RC}$
摘 要		表 11.2.2.3.1a	式 5.24	11.2.2.2.1 節	図表 17	式 5.28	
Case a	0 4	0.168 0.085	0.221 0.112	6.29 6.29	+0.004 -0.088	-0.006 +0.062	+0.06 k-ft/rib
Case a,†	0 4	0.188 0.427	0.247 0.561	6.29 6.29	+0.004 -0.088	-0.006 +0.311	+0.30
Case h	0 4	0.168 0.085	0.221 0.112	8.39 8.39	+0.004 -0.088	-0.007 +0.083	+0.08

† 前軸をふくまない。

表-112231bに示した。

$\bar{F}_0 P/P$, $\bar{F}_4 P/P$ 値を得るための別の解法については、

112233節にのべる。

(b) 負モーメント増加

重・床桁 $m=0, 4, \dots$ 等の上に位置するリブの負・曲げモーメントは、均一剛度床桁系におけるそれよりも大きな値となる。

重・床桁上の曲げモーメント増加 $\bar{\Delta} M_{RS}$ は、荷重状態 d について、正モーメント増加, $\bar{\Delta} M_{RC}$ の場合と同じようにして求まる。即ち

$$\bar{\Delta} M_{RS} = -1.83 \text{ k-ft}$$

したがって、床桁のスパン中央に最寄りの重床桁上におけるリブ当り全・負曲げモーメント値は (112213, 112221節参照)。

$$M_{RS} = -6.66 + 2.30 - 1.83 = -6.19 \text{ k-ft}$$

この値は、主桁に近いリブの負モーメント値 $M_{RS} = -6.66 \text{ k-ft}$ より小さいことがわかる。

112232 床桁における活荷重
曲げモーメントの調整

(a) 重・床桁におけるモーメント増加

重・床桁 $m=0$ におけるモーメント増加は、3車線載荷の A, B 荷重状態について、(529), (524), (513) 諸式より計算される。隣接の重・床桁 $m=4$ および $m=4'$ (表-112232a, スケッチ参照) の影響は小さいので、これを無視する。

$\bar{F}_0/P$ -値は、表-112222中に計算してある。曲げモーメント増加 $\bar{\Delta} M_{F0}$ の計算は表-112232bに示してある。

表 112232a
重床桁の影響。図に示す荷重に対する $\bar{F}_0/P$ および $\bar{F}_4/P$ の計算

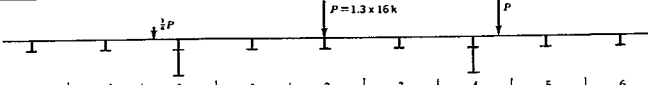
摘 要											F_0/P and F_4/P (式 5.13)
支 点 m		2'	1'	0	1	2	3	4	5	6	
$\bar{\delta}_{m0}$	図表 19	+0.125	+0.212	+0.264	+0.212	+0.125	+0.052	+0.010	-0.009	-0.013	
$\bar{\delta}_{m4}$		-0.013	-0.009	+0.010	+0.052	+0.125	+0.212	+0.264	+0.212	+0.125	
F_m/P	表 11.2.2.2.2	-0.026	+0.112	+0.188	-0.945	+1.046	-0.140	+0.741	+0.453	-0.105	
$(F_m/P) \bar{\delta}_{m0}$		-0.003	+0.024	+0.050	-0.010	+0.131	-0.007	+0.007	-0.004	+0.001	+0.189
$(F_m/P) \bar{\delta}_{m4}$		0	-0.001	+0.002	-0.002	+0.131	-0.030	+0.196	+0.096	-0.013	+0.379

表 112232b
重床桁の影響。床桁 $m=0$ および 2 の曲げモーメント変化量

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	荷重状態	床桁の影響	$\frac{F_0}{P} \text{ また } \frac{F_1}{P}$	$\frac{X_0}{P}$	$Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi}\right)^2$	$1 - \bar{\theta}_{20}$ または $1 - \bar{\theta}_{21}$	$\bar{\theta}_{20}$ または $\bar{\theta}_{21}$	$\bar{\Delta M} =$ (5) (6) (7) または -(5) (6) (8)	$0.90 \sum \bar{\Delta M}$ (k-ft)
摘要 床 桁			表 11.2.2.2.2 11.2.2.3.2a	式 (5.24)		図表 19	図表 19	式 (5.29), (5.30)	AASHO 12.9 節
0	A B	0 0	0.264 0.381	0.347 0.500	840 840	0.736 0.736		+214 +309	+193 +278
2	B	0 4	0.189 0.379	0.248 0.498	840 840		0.125 0.125	- 26 - 52	- 70

荷重状態 B が危険荷重状態であることがわかる。

(b) 中間床桁におけるモーメント減少

床桁 $m=2$ におけるモーメント減少は, (5.30), (5.24), (5.13) 諸式から計算される。 $m=0$, $m=4$ 両重床桁の影響を考慮する。

計算は A, B 2 様の荷重状態について行なう。3 車線設荷の B 荷重状態についての計算結果のみ, 表-112232a, b に示す。

重・床桁の隣りの中間床桁 $m=1$, $m=3$ における曲げモーメント減少量は, $m=2$ 床桁のそれよりも大きい。したがって, 床桁 $m=2$ の曲げモーメントで床桁 $m=1$ および 3 を設計しておけば安全である。

112233 累積荷重による死荷重モーメントの調整
活荷重と同様, 累積死荷重もそのフーリエ第 1 項荷重成分で表わすことができる (5.31 節参照)。

等分布死荷重に対するフーリエ第 1 項荷重成分 Q_{1x} は, (3.22) 式で $n=1$, $b=l$, $g=l/2$ において,

$$Q_{1x} = \frac{4Q_0}{\pi} \sin \frac{\pi x}{l}$$

上式中, Q_0 は床版単位巾当りの等分布死荷重を表わす。
 $Q_0 = 0.147 \text{ k/ft}$ (112215 節参照) の値を用いて,

$$Q_{1x} = \frac{(4)(0.147)}{\pi} \sin \frac{\pi x}{l} = 0.187 \sin \frac{\pi x}{l}$$

この値に, さらに 4 ft 巾中央分離帯の死荷重によるフーリエ第 1 項荷重成分 $0.352 - 0.147 = 0.205 \text{ k/ft}$ (112215 節参照) を加えねばならない。 $Q_0 = 0.205 \text{ k/ft}$, $l = 50 \text{ ft}$, $2g = \text{分離帯巾} = 4 \text{ ft}$ として, (3.22) 式より,

$$Q_{1x} = \frac{(4)(0.205)}{\pi} \sin \frac{2\pi}{50} \sin \frac{\pi x}{l} = 0.033 \sin \frac{\pi x}{l}$$

ゆえに, 舗装と中央分離帯とから成る全・累積死荷重に対して, フーリエ第 1 項荷重成分の値は,

$$Q_{1x} = (0.187 + 0.033) \sin \frac{\pi x}{l} = 0.220 \sin \frac{\pi x}{l} (\text{k/ft})$$

上記の荷重は各床桁に適用されるものであるから, 均等剛度の弾性床桁の反力 $\bar{F}$ は荷重の大きさと等しくなる。すなわち, 床桁あたりの全荷重を P とすれば,

$$\frac{F_m}{P} = 1$$

重・床桁における減少反力の, 床桁当り荷重に対する比, X_0/P は, 112231a 節に求めた諸係数値を用いて (5.24) 式より,

$$\frac{X_0}{P} = (1)(1.1313)$$

累積死荷重による, 重・床桁のスパン中央 $x=l/2$ 点における附加曲げモーメントは, (5.29) 式にて $\bar{\theta}_{00} = 0.264$ として,

$$\bar{\Delta M}_{F0} = (0.220) \left(\frac{50}{\pi}\right)^2 (1.1313)(1 - 0.264) = 5.4 \text{ k-ft}$$

累積死荷重による中間床桁 $m=2$ のスパン中央における曲げモーメント減少は, (5.30) 式に図表-19 より得られた $\bar{\theta}_{20} = 0.125$ という値を用いて,

$$\bar{\Delta M}_{F2} = 0.220 \left(\frac{50}{\pi}\right)^2 (1.1313)(0.125)(2) = 1.8 \text{ k-ft}$$

上式中の (2) という係数は, 中間床桁 $m=2$ をはさんでいる 2 個の重・床桁 $m=0$ および $m=4$ の影響の合成を意味するものである。

累積死荷重による重・床桁上のリブの曲げモーメント増加

は無視する。

表 1 1.2.2.4.1.
リブの最大曲げモーメントおよび応力

位 置	荷 重	曲げモーメント (k-ft)	断面係数 (in. ²)		応 力 (ksi)	
			上 端	下 端	上 端	下 端
点 A (図 11.1)	(1) 活荷重, 剛構造系	8.46	34.9	10.8	-2.9	9.4
	(2) 活荷重, 床桁のたわみの影響					
	(3) 活荷重, 重床桁の影響					
	(4) 死荷重, 架設					
	(5) 死荷重, 累加					
	(6) (2)行から(5)行までの合計	5.61	31.5	10.7	-2.1	6.3
	(7) 合計, 系Ⅱ応力				-5.0	15.7
	(8) 最大, 系Ⅰ応力				12.5	11.3
	(9) 合計応力				7.5	27.0
点 B (図 11.1)	(10) 活荷重, 剛構造系	-6.66	34.9	10.8	2.3	-7.4
	(11) 死荷重, 架設					
	(12) 死荷重, 累加					
	(13) (10)行と(12)行の合計	-1.71	31.5	10.7	0.6	-1.9
	(14) 合計, 系Ⅱ応力				2.9	-9.3
	(15) 最大, 系Ⅰ応力				-11.2	-9.5
	(16) 合計応力				-8.3	-18.8

表 1 1.1.1.4.2.
床桁の最大曲げモーメントおよび応力

荷 重	中 間 床 桁 図 1 1.3 c			重 床 桁 図 1 1.3 d			
	モーメント (k-ft)	応 力 (ksi)		モーメント (k-ft)	応 力 (ksi)		
		上 端	下 端		上 端 点 ①	点 ②	下 端 点 ③
死荷重, 架設	43			274		-12.3	12.3
死荷重, 累加, 剛床桁	-18			43	-0.9	0.2	1.9
死荷重, 累加, 床桁のたわみの影響				54			
全死荷重, 上記の和	25	-0.3	1.1	371	-0.9	-12.1	14.2
活荷重, 剛床桁	810			810			
活荷重, たわみの影響, 均一床桁	-503			-503			
活荷重, 重床桁の影響	-70			278			
全活荷重, 上記の和	237	-3.1	10.3	585	-5.1	1.4	11.5
合 計	262	-3.4	11.4	956	-6.0	-10.7	25.7

1 1.2.2.4 モーメントおよび応力の総和

1 1.2.2.4.1 リブ

危険車線における荷重 a , a_1 (1 1.4 a 図) によるリブのスパン中央の曲げモーメントと, その隣接車線における荷重 h によるそれとの対比より, 下表が得られる。

	曲げモーメント (k-ft)		
	荷重 $a+h$	荷重 a_1+h	節
1 剛な構造系	846	866	1 1.2.2.1.2
2 床桁のたわみの影響	461	394	1 1.2.2.2.1
3 重・床桁の影響	014	038	1 1.2.2.3.1
全・活荷重モーメント	1321	1298	

したがって $a+h$ が限界荷重となる。

リブの最大モーメントおよび応力の総和を, 表 1 1.2.2.4.1 に示す。

1 1.2.2.4.2 床桁

荷重状態 A および B (図 1 1.5 a) による曲げモーメントをくらべてみると, 床桁に最大・全・活荷重モーメントを生ぜしめる荷重状態は, 3 車線載荷の B の場合であることがわかる。

床桁の最大モーメントおよび応力の総和を, 表 1 1.2.2.4.2 に示す。

応力の計算には, 1 1.2.1.3.2 節で求めた床桁の断面係数

を用いる。

1.1.2.3 AASHTO荷重に対する設計図表による設計

断面性能および相対剛比の計算結果は、1.1.2.1節に示すとおりである。

1.1.2.3.1 剛床桁系の曲げモーメント

1.1.2.3.1.1 リブの活荷重モーメント

計算に用いる荷重状態および荷重位置は、1.1.2.2.1.1.1節に示すとおりである。

(a) スパン中央のモーメント

図表-6より、 $s=5.86\text{ ft}$ に対して、全モーメントは、

荷重状態 a に対して、 $M_c=137\text{ k-ft}$

荷重状態 a_1 に対して、 $M_c=141\text{ k-ft}$

リブ当りモーメントは、 $P_0/P=0.615$ として、1.2 kip 輪に対する図表 3 a より、

荷重状態 a に対して $M_{RC}=0.615(137)=84\text{ k-ft}$

荷重状態 a_1 に対して $M_{RC}=0.615(141)=87\text{ k-ft}$

(b) 支点のモーメント

支点のモーメントは荷重状態 d について図表 7 および 3 a より、

$$M_{RS} = (0.615)(-109) = -67\text{ k-ft}$$

1.1.2.3.1.2 床桁の活荷重モーメント

1.1.2.2.1.1 b 節に与えた荷重状態を用いる。

図表 15 より、1-車線車線の 1 床桁に生ぜしめる反力は、

	荷重状態 A	荷重状態 B
F_0/P	1.00	1.05

図表-16より、モーメント係数が得られる。すなわち、 $\ell=50\text{ ft}$ 、車線巾 13 ft、3車線載荷の場合に対して、

$$\frac{M}{F_0 \ell} = 0.378$$

最大曲げモーメントは、したがって次のようになる。

$$\begin{aligned} M &= P \ell \left(\frac{F_0}{P} \right) \left(\frac{M}{F_0 \ell} \right) \\ &= (41.1)(50)(1.0)(0.378) = 77.5\text{ k-ft (荷重状態 A)} \\ &= (41.1)(50)(1.05)(0.378) = 81.5\text{ k-ft (荷重状態 B)} \end{aligned}$$

1.1.2.3.1.3 死荷重モーメント

死荷重モーメントの計算は、1.1.2.2.1.5節に示すとおりである。

1.1.2.3.2 床桁のたわみの影響、床桁はすべて等断面

1.1.2.3.2.1 リブの附加モーメント

(a) 正モーメント増加

荷重状態および荷重位置は、図 1.1.4 a および 1.1.6 に示

すとおりである。

図表 20 および 23 において、1.1.2.1.4.1 節で計算した $r=3.2$ および $s=5.86\text{ ft}$ を用いて、

	荷重状態 a	荷重状態 a_1	荷重状態 h
$\Sigma \frac{F \bar{y}_c}{P s} =$	0.315	0.210	0.315

図表 28 より、4車線橋の「危険」車線載荷の場合に対して、 $\ell=50\text{ ft}$ 、 $2g=22\text{ in.}$ として、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.126$$

図表-29より、隣接車線載荷、 $\ell=50\text{ ft}$ の場合について、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.148$$

$Q_0 = P/2g$ の値は、1.1.2.2.1 節で求めたように 1.2 kip 輪荷重および 1.6 kip 輪荷重について、それぞれ 0.709 k/in., 0.800 k/in. である。

この値を用いて、リブ当り附加曲げモーメント値 ΔM_{RC}

は (5.9) より計算される。すなわち、

[危険車線における荷重 a] の場合について

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(5.86)(12)(0.126)(0.315) = 2.0\text{ k-ft}$$

[危険車線における荷重 a_1] (4 kip 前輪を含みぬ) の場合について、

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(5.86)(12)(0.126)(0.210) = 1.3\text{ k-ft}$$

[隣接車線に荷重 h] の場合について、

$$\Delta M_{RC} = (0.800)(5.86)(12)(0.148)(0.315) = 2.6\text{ k-ft}$$

リブ当りの全・曲げモーメント増加量は (5.10) 式より得られる。すなわち、

[荷重 a + h]

$$\Delta M_{RC} = 2.0 + 2.6 = 4.6\text{ k-ft}$$

[荷重 a_1 + h]

$$\Delta M_{RC} = 1.3 + 2.6 = 3.9\text{ k-ft}$$

(b) 負モーメント減少

床桁のスパン中央における床桁上リブの負・曲げモーメント減少 ΔM_{RS} は、荷重状態 d について求める (1.1.2.2.1 節参照)。

図表 2.4 で, $r=3.2$, $s=5.86$ ft を用いて

$$\sum \frac{F}{P} \frac{\bar{y}_s}{s} = 0.54$$

$Q_0 = P/2g = 8(13)/22 = 0.473 \text{ k/in.}$, および
 $Q_{1x}/Q_0 = 0.126(11.2321 \text{ a 節で算定})$ の値を用いて,
 負モーメント減少量は (5.9) 式よりつぎのように得られる。

$$\Delta M_{RS} = (0.473)(5.86)(12)(0.126)(0.54) = 2.3 \text{ k-ft}$$

1.1.2.3.2 床桁におけるモーメント減少

図表-3.0 で, $r=3.2$, $s=5.86$ ft, 荷重 B より

$$\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \bar{\theta}_{0m} = 0.66$$

また, 図表 3.2 より, 3車線載荷, $\ell = 5.0$ ft 車線巾 13 ft を適用して

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.314$$

1.1.2.2.2 節にて求めた $Q_0 = 9.5 \text{ k/ft}$ という値を用いて,
 曲げモーメント減少量は (5.14) 式よりつぎのように得られる。

$$\Delta M_F = 9.5 \left(\frac{50}{\pi} \right) (0.314)(0.66) = 4.99 \text{ k-ft}$$

1.1.2.3.3 重床桁の影響

1.1.2.3.3.1 リブの曲げモーメントの変動

床版パネル 1~2 または 2~3 (表-1.1.2.3.1 スケッチ参照) のスパン中央における曲げモーメント増加 ΔM_{RC} は, 1.1.2.3.1 節の場合と同様に (5.2.8) 式より算定される。

すべての支承が均一剛度を有する弾性支承上の梁の反力 $\bar{F}_0$ および $\bar{F}_4$ は, 図 1.1.7 の影響線 $\bar{\theta}_0 = F_0/P$, $\bar{\theta}_4 = F_4/P$ より得ることができる。このような影響線は, 図表 1.9 の $r = 3.2$ に対応する縦距 $\bar{\theta}_0$ より, 滑かな曲線として得られる。
 危険荷重状態 a_1 について, 4 kip 前輪を含まないで 12 kip 輪荷重を P としたとき, 次の値が図 1.1.7 の影響線から得られる。

$$\bar{F}_0/P = 0.19, \quad \bar{F}_4/P = 0.43$$

同様に, 隣接車線に荷重 h をのせる場合については,

$$\bar{F}_0/P = 0.17, \quad \bar{F}_4/P = 0.086$$

上の値を用いて, 曲げモーメント増加 ΔM_{RC} は, 1.1.2.3.1 節のように求まる。

すなわち,

$$\text{荷重 } a_1 \text{ により, } \Delta M_{RC} = +0.31 \text{ k-ft/rib}$$

$$\text{荷重 } h \text{ により, } \Delta M_{RC} = +0.08 \text{ k-ft/rib}$$

1.1.2.3.4 床桁の曲げモーメントの調整

曲げモーメント補正 ΔM_F は, 1.1.2.3.2, 1.1.2.3.3 節にのべた手順にしたがって図 1.1.7 より得られる $\bar{F}_0/P$, $\bar{F}_4/P$ 値を用いて計算する。

1.1.2.3.4 モーメントおよび応力の総和

図表によって求めたモーメントの総和は, 1.1.2.4.1 節に示した結果と同じになる。

1.1.3 閉リブ床版

1.1.3.1 概 説

1.1.3.1.1 寸法および細目

計算例に扱う閉リブ床版の一般図を図 1.1.8 に示す。典型的な構造細目をもつこの橋の断面は, 図 1.1.9 のようである。リブ間隔は 2 ft-0 in とするが, 主桁に近い部分のみ, これより狭い間隔とする。

9 $\frac{1}{2}$ in の高さの成形リブは, リブ内面の腐蝕を防止するために架設後には気密構造となるように設計する。このためには, リブの板厚は, 閉リブ床版において普通に用いられている $\frac{1}{4}$ in. として十分であろう。

3/8 in. というデッキプレート厚さは, 1.1.2.1.2 節と同様を考えて決定される。

床桁は 15 ft-0 in. 間隔に配することとし, すべて同一型のものを用いる。本設計では, 床桁の下半部は, 床版パネルの架設支点として利用するものとする。

材料は, すべて低合金構造用鋼材を用いる。

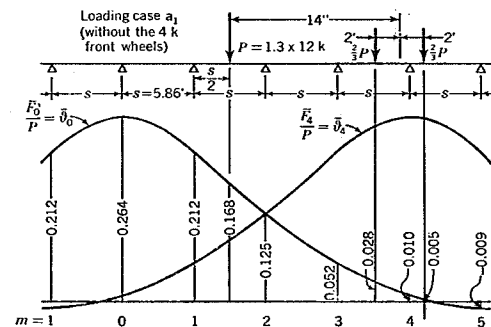


Fig. 11.7. Influence lines for reactions $\bar{F}_0$ and $\bar{F}_4$ of a beam on elastic supports, with all supports of uniform rigidity. $\gamma = 3.2$

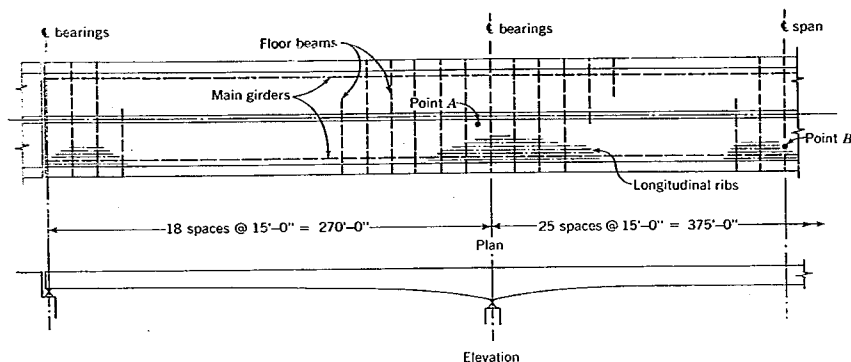


Fig. 11.8. Deck with closed ribs — general layout

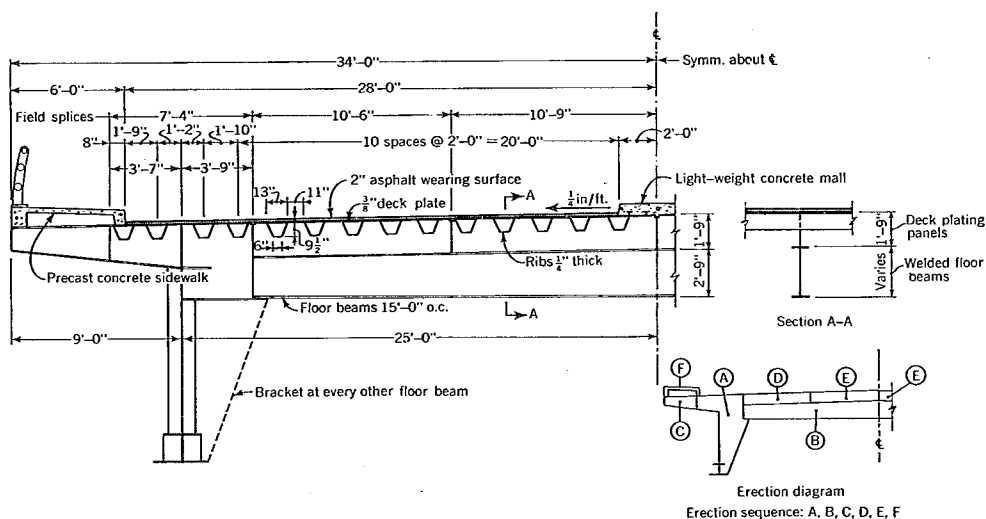


Fig. 11.9. Deck with closed ribs — typical cross section

11.3.1.2 断面性能

11.3.1.2.1 縦リブ

断面性能は、表-3.3.2.2の第3列および第5列に与えられたデッキプレート有効巾を用いて算定する。

(a) 剛支承上のリブのモーメントおよび応力の算定に用いる I_R 値および S_R 値

表3.3.2.2の第3列にしたがって、

$$s_1 = 0.7 s = (0.7)(180) = 126 \text{ in.}$$

$$\frac{a}{s_1} = \frac{13}{126} = 0.103, \quad \frac{e}{s_1} = \frac{11}{126} = 0.087$$

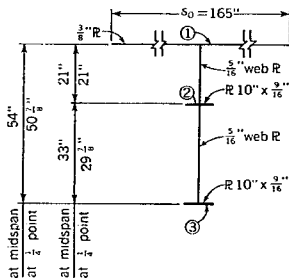
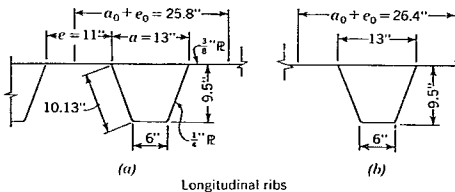
上の値を用いて、有効巾比が図表-1より得られる。すなわち、

$$\frac{a_0}{a} = 1.07, \quad \frac{e_0}{e} = 1.08$$

したがって、1-リブと共同作用するデッキプレート有効巾は、(3.6)式より、

$$a_0 + e_0 = (1.07)(13) + (1.08)(11) = 25.8 \text{ in.}$$

リブの断面性能(図11.10 a)は、



(c) Floor beams

Fig. 11.10. Cross sections of structural elements of the deck with closed ribs

$$I_R = 197 \text{ in}^4, \quad S_{RT} = 769 \text{ in}^3, \quad S_{RB} = 269 \text{ in}^3$$

(b) 床桁のたわみの影響算定のための I_R 値および S_R 値
表3.3.2.2の第5列により、

$$a_0 + e_0 = 1.1(a + e) = (1.1)(13 + 11) = 26.4 \text{ in.}$$

断面性能(図11.10 b)は、

$$I_R = 198 \text{ in}^4, \quad S_{RT} = 785 \text{ in}^3, \quad S_{RB} = 269 \text{ in}^3$$

(c) 換り剛度

GKの値は(3.14)式より得られ、

$$GK = G \frac{4A^2}{(u/t_R) + (a/t_P)} = 11.2 \times 10^3 \left[\frac{4 \left(\frac{13+6}{2} (9.5) \right)^2}{\frac{6+2(10.13)}{0.25} + \frac{13}{0.375}} \right]$$

$$= 262 \times 10^6 \text{ k-in}^2$$

さらに、3.3.3.2節の諸公式に従って次の諸係数が求まる。

$$EIP = 29 \times 10^3 \frac{(0.375)^2}{10.92} = 140 \text{ k-in}^2/\text{in.}$$

$$\rho = \left(\frac{0.253}{0.375} \right)^3 = 0.296$$

$$s_2 = (0.81)(180) = 145.8 \text{ in.}$$

(3.15 a)式より

$$\lambda = \frac{[2(13+6)(13+11)(6)(10.13) - (0.296)(13)^3(11-6)]}{(13+6)[2(10.13) \times (13^2 + (13)(6) + 6^2) + 6^3 + (0.296)(13)^3]}$$

$$= 0.347$$

$$c_1 = \frac{0.347}{2} \left(\frac{6}{13} \right) = 0.0801$$

$$c_2 = \frac{0.347}{2} \left(-\frac{13-6}{13} \right) - \left(\frac{13+11}{13+6} \right) \left(-\frac{6}{2(13)} \right) = -0.1980$$

(3.15)式より

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{262 \times 10^6}{140} \left(\frac{13^3}{12(13+11)^2} \right) \left(\frac{\pi}{145.8} \right)^2 \times$$

$$\left[\left(\frac{11}{13} \right)^3 + \left(\frac{11-6}{13+6} + 0.347 \right)^2 + \frac{(0.347)^2}{0.296} \left(\frac{6}{13} \right)^3 + \right.$$

$$\left. \frac{24}{0.296} \left(\frac{10.13}{13} \right) (0.0801^2 - (0.0801)(0.1980) + \frac{0.1980^2}{3}) \right] = 4.44$$

床版の有効捩り剛度 H は (3.13) 式より得られ、

$$H = \frac{262 \times 10^6}{2(444)(24)} = 12280 \text{ k-in}^2/\text{in.}$$

1.1.3.1.2 床桁

表 3.3.2.2 第 6 列により、

$$s^* = s = 180 \text{ in.}, \quad \frac{s^*}{l} = \frac{180}{600} = 0.30$$

1本の床桁と共同作用するデッキプレートの有効巾は、図表-1より得られ、

$$s_0 = (0.915)(180) = 165 \text{ in.}$$

この版巾を上フランジ巾として (図 1.1.10 c), つぎのように断面性能が計算される。

スパン中央で

$$I_F = 26040 \text{ in}^4$$

$$S_{F1} = 2660 \text{ in}^3, \quad S_{F2} = 2320 \text{ in}^3, \quad S_{F3} = 589 \text{ in}^3$$

1/4 点で、

$$I_F = 22770 \text{ in}^4$$

$$\text{平均値 } I_F = \frac{26040 + 22770}{2} = 24405 \text{ in}^4$$

架設死荷重を負担する床桁下半部について、そのスパン中央における I -値および S -値は、

$$I_F = 3800 \text{ in}^4, \quad S_{FT} = S_{FB} = 230 \text{ in}^3$$

1.1.3.1.3 相対剛比

1.1.3.1.3.1 H/D_y 比

床版の縦方向の剛度 D_y は (3.7) 式より得られ、

$$D_y = \frac{(29 \times 10^3)(197)}{13 + 11} = 238000 \text{ k-in}^2/\text{in.}$$

また、相対剛比 H/D_y は、

$$\frac{H}{D_y} = \frac{12280}{238000} = 0.051$$

1.1.3.1.3.2 相対剛性係数

(5.7a) 式から求めた床桁の平均 I -値を用いて、(5.7a) 式より求める。

$$r = \frac{(600)^4(198)}{(13+11)(180)^3(\pi)^4(24405)} = 0.077$$

1.1.3.2 一般公式による設計

1.1.3.2.1 剛床桁系の曲げモーメント

1.1.3.2.1.1 荷重

(a) リブ

リブの設計には 12 kip および 8 kip 輪荷重を用いる (3.4.2.1 節参照)。

荷重位置は図 1.1.11 に示すとおりである。スパン中央の曲げモーメントの計算には、荷重 a_1 でなくて、荷重 a を用いる (図 1.1.4 a) が、これは、今の場合、予備計算にて求めたように、剛な構造系におけるモーメントと床桁たわみの影響との重ね合せの結果得られる全・曲げモーメントは、荷重 a の場合の方が大きくなるからである。

剛床桁系において、橋の巾員方向に 6 ft および 4 ft 隔ての別の輪荷重はそれぞれ約 1% および 3.5% の曲げモーメント増加を来す (表 4.3.6.2)。本書にかかげた公式によって曲げモーメントの計算を行なう場合、15 ft という比較的長いリブスパンに対しては、安全側のモーメント値を与えるものである (4.3.6.2 節参照) ことを考えて、隣接リブ上に位置する輪荷重が剛床桁系の曲げモーメントに及ぼす影響については、ここでは無視することにする。

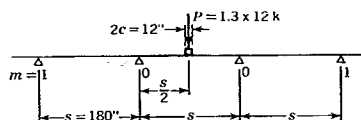
衝撃率は 0.30 とする。

Q_0 -値は、

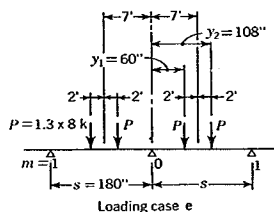
8 kip 輪荷重について

$$Q_0 = \frac{P}{2g} = \frac{8 \times 1.3}{22} = 0.473 \text{ k/in.}$$

$$12 \text{ kip 輪荷重について } Q_0 = \frac{12 \times 1.3}{22} = 0.709 \text{ k/in.}$$



(a) Loading for maximum moment at support of ribs



(b) Loading for maximum moment at midspan of ribs

Fig. 11.11. Loadings used in the design of the closed ribs in a system with rigid floor beams

(b) 床桁

床桁に最大モーメントが生ずる危険荷重状態 (1 ないし 3 トラック軸) および、載荷車線数は、適当な Q_{1x}/Q_0 値をいるとともに、多車線載荷の場合に対する AASHO 荷重強度低減を考慮のうえ、図表 5 c および 19 および予備計算によって求める。今の場合には、荷重状態 B (3-トラック軸)、3 車線載荷が床桁に最大モーメントを生ぜしめるものであることがわかる。

図表 5 c の影響線より、軸荷重の危険位置を求めると図 11.12 のようである。

橋の横方向に関するトラック位置は、開リブ床版の設計に用いたのと同じで、図 11.5 b のとおりである。

衝撃率は、11.2.2.1 節で求めたごとく、1286 である。

11.3.2.1.2 x -方向に関する換算スパン b の選定

10.3.3.1.2 節にのべたように、計算には床版全巾でなく、それより短い巾を用いる。

10.3.3.1.2 節にかかげた基準に従い、 b -値は 154 in. ないしは 14 g となる。このため、曲げモーメント計算の各半波長が 7 項ずつになる。

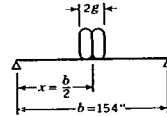
11.3.2.1.3 荷重のフーリエ解析

本例においては、曲げモーメントは (4.3.5) 式により、換算スパン b のスパン中央 ($x = b/2$) について計算する (図 3.15)。そのためには、 $\sin$ 形荷重項 Q_{nx} -値は、 $x = b/2$ 点における値を必要とする。

(3.2.3) 式による Q_{nx}/Q_0 値の計算を、表 11.3.2.1.3 に示す。

表 11.3.2.1.3

$x = b/2$ の位置におけるフーリエ係数 Q_{nx}/Q_0 の計算



(1) n	(2) $n\pi g/b$	(3) $\sin(n\pi g/b)$	(4) Q_{nx}/Q_0
1	0.22440	+0.22252	+0.28332
3	0.67320	+0.62349	+0.26462
5	1.12200	+0.90097	+0.22943
7	1.57080	+1.00000	+0.18189
9	2.01960	+0.90097	+0.12746
11	2.46839	+0.62349	+0.07217
13	2.91719	+0.22252	+0.02179
15		-0.22252	-0.01889
17		-0.62349	-0.04670
19		-0.90097	-0.06038
21		-1.00000	-0.06063
23		-0.90097	-0.04988
25		-0.62349	-0.03175
27		-0.22252	-0.01049
29		+0.22252	+0.00977
31		+0.62349	+0.02561
33		+0.90097	+0.03476
35		+1.00000	+0.03638

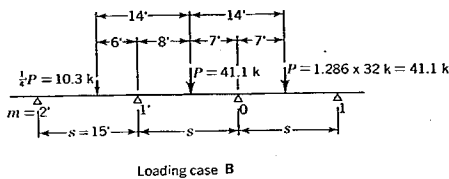


Fig. 11.12. Loading used in the design of the floor beams

11.3.2.1.4 常数値の計算

常数 α_n は (4.2.3) 式より求まり、

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{154} \sqrt{2(0.051)} = 0.00651n$$

リブの正・負曲げモーメントの算定において必要とする双曲線函数値ならびにその他の常数値は、10.3.3.1.4 節にしたがって計算され、その結果は表 11.3.2.1.4 a, b のとおりである。

この計算に用いた諸手法ならびに荷重の位置は、図 11.11 に示すとおりである。

表 11.3.2.1.4 a および b は、11.3.2.1.5 および 6 節に

おける曲げモーメントの計算に必要とする部分のみを記入したものである。

11.3.2.1.5 リブのスパン中央の活荷重モーメント

リブのスパン中央における曲げモーメント M_C は、単一輪荷重 $P = 1.3$ kip (図 11.1) に対して求める (11.3.2.1.1 節参照)。

表 11.3.2.1.4 a に求めた双曲線函数値および常数値を用いる。

モーメント M_C は、(4.4.6) 式より計算され、その結果は表 11.3.2.1.5 に示すとおりである。級数 $\sum (Q_{nx}/Q_0)$ (M_{Cn}/Q_s) の値は、 Q_{nx}/Q_0 値 (表 11.3.2.1.3) に、 n のそれぞれの値について (4.4.7) 式または (4.5.6), (4.5.7) 式より得られる M_{Cn}/Q_s 値を乗じ、さらに各項を加算することによって求める。加算は、10.3.3.1.2 節で述べ、さらに図 10.3 に図的に例示したように、その 3 番目の半波長の中間の項、 $n = 35$ にて中止する。

加算の結果は、表 11.3.2.1.5 より計算され、

$$\sum_{n=1}^{35} \frac{Q_{nx}}{Q_0} \left(\frac{M_{Cn}}{Q_s} \right) = 0.10199$$

表 1 1 3 2 1 4 a
 リブの正モーメントの計算に必要な双曲線函数値および定数

(1)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
n	αr	$\sinh \alpha r$	$\cosh \alpha r$	$\coth \alpha r$	$\alpha \frac{s}{2}$	$\cosh \alpha \frac{s}{2}$	αc	$\sinh \alpha c$	$\alpha \left(\frac{s}{2} - c \right)$	$\frac{\cosh}{\alpha \left(\frac{s}{2} - c \right)}$	$e^{-\alpha c}$	注 1	注 2	注 3
1	1.1727	1.46059	1.77012	1.21192	0.5864	1.17692	0.0391	0.03911	0.5473	1.15354		0.19711 ^(a)	2.1372 ^(a)	-0.2484 ^(a)
3	3.5182	16.84701	16.87666	1.00176	1.7591	2.98970	0.1173	0.11757	1.6418	2.67903		0.79117	3.1907	-0.1608
5	5.8637	176.01066	176.01350	1.00002	2.9318	9.40734	0.1955	0.19675	2.7364	7.74807		0.96669	5.0313	-0.1004
7	8.2092	1837.30	1837.30	1.00000	4.1046	30.3175	0.2736	0.27702	3.8309	23.0629		0.99553	7.2416 ^(b)	-0.0694
9	10.5547	19178.6	19178.6		5.2773	97.9227	0.3518	0.35910	4.9255	68.8827	0.70342	0.99945	9.5600	-0.0524
11	12.9001	200176.	200176.		6.4502	316.384	0.4300	0.44337			0.65051	0.99994	11.9008	-0.0421
13	15.2456				7.6228	1022.14	0.5082	0.53036			0.60158	1.00000 ^(b)	14.2456 ^(b)	-0.0351
15	17.5911				8.7955	3302.23	0.5864				0.55630		16.5911	-0.0301 ^(b)
17	19.9366						0.6645				0.51453		18.9366	-0.0264
19	22.2820						0.7427				0.47582		21.2820	-0.0235
21	24.6275						0.8209				0.44004		23.6275	-0.0212
23	26.9730						0.8991				0.40694		25.9730	-0.0193
25	29.3185						0.9773				0.37633		28.3185	-0.0177
27	31.6640						1.0555				0.34802		30.6640	-0.0163
29	34.0094						1.1336				0.32187		33.0094	-0.0151
31	36.3549						1.2118				0.29766		35.3549	-0.0141
33	38.7004						1.2900				0.27527		37.7004	-0.0133
35	41.0459						1.3682				0.25656		40.0459	-0.0125

注:

- 1 (a) (4 2 7) 式 2 (a) (4 2 6) 式 3 (a) (4 2 9) 式
 (b) $n > 13$ に対して (4 4 8) 式 (b) $n > 5$ に対して (4 4 9) 式 (b) $n > 13$ に対して (4 5 0) 式
 (c) $n > 11$ に対して (4 4 9 a) 式

表 1 1 3 2 1 4 b
 リブの負モーメントの計算に必要な双曲線函数値および定数

(1)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	33	(34)
n	αy_1	$\sinh \alpha y_1$	$\cosh \alpha y_1$	$e^{-\alpha s}$	$\epsilon - e^{-\alpha s}$	$e^{-\alpha y_1}$	$\alpha(s - y_1)e^{-\alpha(s-y_1)}$	(23) (26)	αy_2	$\sinh \alpha y_2$	$\cosh \alpha y_2$	$e^{-\alpha y_2}$	$\epsilon - e^{-\alpha y_2}$	$\alpha(s - y_2)e^{-\alpha(s-y_2)}$	(23) (33)	(23) (33)
1	0.3909	0.40093	1.07738							0.7036	0.76311	1.25791				
3	1.1727	1.46059	1.77012							2.1109	4.06727	4.18840				
5	1.9546	3.45974	3.60136	0.0028	-0.1032 ^(a)	0.06482	5.4728	0.00420		3.5182	16.84701	16.87666	0.02965	2.3455	0.09580	-0.00989
7	2.7354	7.68481	7.74961	0.0008	-0.0697	0.02965	7.0365	0.00088	-0.00029	4.9255	68.87546	68.88272	0.00726	3.2837	0.03749	-0.00261
9	3.5182	16.84701	16.87666	0.00003	-0.0524	0.01357	8.6001	0.00018	-0.00005	6.3328			0.00178	4.2219	0.01467	-0.00077
11	4.3001			0	-0.0421	0.00621	10.1638	0.00004	-0.00001	7.7401			0.00044	5.1601	0.00574	-0.00024
13	5.0819			0	-0.0351	0.00001			0	9.1474			0.00011	6.0983	0.00225	-0.00008
15	5.8637			0	-0.0301	0.00284			0	10.5547			0.00003	7.0365	0.00088	-0.00003
17	6.6455			0	-0.0264	0.00130			0	11.9620			0.00001	7.9746	0.00034	-0.00001
19	7.4274			0	-0.0235	0.00059			0	13.3693				8.9128	0.00013	0
21	8.2092			0	-0.0212	0.00027			0				0			0
23	8.9910			0	-0.0193	0.00012			0				0			0
25	9.7729			0	-0.0177	0.00006			0				0			0
27	10.5547			0	-0.0163	0.00003			0				0			0
29	11.3365			0	-0.0151	0.00001			0				0			0
31	12.1183			0	-0.0141	0			0				0			0
33				0	-0.0133	0			0				0			0
35				0	-0.0125	0			0				0			0

注: (a) 表 1 1 3 2 1 4 a の 03 列の k の値

表 113215
 リブのスパン中央の曲げモーメント M_c の計算

(1)	(35)	(36)	(37)	(38)	(39)	(40)
n	$\frac{M_0^*}{s}$ (443)式	$\frac{\cosh \alpha[(s/2) - c]}{\cosh(\alpha s/2)}$ 注 1	A 注 2	B 注 3	$M_{cn}/Q_s = A + B$ (447)式	(4) × (39) (446)式
1	-0.42883	0.98013	0.21667	-0.06437	0.15230	+0.043150
3	-0.02928	0.89609	0.12590	-0.01946	0.10644	+0.028166
5	-0.00502	0.82362	0.07693	-0.00448	0.07245	+0.016622
7	-0.00108	0.76071	0.05327	-0.00104	0.05223	+0.009500
9	-0.00025	0.70344	0.03993	-0.00025	0.03968	+0.005058
11	-0.00006	0.65051	0.03150	-0.00006	0.03144	+0.002269
13	-0.00002	0.60158	0.02571	-0.00002	0.02569	+0.000560
15	0	0.55630	0.02151	0	0.02151	-0.000406
17	0	0.51453	0.01832	0	0.01832	-0.000856
19	0	0.47582	0.01584	0	0.01584	-0.000956
21	0	0.44004	0.01385	0	0.01385	-0.000840
23	0	0.40694	0.01223	0	0.01223	-0.000610
25	0	0.37633	0.01088	0	0.01088	-0.000345
27	0	0.34802	0.00975	0	0.00975	-0.000102
29	0	0.32187	0.00879	0	0.00879	+0.000086
31	0	0.27966	0.00797	0	0.00797	+0.000204
33	0	0.27527	0.00726	0	0.00726	+0.000252
35	0	0.25656	0.00662	0	0.00662	+0.000241
$\frac{M_c}{Q_s} = \sum_{n=1}^{35} \frac{Q_{ns}}{Q_s} \frac{M_{cn}}{Q_s} =$						+0.101993

注: 1 $n > 11$ に対して $\frac{\cosh \alpha[(s/2) - c]}{\cosh(\alpha s/2)} = e^{-\alpha c}$; (456)式を参照。

$$2 \quad A = \frac{1}{2\alpha s \alpha c} \left(1 - \frac{\cosh \alpha[(s/2) - c]}{\cosh(\alpha s/2)} \right); \quad n > 11 \text{ に対しては (456)式を参照。}$$

$$3 \quad B = \frac{M_0^*}{s} \left(1 - \frac{1}{\alpha c} \frac{\sinh \alpha c}{\cosh(\alpha s/2)} \right); \quad n > 11 \text{ に対しては (457)式を参照。}$$

危険リブのセンターラインの位置における床板 inch 巾当りの曲げモーメントは, (446)式より,

$$M_C = (0.709)(180)(0.10199) = 13.02 \text{ k-in./in.}$$

(439), (440)諸式を用いた。 αs および αy の大きな値に対しては, 表 113216 の注記にあるとおり, 簡略式 (451), (452)を用いた。

支点における総・曲げモーメントは, (435)式より,

リブ当り曲げモーメントは, (435a)式より

$$M_S = 2(0.473)(180)(-0.06343 - 0.04501)$$

$$M_{RC} = (13.02)(13+11) = 312 \text{ k-in./rib}$$

$$= -1847 \text{ k-in./in.}$$

113216 リブ支点における活荷重モーメント

リブ支点曲げモーメント M_S の計算に用いる荷重は, 図 11.11 のとおりである (113211節参照)。

この計算に用いる双曲線函数値および諸数値を, 表 113214b に示す。

モーメント M_S は, パネル 0-1 の $y_1 = 60 \text{ in.}$ および $y_2 = 108 \text{ in.}$ に位置する荷重 P について, 別々に,

表 113216 に計算してある (図 1111b)。(438),

上式中, 2 という係数は, パネル 0 ~ 1' における荷重が対称であるために導入したもので, 表 113216 中の計算には含まれていないものである。

リブ当り曲げモーメントは, (435a)式より,

$$M_{RS} = (-1847)(13+11) = -444 \text{ k-in./rib}$$

表 113216

リブの支点上の曲げモーメント M_s の計算

(1)	(41)	(42)	(43)	(44)	(45)	(46)	(47)	(48)	(49)	(50)	(51)	(52)	(53)	(54)	(55)
n	$\alpha = \frac{M_s^*}{s}$	C_1	C_2	C_3	C_4	$y_1 = 60 \text{ in.}$					$y_2 = 108 \text{ in.}$				
						$C_1 \sinh \alpha y_1$	$C_1 \sinh \alpha y_1 + C_2 \cosh \alpha y_1$	$C_3 y_1 / s$	y'	$\frac{Q_{ss} M_s^*}{Q_1 s} y'$	$C_1 \sinh \alpha y_2$	$C_1 \sinh \alpha y_2 + C_2 \cosh \alpha y_2$	$C_3 y_2 / s$	y'	$\frac{Q_{ss} M_s^*}{Q_1 s} y'$
	(440)式 注 1	(439)式				注 2		注 3		(438)式 および (435)式	注 4		注 3		(438)式 および (435)式
1	-1.34296	1.31898	-1.0	-1.2484	1.0	0.55408	-0.52330	-0.41613	0.06057	-0.023046	1.05460	-0.20331	-0.74903	0.04766	-0.018135
3	-0.20864	1.01130		-1.1608		1.44709	-0.29303	-0.38693	0.32004	-0.017659	4.11323	-0.07517	-0.69648	0.22835	-0.012606
5	-0.10492	1.00059		-1.1004		3.46178	-0.13958	-0.36680	0.49362	-0.011882	16.85695	-0.01976 ^(a)	-0.66024	0.32000	-0.007702
7	-0.07005	1.00004		-1.0694		7.68512	-0.06449	-0.35647	0.57904	-0.007377	68.87822	-0.00462	-0.64164	0.35374	-0.004507
9	-0.05257	1.00000		-1.0524		16.84701	-0.02960 ^(b)	-0.35080	0.61960	-0.004151		-0.00101	-0.63144	0.36755	-0.002463
11	-0.04218			-1.0421			-0.01356	-0.34737	0.63907	-0.001946		-0.00020	-0.62526	0.37454	-0.001140
13	-0.03514			-1.0351			-0.00621	-0.34503	0.64876	-0.000497		-0.00003	-0.62106	0.37891	-0.000290
15	-0.0301 ^(c)			-1.0302			-0.00284	-0.34340	0.65376	+0.000373		0	-0.61812	0.38188	+0.000218
17	-0.0264			-1.0264			-0.00130	-0.34213	0.65657	+0.000810		0	-0.61584	0.38416	+0.000474
19	-0.0235			-1.0235			-0.00059	-0.34117	0.65824	+0.000935		0	-0.61410	0.38590	+0.000548
21	-0.0212			-1.0212			-0.00027	-0.34040	0.65933	+0.000848		0	-0.61272	0.38728	+0.000498
23	-0.0193			-1.0193			-0.00012	-0.33977	0.66011	+0.000636		0	-0.61158	0.38842	+0.000374
25	-0.0177			-1.0177			-0.00006	-0.33923	0.66071	+0.000371		0	-0.61062	0.38938	+0.000219
27	-0.0163			-1.0163			-0.00003	-0.33877	0.66120	+0.000113		0	-0.60978	0.39022	+0.000067
29	-0.0151			-1.0151			0	-0.33837	0.66162	-0.000098		0	-0.60906	0.39094	-0.000058
31	-0.0141			-1.0141			0	-0.33803	0.66197	-0.000239		0	-0.60846	0.39154	-0.000142
33	-0.0133			-1.0133			0	-0.33777	0.66223	-0.000306		0	-0.60798	0.39202	-0.000181
35	-0.0125			-1.0125			0	-0.33750	0.66250	-0.000301		0	-0.60750	0.39250	-0.000179

注: (1) $n > 13$ に対しては (452) 式(2) $n \geq 9$ に対しては (451) 式(3) $y' = C_1 \sinh \alpha y + C_2 \cosh \alpha y + C_3 y / s + C_4$ (4) $n \geq 5$ に対しては (451) 式

113217 床桁の活荷重モーメント

1 台のトラックが床桁 $m = 0$ (図 1112) に生ずる反力は, (411), (412) 式より求める。すなわち,

$$F_0 = 2(411) \left[1 - 21962 \left(\frac{7}{15} \right)^2 + 11962 \left(\frac{7}{15} \right)^3 \right] \\ + 103 \left[-0.8038 \left(\frac{6}{15} \right) + 1.3923 \left(\frac{6}{15} \right)^2 \right. \\ \left. - 0.5885 \left(\frac{6}{15} \right)^3 \right] = 51.6 \text{ kip / lane}$$

最大設計モーメントは $x = 29 \text{ ft}$ の輪荷重直下 (図 115b) に生じ, その値は, 3 車線載荷に対する 10% の荷重低減 (AASHTO 基準) を考慮して,

$$M_F = (0.90)(51.6) \left[\frac{18}{50}(29) + \frac{5}{50}(29) + \frac{18}{50}(21) \right] \\ = 97.1 \text{ k-ft}$$

113218 死荷重モーメント

死荷重は, 次のようである。

リブ: 鋼重 27 lb/ft² 床桁: 架設死荷重 490 lb/ft舗装 25 lb/ft² 累積死荷重 375 lb/ft計 52 lb/ft² 累積・中央分離帯荷重, 中央にて 2090 lbs.

したがって, リブの死荷重モーメントは,

$$M_{RS} = - \frac{(0.052)(15)^2}{12} \quad (2)(12) = -24 \text{ k-in./rib}$$

$$M_{RC} = - \frac{(0.052)(15)^2}{24} \quad (2)(12) = 12 \text{ k-in./rib}$$

歩道死荷重による, 主桁位置における床桁モーメントは,

$$\text{架設荷重によるもの } M_{FS} = -9.0 \text{ k-ft}$$

$$\text{累積荷重によるもの } M_{FS} = -34.0 \text{ k-ft}$$

床桁のスパン中央における死荷重モーメントは,

$$\text{架設荷重によるもの } M_{FC} = \frac{(0.490)(50)^2}{8} - 90 \\ = 144 \text{ k-ft}$$

$$\text{累積荷重によるもの } M_{FC} = \frac{(0.375)(50)^2}{8} + \frac{(2.09)(50)}{4} \\ - 340 = 109 \text{ k-ft}$$

11322 床桁のたわみの影響

113221 リブのスパン中央における附加モーメント
床桁のたわみによる曲げモーメント増加 ΔM_{RC} の算定に
用いる荷重を図 1113 に示す。"危険車線" における荷重

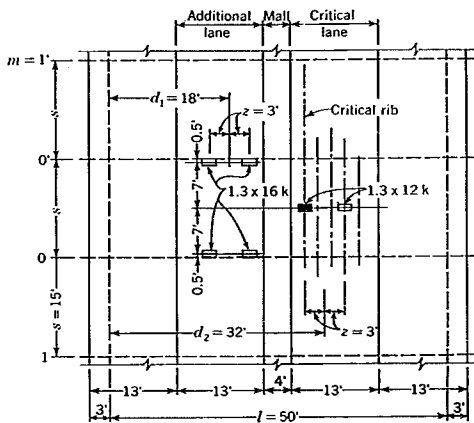


Fig. 11.13. Loading used in the computation of the maximum bending moments at midspan of closed ribs with consideration of floor beam flexibility

状態は113215節で用いた荷重に第2輪を加えたものとする。隣接車線上には、床桁 $m=0$ および $0'$ に最大たわみを生ずる様に、2つの32kip-トラック軸重をのせる。8kip前軸は軽減作用をもたらすものであるから除外する。外側車線に荷重を置かないのは、この場合、もし外側車線に荷重を置いたとしても、それらの影響はAASHTO基準による多車線載荷の場合に対する荷重強度低減係数によって相殺されるものだからである。

曲げモーメント増加 ΔM_{RC} の算定において必要な Q_0 値および Q_{1x}/Q_0 -値は、開リブ床版の計算に用いた値と同一である(112221節参照)。

(59a)式の算定に所要の、危険車線上の荷重 a に対する F_m/P -値は、表112221に示してある。隣接車線の荷重に対する F_m/P 値は、同様にして(411)、(412)

式より得られ、その結果は表113221中に示したとおりである。

$\Sigma(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$ -値は、表113221中に得られている。 $\bar{q}_{cm}/s$ の値は、図表17より得た。荷重が対称であるから、計算は一方の支点についてのみ行ない、その結果を(59a)式に適用する際に係数2を用いた。

曲げモーメント増加 ΔM_{RC} は(59a)式より得られる。すなわち、危険車線上の荷重により、

$$\Delta M_{RC} = (0.709)(180)(13+11)(0.126)(0.0262)(2) \\ = 20.2 \text{ k-in./rib}$$

隣接車線上の荷重により、

$$\Delta M_{RC} = (0.800)(180)(13+11)(0.149)(0.0391)(2) \\ = 40.3 \text{ k-in./rib}$$

したがって、リブのスパン中央における全・附加モーメントは、(510)式より、

$$\Delta M_{RC} = 20.2 + 40.3 = 60.5 \text{ k-in./rib}$$

リブの支点における曲げモーメント減少、 ΔM_{RS} は計算しない。

113222 床桁におけるモーメント減少
曲げモーメント減少、 ΔM_F の算定に用いる荷重は、113211b節にて剛床桁系の曲げモーメントの算定に用いたのと同じである(図1112, 1115b参照)。

F_0/P -値は(411)、(412)式より得られるが、その結果は表113222中に示してある。 $\bar{\vartheta}_{om}$ -値は、図表-19より $r=0.077$ の対応値として求めた。

$\Sigma(F_m/P)\bar{\vartheta}_{om}$ の計算は表113222中に示す。

表 113221

リブのスパン中央の附加モーメント、 $\Sigma(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$ の計算

荷重状態	計算値	摘要	$m=0$	1	2	3	4	$\Sigma \frac{F_m \bar{q}_{cm}}{P s}$
	$\bar{q}_{cm}/s$	図表 17	+0.037	-0.033	-0.006	-0.002	+0.001	
危険車線に載荷	F_m/P	表 11.2.2.2.1 Case a	+0.601	-0.127	+0.034	-0.009	+0.002	
	$(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$		+0.0222	+0.0042	-0.0002	0	0	+0.0262
	F_m/P	式 4.11-4.12	+1.028	-0.035	+0.009	-0.003	+0.001	
隣接車線に載荷	$(F_m/P)(\bar{q}_{cm}/s)$		+0.0380	+0.0012	-0.0001	0	0	+0.0391

3車線載荷に対する Q_0 -値および Q_{1x}/Q_0 -値は(図11.5b), 11.2.2.2節にて用いた値と同じである。

$x = 29$ ft 地点の床桁におけるモーメント減少は, (5.14)式より,

$$\Delta M_F = (9.5) \left(\frac{50}{\pi} \right)^2 (0.349)(1.252 - 1.040)(0.90)$$

$$= 160 \text{ k-ft}$$

0.90という係数は, AASHTO基準による3車線載荷の場合の低減係数である。

11.3.2.3 モーメントおよび応力の総和

リブおよび床桁の曲げモーメントの総和を, 表11.3.2.3.1および表11.3.2.3.2に示す。曲げ応力は, 11.3.1.2.1,

表 11.3.2.2.2

床桁のモーメント減少, $(F_0/P) - (F_0/P)$ の計算

計算値	摘要	$m = 3'$	2'	1'	0	1	2	3	$\bar{F}_0/P$ (5.13式)	$(F_0/P) -$ ($\bar{F}_0/P$)
F_m/P	式 4.11-4.12	-0.004	+0.029	+0.605	+1.252	+0.437	-0.090	+0.024		
$\bar{\delta}_{0m}$	図表 19	-0.018	-0.019	+0.215	+0.650	+0.215	-0.019	-0.018		
$(F_m/P)\bar{\delta}_{0m}$		0	-0.001	+0.130	+0.815	+0.094	+0.002	0	1.040	0.212

表 11.3.2.3.1

リブの最大曲げモーメントおよび応力

位置	荷 重	曲げモーメント (k-in.)	応 力 (ksi)	
			上 端	下 端
スパン中央, A 点 (図 11.8)	死 荷 重	12		
	活荷重, 剛構造系	312		
	活荷重, 床桁のたわみの影響	61		
	合計, 系 I	385	-5.0	14.3
	系 I の応力		12.5	11.3
支 点 上, B 点	合計応力		7.5	25.6
	死 荷 重	-24		
	活荷重, 剛構造系	-444		
	合計, 系 II	-468	6.1	-17.4
	系 II の応力		-11.2	-9.5
	合計応力		-5.1	-26.9

表 11.3.2.3.2

床桁の最大曲げモーメントおよび応力

位置	荷 重	曲げモーメント (k-ft)	応 力 (ksi)		
			上 端 点 ①	点 ②	下 端 点 ③
床桁下半部	死荷重, 架設	144	—	-7.5	7.5
床桁全断面	死荷重, 累加	109			
	活荷重, 剛床桁	971			
	活荷重, たわみの影響	-160			
	合 計	920	-4.1	4.8	18.8
合計応力			-4.1	-2.7	26.3

1.1.3.1.2 2節にて求めた断面係数を用いて求める。

1.1.3.3 AASHO荷重に対する設計図表による設計

断面性能および相対剛度係数を、1.1.3.1節に示す。

設計に用いる荷重は、1.1.3.2.1.1, 1.1.3.2.2.1, 1.1.3.2.2.2節に示すとおりである。

1.1.3.3.1 剛床格系の曲げモーメント

1.1.3.3.1.1 リブの活荷重モーメント

(a) スパン中央のモーメント

荷重 a について、モーメントは、 $s = 15 \text{ ft}$, $H/Dy = 0.051$ として図表-9より、

$$M_c = 130 \text{ k-in./in.}$$

リブ当りモーメントは、(4.3.5a)式より、

$$M_{RC} = (130)(13+11) = 312 \text{ k-in./rib}$$

荷重 a_1 について、図表-11より得られるモーメントは、

$$M_c = 135 \text{ k-in./in.}$$

$$M_{RC} = (135)(13+11) = 324 \text{ k-in./rib}$$

(b) 支点のモーメント

図表-13において、 $s = 15$, $H/Dy = 0.051$, 荷重 e に対する値として、支点におけるモーメントは、

$$M_S = -186 \text{ k-in./in.}$$

$$M_{RS} = -(186)(13+11) = -446 \text{ k-in./rib}$$

1.1.3.3.1.2 床格の活荷重モーメント

$s = 15 \text{ ft}$ 荷重状態Bに対して図表-15より、

$$\frac{F_0}{P} = 1.25$$

$l = 50 \text{ ft}$, 車線巾 $W = 13 \text{ ft}$ に対し、図表-16より

$$\text{3車線載荷の場合} \quad \frac{M}{F_0 l} = 0.378$$

$$\text{2車線載荷の場合} \quad \frac{M}{F_0 l} = 0.360$$

上記の値は、多車線載荷に対するAASHO荷重低減率を含むものである。AASHOの式により衝撃率を求めると、

$$I = \frac{50}{L+125} = \frac{50}{50+125} = 0.286$$

したがって、衝撃を含めた軸重 P は、

$$P = (1.286)(32) = 411 \text{ kips}$$

したがって、最大床格モーメントは、

3車線載荷の場合：

$$M_F = \frac{M}{F_0 l} \frac{F_0}{P} P l = (0.378)(1.25)(411)(50) = 973 \text{ k-ft}$$

2車線載荷の場合：

$$M_F = (0.360)(1.25)(411)(50) = 925 \text{ k-ft}$$

1.1.3.3.1.3 死荷重モーメント

死荷重モーメントは、1.1.3.2.1.8節に求めたとおりである。

1.1.3.3.2 床格のたわみの影響

1.1.3.3.2.1 リブのスパン中央における附加

モーメント

(5.9a)式により、リブのスパン中央における附加モーメントを計算するためには、 Q_0 , Q_{1x}/Q_0 および $\Sigma(F_m/P)(\bar{\eta}_{Cm}/s)$ の諸値が必要である。

Q_0 -値は、1.1.3.2.1.1節に示すとおりである。

Q_{1x}/Q_0 -値は、図表-28, 29より得られる。

危険車線載荷(図1.1.1.3)に対する荷重係数は、 $\ell = 50 \text{ ft}$, $W = 13 \text{ ft}$, $2g = 22 \text{ in.}$ として、図表-28より、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.126$$

1附荷車線載荷に対し、荷重係数は、図表-29より、

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.149$$

2車線以上への同時載荷は考えない(AASHO荷重強度低減により、1.1.3.2.2.1節参照)。

$\Sigma(F_m/P)(\bar{\eta}_{Cm}/s)$ -値および危険車線は図表-20より得られる。

$r = 0.077$, 荷重 a に対し、

$$\Sigma \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{Cm}}{s} = 0.0526$$

荷重 a_1 に対し、

$$\Sigma \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{Cm}}{s} = 0.0132$$

附加・載荷車線、荷重 h_1 に対しては、図表-23より、

$$\Sigma \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{Cm}}{s} = 0.0770$$

リブのスパン中央における附加モーメントは、(5.9a)式より、

危険車線上の荷重、

荷重 a :

$$\begin{aligned} \Delta M_{RC} &= (0.709)(180)(24)(0.126)(0.0526) \\ &= 203 \text{ k-in./rib} \end{aligned}$$

荷重 a_1 :

$$\begin{aligned} \Delta M_{RC} &= (0.709)(180)(24)(0.126)(0.0132) \\ &= 51 \text{ k-in./rib} \end{aligned}$$

附加・車線上の荷重,

荷重 h_1 :

$$\begin{aligned} \Delta M_{RC} &= (0.800)(180)(24)(0.149)(0.077) = \\ &= 396 \text{ k-in./rib} \end{aligned}$$

113322 床桁のモーメント減少

16 kip 輪荷重についての Q_0 -値は 112222 節に計算した。

(514) 式の計算に必要な $(F_0/P) - \Sigma(F_m/P) \bar{\theta}_{om}$ -値は図表-31より, $r=0.077$, $s=15 \text{ ft}$, Case B に対応する値として,

$$\frac{F_0}{P} - \Sigma \frac{F_m}{P} \bar{\theta}_{om} = 0.21$$

Q_{1x}/Q_0 -値は, 図表-32より, $\ell=50 \text{ ft}$, $W=13 \text{ ft}$ の対応値として,

3車線載荷の場合,

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.315$$

上記の値は, 3-車線載荷に対する AASHO 基準の荷重低減, 10%を含むものである。

2車線載荷の場合,

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = 0.298$$

(514) 式より, 床桁におけるモーメント減少は,

3車線載荷:

$$\Delta M_F = (95) \left(\frac{50}{\pi} \right)^2 (0.315)(0.21) = 159 \text{ k-ft}$$

2車線載荷:

$$\Delta M_F = (95) \left(\frac{50}{\pi} \right)^2 (0.298)(0.21) = 151 \text{ k-ft}$$

113333 モーメントおよび応力の総和

支配的な載荷状態は, つぎのように定まる。

(a) リブのスパン中央における活荷重モーメント

荷重 $a+h_1$:

$$M_{RC} + \Delta M_{RC} = 312 + 20 + 40 = 372 \text{ k-in./rib}$$

荷重 a_1+h_1 :

$$M_{RC} + \Delta M_{RC} = 324 + 5 + 40 = 369 \text{ k-in./rib}$$

即ち, 荷重 $a+h_1$ が危険荷重である。

(b) リブの支点における活荷重モーメント

荷重 e :

$$M_{RS} = -446 \text{ k-in./rib}$$

(c) 床桁の活荷重モーメント

3車線載荷:

$$M_F + \Delta M_F = 973 - 159 = 814 \text{ k-ft}$$

2車線載荷:

$$M_F + \Delta M_F = 925 - 151 = 774 \text{ k-ft}$$

すなわち, 3車線に載荷した場合に, 危険モーメントを生ずる。

最大曲げモーメントおよび応力の総和は, 113233 節に示すとおりである。

参 考 文 献

A. 一般, 理論

1. American Association of State Highway Officials: Standard Specifications for Highway Bridges, Eighth Edition, 1961.
2. American Institute of Steel Construction: The Battledock Floor for Highway Bridges, 1938.
3. American Society of Civil Engineers: Deflection Limitation of Bridges. Progress Report of the Committee on Deflection Limitations of Bridges of the Structural Division. A.S.C.E. Proceedings, May 1958, pg. 1633-1.
4. BECKER, G. F. and VAN ORSTRAND, C. E.: Smithsonian Mathematical Tables, Hyperbolic Functions. The Smithsonian Institution, Washington, 1909.
5. BLEICH, F.: Buckling Strength of Metal Structures. McGraw-Hill, New York, 1952.
6. Bureau of Public Roads, U.S. Dept. of Commerce: Policy and Procedure Memorandum 20-4, Aug. 10, 1956.
7. CHWALLA, E.: Die Formeln zur Berechnung der "voll mittragenden Breite" dünner Gurt- und Rippenplatten. Der Stahlbau, vol. 9 (1936), pg. 73.
8. Column Research Council, Engineering Foundation: Guide to Design Criteria for Metal Compression Members, 1960.
9. CORNELIUS, W.: Der wirtschaftliche Entwurf der Stahlplattenfahrbahn (Orthotrope Platte). Die Neue Köln-Mülheimer Brücke, pg. 85. Herausgegeben von der Stadt Köln, 1951.
10. CORNELIUS, W.: Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platten. Der Stahlbau, vol. 21 (1952), pgs. 21, 43, 60.
11. DIECKMANN, D.: Über Einwirkungen mechanischer Schwingungen bis 100 Hertz auf den Menschen. Verein Deutscher Ingenieure, Berichte, vol. 24 (1957), pg. 117.
12. FARAGO, B. and CHAN, W.: The Analysis of Steel Decks with Special Reference to the Highway Bridges at Amara and Kut in Iraq. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, vol. 16 (May 1960), pg. 1.
13. FISCHER, G.: Die Berechnung der Stahlfahrbahnplatte der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Brehmen. Der Stahlbau, vol. 21 (1952), pgs. 213, 237.
14. GIENCKE, E.: Die Grundgleichungen für die orthotrope Platte mit exzentrischen Steifen. Der Stahlbau, vol. 24 (1955), pg. 128.
15. GIENCKE, E.: Die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten. Der Stahlbau, vol. 27 (1958), pgs. 229, 291, 315.
16. GIENCKE, E.: Die Berechnung von Hohlrippenplatten. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pgs. 1, 47.
17. GIENCKE, E.: Zur optimalen Auslegung von Fahrbahnplatten. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 179.
18. GIENCKE, E.: Einfluss der Schubweichheit der Längsrippen und Querträger auf die Momente in einer orthotropen Platte. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 351.
19. GIRMANN, K. and BEER, B.: Anwendung der verschärften Plattentheorie nach Eric Reissner auf orthotrope Platten. Österreichisches Ingenieur-Archiv, vol. 12 (1958), pg. 101.
20. GIRMANN, K.: Flächentragwerke, Fifth Edition. Springer Verlag, Wien, 1959.
21. GUYON, Y.: Calcul des Ponts Grandes à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises. Annales des Ponts et Chaussées, vol. 116 (1946), pg. 553.
22. HARDENBERG, G.: Economics of Orthotropic Plate Deck Design. Canadian Consulting Engineer, September 1960, pg. 50.
23. HAWRANEK, A. and STEINHARDT, O.: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken. Springer Verlag, Berlin, 1958.
24. HAYASHI, K.: Fünfstellige Tafeln der Kreis- und Hyperbelfunktionen sowie der Funktionen e^x und e^{-x} . Walter de Gruyter & Co., Berlin, 1944.
25. HOMBERG, H.: Kreuzwerke. Springer Verlag, Berlin, 1951.
26. HOMBERG, H. and WEINMEISTER, J.: Einflussflächen für Kreuzwerke. Springer Verlag, Berlin, 1956.

27. HUBER, M. T.: Die Grundlagen einer rationellen Berechnung der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, vol. 66 (1914), pg. 557.
28. HUBER, M. T.: Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten. Der Bauingenieur, vol. 4 (1923), pgs. 354, 392.
29. KLÖPPEL, K.: Zur orthotropen Platte aus Stahl. Die Neue Köln-Mülheimer Brücke, pg. 78. Herausgegeben von der Stadt Köln, 1951.
30. KLÖPPEL, K.: Über zulässige Spannungen im Stahlbau. Stahlbau-Tagung Baden-Baden, 1954. Stahlbau Verlag, Köln, 1958.
31. KLÖPPEL, K. and ROOS, E.: Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 361.
32. KOLLBRUNNER, K. and HERRMANN, G.: Theoretische Beuluntersuchungen der T.K.V.S.B. im Jahre 1947. Schweizerische Bauzeitung, vol. 66 (1948), pg. 146.
33. KRUG, S. and STEIN, P.: Influence Surfaces of Orthogonal Anisotropic Plates. Springer Verlag, Berlin, 1961 (in German and English).
34. LYSE, I. and MADSEN, I. E.: Structural Behavior of Battledock Floor Systems. A.S.C.E. Proceedings, January 1938.
35. MADER, F. W.: Berechnung orthotroper Platten unter Flächenlasten, Randmomenten und Randdurchbiegungen. Der Stahlbau, vol. 26 (1957), pg. 131.
36. MADER, F. W.: Die Berücksichtigung der Diskontinuität bei der Berechnung orthotroper Platten. Der Stahlbau, vol. 26 (1957), pg. 283.
37. MASSONET, C.: Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples Tenant Compte de leur Résistance à la Torsion. International Association of Bridge and Structural Engineering Publications, vol. 10 (1950), pg. 147.
38. MORICE, P. B. and LITTLE, G.: Load Distribution in Prestressed Concrete Bridge Systems. The Structural Engineer, vol. 32 (1954), pg. 83.
39. MÜLLER-BRESLAU, H.: Die Graphische Statik der Baukonstruktionen, vol. II. A. Kröner Verlag, Leipzig, 1925.
40. NARUOKA, M. and YONEZAWA, H.: A Study of the Period of Free Lateral Vibration of the Beam Bridge by the Theory of Orthotropic Rectangular Plate. Ingenieur-Archiv, vol. 26 (1958), pg. 20.
41. OLSEN, H. and REINTZHUBER, F.: Die zweiseitig gelagerte Platte. W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1950-51.
42. PELIKAN, W. and ESSLINGER, M.: Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion. M.A.N. Forschungsheft No. 7, 1957.
43. PELIKAN, W.: Leichtfahrbahnen. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, 1908-58. Stahlbau Verlag, Köln, 1958.
44. PELIKAN, W.: Die Orthotrope Platte der Stahlfahrbahn. Stahlbau-Tagung Heidelberg, 1958. Stahlbau Verlag, Köln, 1958.
45. PELIKAN, W.: Neues Bauelement im Stahlbrückenbau. Handbuch des Bauwesens.
46. PELÜGER, A.: Die orthotrope Platte mit Hohlsteifen. Österreichisches Ingenieur-Archiv, vol. 9 (1955), pg. 199.
47. POSTLETHWAITE, F.: Human Susceptibility to Vibration. Engineering, vol. 157 (1944), pg. 61.
48. RENNER, W. A.: The Bending of Orthogonally Non-Isotropic Slabs. Master's Degree Thesis, University of Illinois, 1939.
49. SCHLEICHER, F.: Stahlbau. Taschenbuch für Bauingenieure, vol. I, pg. 565, Springer Verlag, Berlin, 1955.
50. SCHUMANN, H.: Zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten unter Berücksichtigung der diskontinuierlichen Anordnung der Rippen. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 302.
51. STÜSSI, F.: Vorlesungen über Baustatik, Vol. II. Verlag Birkhäuser, Basel/Stuttgart, 1954.
52. STÜSSI, F.: Grundlagen des Stahlbaues, pg. 443 ff. Springer Verlag, Berlin, 1958.
53. THÜRLIMANN, B.: Tables of Influence Values for Moments in Orthotropic Plates. Fritz Laboratory Report No. 264.6, Lehigh University, 1960.
54. TIMOSHENKO, S. and WOINOWSKY-KRIEGER, S.: Theory of Plates and Shells, Second Edition, Chapter 11—Bending of Anisotropic Plates. McGraw-Hill, New York, 1959.
55. TRENKs, K.: Beitrag zur Berechnung orthogonal-anisotroper Rechteckplatten. Der Bauingenieur, vol. 29 (1954), pgs. 372, 440.
56. WOLCHUK, R.: Orthotropic Plate Design for Steel Bridges. Civil Engineering, February 1959, pg. 38.

B. 鋼床版橋各論

57. BALBACHEVSKY, G.: Study Tour of the A.F.P.C. Acier-Stahl-Steel, vol. 25 (1960), pg. 457.
58. BEER, H.: Die Europabrücke über dem Silltal in Tirol. Der Bauingenieur, vol. 36 (1961), pg. 1.
59. BEYER, E., GRASSL, H., WINTERGERST, L.: Nordbrücke Düsseldorf. Der Stahlbau, vol. 27 (1958), pgs. 1, 184.

60. DÖRNEN, A.: Stahlüberbau der Weserbrücke Porta. Der Stahlbau, vol. 24 (1955), pg. 97.
 61. DÖRNEN, A. and TRITTLER, G.: Kombinierte Eisenbahn-und Strassenbrücke über den Lippe-Seiten-Kanal. Der Stahlbau, vol. 27 (1958), pg. 7.
 62. Engineering News-Record: Novel Deck Saves Steel and Weight. June 16, 1960, pg. 43.
 63. FISCHER, G.: The Severin Bridge at Cologne (Germany). Acier-Stahl-Steel, vol. 25 (1960), pg. 97.
 64. GELSON, W. and PLANK, G.: The New Highway Bridges across the Tigris at Amara and Kut in Iraq. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, vol. 16 (May 1960), pg. 33.
 65. GÖRTZ, W.: The Rhine Bridge between Duisburg-Ruhrort and Homberg. Reprinted from DEMAG News, No. 144, 1955.
 66. GUT, J.: Die Klappbrücke Krakerøy. Der Bauingenieur, vol. 34 (1959), pg. 91.
 67. GUYER, R.: Die St. Alban-Brücke über den Rhein in Basel. II. Der Stahlüberbau. Schweizerische Bauzeitung, vol. 75 (1957), pg. 453.
 68. HARHOFF, E.: Die Neue Strombrücke. Denkschrift zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuss, 1950-1951, pg. 37. Herausgegeben von der Stadt Düsseldorf, 1951.
 69. HESS, H.: Die Severinsbrücke Köln. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 225.
 70. HOTCHKISS, J. G.: New Ways to Cut Bridge Weight Lead to Record Spans, Eng. News-Record, Nov. 7, 1957.
 71. KLINGENBERG, W.: Brückenbauten an Bundesfernstrassen. Der Bauingenieur, vol. 32 (1957), pg. 245.
 72. KLINGENBERG, W.: Stählerne Strassenbrücken. Sonderdruck aus Stahlbautagung Berlin, 1960. Stahlbau, Verlag, Köln, 1960.
 73. LANGE, K.: Die Strombrücke. Nordbrücke Düsseldorf. Herausgegeben von der Landeshauptstadt Düsseldorf, 1958.
 74. LEONHARDT, F. and PELIKAN, W.: Grundsätzliches zum Entwurf und zur baulichen Durchbildung. Die Neue Köln-Mülheimer Brücke, pg. 16. Herausgegeben von der Stadt Köln, 1951.
 75. MAYER, R.: Die Kurpfalzbrücke über den Neckar in Mannheim. Der Stahlbau, vol. 27 (1952), pgs. 85, 117, 146.
 76. RADOJKOVIC, M.: Die neue Strassenbrücke über die Save in Belgrad, Der Stahlbau, vol. 27 (1958), pgs. 29, 70.
 77. ROLOFF, W.: Die Strassenbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 333.
 78. SCHAECHTERLE, K. and WINTERGERST, L.: Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuss. Der Bauingenieur, vol. 27 (1952), pg. 1.
 79. SCHÖTTGEN, J.: Stählerne Überbau der Rheinbrücke Speyer. Der Stahlbau, vol. 26 (1957), pg. 29.
 80. SCHÜSSLER, K. and PELIKAN, W.: Die Neue Rheinbrücke Köln-Mülheim. Der Stahlbau, vol. 20 (1951), pg. 141.
 81. SIEVERS, H. and GORTZ, W.: Der Wiederaufbau der Strassenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg-Ruhrort und Homberg. Der Stahlbau, vol. 25 (1956), pg. 81.
 82. VOGEL, G.: Die Montage des Stahlüberbaues der Severinsbrücke Köln. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 269.
 83. ZUCKER, O.: Bau der Eisenbahnbrücke über die Autobahn in Wuppertal-Ost. Der Stahlbau, vol. 29 (1960), pg. 344.
- C. 舗装, 防食
84. The Asphalt Institute: The Asphalt Handbook. College Park, Maryland, 1960.
 85. Dow Chemical Company: Technical Bulletins on Dow-Latex Concrete.
 86. Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen e. V.: Vorläufiges Merkblatt für bituminöse Fahrbahnbeläge auf Leichtfahrbahnen im Stahlbrückenbau. Köln, 1961.
 87. GOLDBERGER, H. W.: The Use of Epoxy Resins on the New Jersey Turnpike. Public Works, March 1960, pg. 98.
 88. Johns-Manville Co.: Technical Bulletins on Asphalt Planks.
 89. KAMPMANN, G.: Messung und Beurteilung von Reibungsbeiwerten auf Bituminösen Decken, insbesondere auf Raubbelägen. Bitumen, vol. 17 (1955), pg. 86.
 90. KIRSCHMER, O.: Versuche mit Belägen aus Gussasphalt auf Stahlfahrbahnen. Bitumen, vol. 14 (1952), pg. 201.
 91. KIRSCHMER, O.: Fahrbahnbeläge für Orthotrope Platten und deren Prüfung. M. A. N. Forschungsheft, 1954.
 92. KIRSCHMER, O.: Neuere Erkenntnisse bei Brückenbelägen. Der Stahlbau, vol. 27 (1958), pg. 16.
 93. M. A. N.: Test Reports on Asphalt Wearing Surfaces on Steel Decks, 1950, 1951.
 94. McCAY, W. J., McNUTT, D. J., LAMAR, C. E., LYMAN, H. E., TILLMAN, H. E.: Steel Pipe Coating Symposium. Civil Engineering, November 1960, pg. 68.

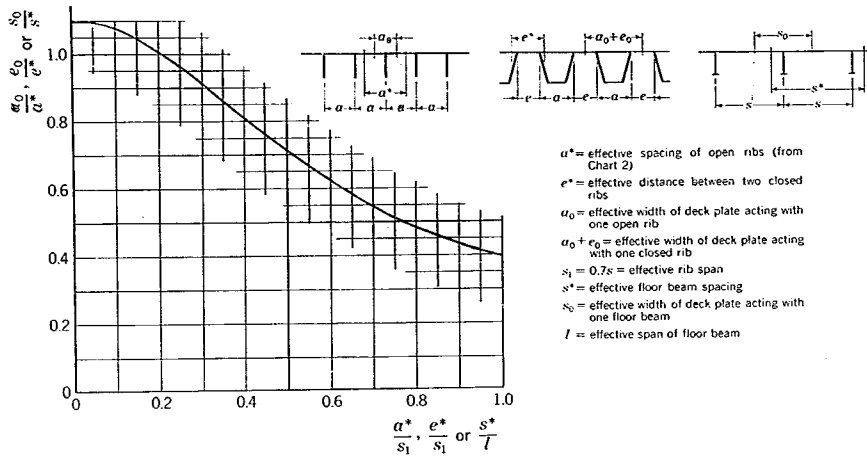
95. MERSCH, K.: Betrachtungen zum "Vorläufigen Merkblatt für bituminöse Fahrbahnbeläge auf Leichtfahrbahnen im Stahlbrückenbau." Bau und Bauindustrie, No. 9, 1961, pg. 354.
96. Philip Carey Mfg. Co.: Technical Bulletins on Asphalt Planks.
97. Protex-a-Coat, Inc.: Technical Bulletins on Epoxy-Synthetic Asphalt Concrete Pavement.
98. Reliance Steel Products Co.: Technical Bulletins and Publications on Relcote Applications.
99. SEILS, A. and KRANITZKY, W.: Sind Stahlbauwerke, bei denen allseits geschlossene Hohlkörper verwendet werden, durch Wasseransammlung oder Innenkorrosion gefährdet? Der Stahlbau, vol. 22 (1953), pgs. 80, 113.
100. SEILS, A.: Erläuterungen zu den "Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken" (RoSt) der Deutschen Bundesbahn, Der Stahlbau, vol. 17 (1958), pgs. 126, 165.
101. SEILS, A. and KRANITZKY, W.: Der Korrosionsschutz im Innern geschlossener Hohlkästen. Der Stahlbau, vol. 28 (1959), pg. 46.
102. Sika Chemical Corporation: Technical Bulletins on epoxy compounds. Test Report on Guardkote Concrete of March 9, 1959 (unpublished).
103. TROTT, J. J. and WILSON, D. S.: The Development of Asphalt Surfacing for Steel Bridge Decks. Preliminary Publication, Sixth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Stockholm, 1960, pg. 889.
104. UHLIG, H.: The Corrosion Handbook. John Wiley & Sons, New York, 1948.
105. Woods, K. B.: Highway Engineering Handbook. McGraw-Hill, New York, 1960.

写真提供者

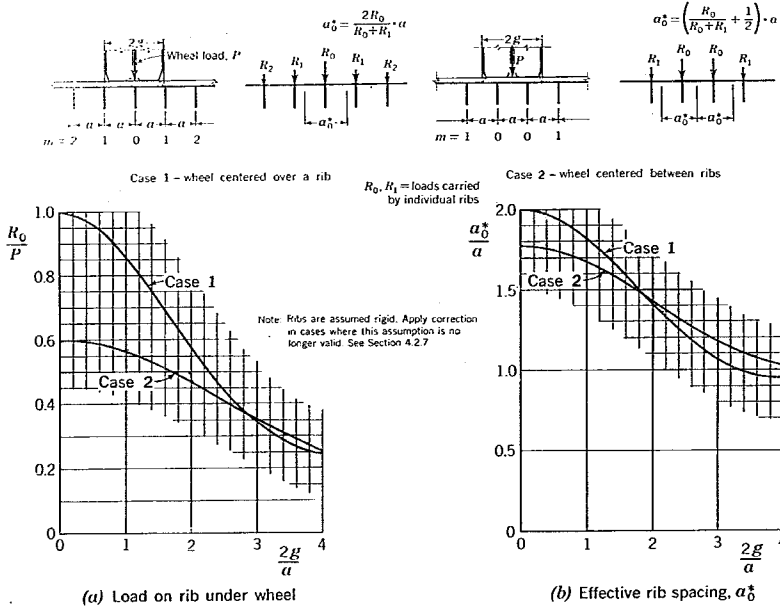
- Fig. 1.5: Deutscher Stahlbauverband, Cologne
- Fig. 1.9: M.A.N., Gustavsburg
- Fig. 1.11: Gutehoffnungshütte, Sterkrade
- Fig. 1.13: Phoenix-Rheinrohr A.G.
- Fig. 1.16: Goertz-Bauer, Düsseldorf
- Fig. 1.18: Gutehoffnungshütte, Sterkrade
- Fig. 1.19: Gutehoffnungshütte, Sterkrade
- Fig. 1.20: Gutehoffnungshütte, Sterkrade
- Fig. 1.22: Deutscher Stahlbauverband, Cologne
- Fig. 1.25: C.B.A. Engineering Ltd., Vancouver
- Fig. 1.35: M.A.N., Gustavsburg
- Fig. 6.11: Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin
- Fig. 7.9: M.A.N., Gustavsburg
- Fig. 7.12: DEMAG, Duisburg
- Fig. 7.21: DEMAG, Duisburg
- Fig. 8.3: M.A.N., Gustavsburg
- Fig. 8.4: M.A.N., Gustavsburg
- Fig. 8.7: Building Dept., City of Düsseldorf
- Fig. 8.9: Prof. Dr. O. Kirschmer, Darmstadt
- Fig. 8.10: Philip Carey Mfg. Co.
- Fig. 8.11: Shell Chemical Co.
- Fig. 8.12: Reliance Steel Products Co.

付 録

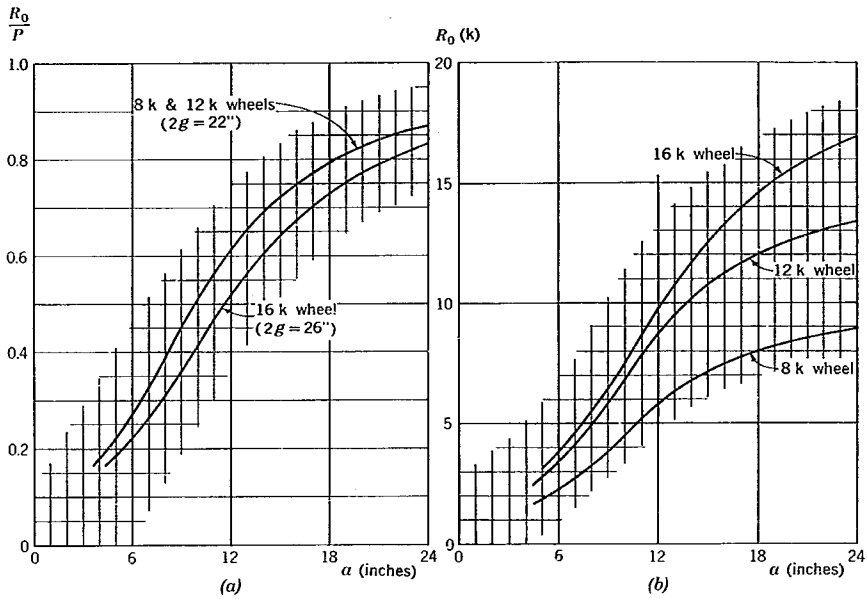
付 録 I 設 計 図 表



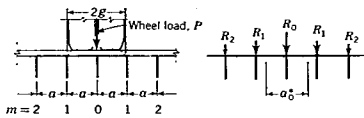
図表 1 1 リブまたは 1 床桁と共同作用をするデッキプレートの有効巾



図表 2 車輪からリブに作用する荷重および開リブの有効間隔、一般の場合

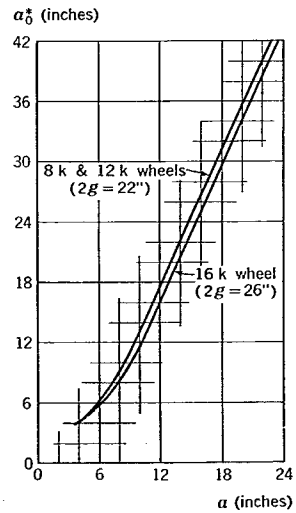


図表3 車輪からリブに作用する荷重, AASHO荷重

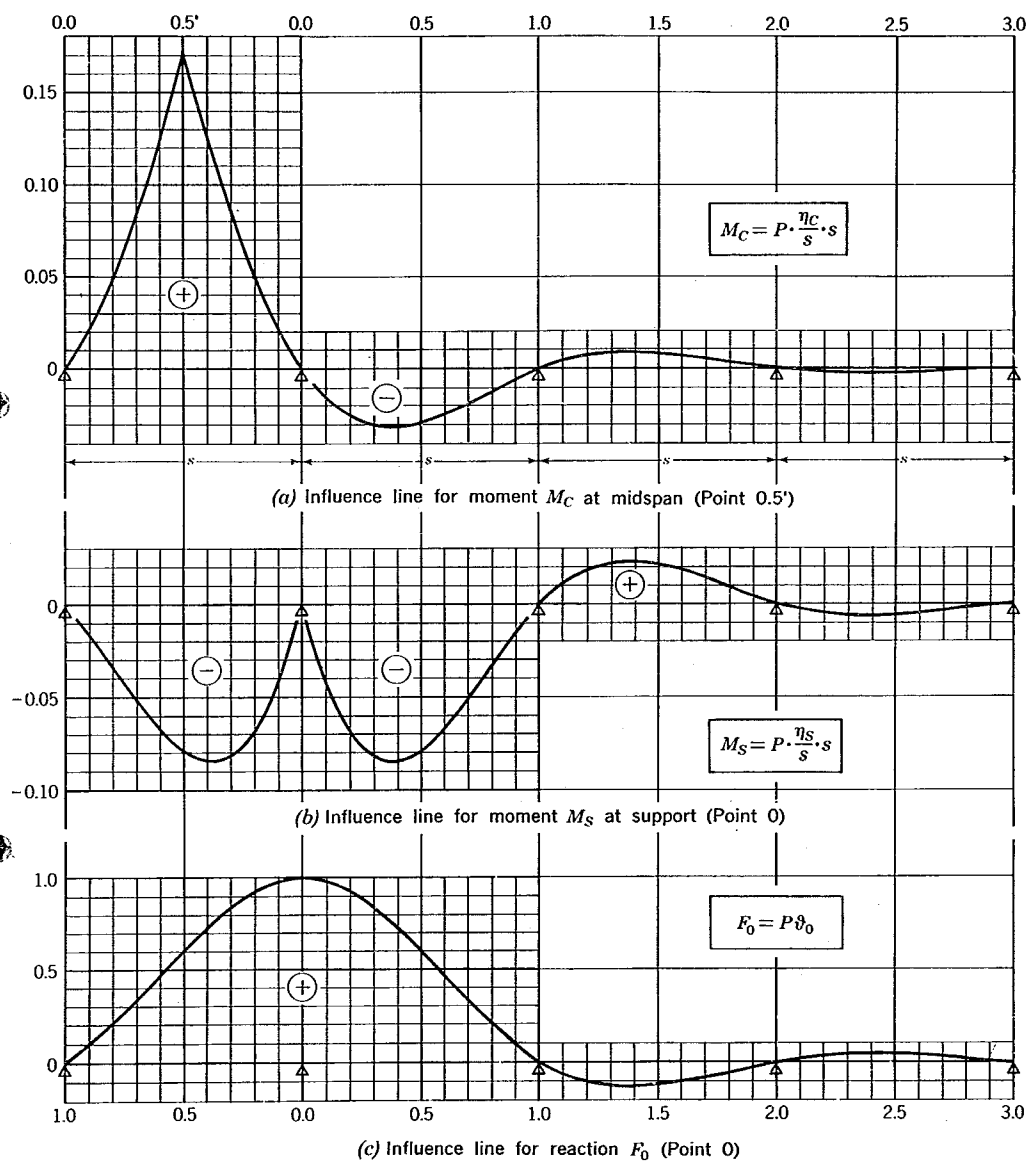


Notes: (1) Curves on Chart 3 include 30% impact.

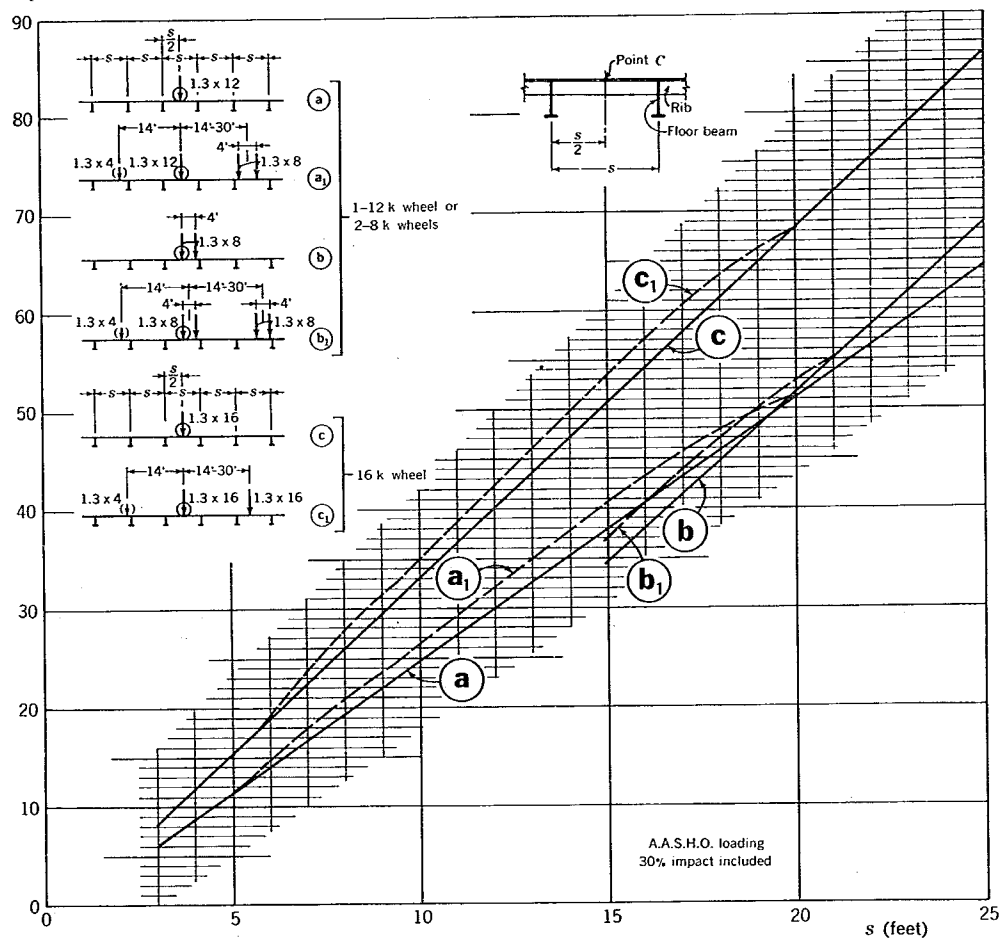
(2) Ribs are assumed rigid. Apply correction in cases where this assumption is no longer valid. See Section 4.2.7.



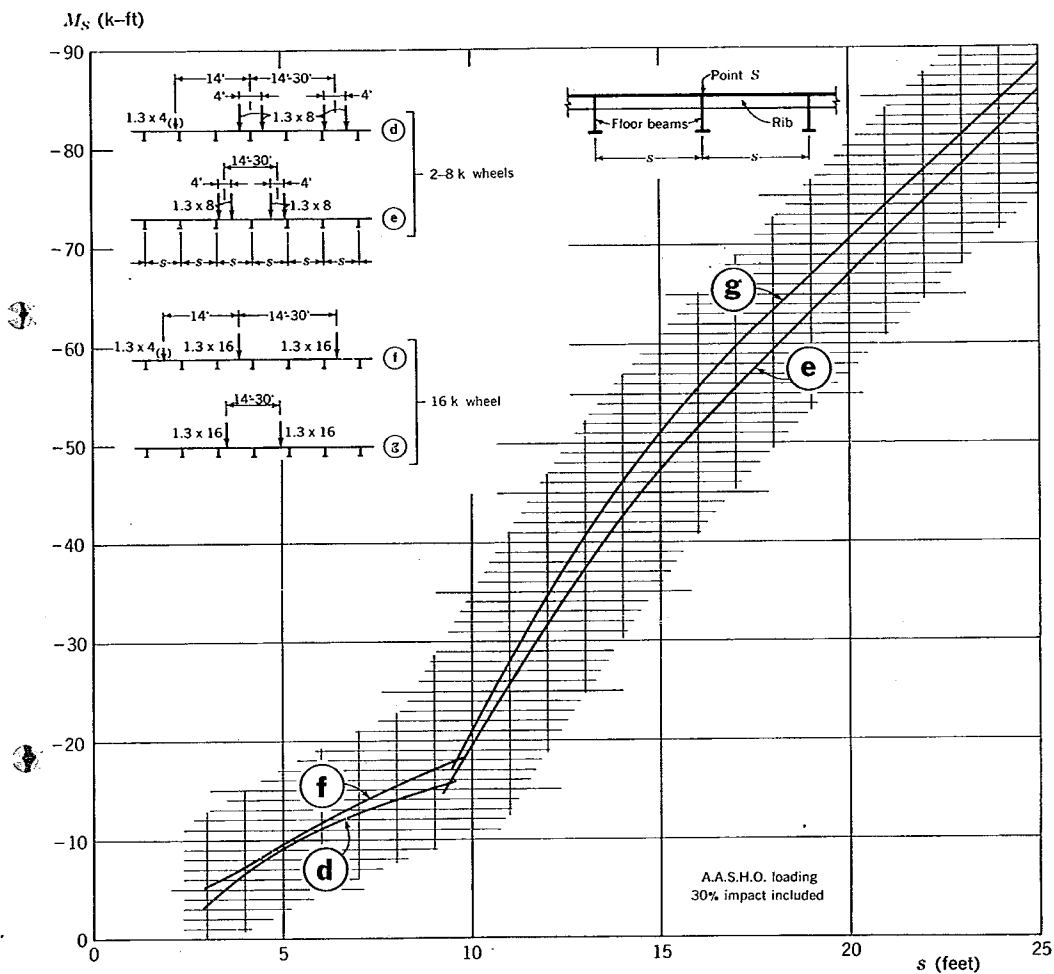
図表4 開リブの有効間隔, AASHO荷重



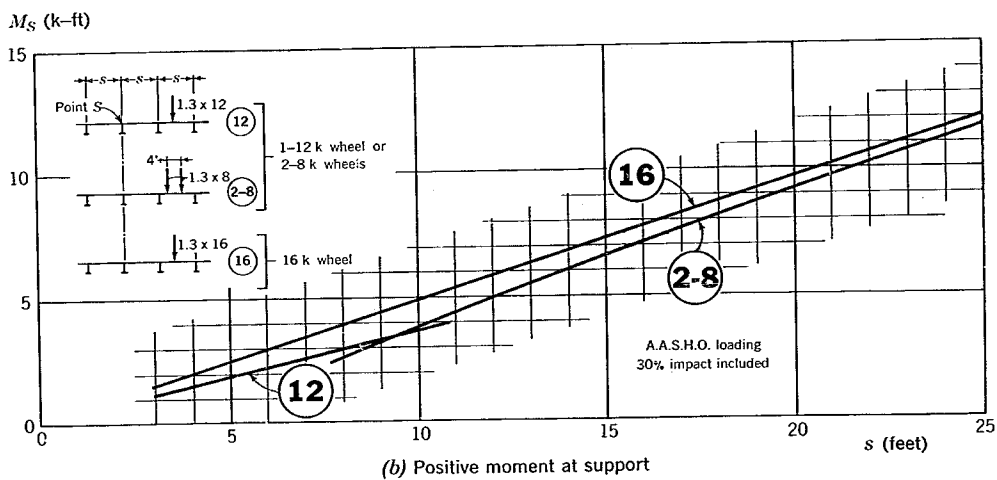
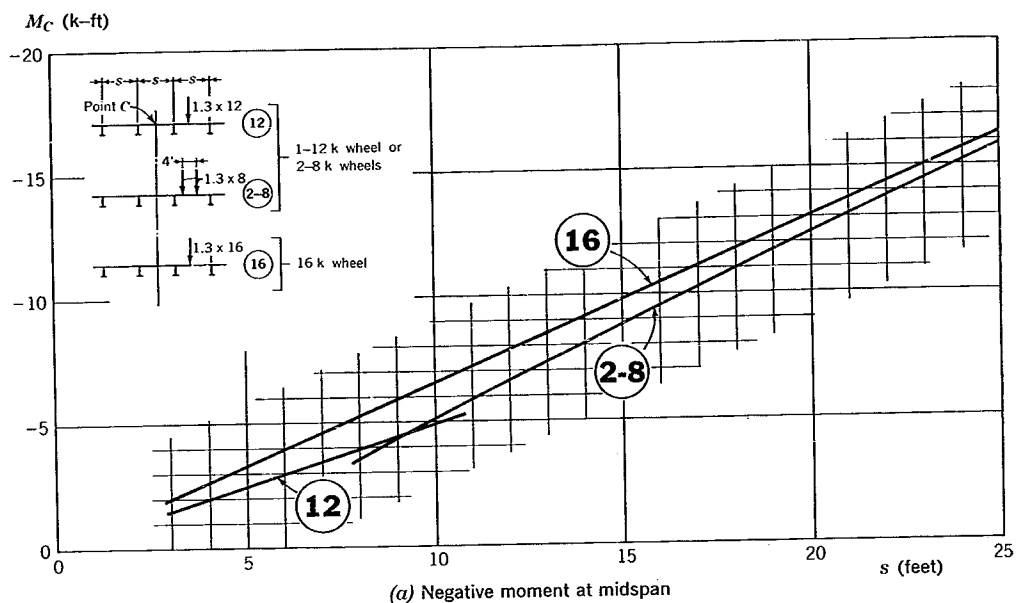
図表5 無限剛支承上の梁の影響線

M_C (k-ft)

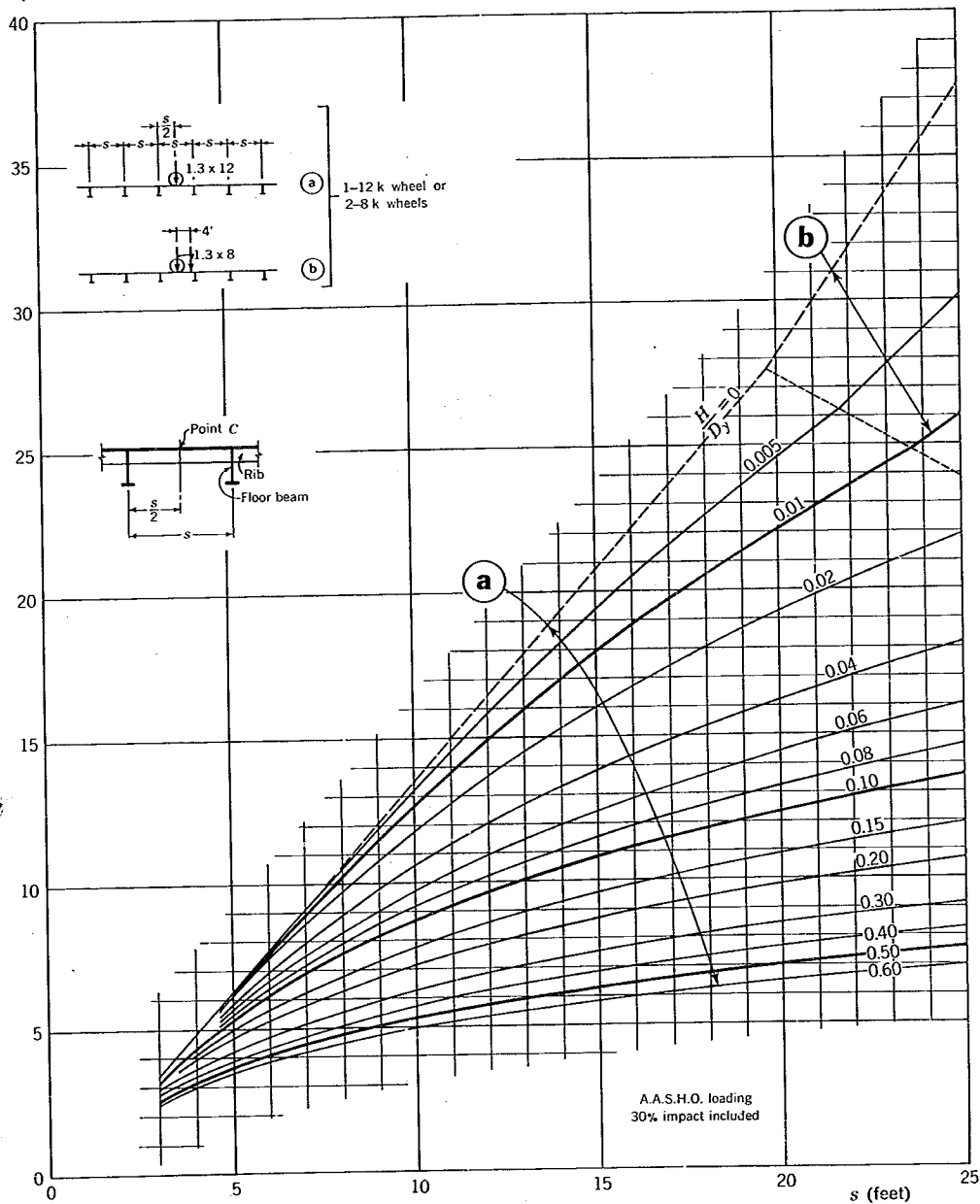
図表6 剛支承上のリブのスパン中央の全最大モーメント



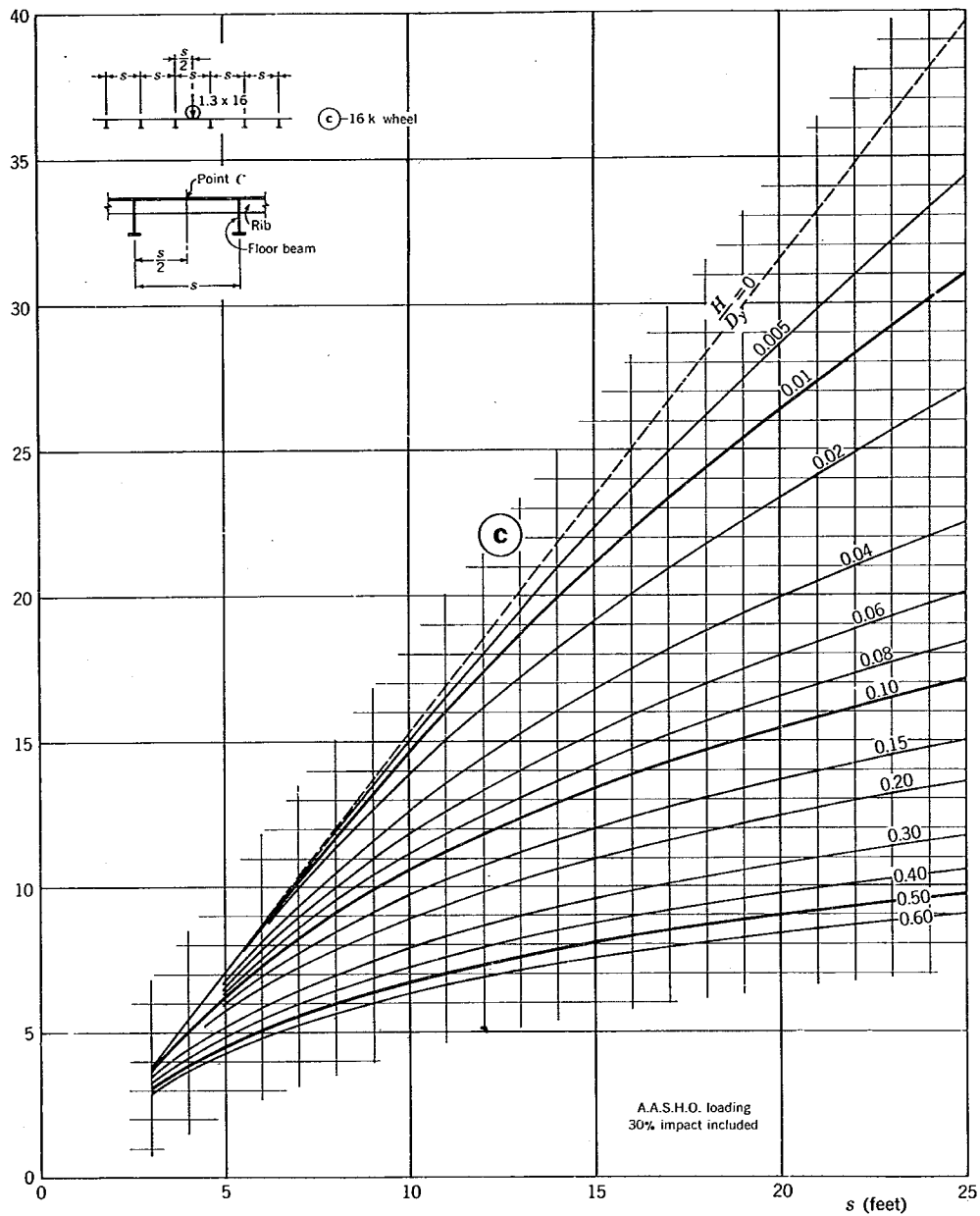
図表 7 剛支承上のリブの支点上の全最大モーメント



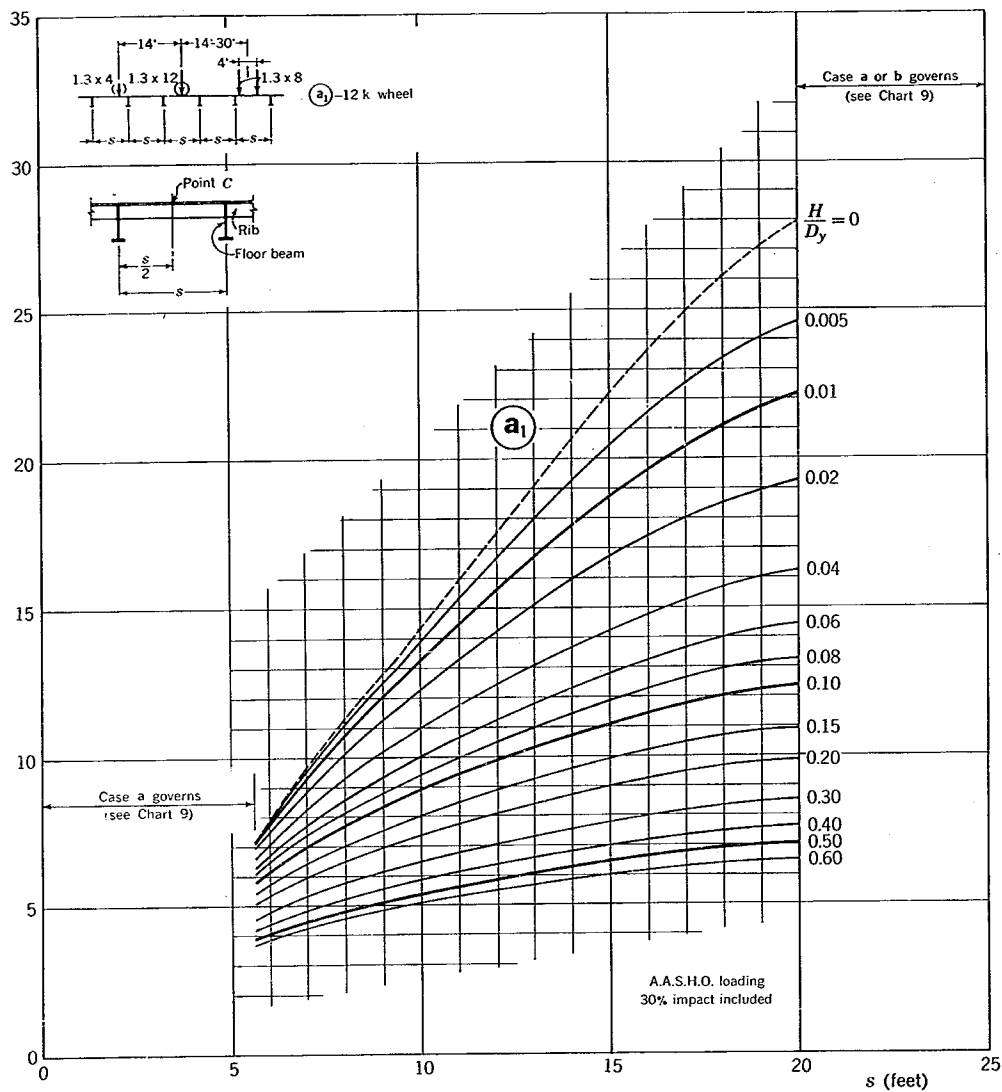
図表 8 剛支承上のリブの交替応力の計算に対する全最大モーメント

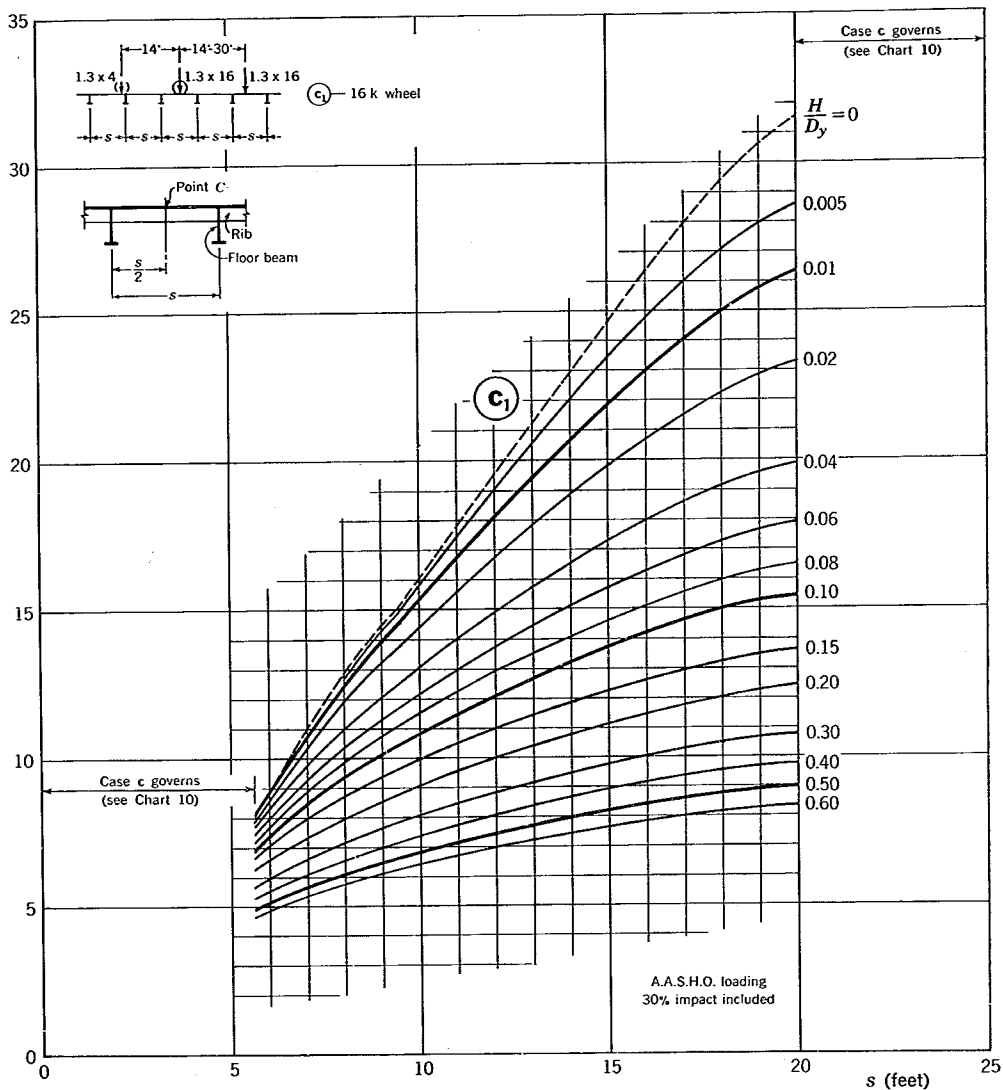
M_c (k-in/in)

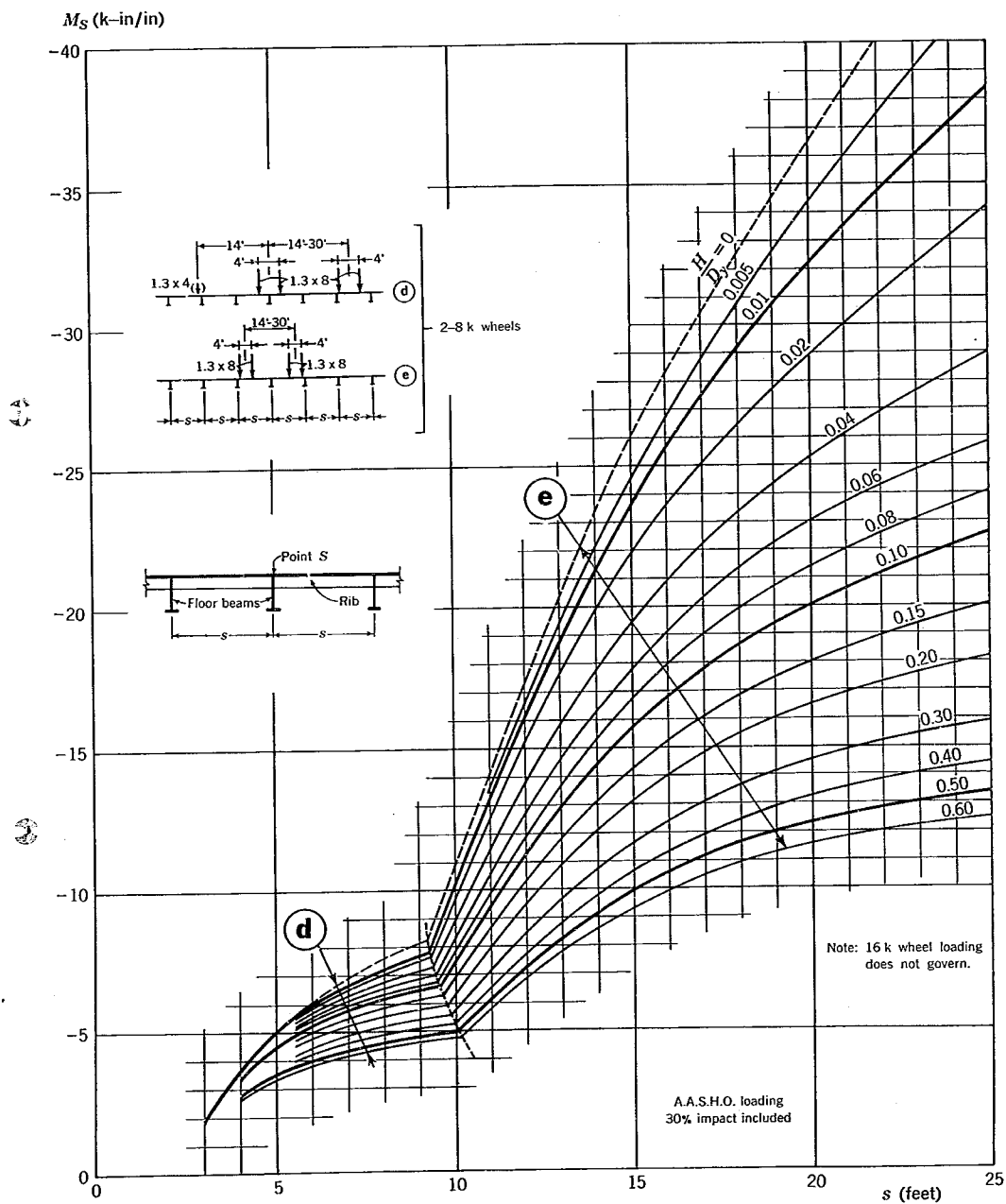
図表 9 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント，荷重 a および b

M_c (k-in/in)

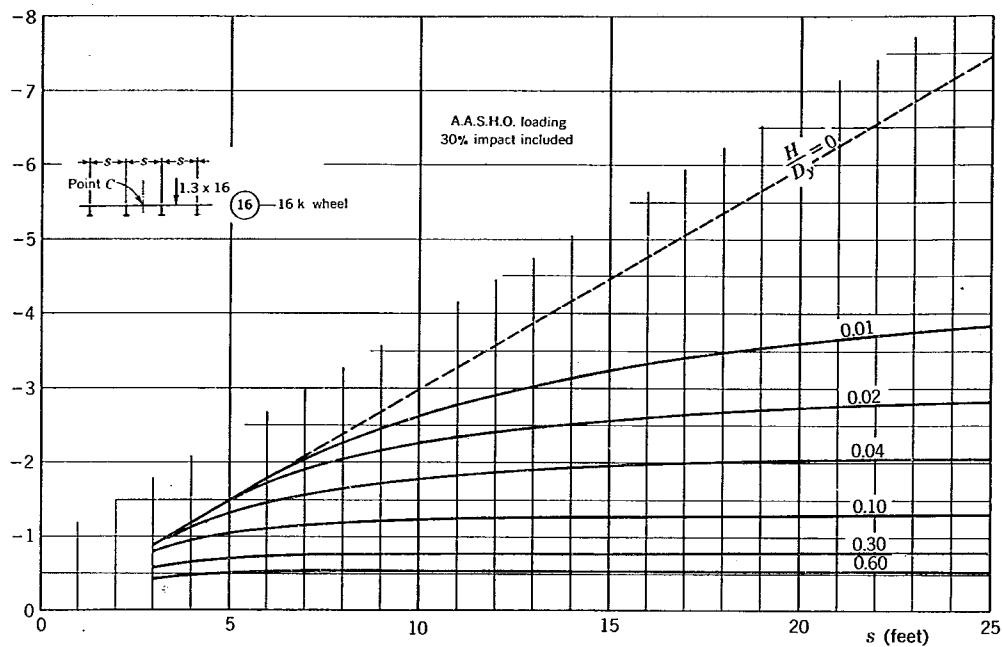
図表10 剛支承上の閉りブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 c

M_c (k-in/in)図表 11. 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 a_1

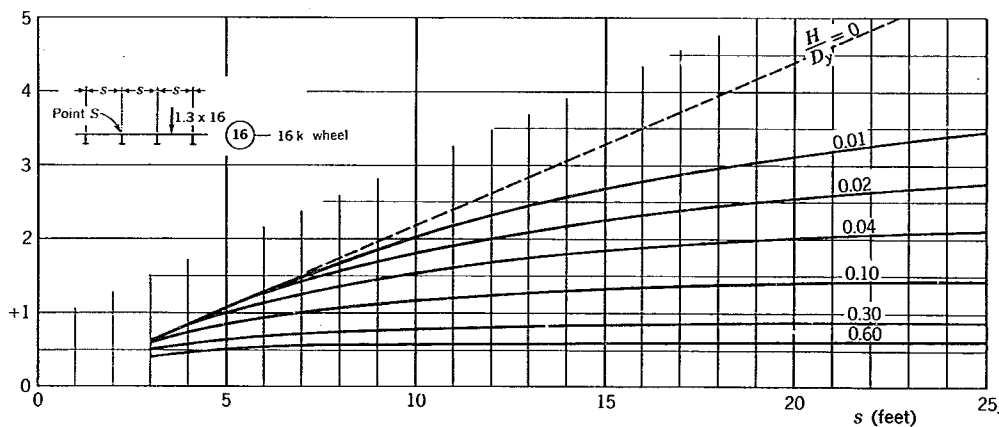
M_C (k-in/in)図表12 剛支承上の閉リブ床版のスパン中央の最大モーメント, 荷重 c_1



図表 13 剛支承上の閉リブ床版の支点上の最大モーメント

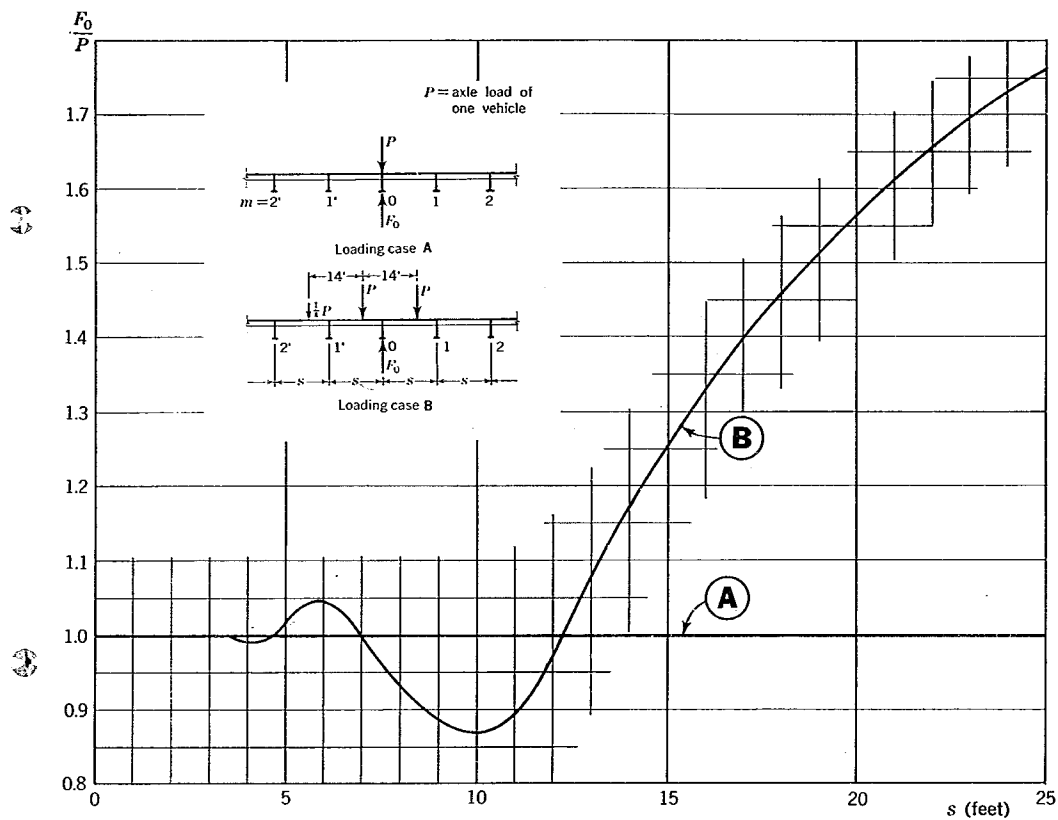
M_C (k-in/in)

(a) Negative moment at midspan

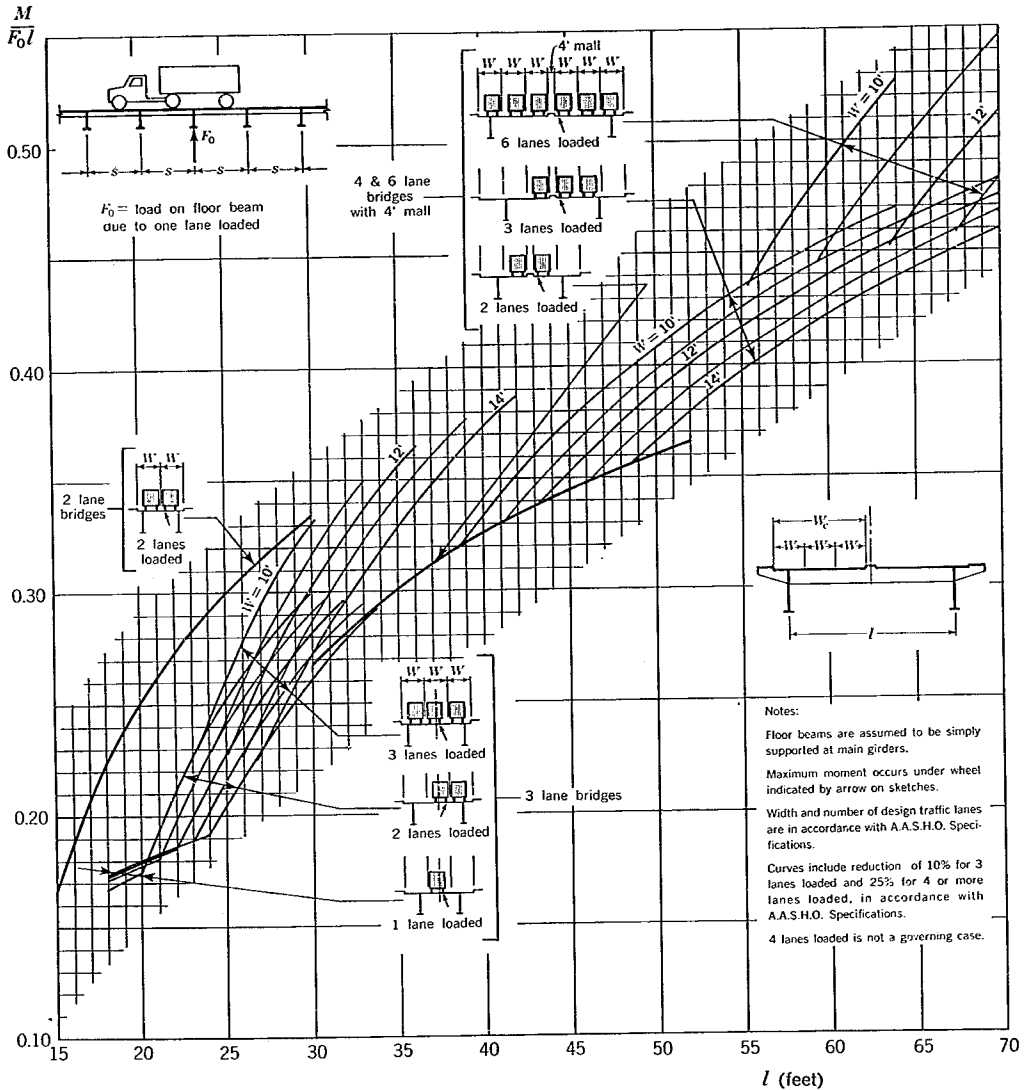
 M_S (k-in/in)

(b) Positive moment at support

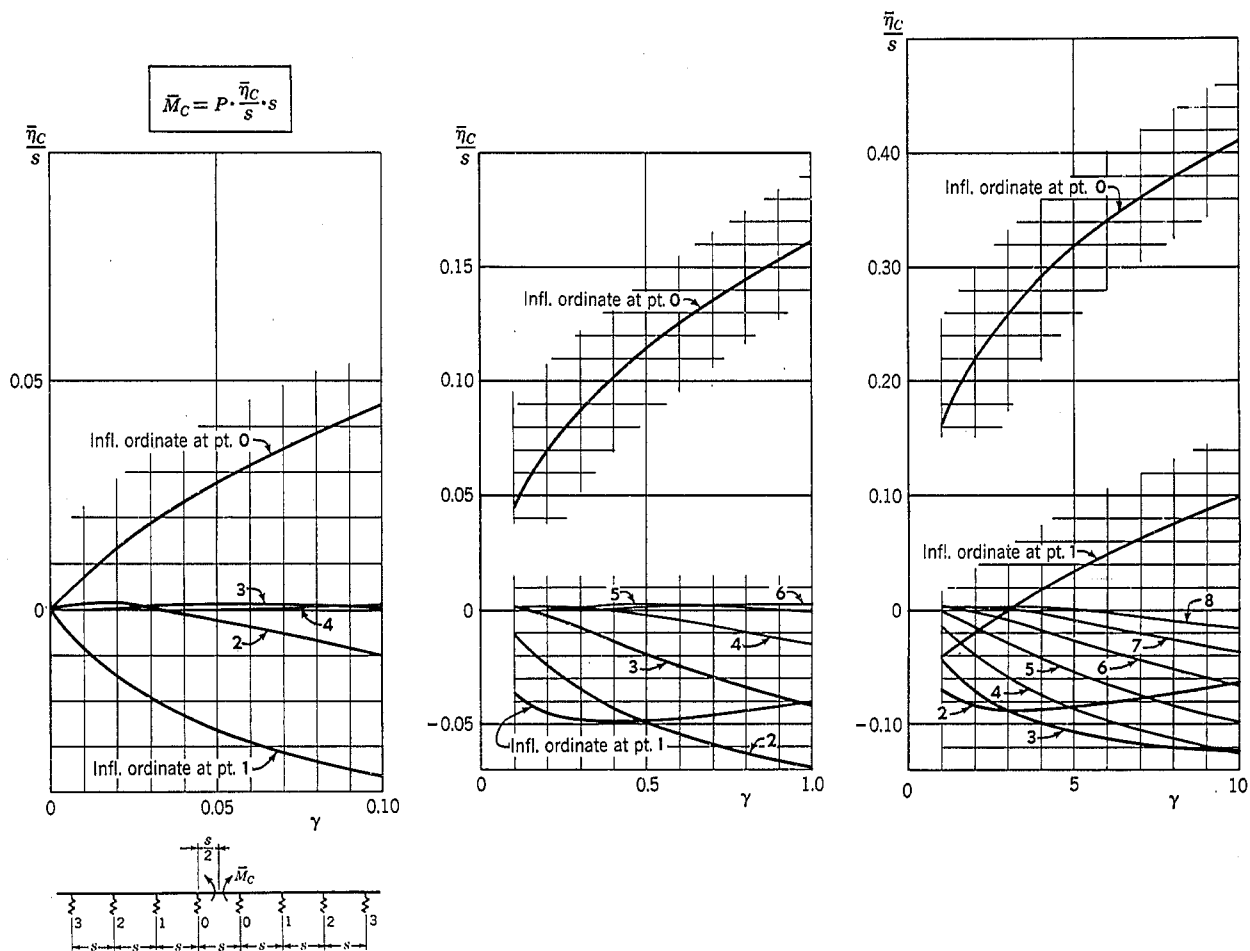
図表 14 閉リ床版の交番応力の計算に対する最大モーメント



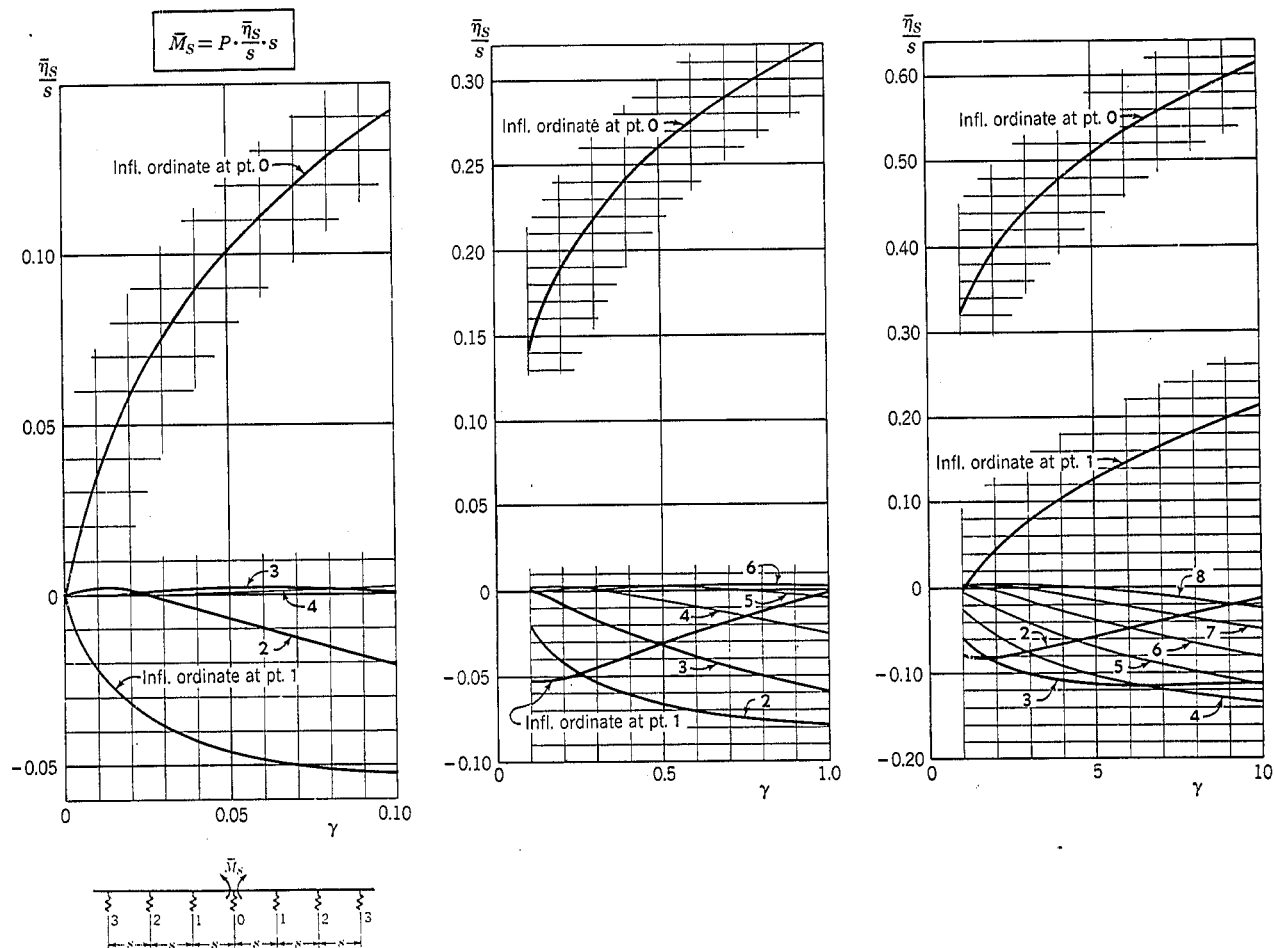
図表 15 AASHTOの1車両による剛床桁の最大荷重 F_0



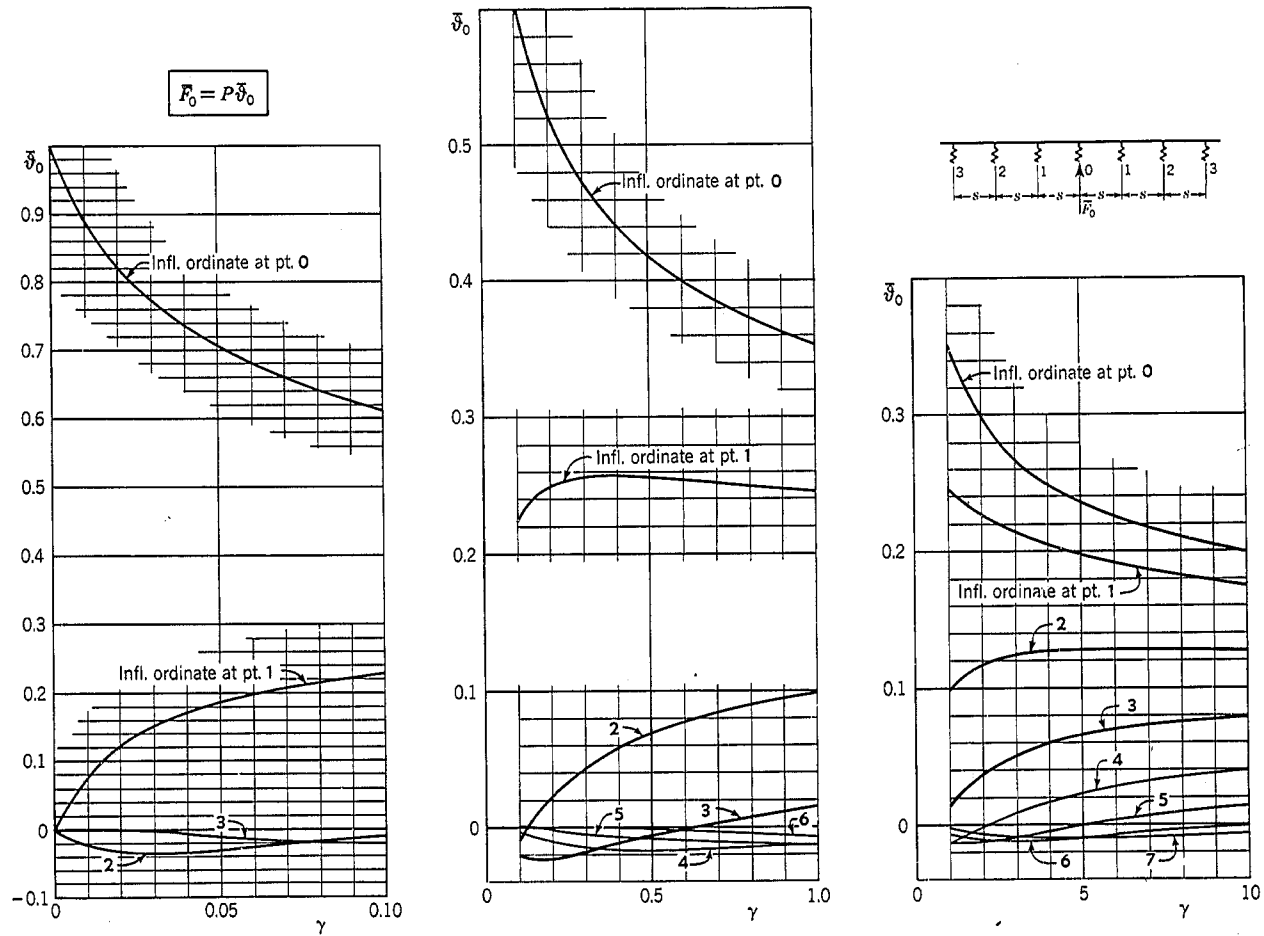
図表 16 剛床桁の最大活荷重モーメント



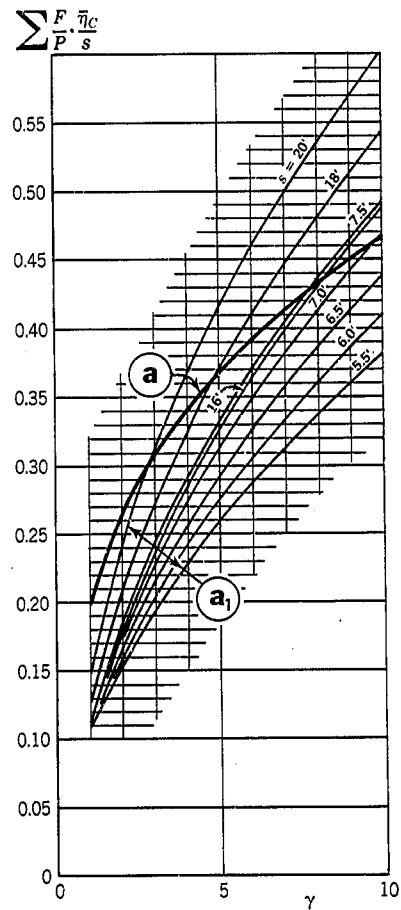
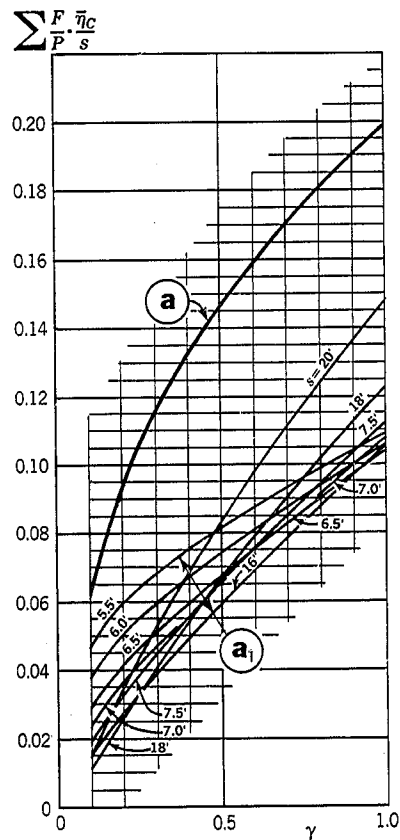
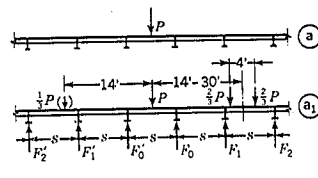
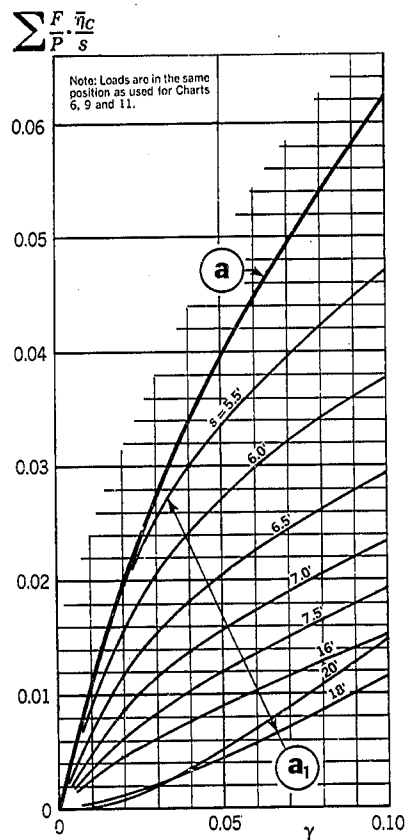
図表 17. 弾性支承上の連続梁のスパン中央のモーメント影響線縦距



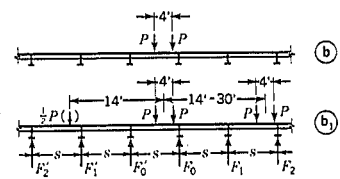
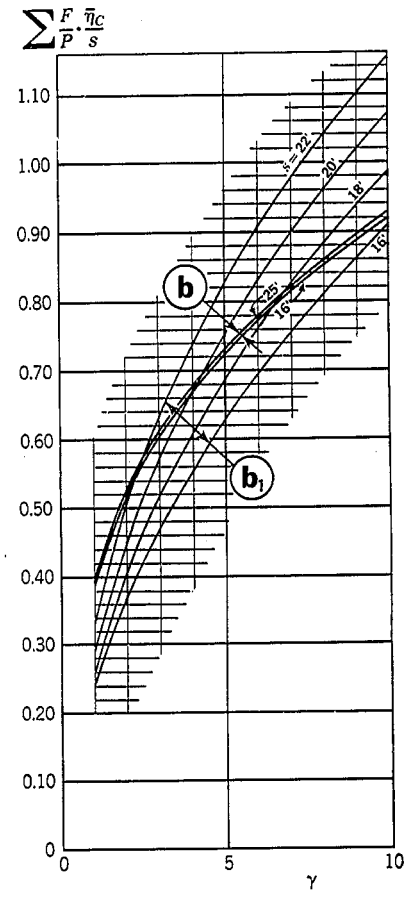
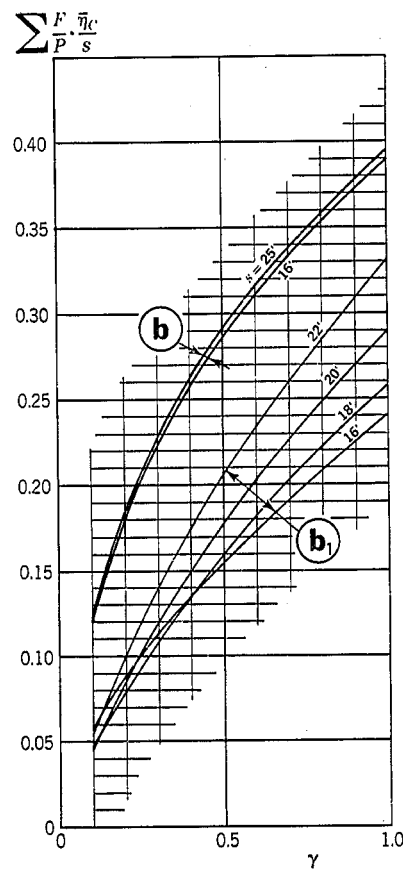
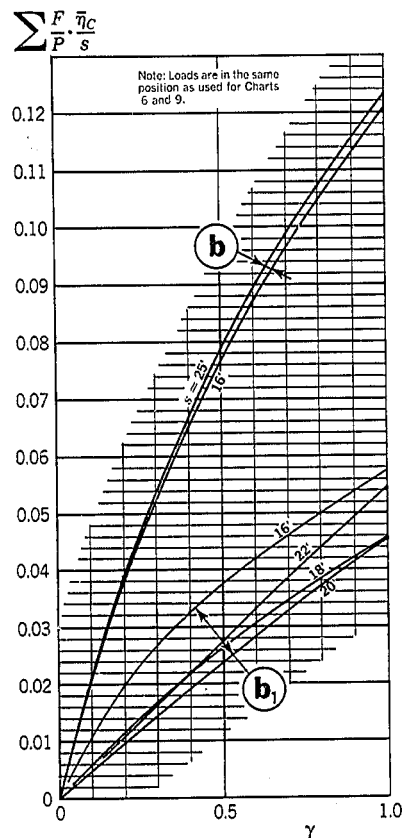
図表18 弾性支承上の連続梁の支点上のモーメント影響縦距



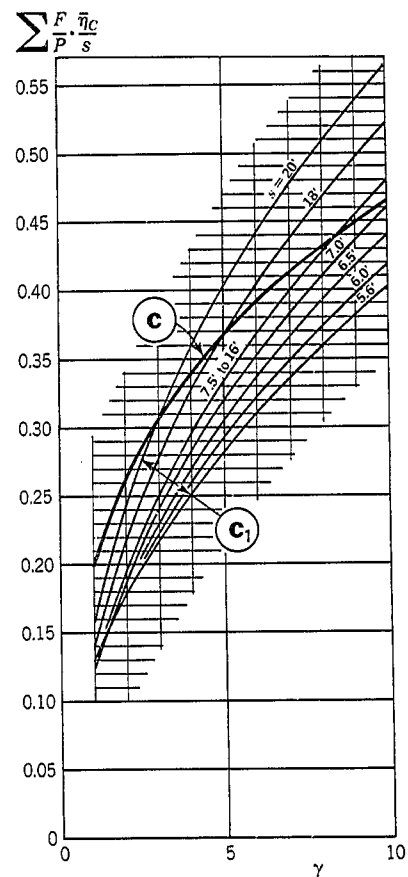
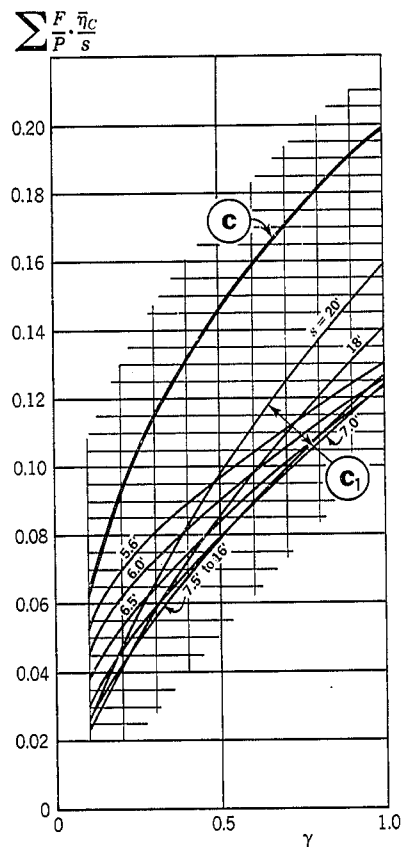
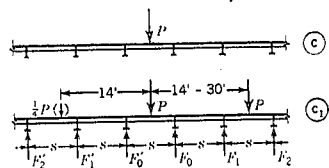
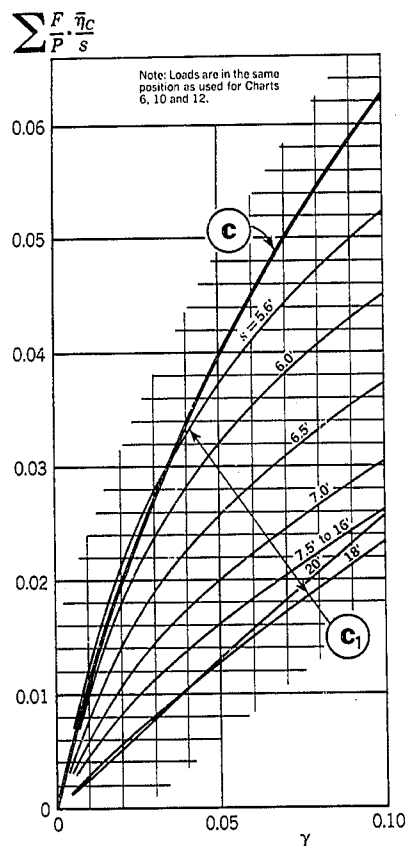
図表19 弾性支承上の連続梁の点0における反力の影響縦距



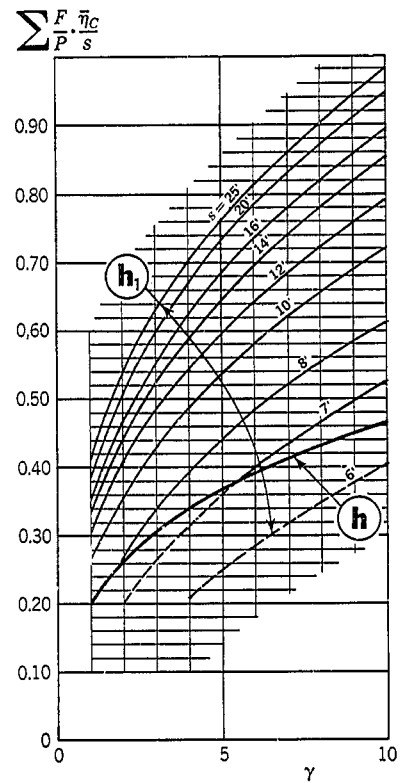
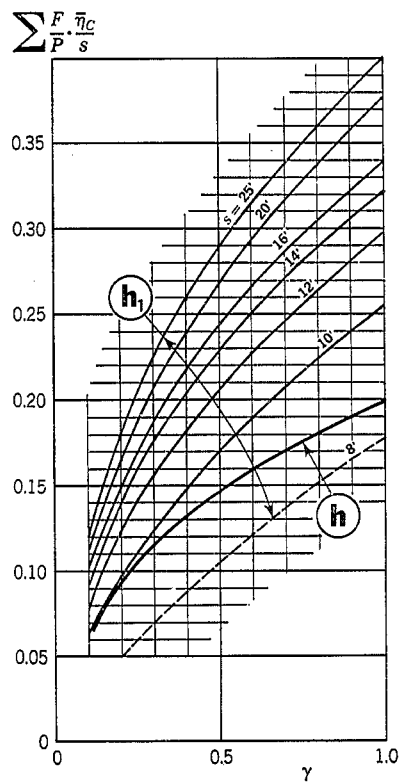
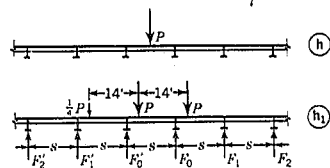
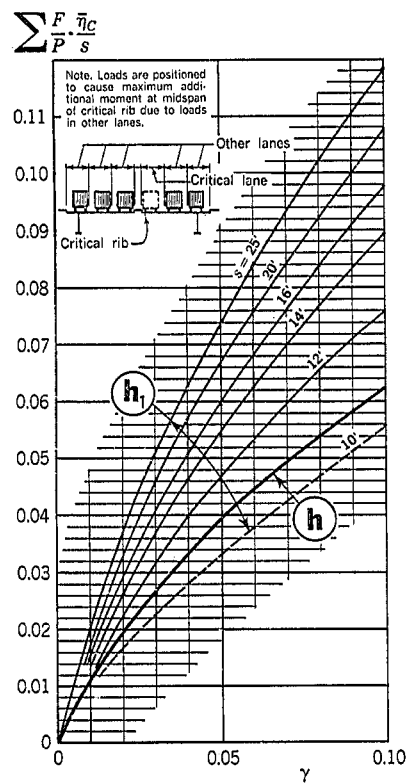
図表 20. 床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算
 $\sum (F/P) (\bar{\eta}_C/s)$ の値, 荷重 a および a_1



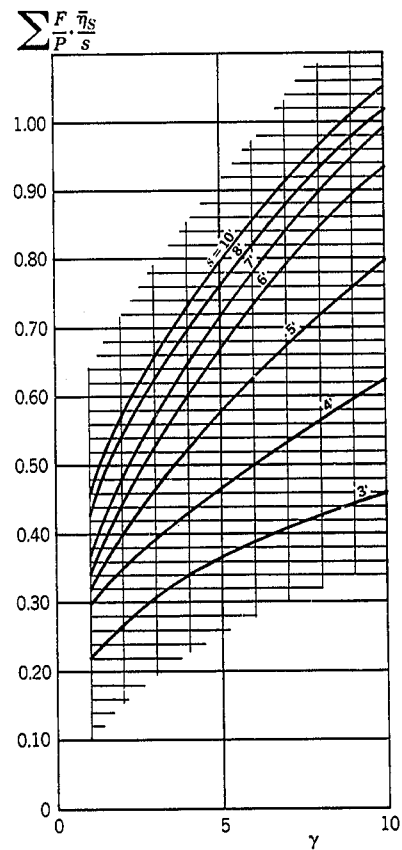
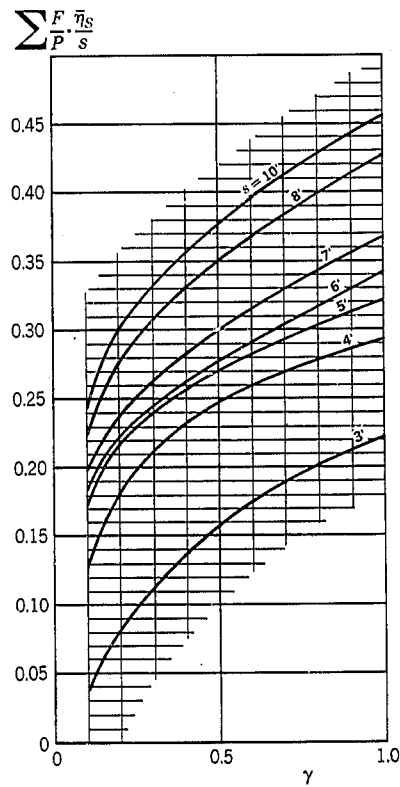
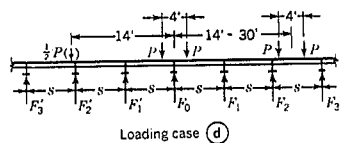
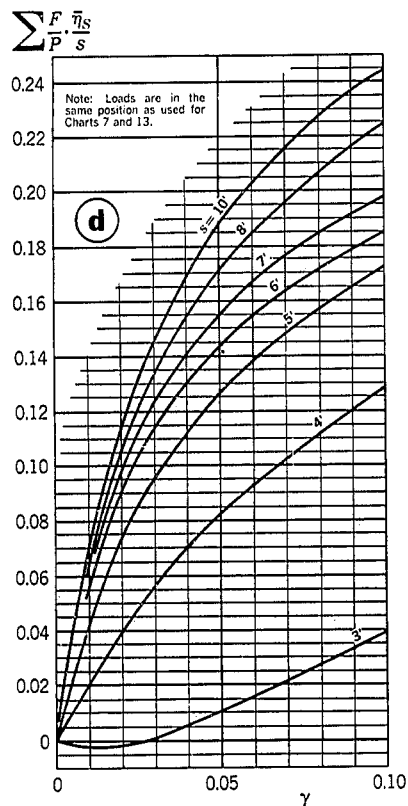
図表 21. 床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算
 $\sum (F/P) (\bar{\eta}_C/s)$ の値, 荷重 b および b_1



図表 22 床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算
 $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_c/s)$ の値, 荷重 c および c_1

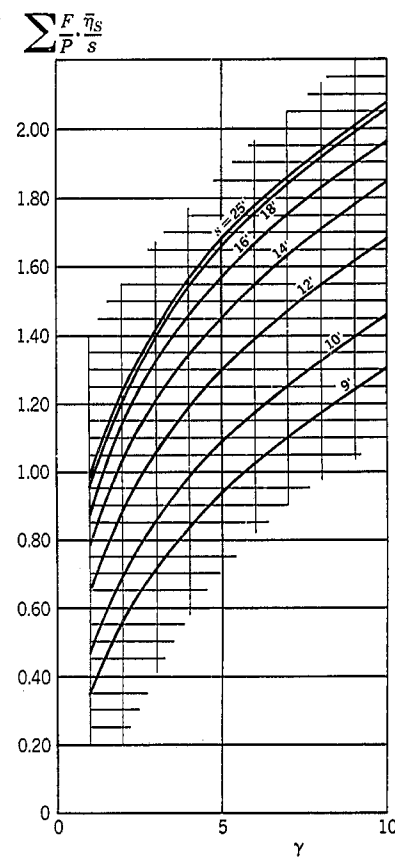
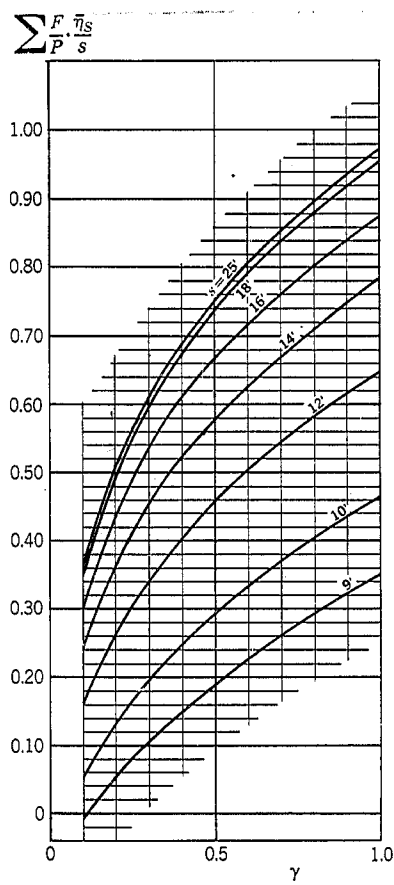
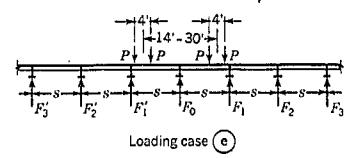
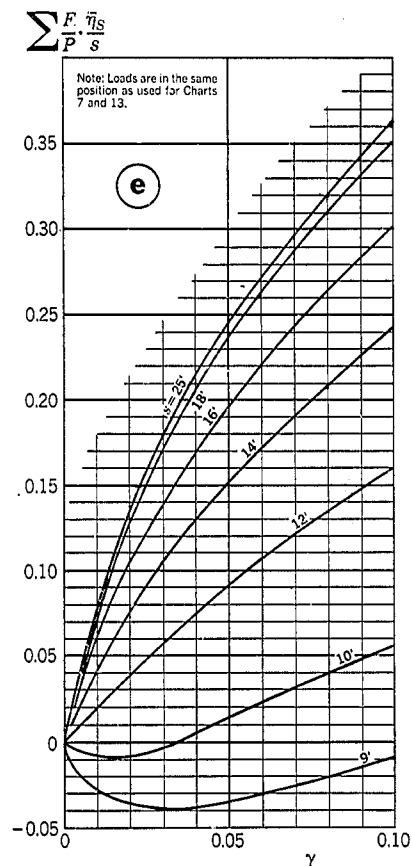


図表 23 床桁のたわみによるリブのスパン中央の附加モーメントの計算
 $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_C/s)$ の値、注目する車線以外に荷重が乗った場合

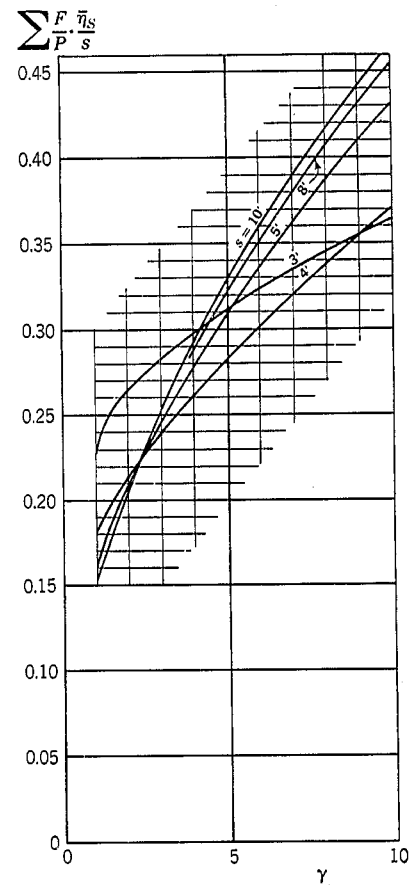
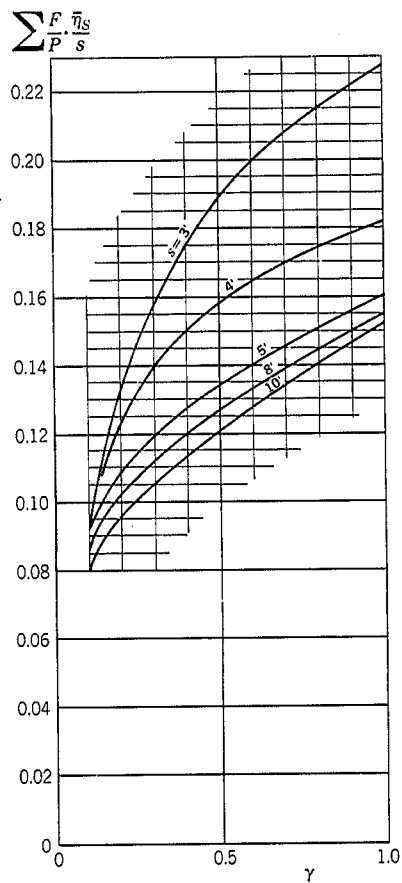
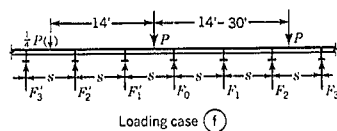
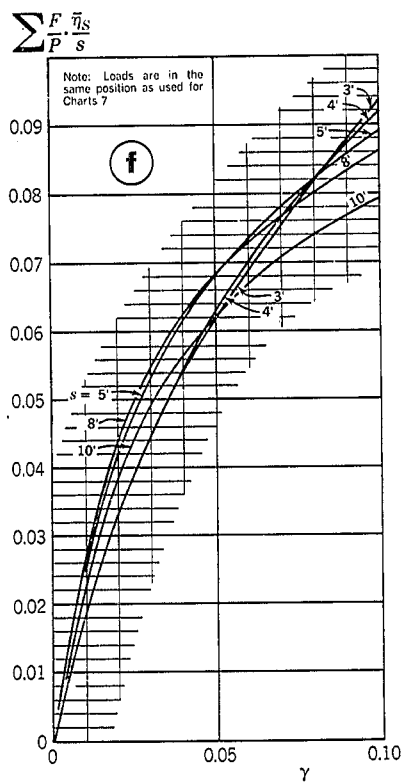


A24

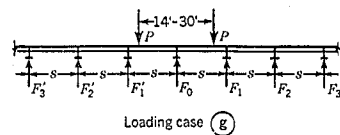
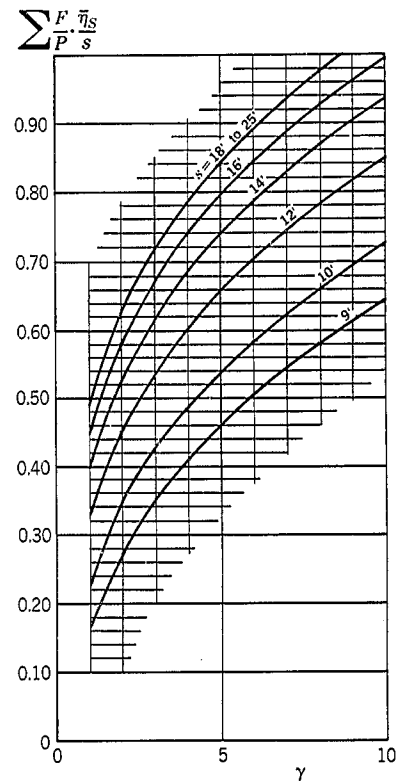
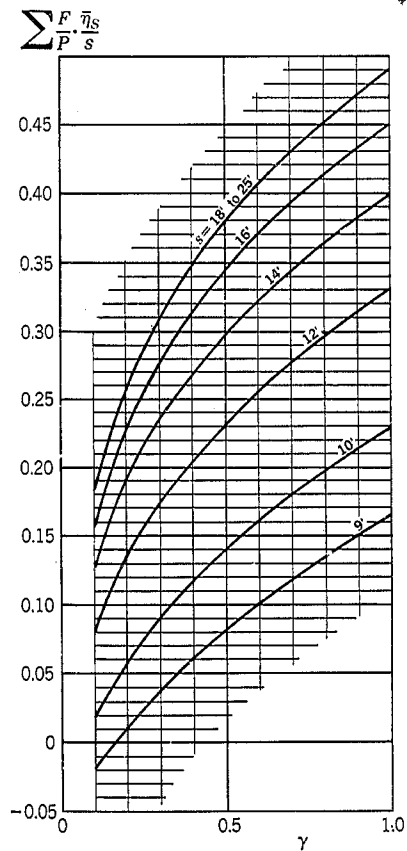
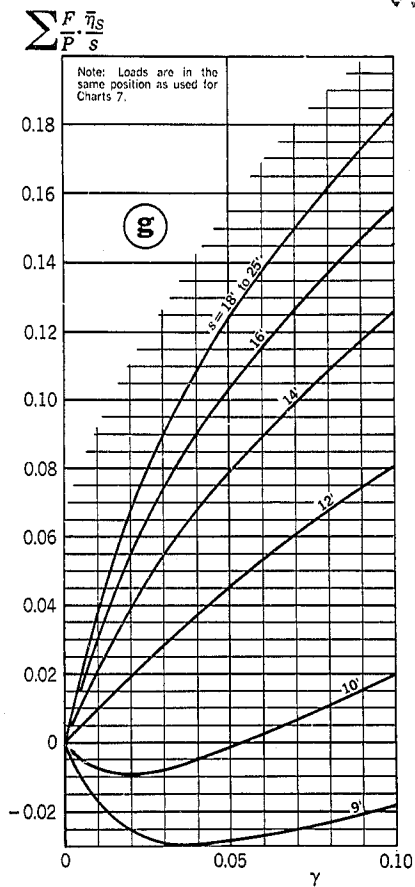
図表 24 床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算
 $\sum (F/P) (\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 d



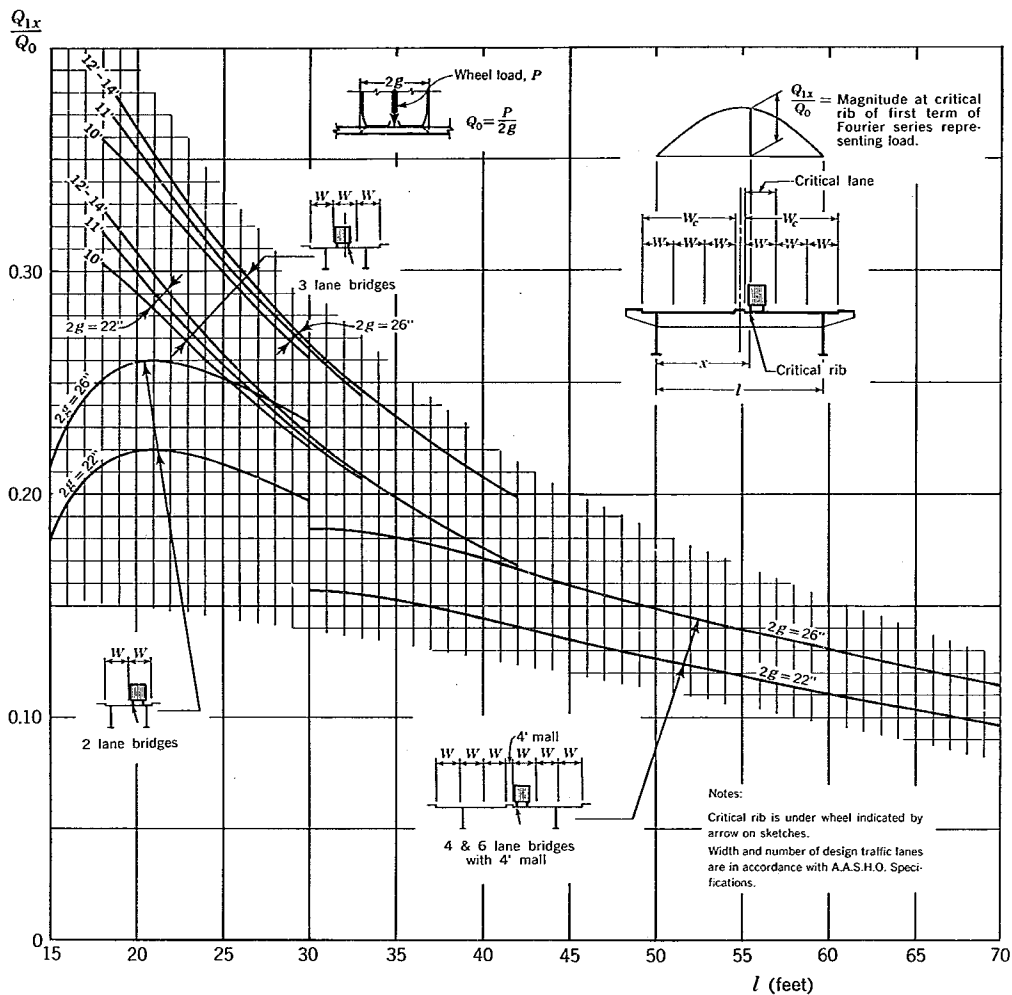
図表 25 床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算
 $\sum (F/P) (\bar{\eta}_s / s)$ の値, 荷重 e



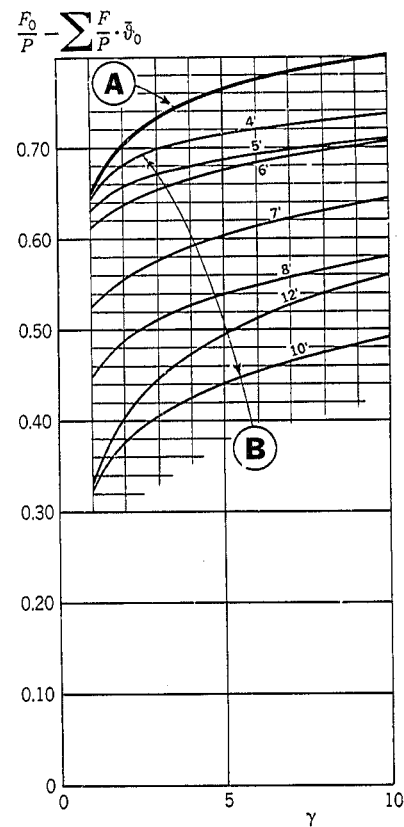
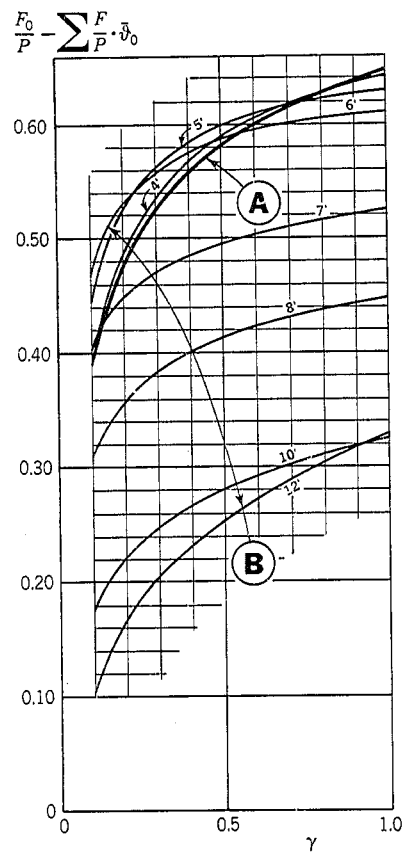
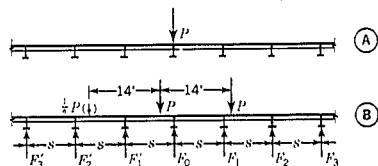
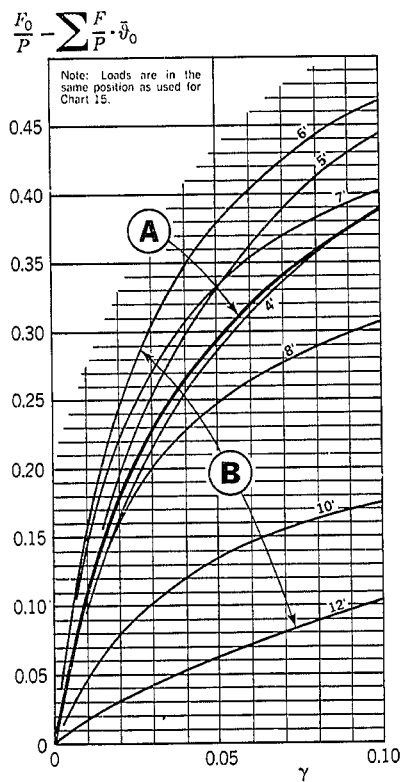
図表 26 床桁のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算
 $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_s/s)$ の値, 荷重 f



図表 27 床格のたわみによるリブの支点上のモーメント減少の計算
 $\Sigma (F/P) (\bar{\eta}_s/s)$ の値 荷重 g

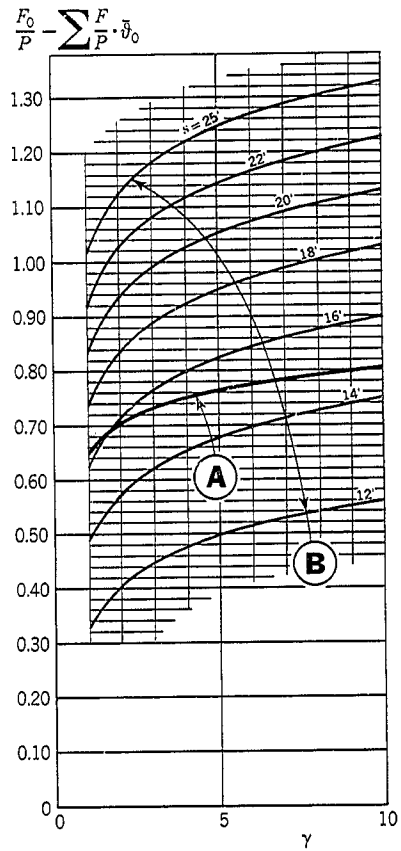
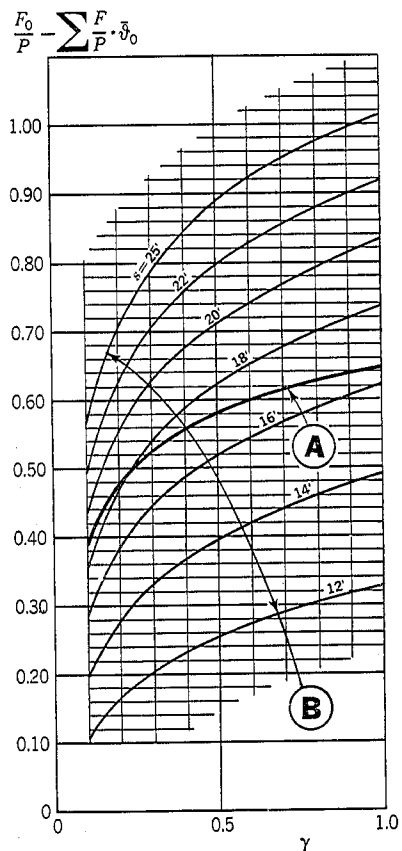
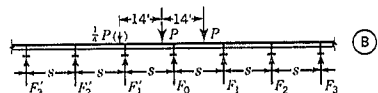
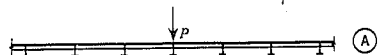
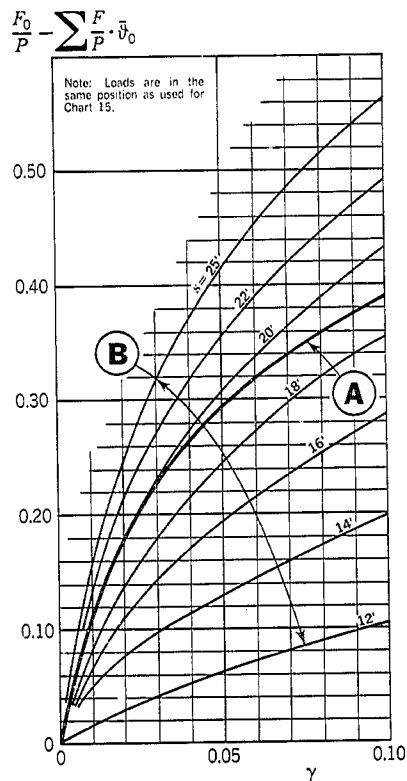


図表 28 床桁のたわみによるリブの附加モーメントの計算。注目しているリブの Q_{1x}/Q_0 の値、注目しているリブ上の車線に荷重が乗った場合。

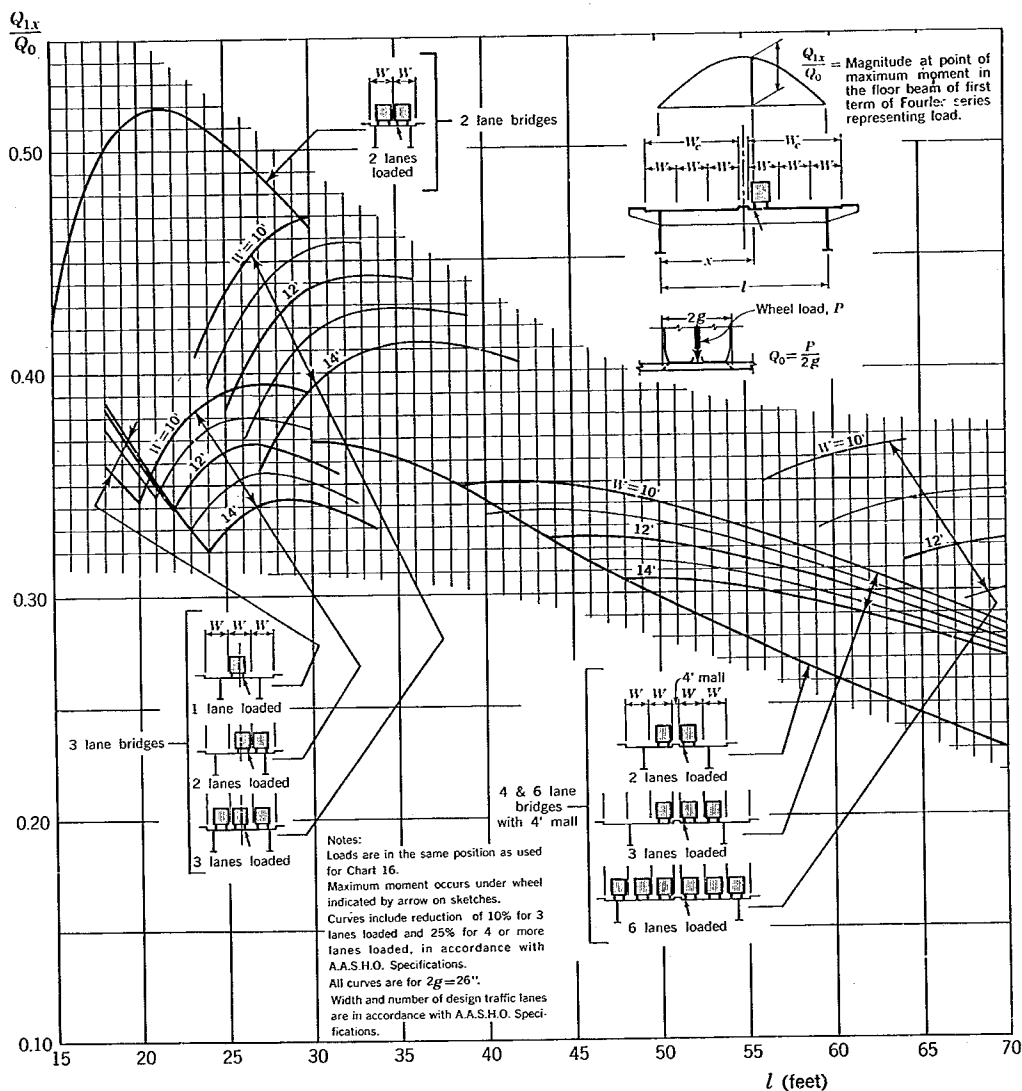


図表 30. 床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算。

$s = 4' \sim 12'$ に対する $(F_0/P) - \sum (F/P) \bar{y}_0$ の値。



図表 31 床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算
 $s = 12' \sim 25'$ に対する $(F_0/P) - \sum (F/P) \bar{\vartheta}_0$ の値。



図表 32 図表 32 床桁のたわみによる床桁のモーメント減少の計算。床桁の注目する点における Q_{1x}/Q_0 の値。

付 録 II

鋼床版に対する座屈公式

II.1 リブ・プレートの局部座屈

II.1.1 弾性座屈

弾性係数一定の弾性材料からなる板が図 II-1 c に示すような端部条件を有し、かつ図 II-1 a に示すような荷重を受けるときの理論座屈応力 f_i は次式で表わされる〔32〕

$$f_i = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 \quad (\text{II.1})$$

ここに、

E = 材料の弾性係数

ν = ポアソン比

t = 板厚

h = 板巾

k = 荷重状態および端部条件によってきまる常数。

長板に対する k の値を、種々の荷重状態、端部条件の場合について示すと、表 II-1 のようである。

表 II-1

図 II-1 a, 図 II-1 c の荷重状態、端部条件に対する (II.1) 式中の k -値

荷重状態	端 部 条 件				
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
A	6.97	5.40	4.00	1.28	0.43
B	13.56	12.16	7.81	6.26	1.71
C	13.56	9.87	7.81	1.64	0.57

表 II-1 に示した k -値は、長さ s と巾の比 s/h が 1.5 以上の板に適用しうるものである (図 II-1 参照)。鋼床版のリブについては、この条件 ($s/h > 1.5$) は常に満足されるものである。例外として、短いリブの曲げ応力 (系-II 応力) を考えるような場合には、圧縮を受ける部分 (床桁に近い部分のリブ) のリブ長さは 1.5 h 以下となることがあるが、このような場合にも、II-1 表の k -値を適用することとする。したがって、表 II-1 の k -値を用いて計算した局部曲げを受けるリブの座屈応力値は、安全側の値となる。II.1.3.2 節の記述を参照のこと。

$E = 29,000 \text{ ksi}$ $\nu = 0.3$ として、(II.1) 式はつぎのようになる。

$$f_i = 26,200 k \left(\frac{t}{h} \right)^2 \text{ k/in}^2 \quad (\text{II.1a})$$

II.1.2. 非弾性座屈

(II.1) 式で与えられる理論座屈応力 f_i は、その値が、その材料の比例限界 f_p をこえない範囲では、そのままその

板の限界座屈応力 f_{cr} を与えるものである。(II.1) 式で与えられる応力が比例限界以上の値をとるときは、限界座屈応力 f_{cr} は理論座屈応力 f_i より小さな値となる。

板の非弾性座屈理論は、きわめて複雑である。Bleich〔5〕によれば、板の限界座屈応力は次式で与えられる、としている。

$$f_{cr} = k \frac{\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 = f_i \sqrt{\tau} \quad (\text{II.2})$$

ここに、

$$\tau = E_T / E$$

E_T = 切線弾性係数 = その材料についての応力歪曲線の応力値 f_{cr} 点における傾斜

$f_{cr} < f_p$, $\tau = 1$ の場合において、(II.2) 式は (II.1) 式と一致する。

τ -値は、下式により十分な精度で近似計算することができる〔5〕。

$$\tau = \frac{(f_y - f_{cr}) f_{cr}}{(f_y - f_p) f_p} \quad (\text{II.3})$$

ここに、 f_y は、材料の降伏点応力である。

(II.3) 式を (II.2) 式に代入して、 f_{cr}/f_y について解くと、次の関係式が得られる。

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{1}{1 + \frac{f_p}{f_y} \left(1 - \frac{f_p}{f_y} \right) \left(\frac{f_y}{f_i} \right)^2} \quad (\text{II.4})$$

鋼板の場合には、 f_p/f_y の平均値は 0.75 と考えられるから、上式は、

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{1}{1 + 0.1875 \left(\frac{f_y}{f_i} \right)^2} \quad (\text{II.4a})$$

(II.4a) 式によって計算した f_{cr}/f_y -値を、図 II-2 中の Curve 1. で示した。

II.1.3 限界座屈応力の計算

II.1.3.1 k -値の選定

II.1.3.1.1 開リブ

開リブの端部条件は、図 II-1 c に示す種々の場合のいずれにも、厳密には適合しないものであるが、Case(4) と Case(5) との間のどこかの状態に属するものである。〔5〕にのべられた方法をもとにすれば、普通のリブ、デッキプレートの形状・寸法のものに対しては、下記のような k -値が適当であるといえる。

(a) 系-I 応力

系-I 圧縮応力(リブの全断面について、ほぼ等分布圧縮応力)は、図Ⅱ-1の荷重状態Aに対応する。リブについての k -値は0.6~1.0の範囲の値となる。高さが低く、厚いリブを広い間隔に配し、かつうすいデッキプレートを用いる構造に対しては、上記範囲のうち、下限の k -値を、また、背が高く、うすいリブを密に配し、かつ厚いデッキプレートを用いる構造に対しては、上記範囲のうち、上限の k -値を適用する。 k -値選定の目安として、数値計算例(112節)で扱った鋼床版の場合について示すと、「8 $\frac{1}{2}$ in. $\times$ 4 in. リブ 12 in. 間隔 3 $\frac{1}{2}$ in. 厚床鋼板」の場合に対して、 k -値は0.7とした。

(b) 系-II 応力

床桁に近い位置の、負曲げモーメント部分のリブに生ずる曲げ圧縮応力は、図Ⅱ-1の荷重状態Cにもっとも近似している。Ⅱ.1.1節およびⅡ.1.3.2節で指摘しているように、系-II 応力による局部座屈の検討に際して設定した諸仮定は安全側にとっているから、この場合には、 k の値を大きくとり、1.0~1.4の範囲とするのが適当であろう。

(c) 系I+II 応力

この場合には、 k -値は、0.8~1.2の範囲にとるのがよいであろう。

Ⅱ.1.3.1.2 閉リブ

閉リブに対しては、つぎのように仮定して十分な精度が保持できる。

(a) リブ側壁: リブはデッキプレートとの接合点で固定、底部で単純支持(端部条件②, 図Ⅱ-1c)と仮定して、 k -値は、荷重状態Cに応じて $k=5.4\sim 9.9$ の範囲とする(表Ⅱ-1参照)。(Ⅱ-1a)式を計算する際に、 h の代りに h' を用いることに注意。

(b) リブ底板: 両端単純支持(端部条件③, 図Ⅱ-1c)と仮定して、 $k=4.0$ 。リブ底板の座屈応力は、荷重状態Aに対して $j>0.86 h'$ 、荷重状態Cに対して $j>0.64 h'$ とされないかぎり、限界応力とはならない。(Ⅱ.1a)式の計算に際しては、 h の代りに j を用いることに注意。

Ⅱ.1.3.2 f_{cr} の算定

定められた k -値を用いて、理論座屈応力 f_i は(Ⅱ.1a)式より計算できる。その値を用いて、図Ⅱ-2のCurve 1より f_{cr} の値が求まる。

f_i が0.75 f_y より小さな値であるときは、 $f_{cr}=f_i$ であるから図Ⅱ-2を用いる必要はない。

厚いリブ(h/t -値の小さなリブ)の場合には、その k -値が f_{cr} 値に影響するところは少なく、この場合には f_{cr} -値はほぼ降伏点応力値に近い値となることに注意しなければならない。

リブの系-II 圧縮応力または系-I+II 圧縮応力による局部座屈に関して注意すべきことは、これらの応力は床桁近傍において最大値をとり、それよりリブのスパン中央方向に向って、急激に減少するものであるから本法によって定められ

る f_{cr} の値は安全側の値を与えるものである、ということである。系-II 応力によって局部的座屈変形が起ることはまずないであろう。というのは、載荷リブの局部座屈によってある程度の変形が起る前に、荷重は膜応力を通じて隣接リブに伝達されてしまうためである。

通常の形状・寸法の鋼床版はその幾何学的条件のためにそのデッキプレートの局部座屈強度は常にリブのそれより大なるものであり、したがってこれについては検討を要しない。

Ⅱ.2 床版の全体座屈

Ⅱ.2.1. 弾性座屈

普通用いられているような寸法の、鋼床版の床桁は、それが床版の横方向補剛材の役目を果たすのに十分な剛度をもつものであり、その座屈は床桁のところで単純支持された縁端載荷板の座屈として扱うことができる。床版の個々の縦リブの座屈は起り得ない、というのは、おのおののリブはデッキプレートや隣接リブによって弾性拘束を受けるものだからである。

主桁のフランジとして等分布圧縮力を受ける床版の全体座屈を考える際には、床版の一部分である1リブだけの鉛直方向の座屈を考えてよい。

オイラーの座屈公式を本書の記号にならって表わすと、理論座屈応力は次式で表わされる。

$$f_i = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{s}{r}\right)^2} \quad (\text{Ⅱ-5})$$

あるいはまた、鋼については、

$$f_i = \frac{286,000}{\left(\frac{s}{r}\right)^2} \quad k/in.^2 \quad (\text{Ⅱ.5a})$$

ここに、 r は1-リブの回転半径であって、3.3.2.2節に定義した、1-リブの断面2次モーメント I_R と、その断面積とから求まるものである。

Ⅱ.2.2. 非弾性座屈

理論座屈応力 f_i が、その材料の比例限界を超えるときは、限界座屈応力 f_{cr} は f_i より小さな値となる。限界座屈応力 f_{cr} は切線弾性係数式で与えられ〔5〕、次式で表わされる。すなわち、

$$f_{cr} = f_i \tau \quad (\text{Ⅱ.6})$$

ここに、 $\tau = E_T/E$ である。

(Ⅱ.3)式で与えられる τ についてのBleichの近似値を用い、(Ⅱ.6)式を f_{cr}/f_y について解くと、

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = 1 - \frac{f_p}{f_y} \left(1 - \frac{f_p}{f_y}\right) \frac{f_y}{f_i} \quad (\text{Ⅱ.7})$$

$f_r/f_y = 0.75$ とすれば、上式は、

$$\frac{f_{cr}}{f_y} = 1 - 0.1875 \frac{f_y}{f_i} \quad (\text{II.7a})$$

(II.7a) 式より計算された f_{cr}/f_y -値を、図 II-2 の Curve 2 として示してある。

比較のために同図中に示した Curve 3 は、 $f_p/f_y = 0.5$ としたときの曲線で、圧延柱の設計に対して Column Research Council が推奨している値である〔8〕。

この、比列限界の決定は、構造用炭素鋼の圧延断面における残留応力の影響の如何によつてなされるものである。

低合金鋼の鋼床版においては、残留応力度の大きさは圧延断面のそれよりも小さいようである。したがって、リブの設計には、 $f_p/f_y = 0.75$ の場合の Curve 2 を用いることが望ましい。

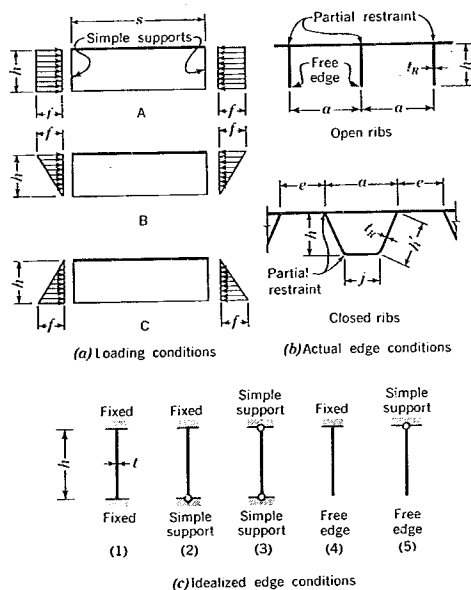


Fig. II.1. Elastic stability of the ribs. Loading and edge conditions

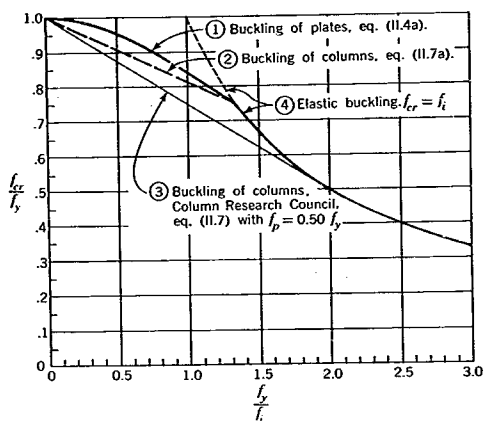


Fig. II.2. Buckling curves for plates and columns

直交異方性鋼床版橋設計便覧

土木研究所資料399

昭. 43. 7. (1968)

国広哲男, 大田 実, 藤原 稔

要 旨

この便覧は1963年にAISCから発行された "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" の全訳である。

この Design Manual は W. Pelican と M. Esslinger の直交異方性版理論による鋼床版橋の設計方法を 実察に使用する上でさらに便利な形に AASHO の基準にしたがってまとめたものである。

Key Words : 鋼床版, 直交異方性版