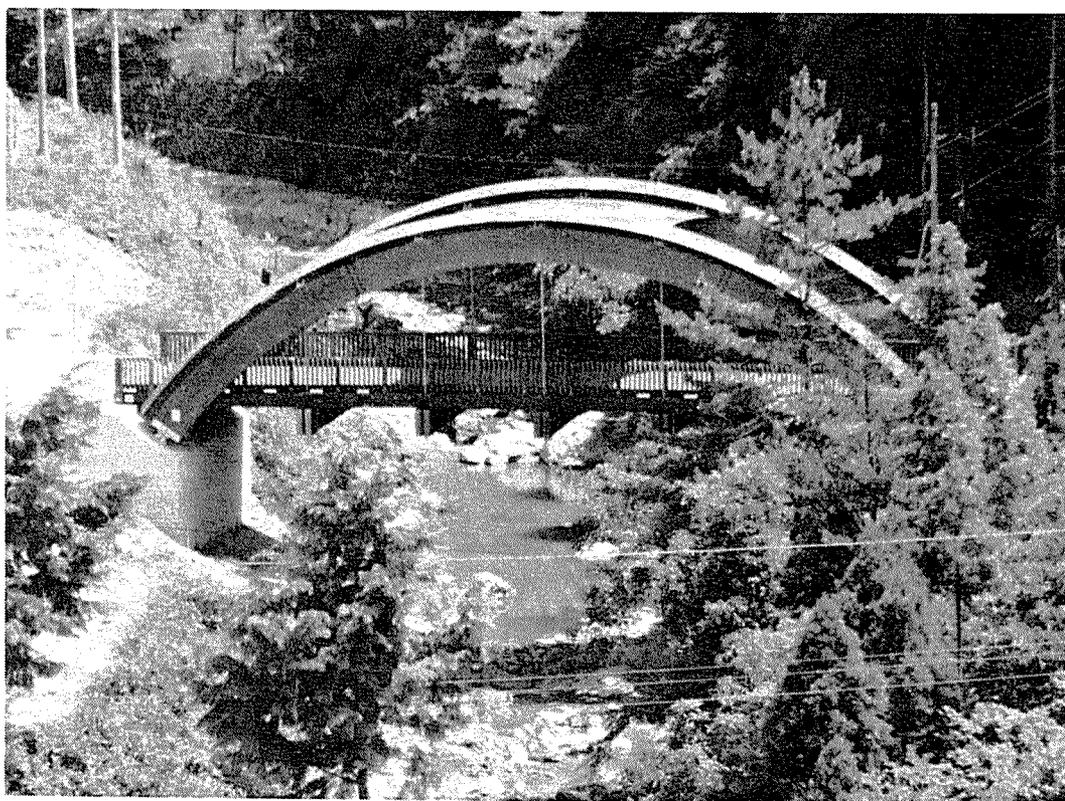


木橋設計施工の手引き



財団法人 日本住宅・木材技術センター

まえがき

近年、経済社会が成熟化し、ゆとりある豊かな生活の実現や自然とのふれあいを求める傾向が強まっている中で、橋梁についても、単に、強度、耐久性、価格等の利便性の面で勝っているのみでなく、アメニティの面で優れていることが求められるようになっていきます。

こうした事情を反映して、一時は皆無といってもよいような状況にあった木橋の建設は、その構成材料である木材のもつ自然のぬくもりが高く評価されて、最近、急増しています。

このような状況にも拘わらず、我が国では、昭和15年内務省「木道路橋設計方書案」があるのみで、現代的な木橋の設計施工指針は皆無であり、このままに推移すれば、荷重や部材の強度評価や木材の防腐措置等の面で適切さを欠く事例が多くなるものと予想されます。

本書は、このような実状を踏まえて、木質部材や接合部の強度評価法、木材の防腐措置法、構造設計法など設計、施工、管理の全般に亘って対処すべき方法を明らかにしております。本書が木橋の計画、設計、施工及び管理に係わる関係の皆様幅広く活用されるよう心から期待いたします。

本書は、次ページに示す委員会の検討の成果です。具体的な作業は木橋分科会が行いました。本書作成に当たり貴重なご指導やご意見をいただきました本委員会の委員各位、多忙な中を積極的に本書作成に取り組んでいただきました分科会の委員各位及び委員会活動を支援していただきました関係官庁の担当官ほかの皆様に対しまして深く感謝を申し上げます。

平成6年3月

(財)日本住宅・木材技術センター

理事長 下川 英雄

建造物適用技術推進委員会

委員長	塩田 敏志	東京農業大学農学部教授
委員	木方 洋二	名古屋大学農学部教授
	大熊 幹章	東京大学農学部教授
	喜多山 繁	東京農工大学農学部教授
	矢田 茂樹	横浜国立大学教育学部教授
	古澤富志雄	職業能力開発大学校助教授
	小林 章	東京農業大学農学部講師
	平井 卓郎	北海道大学農学部教授
	信田 聡	東京大学農学部助手
	小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部接合研究室長
	井上 武	日本道路公団技術部緑化推進課長
	藤内 誠一	(社)日本造園コンサルタント協会技術委員長
	蓮見 隆	(社)日本マリーナ・ビーチ協会調査役
	大曾根 真	日本木材防腐工業会専務理事

建造物適用技術推進委員会

木橋分科会

主査 委員	小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部接合研究室長
	薄木 征三	秋田大学鉱山学部土木工学科教授
	阿部 英彦	足利工業大学工学部教授
	鈴木憲太郎	農林水産省森林総合研究所木材利用部防腐研究室長
	廣田 延雄	(財)林業土木コンサルタンツ常務理事林道技術部長
事務局	牧 勉	(財)日本住宅・木材技術センター試験研究部長
	屋代 榮久	(財)日本住宅・木材技術センター技術主任

はじめに

我が国では、かつて相当数の木橋が一般の道路交通用として架設されていた。昭和15年には、時の内務省から「木道路橋設計示方書（案）」なる木橋専門の設計規準も提案された。戦後、鉄やコンクリートといった主要な工業材料が再び安定的に供給されるに及んで、既存の木橋は「永久橋」と呼ばれる鋼橋やコンクリート橋に置き換えられ、新規に木橋が造られることはなくなってしまった。

しかし、最近の環境問題、自然物への回帰傾向を反映して、我が国においても木材を用いた大規模な木構造が再び注目されるようになり、橋梁の分野においても、アメニティー、林業・林産業の振興、そして、地域特性を生かしたランドマーク造りの面から、木橋が再びクローズアップされようとしている。民間の調査によれば、公園の歩道橋や本格的な林道橋も含めて、現在までに約250橋以上の木橋が造られている。

このように、各地でかなりの数の木橋が新しく造られているにも拘わらず、我が国には、近代的な木橋の設計、施工に関するマニュアル類は存在していない。このため、木橋の設計は外国の示方書や建築学会木構造計算規準等を参考に、試行錯誤に近い状態で行われている実状にあり、近代的な木橋の設計・施工指針の策定が求められている。

本指針（案）はこのような社会的ニーズの変化を受けて、木材、木質材料を主要な構造材料として林道橋、若しくはそれに準じた橋を設計・施工する場合に、最低限必要な技術的ノウハウを取りまとめたものである。

本指針（案）を活用して新しく木橋を設計・施工する場合は、以下の要因を十分に考慮して材料の選択や橋のデザインを行うことが望ましい。

- (1) アメニティー : 木橋に求められる条件の最大のものはアメニティー（好ましさ、快適性。心地よさ）である。木材の天然材料としてのよさを十分に生かした設計・施工を行うことが大切である。
- (2) 地域特性 : 鉄やコンクリートは地域性の乏しい構造材料である。一方木材は「○○産スギ」、「△△産ヒバ」というように、構造材料自体に地域特性を表す呼び名が付けられることが多い。したがって、これらの呼称をたくみに利用することによって、地域産の木材で造られた木橋はその地域の「ランドマーク」としての顔を演じることができよう。
- (3) 林業・林産振興 : 木材の用途としては、住宅等の建築物への利用が量的に最も多いが、橋梁は木材の古くて新しいマーケットとして一定量のまとまった需要が期待できる分野である。

木橋設計・施工指針（案）執筆者名簿

- 主査 小松 幸平 [はじめに、 1. 1、 4.]
（森林総合研究所 木材利用部接合研究室）
- 委員 阿部 英彦 [2. 、 5. 1]
（足利工業大学工学部土木工学科）
- 委員 薄木 征三 [3. 、 5. 2～5. 9、別添計算書]
（秋田大学鉱山学部土木環境工学科）
- 委員 廣田 延雄 [A P P N D I X 1]
（財団法人 林業土木コンサルタンツ）
- 委員 鈴木 憲太郎 [6.]
（森林総合研究所 木材化工部防腐研究室）
- 協力者 長谷部 薫 [別添計算書]
（秋田大学鉱山学部土木環境工学科）
- 協力者 鍵和田 功 [別添計算書]
（松尾橋梁株式会社 技術研究室）
-
- 事務局 牧 勉
（日本住宅・木材技術センター）
- 事務局 屋代 栄久
（日本住宅・木材技術センター）

目 次

1. 総 則	1
1. 1 適用の範囲	1
2. 木橋の種類	2
3. 荷 重	7
3. 1 荷重の種類	7
3. 2 死荷重	7
3. 3 1等および2等林道橋に負載する活荷重	8
3. 4 衝 撃 (I)	11
3. 5 床版のプレストレスカ	11
3. 6 風荷重 (W)	12
3. 7 温度変化の影響 (T)	13
3. 8 地震の影響 (EQ)	13
3. 9 含水率の変化の影響 (MC)	14
3. 10 雪荷重 (MC)	14
3. 11 地盤変動および支点移動の影響 (GD、SD)	14
4. 木質材料と接合具	15
4. 1 構造用木材	15
4. 1. 1 製材の品質	15
4. 1. 2 使用可能な製材の等級	15
4. 1. 3 製材の含水率	15
4. 1. 4 製材の許容応力度一般	15
4. 1. 5 針葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度	16
4. 1. 6 広葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度	17
4. 1. 7 木材の繊維直交方向の許容圧縮応力度	17
4. 1. 8 許容応力度の増減	19
4. 1. 9 製材の弾性係数とクリープ	19
4. 2 集成材	21
4. 2. 1 集成材の品質	21
4. 2. 2 集成材の許容応力度	21
4. 2. 3 許容応力度の増減	23
4. 2. 4 集成材の弾性係数	23
4. 3 LVL	25
4. 3. 1 LVLの品質	25

4. 3. 2	L V Lの許容応力度	2 5
4. 4	接合具	2 7
4. 4. 1	樹種グループ	2 7
4. 4. 2	釘	2 7
4. 4. 3	釘の許容耐力	2 8
4. 4. 4	ボルト	2 8
4. 4. 5	ボルトの許容耐力	2 9
4. 4. 6	式4-4)の係数C	3 0
4. 4. 7	ドリフトピン	3 2
4. 4. 8	ドリフトピンの許容せん断耐力	3 3
4. 4. 9	ラグスクリュー	3 3
4. 4. 10	ラグスクリューの許容耐力	3 4
4. 4. 11	ボルト、ドリフトピン、ラグスクリューの許容耐力 に関する附則	3 5
4. 4. 12	ジベル	3 5
4. 4. 13	ジベルの許容耐力	3 6
4. 4. 14	実験による接合具の許容耐力	3 7
5.	構造設計	3 8
5. 1	構造設計総論	3 8
5. 1. 1	構造計画	3 8
5. 1. 2	各部構造の決定	3 8
5. 1. 3	構造解析の方法	3 8
5. 1. 4	部材断面の検討	3 9
5. 1. 5	接合部の設計	3 9
5. 1. 6	変形、振動等に対する検討	4 0
5. 2	設計計算	4 1
5. 2. 1	荷重調整係数	4 1
5. 2. 2	曲げ材	4 1
5. 2. 3	曲げ材の水平せん断	4 4
5. 2. 4	曲げ材のたわみ	4 5
5. 2. 5	圧縮材	4 5
5. 2. 6	引張材	4 9
5. 2. 7	曲げと軸力	4 9
5. 2. 8	繊維直交方向の支圧	5 0
5. 2. 9	集成材	5 1
5. 3	たわみの許容値	5 3
5. 4	支承部	5 4
5. 4. 1	一般	5 4

5. 4. 2	支承の形式	5 4
5. 4. 3	固定支承	5 4
5. 4. 4	構造細目	5 5
5. 5	地覆および高欄	5 6
5. 6	排水等	5 7
5. 7	橋面舗装	5 7
5. 8	床版	5 7
5. 8. 1	床版の支間	5 7
5. 8. 2	輪荷重の分布	5 8
5. 8. 3	床版の設計曲げモーメントとせん断力	5 9
5. 8. 4	許容応力度	5 9
5. 8. 5	桁端部の床版	5 9
5. 9	集成材桁	6 0
5. 9. 1	対傾構	6 0
5. 9. 2	そり（むくり）	6 0
5. 10	プレストレス木床版	6 1
5. 10. 1	ラミナの種類および配置	6 1
5. 10. 2	プレストレス鋼棒および締着部	6 2
5. 10. 3	再プレストレス	6 2
5. 10. 4	防錆および防腐処理	6 4
6.	防腐耐久設計	6 4
6. 1	部材の防腐	6 4
6. 1. 1	防腐	6 4
6. 1. 2	防蟻	6 6
6. 1. 3	海中使用の部材	6 7
6. 1. 4	加圧注入による防腐・防蟻処理	6 7
6. 1. 5	定期的な塗り直しを前提とした木材表面の防腐処理	7 0
6. 2	接合部の防腐、防錆	7 1
6. 3	構造的耐久性対策	7 1
6. 3. 1	水仕舞	7 1
6. 3. 2	紫外線対策	7 3
6. 4	保守・点検・管理	7 4
6. 4. 1	木部の腐朽の判定方法	7 4
6. 4. 2	点検・管理の方法	7 6
6. 4. 3	総合的な安全性の確認	7 7

APPENDIX-1	素材および丸太を用いた木橋	78
APPENDIX-2	建築指導課長通達によるJAS構造用製材 の許容応力度	83
別添資料	集成材アーチ林道橋設計計算書	

1. 総 則

1. 1 適用の範囲

本手引きは、木材または木質材料を主要構造部材とする木橋についての一般的な方法を定め、合理的な計画、設計、施工、維持管理を行うに資することを目的とし、その適用範囲は林道橋、または、それに準じた橋を対象とする。

設計、製作、維持管理などに十分な配慮を行えば、諸外国にも見られる様に、一般の道路橋としても適用可能である。しかし示方書の整備や近代的な木橋の経験が未だ充分でない現在では、さし当たり、比較的交通量の少ない林道橋や荷重の小さい歩道橋などに適用するのがよいと考えられる。

2. 木橋の種類

木橋の種類は要求される支間長、幅員、荷重の大きさ、空頭制限、用途、環境などを考慮して適切に選ぶものとする。

歴史的に最も古い橋種は石橋であろう。現在、最も一般的に使われている橋種は鋼橋と鉄筋コンクリート橋であるが、もともと鋼橋は木橋から、また、コンクリート橋は石橋から発達したと考えられるので、規模の差はあるが、現在の鋼橋に用いられている形式は殆ど総て過去の木橋に既に見る事が出来る。

即ち、桁橋、方杖桁橋、トラス橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋などをあげることができる。通常要求される支間長の長さに応じて、その形式が選択される。鋼橋の場合と同様に、概ね上記に並べた形式の順に、支間長がより長い場合に採用される形式となる。

なお、簡易に長スパンを採用できる形式として歩行者専用の吊り床版橋がある。

木材は鋼材より強度が低いので、それぞれの適用支間は鋼橋の場合より、相当、小さくなるが、鋼材やコンクリートと混用する場合には、可成り、大きくする事が出来る。もちろん、吊橋、斜張橋、吊り床版橋などには鋼ワイヤーが使用される。

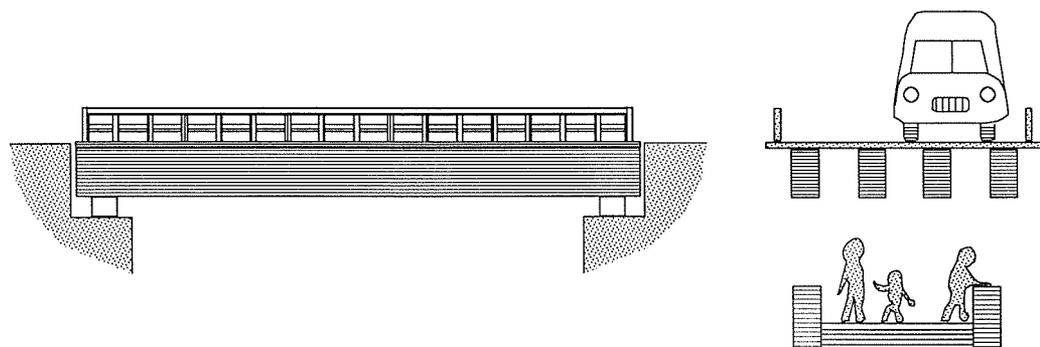
なお、幅員、荷重の大きさ、橋の上方、下方に対する空頭制限、用途、景観などからの要求によっても、これら各橋種の適用長さの間には、實際上、相当、広い選択範囲がある。

更に、空頭制限により、通路が主構造の上部に位置する「上路形式（デッキタイプ）」および主構造の下部に位置する「下路形式（スルータイプ）」に分けられる。

木橋はアメニティーを目的として、しばしば採用されるが、その場合には故意に跳ね橋、カンチレバー橋、太鼓橋、アーチ橋などの形式を用い、そして古い形態を持たせることがある。

次に各形式の特徴の概略を説明する。

- ① 桁橋：短いスパンに適用され、構造も単純であり、数も多い。（図－2.1）



図－2.1 桁橋

- ② 方杖橋：桁橋を中間で支えて、有効スパンを長くした形式である。
(図 - 2.2)

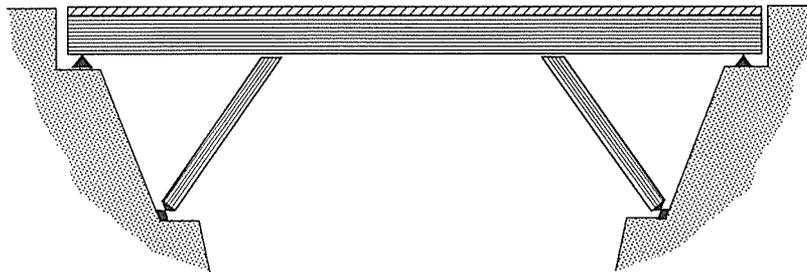


図 - 2.2 方杖橋

- ③ トラス橋：比較的、小さな部材を組み合わせて、長いスパンの橋を可能にする事ができる典型的な構造である。格点が必ずジョイントとなるので、その部分および引張り部材には、適宜、鋼材が併用される。(図 - 2.3)

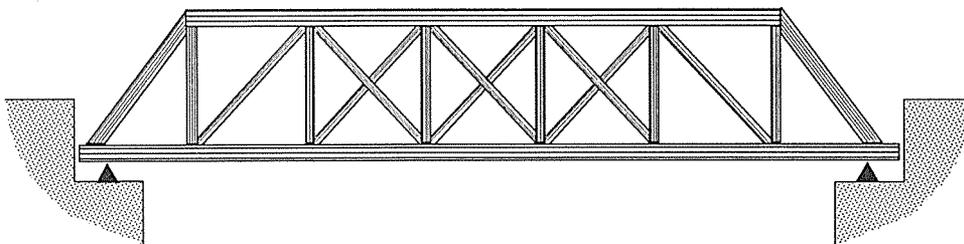


図 - 2.3 トラス橋

- ④ アーチ橋：石橋によく適用されるタイプであるが、より長いスパンの木橋にも有効に用いることが出来る。鋼材との併用はトラスの場合と同様である。
(図 - 2.4)

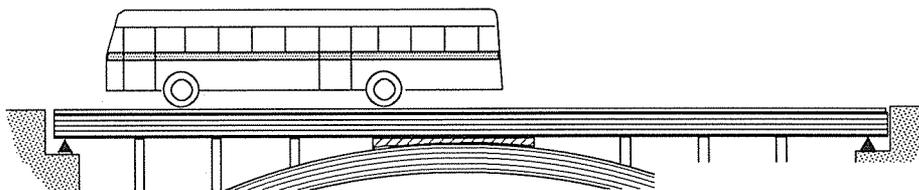


図 - 2.4 アーチ橋

- ⑤ 斜張橋：原理的に歴史は古いが、近來、鋼製、コンクリート製ともに最も目ざましい発展を示している形式で、今まで吊橋が採用されていた様な長いスパンにも斜張橋が採用されるようになった。近頃、長いスパンの木橋にもこの例が見られる。斜めに張るワイヤーは当然、高強度の鋼材である。
(図 - 2.5)

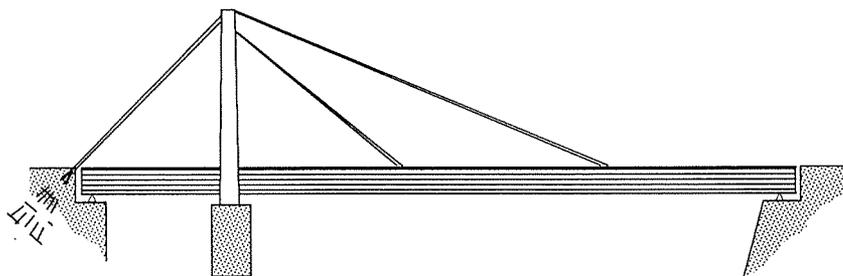


図 - 2. 5 斜張橋

- ⑥ 吊橋：世界の長い著名な橋は殆ど吊橋であるが、橋の形式としては原始的なものの一つである。鋼ワイヤーで桁やトラスを吊る事により、容易に長いスパンを渡る事が出来るので、木橋にも、しばしば、利用されて来た。
しかし吊り構造物の本質として揺れ易いと言う欠点があり、木橋としては余り大きな荷重には適さない。また、風にあおられて損傷した例も多い。
(図 - 2.6)

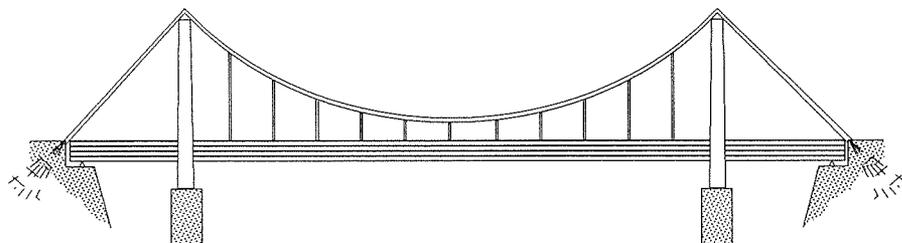


図 - 2. 6 吊橋

- ⑦ 吊り床版橋：吊橋の原型とも言うべきものに「吊り床版橋」がある。これはぴんと張ったロープの上に直に床板を載せたもので、太古の昔からあるが、近代、これが見直され、強力な鋼ケーブルや炭素繊維などの新素材のケーブルを用い、プレキャスト・コンクリート版などを床とした近代的な吊り床版橋が諸処に見られる。現在、我が国ではこの種の橋は人道橋に多いが、外国には車両を通す大規模な例もある。(図 - 2.7)

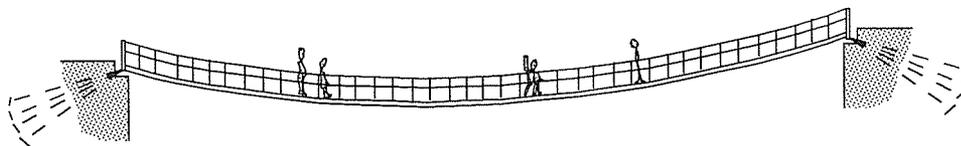


図 - 2. 7 吊り床版橋

- ⑧ プレストレス床版橋：比較的短いスパンで桁高に制限がある場合に用いられる形式である。もともと1970年代にカナダで木ハウトラス橋の釘打ち積層床版を補修するために考案された。図-2.8は米国の例であり、針葉樹ラミナ1枚の断面寸法は幅79mm、高さ340mmの集成材であり、これが91枚幅員方向に接着されずに並んでおり、これらをプレストレス鋼棒で締め付けて床版とする。幅員端はこのプレストレスによる反力を直接受けるので硬い広葉樹ラミナとする。橋長は約10mである。

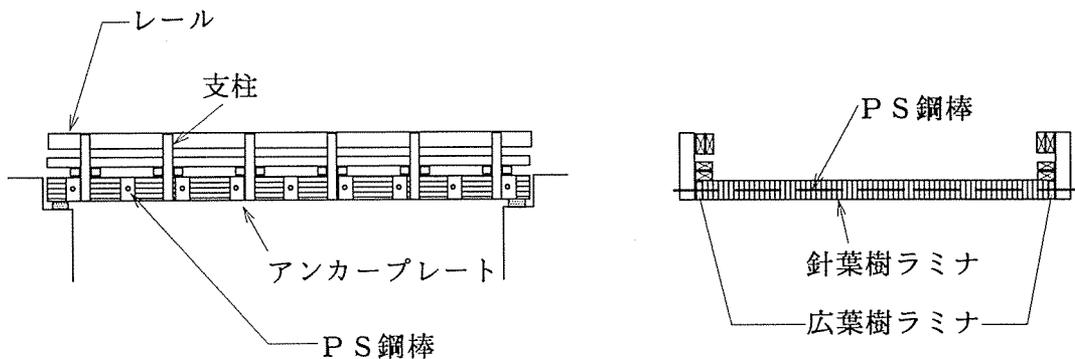


図-2.8 プレストレス床版橋

- ⑨ 補剛トラス桁：単純木桁の下部を鋼トラスで補剛した形式。図-2.9に示すように桁が集成材の場合、継手を設けてスパンを伸ばすことができる。圧縮に強い木材、そして引張に強い鋼の特性を生かすことができる。トラス部で常に圧縮力となる部材は木材としても良い。

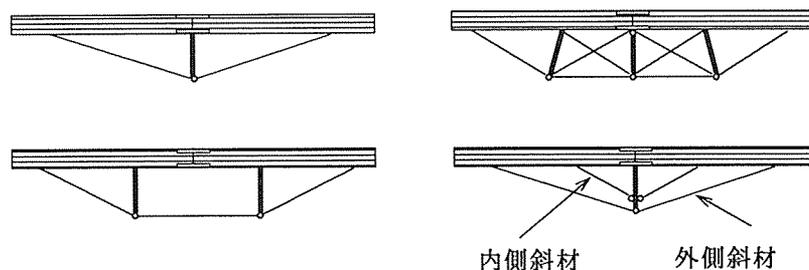


図-2.9 補剛トラス桁橋

- ⑩ その他：山梨県・大月市にある有名な「猿橋」はカンチレバー橋と言う形式で、桁橋のスパンを伸ばすのに有効な形式で両端側の地盤が良好な場合に採用されて来た。(図-2.10) また、オランダ辺りでは運河の船の通行を容易にするために木製の跳ね橋が多く採用された。(図-2.11)

なお、古来、木橋には屋根の付いたものが多いが、これは装飾や通行人のためと言うよりも、むしろ、橋の部材が雨水により腐食するのを防ぐことが主な目的であり、その点、木橋に特有なものと考えて良からう。

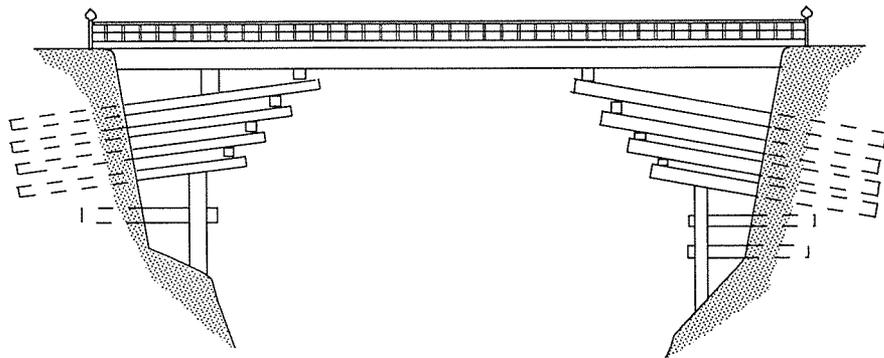


図 - 2. 10 カンチレバー橋

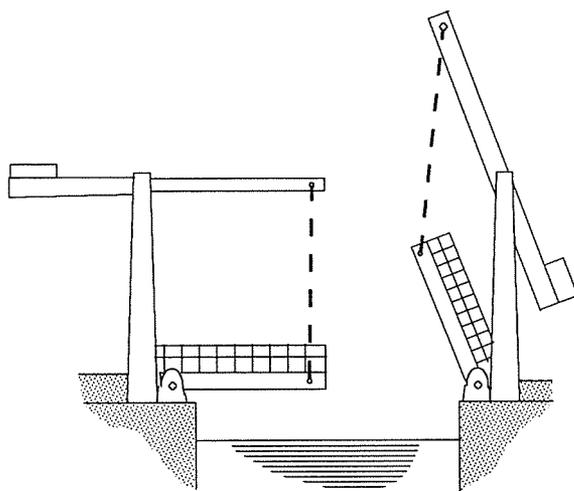


図 - 2. 11 跳ね橋

3. 荷 重

3. 1 荷重の種類

上部構の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

主 荷 重 (P)	1. 死 荷 重 (D)
	2. 活 荷 重 (L)
	3. 衝 撃 (I)
	4. 床版のプレストレス力 (P S)
従 荷 重 (S)	5. 風 荷 重 (W)
	6. 地震の影響 (E Q)
	7. 含水率の変化の影響 (M C)
主荷重に相当する	8. 雪 荷 重 (S W)
特殊荷重 (P P)	9. 地盤変動の影響 (G D)
	10. 支点移動の影響 (S D)

上記の荷重には「3. 5床版のプレストレス力」、「3. 9含水率の変化の影響」などの様に木橋に特有なもの、また、他の橋とは項目は共通であるが、木橋ゆえに値が限定されるもの、さらに、他の橋と全く同一の値が適用できるものがある。以下には使用頻度が高いと思われる道路橋の場合として、主に平成2年2月版の道路橋示方書（日本道路協会）の条文を引用する。しかし用途が変われば流用すべき示方書は異なるし、道路示方書が改訂されたら以下に掲げる条文の値もそれに応じて変更され得ると考えなければならない。

(1) 死 荷 重

死荷重の算出には表-3. 1に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表-3. 1 材料の単位重量
(kgf/m³)

材 料	単 位 重 量	材 料	単 位 重 量
木 材	800	プレレストレストコンクリート	2,500
鋼・鋳鋼・鍛鋼	7,850	コンクリート	2,350
鋳 鉄	7,250	セメントモルタル	2,150
アルミニウム	2,800	歴青材（防水用）	1,100
鉄筋コンクリート	2,500	アスファルト舗装	2,300

木材の単位重量 800 kgf/m^3 は古くから用いられている値であるが、これはクギ、ボルト、ナット、座金およびラグスクリューなどの金具類を含む平均的単位重量である。集成材の場合は15%以下の含水率で製作され、大気中に放置されても含水率が20%を越えることはまれである。よって含水率20%での使用樹種の単位重量がわかり、かつ金具類の全重量も把握できる場合は実単位重量が算出できるので、単位重量として 800 kgf/m^3 以外の値を用いてよい。

(2) 1等および2等林道橋に負載する活荷重

活荷重は自動車荷重（T荷重、L荷重）、および歩道等の等分布荷重とする。

(1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分にはT荷重（図-3.1および表-3.2）を負載するものとする。自動車は1橋につき縦方向には原則として1台、横方向には台数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T荷重の橋軸直角方向の車輪中心の負載位置は車道部分の端部より25cmまでとする。

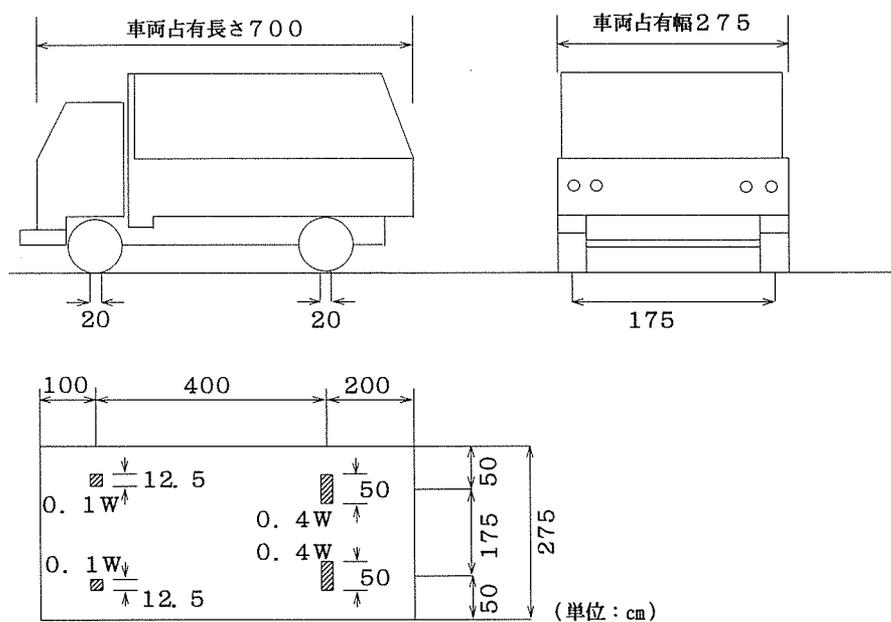


図-3.1 T荷重

表 - 3. 2 T 荷重

橋の等級	荷重	総荷重 W(tf)	前輪荷重 0.1W(kgf)	後輪荷重 0.4W(kgf)
1 等級	T-20	20	2,000	8,000
2 等級	T-14	14	1,400	5,600

車輪接地幅および接地長は図 - 3. 1 参照のこと。

支間長がとくに長い縦桁および床版橋などは、図 - 3. 2 に示す連行自動車荷重(横方向には台数に制限がない)を用いて設計するものとする。

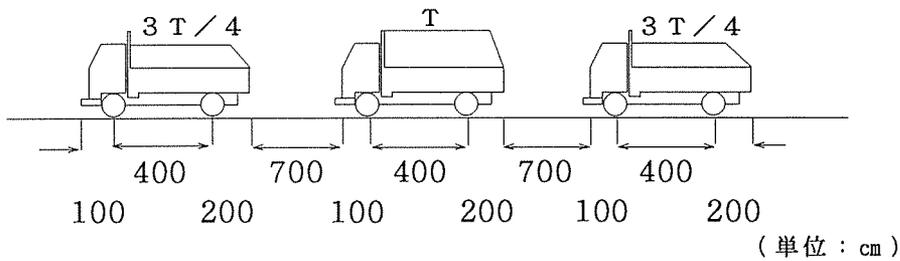


図 - 3. 2 連行自動車荷重

(2) 歩道等には500kgf/m²の等分布荷重を加载するものとする。

2) 主桁を設計する場合の活荷重

主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には1橋につき1個の線荷重と等分布荷重よりなるL荷重を加载するものとする。L荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように橋の幅5.5mまでは線荷重Pおよび等分布荷重p(主載荷荷重)を、残りの部分にはそれらのおのおのの1/2(従載荷荷重)を加载するものとする。(図 - 3. 3 および表 3. 3)

表 - 3. 3 L 荷重

橋の等級	荷重	主載荷荷重 (幅5.5m)			従載荷重
		線荷重 (kgf/m)	等分布荷重 (kgf/m ²)		主載荷重の 50%
			L ≤ 80	80 ≤ L ≤ 130	
1 等橋	L-20	5 000	350	430-L	300
2 等橋	L-14	3 500	1 等橋の70%		

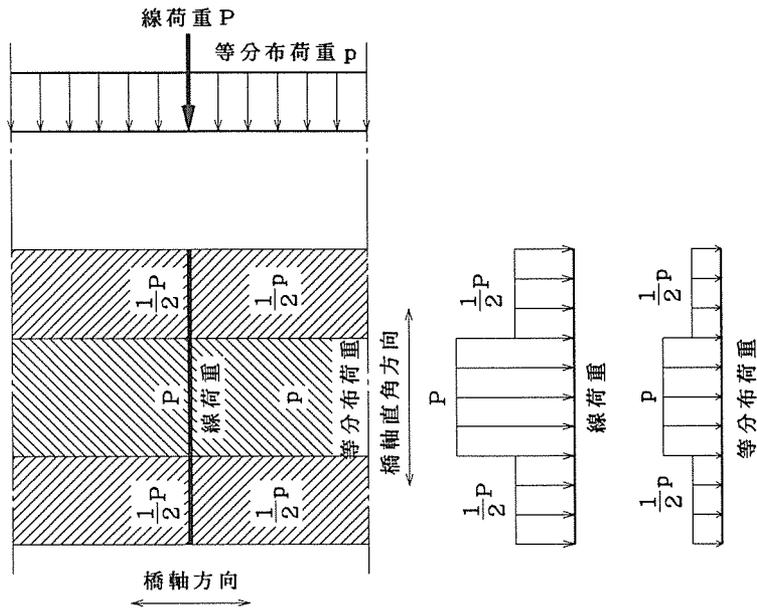


図 - 3. 3 L 荷重

なお、ゲルバー桁の吊桁および片持部に対しては、表 - 3. 3 における支間長 L として、それぞれ図 - 3. 4 に示す L_1 および L_2 をとるものとする。

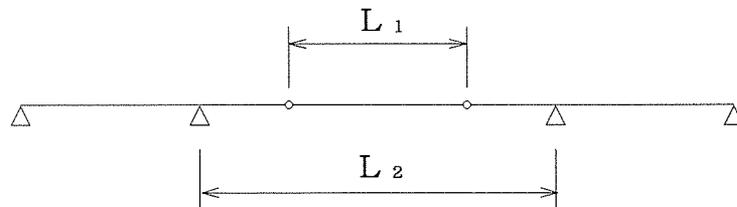


図 - 3. 4 ゲルバー桁における支間長のとり方

- 2) 将来にわたって交通量の少ない行き止まりの林道や木材運搬車以外の一般車がまれにしか通過しない林道にあっては、1) 項の規定にかかわらず、主桁の設計荷重として(1) 項に定める T 荷重を用いてよいこととする。
- 3) 歩道等には表 - 3. 4 の等分布荷重を负载するものとする。

表 - 3. 4 歩道等に负载される等分布荷重

支間長 (m)	$L \leq 80$	$80 \leq L \leq 130$	$130 < L$
荷重 (kgf/m^2)	350	$430 - L$	300

(3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に负载する活荷重は原則として(2) 項に規定する荷重とする。

森林軌道は考慮しないこととした。3等林道橋のT荷重は総重量9tfであるが実行頻度が希と考えられ、ここでは省略する。

林道橋の場合、交通量は少ないが丸太を満載した重トラックが時折通過する点において通常の道路橋とは異なっている。このような実態に合わせるため、主桁の設計においてもT荷重を用いることができる場合として(2)の2)項を設けた。

3. 4 衝撃 (I)

上部構造の主構および部材の設計に用いる衝撃係数は0.25とする。

集成材桁橋の場合、部材の輸送上の制約から支間長は14m程度が限度であり、使用頻度も高いと考えられる。鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数を適用すると $i=20/(50+L)=20/64=0.3125$ となり、 $0.3125 \times 0.8=0.25$ を得る。すなわち鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数の80%を集成材橋の衝撃係数として採用する。カナダのオンタリオ州では鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数の平均値を0.3とし、この70%つまり

$$0.3 \times 0.7 = 0.21$$

を木橋の衝撃係数としている。アメリカでは検討中(1993年4月現在)ながら0.165を採用する方向にある。

3. 5 床版のプレストレス力

木床版にプレストレス力を導入する場合には、設計にこれを考慮するものとする。

- (1) プレストレス力は木材繊維に直角方向に導入するものとし、繊維方向の軸回りの曲げおよびせん断に抵抗できる力を導入する。
- (2) プレストレス直後のプレストレス力は、木材のクリープによって、60%が失われるものとする。
- (3) 橋軸に直角方向にプレストレス力を導入する場合には、T荷重の橋軸直角方向の車輪中心の負荷位置において、ほぼ一様な圧縮応力分布が得られるようにプレストレス鋼棒を配置するものとする。

プレストレス木床版を対象とした規準であり、おもにオンタリオ州道路局およびウイスコンシン州立大とFPL(アメリカ林産研究所)の研究による。木床版の典型例を下図に示す。

図-3.5(a)の形式はカナダで考案されたものであり、本来木トラス橋の床版補修のための構造であった。すなわち、製材ラミナを水平方向に釘を打ちつけて垂直な層を形成し床版としていた(Nail Laminated Wood Deck)ものが、交通量の増加などによって層の剥離(Delamination)をきたし、これを補修するた

めプレストレス鋼棒を挿入し、プレストレス力により締め直したのである。その後単独の床版橋あるいはラーメン橋などとして採用されるに至っている。

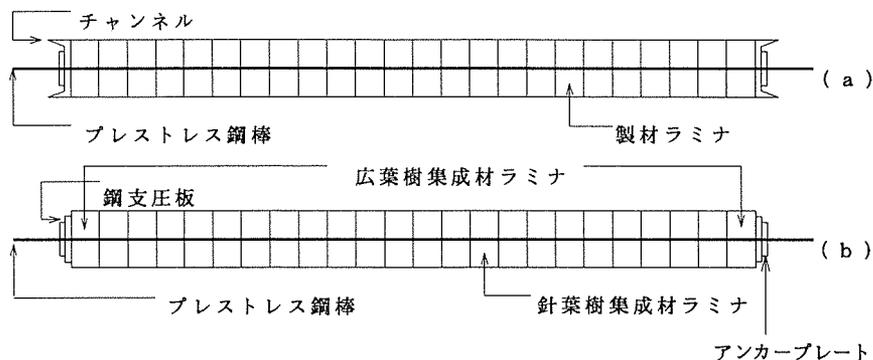


図 - 3. 5 木床版の典型例

(2) の規準は含水率19%以下に乾燥した製材ラミナを用いた床版のプレストレス力の実測から得られたものである。これ以上の含水率のラミナを用いた場合は、クリープと共に、自然乾燥によってラミナの繊維直角方向への収縮が生じる。そのため平衡含水率に到達するまで定期的に再プレストレスを行う必要がある。

図3.5(b)はアメリカで開発された構造であり、製材ラミナを使用せず集成材ラミナとしていること、床版端のラミナはオークなどの広葉樹ラミナとし、これによってチャンネルの代わりに支圧板で済ませていることに特徴がある。

集成材であるから、含水率15%以下で工場出荷される。よってとくに水溶性防腐剤を加圧注入した場合、徐々に大気中の水分を吸収して平衡含水率に到達するので、ラミナの繊維直角方向への膨潤が生じる。これによって木材のクリープが緩和され、プレストレス力の減少は小さいとされる。

3. 6 風荷重 (W)

(1) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように負載するものとする。風荷重の大きさは表-3.5の値を用いるものとする。なお活荷重載荷時には、活荷重に対して橋面上1.5mの位置に150kgf/mの風荷重を作用させることとする。

表 - 3. 5 橋梁の部材に作用する風荷重(kgf/m²)

部材の断面形状		風 荷 重	
		風上側部材	風下側部材
円形	活荷重載荷時	75	75
	活荷重無載荷時	150	150
角形	活荷重載荷時	150	75
	活荷重無載荷時	300	150

(2) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし同時に2方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-3.6に示す値とする。

表-3.6 下部構造に作用する風荷重(kgf/m²)

躯体の断面形状		風 荷 重
円形 小判形	活荷重載荷時	75
	活荷重無載荷時	150
角形	活荷重載荷時	150
	活荷重無載荷時	300

(3) 吊橋、斜張橋および特に可撓性に富む部材については、風の影響による動的な変形・応力なども考慮して設計しなければならない。

「道示」2.1.11、(1)、3)その他の形式の橋梁を準用する。載荷方法は、同解説の(1)、7)と同一とする。

3.7 温度変化の影響(T)

木材の熱膨張は水分による膨張よりはるかに小さい。繊維方向の線膨張係数は樹種によらず鋼より一桁程度小さい。また熱伝導率も小さいため熱膨張は無視してよい。

木材の線膨張係数は、ほぼ一定で 3.5×10^{-6} 程度である。また、気乾状態で20℃における熱伝導率は $0.08 \sim 0.14 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{°C}$ 程度で鋼の約 1/500 である。

支間長が大きいタイドアーチのタイなどが鋼製の場合、鋼の温度変化による伸縮が主構の断面力に与える影響は考慮するものとする。

3.8 地震の影響(EQ)

橋軸方向を除いて地震の影響は無視してよい。

木橋では自重が小さいため、地震が問題となる場合はほとんどなく風荷重が支配するので、橋軸方向を除いて地震の影響は無視してよいことにした。

3. 9 含水率の変化の影響 (MC)

集成材は含水率15%以下で製作される。自然界に曝されると空気中の含水率と平衡を保とうとする性質がある。空気中の含水率は年間でおよそ最小10%から最大20%へと変化する。よって水溶性の防腐剤によって処理された主構の場合、含水率の変化による繊維方向の伸縮は考慮しなければならない。

図-3.6にアカマツの膨張率と含水率の関係を示す。図の β_l の曲線から単位含水率あたりの木材膨張率を求め、含水率の変化による繊維方向の伸縮を考慮し、断面力の算定を行う。他の樹種についても同様とする。

ただし木材表層部の含水率が変化したとしても材内部にまでおよばないことが多い。この場合、繊維方向の伸縮を正確に算定することは困難であるが、安全側で、かつ、過大とならない評価方法をとることが望ましい。

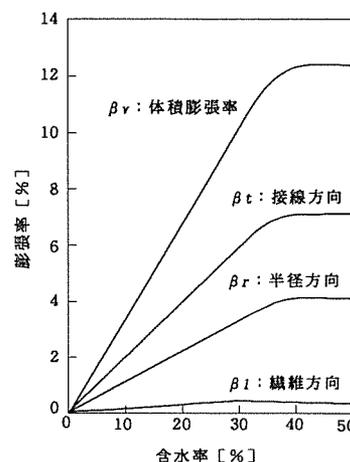


図-3.6

アカマツの含水率と膨張率

3. 10 雪荷重 (SW)

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、架橋地点の実状に応じて適当な値を定めるものとする。

3. 11 地盤変動および支点移動の影響 (GD, SD)

(1) 下部構造に対する地盤変動の影響

下部構造完成後、基礎地盤の圧密沈下などによる地盤変動が予想されるところではこの影響を考慮するものとする。

(2) 上部構造に対する支点移動の影響

不静定構造物において地盤の圧密沈下などのため長期にわたり生じる支点の移動および回転の影響を考えなければならない場合には、その最終移動量を推定して断面力を算出しなければならない。断面力の算出は弾性計算によってもよい。

4. 木質材料と接合具

4. 1 構造用木材

4. 1. 1 製材の品質

木橋に用いる構造用木材の品質は、針葉樹にあっては針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年1月31日 農林水産省告示第143号、以下JAS規格と呼ぶ）、広葉樹にあっては製材等の日本農林規格（昭和56年3月19日 農林水産省告示第406号）を満たすものとする。

4. 1. 2 使用可能な製材の等級

木橋には、JASの1級および2級製材を用いることとし、3級材は使用してはならない。

3級材は信頼性の点で現在では木橋には適当でないと考えた。信頼性が増し3級材に対しても許容応力度が認められた時点では、4. 1. 2の規定はこの限りではない。

4. 1. 3 製材の含水率

針葉樹製材の平均含水率は20%以下とする（JAS規格におけるD15、D20）。

4. 1. 4 製材の許容応力度一般

製材の許容応力度は原則として4. 1. 5から4. 1. 7の各条に示す値を用いるものとする。

一般に許容応力度とは材料強度のばらつき、過大荷重の可能性、設計計算、製作、架設での誤差、経年による材料の劣化等を総合的、経験的に考慮して材料の規定強度を適当な安全率で割り引いた値であり、これを設計の際に用いる。木橋の設計でもこの考えは同様であるが、特に木材は環境や維持管理の状態により劣化の程度や性格が非常に異なること、材質の異方性が著しいこと、また、材料によっては部分による強度のばらつきが大きいこと等に注意しなければならない。

鋼材でも維持管理が悪いと錆びて劣化するが、錆を除去して残った鋼材の強度は低下していないので、残存断面積に基づき、構造物の耐荷力を推定できる。木材の場合は初期の強度の影響は勿論大きいですが、それにも増して雨水の排泄の不適切や塗装剤、防腐剤による保護を怠ると予想外に早く腐食が進行する可能性がある。しかも必ずしも外観から適切に判断できない場合がある。

この様に考えると木橋の寿命は保守が良ければほとんど無限であるとも言えるが、一方、悪ければ意外に短いこともあり得るので、許容応力の意味も不明確になってくる。しかし設計の目安としてやはり一応、設定した方が良いと考えられるので、以下に規定したが、あくまで適切な保守管理が大前提であるから、単に、許容応力で安全が確保されていると考えることは危険である。

4. 1. 5 針葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度

(1) 針葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度は表 - 4. 1 による。

表 - 4. 1 針葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度 (単位: kgf/cm²)

	樹 種	等級	f _c	f _t	f _b	f _s
I 類	べいまつ・ソ連からまつ	1 等	90	65	120	10
		2 等	75	55	95	8
II 類	ひば・ひのき・べいひ	1 等	85	65	110	9
		2 等	70	55	90	7
III 類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	1 等	80	60	105	9
		2 等	65	50	85	7
IV 類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ・べいすぎ・ スプルース	1 等	75	55	95	7
		2 等	60	45	75	6

ただし、f_c: 縦圧縮、f_t: 縦引張、f_b: 曲げ、f_s: せん断

表 - 4. 1 に示した許容応力度は政令第 89 条による値である。一方、J A S 規格に合格した針葉樹製材の許容応力度としては、これとは別に建設省住指発第 16 号 (平成 4 年 1 月 31 日) 住宅局建築指導課長通達によるものがある。しかし、せん断許容応力度が含まれていないこと、樹種群が建築学会木構造計算規準や政令第 89 条のそれらと異なり、ヤング係数と許容応力度との対応関係に一部整合性がとれないこと等の理由から、本設計指針 (案) では、政令第 89 条の許容応力度を掲載した。なお、参考までに、建築指導課長通達による許容応力度の値は APPENDIX - 2 に示した。

4. 1. 6 広葉樹製材の繊維方向の許容引張応力度

広葉樹製材の繊維平行方向の許容引張応力度は表 - 4. 2 による。

表 - 4. 2 広葉樹製材の繊維平行方向の許容引張応力度 (単位: kgf/cm²)

	樹 種	等級	f _c	f _t	f _b
I 類	かし	1 等	113	100	163
		2 等	90	80	130
II 類	くり・なら・ぶな・けやき アピトン	1 等	88	75	125
		2 等	70	60	100
III 類	ラワン	1 等	88	63	113
		2 等	70	50	90
	エッキ (ボンゴシ、アゾベ)		200	150	250

表 - 4. 2 のエッキ以外の値は政令第 89 条による。エッキの値はドイツの文献値を参考にした。

4. 1. 7 木材の繊維直交方向の許容圧縮応力度

(1) 木材の繊維直交方向の許容圧縮応力度は等級に拘らず表 - 4. 3 による。

表 - 4. 3 木材の繊維直交方向の許容圧縮応力度 (単位: kgf/cm²)

		樹 種	許 容 応 力 度	
			許容部分圧縮 (めり込み)応力 f _{c90}	許容全面 圧縮応力度 f _{c00}
針	I 類	べいまつ・ソ連からまつ	30	9.5
	II 類	ひば・ひのき・べいひ	25	9.0
	III 類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	25	8.0
葉	IV 類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ・べいすぎ・ スプルス	20	7.5
広	I 類	かし	40	18
	II 類	くり・なら・ぶな・けやき アピトン	35	14
	III 類	ラワン	30	14
樹		エッキ (ボンゴシ、アゾベ)	80	

表-4.3の値は、エッキ以外すべて建設省告示による。エッキの値はドイツの文献値を参考にした。

(2) 加力方向と繊維方向と任意の角度をなす場合の木材のめり込み許容応力度、及び加力位置による調整係数はそれぞれ図-4.1及び表-4.4による。

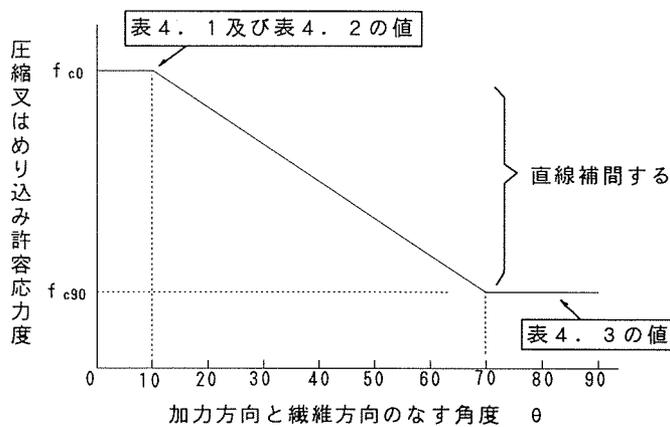
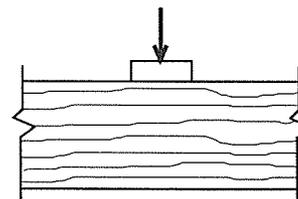
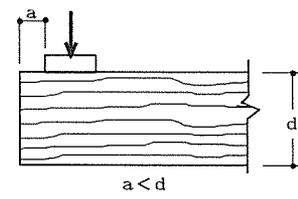


図-4.1 材中間部でめり込みを受ける場合の許容応力度と荷重角度の関係

(3) 木材の繊維に直交方向の許容部分圧縮（めり込み）応力度の加力位置による調整係数

表-4.4 許容部分圧縮応力度の加力位置による調整表

樹種	調整係数	
針葉樹	1.00	0.80
広葉樹	1.00	0.75
	(イ) 材中間部におけるめり込み 	(ロ) 材端におけるめり込み 

(1) の表-4.3の値はエッキはドイツの文献を参考にし、それ以外はすべて建設省告示によった。

(2) は木材の繊維方向による強度の異方性を考慮したものである。

(3) は載荷位置が木材の中間部と端部とで荷重の分散効果が異なることを考慮したものである。

4. 1. 8 許容応力度の増減

- (1) 常時湿潤状態にある場合は、表-4. 1~4. 3の値の70%をとる。
- (2) 直接雨露に曝される場合は、状況に応じて80%まで低減させる。
- (3) 割裂を伴わないせん断の場合、表-4. 1, 4. 2のf.の値を1.5倍まで増すことができる。
- (4) 少量のめり込みを生じても差しつかえのない場合は、表-4. 3の値を1.5倍まで増すことができる。
- (5) 受圧面が追い柵の場合は、表-4. 3の値の2/3をとる。

なお、力を受ける木材の表面の名前は図-4. 2のように分類される。

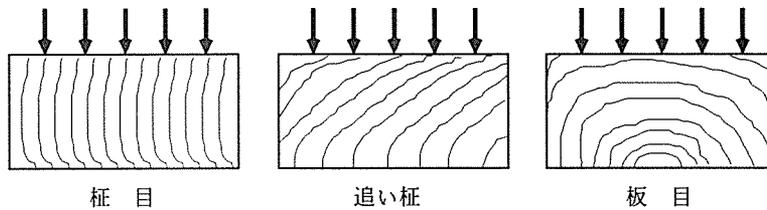


図-4. 2 力を受ける木材の表面の名称

4. 1. 9 製材の弾性係数とクリープ

- (1) ヤング係数を実測しない材料を用いて変形等を計算する場合は、木材の繊維平行方向のヤング係数 E_0 として、表-4. 5の値を用いてよい。

表-4. 5 木材の繊維方向のヤング係数 (単位: 10^3kgf/cm^2)

樹 種		E_0		
		2 等	1 等	
針 葉 樹	I 類	べいまつ・ソ連からまつ	100	110
	II 類	ひば・ひのき・べいひ	90	100
	III 類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	80	90
	IV 類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ*・べいすぎ・ スプルス	70	80
広 葉 樹	I 類	かし	100	110
	II 類	くり・なら**・ぶな・けやき** アピトン	80	90
	III 類	ラワン	70	80
		エッキ (ボンゴシ、アゾベ)	170	

[注] * 気乾比重 0.3 以下のすぎに対しては、表記の値の 70% をとる。

** なら・けやきについては、平均年輪幅 1mm 以上のものとする。

(2) 木材の繊維に直交方向のヤング係数 E_{90} は表 - 4. 5 の値の 1/25 とする。

(3) 木材のせん断弾性係数 G は表 - 4. 5 の値の 1/15~1/20 とする。

(4) 木材のクリープ

一定の荷重が長期間連続して作用する場合、変形は気乾状態では最終的に初期変形の約 2 倍に、湿潤状態または乾湿繰り返し条件下では、約 3 倍になるといわれている。しかしながら、長期荷重が 100% 連続的に作用することはまれで、北米などでは未乾燥の製材品を用いる場合、ヤング係数の値を 1/2 に、気乾の製材品や集成材を用いる場合には 2/3 にとることが推奨されている。

4. 2 集成材

4. 2. 1 集成材の品質

構造用を使用する集成材は、構造用集成材の日本農林規格（昭和61年12月25日農林省告示第2053号）、および構造用大断面集成材の日本農林規格（昭和61年12月25日農林省告示第2054号）に適合する品質を有するものとする。なお、構造用集成材の等級を特級、1級、2級の3等級に分ける。

4. 2. 2 集成材の許容応力度

（1）繊維方向の許容応力度

構造用集成材の特級、1級、2級の繊維方向の許容応力度は表-4.6による

表-4.6 構造用集成材の繊維方向の許容応力度（単位：kgf/cm²）

樹種			等級	許容応力度					
				f_c	f_t	** $f_{b\ x-x}$	** $f_{b\ y-y}$	** $f_{s\ x-x}$	** $f_{s\ y-y}$
針	A類		特級	115	110	165	140	12	10.5
		1	1級	105	95	145	130	12	10.5
		2	2級	90	80	120	110	12	10.5
	B類		特級	105	100	155	130	11	9.5
		1	1級	95	90	135	120	11	9.5
		2	2級	80	75	110	100	11	9.5
葉	B類		特級	100	95	145	115	10	8.5
		1	1級	90	85	125	110	10	8.5
		2	2級	75	70	105	95	10	8.5
	A類		特級	90	85	135	110	9	8.0
		1	1級	80	75	115	95	9	8.0
		2	2級	70	65	95	85	9	8.0
広	A類		1級	105	100	150	135	12	10.5
		1	2級	95	85	125	115	12	10.5
		2							
	B類		1級	90	85	130	115	10	8.5
		1	2級	80	75	110	100	10	8.5
		2							

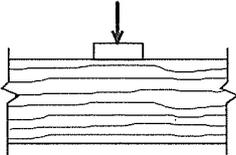
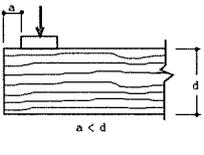
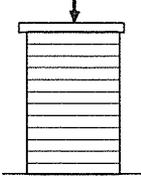
ただし、 f_c ：縦圧縮、 f_t ：縦引張、 f_b ：曲げ、 f_s ：せん断

*：べいすぎ、ロジポールパイン、ポンドロサパインは小断面の構造用集成材の場合のみ使用可

**：X-X 軸は荷重方向またはたわみ方向と積層面が直交する場合、Y-Y は平行な場合である。

(2) 繊維直交方向の許容圧縮応力度 f_{c90} は、表-4.7による。

表-4.7 繊維直交方向の許容応力度 (単位：kgf/cm²)

樹種		許容応力度 f_{c90}		
		許容めり込み応力度		許容圧縮応力度
		(イ) 材中間における めり込み 	(ロ) 材端における めり込み 	(ハ) 全面圧縮 
針葉樹	A 1 類	30	24	9.5
	A 2 類	25	20	9.0
	B 1 類	25	20	8.0
	B 2 類	20	16	7.5
広葉樹	A 類	35	26	14.0
	B 類	30	23	14.0

(3) 繊維に傾斜する方向の許容応力度 $f_{c\theta}$

構造用集成材の繊維方向に傾斜する方向の許容めり込み応力度 $f_{c\theta}$ は、 $\theta = 0^\circ$ から 10° までは表-4.6の f_c をとり、 $\theta = 70^\circ$ から 90° までは表-4.7により、中間角度は直線補間した値とする。(図-4.1参照)

(4) 繊維に直交方向の許容引張応力度 f_{t90}

構造用集成材の繊維に直交方向の許容引張応力度は、表-4.6の f_s の $1/3$ の値とする。

(5) 座屈許容応力度

座屈許容応力度の決定は 5. 2. 5 による。

4. 2. 3 許容応力度の増減

- (1) 常時湿潤状態にあるものに対しては、表-4. 6, 4. 7の値の70%をとる。
- (2) 直接雨露にさらされる場合は、状況に応じて80%まで低減させる。
- (3) 割裂を伴わないせん断に対しては f_c の割り増しを行わない。
- (4) 少量のめり込みを生じてもさしつかえのない部所においては、表-4. 7の値を1.5倍まで増すことができる。逆に変形が重要となる部所においては、許容めり込み応力度を状況に応じて低減する。

4. 2. 4 集成材の弾性係数

(1) 繊維方向のヤング係数 E_c 。

構造用集成材の繊維方向ヤング係数 E_c は、表-4. 8の値とする。なお、集成材のヤング係数を実測した場合、また、ラミナの実測値から集成材のヤング係数を計算して求めた場合は、その値を用いてもよい。

表-4. 8 構造用集成材の繊維方向のヤング係数
(単位: 10^3 kgf/cm^2)

樹 種		等級	**	
			E_{0x-x}	E_{0y-y}
針	A	特級	120	110
	1 べいまつ・ソ連からまつ	1級	110	105
		2級	100	100
		類		
	A	特級	110	100
	2 ひば・ひのき・べいひ	1級	100	95
2級		90	90	
類				
葉	B	特級	100	90
	1 あかまつ・からまつ・つが・べいつが	1級	90	85
		2級	80	80
		類		

樹 類	B	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ*	特級	90	80
	2	いすぎ*・スプルス・ロジポールパイン*・ポンドロサパイン*	1級	80	75
			2級	70	70
広 葉 樹 類	A	ぶな・かば・けやき・なら・しおじ・たも・はるにれ・いたやかえで・アピトン	1級	90	85
	B	ラワン	1級	80	75
			2級	70	70

*: べいすぎ、ロジポールパイン、ポンドロサパインは小断面の構造用集成材の場合のみ使用してよい。

** : X-X 軸は荷重方向またはたわみ方向と積層面が直交する場合、Y-Y は平行な場合である。

(2) 繊維直交方向のヤング係数 E_{90} は、表 - 4.8 の E_{0y-y} の 1/25 の値とする。

(3) せん断弾性係数 G は、表 - 4.8 の E_{0y-y} の 1/15 とする。

(4) 構造用集成材のクリープ変形は、製材に対する扱いと同じとする。

4. 3 L V L

4. 3. 1 L V L の品質

木橋に使用される構造用 L V L は、構造用単板積層材の日本農林規格（昭和 6 3 年 9 月 1 4 日日本農林水産省告示第 1443 号）に適合する品質を有するものとする。

L V L とは単板積層材（Laminated Veneer Lumber）の頭文字を採ったものである。図 - 4. 3 に L V L と合板の製造過程の違いを示す。合板と異なるのは、単板を繊維平行方向に積層接着する点である。

なお、構造用 L V L の場合は集成材と異なり、「曲げヤング係数区分」と「せん断性能区分」の 2 種類の区分表によって、該当する等級の許容応力度が決められている。

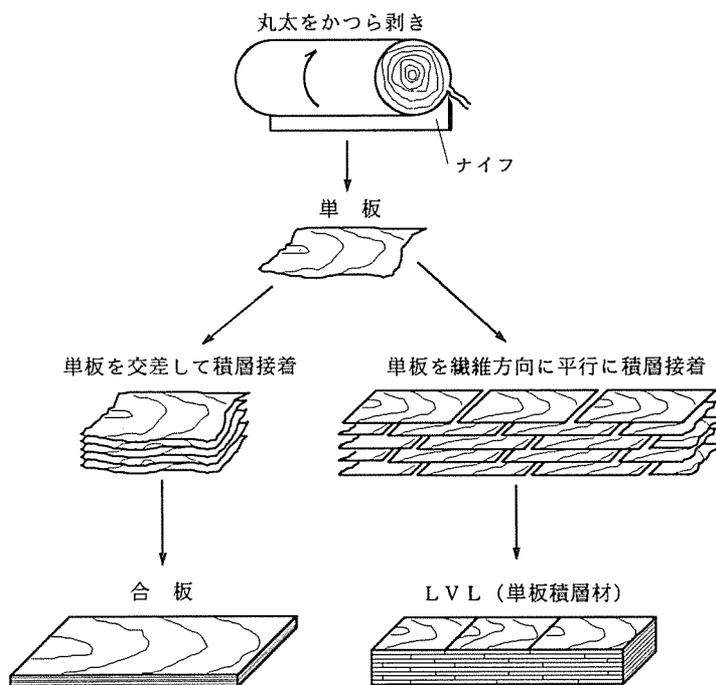


図 - 4. 3 L V L の製造過程

4. 3. 2 L V L の許容応力度

(1) 曲げ、引張、圧縮の許容応力度
L V L の曲げ、引張、圧縮の各許容応力度は、表 - 4. 9 の該当する区分の値を用いる。

表 - 4. 9 L V L の 許 容 応 力 度 表

曲げヤング 係数区分	等級	許 容 応 力 度 (単位 kgf/cm ²)		
		圧 縮	引 張	曲 げ
1 8 0 E	特 級	155	120	195
	1 級	150	100	170
	2 級	140	85	140
1 6 0 E	特 級	140	105	175
	1 級	135	90	150
	2 級	125	75	125
1 4 0 E	特 級	120	90	155
	1 級	120	80	130
	2 級	110	65	110
1 2 0 E	特 級	105	80	130
	1 級	100	65	110
	2 級	95	55	95
1 0 0 E	特 級	85	65	110
	1 級	85	55	95
	2 級	80	45	80
8 0 E	特 級	70	50	85
	1 級	65	45	75
	2 級	65	40	65

(2) 水平せん断許容応力度

L V L の 水 平 せ ん 断 許 容 応 力 度 は、 表 - 4. 1 0 の 該 当 す る 区 分 の 値 を 用 い る。

表 - 4. 1 0 L V L の 許 容 せ ん 断 応 力 度 表

水平せん断性能	許容せん断の応力度 (単位 kgf/cm ²)
6 5 V / 5 5 H	13
6 0 V / 5 1 H	12
5 5 V / 4 7 H	11
5 0 V / 4 3 H	10
4 5 V / 3 8 H	9
4 0 V / 3 4 H	8
3 5 V / 3 0 H	7

(3) 座屈許容応力度

座屈許容応力度の決定は 5. 2. 5 による。

4. 4 接合具

木橋の上部構造の各部材を接合する場合は、原則として金属性の接合具を用いるものとする。

4. 4. 1 樹種グループ

接合部の設計においては、木材の樹種を比重に応じて以下の3グループに分類する。

J 1 : べいまつ、くろまつ、あかまつ、からまつ、つが ($\rho=0.42$)

J 2 : べいひ、べいつが、ひば、ひのき、もみ ($\rho=0.37$)

J 3 : とどまつ、えぞまつ、べにまつ、スプルース、すぎ、べいすぎ ($\rho=0.32$)

ρ は樹種グループ内の気乾比重の下限值である (含水率 15%)。

4. 4. 2 釘

接合に用いる釘は鉄丸釘 (通称 N 釘 JIS-A5508)、太め鉄丸釘 (C N 釘 JIS-A5551) などとする。

接合法は図 - 4. 4 に示す方法が一般的である。

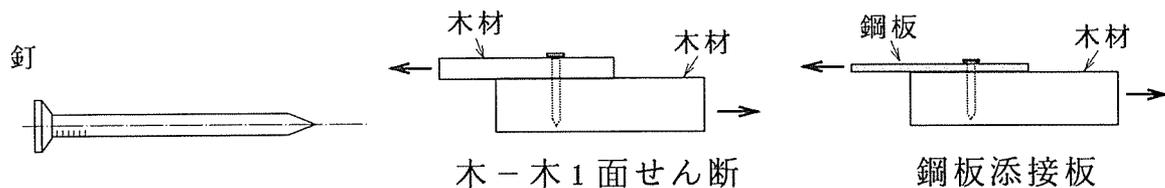


図 - 4. 4 釘接合

釘接合の特徴は以下の通りである。

- ・一本あたりで発揮できる力は小さいものの、適切な釘打ち間隔、端距離、縁距離等を遵守して必要本数の釘を打つことにより、力を分散して伝えることができるので、接合部としては十分な剛性、耐力、そして粘りを発揮する。
- ・施工に余り熟練技術を必要としない。
- ・初期ガタの絶対量がほとんどゼロなので、接合部の変形量を計算通り正確に見積もることができ、精密な構造設計が可能となる。
- ・荷重のかかり始めから直線域がなく、非線形挙動を示す。
- ・木材の強度異方性の影響を余り受けない。加力方向と繊維走向方向のなす角度による許容耐力の違いはない。
- ・クリープ変形が比較的大きい。

4. 4. 3 釘の許容耐力

(1) 1面せん断に対する許容耐力

木材の側面に打たれた一面せん断に対する許容耐力は、加力方向にかかわらず式4-1)を用いて求める。

$$P = kd^{1.8} \quad \dots 4-1)$$

P : 1面せん断に対する許容耐力(kgf)

k : 樹種グループによる係数で J 1、J 2、J 3 に対してそれぞれ 255, 230, 200 をとる。

d : 釘径(cm) ただし、側材厚は釘径の6倍以上、釘の長さは側材厚の2.5倍以上を標準とする。

(2) 2面せん断に対する許容耐力

2面せん断に対する釘の許容耐力は、一面せん断に対する許容耐力の値の2倍にとる。ただし、この場合、各材厚は釘径の6倍以上とし、釘は3材を貫通するか、第3番目の材に対して釘径の9倍以上打ち込むものとする。

(3) 許容耐力の増減

- (a) 加力の方向に並ぶ釘1列の数が10以上の場合は許容耐力を10%低減させる。
- (b) 側材が鋼板の場合、許容耐力を25%増加できる。
- (c) 木材の含水率が常時20%以上の場合は、許容耐力を2/3とする。

4. 4. 4 ボルト

接合に用いるボルトおよびナットはそれぞれ JIS-B1180 および JIS-B1181 の規格に適合したものとする

ボルトによる接合法は、図-4.5に示すように、引張ボルトとせん断ボルトに大別される。

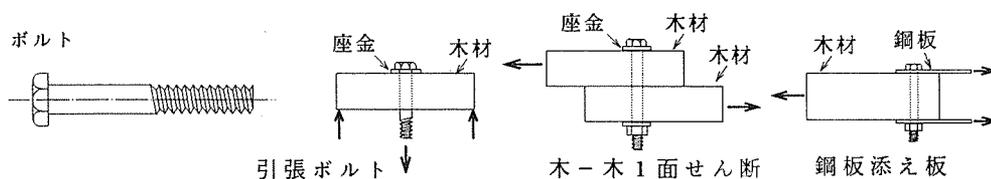


図-4.5 ボルト接合

ボルト接合の特徴は以下の通りである。

- ・最もポピュラーな接合具であり、施工に特別の熟練技術は要求されない。
- ・ネジ山を傷めないように打ち込む必要があるため、鋼板を側材とする場合、先孔はボルト直径 + 1 ~ 2 mm 程度とする必要がある。そのため、単独で用いると初期ガタが避けられず、接合部の正確な変形量を推定することが困難な場合が多い。
- ・細長比の大きなボルト接合は原則的に粘り強い性能を発揮する。逆に、細長比が 8 以下の太くて短いボルト接合は脆性的な破壊性状を示す。
- ・座金を介しての締め付け力は木材と側材の間に摩擦力を付与するため、摩擦力が効いている間は剛性が高くなる場合もある。
- ・ボルト接合は大変形領域に達すると、座金が木材にめり込んでボルトに軸方向抵抗力を発生させ、せん断抵抗能力を増大させる。その結果、ボルト接合部の見かけのせん断耐力は座金のないドリフトピンの約 1.5 倍に達する。

4. 4. 5 ボルトの許容耐力

(1) ボルトの許容引張耐力

ボルトの許容引張耐力は式 4-2) と式 4-3) のうち、小さい方の値をとる。

$$P_t = 0.50 F \cdot A_z \quad \dots\dots 4-2)$$

$$P_t = f_e \cdot A_w \quad \dots\dots 4-3)$$

- P_t : ボルトの許容引張耐力
- F : ボルト用鋼材の基準強度
(中ボルトでは 2400kgf/cm²)
- f_e : 木材の許容めり込み応力度
- A_z : ボルトの軸断面積
- A_w : 座金の面積

(2) ボルトの許容せん断耐力

ボルトの許容せん断耐力は式 4-4) による。

$$P_a = C \cdot f_c \cdot d \cdot l \quad \dots\dots 4-4)$$

- P_a : ボルト接合部の許容せん断耐力(kgf)
- f_c : 主材の許容圧縮応力度(kgf/cm²)
- l : 有効ボルト長さ(cm) (図 4. 5 参照)
- d : ボルト径(cm)
- C : 接合形式とその破壊形式によって定まる係数

4. 4. 6 式 4 - 4) の係数 C

係数 C の値は接合部の形式 (図 - 4. 5 参照) に応じて次の値をとる。
ただし、式中の記号は次による。

α : 側材厚 / 主材厚 (l'/l)

β : 側材と主材の圧縮強度の比 (f_c'/f_c)

F : ボルトまたはドリフトピンの鋼材の基準強度 (kgf/cm^2)

γ : ボルトまたはドリフトピンの鋼材の基準強度と主材の圧縮強度の比 ($\gamma = F/3f_c$)

f_c および f_c' : 主材および側材の許容めり込み応力度

(1) 木材の主材および側材よりなる接合部の場合、4つの値の中最小のものとする。

① $2\alpha\beta$,

② 1,

③
$$\sqrt{\frac{8\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2} + \frac{8\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1},$$

④
$$\frac{d}{l}\sqrt{\frac{8\beta\gamma}{3(1+\beta)}}$$

(2) 木材の主材および鋼板を添え板とす接合部の場合、2つの値の中小さい方のものとする。

① 1,

②
$$\frac{d}{l}\sqrt{\frac{8}{3}}\gamma$$

(3) 木材の主材の中央部に鋼板を挿入したボルト接合部の場合、3つ値の中最小のものとする。

① 1,

② $\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1,$

③ $\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma}$

(4) 木材と木材の1面せん断ボルト接合部の場合、次の6つの値の中、最小のものとする。

① 1,

② $\alpha \beta,$

③ $\frac{\sqrt{\beta + 2\beta^2(1 + \alpha + \alpha^2) + \alpha^2 \beta^3} - \beta(1 + \alpha)}{1 + \beta},$

④ $\sqrt{\frac{2\beta(1 + \beta)}{(2 + \beta)^2} + \frac{2\beta \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2 + \beta)}} - \frac{\beta}{2 + \beta},$

⑤ $\sqrt{\frac{2\alpha^2 \beta^2(1 + \beta)}{(2\beta + 1)^2} + \frac{2\beta \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta + 1)}} - \frac{\alpha \beta}{2\beta + 1},$

⑥ $\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2\beta \gamma}{3(1 + \beta)}}$

(5) 木材と鋼板の1面せん断ボルト接合の、次の3つの値の中、最小のものとする。

① 1,

② $\sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1,$

③ $\frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$

接合部の形式は図 - 4. 6 に示す。

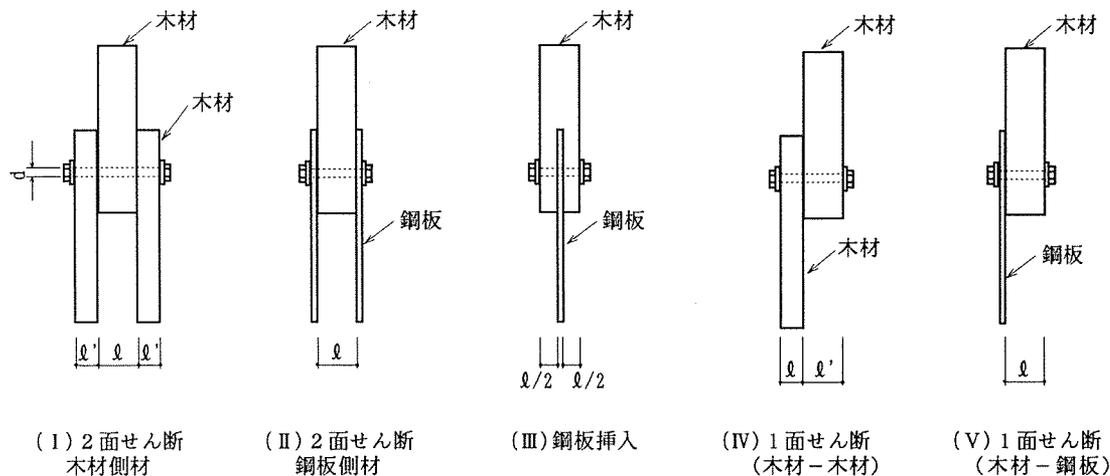


図 - 4. 6 ボルト接合の形式 (一部ドリフトピン接合も可)

4. 4. 7 ドリフトピン

接合に用いるドリフトピンは JIS-G3101 に規定された SS400 相当の鋼棒から切り出されたものとする。

ドリフトピンの品質に関しては明確な規格はないが、実際に用いられるものは JIS-G3101 に規定された SS400 相当の鋼棒から切りだされる場合が多い。

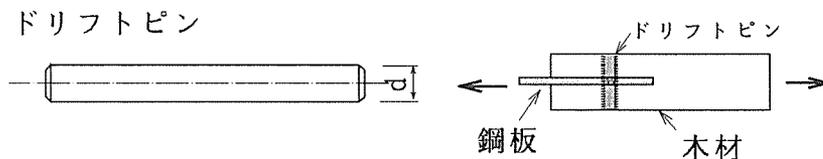


図 - 4. 7 ドリフトピン接合

ドリフトピン接合の特徴は以下のとおりである。

- ・ドリフトピンの先端は打ち込み易いように図 - 4. 7 のように角を落とすのが普通である。
- ・ボルトに似た機能を有する接合具であるが、単に木材中に打ち込んでせん断抵抗治具として使用する。
- ・木材同士を接合する場合には、ピン直径より幾分小さめの先孔を開けてハンマー等で叩き込む。鋼材を側材 (挿入材) とする場合は、良くてピン径と同寸、悪くてピン径 + 1 ~ 2 mm 程度の先孔を開ける場合が多いので、ボルト同様初

期ガタが発生する。

- ・初期剛性に関しては同じ径長比のボルト（初期ガタを差し引いた真のすべり量で比較して）と同じ性能を発揮するが、座金による締め付け力がないので、大変形領域に入ってから耐力はボルトの75%程度である。
- ・座金がないため、鋼板を材中に挿入させる鋼板挿入型ドリフトピン接合とすることにより、外部に金属がほとんど露出しない接合部を構成することができる。そのため、美観、防耐火性に優れており、最近の中・大規模な木構造の接合部に使われることが多い。
- ・径長比の大きなドリフトピン接合は原則的に粘り強い性能を発揮する。しかし、細長比が8以下の太くて短いドリフトピン接合は脆性的な破壊性状を示す。

4. 4. 8 ドリフトピンの許容せん断耐力

ドリフトピンの許容せん断耐力は、ボルトの許容せん断耐力と同じ式(4-4)を用いて算出するものとする。

4. 4. 9 ラグスクリュー

ラグスクリューは原則として鋼材を介した接合に用いるものとし、その材質は JIS-G3101 に規定された SS400 相当とする。

ラグスクリューの材質や形状に関する J I S 規格はない。現在出回っているものは、民間の自主的な規格（ラグスクリュー懇談会）によるもので、ドイツの D I N 規格に準拠したものであると言われている。材質はドリフトピンと同様に SS 400 に準拠している。図-4. 8 に外観を示す。

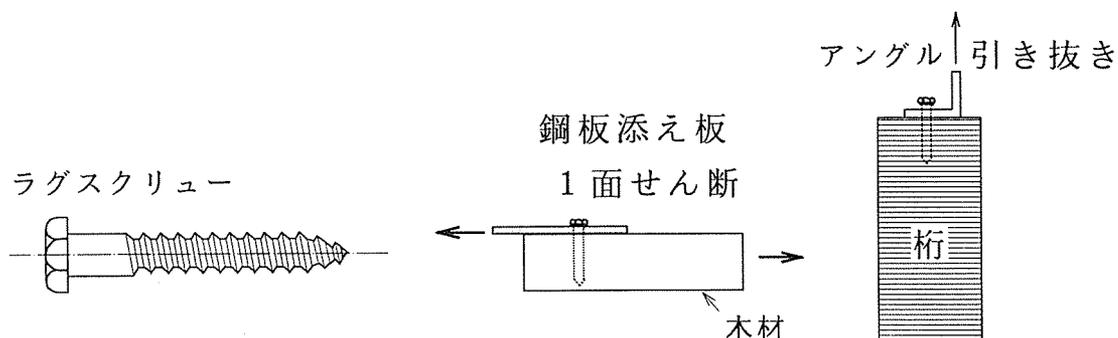


図-4. 8 ラグスクリュー接合

ラグスクリュー接合の特徴は以下のとおりとする。

- ・日本では鋼板添板の場合しか許容耐力は認められていない。
- ・鋼板添板接合の場合、木材側の先孔はラグスクリューの直径より小さく（後述）、鋼板側の先孔径は直径と同寸程度で良いので、ボルトに比べると初期ガタは少なく、初期剛性は大きい。
- ・基本的に片側から接合するタイプの接合具であるので、ボルトのように長い先孔を木材中に貫通させる必要がなく、孔開け作業が比較的楽である。
- ・木材側に開ける先孔直径はネジ部と胴部で異なる。低比重のスギやエゾマツ・トドマツ等の場合、ネジ部の先孔径は胴部直径の40～70%、ヒノキやベイマツでは60～75%、高比重の広葉樹では65～85%とする。また、胴部の先孔径は胴部と同寸とする。

4. 4. 10 ラグスクリューの許容耐力

(1) 許容せん断耐力

(a) 側材に鋼板を用いた木材の繊維方向の力を受ける場合のラグスクリューの許容せん断耐力は式4-5)による。

$$\begin{aligned} 4 \leq l/d \leq 10 & \quad \text{の場合、} & P = 62.5 \rho d l \\ l/d > 10 & \quad \text{の場合、} & P = 625 \rho d^2 \end{aligned} \quad \dots\dots 4-5)$$

P: ラグスクリューの許容せん断耐力(kgf)

d: ラグスクリューの軸径(cm)

l: ラグスクリューの打ち込み長さ(cm)

ρ : 木材の気乾比重

上記の許容せん断耐力は鋼板の厚さが13mmまでのものに適用する。

13mm以上の厚さのものについては、ラグスクリューの打ち込み長さの比で低減する、鋼板の材質は「鋼構造設計規準」による。

(b) ラグスクリューが木口に打ち込まれた場合の許容せん断耐力は、側面打ちの2/3とする。

(2) 許容引抜耐力

ラグスクリューのねじ部の単位長さ当たりの許容引き抜き耐力 P_w は式4-6)で求める。引抜耐力を求める際、ラグスクリューの許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$P_w = 60 \rho^{0.8} d \quad \dots\dots 4-6)$$

P_w : ラグスクリューの単位長さ当たりの許容引抜耐力(kgf/cm)
 ρ : 木材の気乾比重
 d : ラグスクリューの直径(cm)

4. 4. 1 1 ボルト、ドリフトピン、ラグスクリューの許容耐力に関する附則

(1) 加力方向の影響

木材の繊維に直交方向に力を受ける場合の許容せん断耐力は、繊維平行方向に力を受ける場合の許容耐力の 1/2 とする。

(2) 中間角度の加力を受ける場合

荷重角度が 0° と 90° の間の場合は次式を適用する。

$$R_\theta = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta} \quad (\text{ハンキンソン式})$$

R_θ : 角度 θ のときの許容耐力

R_0 : 繊維方向の許容耐力

R_{90} : 繊維直交方向の許容耐力

(3) 接合部に複数個の接合具を用いる場合は許容耐力を接合具の数に応じて低減させる。

(4) 接合具の許容耐力は、木材の含水率に応じて調整する。常時、湿潤状態にある場合の許容耐力は乾燥時の 2/3 とする。

4. 4. 1 2 ジベル

ジベルはボルトと併用するものとする。

ジベルは必ずボルトと併用して使用するもので、ボルト接合で最も力の集中する主材(木材)と側材(木材、または鋼材)との接合界面に存在し、大きな耐圧面積を生かしてボルトのせん断抵抗能力を増すための補助的な接合具である。

図-4.9に現在我が国で使われている代表的ジベル2例を示す。

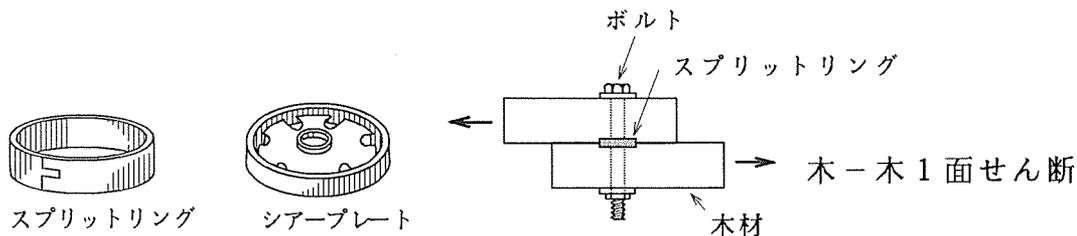


図 - 4. 9 代表的ジベルの形状

ジベル接合の特徴は以下のとおりである。

- ・ 彫り込み式ジベル（シアープレート、スプリットリング、アペルリング等）の加工には専用のカッターが必要で、加工精度が要求される。精度が良ければクリープ変形の少ない接合部が期待できる。加工精度が悪いと、ボルト単独の場合より初期ガタが大きくなることもある。
- ・ 圧入式ジベル（ブルドックジベル等）は特別のカッターを必要としないが、ジベルを材中に圧入するのに、油圧ジャッキ等の圧入用治具が必要である。初期ガタが発生する可能性は彫り込みジベルよりは少ない。
- ・ ジベルは本来木造トラスの節点におけるせん断耐力を増強するため開発されたもので、一個あたりの耐力は大きいですが、端距離や縁距離、ジベル相互の間隔等はそれぞれのジベルによって実験的に確認する必要があるので、一接合部にジベルを多数個使用する場合には慎重な設計が要求される。
- ・ ジベル接合は耐力は大きいですが破壊性状は一般的に脆性的で、靱性に期待した接合（例えばラーメン構造）より、強度に期待した接合部（例えばトラス構造）に適している。
- ・ 日本で使われているジベルとしては、シアープレート、スプリットリング、アペルリング（彫り込み式ジベル）、および、ブルドックジベル（圧入式ジベル）がある。これらは全て輸入品である。

4. 4. 1 3 ジベルの許容耐力

ジベルの許容耐力は、原則として実験によって定める。実験によって許容耐力を定める方法は、建築学会（編）木構造計算規準に準ずるものとする。

4. 4. 1 4 実験による接合具の許容耐力

接合具の許容耐力を実験によって決定する場合は以下の式による。

$$P_a = T_L / a \cdot b$$

ここで、

P_a : 接合具の許容耐力

a : 安全率 (1.5~2 の範囲で、本手引きでは 1.5)

b : 長期応力に対する係数 (2~3の範囲で、本手引きでは 2)

T_L : 実験により得られた接合具の最大耐力 (P_{max}) の下限 5% 値で、順位法や各種の統計的手法により決定する。

建築学会では、この T_L は、最大耐力の母集団分布を対数正規分布と考えることにより次式から推定できるとしている。

$$\log (T_L) = \bar{x} - K \cdot S$$

\bar{x} : 試験データ (最大耐力) の対数の平均値

S : 試験データ (最大耐力) の対数の標準偏差

K : 試験体数に依存する定数で表 - 4. 1 1 による

表 - 4. 1 1 K値表

試験体数	6	7	8	9	10	11	12	15	20	25
K	2.336	2.250	2.190	2.141	2.103	2.073	2.048	1.991	1.933	1.895

5. 構造設計

5. 1 構造設計総則

5. 1. 1 構造計画

木橋を計画する場合には、用途、使用期間、環境などを考慮し、スパン、荷重などの規模に応じて2章に示す様なものから構造形式を選択するものとする。

現在、木橋が計画されるのは例えば、経済性、簡易性、アメニティーなどが発想の源となることが一般である。

使用期間が限られた場合、例えば工事用の仮設備としての木橋であれば、腐朽対策の重要性も低く、他の材料の橋と同様、許容応力などもある程度、高めに取ることが許される。

しかし長期に亘っての使用が計画される場合には、屋根を付けることなども含めて、十分な腐朽対策、維持管理を続けなければならない。設計における許容応力はそれを前提として与えられていることを忘れてはならない。

経済性を考えると、重要度によって取扱いに差が付くことは当然であるが、安全性をおろそかにすることはできない。

5. 1. 2 各部構造の決定

応力の伝達が確実であり、腐朽の恐れが出来るだけ少なくなるよう、各部の構造を決定するものとする。

部材応力の伝達が円滑で確実であることが重要であることは鋼構造などと同様であるが、木構造の場合、材質のばらつきが大きいことを考慮し、ゆとりを持たせることが必要である。

木材を防腐処理することは勿論、重要であるが、細部構造においても雨水が流入したり、溜まることがないように、配慮しなければならない。

5. 1. 3 構造解析の方法

解析の方法は鋼構造に準じて行ってよいが、木材の異方性、クリープ、湿度の影響など、鋼材と異なる特質に留意しなければならない。

構造の全体解析は基本的には鋼構造などと同様と考えてよい。しかし部材の構成などにおいて木材にはクリープの現象があること、湿度により体積変化や強度

変化があること等に留意する必要がある。

また、上記の木材の諸性質には著しい異方性があること、即ち、方向により変化することが均質性の強い鋼材と非常に異なることに注意しなければならない。

5. 1. 4 部材断面の検討

3章の荷重および4章の許容応力に基づいて断面を算出するものとする。ただし、腐朽しにくい断面形状を選ぶと共に、ある程度、腐朽代を考慮するのがよい。

原則として鋼構造の場合、3章の荷重および4章の許容応力に基づいて断面を算出してよい。許容応力にはある程度の径年による劣化は考慮されているが、腐朽しないよう、常識的な維持管理が大きな前提条件となっていることに留意すべきである。しかし雨露に曝される木橋ではある程度の腐朽は避けられないので、使用予定の年限にもよるが、相当の腐朽代を考慮して置く必要がある。

5. 1. 5 接合部の設計

- (1) 接合部は原則として部材の全強に対して設計する。ただし、強度以外の理由で部材断面に余裕がある場合には作用応力を参考としてよい。
- (2) 接合部に鋼材を使用する場合、鋼材から木材に応力が集中的に移行せず、均等に分散して移行するよう、構造を考慮するものとする。
- (3) 鋼材どうしの接合は鋼構造の規準によるものとする。

(1)の「接合部の全強」とは部材が持っている全強度を伝え得る継手のことである。接合部の強度のために部材の強度が、充分、発揮されないことは不合理であると言う考えに基づいている。しかし、しばしば、強度以外の理由で大きな断面を使用することもあり得るので、その様な場合には経済性を考え、作用応力に基づいて接合部を設計してよい。

(2)接合部の構造には多くの種類が試みられているが、一般に木部材どうしの接合には釘やボルトが使用され、また、鋼板を介する場合には、更に、ラグスクリー、ピンなどが使用されている。

しかしこれらの鋼材と木材とでは強度に大きな差があることや木材には方向による強度の差が大きいことなどに留意すべきである。

即ち、太い径のものを小数使用すると、鋼板に対しては差し支えないが、木材

に対しては局部的に応力が高過ぎて木材の方の孔が広がったり、割れたりする。むしろ、細い径のものを多数、均等に分散使用するのがよい。

また、接着剤と併用するのも有効であると考えられる。

(3) 上記(2)で鋼材どうしを接合する部分については、鋼構造に関する然るべき規準類によればよいが、外観を重んじる場合など、他の木質部分との間に違和感がないよう配慮する必要がある。

5. 1. 6 変形、振動等に対する検討

必要に応じて荷重を載荷した時の橋梁のたわみ、捩れ、振動等に対する検討を行うものとする。

荷重を載荷した時のたわみや捩れは一般的には橋の強度に、直接、関係はないが、長期的には接合部の緩み、舗装の割れの原因となる。

また、剛度が低いことは一般的には振動し易い構造を意味するので、橋のたわみに対して制限を加えることがある。この場合、鋼歩道橋に対する規準などを参考とするのがよい。しかし、余り根拠もなく、厳しく制限することは無意味に経済性を損なうことになるので注意すべきである。

振動については強度上の問題と歩行者に及ぼす心理的影響が考えられる。前者に対しては解析により判断し、後者に対してはたわみの場合と同様、鋼歩道橋などの場合を参考として制限値を定めるのがよい。

5. 2 設計計算

5. 2. 1 荷重調整係数

原則として連続的または累積的に10年間にわたって許容応力度一杯の応力が部材に作用する場合を規準とする。それ以外の期間もしくは条件の場合、次の係数を許容応力度に乗じる。

$C_D = 0.90$	永久
1.00	10年間
1.15	2ヶ月
1.25	7日
1.33	風または地震
2.00	衝撃

以下の手順で行う。

ただし、DL=死荷重，LL=活荷重，SL=雪荷重，WL=風荷重。

- (1) DLによる計算応力度 $\leq 0.90 \times$ 許容応力度
- (2) (DL+LL)による計算応力度 $\leq 1.0 \times$ 許容応力度
- (3) (DL+LL+SL)による計算応力度 $\leq 1.15 \times$ 許容応力度
- (4) (DL+LL+SL+WL)による計算応力度 $\leq 1.33 \times$ 許容応力度

係数 C_D は木材のヤング係数 E と F_c には適用しない。永久荷重が全荷重の90%以下なら $C_D=1$ の場合が支配的である。

5. 2. 2 曲げ材

(1) 曲げ応力度

曲げ応力度は次式で計算される。

$$f_b = \frac{M}{S} \quad \text{長方形断面に対して} \quad f_b = \frac{6M}{bd^2}$$

ここで b = はり幅、 d = はり高。

(2) 横安定性

対傾構の間隔または片持はりの支間を l_u とする。

1) 細長係数 C_s

$$C_s = 0.538 \frac{\sqrt{l_e r_x}}{r_y} \leq 50$$

ただし r_x, r_y は、 x 軸、 y 軸まわりの断面2次半径である（図-5.1参照）。

l_e は有効座屈長であり以下のようにとる。

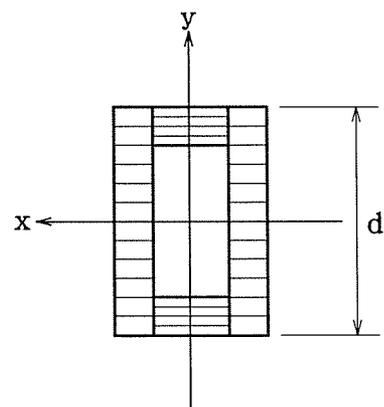


図-5.1断面二次半径

$d = \sqrt{12} r_x$ である。

- ① 単純けたの支間中央に集中荷重作用

$$l_e = 1.37 l_u + 3d$$

- ② 単純けたに等分布荷重作用

$$l_e = 1.63 l_u + 3d$$

- ③ 単純けた両端に等曲げ荷重作用

$$l_e = 1.84 l_u$$

- ④ 片持はりの自由端に集中荷重作用

$$l_e = 1.44 l_u + 3d$$

- ⑤ 片持はりに等分布荷重作用

$$l_e = 0.90 l_u + 3d$$

- ⑥ 単純けたまたは片持はりに任意荷重作用（安全側の評価）

$$l_e = 1.84 l_u \dots\dots\dots l_u/d \geq 14.3$$

$$l_e = 1.63 l_u + 3d \dots\dots l_u/d < 14.3$$

以下で曲げ許容応力度 F_b とは 4. 1. 8 や 5. 2. 1 の調整係数を乗じた値、つまり、 $F_b = f_b''$ を意味する。

- 2) 短いはり

$$C_s \leq 10 \quad \text{のとき} \quad F_b' = F_b$$

- 3) 中間長のはり

$$10 < C_s < C_k \quad \text{のとき}$$

$$F_b' = F_b \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \right\}$$

ここで

$$C_k = 0.811 \sqrt{\frac{E}{F_b}}$$

- 4) 長いはり

$$C_k \leq C_s \leq 50 \quad \text{のとき}$$

$$F_b' = \frac{0.438E}{(C_s)^2}$$

(3) 補足

- ① 断面 2 次半径

矩形断面での断面 2 次半径は

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{\frac{\frac{1}{12} b d^3}{b d}} \\
&= \sqrt{\frac{d^2}{12}} \\
&= \frac{d}{\sqrt{12}}
\end{aligned}$$

よって

$$d = \sqrt{12} r_x \approx 3.46 r_x$$

同様にして

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

従って

$$b = \sqrt{12} r_y \approx 3.46 r_y$$

② Slenderness Factor C_s

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \leq 50$$

これを断面 2 次半径で表すと

$$d = \sqrt{12} r_x, b = \sqrt{12} r_y$$

より

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e r_x}{\sqrt{12} r_y^2}} = 0.538 \frac{\sqrt{l_e r_x}}{r_y}$$

となる。

5. 2. 3 曲げ材の水平せん断

(1) せん断応力の計算式

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}, \text{ 長方形断面の場合 } f_v = \frac{3V}{2bd}$$

(2) 照査位置

支点からはり高 d だけ離れた位置で応力照査し、 $0 \leq x \leq d$ 上の荷重を無視する (図-5. 2 および 5. 3 参照)。

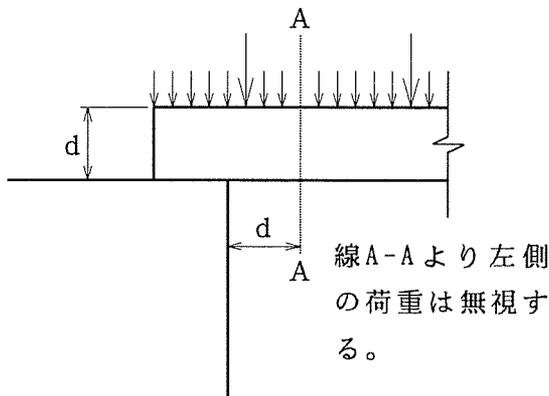


図-5.2 荷重照査位置図 (A)

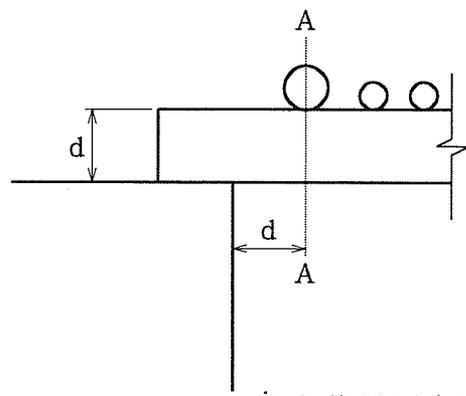


図-5.3 荷重照査位置図 (B)

(3) 接合部におけるせん断

図-5. 4のように、コネクター、ボルトまたはラグスクリューによって接合された接合部の木部せん断応力は次式で計算する。ただし、せん断力は構造解析で求める。

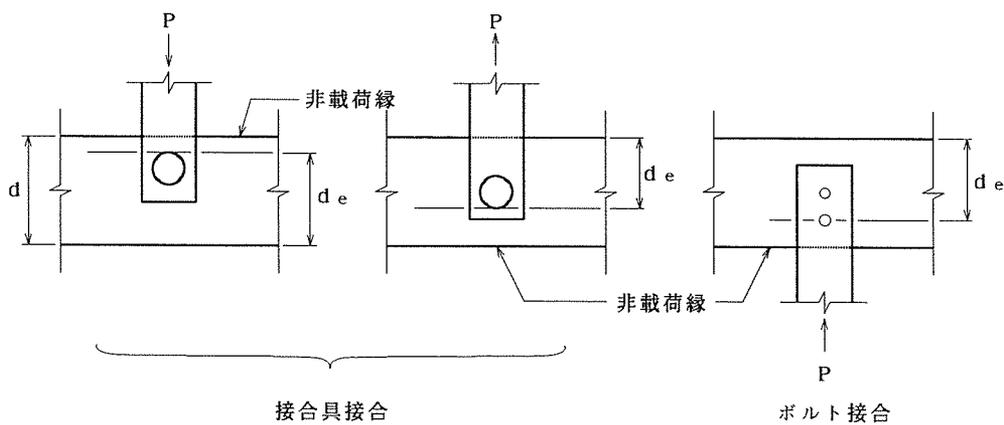


図-5.4 コネクター等による接合図

1) 接合位置がはり端から $5d$ 以上離れているとき。

$$f_v = \frac{3V}{2bd_e}$$

かつ許容せん断応力は別表の値の 50% 増しとする。

2) 接合位置がはり端から $5d$ 未満の場合。

$$f_v = \frac{3V}{2bd_e} \left(\frac{d}{d_e} \right)$$

この場合、 50% 増しはしない。

水平せん断が支配的であるので、繊維直交方向のせん断は考えなくともよい。

5. 2. 4 曲げ材のたわみ

長期間または永久荷重によるたわみの計算に用いるヤング係数は次の値とする。

$$E' = E / 1.5 \quad \dots\dots\dots \text{集成材または乾燥製材}$$

$$E' = E / 2 \quad \dots\dots\dots \text{未乾燥製材}$$

5. 2. 5 圧縮材

(1) 一般事項

1) 柱の分類

柱の種類は

① 単純充腹柱	} の3種類とする。
② 隙間のある柱	
③ 組立柱	

2) F_c と E

以下で F_c とは 4. 1. 8 および 5. 2. 1 の調整係数を乗じた値 f_c' を意味する。ヤング係数 E には 5. 2. 1 の調整係数は乗じない。

3) アーチ、トラスの圧縮材およびスタッド (Stud)

横構間隔によって面内と面外では有効座屈長 l_e は異なり、 l_e/d の大きい値が支配する。

(2) 単純充腹柱の有効座屈長と調整係数

1) 有効座屈長

有効座屈長は $l_e = k_e l$ であり、 k_e は両端の支持形式による。

2) 短い柱 $l_e/d \leq 11$ の場合

$$F_c' = F_c$$

3) 中間長柱 $11 < l_e/d < K$ の場合

$$F_c' = F_c \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_e/d}{K} \right)^4 \right\}$$

ここに

$$K = \frac{0.67}{\sqrt{E/F_c}}$$

4) 長い柱 $K \leq l_e/d \leq 50$ の場合

$$F_c' = \frac{0.30E}{(l_e/d)^2}$$

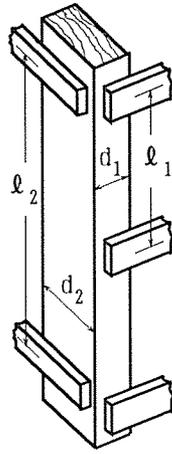
充腹単純柱は中につまった、最も使用例の多い単純なものなので、ここでは主にこの種の柱について規定する。

有効座屈長の K_e は図-5.5を参考とする。

Buckling modes						
Theoretical value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design when ideal conditions approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.4
End condition code						
		Rotation fixed, translation fixed	Rotation free, translation fixed	Rotation fixed, translation free	Rotation free, translation free	

図-5.5 充腹単純柱の有効座屈長

図-5.6の様に単純充腹柱を2方向で支持した場合は、 l_1/d_1 と l_2/d_2 のうち大きい方の値を使う。しかし $l_e/d \leq 50$ でなければならない。図-5.7は柱の細長比と調整係数と関係をなす。



l_1 and l_2 =
Distances between points of
lateral support of column in
planes 1 and 2

d_1 and d_2 =
Dimension of column in planes
of lateral support

Simple solid column.

図 - 5. 6 2方向で支持された単純充腹柱

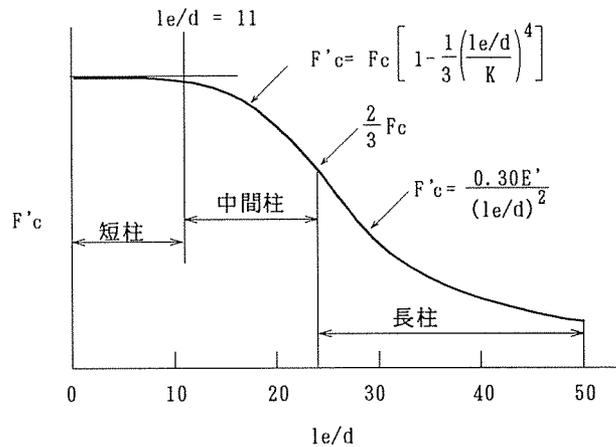


図 - 5. 7 柱の細長比と調整係数との関係

(3) 空隙のある柱の細長比の制限と調整係数

1) l/d 比

図 - 5. 4 において l/d の制限は以下である。

$$l_1/d_1 \leq 80$$

$$l_2/d_2 \leq 50$$

$$l_3/d_1 \leq 40$$

① spacer block: 2つ以上のblockを使用する場合はconnectorが必要で、それらの間隔を $l_1/2$ 以上離さないこと。中央に長さが $l_1/10$ 以上のblockがあれば、connector不要。
② blockの厚さはside member以上であること。

end spacer block:connectorの耐荷力が（許容耐力×1つのside memberの総断面積）以上になるように、その大きさと数を決めなければならない。

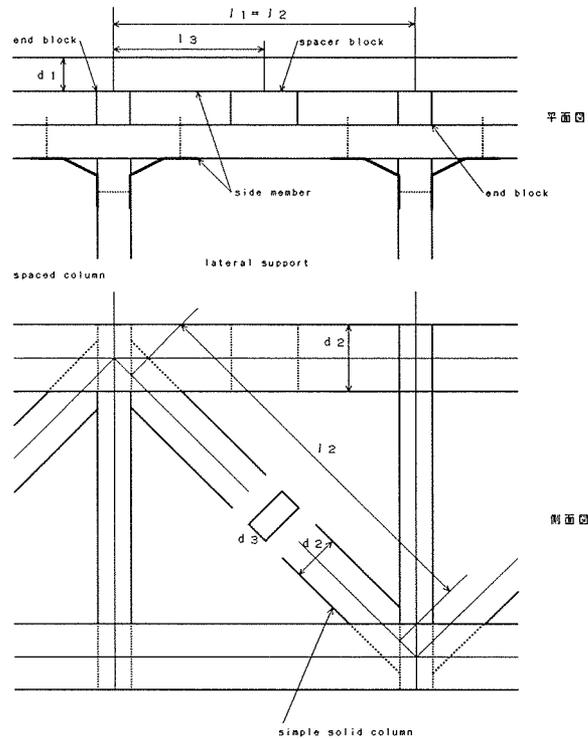


図 - 5. 8

2) 短い柱 $l_1/d_1 \leq 11$ のとき

$$F_c' = F_c$$

3) 中間長の柱 $11 < l_1/d_1 < K$ のとき

$$F_c' = F_c \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_1/d_1}{K} \right)^4 \right\}$$

ここで

$$K = \frac{0.67}{\sqrt{C_x E / F_c}}$$

4) 長い柱 $K \leq l_1/d_1 \leq 80$ のとき

$$F_c' = \frac{0.30 C_x E}{(l_1/d_1)^2}$$

以上で $C_x = 2.5 d_1$ とする。

5) F_c' に関する注意事項

- ① 2つのside memberがそれぞれことなった樹種，寸法，等級の場合小さい方の値を F_c' とする。
- ② $l_2/d_2 \leq 50$ を用いて計算した，simple solid column（単一柱、トラ

ス上弦材などの面内座屈)としての F_c' も2)~4)により計算し、小さい方の値を F_c' とする。

5. 2. 6 引張材

繊維方向の引張応力度

$$f_t = \frac{N}{A_n} \leq F_t$$

で計算する。 A_n は純断面積である。

繊維直交方向の引張抵抗は期待できないので規定しないこととする。特に中立軸より下に hanging load が作用しないようにする。やむを得ない場合は何等かの mechanical reinforcement をすべきである。

5. 2. 7 曲げと軸力

(1) 曲げと引張り

図-5. 9 参照。次式を満たすものとする。

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

かつ

$$\frac{F_b - F_t}{F_b'} \leq 1$$

F_b には4. 1. 8および5. 2. 1の各調整係数を乗じるものとする。 F_t には寸法調整係数以外の係数を乗じること。

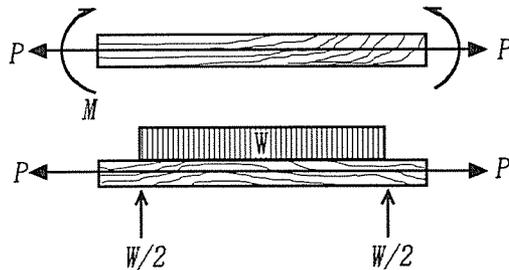


図-5. 9

(2) 曲げと圧縮

図-5. 10 参照。次式による。

$$\frac{f_c}{F_c'} + \frac{f_b}{F_b' - J f_c} \leq 1$$

ここで

$$J = \frac{l_e/d - 11}{K - 11}, \quad 0 \leq J \leq 1$$

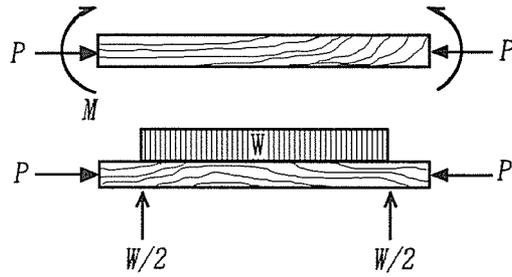


図 - 5. 1 0

面内座屈…… J は面内の l_e/d を用いる。

面外座屈…… $C_s > 10$ なら面内の l_e/d

$C_s \leq 10$ なら $l_e = 0$

1) $l_e/d \leq 11$ (短柱) の場合

$J = 0$ とし次式で照査する。

$$\frac{f_c}{F_c'} + \frac{f_b}{F_b'} \leq 1$$

2) $K \leq l_e/d$ (長柱) の場合

$J = 1$ とし次式で照査する。

$$\frac{f_c}{F_c'} + \frac{f_b}{F_b' - f_c} \leq 1$$

(3) 隙間のある柱

強軸まわりの曲げを受ける場合にのみ 5. 2. 7 の(1), (2)を適用する。

5. 2. 8 繊維直交方向の支圧

繊維直交方向の許容支圧応力度 F_c は、部材端の任意な長さの支承に、そして部材の任意な位置で 6inch (15cm) 以上の長さの支承に適用される。支承の純断面積に対して適用する。

6inch以下の長さの支承の場合は別に規定する。

図 - 5. 1 1 の場合は 4. 4. 1 1 に示したハッキソソ式 による。

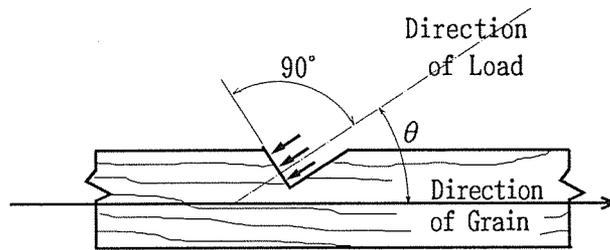


図 - 5. 1 1

5. 2. 9 集成材

橋梁に用いる集成材は「構造用大断面集成材の日本農林規格」に適合した材であること。

(1) 許容応力度

dry condition (乾燥状態) とは covered bridge のように、木材の含水率が16%以下での使用状態を言い、これ以上の含水率の場合 wet condition (湿潤状態) と言う。dry condition 以外の使用条件に対しては、4. 2. 3 及び5. 2. 1 及び以下の節で定める調整係数を乗じる。

(2) Size Factor (寸法調整係数) 次式で定義する。

$$C_F = \left(\frac{30}{d} \right)^{1/9}$$

ただし $l/d=21$ で等分布荷重の場合。他の条件に対しては AITC 発行の manual を参照のこと。

5. 2. 2 の slenderness factor とは同時に考えないこと。

(3) Curvature Factor (曲率調整係数) アーチ部材に対して適用する。

$$C_c = 1 - 2,000 \left(\frac{t}{R} \right)^2$$

ここで

t = ラミナー層の厚さ

R = 曲率内側の面の曲率半径

$t/R \leq 1/100$ 広葉樹

$t/R \leq 1/125$ 針葉樹

(4) 半径方向の引張と圧縮

長方形等断面のアーチ材の曲げによる半径方向直応力度は

$$f_r = \frac{3M}{2Rbd}$$

ここで

R = アーチ材の図心の曲率半径

変断面アーチ材の場合別の計算式による（略）。

1) 正の曲げモーメント

曲率半径が増加するように曲げモーメントが作用すると、 f_r は引張応力となり

$$f_r \leq \frac{F_v}{3}$$

を満たすこと。 F_v は許容せん断応力度。

2) 負の曲げモーメント

曲率半径が減少するように曲げモーメントが作用すると、 f_r は圧縮応力となる。この場合は

$$f_r \leq F_{c\perp} \quad \dots\dots\dots \text{広葉樹}$$

$$f_r \leq F_{rc} \quad \dots\dots\dots \text{針葉樹}$$

3) 調整係数

許容応力度 F_v 、 $F_{c\perp}$ および F_{rc} には 4. 2. 3 及び 5. 2. 1 の調整係数を乗じるものとする。

(5) 横支持

単純はり、連続はり、片持ちはりなど曲げ部材は対傾構などで横方向を支持する。積層面に平行な方向の曲げに対するヤング係数 E_{yy} はそれと直角方向のヤング係数 E_{xx} より小さい。座屈の照査には E_{yy} を使用すること。

(6) 曲げと圧縮力

直線部材に対する 5. 2. 7 を適用する。

(7) たわみ

たわみが設計上支配的な場合や長期間荷重に対しては 5. 2. 4 によって、低減した値を用いること。

5. 3 たわみの許容値

たわみの許容値は構造物の用途に応じて適宜、定めるものとする。

過度のたわみは構造物の細部の損傷の原因となったり、振動を激しくしたり、高速車両の乗り心地や安全に影響を及ぼす可能性がある。種々の構造物の設計示方書においてたわみの許容値は与えられているが、その根拠があまり明確でないものやたわみの許容値そのものを規定していない示方書もある。

強度の規制値の方が厳しく、たわみの規制値が影響しない場合には問題ないが、抵触する場合にはその制限が真に必要な限り、不経済な構造物を作る結果となる。そこで必要に応じて的確なたわみ許容値を定めるのが合理的であると考えられる。ここでは「構造物の用途に応じて、適宜定める」と曖昧な表現をとっているが、参考までに「林道必携 1.4.2」の条文の例を示せば下の表-5. 1様である。なお、この中で床版形式の L/500 はアメリカの例を参考とした。また、歩道橋に対して立体横断施設技術基準(54年1月)では、原則として L/600 とし、状況に応じて L/400 まで認めている。

表-5. 1 衝撃を含まない活荷重によるたわみ許容値例

橋の形式			最大たわみ (m)	
			単純支持桁 連続桁	ゲルバー桁の 片持部
桁形式	鉄筋コンクリート 床版	L ≤ 10 m	L / 2 000	L / 1 200
		10 < L ≤ 40 m	L ² / 20 000	L ² / 12 000
		L > 40 m	L / 500	L / 300
	その他の床版		L / 500	L / 300
床版形式			L / 500	
ラーメン形式			L / 500	
吊橋形式			L / 350	
斜張橋形式			L / 400	
その他の形式			L / 600	L / 400

L: 支間長 (m)

5. 4 支承部

5. 4. 1 一般

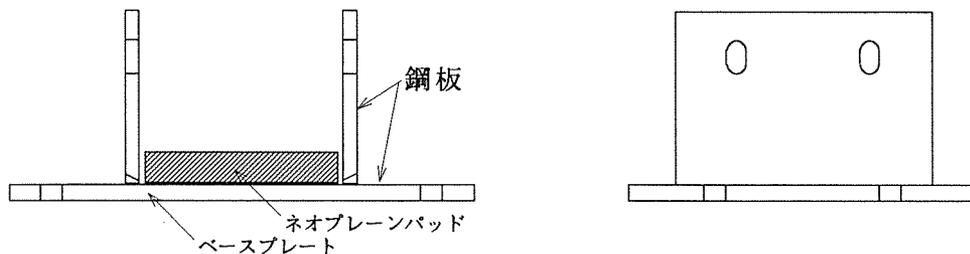
- 1) 支承は上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達し、風、地震などに対して安全となるように設計しなければならない。
- 2) 支承の耐震設計は、耐震設計編の規定によって行うものとする。

道路橋示方書・同解説 4. 1. 1 に準ずる。

5. 4. 2 支承の形式

通常の木桁橋もしくは床版橋の支承はゴム支承を用いるのを原則とし、鋼板およびボルト等金具類は溶融亜鉛メッキ等防錆処理しなければならない。

反力による木桁の繊維直交方向の支圧応力を緩和し、同時に支承周りの水はけを良くするためにゴム支承を用いるのを原則とする。金具類の防錆処理は支承部に限らないが雨水などが滞留しやすい場所なので、特に強調したものである。図一 5. 1 2 参照。



図一 5. 1 2 支承の形式

5. 4. 3 固定支承

特に長スパンの橋を除くと可動支承は不要であり、固定支承とすることができる。

3. 7で述べたように特に長スパンの橋を除くと温度差による部材の伸縮は無視できること、およびクレオソート加圧注入等油性の防腐剤で処理された部材も部材中の含水率の変化はほとんど無視できることから支承は固定として差し支えない。また、支点上の回転角による移動も図一 5. 1 2 のように長孔のボルト孔とすることにより吸収される。

5. 4. 4 構造細目

- (1) アンカーボルトは、最小径を25mmとし、直径の10倍以上の長さを下部構造中に固定するものとする。
- (2) 下部構造と支承との固定およびアンカーボルトの埋め込みは無収縮モルタルを用いることを原則とする。

道示4. 1. 5の(2), (3)に準ずる。図-5. 12に桁橋の支承の例を示す。

5. 5 地覆および高欄

- (1) 床版が鉄筋コンクリート製の場合は、橋梁の幅員方向の両側には道路橋に準じた地覆を設けて、防護柵等による高欄を取り付けるものとする。
- (2) 集成材パネル床版もしくはプレストレス木床版の場合は、幅員や交通量等に応じた地覆か地覆・防護柵等による高欄を取り付けるものとする。

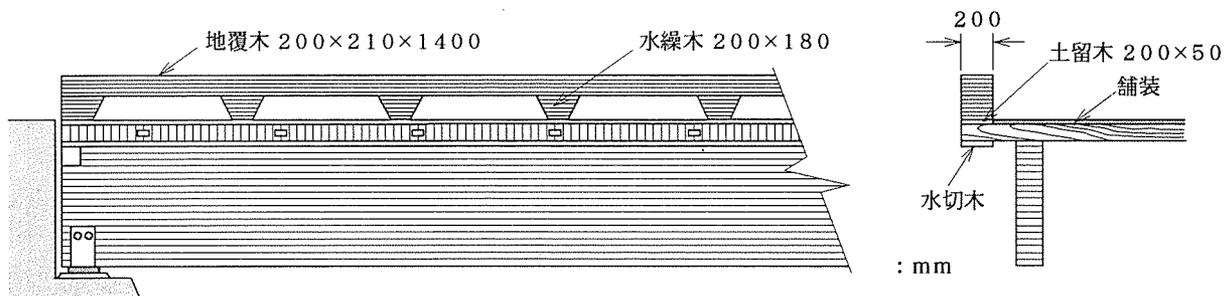


図 - 5. 13 高欄の取付例 (a)

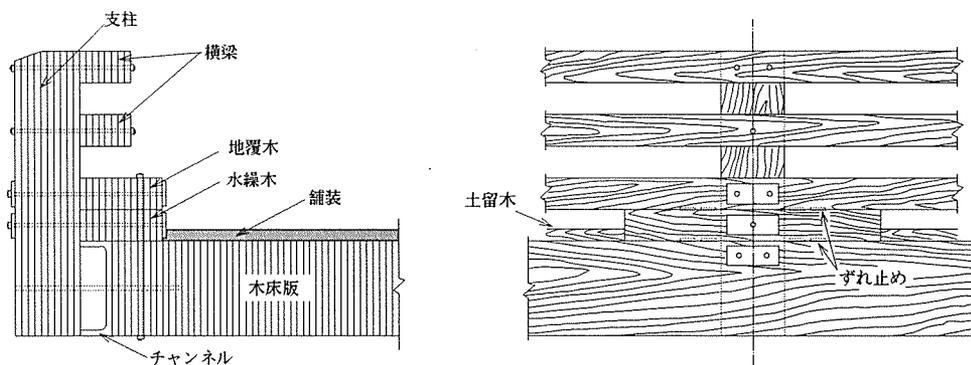


図 - 5. 13 高欄の取付例 (b)

図-5. 13 (a) は林道の木橋の場合の典型的な例であり、古くから伝統的に採用されてきた地覆を、集成材パネル床版上にアスファルト舗装した場合に適用したものである。地覆木、水縁木および土留木ともに集成材からなっており、自動車が橋面外へ逸脱するのを防止するための構造物である。

図-5. 13 (b) はプレストレス木床版橋（アメリカ、ペンシルバニア州）の地覆・高欄システムの1例である。支柱（post）は舗装面から高さ69cmの位置に、幅員の外側へ4,540kgf、橋軸方向へ4,540kgf/4の衝撃力が作用する二軸曲げを受ける柱として設計されており、地覆へ作用する輪荷重は750kgf/mとしている。我が国の場合「防護柵設置要綱」を参照のこと。ただし我が国では実績が少ないので必要に応じて実験による安全性の検証を行うのが望ましい。

高欄への群衆荷重およびその作用位置については「道示」4. 2. 1に準ずるものとする。

5. 6 排水等

橋面には排水をすみやかに行うため、原則として2%の横断勾配を設ける。

「林道必携」2. 1. 4に準ずる。集水ますや排水管の規定は設けず、自然流下方式を採用してよいものとする。

5. 7 橋面舗装

- (1) 床版が集成材パネル床版もしくはプレストレス木床版等木製の場合は、床版上には原則として防水層を兼ねたリフレクションクラック防止シートを敷くものとする。
- (2) 床版上には、原則として7cm厚を標準とするアスファルト舗装を行うものとする。

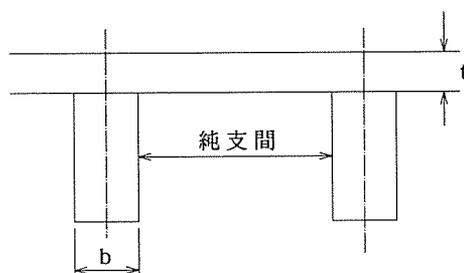
特に床版が集成材パネル床版の場合は隣接するパネル接合線上のアスファルト舗装面に接合線に沿って亀裂の発生が多く見られた。これを防止するためには現段階ではリフレクションクラック防止シートを敷くのが有効と思われる。

5. 8 床版

5. 8. 1 床版の支間

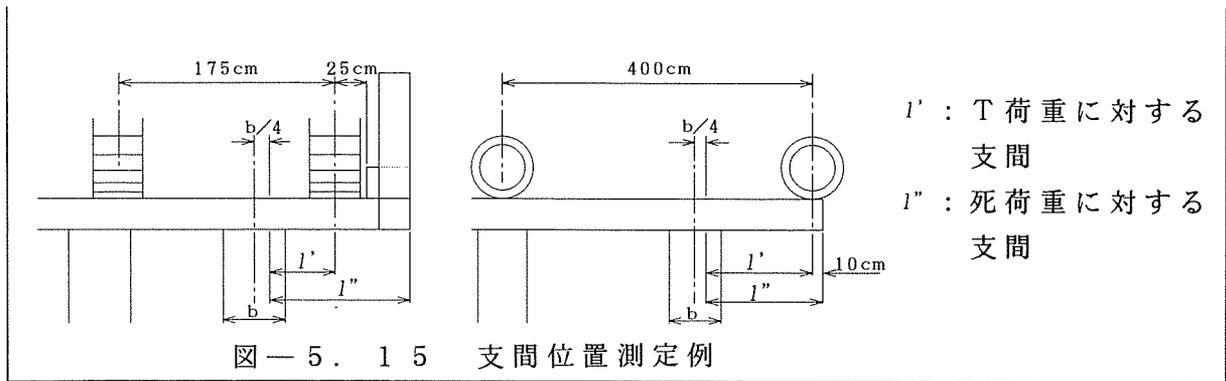
主桁または床桁が木製で、床版も集成材パネル床版の場合の床版の支間は以下のように定める。ただし床版は連続桁または片持桁と見なして設計する。

- (1) 連続桁のT荷重および死荷重に対する支間は、「純支間+桁幅/2」と「純支間+床版厚」のうち小さい方の値とする。ただし純支間は床版の繊維方向に測った値とする。



図—5. 14 床版の支間

- (2) 片持桁のT荷重および死荷重に対する支間は、支点となる桁の桁幅の1/4の点から床版の繊維方向にそれぞれ図—5. 15に示すように測った値とする。



隣接する集成材パネル床版を、木製雇実（やといざね）や鋼製ほぞを用いても互いに剛結することは困難であり、床版を直交異方性連続版と見なすことは危険側の評価となる。それゆえ床版の繊維方向への連続桁と見なすことが妥当と思われる。

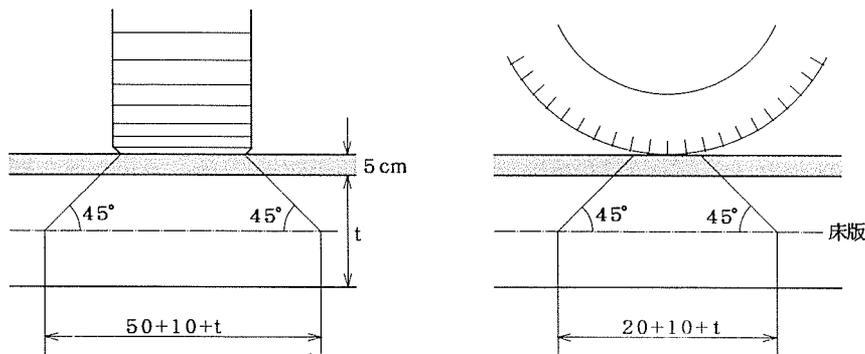
(1) は AASHTO 3.25.1.2 に準じている。「木示」第42条は「鋪板は単純桁と仮定し支間はその純径間に10cmを加算せるものとす。」となっている。すなわち桁幅を20cmと解釈すると、(純支間 + 桁幅 / 2) を支間としていたことになる。

(2) は「道示」6.1.3の(2)を木桁の場合に準用した。床版が鉄筋コンクリート床版の場合は、(1)、(2)共に「道示」6.1.3によるものとする。

5. 8. 2 輪荷重の分布

輪荷重はアスファルト舗装表面上に長方形で等分布するもとし、それが5cm厚のアスファルト舗装を通して、床版全厚の1/2の面まで45°の角度で分布すると仮定してよいものとする。

「木示」第13条に準ずる。ただし「道示」6.1.4により、安全側を考慮してアスファルト舗装の厚さを5cmと評価する。図—5.16参照のこと。



図—5. 16 輪荷重の分布図

5. 8. 3 床版の設計曲げモーメントとせん断力

- (1) 単純桁として求められた、等分布輪荷重（衝撃を含む）および死荷重による曲げモーメントの80%を連続桁の設計曲げモーメントとする。
- (2) せん断力による応力照査位置は桁の設計に準じ、支点から床版厚だけ離れた断面において行う。
- (3) 桁幅は5. 8. 2により定まる輪荷重分布幅とする。

(1) は AASHTO 3.25.4 による。2スパン以上にわたって連続している集成材パネル床版を対象としている。(2) では桁の場合と同様に支点から床版厚だけ離れた断面位置でせん断力を求める。このとき、この2点間上の輪荷重と死荷重は無視する。曲げおよびせん断いずれにしても、5. 8. 1の(2)で定める片持桁の断面力が床版厚を決定することのないようにすること。すなわち床版の過度の張出しは、構造安全上好ましくない。

鉄筋コンクリート床版の場合は、「道示」6. 1. 4によるものとする。

5. 8. 4 許容応力度

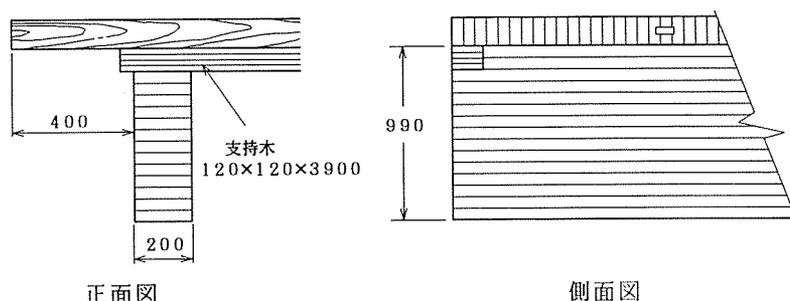
リフレクション クラック防止シート等で床版表面が防水処理されている場合は、許容曲げおよびせん断応力度は低減しなくともよい。

条文の防水処理がされていない場合は、許容曲げ応力度には湿潤係数0. 7を乗じる。

5. 8. 5 桁端部の床版

桁端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する鋼もしくは集成材端床桁などで支持するのが望ましい。

防腐処理（CCA）した集成材を床版端支持木として用いた例を図—5. 17に示す。



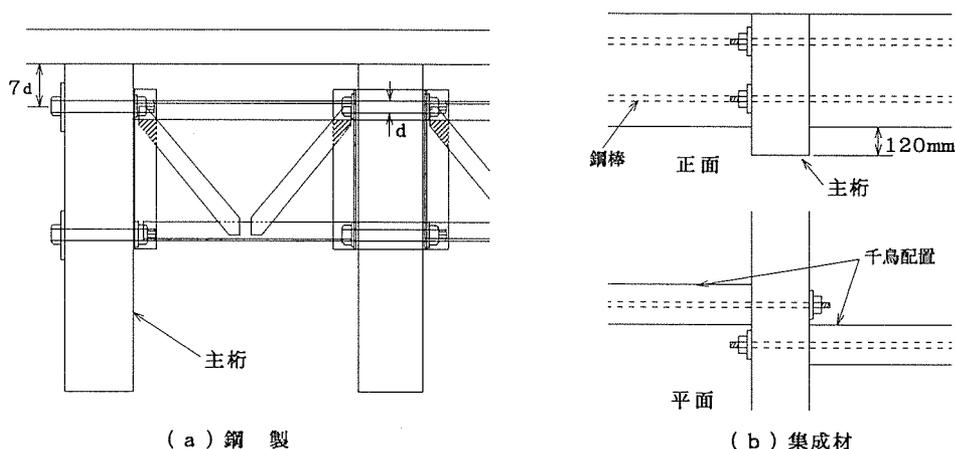
図—5. 17 集成材による床版端支持木

5. 9 集成材桁

5. 9. 1 対傾構

- (1) 集成材桁橋の支点では、各主桁間に対傾構を設けなければならない。
- (2) スパンが6 mを越える場合は中間対傾構も設けなければならない。対傾構の間隔は7. 5 mを越えないようにする。
- (3) 中間対傾構は荷重分配作用を受け持つ主要部材として設計する。このとき格子桁理論によって荷重分配係数を算定してよいものとする。
- (4) 対傾構は鋼もしくは集成材を用いて製作すること。

(1) はAASHTO 13.3.8.2.3に準じた。(2) は米国の各種設計例を参考にして定めたものである。(3) は我が国での研究成果によるもので、荷重分配係数をTまたはL荷重載荷に対して適用し、内桁、外桁それぞれ異なった荷重分配を考慮してよいものとする。床版が油性防腐剤で加圧処理されており、かつ床版と桁の接合が十分剛と見なされる場合は床版の剛性も荷重分配に寄与するとしてよい。鋼および集成材から成る対傾構の概念図を図—5. 18に示す。



図—5. 18 対傾構概念

5. 9. 2 そり（むくり）

死荷重による桁のたわみに対して木材のクリープ変形を考慮し、ヤング係数の値を1/2としてそり（むくり）を算定するものとする。

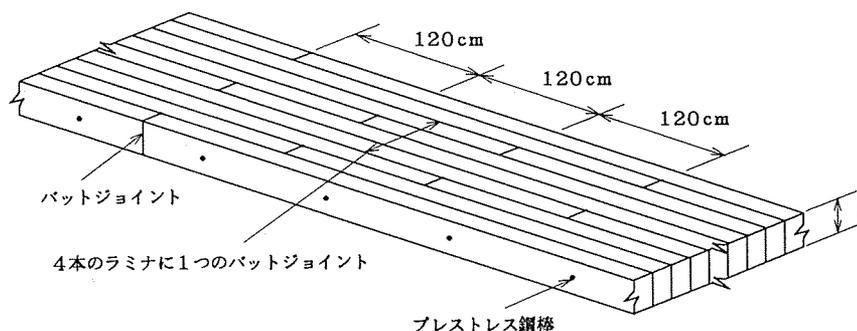
「木構造」104.4に準じる。桁は屋根を兼ねた床版で覆われ、気乾状態にあると見なすことができる。これにより死荷重による桁のたわみの2倍をむくり（そり）として桁の製作時に付けるものとする。

北米（National Design Specification for Wood Construction, p.66, 1986）では集成材に対し2/3にとることが推奨されている。

5. 10 プレストレス木床版

5. 10. 1 ラミナの種類および配置

- (1) プレストレス木床版を構成するラミナは製材、LVLおよび集成材等とする。
- (2) ラミナにバットジョイントを設ける場合、木材の繊維方向に測った1.2mの-span内の、互いに隣接する4本のラミナに許容されるバットジョイントの数は、1箇所までとする。



図—5. 19 プレストレス木床版

なお、ラミナとは元来集成材を構成する厚さ2～3.5cm程度の挽き板のことを意味するが、ここでは、プレストレス木床版を構成する最小単位の材料を意味する。

(2) は1970年代の半ばに始まったカナダのオンタリオ州道路局の成果によって、とくに製材ラミナの場合は、原木の長さがラミナの最大長さとなるので、たとえ1スパンのプレストレス木床版であってもバットジョイント（縦継ぎ）は避けられない。しかも図—5. 19に示すバットジョイントは木口面が単に向き合っているに過ぎず、製作上の制約から5～10mmの隙間が開いている。このような事情と多数の実験および実橋の経験から(2)項の制約となったものである。

プレストレス木床版は単なる木床版橋として利用されるばかりではなく、アーチやトラス橋の床版、T桁橋、平行弦ラーメン橋およびラーメン橋とその応用範囲は広い。

5. 10. 2 プレストレス鋼棒および締着部

(1) プレストレス鋼棒はプレストレスコンクリート用と同格の鋼棒を用いるものとする。

(2) プレストレス鋼棒の断面積は次の条件を満たさなければならない。

$$\frac{A_s}{S_p \cdot t} \leq 0.0016$$

ここに、

A_s : 鋼棒の断面積 (cm²)

S_p : 隣接する鋼棒の間隔 (cm)

t : 床版厚 (cm)

(3) プレストレスによる木材の繊維直交方向に作用する反力を受ける床版端は、めりこみに対して安全な締着構造としなければならない。

現在までに使用実績があるのは鋼棒のみであるので(1)を設けた。総ネジの鋼棒を含むものとする。将来的には平行線ストランドや炭素繊維から成る緊張材の使用も予想されるが、(1)はこれらの使用を否定するものではない。ただし平行線ストランドは締着部の構造上次に述べる再プレストレスは困難である。(2)は鋼棒の断面積が大きいほどプレストレス力による木材の繊維直交方向のクリープの影響が大きくなる、とするカナダのオンタリオ州道路局の成果によっている。(3)は3.5を参照のこと。

5. 10. 3 再プレストレス

(1) プレストレス力の導入は次の手順で行うものとする。

1) 床版架設時に、必要な設計軸力に達する初期プレストレス力を導入する。

2) 初期プレストレス実行後、約1週間後に再プレストレス力を導入する

3) 再プレストレス実行後、4～6週間後に最終プレストレス力を導入する。

各プレストレス時においては、必要な設計軸力とプレストレス直前での鋼棒の軸力との差を2～3回に分けてプレストレスを行い、必要な設計軸力に到達するものとする。

(2) 定期点検時等にプレストレス力のチェックを行うのが望ましい。

カナダのオンタリオ州道路局の研究結果による。3.5の(2)の”プレストレス直後”とは”最終プレストレス力を導入した直後”の意味である。

5. 10. 4 防錆および防腐処理

- (1) プレストレス鋼棒は防錆処理することが望ましい。
- (2) 床版ラミナは油性の防腐剤を加圧注入することが望ましい。

防錆処理は鋼棒の強度を低下させない方法によることが望ましい。電気メッキが最も普通に行われる。エポキシによるコーティングもしばしば行われる。オンタリオ州ではプラスチック管に鋼棒を通し、内部をグリース (grease) で満たすことが試みられている。

隣接する床版ラミナ相互は、プレストレス力によって密着しているため密着面を再塗装したりすることはできない。それゆえメンテナンスフリーとなるように油性の防腐剤を加圧注入することが望ましい。

6. 防腐耐久設計

6. 1 部材の防腐

6. 1. 1 防腐

橋梁に用いる木材は原則として防腐処理をしなければならない。

野外で風雨に曝される状態で用いられる木材の耐久性（耐朽性という）は樹種によって異なる。耐久性が高い樹種であっても一般に辺材（樹木の外側の白太と呼ばれる白い部分）は耐朽性が低く、防腐処理を行わなければ比較的短期間に腐る。橋梁に用いられる木材は表－6. 1の耐朽性極大に区分される樹種の場合は防腐処理を必要としないが、その他の区分の樹種はその使用条件によって原則として防腐処理をしなければならない。

表－6. 1 各樹種の心材の耐朽性

耐朽性の区分	日本材	北米材，ソ連材	南洋材
極大			ボンゴシ(アゾベ，エッキ) ドゥーシエ
大	ヒノキ，ヒバ クリ，ケヤキ	ベイヒ，レッドウッド ベイスギ，ベイヒバ	チーク，マホガニー
中	カラマツ，スギ ナラ，カシ類	シベリヤカラマツ ベイマツ，	クルイン，ケンパス
小	アカマツ，クロマツ モミ，ツガ	ベイツガ，ベニマツ サザンパイン(SPF) ヨーロッパアカマツ	アピトン，ユーカリ ナトー，レッドラワン ジョンコン，タウン
極小	エゾマツ，トドマツ	ベイモミ，スプルース ラジアタマツ	アガチス，ジェルトン アルストニア

なお、地域別の耐用性の参考として、図－6. 1に（財）日本住宅・木材技術センターが調査した木材危険度腐朽マップを示す。大まかにみて、北海道などの寒冷地域では、東京の5割程度耐用性が増加し、奄美群島、沖縄、南西諸島、小笠原諸島などでは、反対に5割程度耐用性が短縮すると考えられる。

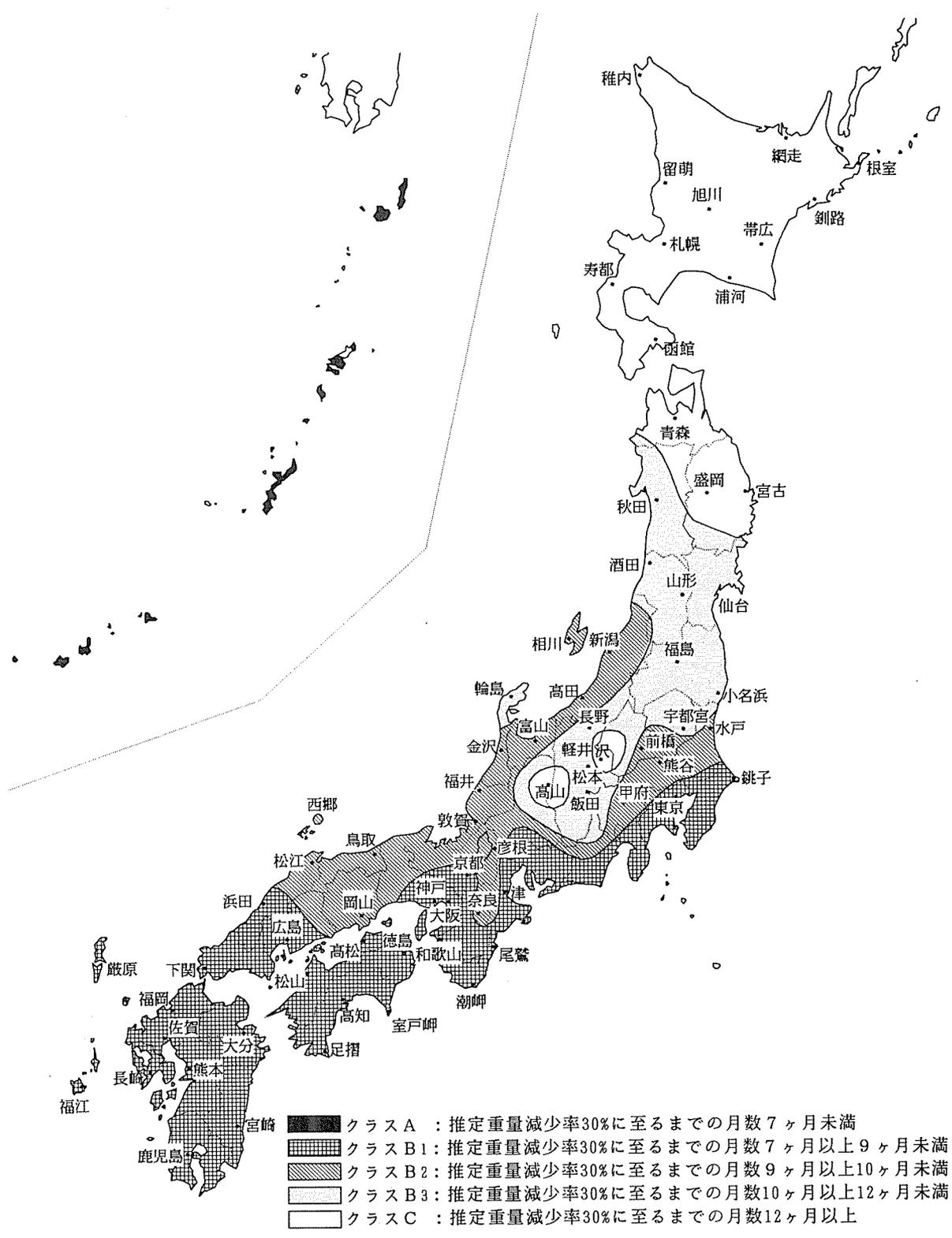


図 - 6. 1 日本全土における木材腐朽危険度マップ

6. 1. 2 防蟻

イエシロアリの被害が高い地区においては、耐蟻性の高い樹種を除いて、防蟻に対する処置を行うべきである。

九州、沖縄、南西諸島、小笠原など、図-6. 2のCの線以南がイエシロアリの分布地域を示すが、このようなイエシロアリの被害が高い地区においては、表-6. 2の耐蟻性の高い樹種で無ければ、防蟻に対する処置を行うべきである。

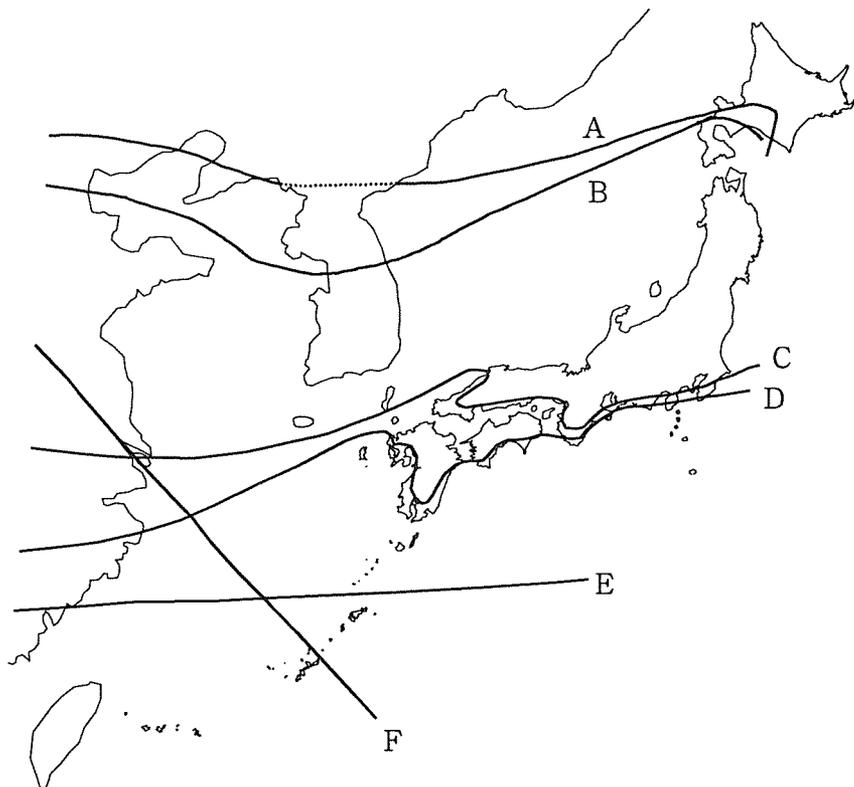


図-6. 2 日本産主要シロアリ種の分布

- A : ヤマトシロアリの分布の北限、 B : 1月の平均気温が -4°C の等温線
- C : イエシロアリの分布の北限 (1月の平均気温が 4°C の等温線とほぼ一致)
- D : カタンシロアリの分布の北限、 E : ダイコクシロアリの分布の北限
- F : タイワンシロアリの分布の北限

表-6. 2 耐蟻性の分類

耐蟻性	樹種 (心材のみ、辺材は耐蟻性がない)
大	ヒバ, コウヤマキ, チーク, ボンゴシ (アゾベ, エッキ)
中	ヒノキ, スギ, カラマツ, ベイヒ

6. 1. 3 海中使用の部材

海中に設置する場合は、耐海虫性の高い樹種で無ければ、海中使用に適する防腐・防蟻処理を行わなければならない。

海中に設置する場合は、表-6. 3の耐海虫性の高い樹種で無ければ、海中使用に適する防腐・防蟻処理を行わなければならない。

表-6. 3 フナクイムシ抵抗性のある樹種（心材のみ）

国産材	コウヤマキ, クリ, イチイガシ
南洋材	アフリカンパドーク, マコレ, ドゥーシエ ボンゴシ

6. 1. 4 加圧注入による防腐・防蟻処理

橋梁に使用する木材は注入可能な樹種を用い、防腐・防蟻処理は原則的に加圧注入しなければならない。

加圧注入方法は、JIS A 9002に規定する方法で行う。加圧注入用薬剤は現在表-6. 4および表-6. 5に示す薬剤が使われている。しかし、メンテナンスをしないでも20年以上という長期の耐用に耐える実績を有する薬剤は、この中で、CCAとクレオソート油だけである。

表-6. 4 日本工業規格で規定される木材保存剤

JIS番号	薬剤名	摘要
JIS K 1550-1985	フェノール類・無機ふっ化物系木材防腐剤	
JIS K 1554-1985	クロム・銅・ひ素化合物系木材防腐剤	
JIS K 2439-1983	クレオソート油・加工タール・タールピッチ	

注：現在CCAは日本工業規格の指定品目になっていない。よって認定工場が

表-6.5 A Q 認証された加圧注入用防腐・防蟻剤

薬剤の種類	主成分	商品名	製造者
脂肪酸金属塩系	ナフテン酸銅	トヨゾールC U	東洋木材防腐(株)
	ナフテン酸亜鉛	トヨゾールZ N モクボーZ E	東洋木材防腐(株) 大日本木材防腐(株)
	バーサチック酸亜鉛 ペルメトリン	エバーウッド P N - 7 0 0	神東塗料(株)
アルキルアンモニウム化合物系	D D A C	ペンタキュア ニューB M	(株)サイエンス
		レザック R	(株)コシイ プレザービング
		モクボーA A C	大日本木材防腐(株)
銅・アルキルアンモニウム化合物系	酸化第二銅 塩化ベンザルコニウム	マイトレック A C Q	(株)コシイ プレザービング
クロム・銅・亜鉛化合物系	銅, フッ化物, クロム, 亜鉛	バシリット C F K - Z	武田薬品工業(株)

長期の耐用性を保証し得る程度に注入可能な樹種は全ての樹種の辺材または表-6.6に示す樹種的良好、やや良好、困難に区分される心材である。

表-6.6 主な樹種の心材の浸透性による分類

産地	良好	やや良好	困難	きわめて困難
日本材	ヒバ カエデ類, シデ類 ツバキ, トネリコ ハンノキ	マツ類, スギ ツガ, モミ ヒメコマツ マカンバ	ヒノキ, エゾマツ トドマツ, トウヒ ケヤキ, ブナ	カラマツ クリ, クヌギ クスノキ ナラ類, セン
北米材	ポンドローサマツ レッドウッド レッドオーク	ジャックパイン ベイツガ イエローバーチ サトウカエデ	ロジポールマツ カナダツガ ベイトウヒ シトカスプルス	ベイマツ ベイスギ シベリアカラマツ ホワイトオーク
南洋材	アピトン バクチカン ゲロンガン ジェルトン ケンパス クルイン	マヤピス メラワン テレンタン エリマ カナリウム	バラウ チェンガル カプール チーク マラス	バンキライ ダークレッドメラ ンチイピール, マ ホガニーメルサワ ジャラ レッドrawn カメレレ, タウン

(出典) 林業試験場監修: 木材工業ハンドブック改訂3版(丸善, 1982)より樹種名を一般名に直し抜粋

注入良好な樹種を用いて製造された加圧注入木材の野外耐用年数を表-6. 7、表-6. 8に示す。野外の杭の状態は風雨に直接さらされ、木材を分解する微生物が豊富で、常時一定以上の水分が保たれている土に埋め込まれていることからここでの耐用年数は、下限値と考えられる。土と接しない状態では、ここに記された耐用年数の2倍程度、直接風雨に曝されなければ、4倍程度の耐用年数があると考えられる。

表-6. 7 加圧注入用防腐剤によって処理されたスギ辺材杭(3×3×60cm)の野外における耐用年数(東京都八王子市における試験結果)

薬剤	平均吸収量 (kg / m ³)	耐用年数
クレオソート油	5 0 3 5 2 2 7	3 5 年以上 1 9 年 1 7 年
クレオソート油 75:重油 25 クレオソート油 50:重油 50	5 6 4 5 1 7	3 5 年以上 3 5 年以上
クレオソート油 75:コルタール 25 クレオソート油 50:コルタール 50	2 7 1 3 8 9	3 5 年以上 3 5 年以上
CCA(JIS K 1554 Type 1) CCA(JIS K 1554 Type 2)	1 2. 0 2. 2 1 0. 9 1. 8	3 0 年以上 1 8 年 2 7 年 1 3 年
硫酸銅	1 8. 7	1 7 年
蟻酸銅	6. 8	2 0 年
ホウフッ化銅	1 3. 0	1 8 年
ケイフッ化銅	1 4. 0	1 5 年
Z M A	7. 2	1 5 年
C Z C	7. 7	1 0 年
C F K	1 4. 4	1 6 年以上
ナフテン酸銅	4. 5 (銅として)	1 6 年以上
ナフテン酸亜鉛	5. 6 (亜鉛として)	1 6 年以上
8-オキシキノリン銅	3. 6	1 6 年以上
フェノール樹脂	1 4 4 7 7 4 9	2 0 年 1 7 年 1 5 年
無処理		3 年

(出典) 林業試験場監修: 木材工業ハンドブック改訂3版(丸善, 1982)よりその後のデータ(未発表)を追加して整理

表-6. 8 AAC系薬剤によって処理されたラジアタパイン辺材杭
(2×2×50cm)の野外における耐用年数
(茨城県つくば市における試験結果)

薬剤	吸収量 (kg/m ³)	耐用年数
DDAC	9.4	9年
BKC	9.5	9年
DDAC + BKC	9.5	9年
CCA (Type 2)	9.5	12年以上
無処理		3年

6. 1. 5 定期的な塗り直しを前提とした木材表面の防腐処理

木材表面を防腐・防蟻処理するために用いる薬剤は、日本工業規格 (JIS) に適合するものか、(社)日本木材保存協会、(社)日本しろあり対策協会のいずれかが認定しているものとする。

薬剤処理は、施工時、施工1年後に処理した後、薬剤の効力に応じて最大5年最小1年の間隔で定期的に塗り直すこととする。

耐朽性の比較的高い樹種で、加圧注入が困難なものや、加圧注入であっても防腐剤自体の性能が長期間望めない場合などの場合は、JIS K2439-1983のクレオソート油1号、(社)日本木材保存協会または(社)日本しろあり対策協会が認定している表面処理用の防腐・防蟻剤のいずれかを塗布する必要がある。2つの協会が認定している薬剤は同一の試験法にもとづいている。

薬剤処理は、施工時、施工1年後に処理した後、表-6. 9に示すように、薬剤の効力に応じて最大5年最小1年の間隔で定期的に塗り直すことが必要である。

表-6. 9 塗布系薬剤の再処理サイクルの例
(森林総合研究所の野外試験データによる)

薬剤名	色及び性状	市販価格(概算)	再処理サイクル
クレオソート油	暗褐色, 乾きにくい, そのまま使用	¥3000(4kg入)	5年
ナフテン酸銅	緑色, 通常灯油で5倍希釈して使用	¥20000(18ℓ入)	5年
ナフテン酸亜鉛	無着色, 通常灯油で2.5倍希釈して使用	¥20000(18ℓ入)	5年
表面処理防腐剤 (キシラザン系)	各色あり, そのまま使用	¥27000(15ℓ入)	2年

6. 2 接合部の防腐、防錆

接合部はできるだけ雨水の溜まらない構造とする。
構造上重要な接合部は、耐朽性が極大の樹種または防腐・防蟻処理した木材を使用する。
表面処理用防腐・防蟻剤で処理した場合は、施工1年後に再処理した後、薬剤の効力に応じて最大5年最小1年の間隔で定期的に塗り直す。
接合に用いる金物は有効な防錆措置をする。

木材が金物等で接合された部分は雨水が溜まりやすいのと結露の影響とで非常に腐りやすい箇所となる。雨水については、雨天のときにその部分が水たまりとならないよう構造的な工夫をする。

防腐・防蟻処理は、木材をプレカットまたは仕口加工後、JISまたはAQ認証されている防腐・防蟻剤を加圧注入する。あるいは、木材に(社)日本木材保存協会または(社)日本しろあり対策協会が認定している表面処理用防腐・防蟻剤を塗布する。施工1年後に処理した後、薬剤の効力に応じて6. 1. 5、表-6. 9に示す再処理サイクルで、最大5年最小1年の間隔で定期的に塗り直す。このために例えば橋梁の入り口にコンプレッサーを設置し、各接合部に木製のためを作り、防腐・防蟻剤再処理用のパイピングをしておくことなどが考えられる。防腐・防蟻剤の中には、金物を腐食する性質を若干有する場合がありますので、防錆措置をした方が望ましいと考えられる。

6. 3 構造的な高耐久化対策

6. 3. 1 水仕舞

構造は屋根をかけ庇をつけるなど、出来るだけ木材に雨がかかりにくいものとする。水たまりとなる部分には水抜きをつける。

耐久性を向上させるためには、できるだけ屋根をつけ、庇を長く取るなど、木部に雨水がかかりにくい構造にすることが望ましい。屋根をつけない場合は、伝統的木橋の錦帯橋のように、木材が水平に使われないよう、できるだけ傾斜をつけた形で使用され、水たまりとなる部分には水抜きをつける、木口が頭となる箇所には銅板で覆いをするなど、必要な工夫をする。土中に埋め込む構造は腐り易いので、出来るだけ避ける。

以下にいくつかの実例を示す。

(1) 屋根付き橋

木橋を長持ちさせる最大の秘訣は、構成要素を直接水に当てない方策を講ずることである。このために最も簡単な方策は屋根を付けることである。

ヨーロッパ、アメリカの古い木橋は圧倒的に屋根付き橋が多い。スイスの木橋参考書によれば、一般的に屋根付き木橋の耐用年数（大修理を要さない年月）は50年とされている。しかし、屋根付き橋はデザインの的に陰気なものが多く、最近では開放的な屋根のない橋が好まれる傾向にある。

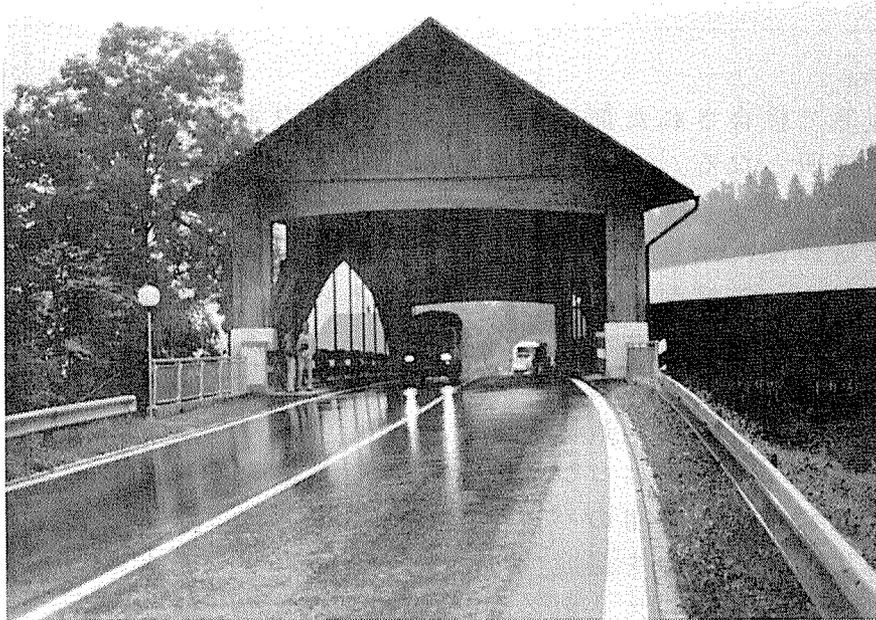


図 - 6. 3 2車線の一般交通用屋根付き木橋の例（スイスベルン州）

(2) 屋根の無い橋

屋根の無い橋の場合も、雨水が直接構造耐力要素（主桁）に掛からないような、また水が全ての構成要素に溜まりにくいような仕様とする：構造的な高耐久化。

1) 床版を張り出して主桁を保護する。

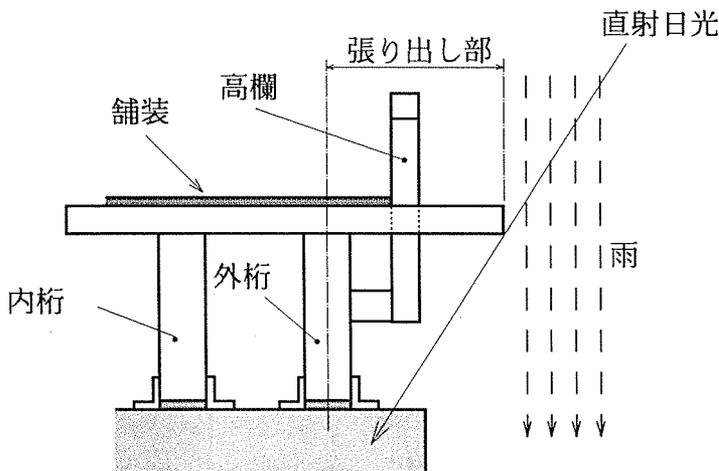


図 - 6. 4 床版による主桁の保護の例

2) 主桁の外側に雨水の直接侵入を遮るブラインドを設置して主桁を保護する。

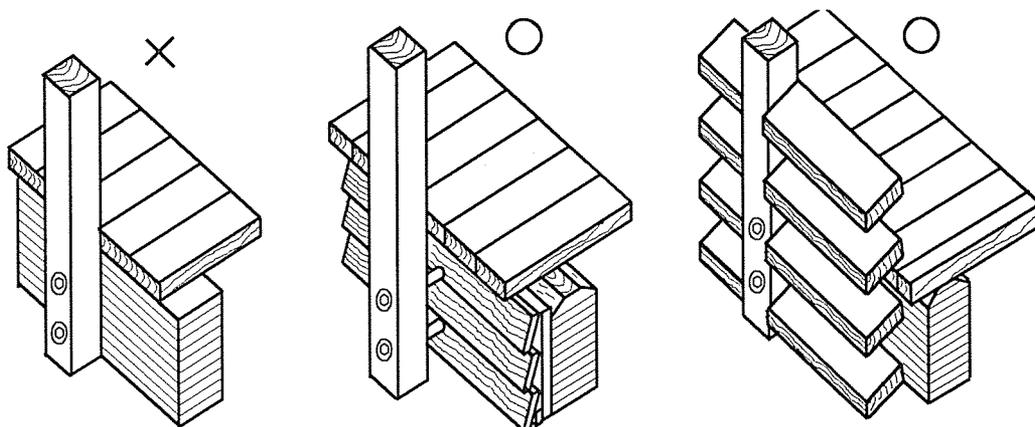


図 - 6. 5 ブラインドによる主桁の保護の例

3) 細部での良好な水はけを確保する。やむを得ず水の溜まる箇所には水抜きを付ける。

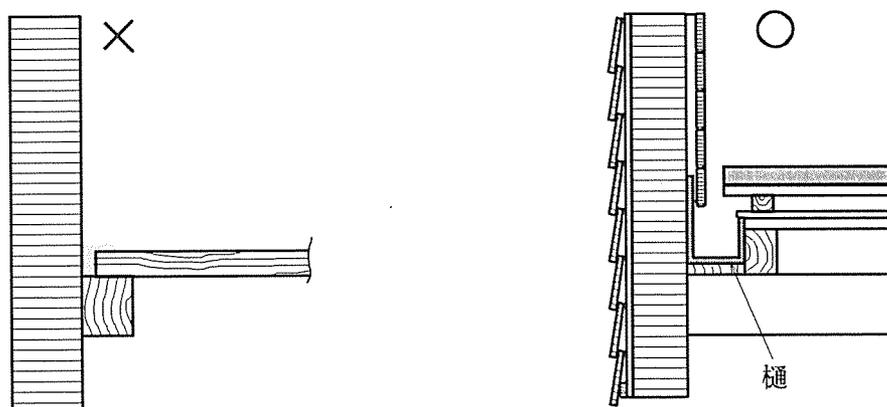


図 - 6. 6 細部での良好な水はけの確保

6. 3. 2 紫外線対策

紫外線対策上は、もともと木部が黒くなることを前提としたデザインを考えるか、塗料を塗り、定期的に塗りかえる。

木材は、時間経過とともに黒化する傾向がある。紫外線対策上は、もともと木部が黒くなることを前提としたデザインを考えるか、濃色の塗料を塗り、定期的に塗りかえる。現在のところ、透明系の塗料の耐久性はあまり大きくない。

6. 4 保守・点検・管理

橋梁全体について定期的に異常がないかを確認すること。

保守・点検・管理のため、以下に示す方法を参考に、最低1年に1回、定期的に木部の腐朽等異常がないかを確認すること。

6. 4. 1 木部の腐朽の判定方法

木材表面を観察した際、以下の兆候がみられたら腐朽・蟻を疑い、詳細点検を行う。

- (1) 材色等の変化
- (2) 蟻害による木材表面等の変化
- (3) 付近に蟻害があることを示す兆候
- (4) 局部的なたわみ

(1) 腐朽・蟻害の兆候

1) 腐朽による材色等の変化

- (a) 褐色でひび割れを生じている場合。
- (b) 白色で繊維状になっている場合。

腐朽または腐朽の初期の木材は、材全体の中で色の変化がある場合が多い。特に褐色でひび割れを生じている場合（褐色腐朽）や、白色で繊維状になっているとき（白色腐朽）は腐朽している可能性が大きい。

- (c) 木材表面にきのこが見える場合。

材からきのこ（子実体）が出ているときは、その材のどこかに腐朽している部分があることを示している。

2) 水が通ったことによる材色変化

- (a) 木材の一部が黒っぽくなっている場合。
- (b) 木材の一部が白っぽくなっている場合。

雨の後に材の一部が黒っぽくなっている場合や、反対に材の一部が白っぽくなっているような場合は、その部分の含水率が高いか水の通過した跡であることを示し、腐朽が始まっている可能性がある。

- (c) 木材の表面にカビが生えている場合。

カビの場合は強度を変化させることはないが、カビの生える環境は腐朽してもおかしくない環境と考えられ、触診など他の方法で、細部

の点検が必要である。

3) 蟻害による木材表面等の変化

(a) 木材上に土を盛った部分が観察された場合。

シロアリの被害の特徴は、蟻道と呼ばれる木材上に土を盛った通路や、蟻土と呼ばれる木材上に土を盛った部分が観察されることである。これはシロアリが光を避け、安全な通路を自ら作り、集団で移動するために作るものである。

(b) 木材の年輪と年輪との間が大きく窪んでいる場合。

シロアリは木材の比較的柔らかい部分である年輪と年輪の間の早材部を先に食べることから、シロアリに食われた木材は、年輪と年輪の間が大きく窪んでくる。

(c) 土を盛った部分を壊すとシロアリが顔を出す場合。

蟻道や蟻土を手で払うと時にシロアリの顔を観察することも可能である。

4) 付近に蟻害があることを示す兆候

(a) 羽蟻が飛んだ場合。

羽蟻が大量に空を飛ぶ群飛は、ヤマトシロアリの場合は、昼間それも午前中が多い。関東地方ではゴールデンウィーク前後にあり、関東より西はその時期が早くなり、九州では2月頃でも観察される。逆に関東から北ではその時期が遅くなる。イエシロアリの場合は、夕方でも街路灯など光に集まるが、時期は地域を問わず、6月に群飛することが多い。

(b) 枯れ木など周囲の樹木に土を盛った部分が観察された場合。

イエシロアリの場合、枯れ木などを巣としていることが多く、巣の周りの被害が特に多い傾向がある。このため、被害の防止には巣の駆除が重要である。

5) 局部的なたわみ

木材が局部的に大きくたわんでいる場合は、腐朽・蟻害を受けている可能性がある。詳細点検を必要とする。

(2) 詳細点検の方法

詳細点検の方法として、簡易に細部を点検するには、次のような方法を用いる。

1) 触診

材の表面を押してみても簡単にへこむ場合は腐朽している可能性がある。マイナスドライバーなどを用いて突き刺したときに簡単に突き刺さる場合も腐朽している可能性がある。何れにしても、腐朽は平均的であるよりは局部的であることが多いので、連続的に調べて部分的に大きく変化している部分があれば腐朽の可能

性が大である。腐朽の直接的な診断ではないが、晴れた日が続いているときに、木材の表面に触って濡れたような感じがするときは、その部分の含水率が高いことを示し、腐朽している可能性がある。

2) 打診

金槌で叩いたとき、他の部分よりも鈍い音がする箇所は、腐朽している可能性がある。

3) たわみの検査

構造物の上に一定の重量のものを載せたときのたわみが、依然より大きいときは、必ずしも腐朽しているわけではないが、何らかの劣化が始まっていることを示すものである。

6. 4. 2 点検・管理の方法

雨の日に構造物を観察し、水溜まりになる部分の有無を調べる。水溜まりが観察されたら、できるだけ水が溜まらない様に、構造物の手直しをする。防腐剤は定期的に塗り直す。

(1) 水切りの点検

雨の日などに構造物を見たとき、水溜まりになる部分を調べる。もし水溜まりになる部分があったら、部材の傾斜や接合の仕方を工夫し、水溜まりの部分が無くなるようにする。手直しが出来ないような場合は、その部分に薬効の確かな防腐剤を滲み込ませるとともに、定期的に(1～3年に1回)防腐剤を滲み込ませる操作を繰り返す。

(2) 防腐剤の塗り直し

木材に、加圧注入でなく、塗布などの方法で防腐剤を塗った場合は、木材の割れなどの性状が安定すると思われる1年後に再度防腐剤を塗り直す。その後は防腐剤の効力にもとづき1～3年で塗り直す。

6. 4. 3 総合的な安全性の確認

橋梁の総合的な安全性を確認するため、年に1度、積載保証荷重の1.3倍程度の荷重を有する車両を走行させ、異常音の発生や許容限度以上のたわみがないかを確認する。

木橋の場合、車両走行時に、金物と木材あるいは木材同士の摩擦で、一定の音が発生するが、金物がはずれたり、木材の切断などによる異常音は、比較的認識しやすいものである。

たわみについては、使用した木材の性状に基づき、予め許容限度を設定すれば、安全性の確認に使用できる。

木材は天然物であるため、腐朽の起こり方はバラバラな時期、箇所で起こり、集中的でない。腐朽を初期に発見し適切な防腐処理を行えば、急激に全体が劣化することは起こりにくい。1年に1度程度、積載保証荷重の1.3倍程度の荷重を有する車両を走行させ、たわみのおおよその値を測定すれば、異常を事前に発見し事故を未然に防ぐことが可能である。

APPENDIX - 1

素材および丸太を用いた木橋

A. 1 設計諸元

素材および丸太を主要構造部材とする木橋の設計には次の諸元に基づくこととする。

A. 1. 1 木材の単位重量

死荷重の算出に使用する木材の重量は、釘、ボルト、栓等を含めて 800 kgf/m^3 を標準とする。

A. 1. 2 活荷重負荷の方法

自動車道の橋床を木床版とする場合の活荷重の分布は図 - A. 1 ~ A. 3 に示すところによる。(寸法の単位 cm)

(1) 敷板が1枚の厚板で上置層が無い場合

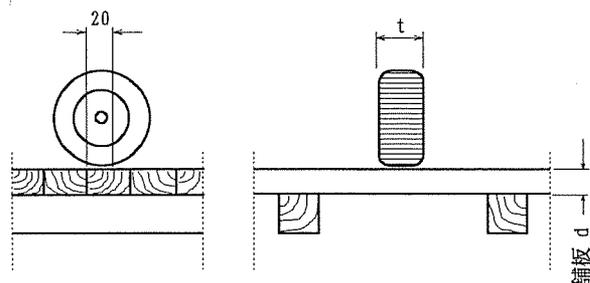


図 - A. 1

(2) 敷板が1枚の厚板で上置層が有る場合

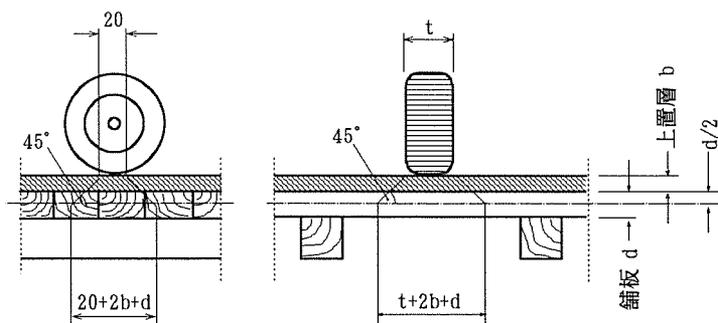


図 - A. 2

(3) 2重敷板とする場合

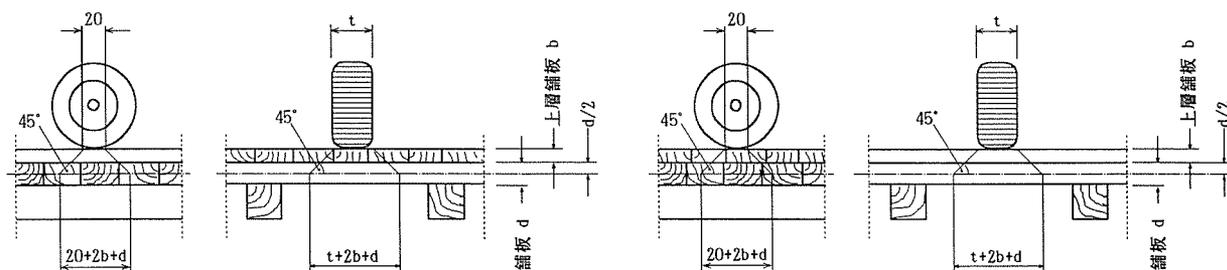


図 - A. 3

A. 1. 3 曲げ剛さ

単桁橋では支間の $1/300$ 以下、構桁橋では $1/400$ 以下を標準とする。

A. 1. 4 部材の寸法

構の部材片には 100 cm^2 未満の断面又は 10 cm 未満の幅又は厚さのものを用いてはならない。但し敷板、填材等はこの限りでない。

A. 1. 5 純断面積

引張材の純断面積の算出には総断面積から切欠き、ボルト孔、栓等によって失われる断面積を控除すること。

A. 1. 6 組み合わせ圧縮材

組み合わせ圧縮材の各材片は中間片を使用して相互に連結するものとし、隣接する中間片に使用するボルト間距離は 1 m 以下とする。

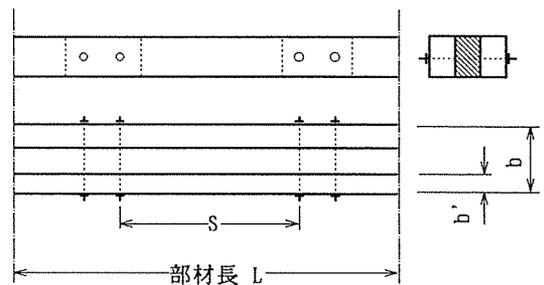


図 - A. 4

また、中間片相互間における各材片の $\frac{S}{b}$ は、部材の $\frac{L}{b} \times \frac{3}{4}$ よりも小さくすること（図 - A. 4 参照）。

A. 1. 7 部材の添接及び連結

主要部材の添接又は連結には、材片相互の間に応力の伝達を図るよう、直径 16 mm 以上のボルトで互に締結すること。

A. 1. 8 ボルト及びナット

ボルト及びナットは J I S 規格によることを標準とする。

A. 1. 9 座金

木材とボルト頭又はナットの間には四角形又は円形の座金を使用する。座金の側辺長又は直径はボルト径の 3.5 倍以上とし、その厚は直径の $1/3$ 以上とする。

A. 1. 10 敷板は単桁と固定する。その支間は純径間に 10 cm を加算すること

A. 2 構造

A. 2. 1 主桁の間隔

主桁の間隔は、 6 tf 車の場合は 0.9 m 程度、 9 tf 車では $0.6 \sim 0.8\text{ m}$ 程度とし、幅員に応じて配置する。

A. 2. 2 主桁の断面

主桁は、角材または太鼓落し丸太を用い、作用する応力等に対して十分な断面形状を有するものとする。

参考に 9 tf車 で幅員 4.0 m の場合の所要断面を示すと大略表 - A. 1 のようになる (針葉樹)。

表 - A. 1 9 tf車の通行を前提とした場合の所要断面

支 間	有 効 巾 員	桁 数	丸 太 桁 径 φ	角 巾	桁 高
m	m	本	cm	cm	cm
3.0	4.0	7	30	20	28
	3.6	6	32	22	28
4.0	"	7	32	22	30
		6	34	22	32
5.0	"	7	36	24	32
		6	36	24	34
6.0	"	7	38	26	34
		6	38	26	36
7.0	"	7	40	28	36
		6	42	28	40

※ 敷板厚 9 cm 縦板厚 6 cm

桁の断面は、その断面係数 (Z) が大きければ曲げモーメントに対して強く、断面 2 次モーメント (I) が大きければ撓みが少ない。従って、一定の直径の丸太から角材の桁を木取りする場合に、その断面矩形の幅 b と高さ h の割合は

Z を最大にする条件からは

$$b:h = 1:\sqrt{2}$$

I を最大にする条件からは

$$b:h = 1:\sqrt{3} \quad \text{となる}$$

図 - A. 5 に、この木取りを示すと (a) は曲げ強度の最大の寸法、(b) は曲げ剛さの最大 (撓みの最小) の寸法である。

従って比較的短い桁には (a) を、比較的長い桁には (b) を用いると実用上都合が良いことになる。

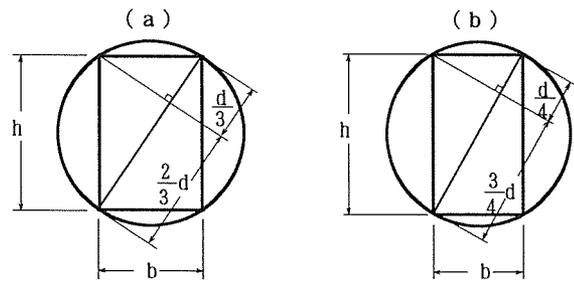


図 - A. 5 最強の桁と最剛の木取り

A. 2. 3 木床版(敷板)

敷板は、幅15～30cm、厚7.5～12cm程度とし、作用応力に対して十分な余裕を有する断面とすること。

また、交通量に応じて二重張り及び5～8cm厚の上層板を設ける構造とする。

敷板には複雑な応力や摩耗、損傷、劣化等の作用が加わることおよび材料にある程度の欠点の存在はまぬがれないこと等の理由から、設計荷重による床版としての計算応力度による必要な断面より十分な余裕を持たさせることが必要である。なお、応力度の計算では特にせん断抵抗を検討することが大切である。

敷板は、一般に幅15～30cm、厚7.5～12cmで、輪荷重によって厚さを決める。幅は24cm程度に選び、その幅に不同があっても荷重は車輪によって分配されるから強度上は支障がない。

敷板1枚張りは強度の点よりも耐久性から重交通には耐えられないから通行量の多い場合は2重張りとする。

2重張りのときは耐摩耗層として上層板5～8cmを敷く。このとき下層板は乾燥させるため等の目的で2～3cmの間隔で、すき間をあけるとよい。

また床版を保護し、荷重分配を良くするためには輪荷重が加わる位置に上層板として幅50～60cmに縦敷板を張る方法が一般的に用いられる。

A. 2. 4 桁の継手

桁の継手は、相互の桁を十分に連結し、安定した構造とすること。

橋脚上での桁の継手には、いろいろの方法がある。最も簡単なものは杭梁の上で桁を相欠きにして上下からボルトで締めるもの(図-A. 6(a))と、杭梁の上に隣接径間の桁を並列して左右からボルトで締めるもの(図-A. 6(b))である。(b)は耳桁には不適當である。

一般的には桁と杭梁の間に副桁(台持木)を置く方法(図-A. 6(c))がよく用いられる。

副桁には桁とほぼ同じ幅で高さは桁の0.8～1.0倍程度の材を用いるが副桁は片持はりと考えて断面の検討をするのがよい。

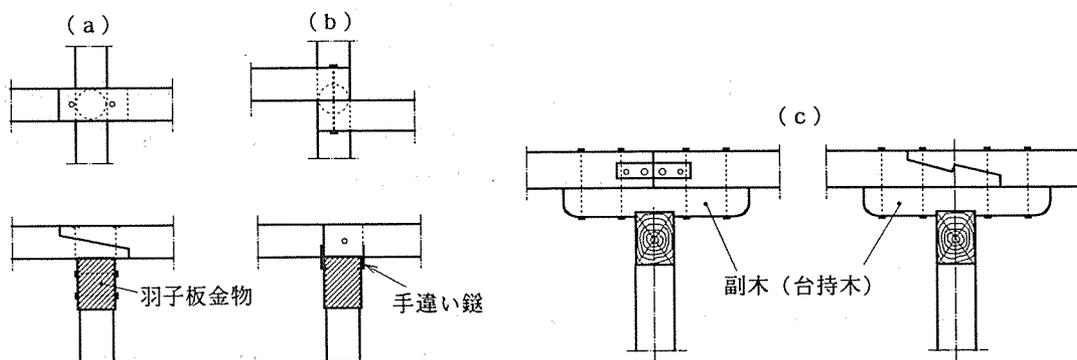


図-A. 6 桁の継手

副桁の長さ（図 - A・7 の y ）は桁スパン L に対して $0.1L$ 程度が普通である。

橋脚と橋脚との間隔を大きくとってスパンを長くするためには副桁を長くすればよいことになるが、荷重が大きいときには桁と副桁との結合部が弛みがちになり、副桁のたわみも大きく、不安定になる。このときには橋脚と副桁との間に斜めに方杖を入れるとよい。方杖を入れたときは図 - A・8 に示すような三角形トラスを構成するものとして考える。

結合部は特に丁寧に作る注意が大切である。

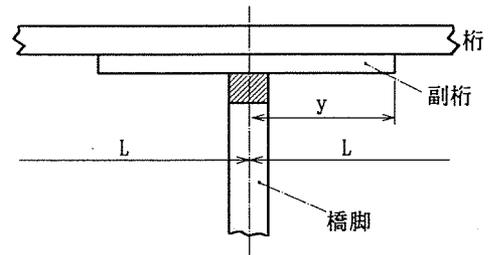


図 - A. 7 副 桁

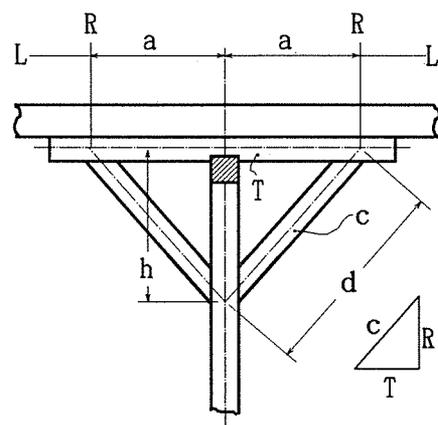


図 - A. 8 方 杖

A. 2. 5 高 欄

高欄は、交通量・架橋の場所等に対して適したものとすること。

従来、我が国の木橋には親柱・袖柱・高欄などの工作には慣習上の型があるが、機能面からみると、必要以上の加工は避けた方がよく、木橋では丸太等を用いて素朴に仕上げる方が風致上も適して良い場合がある。

A. 2. 6 橋台と支承

橋台および支承は、安全で耐久性に富む構造とすること。

短スパンの木橋の支承は土台木を用いてアンカーボルトで固定する。

土台木は 20 cm 程度の角材又は太鼓落し丸太材であるが、この部分は最も腐れ易い所であるから、できるだけ耐久性に富む材質を選ぶことが大切である。

橋台面には雨水が滞留しないよう必ず勾配を付けること。

A. 2. 7 橋面勾配

橋面には、排水のための勾配を付けるのがよい。

木橋では乾燥状態を維持させることが大切である。雨水排水のために一車線の橋に横断勾配を付けることは製作上手間がかかるから、 $2\sim 3\%$ の縦断勾配があった方がよい。

A P P E N D I X - 2

参考表 B - 1 建築指導課長通達による J A S 構造用製材
の許容応力度 (単位: kgf/cm²)

樹 種	区 分	等級	f _c	f _t	f _b
べいまつ	甲種構造材	1 級	90	65	110
		2 級	60	45	75
	乙種構造材	1 級	90	55	90
		2 級	60	35	60
からまつ	甲種構造材	1 級	75	60	95
		2 級	65	50	85
	乙種構造材	1 級	75	45	75
		2 級	65	40	65
ソ連からまつ	甲種構造材	1 級	95	70	120
		2 級	80	60	105
	乙種構造材	1 級	95	55	95
		2 級	80	50	80
ひのき	甲種構造材	1 級	100	75	125
		2 級	90	65	115
	乙種構造材	1 級	100	60	100
		2 級	90	55	90
べいつが	甲種構造材	1 級	70	50	85
		2 級	70	50	85
	乙種構造材	1 級	70	40	70
		2 級	70	40	70
すぎ	甲種構造材	1 級	70	50	90
		2 級	65	50	85
	乙種構造材	1 級	70	40	70
		2 級	65	40	65

注：せん断許容応力度は未定。

甲種構造材とは主として高い曲げ性能を必要とする部分に使用するもの。

乙種構造材とは主として圧縮性能を必要とする部分に使用するもの。

1 級、2 級という等級は「針葉樹の構造用製材の日本農林規格」に規定されている等級を指す。

別添資料

集成材アーチ林道橋設計計算書

(財) 日本住宅・木材技術センター

建造物適用技術推進委員会

木橋分科会

第1章 集成材タイドアーチ橋

1.1 設計条件

- (1) 橋格 一等橋 TL-20
- (2) 形式 集成材2ヒンジアーチ
- (3) 支間 $l = 23 \text{ m}$
- (4) 幅員 車道 5m
- (5) アーチ 形状 円弧
- ライズ比 $\frac{f}{l} = \frac{5}{23} = \frac{1}{4.6} = 0.22$
- 半径 $R = 14.021 \text{ m}$
- 中心角 $\Phi = 1.9234 \text{ rad}$
- アーチ長 $L = R \cdot \Phi = 26.97 \text{ m}$

(6) 許容応力度

すぎ2級集成材

- 圧縮 $F_c = 70 \text{ kgf/cm}^2$
- 引張 $F_t = 65 \text{ kgf/cm}^2$
- 曲げ $F_{bx} = 95 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{by} = 85 \text{ kgf/cm}^2$
- せん断 $F_{sx} = 9 \text{ kgf/cm}^2$
- $F_{sy} = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$
- 支圧 $F_{c\perp} = 20 \text{ kgf/cm}^2$ (材中間)
- $F_{c\perp} = 16 \text{ kgf/cm}^2$ (材端)
- ヤング係数 $E_x = 70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$
- $E_y = 70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$

集成材アーチ林道一般図

(7) 各寸法算出

支間 $l = 23m$

ライズ $f = 5m$

$$R \sin \frac{\Phi}{2} = \frac{l}{2}$$

$$R \cos \frac{\Phi}{2} = R - (f + 1)$$

半径

$$R^2 = \frac{l^2}{4} + (R - (f + 1))^2$$

$$\longrightarrow R = \frac{l^2}{2f} \left(\frac{1}{4} + \frac{(f + 1)^2}{l^2} \right)$$

$$R = \frac{23^2}{2 \times 6} \left(\frac{1}{4} + \frac{6^2}{23^2} \right)$$

$$= 44.083 \times 0.31805 = 14.021 m$$

中心角

$$R \cos \frac{\Phi'}{2} = R - 5$$

$$\therefore \cos \frac{\Phi'}{2} = 1 - \frac{5}{R} = 1 - \frac{5}{14.021} = 0.6434$$

$$\frac{\Phi'}{2} = 49.95^\circ$$

スパン $\frac{l}{2}$

$$\frac{l'}{2} = R \sin \frac{\Phi'}{2}$$

$$= 14.021 \times 0.76548 = 10.733 m$$

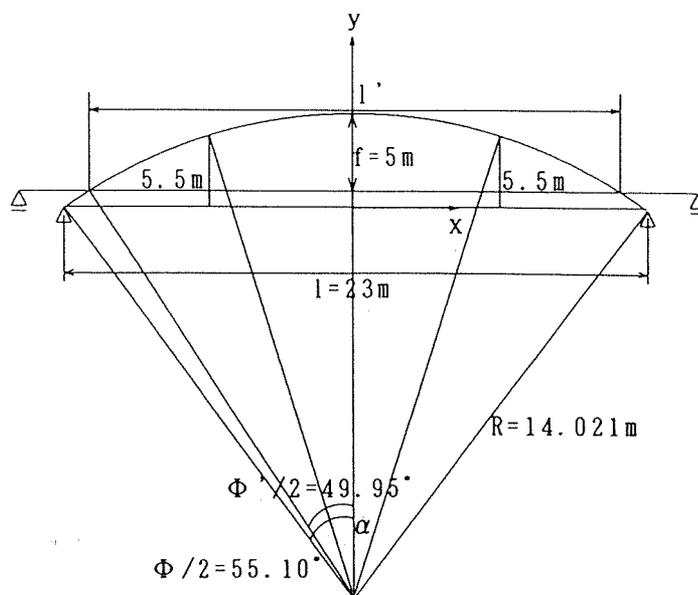


図-1.1.1 アーチ寸法図

中心角

$$R \sin \frac{\Phi}{2} = \frac{l}{2}$$

$$\sin \frac{\Phi}{2} = \frac{l}{2R} = \frac{23}{2 \times 14.021} = 0.8202$$

$$\frac{\Phi}{2} = 55.10^\circ$$

アーチ上部屋根の付け位置

$$x^2 + (y + R - (f + 1))^2 = R^2$$

ここで $y = 5.5m$

$$x^2 = R^2 - (5.5 + R - (f + 1))^2$$

$$= 14.021^2 - 13.521^2 = 196.59 - 182.82 = 13.77$$

$$x = \sqrt{13.77} = 3.71 m$$

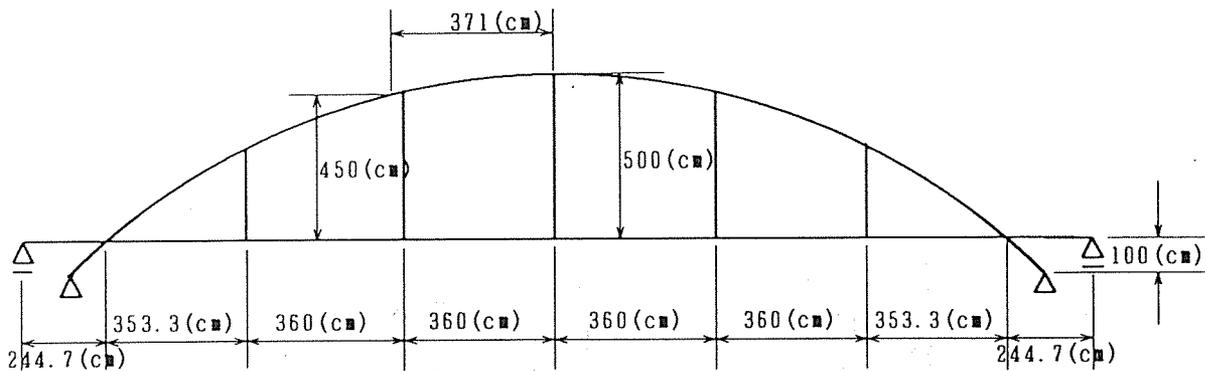


図-1.1.2 アーチ寸法図

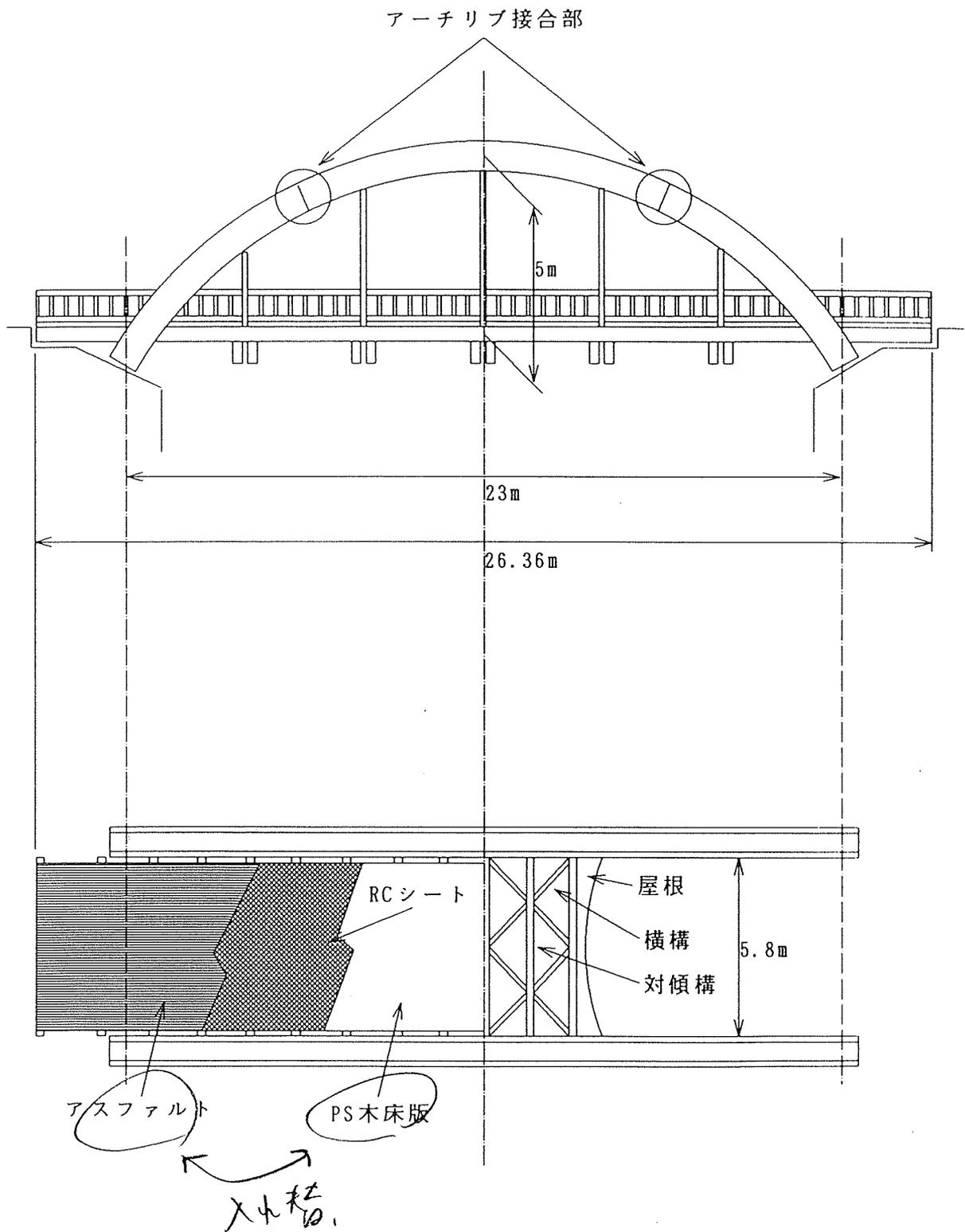


図1.1.3 集成材2ヒンジアーチ橋の全体図

1.2 荷重強度

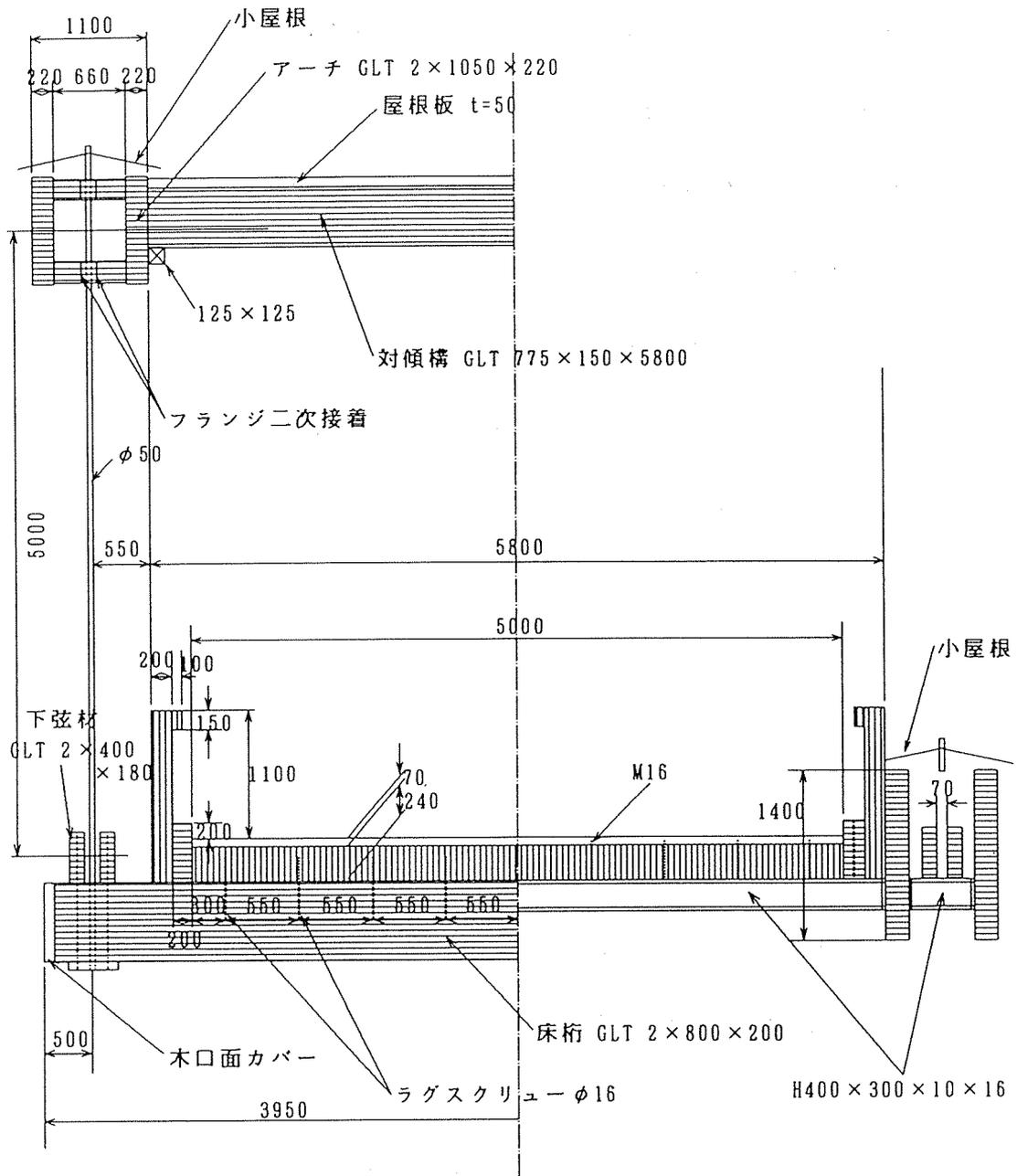


図-1.2.1 アーチ橋断面図

(1) 死荷重 (主構片側当たり)

1) 床版: 幅 5m、厚さ 240mm

$$w_1 = \rho \cdot b \cdot t = 800 \times 5 \times 0.24 \times \frac{1}{2} = 480 \text{ kgf/m}$$

2) アスファルト舗装：平均厚 70mm

$$w_2 = \rho \cdot b \cdot t = 2300 \times 5 \times 0.07 \times \frac{1}{2} = 403 \text{ kgf/m}$$

3) 補剛桁：2×180×400mm

$$w_3 = \rho \cdot b \cdot t = 800 \times 0.18 \times 0.40 \times 2 = 115 \text{ kgf/m}$$

4) 縁石：断面 20×47cm

$$w_4 = \rho \cdot b \cdot t = 800 \times 0.2 \times 0.47 = 75 \text{ kgf/m}$$

5) 床桁：断面 5×40×80cm、H-2×400×300×10×16mm

$$\begin{aligned} w_5 &= 800 \times 0.4 \times 0.8 \times 7.90 \times 5 \times \frac{1}{26.36} \times \frac{1}{2} \\ &\quad + 107 \times (5.8 + 0.66 \times 2) \times 2 \times \frac{1}{26.36} \times \frac{1}{2} \\ &= 192 + 29 = 221 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

6) 高欄：仮定

$$w_6 = 30 \text{ kgf/m}$$

7) アーチリブ：長方形断面

$$w_7 = 2 \times 800 \times (0.22 \times 1.05 + 0.18 \times 0.66) \times 26.97 \times \frac{1}{23} = 656 \text{ kgf/m}$$

8) 吊り材：φ50

$$w_8 = 15.4 \times (4.942 \times 2 + 6.293 \times 2 + 6.722) \times \frac{1}{23} = 20 \text{ kgf/m}$$

9) 対傾構・横構・屋根板：作用長 6m

対傾構：5本

$$\begin{aligned} w_{91} &= 800 \times (0.775 \times 0.15 + 2 \times 0.70 \times 0.15 + 2 \times 0.45 \times 0.15) \times 5.8 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} \\ &= 178 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

横構：8本

$$w_{92} = 800 \times 8 \times 0.36 \times 0.10 \times 2.086 \times \frac{1}{6} = 80 \text{ kgf/m}$$

屋根板：厚さ50mm

$$w_{93} = 800 \times 5.8 \times 0.05 \times 7.0 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{6} = 135 \text{ kgf/m}$$

合計

$$\begin{aligned} w_9 &= w_{91} + w_{92} + w_{93} \\ &= 178 + 80 + 135 \\ &= 393 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

10) アーチリブ小屋根：幅140cm、厚さ5cm

$$w_{10} = 800 \times 1.4 \times 0.05 \times 26.97 \times \frac{1}{23} = 66 \text{ kgf/m}$$

(2) 死荷重合計

1) 補剛桁 (Girder) に作用する死荷重

a) 中路部

$$\begin{aligned} w_{dg} &= w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + w_6 \\ &= 480 + 403 + 115 + 75 + 221 + 30 \\ &= 1324 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

b) 張り出し部

$$\begin{aligned} w_{dg} &= w_1 + w_2 + w_4 + w_5 + w_6 \\ &= 480 + 403 + 75 + 221 + 30 \\ &= 1209 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

2) アーチリブ (Arch) に作用する死荷重

$$\begin{aligned} w_{da} &= w_7 + w_8 + w_{10} \\ &= 656 + 20 + 66 \\ &= 742 \text{ kgf/m} \end{aligned}$$

3) アーチクラウンに6mの区間に亘って作用する死荷重

$$w_{da} = w_9 = 393 \text{ kgf/m}$$

(3) 活荷重

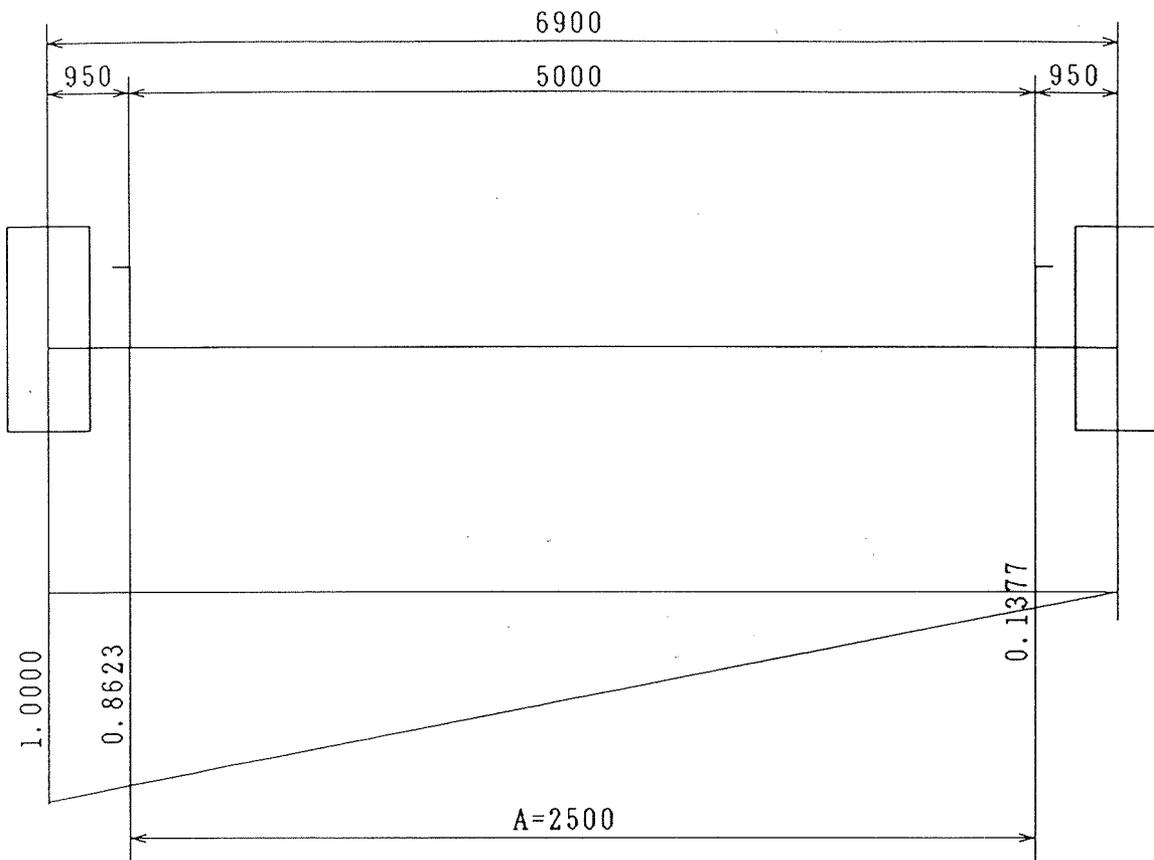


圖-1.2.2 活荷重載荷用反力影響線

活荷重（一等橋）

線荷重 $P = 5.0 \times 2.5 = 12.5 \text{ t}$

等分布荷重 $q = 0.350 \times 2.5 = 0.875 \text{ t/m}$

衝擊係數

$i = 0.25$ （全部材一定）

1.3 断面の断面定数

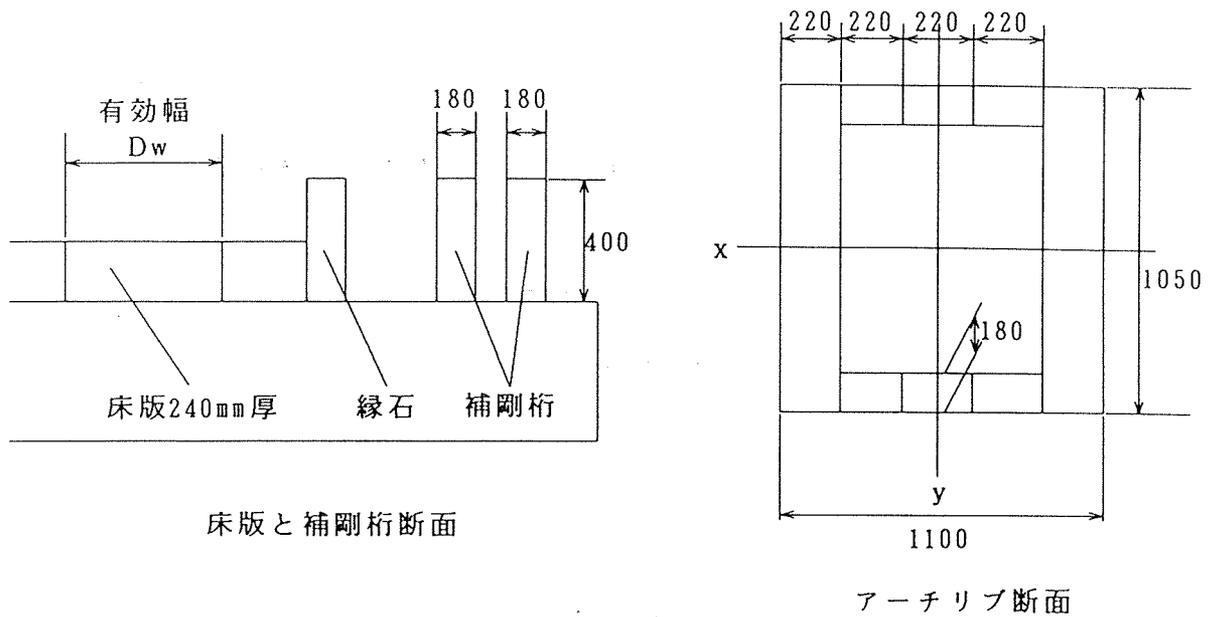


図-1.3.1 断面図

(1) アーチリブ

$$\begin{aligned}
 A &= 2bh + 2cd \\
 &= 2 \times 22 \times 105 + 2 \times 66 \times 18 \\
 &= 4620 + 2376 = 6996 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum I_x &= \frac{bh^3}{12} \times 2 + \frac{cd^3}{12} \times 2 \\
 &= \frac{22 \times 105^3}{12} \times 2 + \frac{66 \times 18^3}{12} \times 2 \\
 &= 4244625 + 64152 = 4308777 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\sum I_y = \frac{hb^3}{12} \times 2 + \frac{dc^3}{12} \times 2$$

$$= \frac{105 \times 22^3}{6} + \frac{18 \times 66^3}{6}$$

$$= 186340 + 862488 = 1048828 \text{ cm}^4$$

個々の断面 2 次モーメントの和の 1.5 倍とする（「木構造計算基準・同解説」203.3）

$$I_x = \xi \sum I_{x_i} = 1.5 \times 4308777 = 6463166 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \xi \sum I_{y_i} = 1.5 \times 1048828 = 1573242 \text{ cm}^4$$

$$A = 6996 \text{ cm}^2$$

(2) 補剛桁

1) 中路部は補剛桁 + 床版有効幅とする

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} + C B \cdot \frac{D_w \cdot t^3}{12}$$

$$= \frac{36 \times 40^3}{12} + 0.8 \times \frac{120 \times 24^3}{12}$$

$$= 192000 + 110592$$

$$= 302592 \text{ cm}^4$$

$$A = 1440 + 0.8 \times 120 \times 24 = 3744 \text{ cm}^2$$

2) 張り出し部は床版有効幅のみとする

$$I_x = C B \cdot \frac{D_w \cdot t^3}{12}$$

$$= 0.8 \times \frac{120 \times 24^3}{12}$$

$$= 110592 \text{ cm}^4$$

$$A = 0.8 \times 120 \times 24 = 2304 \text{ cm}^2$$

表-1.3.1 断面定数

		断面積 (cm ²)	断面 2 次モーメント (cm ⁴)	ヤング率 (kgf/cm ²)
アーチリブ		6996	6463166	70000
補剛桁	中路部	3744	302592	
	張り出し部	2304	110592	
吊り部材		φ50:19.63	————	2100000

1.4 アーチリブの断面力

1.4.1 アーチクラウン（節点（9））の断面力

- (1) 曲げモーメントの最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照図-1.5より

$$N_a = 24.633 \text{ t}$$

$$N_{l+i} = N(l+i)$$

$$= 20.694 \text{ t}$$

$$M_a = 6.575 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{l+i} = 23.152 \text{ t}\cdot\text{m}$$

合計断面力

$$N = N_a + N_{l+i}$$

$$= 24.633 + 20.694 = 45.327 \text{ t}$$

$$M = M_a + M_{l+i}$$

$$= 6.575 + 23.152 = 29.727 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- (2) 軸力の最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照図-3.5より

$$N_a = 24.633 \text{ t}$$

$$N_{l+i} = N(l+i)$$

$$= 25.659 \text{ t}$$

$$M_a = 6.575 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{l+i} = 20.804 \text{ t}\cdot\text{m}$$

合計断面力

$$\begin{aligned} N &= N_d + N_{l+i} \\ &= 24.633 + 25.659 = 50.292 \text{ t} \\ M &= M_d + M_{l+i} \\ &= 6.575 + 20.804 = 27.379 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

1.4.2 節点(7)の断面力

(1) 曲げモーメントの最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照

図-1.4より

$$\begin{aligned} N_d &= 24.635 \text{ t} \\ N_{l+i} &= N(l+i) \\ &= 15.811 \text{ t} \\ M_d &= 2.238 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{l+i} &= 30.374 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

合計断面力

$$\begin{aligned} N &= N_d + N_{l+i} \\ &= 24.635 + 15.811 = 40.446 \text{ t} \\ M &= M_d + M_{l+i} \\ &= 2.238 + 30.374 = 32.612 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 軸力の最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照図-3.4より

$$\begin{aligned} N_d &= 24.635 \text{ t} \\ N_{l+i} &= N(l+i) \\ &= 25.659 \text{ t} \\ M_d &= 2.238 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{l+i} &= 0.027 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

合計断面力

$$\begin{aligned} N &= N_d + N_{l+i} \\ &= 24.635 + 25.659 = 50.294 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{l+i} \\ &= 2.238 + 0.027 = 2.265 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

1.4.3 節点(5)の断面力

- (1) 曲げモーメントの最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照図-1.3より

$$N_d = 27.137 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} N_{l+i} &= N(l+i) \\ &= 4.326 \text{ t} \end{aligned}$$

$$M_d = -5.059 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{l+i} = 33.118 \text{ t}\cdot\text{m}$$

合計断面力

$$\begin{aligned} N &= N_d + N_{l+i} \\ &= 27.137 + 4.326 = 31.463 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{l+i} \\ &= -5.059 + 33.118 = 33.118 \text{ t}\cdot\text{m} \quad (\text{相反応力部材}) \end{aligned}$$

- (2) 軸力の最大をとる場合は、付録の「断面力の表」とその参照図-3.3より

$$N_d = 27.139 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} N_{l+i} &= N(l+i) \\ &= 28.127 \text{ t} \end{aligned}$$

$$M_d = -5.059 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{l+i} = -12.141 \text{ t}\cdot\text{m}$$

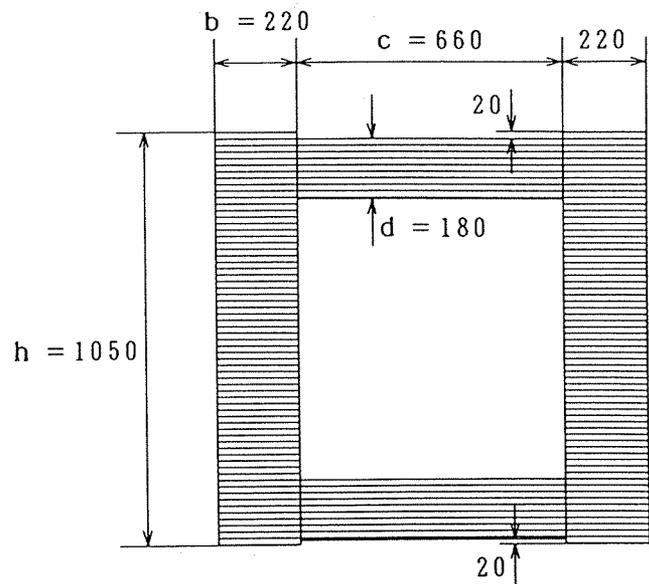
合計断面力

$$\begin{aligned} N &= N_d + N_{t+i} \\ &= 27.137 + 28.127 = 55.264 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{t+i} \\ &= (-5.059) + (-12.141) = -17.200 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

1.5 アーチ断面の設計

右の断面において、
二つのアーチは相互に
ラグスクリューで結合
しているものとする。



1.5.1 断面定数

図-1.5.1 アーチ断面図

$$\begin{aligned}
 A &= 2bh + 2cd \\
 &= 2 \times 22 \times 105 + 2 \times 66 \times 18 \\
 &= 4620 + 2376 = 6996 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum I_x &= \frac{bh^3}{12} \times 2 + \frac{cd^3}{12} \times 2 \\
 &= \frac{22 \times 105^3}{12} \times 2 + \frac{66 \times 18^3}{12} \times 2 \\
 &= 4244625 + 64152 = 4308777 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sum I_y &= \frac{hb^3}{12} \times 2 + \frac{dc^3}{12} \times 2 \\
 &= \frac{105 \times 22^3}{6} + \frac{18 \times 66^3}{6} \\
 &= 186340 + 862488 = 1048828 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

ラグスクリューの効果を $\xi = 1.5$ と仮定する（複合圧縮材の最小値）。

$$I_x = \xi \sum I_x = 1.5 \times 4308777$$

$$= 6463166 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \xi \sum I_y = 1.5 \times 1048828$$

$$= 1573242 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2}$$

$$= \frac{6463166}{105/2} = 123108 \text{ cm}^3$$

1.5.2 許容応力度

$$F_c'' = F_c \cdot C_M$$

$$= 70 \times 0.8 = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{bx}'' = F_{bx} \cdot C_c \cdot C_M$$

ここで $C_c = 1 - 2000 \left(\frac{t}{R} \right)^2$

$$= 1 - 2000 \times \left(\frac{0.03}{14.021 - \frac{1.05}{2}} \right)^2 = 0.990 \approx 1.0$$

$$\therefore F_{bx}'' = 95 \times 0.990 \times 0.8 = 75.24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_x' = E_x \cdot C_M$$

$$= 70 \times 10^3 \times 0.8 = 56 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_y' = E_y \cdot C_M$$

$$= 70 \times 10^3 \times 0.8 = 56 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$$

以上で $C_M = 0.8$ は湿潤係数。

1.5.3 アーチリブ各節点での応力照査

(1) アーチクラウン（節点（9））の曲げモーメント最大の場合

1) 柱としての座屈許容応力度 F_c'

断面二次半径

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{6463166}{6996}} = 30.4 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1573242}{6996}} = 15.0 \text{ cm}$$

有効座屈長

曲げモーメント最大するとき、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の「断面力の表」、参照図-1.5の活荷重載荷状態に死荷重を加えた状態の図-1.5.2 曲げモーメント図で $M = 0$ の点の直線距離であるから

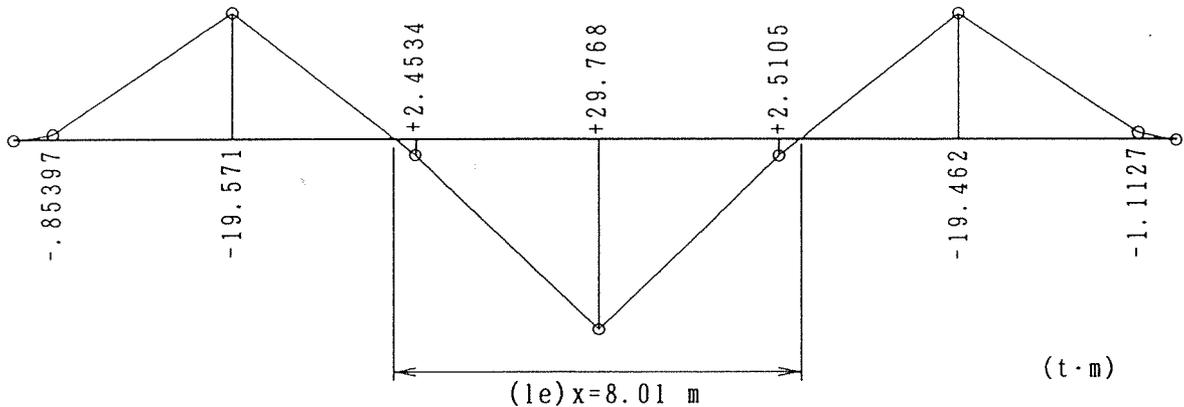


図-1.5.2 曲げモーメント図

よって $(l_e)_x = 8.01 \text{ m}$ となる

アーチ面外の座屈に対してはアーチリブと桁との交点で固定、アーチクラウンでヒンジと考えられるから図-1.5.9より

$$(l_e)_y = K_e l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 0.80 \times 11.841 = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{8.01}{0.304} = 26.3 < 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

よって

$$\lambda_x < 38 \quad \text{-----} \quad \text{アーチ面内は短柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y' \quad \text{-----} \quad \text{アーチ面外は中間柱}$$

x 軸まわり（アーチ面内）の圧縮座屈許容応力は

$$F_{cx}' = F_c'' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

y 軸まわり（アーチ面外）のそれは

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{63.1}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \times 0.819 = 45.9 \text{ kgf/cm}^2 < F_{cx}' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長は両端単純支持で集中荷重の場合を適用する。

$$l_u = 11.841 \text{ m より}$$

$$l_e = 1.37 l_u + 3d$$

$$= 1.37 \times 11.841 + 3 \times 0.520 = 17.782 \text{ m}$$

ここで

$$\begin{aligned}d &= \sqrt{12} r_y \\ &= \sqrt{12} \times 15.0 = 0.520 \text{ m}\end{aligned}$$

を用いた。

$$\begin{aligned}C_s &= \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}} \\ &= \sqrt{\frac{17.782 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.3 < 10\end{aligned}$$

よって

$C_s < 10$ であるから短梁。

寸法調整係数は

$$C_F = \left(\frac{30}{d}\right)^{1/9} = \left(\frac{30}{52.0}\right)^{1/9} = 0.941$$

よって

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 70.8 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{45327}{6996} = 6.48 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{2972700}{6463166/52.5} = 24.15 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_b}{F_{bx}'} = \frac{6.48}{45.9} + \frac{24.15}{70.8}$$

$$= 0.14 + 0.34 = 0.48 < 1 \quad \text{合格}$$

(2) アーチクラウン（節点（9））の軸力最大の場合

1) 柱としての座屈許容応力度 F_c'

断面二次半径

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{6463166}{6996}} = 30.4 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1573242}{6996}} = 15.0 \text{ cm}$$

有効座屈長

軸力最大の時、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の「断面力の表」、参照図-3.5の活荷重載荷状態に死荷重を加えた状態の図-1.5.3 曲げモーメント図で $M = 0$ の点の直線距離であるから

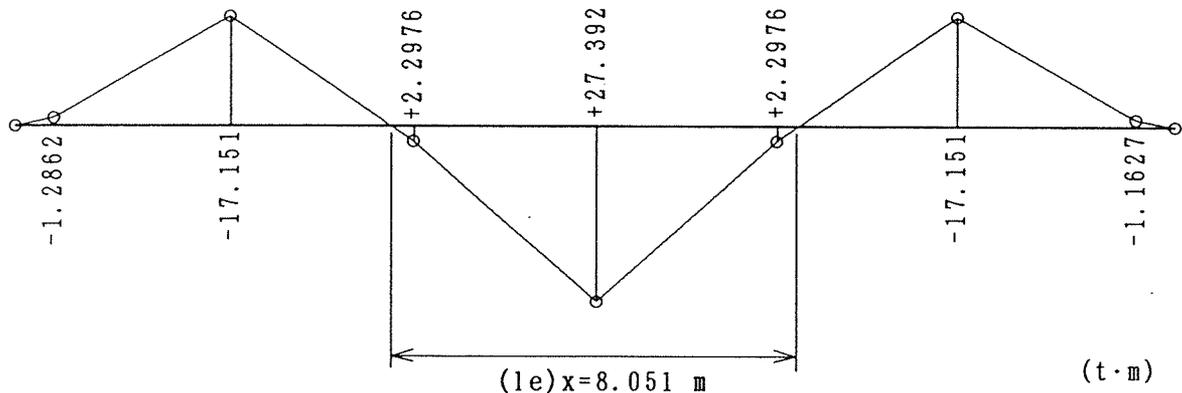


図-1.5.3 曲げモーメント図

よって

$$(l_e)_x = 8.051 \text{ m}$$

となる

アーチ面外の座屈に対してはアーチリブと桁との交点で固定、アーチクラウンでヒンジと考えられるから図-1.5.9より

$$(l_e)_y \cong K_e l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 0.80 \times 11.841 = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{8.051}{0.304} = 26.5 < 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

よって

$$\lambda_x < 38 \quad \text{-----} \quad \text{ア-チ面内は短柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y \quad \text{-----} \quad \text{ア-チ面外は中間柱}$$

x 軸まわり（ア-チ面内）の圧縮座屈許容応力は

$$F_{cx}' = F_c'' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

y 軸まわり（ア-チ面外）のそれは

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{63.1}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \times 0.819 = 45.9 \text{ kgf/cm}^2 < F_{cx}' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長は両端単純支持で集中荷重の場合を適用する。

$$l_u = 11.841 \text{ m より}$$

$$l_e = 1.37 l_u + 3d$$

$$= 1.37 \times 11.841 + 3 \times 0.520 = 17.782 \text{ m}$$

ここで

$$\begin{aligned}d &= \sqrt{12} r_y \\ &= \sqrt{12} \times 15.0 = 0.520 \text{ m}\end{aligned}$$

を用いた。

$$\begin{aligned}C_s &= \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}} \\ &= \sqrt{\frac{17.782 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.3 < 10\end{aligned}$$

よって

$C_s < 10$ であるから短梁。

寸法調整係数は

$$C_F = \left(\frac{30}{d}\right)^{1/9} = \left(\frac{30}{52.0}\right)^{1/9} = 0.941$$

よって

$$F_{bx'} = F_{bx''} \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 70.8 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{50292}{6996} = 7.19 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{2737900}{6463166/52.5} = 22.24 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\begin{aligned}\frac{f_c}{F_{cy'}} + \frac{f_b}{F_{bx'}} &= \frac{7.19}{45.9} + \frac{22.24}{70.8} \\ &= 0.16 + 0.31 = 0.47 < 1 \quad \text{合格}\end{aligned}$$

(3) 節点(7)において曲げモーメントが最大の場合

1) 柱としての座屈応力度 F_c'

有効座屈長

曲げモーメント最大の時、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の「断面力の表」、参照図-1.4の活荷重載荷状態に死荷重を加えた状態の曲げモーメント図での $M=0$ の点と支点を結ぶ弦長とする

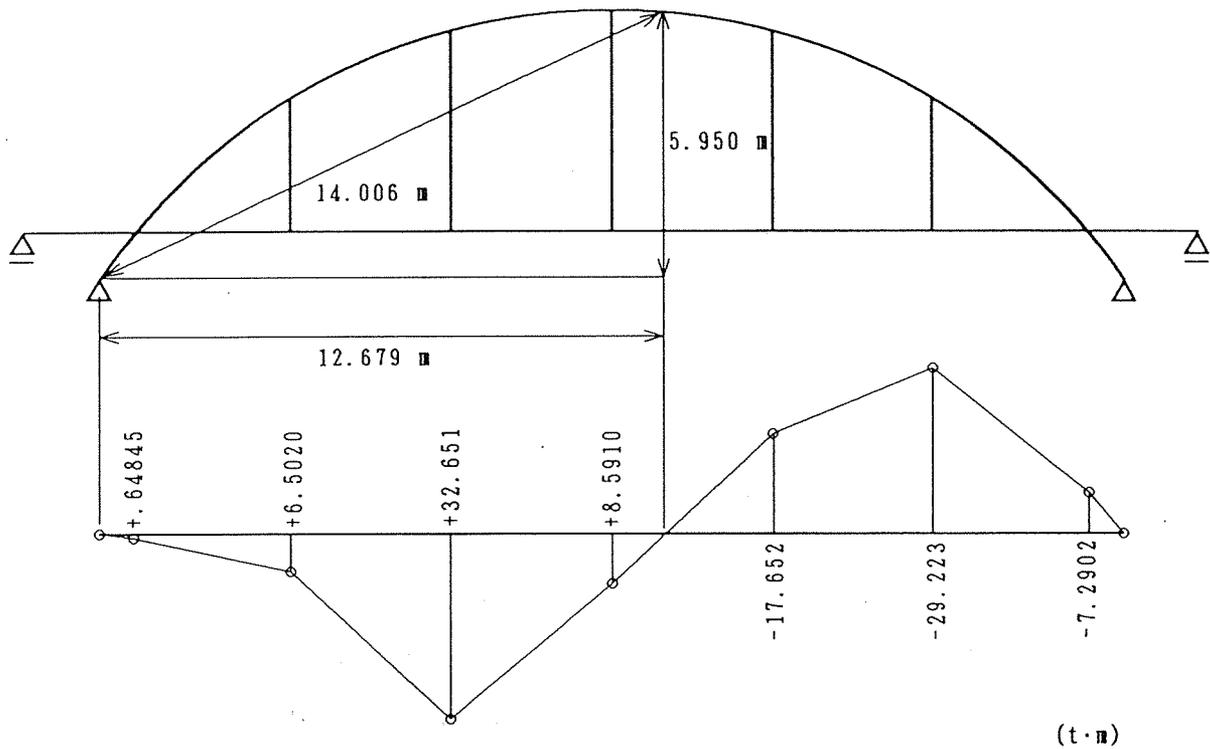


図-1.5.4 曲げモーメント図

よって

$$(l_e)_x = \sqrt{12.679^2 + 5.950^2} = 14.006 \text{ m}$$

となる。

アーチ面外に対しては、アーチリブと桁との交点とアーチクラウンを結ぶ弦長とするので図-1.5.9より。

$$(l_e)_y = K_e \cdot l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{14.006}{0.304} = 46.1 > 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

以上で

$$\frac{l_e}{d} \leq 50$$

でなければならない。

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b d^3}{12 b d}} = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

より

$$\frac{l_e}{d} = \frac{l_e}{\sqrt{12} r} \leq 50$$

$$\therefore \frac{l_e}{r} \leq 50 \sqrt{12} = 173$$

よって x , y 軸まわりの座屈に対して合格。

$$38 < \lambda_x < K_x' \text{ ----- アーチ面内には中間柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y' \text{ ----- アーチ面外には中間柱}$$

となる。

$$F_{cx}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_x}{K_x'} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{46.1}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 53 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y'} \right)^4 \right\}$$

$$= 46 \text{ kgf/cm}^2$$

よって F_{cy}' が支配する。

2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長

$$l_e = 1.37 l_u + 3d \\ = 1.37 \times 11.840 + 3 \times 0.520 = 17.781 \text{ m}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}} \\ = \sqrt{\frac{17.781 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.4 < 10$$

よって

$$C_s < 10$$

であるから短梁。

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 71 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{40446}{6996} = 5.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{3261200}{123108} = 26.5 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_b}{F_{bx}'} = \frac{5.8}{46} + \frac{26.5}{71} \\ = 0.13 + 0.37 = 0.50 < 1 \quad \text{合格}$$

(4) 節点(7) における軸力最大の場合

1) 柱としての座屈許容応力度 F_c'

有効座屈長

軸力最大の際、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の「断面力の表」、参照図-3.4の活荷重載荷状態に死荷重を加えた状態の図-1.5.5 曲げモーメント図で $M = 0$ の点の直線距離であるから

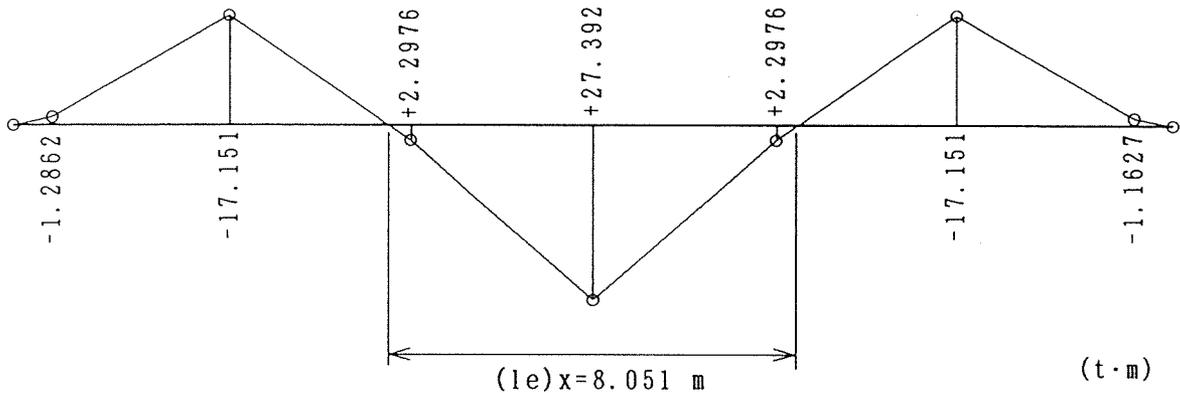


図-1.5.5 曲げモーメント図

よって

$$(l_e)_x = 8.051 \text{ m}$$

となる

アーチ面外の座屈に対してはアーチリブと桁との交点で固定、アーチクラウンでヒンジと考えられるから図-1.5.9より

$$(l_e)_y \cong K_e l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 0.80 \times 11.841 = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{8.051}{0.304} = 26.5 < 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

よって

$$\lambda_x < 38 \quad \text{アーチ面内は短柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y' \quad \text{アーチ面外は中間柱}$$

x 軸まわり（アーチ面内）の圧縮座屈許容応力は

$$F_{cx}' = F_c'' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

y 軸まわり（アーチ面外）のそれは

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{63.1}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \times 0.819 = 45.9 \text{ kgf/cm}^2 < F_{cx}' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長は両端単純支持で集中荷重の場合を適用する。

$$l_u = 11.841 \text{ m より}$$

$$l_o = 1.37 l_u + 3d$$

$$= 1.37 \times 11.841 + 3 \times 0.520 = 17.782 \text{ m}$$

ここで

$$d = \sqrt{12} \gamma_y$$

$$= \sqrt{12} \times 15.0 = 0.520 \text{ m}$$

を用いた。

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{17.782 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.3 < 10$$

よって

$C_s < 10$ であるから短梁。

寸法調整係数は

$$C_F = \left(\frac{30}{d}\right)^{1/9} = \left(\frac{30}{52.0}\right)^{1/9} = 0.941$$

よって

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 70.8 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{50294}{6996} = 7.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{226500}{6463166/52.5} = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_b}{F_{bx}'} = \frac{7.2}{45.9} + \frac{1.8}{71}$$

$$= 0.16 + 0.03 = 0.19 < 1 \quad \text{合格}$$

(5) 節点(5)において曲げモーメントが最大の場合

1) 柱としての座屈応力度 F_c'

有効座屈長

曲げモーメント最大の時、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の「断面力の表」、参照図-1.3の活荷重載荷状態(相反応力部材のため、死荷重は無視)での図-1.5.6 曲げモーメント図で $M=0$ の点と支点を結ぶ弦長とする。

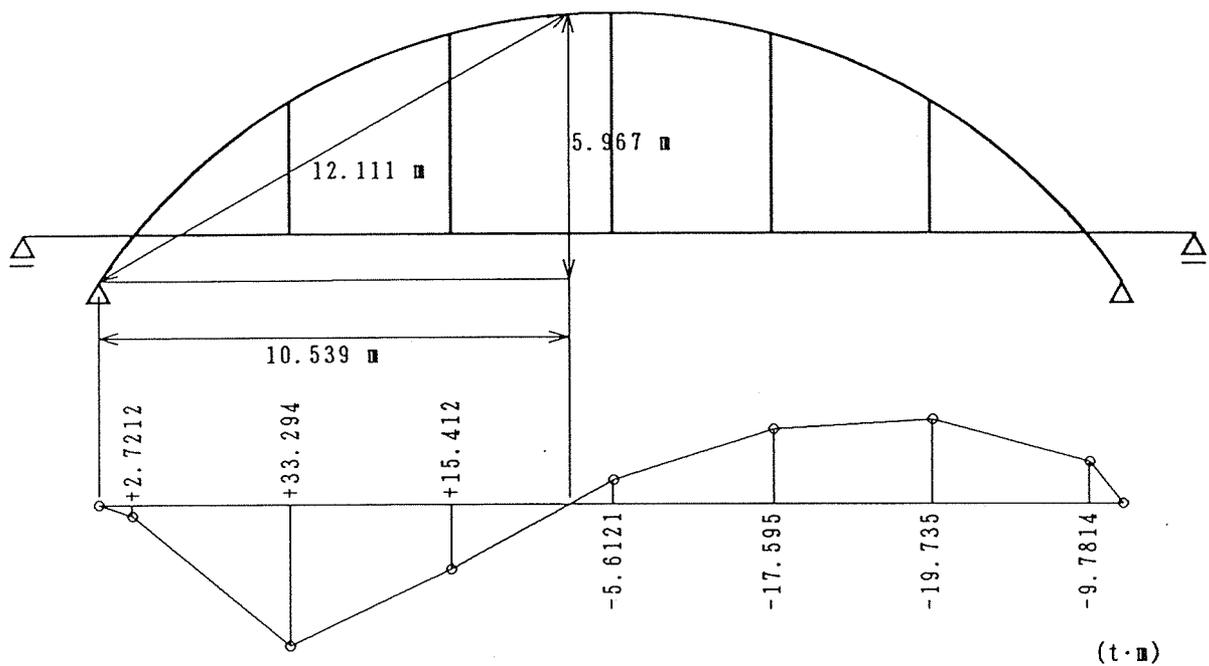


図-1.5.6 曲げモーメント図

よって

$$(l_e)_x = \sqrt{10.539^2 + 5.967^2} = 12.111 \text{ m}$$

となる

アーチ面外に対しては、アーチリブと桁との交点とアーチクラウンを結ぶ弦長とするので図-1.5.9より。

$$(l_e)_y = K_e \cdot l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{12.111}{0.304} = 39.8 > 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

以上で

$$\frac{l_e}{d} \leq 50$$

でなければならない。

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bd^3}{12bd}} = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

より

$$\frac{l_e}{d} = \frac{l_e}{\sqrt{12} r} \leq 50$$

$$\therefore \frac{l_e}{r} \leq 50\sqrt{12} = 173$$

よって x , y 軸まわりの座屈に対して合格。

$$38 < \lambda_x < K_x' \text{ ----- } \text{アーチ面内には中間柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y' \text{ ----- } \text{アーチ面外には中間柱}$$

となる。

$$F_{cx}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_x}{K_x} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{39.8}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y} \right)^4 \right\}$$

$$= 46 \text{ kgf/cm}^2$$

よって F_{cy}' が支配する。

2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長

$$\begin{aligned}l_e &= 1.37l_u + 3d \\ &= 1.37 \times 11.840 + 3 \times 0.520 = 17.781 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}} \\ &= \sqrt{\frac{17.781 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.4 < 10\end{aligned}$$

よって

$$C_s < 10$$

であるから短梁。

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 71 \text{ kgf/cm}^2$$

3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{31463}{6996} = 4.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{3311800}{123108} = 26.9 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\begin{aligned}\frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_b}{F_{bx}'} &= \frac{4.5}{46} + \frac{26.9}{71} \\ &= 0.10 + 0.38 = 0.48 < 1 \quad \text{合格}\end{aligned}$$

(6) 節点(5)において軸力最大の場合

1) 柱としての座屈応力度 F_c'

有効座屈長

軸力最大の時、アーチ面内の座屈に対する有効座屈長 $(l_e)_x$ は付録の示す「断面力の表」、参照図-3.3の活荷重載荷状態に死荷重を加えた状態の図-1.5.7 曲げモーメント図で $M = 0$ の点の直線距離であるから

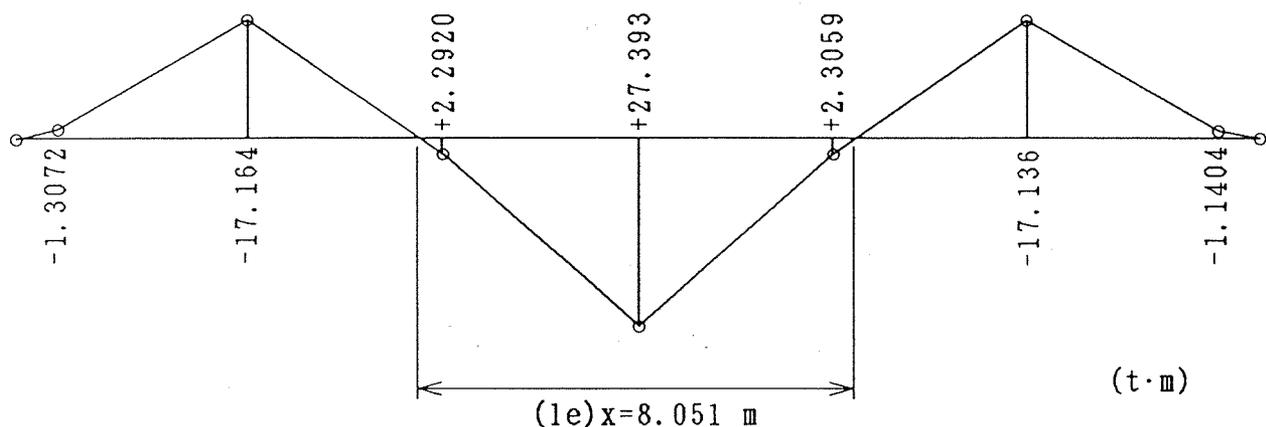


図-1.5.7 曲げモーメント図

よって

$$(l_e)_x = 8.051 \text{ m}$$

となる

アーチ面外の座屈に対してはアーチリブと桁との交点で固定、アーチクラウンでヒンジと考えられるから図-1.5.9より

$$(l_e)_y = K_e l = 0.80 \times \sqrt{10.733^2 + 5^2} = 0.80 \times 11.841 = 9.472 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{8.051}{0.304} = 26.5 < 38$$

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{9.472}{0.150} = 63.1 > 38$$

$$K_x' = 2.324 \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

$$K_y' = 2.324 \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{56000}{56}} = 73.5$$

よって

$$\lambda_x < 38 \quad \text{-----} \quad \text{アーチ面内は短柱}$$

$$38 < \lambda_y < K_y \quad \text{-----} \quad \text{アーチ面外は中間柱}$$

x 軸まわり（アーチ面内）の圧縮座屈許容応力は

$$F_{cx}' = F_c'' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

y 軸まわり（アーチ面外）のそれは

$$F_{cy}' = F_c'' \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda_y}{K_y} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{63.1}{73.5} \right)^4 \right\}$$

$$= 56 \times 0.819 = 45.9 \text{ kgf/cm}^2 < F_{cx}' = 56 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) 横座屈許容応力度 F_b'

有効座屈長は両端単純支持で集中荷重の場合を適用する。

$$l_u = 11.841 \text{ m より}$$

$$l_o = 1.37 l_u + 3d$$

$$= 1.37 \times 11.841 + 3 \times 0.520 = 17.782 \text{ m}$$

ここで

$$d = \sqrt{12} \gamma_y$$

$$= \sqrt{12} \times 15.0 = 0.520 \text{ m}$$

を用いた。

$$C_s = \sqrt{\frac{l_o r_x}{3.46 r_y^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{17.782 \times 0.304}{3.46 \times 0.150^2}} = 8.3 < 10$$

よって

$C_S < 10$ であるから短梁。

寸法調整係数は

$$C_F = \left(\frac{30}{d}\right)^{1/9} = \left(\frac{30}{52.0}\right)^{1/9} = 0.941$$

よって

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_F = 75.24 \times 0.941 = 70.8 \text{ kgf/cm}^2$$

(3) 応力照査

$$f_c = \frac{N}{A} = \frac{55264}{6996} = 7.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{W_x} = \frac{1720000}{123108} = 14.0 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$\begin{aligned} \frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_b}{F_{bx}'} &= \frac{7.9}{45.9} + \frac{14.0}{71} \\ &= 0.17 + 0.20 = 0.37 < 1 \quad \text{合格} \end{aligned}$$

		断面積 (cm ²)	断面 2 次モーメント (cm ⁴)	ヤング率 (kgf/cm ²)
アーチ部材		6996	6463166	70000
桁部材	中路部	3744	302592	
	張り出し部	2304	110592	
吊り材		φ50:19.63	—	2100000

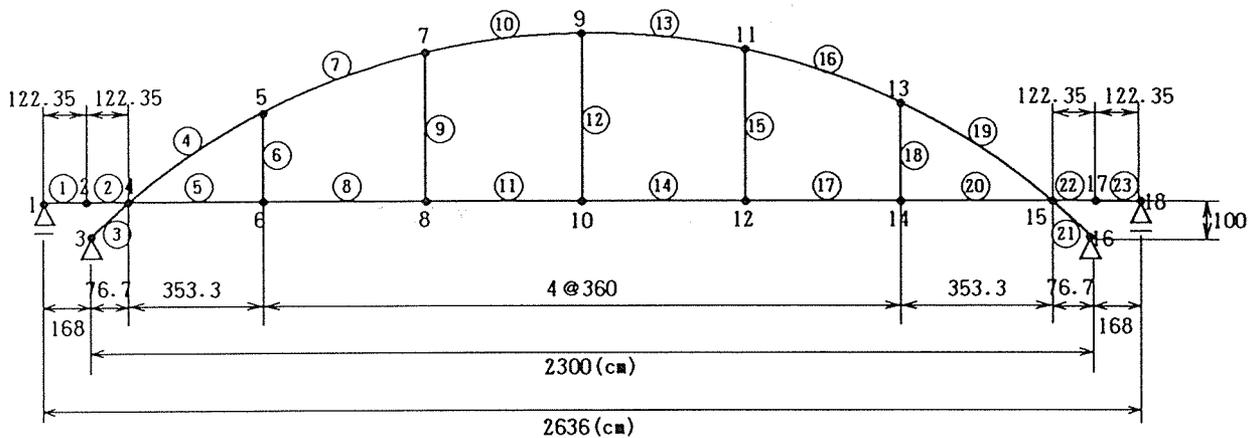
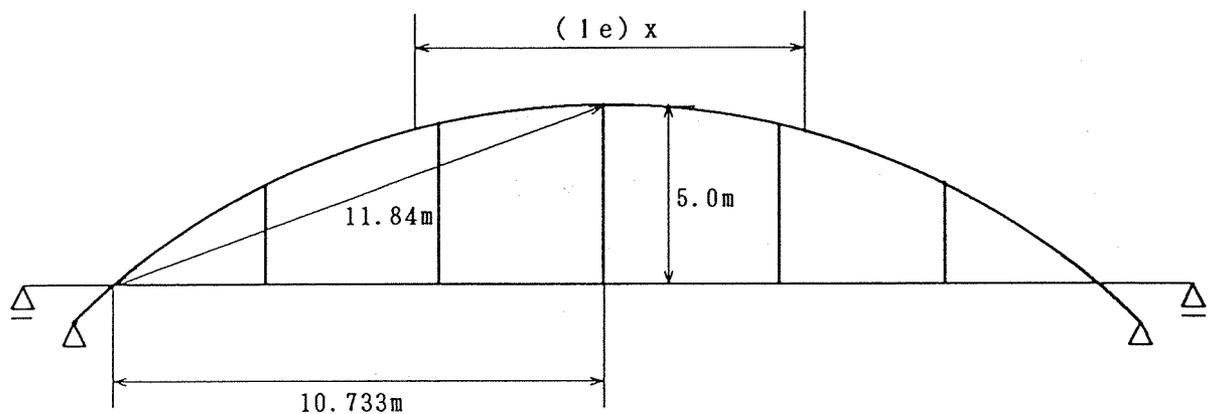


図-1.5.8 節点番号、要素番号の配置図



(l_e)_x は、各荷重状態によって変化する。

図-1.5.9 有効座屈長図

1.6 床桁の設計

1.6.1 曲げ

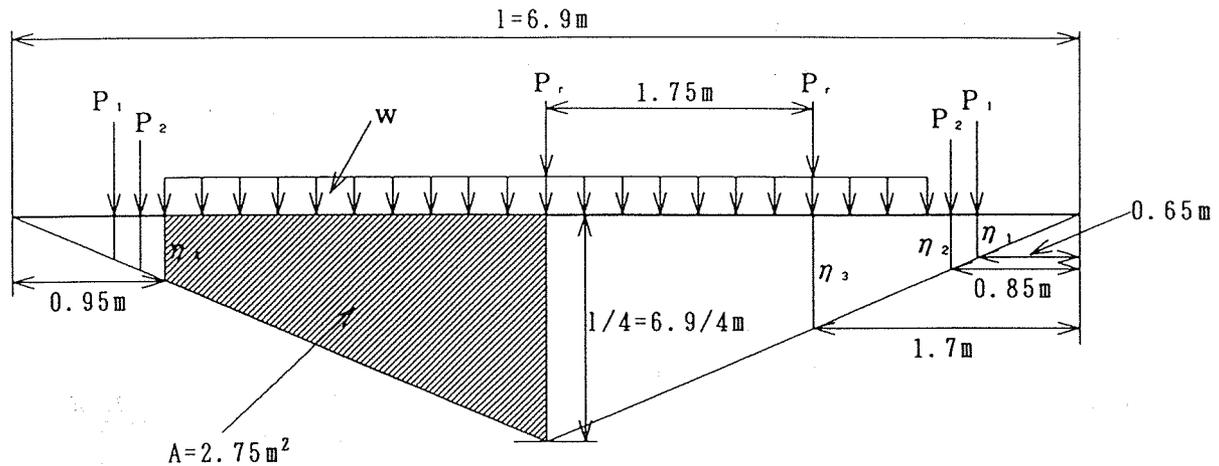


図-1.6.1 曲げモーメント影響線

$$\eta_1 = \frac{6.9}{4} \times \frac{0.65}{3.45} = 0.325 \text{ m}$$

$$\eta_2 = \frac{6.9}{4} \times \frac{0.85}{3.45} = 0.425 \text{ m}$$

$$\eta_3 = \frac{6.9}{4} \times \frac{1.7}{3.45} = 0.850 \text{ m}$$

$$\eta_4 = \frac{6.9}{4} \times \frac{0.95}{3.45} = 0.475 \text{ m}$$

(1) 死荷重による曲げモーメント

高欄 P_1 $M_1 = 30 \times 3.6 \times 0.325 \times 2 = 70 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

地覆 P_2 $M_2 = 75 \times 3.6 \times 0.425 \times 2 = 230 \text{ kgf}\cdot\text{m}$

床版 $w_w = 800 \times 0.24 \times 3.6 = 691 \text{ kgf/m}$ (イ)

舗装 $w_a = 2300 \times 0.07 \times 3.6 = 580 \text{ kgf/m}$ (ロ)

床桁 $w_g = 800 \times 0.4 \times 0.8 = 256 \text{ kgf/m}$ (ハ)

(イ) + (ロ) + (ハ) によるモーメント

$$M_3 = ((イ) + (ロ) + (ハ)) \times 2.75 \times 2 = 8399 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_d = M_1 + M_2 + M_3 = 70 + 230 + 8399 = 8699 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

(2) 活荷重による曲げモーメント

$$M_t = P_r \left(\eta_3 + \frac{l}{4} \right) = 8000 \times 2.575 = 20600 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

(3) 応力照査

右図で $b = 20 \text{ cm}$ とすると

$$S = \frac{b h^2}{6} = \frac{40 \times 80^2}{6} = 42667 \text{ cm}^3$$

$$M = M_d + M_{t+i} = 8699 + 1.25 \times 20600 = 34449 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{3444900}{42667} = 81 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{bx} = 95 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma \quad \therefore \text{OK}$$

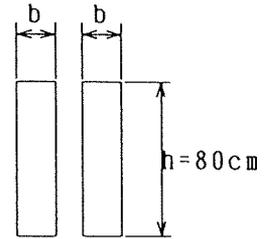


図-1.6.2 床桁断面

1.6.2 せん断

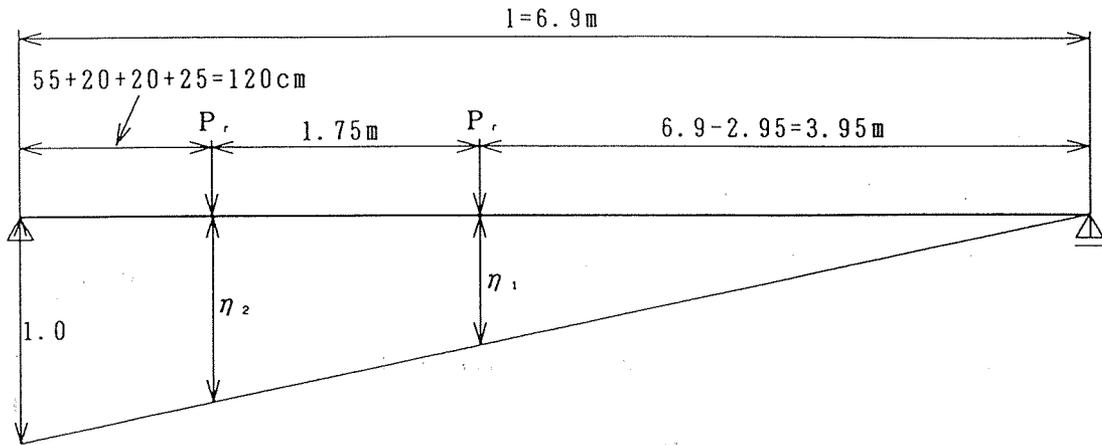


図-1.6.3 反力の影響線

$$\eta_1 = 1.0 \times \frac{3.95}{6.9} = 0.5725$$

$$\eta_2 = 1.0 \times \frac{5.7}{6.9} = 0.8261$$

(1) 死荷重

高欄 $Q_1 = 30 \times 3.6 = 108 \text{ kgf}$

地覆 $Q_2 = 75 \times 3.6 = 270 \text{ kgf}$

床版 $Q_3 = w_w \times B \times \frac{1}{2} = 691 \times 5 \times \frac{1}{2} = 1728 \text{ kgf}$

舗装 $Q_4 = 580 \times 5 \times \frac{1}{2} = 1450 \text{ kgf}$

床桁 $Q_5 = 256 \times 6.9 \times \frac{1}{2} = 883 \text{ kgf}$

$$Q_d = 4439 \text{ kgf}$$

(2) 活荷重

$$\begin{aligned}Q_t &= P_r(\eta_1 + \eta_2) \\&= 8000 \times (0.5725 + 0.8261) \\&= 11189 \text{ kgf}\end{aligned}$$

$$Q_{t+i} = 1.25Q_t = 13986 \text{ kgf}$$

$$Q = Q_d + Q_{t+i} = 4439 + 13986 = 18425 \text{ kgf}$$

(3) 応力照査

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{A} = \frac{3}{2} \times \frac{18425}{40 \times 80} = 8.6 \text{ kgf/cm}^2 < f_{sx} = 9 \text{ kgf/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

7. 鋼床桁の設計

7.1 曲げ

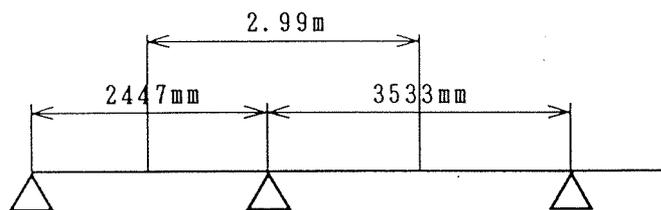


図-1.7.1 床版図

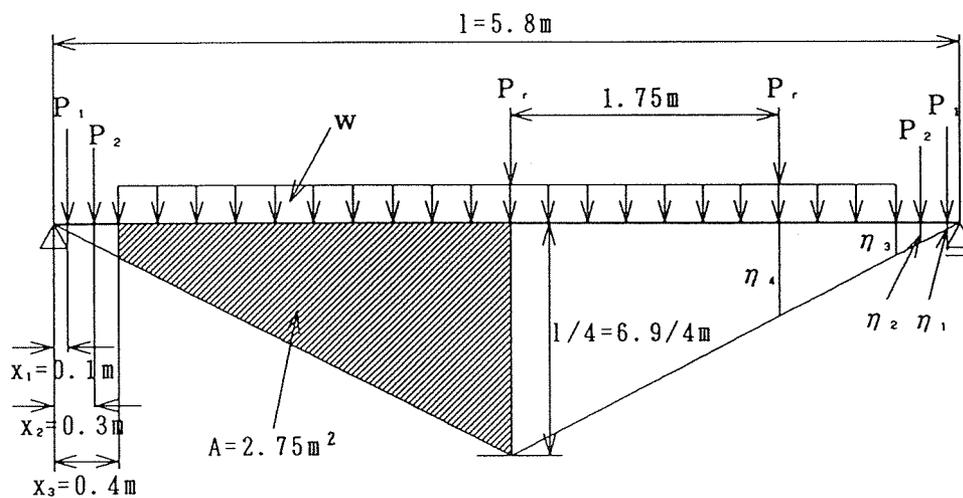


図-1.7.2 曲げモーメント影響線

$$\eta_1 = \frac{l}{4} \times \frac{x_1}{\frac{l}{2}} = 1.45 \times \frac{0.1}{2.9} = 0.05 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 1.45 \times \frac{0.3}{2.9} = 0.15 \text{ m}$$

$$\eta_3 = 1.45 \times \frac{0.4}{2.9} = 0.20 \text{ m}$$

$$\eta_4 = 1.45 \times \frac{1.15}{2.9} = 0.575 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{2} \left(\frac{l}{4} + \eta_3 \right) \times \left(\frac{l}{2} - x_3 \right) = \frac{1.5 \times 0.20}{2} \times 2.1 = 1.733 \text{ m}^2$$

(1) 死荷重による曲げモーメント

$$\text{高欄 } P_1 \quad M_1 = 30 \times 2.99 \times 0.05 \times 2 = 9 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\text{地覆 } P_2 \quad M_2 = 75 \times 2.99 \times 0.15 \times 2 = 67 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\text{床版} \quad w_w = 800 \times 0.24 \times 2.99 = 754 \text{ kgf/m} \quad (\text{イ})$$

$$\text{舗装} \quad w_a = 2300 \times 0.07 \times 2.99 = 481 \text{ kgf/m} \quad (\text{ロ})$$

$$\text{鋼床桁} \quad w_s = 107 \text{ kgf/m} \quad (\text{ハ})$$

(イ) + (ロ) + (ハ) によるモーメント

$$M_3 = (754 + 481) \times A \times 2 + 107 \times 1.45 \times 5.8 \times \frac{1}{2}$$

$$= 3657 + 450 = 4107 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_d = \sum M_i = 9 + 67 + 4107 = 4183 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

(2) 活荷重による曲げモーメント

$$M_l = P_r \left(\eta_4 + \frac{l}{4} \right) = 8000 \times (0.575 + 1.45) = 16200 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\therefore M = M_d + 1.25M_l = 4183 + 1.25 \times 16200 = 24433 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

(3) 応力照査

H-400×300×10×16 を使用。 $S = 1980 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{2443300}{1980} = 1234 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

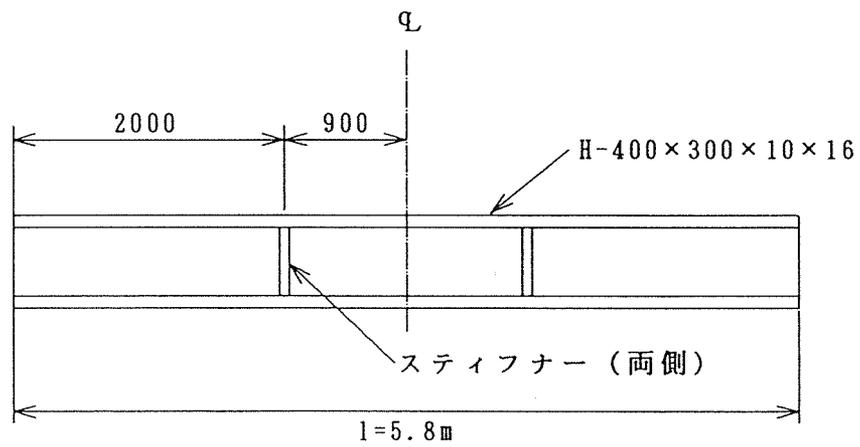


図-1.7.3 鋼床桁

1.7.2 支点反力

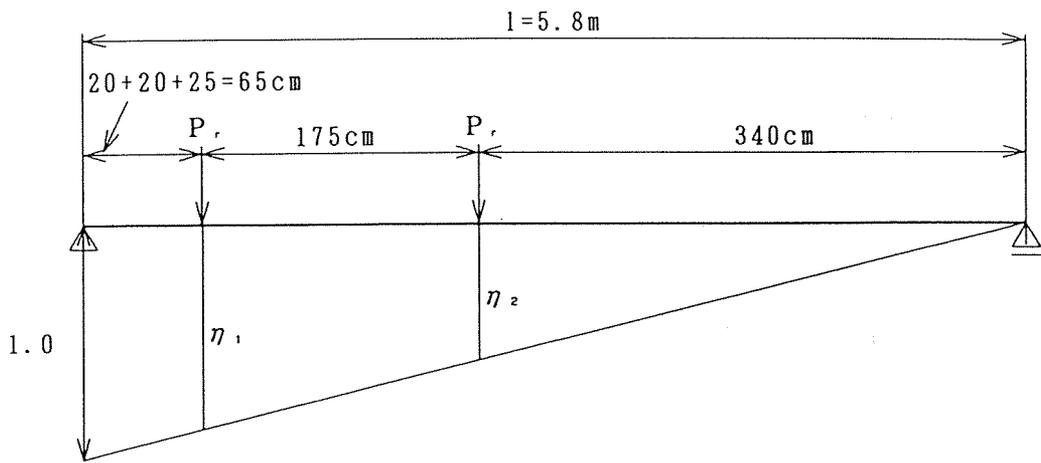


图-1.7.4 反力影响线

$$\eta_1 = 1 \times \frac{5.15}{5.8} = 0.888 \text{ m}$$

$$\eta_2 = 1 \times \frac{3.4}{5.8} = 0.586 \text{ m}$$

(1) 死荷重

高欄 $Q_1 = 30 \times 2.99 = 90 \text{ kgf}$

地覆 $Q_2 = 75 \times 2.99 = 224 \text{ kgf}$

床版 $Q_3 = 574 \times 5 \times \frac{1}{2} = 1435 \text{ kgf}$

舖装 $Q_4 = 481 \times 5 \times \frac{1}{2} = 1203 \text{ kgf}$

床桁 $Q_5 = 107 \times 5.8 \times \frac{1}{2} = 310 \text{ kgf}$

$$Q_d = 3262 \text{ kgf}$$

(2) 活荷重

$$\begin{aligned}Q_{t+i} &= 1.25 \times P_r (\eta_1 + \eta_2) \\&= 1.25 \times 8000 \times (0.888 + 0.586) \\&= 14740 \text{ kgf} \\Q &= Q_d + Q_{t+i} \\&= 3262 + 14740 = 18002 \text{ kgf}\end{aligned}$$

(3) 鋼床桁とアーチリブとのボルト接合の照査

$$P_a = C \cdot F_c \cdot d \cdot l$$

ここで、 $d = 24 \text{ mm}$

$$l = 22 \text{ cm}$$

$$F_c = 70 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{スギ 2 級})$$

一面せん断ボルトであるから、

$$C = 1, \sqrt{2 + \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1, \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3} \gamma}$$

のうち小さい値を取る。(「木構造」304.3)

$$\gamma = \frac{F}{3F_c} = \frac{2400}{3 \times 70} = 11.4 \quad \text{より}$$

$$C = \sqrt{2 + \frac{2}{3} \times 11.4 \times \left(\frac{2.4}{22}\right)^2} - 1 = 0.45$$

$$C = \frac{2.4}{22} \sqrt{\frac{2}{3} \times 11.4} = 0.30$$

よって、 $C = 0.30$ となり

$$P_a = 0.3 \times 70 \times 2.4 \times 22 = 1109 \text{ kgf}$$

必要本数

$$n = \frac{18002}{1109} = 16 \text{ 本}$$

$\frac{l}{d} = 9.2$ より、ボルト最小距離は

$$6d = 144 \text{ mm}$$

$$R = 14.021 + \frac{1.05}{2} = 15.071 \text{ m}$$

$$x^2 + (y + (R - f'))^2 = R^2$$

$$2x + 2(y + (R - f')) \cdot \frac{dy}{dx} = 0$$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = \tan\theta = -\frac{x}{y + (R - f')}$$

図-1.8.1 より

1-1断面 $x = 3.6 \text{ m}$

$$y + (R - f') = \sqrt{R^2 - x^2}$$

$$\begin{aligned} y &= \sqrt{R^2 - x^2} + f' - R \\ &= \sqrt{15.071^2 - 3.6^2} + 6.525 - 15.071 \\ &= 14.635 + 6.525 - 15.071 \\ &= 6.089 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\tan\theta_1 = -\frac{3.6}{6.089 + 15.071 - 6.525} = -\frac{3.6}{14.635} = -0.2460$$

$$\therefore \theta_1 = 13.8^\circ$$

2-2断面 $x = 7.2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} y &= \sqrt{15.071^2 - 7.2^2} - 8.546 \\ &= 13.240 - 8.546 = 4.694 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\tan\theta_2 = -\frac{7.2}{4.694 + 15.071 - 6.525} = -\frac{7.2}{13.24} = -0.5438$$

$$\therefore \theta_2 = 28.5^\circ$$

(1) 吊材および吊材支持梁

設計荷重 P は、6本の吊材の受ける荷重のうち、最大の荷重を使用する。

$$P = 22.868 \text{ tf}$$

$$A_s = 19.625 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ta} A_s &= 1400 \times 19.625 \\ &= 27475 \text{ kgf} = 27.475 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\sigma_{ta} A_s = 27.475 \text{ tf} > P = 22.868 \text{ tf} \therefore \text{OK.}$$

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{22.868 \times 0.88}{4} = 5.03 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{ca} = \frac{M}{W} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$$

より

$$W = -\frac{M}{\sigma_{ca}} = \frac{5.03 \times 10^5}{1400} = 359 \text{ cm}^3 \text{ 必要。}$$

吊材支持梁にH形鋼125×125×6.5×9と

カバープレートを右図の様に使用すると、

$$\begin{aligned} W &= 136 \times 2 + 23 \times 1 \times (12.5 + 1) \\ &= 583 \text{ cm}^3 < 359 \text{ cm}^3 \therefore \text{OK.} \end{aligned}$$

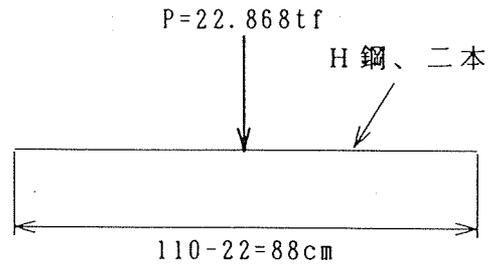


図-1.8.2 吊材支持梁

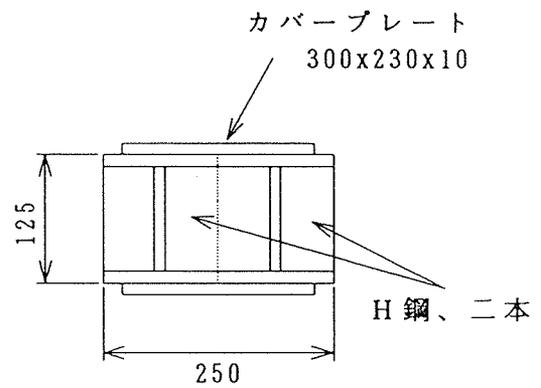


図-1.8.3 吊材支持梁

(2) 集成材三角柱ブロック

A1類、ベイマツを使用する。

許容応力度 $cf_L = 9.5 \text{ kgf/cm}^2$

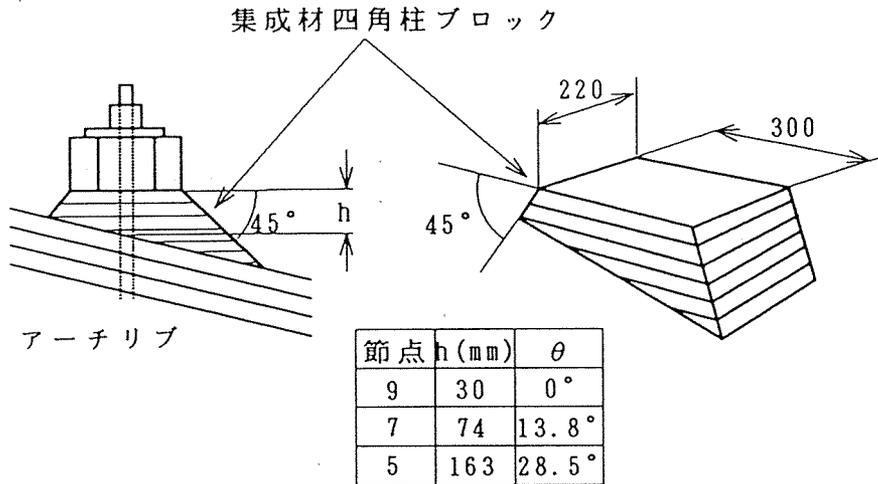


図-1.8.4 集成材四角柱ブロック

節点 (5)

$$\frac{P}{A} = \frac{4.878 \times 10^3}{22 \times 30} \times \frac{1}{2} = 3.7 \text{ kgf/cm}^2 < cf_L \quad \therefore \text{OK.}$$

節点 (7)

$$\frac{P}{A} = \frac{22.868 \times 10^3}{22 \times 30} \times \frac{1}{2} = 17.3 \text{ kgf/cm}^2 > cf_L \quad \therefore \text{N.G.}$$

少量のめり込みを生じても差し支えない場合とし、許容応力度の割り増しを行う。

$$\frac{P}{A} = 17.3 \text{ kgf/cm}^2 > 1.5 \times cf_L = 14.25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \therefore \text{N.G.}$$

許容応力度 $cf_L = 14.0 \text{ kgf/cm}^2$ の広葉樹A類をベイマツの代わりに使用し、少量のめり込みを生じても差し支えない場合とし、許容応力度の割り増しを行う。

$$1.5 \times cf_L = 1.5 \times 14.0 = 21.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{P}{A} = 17.3 \text{ kgf/cm}^2 < 1.5 \times cf_L \quad \therefore \text{OK.}$$

節点 (9)

$$\frac{P}{A} = \frac{22.671 \times 10^3}{22 \times 30} \times \frac{1}{2} = 17.2 \text{ kgf/cm}^2 > c_{fL} \quad \therefore \text{N.G.}$$

少量のめり込みを生じても差し支えない場合とし、許容応力度の割り増しを行う。

$$\frac{P}{A} = 17.2 \text{ kgf/cm}^2 > 1.5 \times c_{fL} = 14.25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \therefore \text{N.G.}$$

許容応力度 $c_{fL} = 14.0 \text{ kgf/cm}^2$ の広葉樹A類をベイマツの代わりに使用し、少量のめり込みを生じても差し支えない場合とし、許容応力度の割り増しを行う。

$$1.5 \times c_{fL} = 1.5 \times 14.0 = 21.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\frac{P}{A} = 17.2 \text{ kgf/cm}^2 < 1.5 \times c_{fL} \quad \therefore \text{OK.}$$

(3) アーチリブの集成材三角柱ブロックによる支圧応力

各吊材にかかる荷重は、付録の「断面力の表」を参照する。

$$\text{アーチリブの許容圧縮応力度 } c_{fL} = 20 \text{ kgf/cm}^2$$

節点 (5)

$$\frac{P}{A} = \frac{4.878 \times 10^3}{42 \times 22} \times \frac{1}{2} = 2.640 \text{ kgf/cm}^2 < c_{fL} \quad \therefore \text{OK.}$$

節点 (7)

$$\frac{P}{A} = \frac{22.868 \times 10^3}{45.4 \times 22} \times \frac{1}{2} = 11.448 \text{ kgf/cm}^2 < c_{fL} \quad \therefore \text{OK.}$$

節点 (9)

$$\frac{P}{A} = \frac{22.671 \times 10^3}{52.4 \times 22} \times \frac{1}{2} = 9.833 \text{ kgf/cm}^2 < c_{fL} \quad \therefore \text{OK.}$$

1.8.2 対傾構の必要剛度

$$I_z = \xi \sum I_z$$

$$= 6463166 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \xi \sum I_y$$

$$= 1573242 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{E_y}{15}$$

$$J_T = \frac{1}{3} \sum b t^3$$

$$= \frac{1}{3} (83 \times 22^3 + 88 \times 18^3) \times 2$$

$$= \frac{2}{3} (883784 + 513216)$$

$$= 931333 \text{ cm}^4$$

(ラグスクリューの

効果は無視、開断面と仮定)

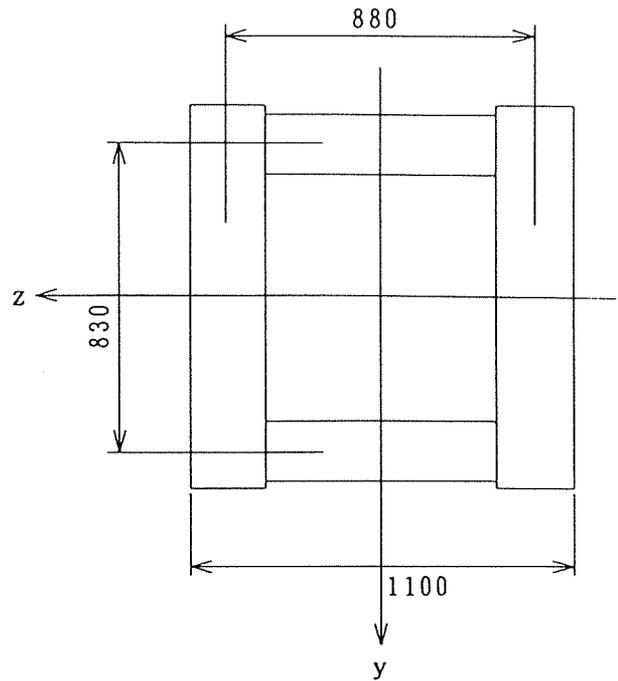


図-1.8.5 アーチ断面

以上より

$$k = \frac{G J_T}{E_y I_y} = \frac{931333}{15 \times 1573242} = 0.039$$

$$\frac{L}{b} = \frac{0.872 \times 2 \times 1402.1}{800 - 110} = 3.54$$

弧長は

$$L = 2445.3 \text{ cm}$$

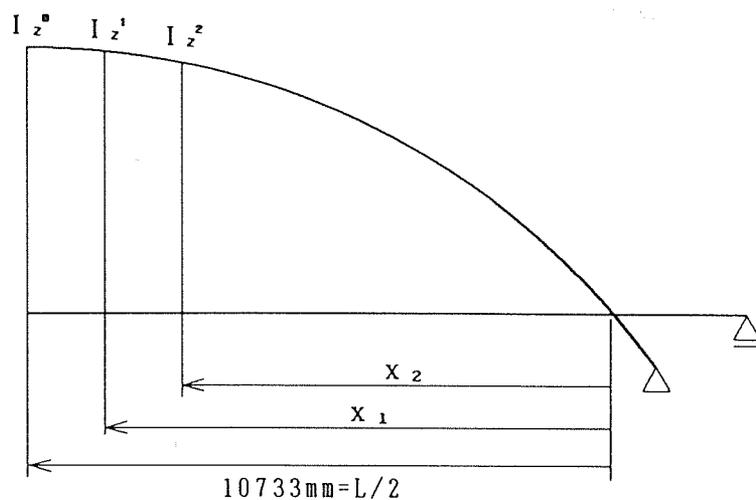


図-1.8.6 対傾構付け位置図

各対傾構の断面 2 次モーメントは

$$I_{x^0} = 15 \times 77.5^3 \times \frac{1}{12} = 581855 \text{ cm}^4$$

$$I_{x^1} = 15 \times 70.0^3 \times \frac{1}{12} = 428750 \text{ cm}^4$$

$$I_{x^2} = 15 \times 45.0^3 \times \frac{1}{12} = 113906 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} I_{x^T} &= I_{x^0} + I_{x^1} \times \frac{x_1}{\frac{l}{2}} \times 2 + I_{x^2} \times \frac{x_2}{\frac{l}{2}} \times 2 \\ &= 581855 + 428750 \times \frac{9233}{10733} \times 2 + 113906 \times \frac{7733}{10733} \times 2 \\ &= 581855 + 737659 + 164136 \\ &= 1483650 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

よって

$$\beta = \frac{I_{x^T}}{I_y} = \frac{1483650}{1573242} = 0.94 \approx 1.0$$

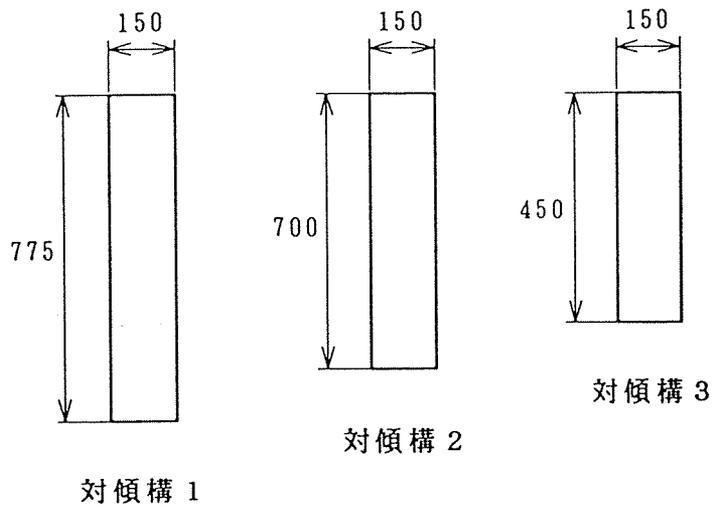


図-1.8.7 各対傾構断面

1.9 支承の設計

1.9.1 設計反力の集計

(1) 鉛直荷重（死・活荷重）による反力

断面力解析時の反力は x, y 座標系の x, y 方向の反力である。これを支承に対する鉛直、水平反力に換算する。

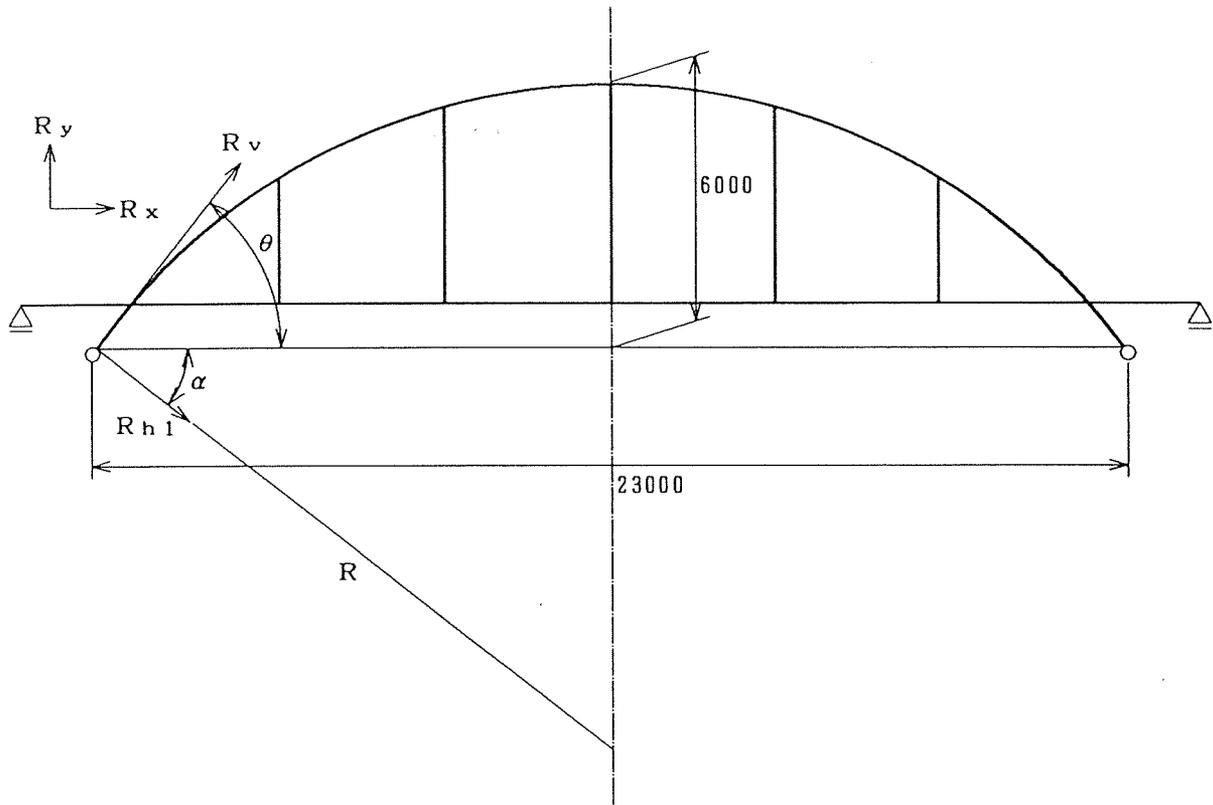


図-1.9.1 アーチ橋支点反力図

$$R^2 = 11.5^2 + (R - 6)^2 \quad \text{より}$$

$$R = 14.02083$$

$$\cos \alpha = \frac{11.5}{R} \quad \text{より}$$

$$\alpha = 34^\circ 8944 \quad (0.609022 \text{ rad})$$

$$\theta + \alpha = 90^\circ \quad \text{より}$$

$$\theta = 55^\circ 10' 56'' \quad (0.961775 \text{ rad})$$

$$R_v = R_x \cdot \cos \theta + R_y \cdot \sin \theta$$

$$R_{h1} = R_x \cdot \sin \theta - R_y \cdot \cos \theta$$

(2) 横荷重による反力

無載荷時風荷重 (300 kg/m^2) による反力は以下の通りである
(別添計算書参照)。

1 橋台当たりの反力

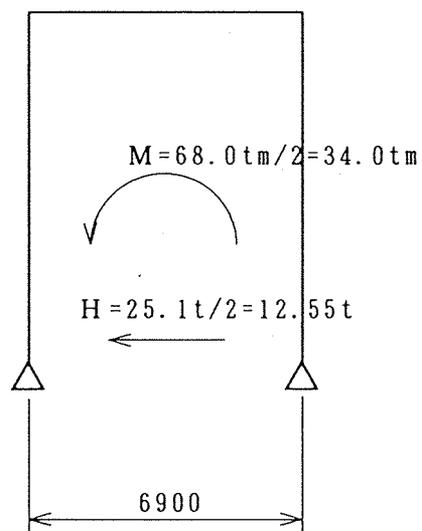


図-1.9.2 1 橋台当たりの反力

1 支承当たりの反力 (無載荷時)

$$R_v = \frac{34.0}{6.9} = 4.928 \text{ t} \quad (\text{鉛直反力})$$

$$R_{h2} = \frac{12.55}{2} = 6.275 \text{ t} \quad (\text{橋軸直角方向水平反力})$$

設計反力の集計

(t)

	死荷重	解析時反力		支承方向反力			許容応力 割増係数	反力の比較 (割増考慮)		
		Rd	Ry	Rv	Rh1	Rh2		Rv	Rh1	Rh2
基本ケース	活荷重	Rd	20.637	24.835	32.176	2.719				
		Rx最大	19.332	26.532	32.821	0.678				
		Rx最小	0.000	0.000	0.000	0.000				
	無載荷時風荷重	Ry最大	13.873	28.574	31.373	-4.967				
		Ry最小	0.000	0.000	0.000	0.000				
	載荷時風荷重	W(+)			4.928		6.275			
		W(-)			-4.928		-6.275			
		W1(+)			2.464		3.138			
		W1(-)			-2.464		-3.138			
	組合せケース	Rd+W(+)			37.104	2.719	6.275	1.25	29.683	2.176
Rd+W(-)				27.248	2.719	-6.275	1.25	21.798	2.176	-5.020
Rd+Rx最大				64.996	3.398	0.000	1.00	64.996	3.398	0.000
Rd+Rx最小				32.176	2.719	0.000	1.00	32.176	2.719	0.000
Rd+Ry最大				63.548	-2.248	0.000	1.00	63.548	-2.248	0.000
Rd+Ry最小				32.176	2.719	0.000	1.00	32.176	2.719	0.000
組合せケース	Rd+Rx最大+W1(+)			67.460	3.398	3.138	1.25	53.968	2.718	2.510
	Rd+Rx最小+W1(-)			29.712	2.719	-3.138	1.25	23.769	2.176	-2.510
	Rd+Ry最大+W1(+)			66.012	-2.248	3.138	1.25	52.810	-1.798	2.510
	Rd+Ry最小+W1(-)			29.712	2.719	-3.138	1.25	23.769	2.176	-2.510

Rv : 鉛直反力

Rh1 : 橋軸方向水平反力

Rh2 : 橋軸直角方向水平反力

(3) 反力の集計

計算結果を以下の表に示す。

1.9.2 橋軸直角方向荷重

(1) 投影面積

アーチ $hL = 1.05 \times 26.91 = 28.26 \text{ m}^2$

地覆 $hl = 0.47 \times 26.36 = 12.39 \text{ m}^2$

床桁 $hb = 0.8 \times 0.40 \times 5 = 1.60 \text{ m}^2$

吊材 $dl = 5 \times 2 / 3 \times 5 \times 0.05 = 0.83 \text{ m}^2$

高欄 図-1.9.3より

$$(0.15 \times 1.5 + 0.06 \times 0.75 \times 9 + 0.15 \times 0.75) / 1.5$$

$$= \frac{0.743}{1.5} = 0.495 \text{ m}^2/\text{m}$$

高欄面積 = $0.495 \times 26.36 = 13.05 \text{ m}^2$

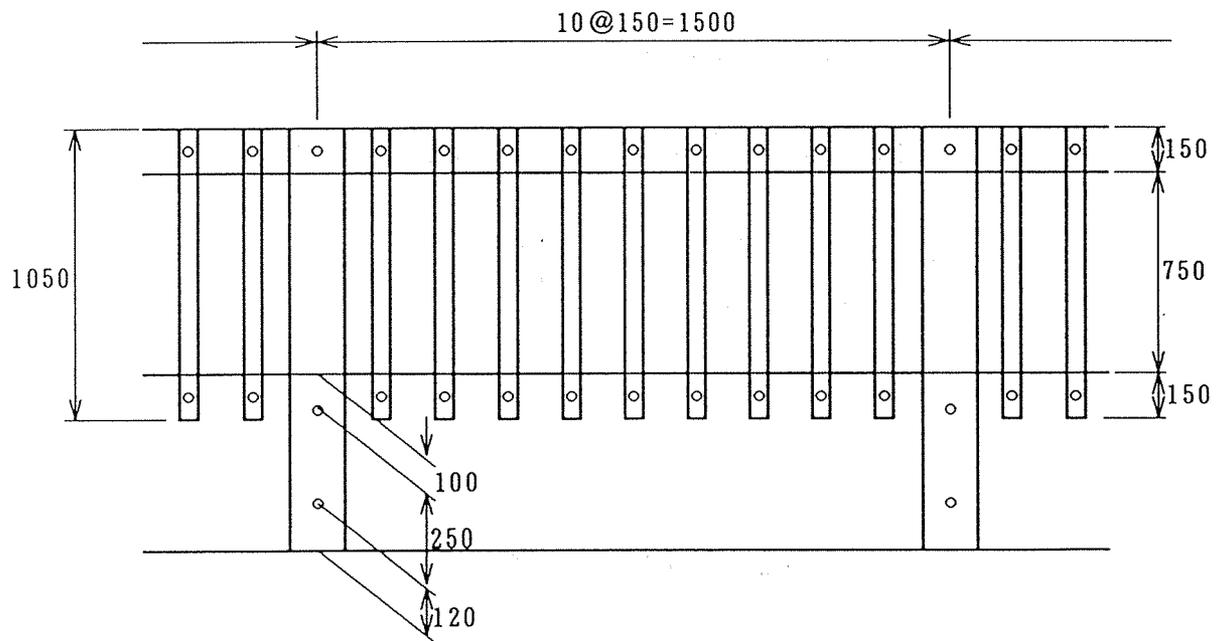


図-1.9.3 高欄詳細図

(2) 投影面積の図心

イ. 高欄：地覆の上部より

$$\begin{aligned}\bar{x} &= \frac{\sum x A}{\sum A} \\ &= \frac{0.15 \times 1.5 \times 0.825 + 0.06 \times 0.75 \times 9 \times 0.375 + 0.15 \times 0.75 \times 0.375}{0.743} \\ &= \frac{0.186 + 0.152 + 0.042}{0.743} = 0.511 \text{ m}\end{aligned}$$

ロ. アーチ

$$\begin{aligned}\int x dA &= \int_{34.9^\circ}^{90^\circ} R \cdot \sin \alpha \cdot R h d\alpha \times 2 \\ &= -2R^2 h (-\cos 34.9^\circ) \\ &= 2R^2 h \cdot \cos 34.9^\circ\end{aligned}$$

$$A = \int dA = \int_{0.609}^{\pi/2} R h d\alpha \times 2 = 2R h \left(\frac{\pi}{2} - 0.609 \right)$$

$$\begin{aligned}\therefore \bar{x} &= \frac{R \cos 34.9^\circ}{\frac{\pi}{2} - 0.609} = 14.021 \times \frac{0.820}{0.962} \\ &= 11.95 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= \bar{x} - R \cos \frac{\Phi}{2} = 11.95 - 14.02 \times \cos 55.1^\circ \\ &= 3.93 \text{ m}\end{aligned}$$

以上より、アーチ支点から全図心までの距離は、

$$g = \frac{\sum Ax}{\sum A}$$

$$\sum Ax = 13.05 \times (0.511 + 0.27 + 1.0) + 28.26 \times 3.93 + 12.39 \times (0.035 + 1.0)$$

$$\begin{aligned}
& +1.60 \times 0.4 + 0.83 \times (3.33 + 1.0) \\
& = 23.24 + 111.06 + 12.82 + 0.64 + 3.59 \\
& = 151.35 \text{ m}^3 \\
\sum A & = 28.26 + 12.39 + 1.60 + 0.83 + 13.05 \\
& = 56.13 \text{ m}^2 \\
g & = \frac{151.35}{56.13} = 2.70 \text{ m} < e
\end{aligned}$$

(3) 風荷重

$$\begin{aligned}
W_w & = p \sum A + \frac{p}{2} \sum A \\
& = (300 + 150) \times 56.13 \\
& = 25.3 \text{ tf}
\end{aligned}$$

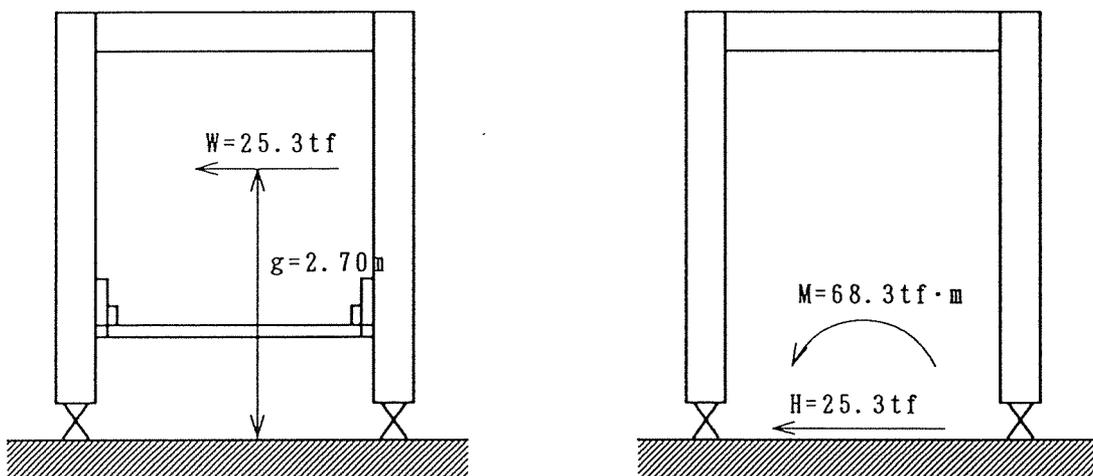


図-1.9.4 風荷重

(4) 支点反力

結局、アーチ支点には、

$$\text{転倒モーメント } M = W \cdot g = 25.3 \times 2.70 = 68.3 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

水平せん断力 $H = 25.3 \text{ tf}$

が作用する。

アーチ端部はこれの $\frac{1}{2}$ とする。

1.10 橋脚（台）設計のための反力

1.10.1 常時

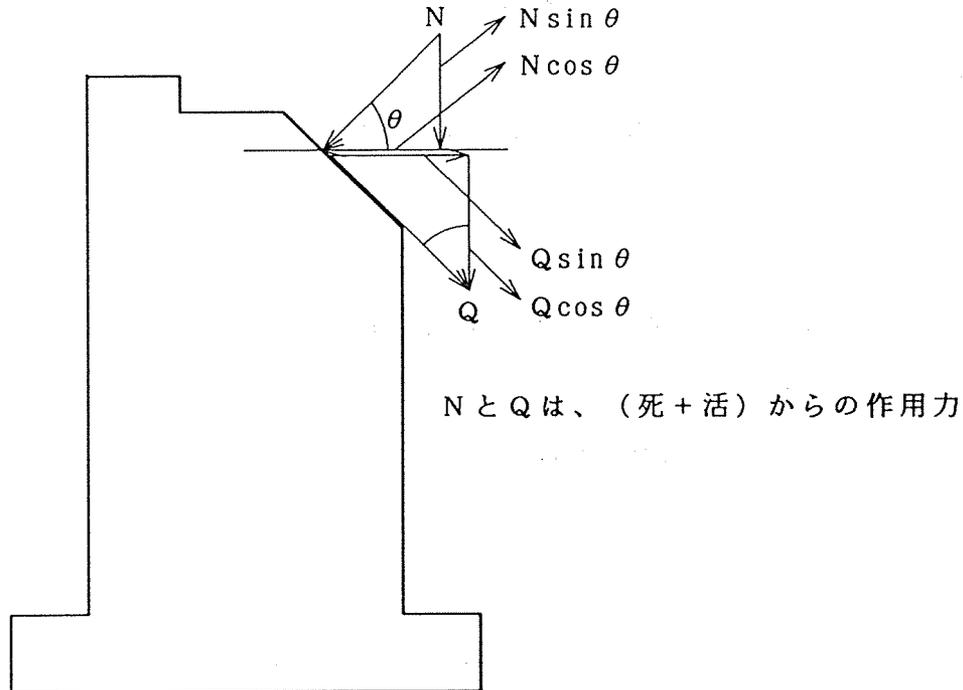


図1.10.1 橋脚にかかる荷重

(1) 鉛直反力

N 最大時

$$N = N_d + N_{t+i} = 65.492 \text{ tf}$$

$$Q = Q_d + Q_{t+i} = 0.136 \text{ tf} \text{ (相反応力部材)}$$

$$V = N \sin \theta + Q \cos \theta$$

$$= 65.492 \times 0.8202 + 0.136 \times 0.5721 = 53.8 \text{ tf}$$

Q 最大時

$$N = N_d + N_{t+i} = 58.479 \text{ tf}$$

$$Q = Q_d + Q_{t+i} = 8.782 \text{ tf} \text{ (相反応力部材)}$$

$$V = N \sin \theta + Q \cos \theta$$

$$= 58.479 \times 0.8202 + 8.782 \times 0.5721 = 53.0 \text{ tf}$$

(2) 水平反力

N 最大時

$$N = N_d + N_{t+i} = 65.492 \text{ tf}$$

$$Q = Q_d + Q_{t+i} = 0.136 \text{ tf (相反応力部材)}$$

$$H = N \cos \theta - Q \sin \theta$$

$$= 65.492 \times 0.5721 - 0.136 \times 0.8202 = 37.4 \text{ tf}$$

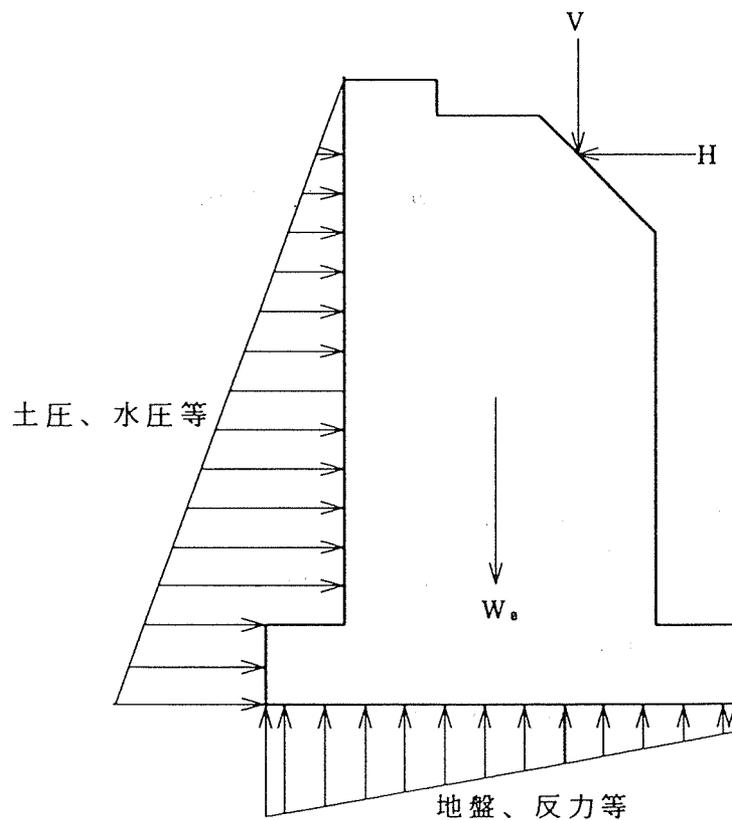
Q 最大時

$$N = N_d + N_{t+i} = 58.479 \text{ tf}$$

$$Q = Q_d + Q_{t+i} = 8.782 \text{ tf (相反応力部材)}$$

$$H = N \cos \theta - Q \sin \theta$$

$$= 58.479 \times 0.5721 - 8.782 \times 0.8202 = 26.3 \text{ tf}$$



常時において作用する荷重

図-1.10.2 橋脚に作用する荷重

10.2 地震時

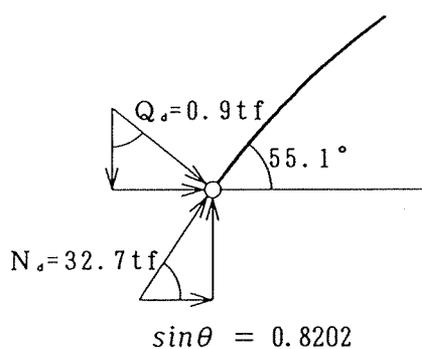
(1) 地震荷重

1.9.2 (1)節より

アーチ支点水平反力

$$H_a = 4.3 \text{ tf}$$

(2) 地震 + 死荷重



$$V_a = -Q_a \cos \theta + N_a \sin \theta$$

$$H_a = N_a \cos \theta + Q_a \sin \theta$$

ここで

$$\cos \theta = 0.5721$$

図-1.10.3 支点反力

$$\begin{aligned} \therefore V_a &= -0.9 \times 0.5721 + 32.7 \times 0.8202 \\ &= 26.3 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_a &= 32.7 \times 0.5721 + 0.9 \times 0.8202 \\ &= 19.4 \text{ tf} \end{aligned}$$

以上より、下図のように作用する。

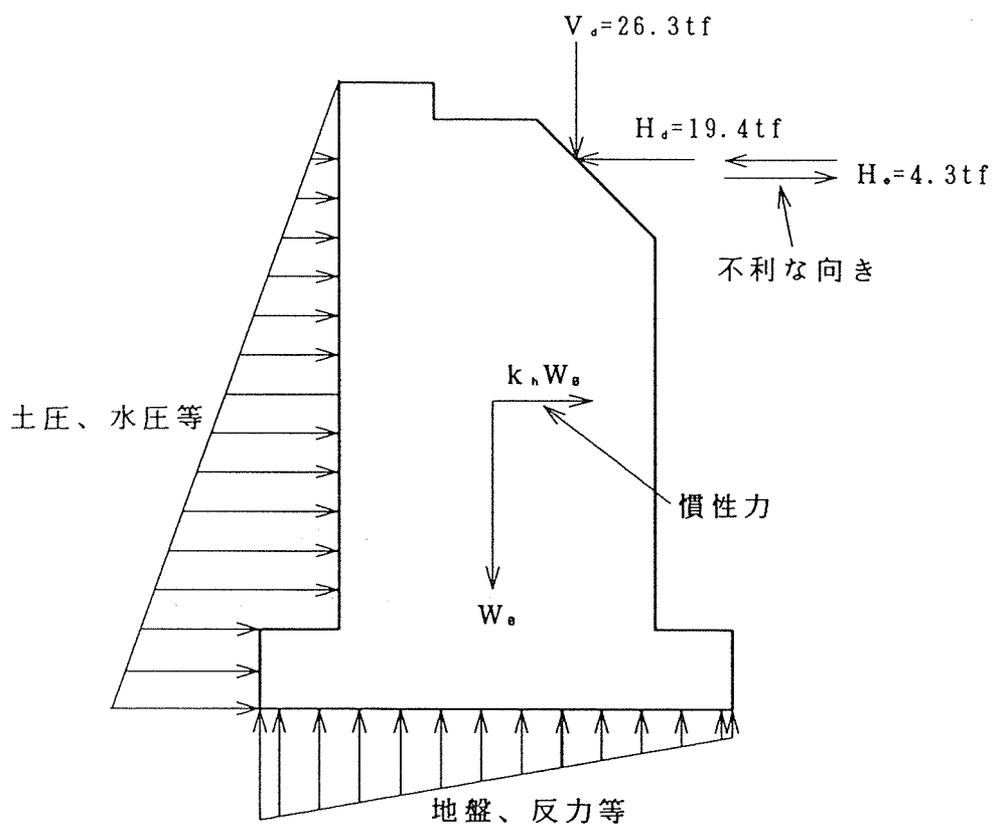


図-1.10.4 地震時に作用する荷重

1.11 プレストレス木床版の設計

1.11.1 許容応力度

$$F_b' = F_b \cdot C_M \cdot C_{LS} \cdot C_D$$
$$= 95 \times 0.8 \times 1.3 \times 1.0 = 99 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{ベイマツの普通構造材使用})$$

$$F_{c\perp}' = F_{c\perp} \cdot C_M$$
$$= 30 \times 0.8 = 24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E' = E \cdot C_M$$
$$= 100000 \times 0.8 = 80000 \text{ kgf/cm}^2$$

ここで、

- C_M : 湿潤係数
- C_{LS} : 荷重分担係数
- C_D : 寸法調整係数

直交異方性

$$E_{TS} = 0.013E'$$
$$= 0.013 \times 80000 = 1040 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G_{TS} = 0.03E'$$
$$= 0.03 \times 80000 = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

11.2 床版の設計

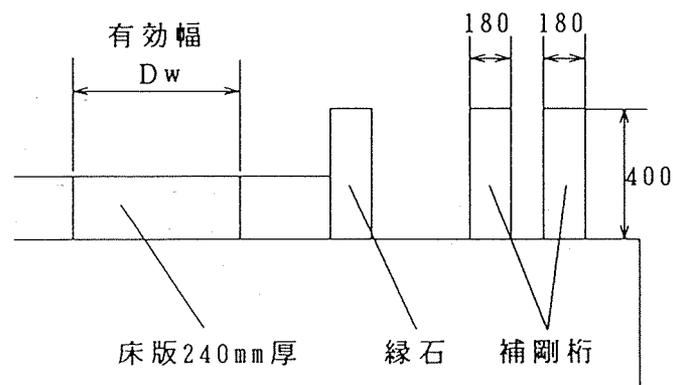


図-1.11.1 床版有効幅

(1) 有効幅

$$\alpha = \frac{2G_{TS}}{\sqrt{E' \cdot C_B \cdot E_{TS}}}$$

$$= \frac{2 \times 2400}{\sqrt{80000 \times 0.8 \times 1040}} = \frac{4800}{8158} = 0.588$$

$$\theta = \frac{b}{2L} \left(\frac{E' \cdot C_B}{E_{TS}} \right)^{0.25}$$

$$= \frac{5}{2 \times 3.6} \left(\frac{80000 \times 0.8}{1040} \right)^{0.25} = 1.945$$

ここで、

C_B : ラミナのバットジョイントの数による係数

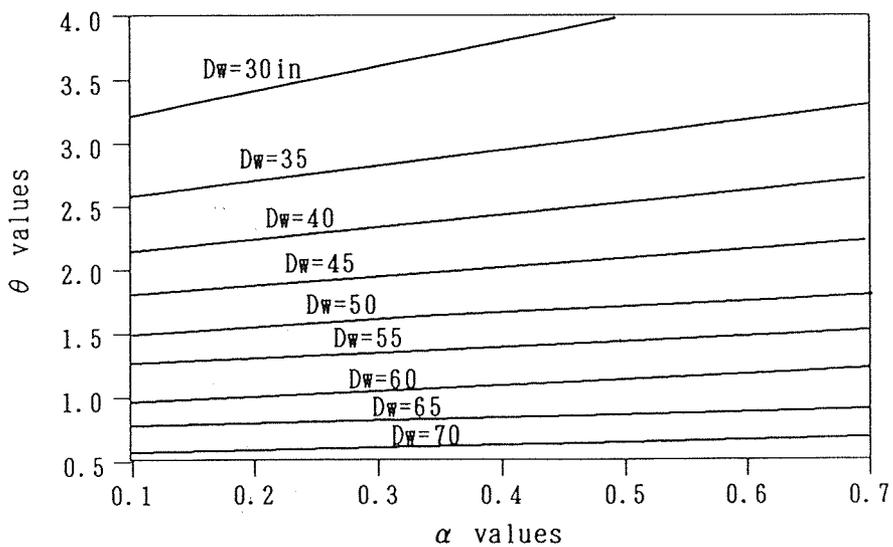
図-1.11.2より、 $D_w = 48 \text{ in.} = 120 \text{ cm}$ とする。

$$I = \frac{D_w \cdot C_B \cdot t^3}{12}$$

$$= \frac{120 \times 0.8 \times 24^3}{12} = 110592 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{D_w \cdot C_B \cdot t^2}{6}$$

$$= \frac{120 \times 0.8 \times 24^2}{6} = 9216 \text{ cm}^3$$



Bridges designed for one traffic lane

図-1.11.2

(2) 荷重

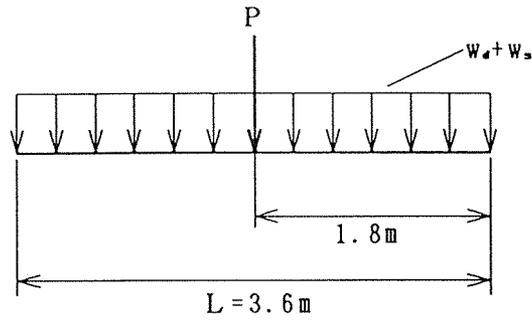


図-1.11.3 荷重載荷図

死荷重

木床版 $0.24 \times 1.2 \times 800 = 230\text{ kgf/m}$

アスファルト舗装 $0.07 \times 1.2 \times 2300 \times = 193\text{ kgf/m}$

プレストレス鋼棒 $5.4 \times 7850 \times \frac{0.021^2 \pi}{4} \times 19 \times \frac{1.2}{26.36 \times 5.4} = 2\text{ kgf/m}$

縁石 $0.2 \times 0.5 \times 26.36 \times 800 \times 2 \times \frac{1.2}{26.36 \times 5.4} = 36\text{ kgf/m}$

R C シート $4 \times 1.2 = 5\text{ kgf/m}$

合計死荷重 $w_d = 230 + 193 + 2 + 36 + 5 = 466\text{ kgf/m}$

雪荷重 $w_s = 100 \times 1.2 = 120\text{ kgf/m}$

活荷重 $P = 8000\text{ kg}$ (後輪荷重)

(2) 応力照査

$$\text{死荷重曲げモーメント } M_d = \frac{w_d L^2}{8} = \frac{466 \times 3.6^2}{8} = 755 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\text{雪荷重曲げモーメント } M_s = \frac{w_s L^2}{8} = \frac{120 \times 3.6^2}{8} = 194 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{活荷重曲げモーメント } M_{l+i} &= \frac{PL}{4} (1+i) \\ &= \frac{8000 \times 3.6}{4} \times 1.25 = 9000 \text{ kgf}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

連続版なので、全曲げモーメントは、

$$M = (M_d + M_s + M_{l+i}) \times 0.8 = 7959 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

曲げ応力は、

$$\sigma_b = \frac{M}{S} = \frac{795900}{9216} = 86 \text{ kgf/cm}^2 < F_b' = 99 \text{ kgf/cm}^2$$

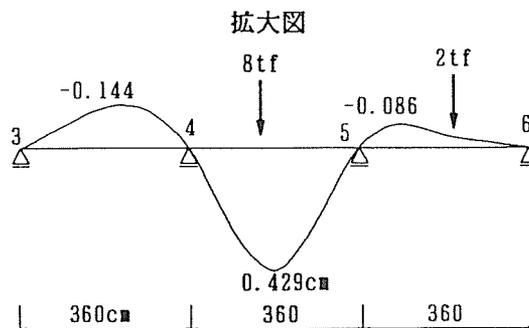
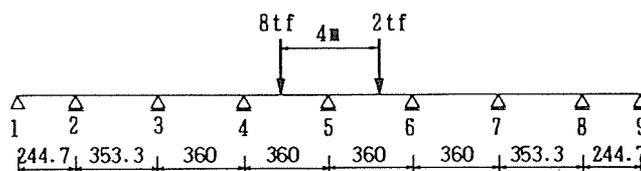
たわみ

活荷重によるたわみ (床版を8径間連続はりとし、
剛性法を用いて解析を行う)

下図より

$$\Delta_i = 0.4 \text{ cm} < \frac{L}{360} = 1.0 \text{ cm} \quad (\text{AITC})$$

$$< \frac{L}{500} = 0.7 \text{ cm} \quad (\text{AASHTO})$$



1.11.3 プレストレス

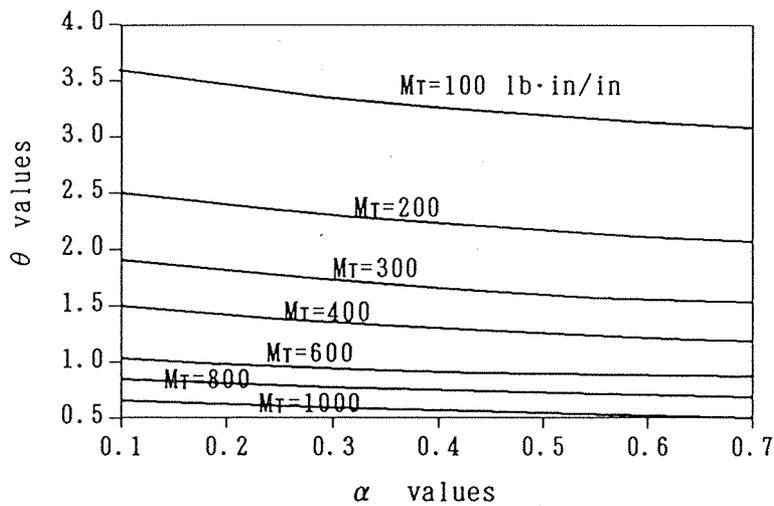
(1) M_T と V_T

1) M_T : 橋軸直角方向曲げモーメント

☒-1.11.4より、 $M_T \approx 230 \text{ lb}\cdot\text{in}/\text{in}$

これは後輪荷重16000 lb に対する値であるからT-20に対しては

$$\begin{aligned} M_T &= 230 \times \frac{8000}{16000 \times 0.45} \times 1.25 = 319 \text{ lb}\cdot\text{in}/\text{in} \\ &= 319 \times 0.45 \times 2.5 / 2.5 \\ &= 144 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm} \end{aligned}$$



Bridge designed for one traffic lane

☒-1.11.4

2) V_T : 橋軸直角方向せん断力

$$\begin{aligned} \beta &= \pi \frac{b}{L} \sqrt{\frac{E' C_B}{2G_{TS}}} \\ &= 3.14 \times \frac{5}{3.6} \sqrt{\frac{80000 \times 0.8}{2 \times 2400}} = 15.92 \\ L &= 3.6 \text{ m} = 11.8 \text{ ft} \end{aligned}$$

図-1.11.5、図-Aより

$$\beta = 10 \quad \text{で} \quad V_T \approx 95 \text{ lb/in}$$

$$\beta = 20 \quad \text{で} \quad V_T \approx 44 \text{ lb/in}$$

$$\beta = 30 \quad \text{で} \quad V_T \approx 24 \text{ lb/in}$$

$V_T = a\beta^2 + b\beta + c$ と近似して上の値を代入すると、

$$100a + 10b + c = 95 \quad \text{————— (1)}$$

$$400a + 20b + c = 44 \quad \text{————— (2)}$$

$$900a + 30b + c = 24 \quad \text{————— (3)}$$

$$(2) - (1) \text{ は } 300a + 10b = -51 \quad \text{————— (4)}$$

$$(3) - (2) \text{ は } 500a + 10b = -20 \quad \text{————— (5)}$$

$$(5) - (4) \text{ より } 200a = 31 \quad \therefore a = \frac{31}{200}$$

$$\begin{aligned} (4) \text{ より } b &= \frac{1}{10}(-300a - 51) \\ &= \frac{1}{10}\left(-\frac{93}{2} - 51\right) = -\frac{195}{20} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (1) \text{ より } c &= 95 - 100a - 10b \\ &= 95 - \frac{31}{2} + \frac{195}{2} = 177 \end{aligned}$$

よって $\beta = 15.92$ に対して、

$$\begin{aligned} V_T &= \frac{31}{200} \times 15.92^2 - \frac{195}{20} \times 15.92 + 177 \\ &= 39.3 - 155.2 + 177 \\ &= 61 \text{ lb/in} \end{aligned}$$

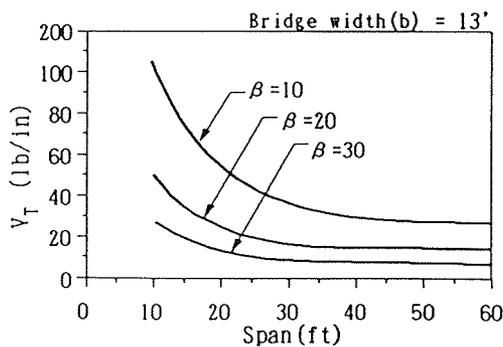


図-A

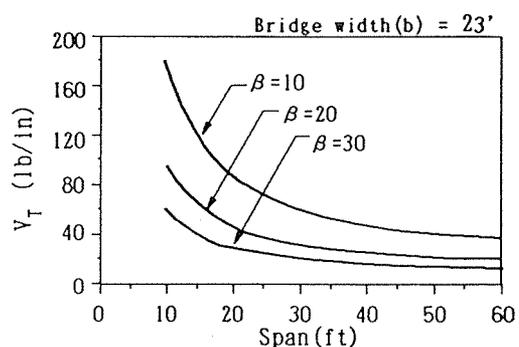


図-B

図-1.11.5

図-1.11.5、図-Bより同様に、

$$\beta = 10 \quad \text{で} \quad V_T \approx 152 \text{ lb/in}$$

$$\beta = 20 \quad \text{で} \quad V_T \approx 84 \text{ lb/in}$$

$$\beta = 30 \quad \text{で} \quad V_T \approx 52 \text{ lb/in}$$

$$100a + 10b + c = 152 \quad \text{—————} \quad (1)'$$

$$400a + 20b + c = 84 \quad \text{—————} \quad (2)'$$

$$900a + 30b + c = 52 \quad \text{—————} \quad (3)'$$

$$(2)' - (1)' \quad 300a + 10b = -68 \quad \text{—————} \quad (4)'$$

$$(3)' - (2)' \quad 500a + 10b = -32 \quad \text{—————} \quad (5)'$$

$$(5)' - (4)' \quad 200a = 36 \quad \therefore a = \frac{36}{200} = \frac{18}{100}$$

$$\begin{aligned} b &= \frac{1}{10}(-300a - 68) \\ &= \frac{1}{10}(-54 - 68) = -\frac{122}{10} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= -100a - 10b + 152 \\ &= -18 + 122 + 152 = 256 \end{aligned}$$

よって $\beta = 15.92$ に対して、

$$\begin{aligned} V_T &= \frac{18}{100} \times 15.92^2 - \frac{122}{10} \times 15.92 + 256 \\ &= 45.6 - 194.2 + 256 \\ &= 107 \text{ lb/in} \end{aligned}$$

全幅 $b = 5 \text{ m}$ に対して内挿すると

$$\begin{aligned} V_T &= 61 + \frac{107 - 61}{6.9 - 3.9} \times (5 - 3.9) \\ &\approx 78 \text{ lb/in} \end{aligned}$$

kgf、cm に換算すると、

$$V_T = 78 \times \frac{0.45}{2.5} \times \frac{5600}{16000 \times 0.45} \times 1.25 = 14 \text{ kgf/cm}$$

(2) 圧縮応力

$$N = \frac{6M_T}{t^2} \quad \text{または} \quad N = \frac{1.5V_T}{t\mu} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

のうち大きい値でかつ

$$N \geq 40 \text{ lb/in}^2 = 2.9 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{米松})$$

ここで、

μ : ラミナの摩擦係数 (プレーナー加工 : 0.35、製材 : 0.45)

$$N = \frac{6M_T}{t^2} = \frac{6 \times 144}{24^2} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N = \frac{1.5V_T}{t\mu} = \frac{1.5 \times 14}{24 \times 0.45} = 1.9 \text{ kgf/cm}^2$$

いずれも 2.9 kgf/cm^2 より小さい

許容支圧応力は $F_{c1}' = 24 \text{ kgf/cm}^2$

$N \geq 40 \text{ lb/in}^2 = 2.9 \text{ kgf/cm}^2$ は米松の代表値

$F_{c1} = 45 \text{ kgf/cm}^2$ の6.4パーセントである。

よって $N \geq 2.9 \times \frac{24}{45} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$

以上より $N = 1.5 \text{ kgf/cm}^2$

架設時必要圧縮応力は

$$N_i = 2.5N = 3.8 \text{ kgf/cm}^2$$

(3) プレストレス鋼棒

プレストレス間隔 $S_p = 142 \text{ cm}$ 、端部は 40 cm とする。

プレストレス鋼棒の断面積

$$\frac{N_i S_p t}{0.7 f_{pu}} \leq A_s \quad \text{かつ} \quad \frac{A_s}{S_p t} < 0.016$$

$f_{pu} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$ とすると

$$A_s \geq \frac{3.8 \times 142 \times 24}{0.7 \times 8000} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$\phi = 23 \text{ mm}$ を用いると $A_s = 4.15 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_s}{S_p t} = \frac{4.15}{142 \times 24} = 0.0012 < 0.0016$$

鋼棒のプレストレス力は

$$F_{ps} = N_i S_p t = 3.8 \times 142 \times 24 = 12950 \text{ kgf} = 12.95 \text{ tf}$$

先孔

P S 鋼棒を通すための先孔径は $\frac{A_t}{S_p t} < 0.0016$ を準用して

$$A_t = 0.0016 \times 142 \times 24 = 5.45 \text{ cm}^2 = \frac{\pi}{4} D^2$$

よって

$$D = \sqrt{\frac{4A_t}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 5.45}{3.14}} = 2.6 \text{ cm}$$

(4) 支圧板 (アンカープレート)

$$A_p \geq \frac{F_{ps}}{F_{c\perp}} = \frac{12950}{30 \times 0.8} = 540 \text{ cm}^2$$

アンカープレートはプレストレス鋼棒 $1 \text{ in} = 2.5 \text{ cm}$ に対する物を用いる。

$$W_a = 100 \text{ mm}$$

$$L_a = 163 \text{ mm}$$

$$t_a = 32 \text{ mm}$$

支圧板は

$$W_p = 220 \text{ mm}$$

$$L_p = 250 \text{ mm}$$

とすれば、

$$22 \times 25 = 550 \text{ cm}^2 > \frac{F_{ps}}{F_{c1'}} = 540 \text{ cm}^2$$

でかつ

$$1.0 \leq \frac{L_p}{W_p} \leq 2.0$$

$$\frac{L_p}{W_p} = \frac{25}{22} = 1.14$$

となり満たされる。

支圧応力は

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= \frac{F_{ps}}{A_p} \\ &= \frac{12950}{550} = 24 \text{ kgf/cm}^2 \leq F_{c1'} = 24 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

支圧板の必要厚さは、

$$t_p = \sqrt{\frac{3\sigma_{c1}k^2}{F_b}}$$

ここで

$$k = \frac{W_p - W_A}{2} = \frac{22 - 10}{2} = 6$$

$$k = \frac{L_p - L_A}{2} = \frac{25 - 16.3}{2} = 4.35$$

の大きい方で、また、

$$F_b = 0.55F_y = 0.55 \times 2400 = 1320 \text{ kgf/cm}^2$$

よって

$$t_p = \sqrt{\frac{3 \times 24 \times 6^2}{1320}} = 1.4 \text{ cm}$$

20 mm を使用する。

1.12 アーチリブと上横構、対傾構接合部の設計

1.12.1 主要寸法

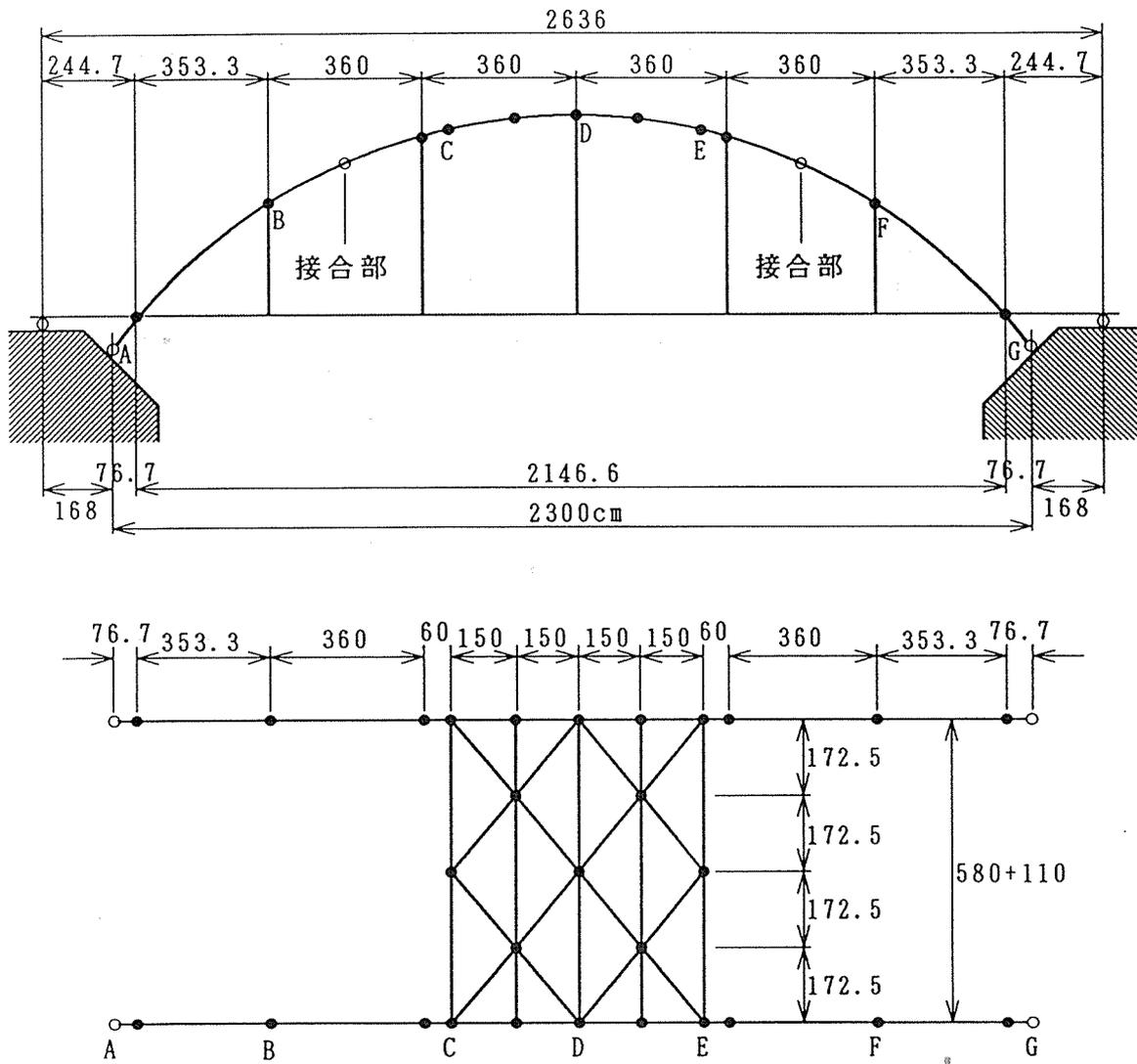


図-1.12.1 主要寸法図

1.12.2 風荷重によって、上横構、対傾構等に作用する軸力の算定

アーチ橋のアーチ部材、上横構、対傾構の構造を2次元平面骨組み構造と仮定する。

図-1.12.2の示すFEMモデルを用いて、風荷重によってアーチ部材、上横構、対傾構に作用する曲げモーメント、軸力を算定する。

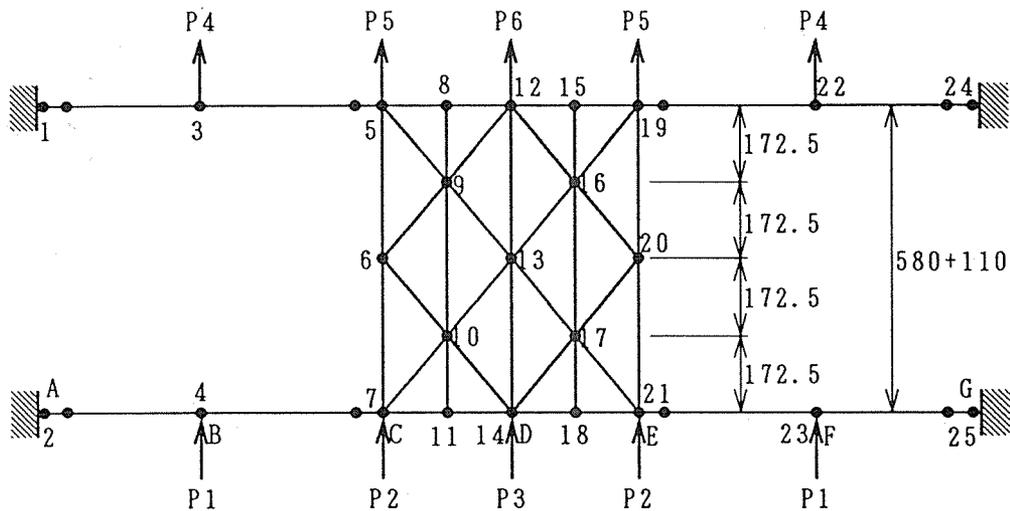


図-1.12.2 FEMモデル図

アーチ材側面の風荷重受圧面積は、各要素に対して、図-1.12.3の各値を用いて求めた。

$$\alpha_B - \alpha_A = 0.41912$$

$$\alpha_C - \alpha_B = 0.32211$$

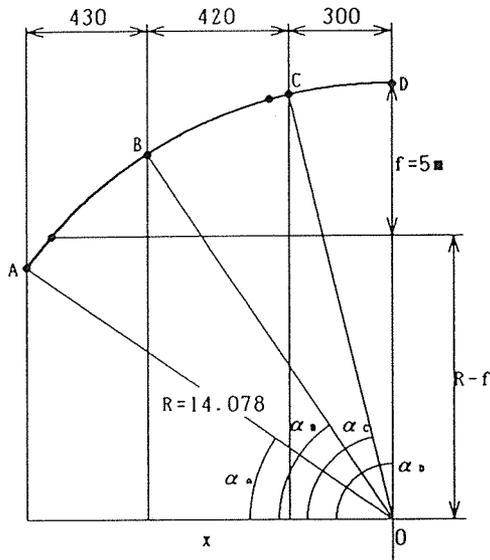
$$\alpha_D - \alpha_C = 0.21475$$

よって

$$\text{弧}AB = 0.41912 \times 14.078 = 5.9 \text{ m}$$

$$\text{弧}CB = 0.32211 \times 14.078 = 4.53 \text{ m}$$

$$\text{弧}DC = 0.21475 \times 14.078 = 3.02 \text{ m}$$



$$\alpha_A = \cos^{-1}\left(\frac{x}{R}\right)$$

$$= \cos^{-1}\left(\frac{11.0}{14.078}\right) = 0.61482 \text{ rad}$$

$$\alpha_B = \cos^{-1}\left(\frac{x}{R}\right)$$

$$= \cos^{-1}\left(\frac{7.2}{14.078}\right) = 1.03394 \text{ rad}$$

$$\alpha_C = \cos^{-1}\left(\frac{x}{R}\right)$$

$$= \cos^{-1}\left(\frac{3.0}{14.078}\right) = 1.35605 \text{ rad}$$

$$\alpha_D = \pi/2 = 1.57080 \text{ rad}$$

図-1.12.3 風荷重受圧面積

(1) 等価節点力 (P1~P6)

- a) 風荷重 : 風上側 $q_u = 300 \text{ kgf/m}^2$
 風下側 $q_d = 150 \text{ kgf/m}^2$
- b) アーチ材材せい : $h = 1050 \text{ mm}$
- c) 等価節点力 : 風上側

1) 節点 B に作用する力

$$P1 = q_u \times h \times (\text{弧}AB + \text{弧}BC) / 2$$

$$= 300 \times 1.05 \times (5.9 + 4.53) / 2 = 1643 = 1650 \text{ kgf}$$

2) 節点 C に作用する力

$$\begin{aligned} P2 &= q_u \times h \times (\text{弧}BC + \text{弧}CD) / 2 \\ &= 300 \times 1.05 \times (4.53 + 3.02) / 2 = 1189 = 1190 \text{ kgf} \end{aligned}$$

3) 節点 D に作用する力

$$\begin{aligned} P3 &= q_u \times h \times (\text{弧}CD + \text{弧}DE) / 2 \\ &= 300 \times 1.05 \times (3.02 + 3.02) / 2 = 951 = 960 \text{ kgf} \end{aligned}$$

風下側は風上側の 1 / 2 であるから、

$$P4 = P1 / 2 = 830 \text{ kgf}$$

$$P5 = P2 / 2 = 600 \text{ kgf}$$

$$P6 = P3 / 2 = 480 \text{ kgf}$$

とする。

(2) 計算結果

部材応力を、表-1.12.1~1.12.3に示す。

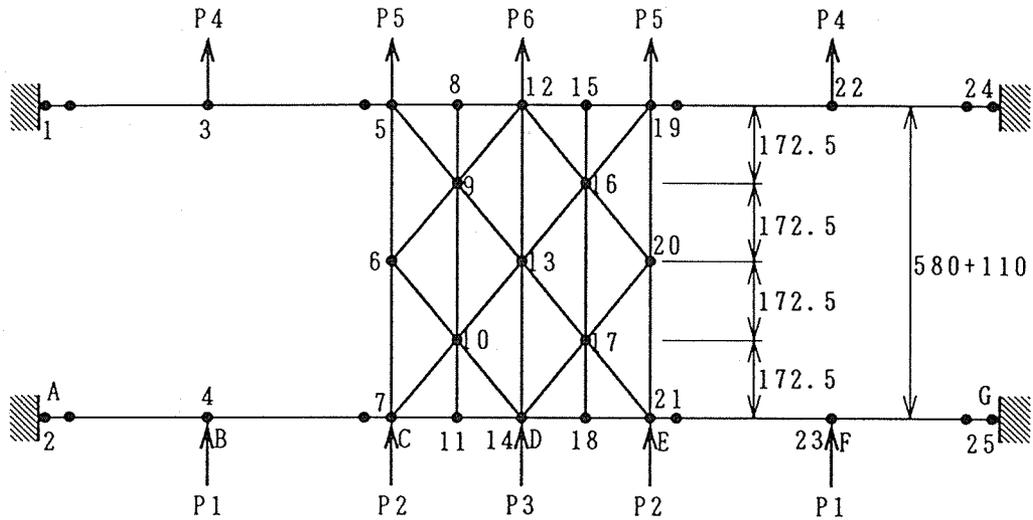


図-1.12.4 FEMモデル節点番号図

表-1.12.1 上横構応力

上横構 (kgf, cm)						
	軸力-I	せん断-I	M-I	軸力-J	せん断-J	M-J
5-9	3598.08	0	0	-3598.08	0	0
6-9	-3377.96	0	0	3377.96	0	0
6-10	3396.81	0	0	-3396.81	0	0
7-10	-3336.81	0	0	3336.81	0	0
9-12	-1085.22	0	0	1085.22	0	0
9-13	1746.64	0	0	-1746.64	0	0
10-13	-1538.02	0	0	1538.02	0	0
10-14	1171.34	0	0	-1171.34	0	0
12-16	-1085.3	0	0	1085.3	0	0
13-16	1746.74	0	0	-1746.74	0	0
13-17	-1538.12	0	0	1538.12	0	0
14-17	1171.41	0	0	-1171.41	0	0
16-19	3598.16	0	0	-3598.16	0	0
16-20	-3378.04	0	0	3378.04	0	0
17-20	3396.91	0	0	-3396.91	0	0
17-21	-3336.89	0	0	3336.89	0	0

表-1.12.2 対傾構応力

対傾構 (kgf, cm)						
	軸力-I	せん断-I	M-I	軸力-J	せん断-J	M-J
5-6	2948	127.472	-43358.2	-2948	-127.472	-619.604
6-7	-2164.36	115.09	619.619	2164.36	-115.09	-40325.6
8-9	-2955.75	358.039	-74154.9	2955.75	-358.039	12393.2
9-10	171.375	68.4747	-12393.2	-171.375	-68.4747	-11230.5
10-11	3207.87	348.469	11230.4	-3207.87	-348.469	-71341.4
12-13	-2462.56	-.002567	1.39696	2462.56	.002567	-.511259
13-14	2494.94	-.004266	.477049	-2494.94	.004266	.994801
15-16	-2955.63	-358.053	74157.6	2955.63	358.053	-12393.4
16-17	171.594	-68.4708	12392.9	-171.594	68.4708	11229.5
17-18	3208	-348.497	-11229.4	-3208	348.497	71345.2
19-20	2948.13	-127.473	43358.6	-2948.13	127.473	619.605
20-21	-2164.22	-115.091	-619.621	2164.22	115.091	40325.9

表-1.12.3 アーチ部材応力

アーチ部材 (kgf, cm)						
	軸力-I	せん断-I	M-I	軸力-J	せん断-J	M-J
1-3	695.798	-2326.6	-.25	-695.798	2326.6	1000440
2-4	-646.608	-2662.98	.25	646.608	2662.98	1145080
3-5	695.798	-1496.59	-1000440	-695.798	1496.59	1629010
4-7	-646.608	-1012.98	-1145080	646.608	1012.98	1570530
5-8	-1792.66	4766.62	-1585640	1792.66	-4766.62	870664
7-11	1658.03	4859.05	-1530170	-1658.03	-4859.05	801327
8-12	-2150.69	1810.12	-796527	2150.69	-1810.12	524974
11-14	2006.49	1650.96	-729947	-2006.49	-1650.96	482274
12-15	-2150.6	-1809.7	-524991	2150.6	1809.7	796488
14-18	2006.44	-1650.97	-482290	-2006.44	1650.97	729949
15-19	-1792.57	-4766.38	-870664	1792.57	4766.38	1585620
18-21	1657.95	-4859.09	-801330	-1657.95	4859.09	1530180
19-22	695.942	1496.57	-1628990	-695.942	-1496.57	1000430
21-23	-646.728	1012.98	-1570520	646.728	-1012.98	1145070
22-24	695.941	2326.59	-1000430	-695.941	-2326.59	-1
23-25	-646.727	2662.96	-1145070	646.727	-2662.96	0

1.12.3 上横構 - 対傾構接合部の検討

軸力が、もっとも大きくかかる節点（13）について検討する。

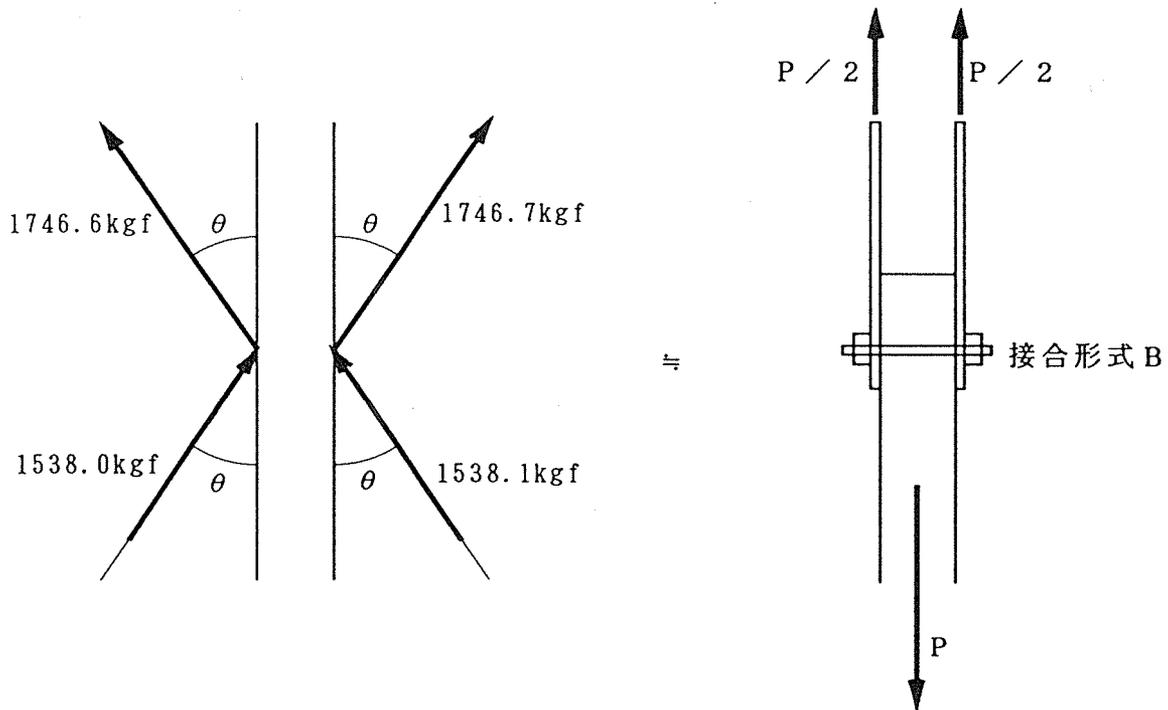


図-1.12.5 節点（13）での荷重図

$$\cos \theta = \frac{172.5}{\sqrt{150^2 + 172.5^2}} = 0.75461 \quad \text{より、}$$

$$P = (1746.6 + 1746.7 + 1538.0 + 1538.1) \times \cos \theta$$

$$= 6569.4 \times 0.75461 = 4957.3 \text{ kgf}$$

ボルト接合形式 B、 $\phi = 18 \text{ mm}$ の M18 ボルトを使用する。スギに対する M18 ボルトの短期許容耐力は、 $f_c = 80 \text{ kgf/cm}^2$ として、AIJ 計算規準、付図 2.3 より、

$${}_B P_{M18} = 410 \times 2 \times 1.8^2 = 2.66 \text{ tf}$$

ボルト必要本数は、

$$n = \frac{P}{{}_B P_{M18}}$$

$$= \frac{4.9573}{2.66} = 1.9 \quad \therefore \text{2本以上必要。}$$

1.12.4 上横構端部のボルト接合

上横構端部の接合は鋼板挿入式ボルト接合とする。接合形式はC (AIJ規準 p.171) であり、 $\phi 16 \text{ mm}$ のM16ボルト ($l/d = 6.25$) を使用すると、スギに対するM16ボルトの短期許容耐力は、AIJ計算規準-付図2.4より、

$${}_B P_{M18} = 330 \times 2 \times 1.6^2 = 1.69 \text{ tf}$$

ボルト必要本数は、上横構に作用する最大軸力が $N = 3.6 \text{ tf}$ より、

$$\begin{aligned} n &= \frac{N}{{}_B P_{M18}} \\ &= \frac{3.6}{1.69} = 2.1 \quad \therefore 3 \text{ 本以上必要。} \end{aligned}$$

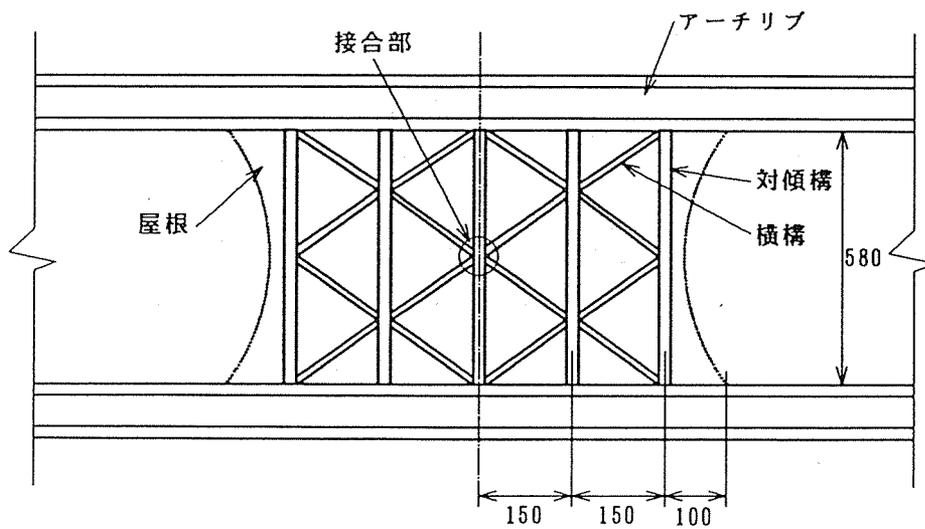
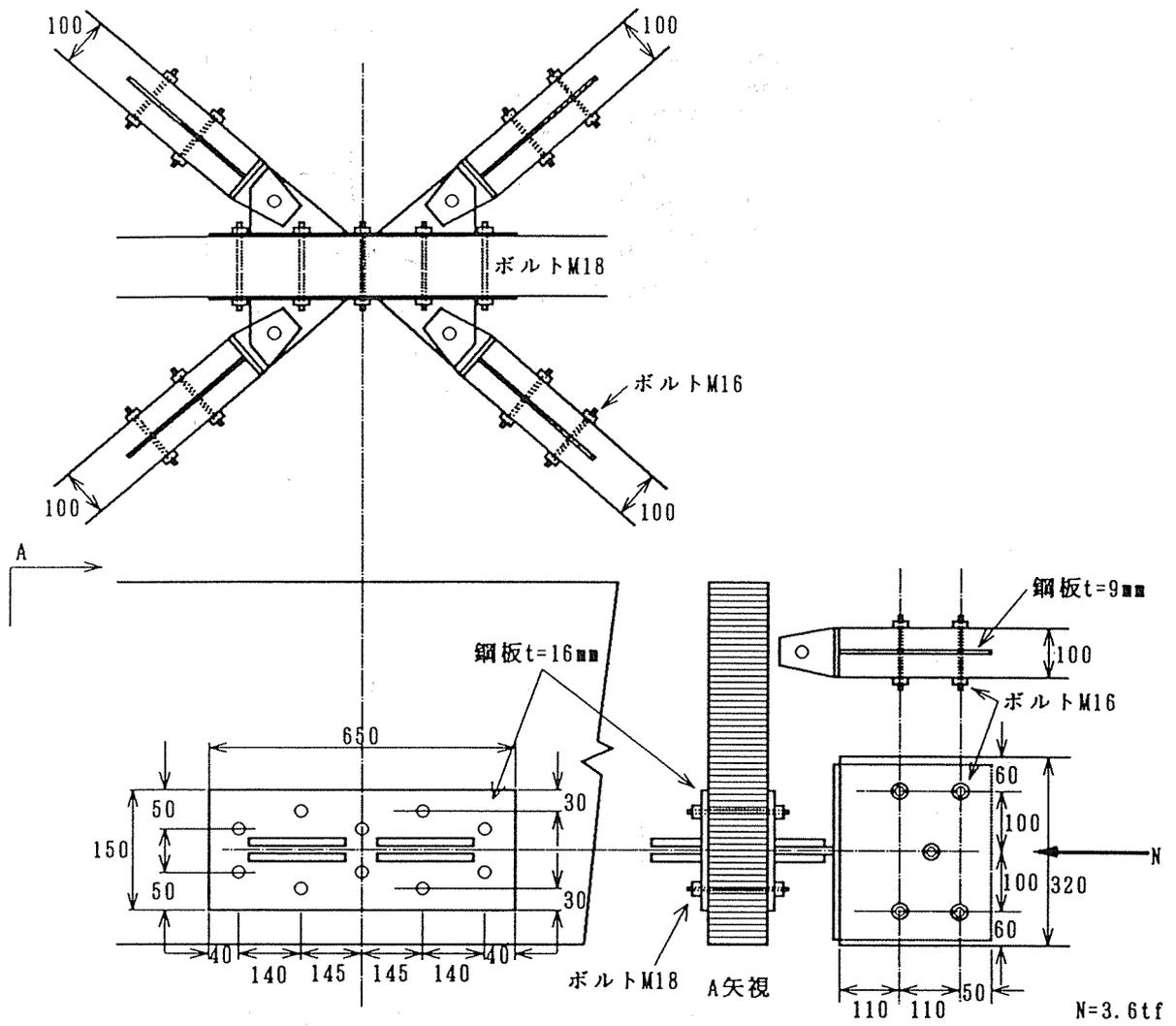


図-1.12.6 接合部詳細図

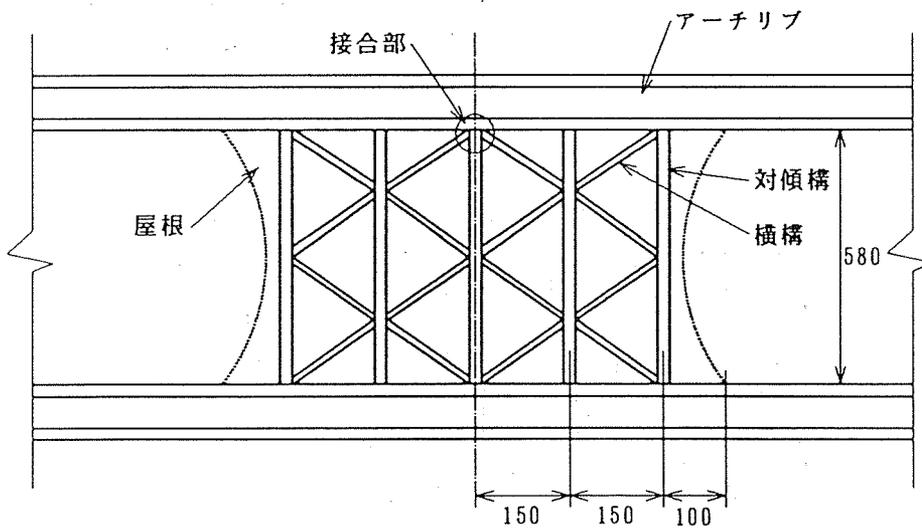
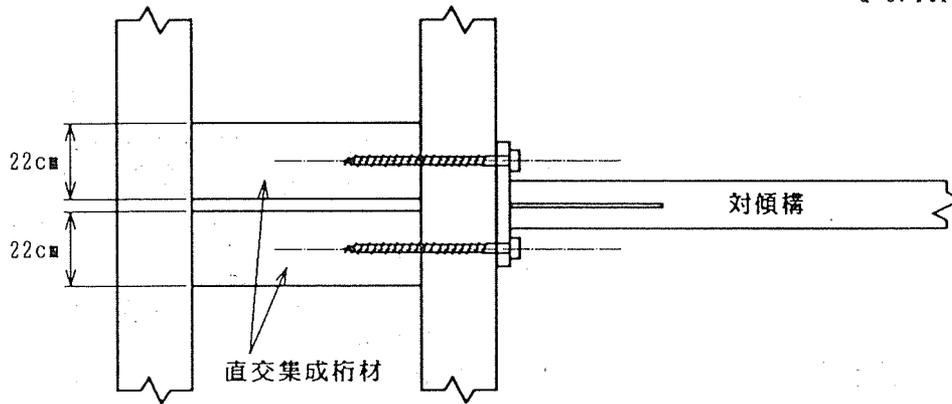
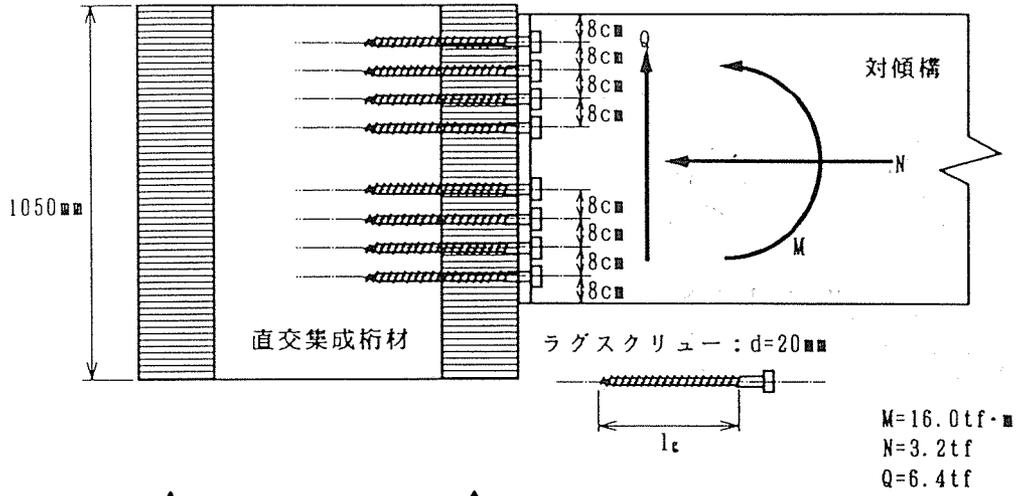


図-1.12.7 ラグスクリュー打ち込み図

1.12.5 対傾構端部の鋼板挿入式ドリフトピン接合部の検定

(1) ドリフトピン接合部

図-1.12.8 のようにドリフトピンを25本、配置する。

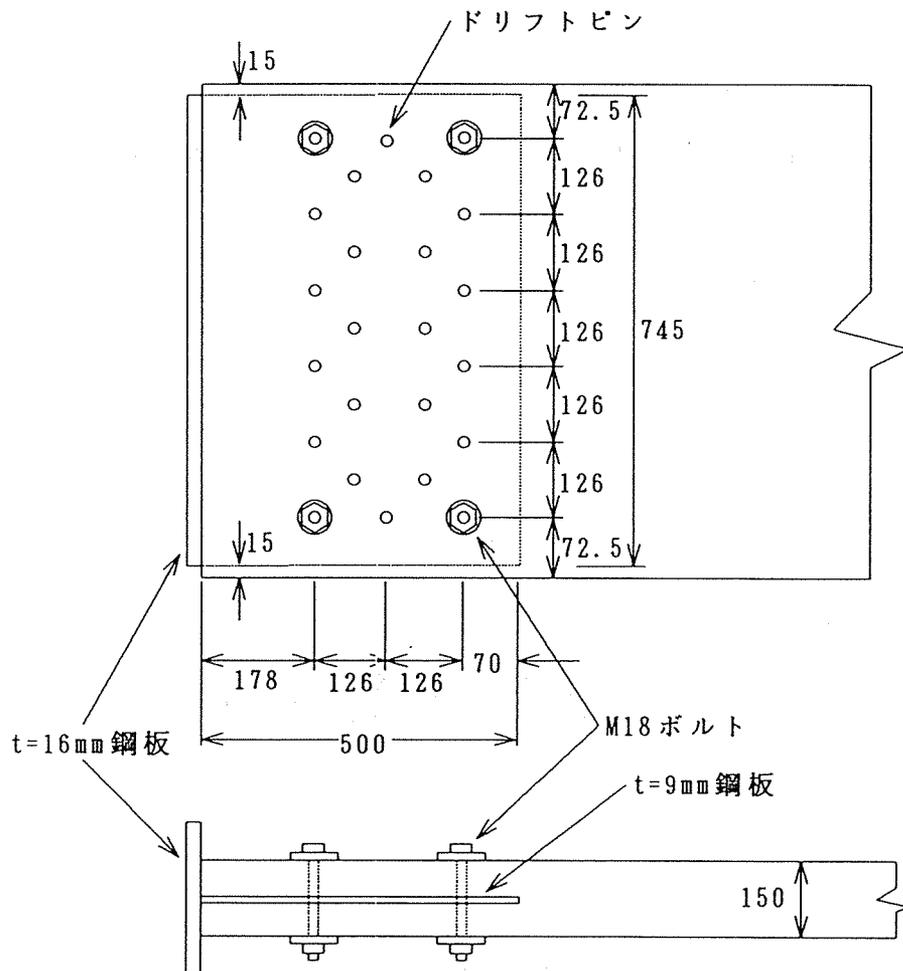


図-1.12.8 ドリフトピン配置図

(2) ドリフトピンの許容耐力

ドリフトピン寸法 : $d = 18 \text{ mm}$

$$l = 150 - 9 = 141 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{d} = 7.8 > 4$$

よって、ドリフトピンの木材繊維方向に力を受ける場合、せん断許容耐力は、ボルトの許容耐力と同じにする。従って

$$P_a = C \cdot f_c \cdot d \cdot l$$

より求める。ここでCは、以下の内で最小のものを用いる。

1

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma}$$

$$\text{ここで、} \gamma = \frac{F}{3f_c} = \frac{2400}{3 \times 80} = 10$$

よって、

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1 = \sqrt{2 + \frac{8}{3} \times 10 \times \left(\frac{18}{141} \right)^2} - 1 = 0.56$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma} = \frac{18}{141} \times \sqrt{\frac{8}{3} \times 10} = 0.66$$

以上より、 $C = 0.56$ を用いて

木材繊維方向許容せん断耐力は、

$${}_0P_a = 0.56 \times 80 \times 1.8 \times 14.1 = 1137 \text{ kgf}$$

また、木材繊維に直角方向に力を受ける場合は、繊維方向許容せん断耐力の $1/2$ を許容せん断耐力として用いるので、

$${}_{90}P_a = \frac{{}_0P_a}{2} = \frac{1137}{2} = 569 \text{ kgf}$$

となる。

1.12.6 アーチ部材ドリフトピン接合部の検定

(1) 設計荷重

曲げモーメント最大時

$$M = 33.118 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$Q = -4.118 \text{ tf}$$

$$N = 31.463 \text{ tf}$$

軸力最大時

$$M = 17.200 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$Q = 4.979 \text{ tf}$$

$$N = 55.264 \text{ tf}$$

せん断力最大時

$$M = -8.841 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$Q = 8.184 \text{ tf}$$

$$N = 52.680 \text{ tf}$$

(2) ドリフトピンの許容耐力

ドリフトピン寸法 : $d = 16 \text{ mm}$

$$l = 101 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{d} = 6.3 > 4$$

ドリフトピンの木材繊維方向に力を受ける場合、せん断許容耐力は、ボルトの耐力と同じとする。従って、

$$P_a = C \cdot f_c \cdot d \cdot l$$

より求める。ここでCは、以下の内で最小のものを用いる。

1

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3}} \gamma$$

$$\text{ここで、 } \gamma = \frac{F}{3f_c} = \frac{2400}{3 \times 80} = 10$$

よって、

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1 = \sqrt{2 + \frac{8}{3} \times 10 \times \left(\frac{16}{101}\right)^2} - 1 = 0.63$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3}} \gamma = \frac{16}{101} \times \sqrt{\frac{8}{3}} \times 10 = 0.82$$

以上より、 $C = 0.63$ を用いて

木材繊維方向許容せん断耐力は、

$${}_0P_a = 0.63 \times 80 \times 1.6 \times 10.1 = 814 \text{ kgf}$$

また、木材繊維に直角方向に力を受ける場合は、繊維方向許容せん断耐力の $1/2$ を許容せん断耐力として用いるので、

$${}_{90}P_a = \frac{{}_0P_a}{2} = \frac{814}{2} = 407 \text{ kgf}$$

となる。

(3) ドリフトピン配置

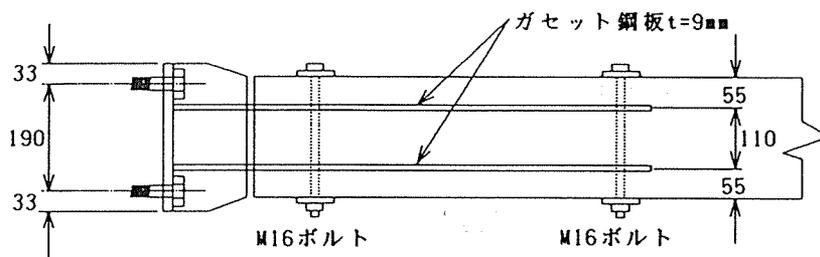
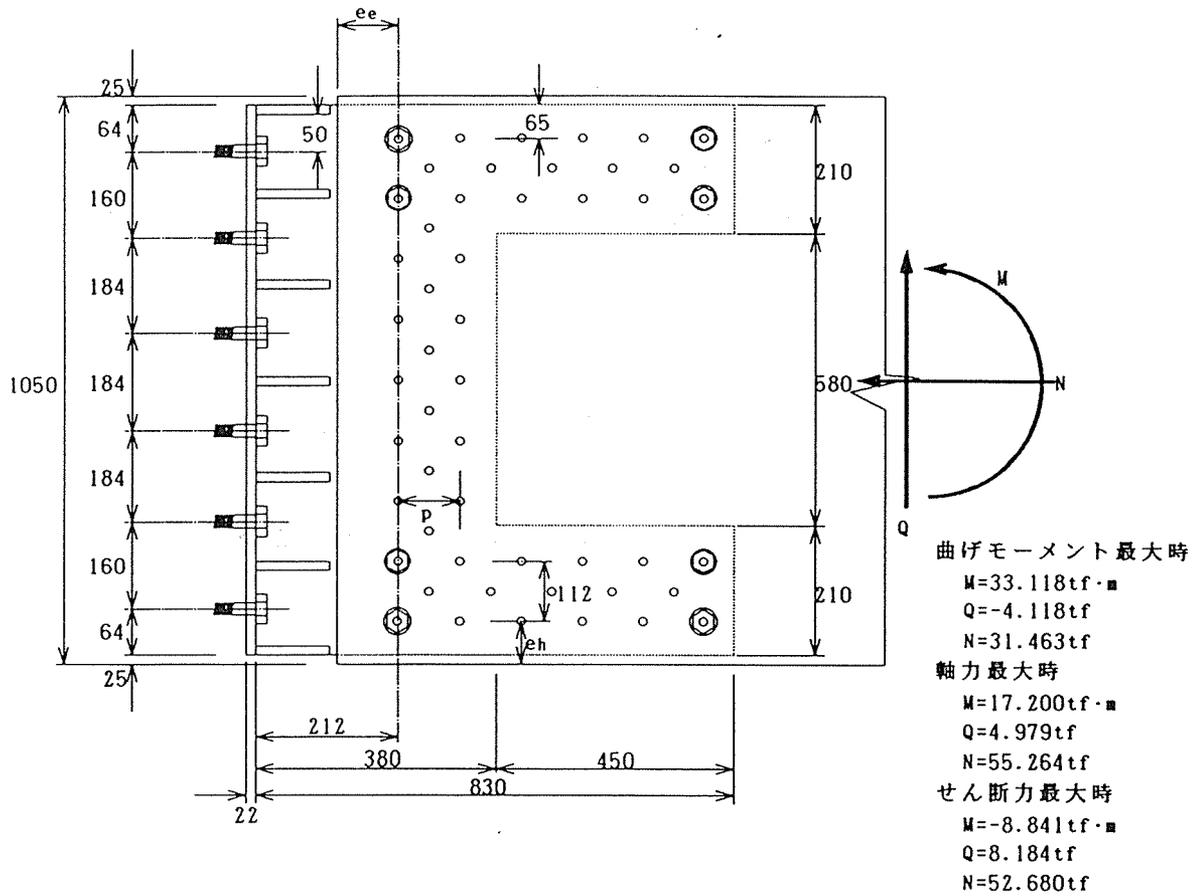


図-1.12.9 ドリフトピン配置図

設計応力がかかる場合の応力分布図は、図-1.12.10のようになる」と

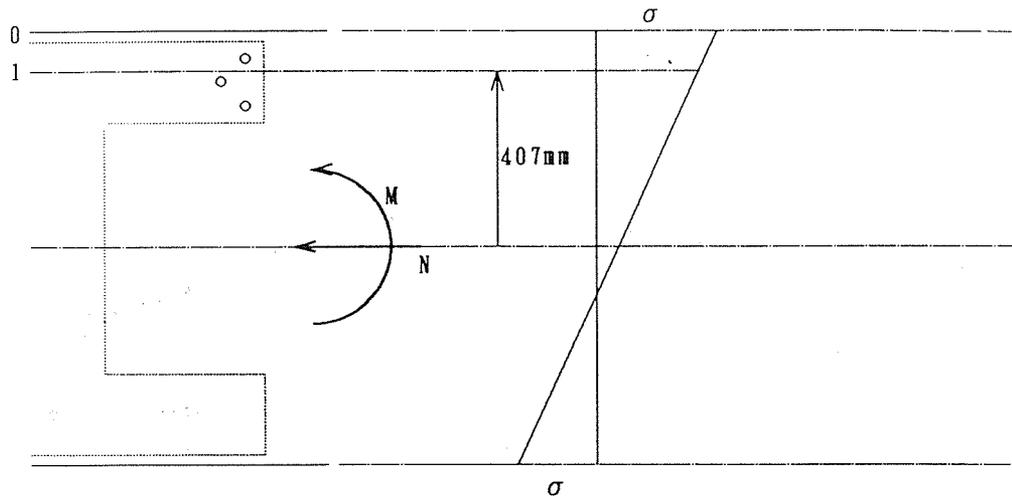


図-1.12.10 ドリフトピン接合部応力分布図

$$I = 4244625 \text{ cm}^4$$

$$A = 105 \times 22 \times 2 = 4620 \text{ cm}^2$$

よって、

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} x \text{ より、}$$

最も大きな応力を受ける場合について荷重を求める

1) 曲げモーメント最大時

最外縁ドリフトピンにかかる応力は、

$$x = \frac{105}{2} \text{ 場合}$$

$$\sigma = \frac{31463}{4620} + \frac{3311800}{4244625} \times \frac{105}{2} = 47.8 \text{ kgf/cm}^2$$

$$x = 40.7 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{31463}{4620} + \frac{3311800}{4244625} \times 40.7 = 38.6 \text{ kgf/cm}^2$$

よって、曲げモーメントと軸力による最外縁ドリフトピン6本にかかる

荷重は

$$6 \times P = (47.8 + 38.6) \times 11.8 \times 5.05 \times \frac{1}{2}$$
$$= 2574 \text{ kgf}$$

曲げモーメントと軸力によって、ドリフトピン1本にかかる荷重は

$$P = 429 \text{ kgf/本}$$

また、総ドリフトピン本数は50本なので

せん断力によってドリフトピン1本にかかる荷重は、

$$\frac{Q}{50} = \frac{-4.118}{50} = -0.0824 \text{ tf/本}$$

以上より、ドリフトピン1本かかる荷重の総和は

$$P = \sqrt{429^2 + (-82.4)^2} = 436 \text{ kgf}$$

2) 軸力最大時

最外縁ドリフトピンにかかる応力は、

$$x = \frac{105}{2} \text{ 場合}$$

$$\sigma = \frac{55264}{4620} + \frac{1720000}{4244625} \times \frac{105}{2} = 33.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$x = 40.7 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{55264}{4620} + \frac{1720000}{4244625} \times 40.7 = 28.5 \text{ kgf/cm}^2$$

よって、曲げモーメントと軸力による最外縁ドリフトピン6本にかかる

荷重は

$$6 \times P = (33.2 + 28.5) \times 11.8 \times 5.05 \times \frac{1}{2}$$
$$= 1838 \text{ kgf}$$

曲げモーメントと軸力によって、ドリフトピン1本にかかる荷重は

$$P = 306 \text{ kgf/本}$$

また、総ドリフトピン本数は50本なので

せん断力によってドリフトピン1本にかかる荷重は、

$$\frac{Q}{50} = \frac{4.979}{50} = 0.0996 \text{ tf/本}$$

以上より、ドリフトピン1本かかる荷重の総和は

$$P = \sqrt{306^2 + 99.6^2} = 322 \text{ kgf}$$

2) せん断力最大時

最外縁ドリフトピンにかかる応力は、

$$x = \frac{105}{2} \text{ 場合}$$

$$\sigma = \frac{52680}{4620} - \frac{-884100}{4244625} \times \frac{105}{2} = 22.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$x = 40.7 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{52680}{4620} - \frac{-884100}{4244625} \times 40.7 = 19.9 \text{ kgf/cm}^2$$

よって、曲げモーメントと軸力による最外縁ドリフトピン6本にかかる荷重は

$$\begin{aligned} 6 \times P &= (22.3 + 19.9) \times 11.8 \times 5.05 \times \frac{1}{2} \\ &= 1257 \text{ kgf} \end{aligned}$$

曲げモーメントと軸力によって、ドリフトピン1本にかかる荷重は

$$P = 210 \text{ kgf/本}$$

また、総ドリフトピン本数は50本なので

せん断力によってドリフトピン1本にかかる荷重は、

$$\frac{Q}{50} = \frac{8.184}{50} = 0.164 \text{ tf/本}$$

以上より、ドリフトピン1本かかる荷重の総和は

$$P = \sqrt{210^2 + 164^2} = 266 \text{ kgf}$$

(4) 応力照査

1) 曲げモーメント最大時

荷重と木材繊維の間には、角度がついているので以下の式において角度による許容せん断耐力の調整を行う。

$$R_{\theta} = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta}$$

R_{θ} : 角度 θ のときの許容耐力

R_0 : 繊維方向の橋耐力

R_{90} : 繊維に直角方向の許容耐力

θ : 荷重角度(度)

よって

$$\begin{aligned} R_{\theta} &= \frac{814 \times 407}{814 \times \left(\frac{82.4}{436}\right)^2 + 407 \times \left(\frac{429}{436}\right)^2} \\ &= 783 \text{ kgf} > P = 436 \text{ kgf} \quad \text{OK.} \end{aligned}$$

2) 軸力最大時

荷重と木材繊維の間には、角度がついているので以下の式において角度による許容せん断耐力の調整を行う。

$$R_{\theta} = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta}$$

$$\begin{aligned} R_{\theta} &= \frac{814 \times 407}{814 \times \left(\frac{99.6}{322}\right)^2 + 407 \times \left(\frac{306}{322}\right)^2} \\ &= 744 \text{ kgf} > P = 322 \text{ kgf} \quad \text{OK.} \end{aligned}$$

2) せん断力最大時

荷重と木材繊維の間には、角度がついているので以下の式において角度による許容せん断耐力の調整を行う。

$$R_{\theta} = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta}$$

$$R_{\theta} = \frac{814 \times 407}{814 \times \left(\frac{164}{266}\right)^2 + 407 \times \left(\frac{210}{266}\right)^2}$$

$$= 588 \text{ kgf} > P = 266 \text{ kgf} \quad \text{OK.}$$

1.12.7 アーチ材両端回転支点部分集成材－鋼板接合部の検討

(1) 設計荷重

Nが最大となる場合を使用する。

$$N = 65.492 \text{ tf}、Q = 0.136 \text{ tf} \quad (\text{相反応力部材})$$

(2) ドリフトピン許容耐力

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$l = 220 - 9 = 211 \text{ mm}$$

よって、

$$\frac{l}{d} = \frac{211}{20} = 10.5 > 4$$

木材繊維方向許容せん断耐力は、ボルトの許容耐力と同じとする。従って、

$$P_a = C \cdot f_c \cdot d \cdot l$$

より求める。ここでCは、以下の内で最小のものを用いる。

1

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma}$$

$$\text{ここで、} \gamma = \frac{F}{3f_c} = \frac{2400}{3 \times 80} = 10$$

よって、

$$\sqrt{2 + \frac{8}{3} \gamma \left(\frac{d}{l} \right)^2} - 1 = \sqrt{2 + \frac{8}{3} \times 10 \times \left(\frac{20}{211} \right)^2} - 1 = 0.497$$

$$\frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3} \gamma} = \frac{20}{211} \times \sqrt{\frac{8}{3} \times 10} = 0.489$$

以上より、C = 0.489を用いて

木材繊維方向許容せん断耐力は、

$${}_0P_a = 0.489 \times 80 \times 2.0 \times 21.1 = 1651 \text{ kgf}$$

また、木材繊維に直角方向に力を受ける場合は、繊維方向許容せん断耐力の $1/2$ を許容せん断耐力として用いるので、

$${}_{90}P_a = \frac{{}_0P_a}{2} = \frac{1651}{2} = 825 \text{ kgf}$$

となる。

荷重と木材繊維とのあいだに角度があるので、

$$R_\theta = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \sin^2 \theta + R_{90} \cos^2 \theta}$$

R_θ : 角度 θ のときの許容耐力

R_0 : 繊維方向の橋耐力

R_{90} : 繊維に直角方向の許容耐力

θ : 荷重角度 (度)

より許容耐力を求める。

ここで、

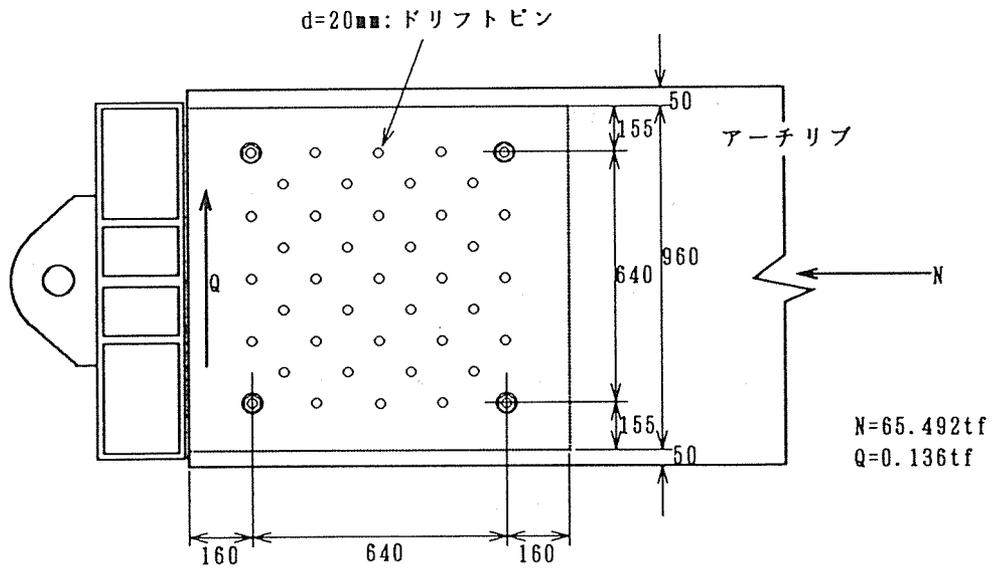
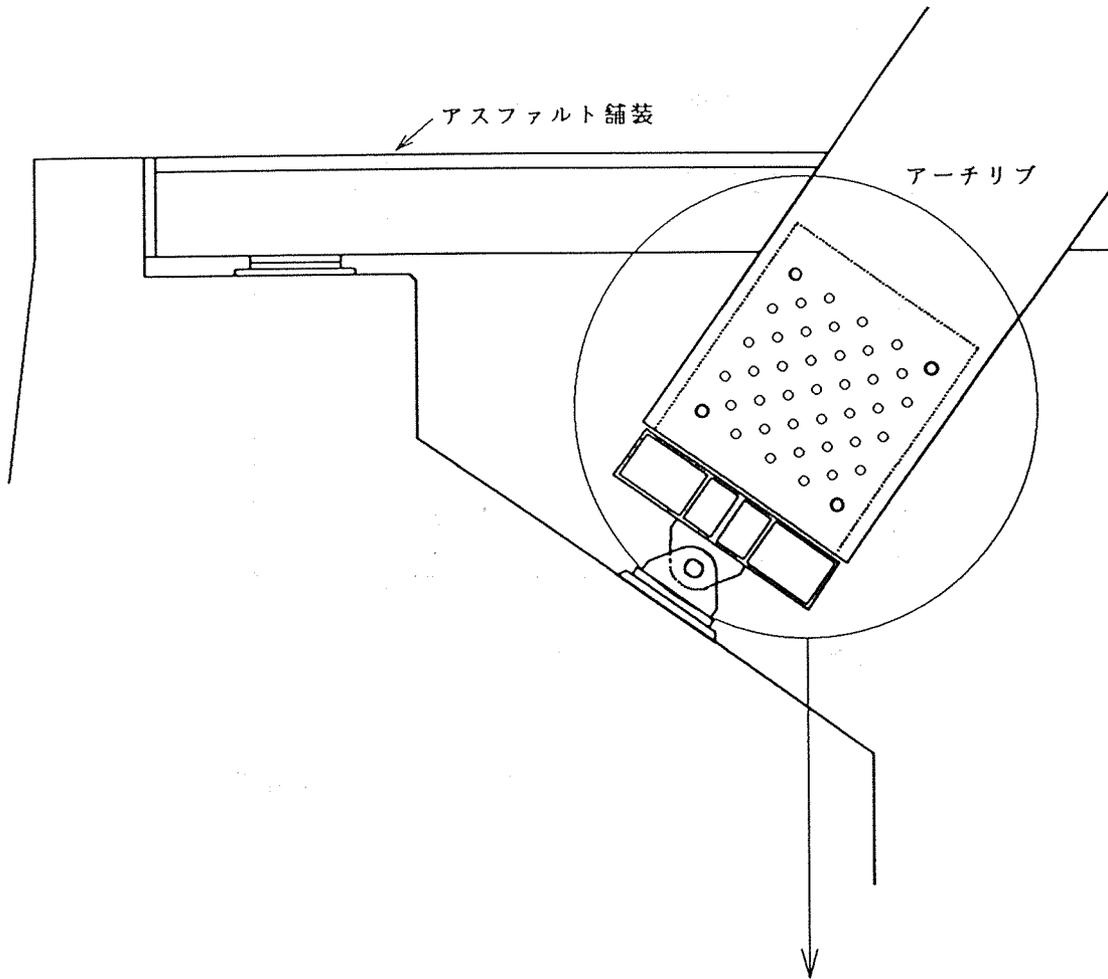
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.136}{65.492} \right) = 0.119 \text{ 度}$$

$$\sin^2 \theta = 4.314 \times 10^{-6}$$

$$\cos^2 \theta = 1$$

よって

$$\begin{aligned} {}_\theta P_a &= \frac{1651 \times 825}{1651 \times 4.314 \times 10^{-6} + 825 \times 1} \\ &= 1651 \text{ kgf} \end{aligned}$$



アーチ材両端回転支点ドリフトピン接合部

(3) ドリフトピン配置

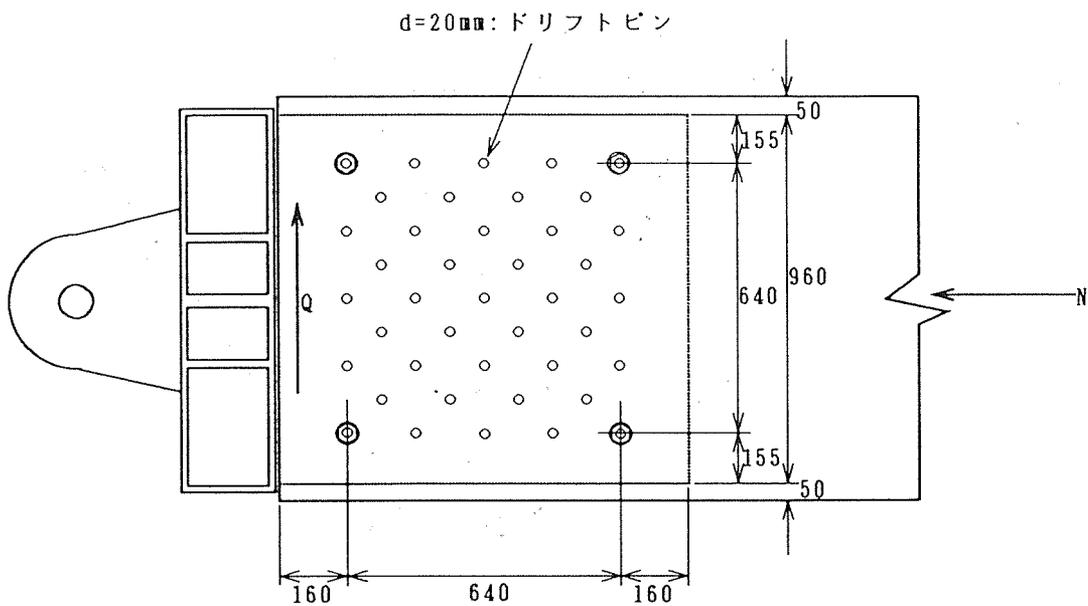


図-1.12.11 アーチ材両端回転支点ドリフトピン配置図

(4) 応力照査

軸力によるドリフトピン1本当たりの応力は

$$\frac{N}{41} = \frac{65.492 \times 10^3}{41} = 1597 \text{ kgf}$$

せん断力によるドリフトピン1本当たりの応力は

$$\frac{Q}{41} = \frac{0.136 \times 10^3}{41} = 3.317 \text{ kgf}$$

ドリフトピン1本当たりにかかる荷重は

$$P = \sqrt{1597^2 + 3.317^2}$$

$$= 1597 \text{ kgf} < R_0 = 1651 \text{ kgf} \quad \text{OK.}$$

1.12.8 ピンの設計

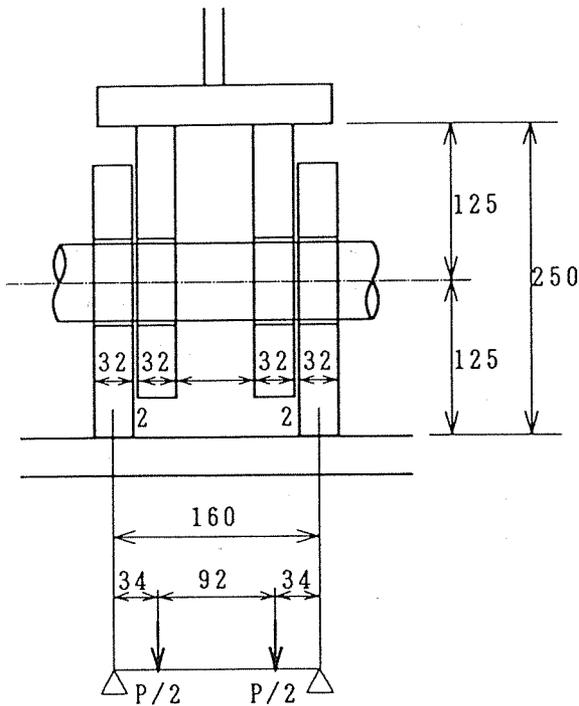


図-1.12.12 ピン寸法図

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{R_v^2 + R_{h1}^2} \\
 &= \sqrt{64.996^2 + 3.398^2} \\
 &= 65.08 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$M = \frac{65.08}{2} \times 3.4 = 110.6 \text{ t}\cdot\text{cm}$$

$$S = \frac{65.08}{2} = 32.54 \text{ t}$$

1-Pin 80 φ (S35CN)

$$A = \frac{\pi \times 8.0^2}{4} = 50.27 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{\pi \times 8.0^3}{32} = 50.27 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{110600}{50.27} = 2200 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{32540}{50.27} = 647 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

合成応力度

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 = 0.93 < 1.2$$

支圧応力

ピンの孔径を81mmとする。

$$K = \frac{r_1}{r_2} = \frac{40.5}{40} = 1.01 < 1.02$$

よって、すべりのある平面接触 → $\sigma_{ba} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{65080}{8.0 \times 3.2 \times 2} = 1271 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

1.12.9 上リブの設計

断面力

常時

$$R_v = 64.996 \text{ t}$$

$$R_{h1} = 3.398 \text{ t}$$

風時（活荷重載荷時時）

$$R_v = 53.968 \text{ t}$$

$$R_{h1} = 2.718 \text{ t}$$

$$R_{h2} = 2.510 \text{ t} \text{ (片側のリブのみ抵抗)}$$

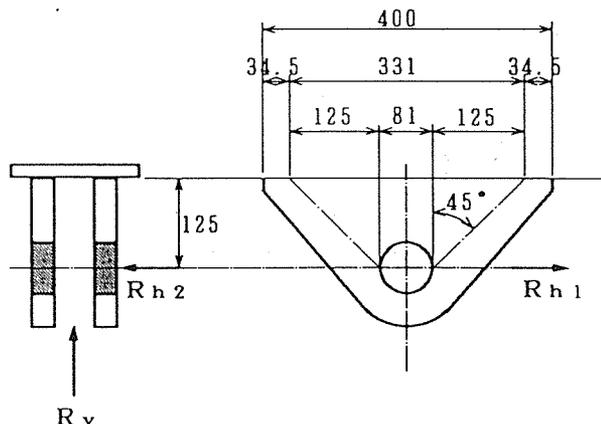


図-1.12.13 リブ詳細図

応力は、 45° 分布
すると考える。

リブ断面 2- \mathcal{L} 331×32 (SM490)

$$A = 3.2 \times 33.1 = 105.9 \text{ cm}^2$$

$$W_1 = \frac{3.2 \times 33.1^2}{6} = 584.3 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{3.2^2 \times 33.1}{6} = 56.49 \text{ cm}^3$$

常時

水平力による基部の曲げモーメント

$$M = 3.398 \times 12.5 = 42.48 \text{ t}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{2 \times W} + \frac{R}{2 \times A} = \frac{42480}{2 \times 584.3} + \frac{64996}{2 \times 105.9}$$

$$= 36 + 307 = 343 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{R_{h1}}{2 \times A} = \frac{2718}{2 \times 105.9} = 13 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

風時（活荷重載荷時時）

水平力による基部の曲げモーメント

$$M_1 = 2.718 \times 12.5 = 33.98 \text{ t}\cdot\text{cm}$$

$$M_2 = 2.510 \times 12.5 = 31.38 \text{ t}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma = \frac{33980}{2 \times 584.3} + \frac{31380}{56.49} + \frac{53968}{2 \times 105.9}$$

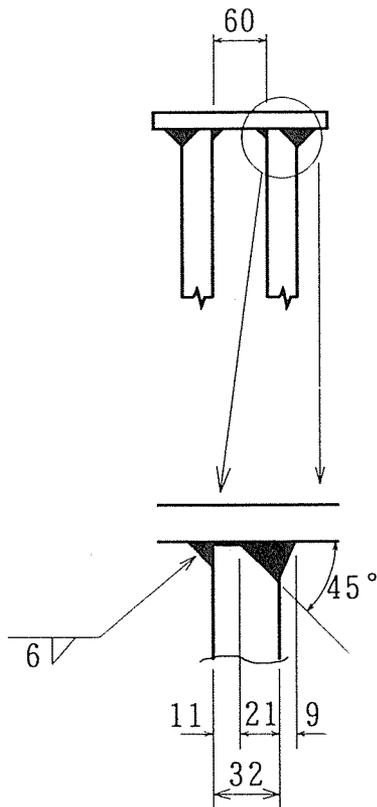
$$= 29 + 555 + 255 = 839 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_1 = \frac{2718}{2 \times 105.9} = 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{2510}{56.49} = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{13^2 + 44^2} = 46 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

ベースプレートとリブの溶接部



鉛直反力はベースプレートとリブの支圧によって伝達され、水平反力による曲げモーメントとせん断力は溶接によって伝達されるものとする。溶接部の開先は左図の部分溶込み溶接とし、3mmの溶け込み不足を考慮し、さらに内側のすみ肉溶接は確実な施工ができないので、計算上無視する。

支圧部面積

$$A = 1.1 \times 33.1 = 36.41 \text{ cm}^2$$

図-1.12.14 溶接部

溶接部

$$\text{設計のど厚} \quad a = \frac{21}{\cos 45^\circ} \times \cos 22.5^\circ - 3 = 24.44 \text{ mm}$$

$$\text{断面積} \quad A_s = 2.444 \times 33.1 = 80.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{断面係数} \quad W_1 = \frac{2.444 \times 33.1^2}{6} = 446.3 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{2.444^2 \times 33.1}{6} = 32.95 \text{ cm}^3$$

応力度

$$\text{支圧応力度} \quad \sigma = \frac{53968}{2 \times 36.41} = 741 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau_b &= \frac{33980}{2 \times 446.3} + \frac{31380}{32.95} \\ &= 38 + 952 = 990 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{s1} = \frac{2718}{2 \times 80.90} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = \frac{2510}{80.90} = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_s = \sqrt{17^2 + 31^2} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_b + \tau_s = 990 + 35 = 1025 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

1.12.10 下リブの設計

リブ断面は上リブと同一とし、接合部について計算する。上リブと同様に応力伝達される物とする。なお、溶接はすみ肉溶接を用いることとする。

支圧部面積

$$A = 3.2 \times 33.1 = 105.92 \text{ cm}^2$$

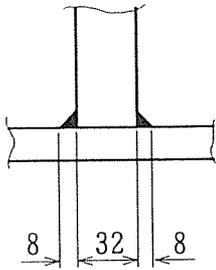
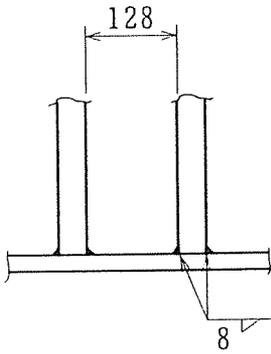


図-1.12.15 溶接部

溶接部

設計のど厚 $a = 8\cos 45^\circ = 5.66 \text{ mm}$

断面積 $A_s = 0.566 \times 33.1 \times 2 = 37.47 \text{ cm}^2$

断面係数 $W_1 = \frac{0.566 \times 33.1^2}{6} \times 2 = 206.7 \text{ cm}^3$

$$W_2 = \frac{0.566 \times 33.1 \times 2}{(1.6 + 0.566)} \times \left(1.6 + \frac{0.566}{2}\right)^2 = 61.34 \text{ cm}^3$$

応力度

支圧応力度

$$\sigma = \frac{53968}{2 \times 105.92} = 255 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

せん断応力度

$$\tau_b = \frac{33980}{2 \times 206.7} + \frac{31380}{61.34}$$

$$= 82 + 512 = 594 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{2718}{2 \times 37.47} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

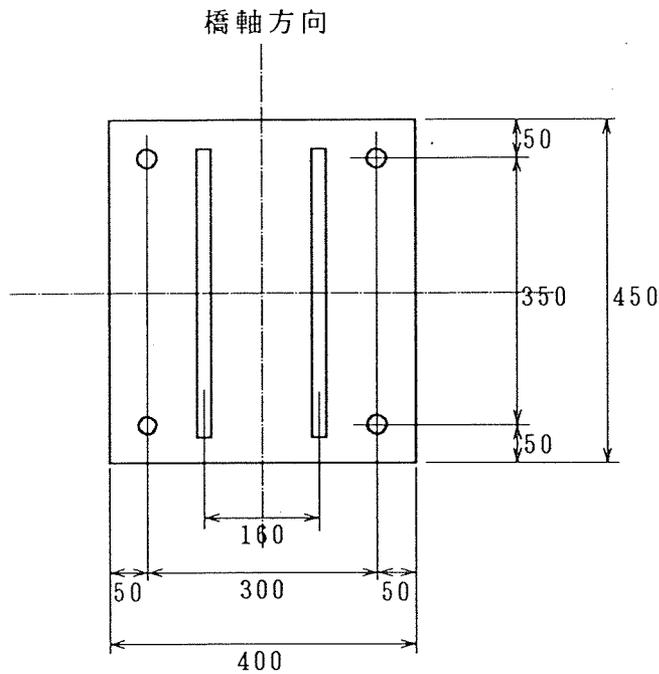
$$\tau_{s2} = \frac{2510}{37.47} = 67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_s = \sqrt{36^2 + 67^2} = 76 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_b + \tau_s = 594 + 76 = 670 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

1.12.11 アンカーボルトの設計

水平反力で設計する。



せん断力

$$S_1 = \frac{2176}{4} = 544 \text{ kg/本}$$

$$S_2 = \frac{5020}{4} = 1255 \text{ kg/本}$$

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} = 1368 \text{ kg/本}$$

図-1.12.16 アンカーボルト

1-Anch 25φ (SS400)

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$= \frac{\pi \times 2.5^2}{4} = 4.906 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{1368}{4.906}$$

$$= 279 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 600 \text{ kg/cm}^2$$

1.12.12 支承の据え付け方向

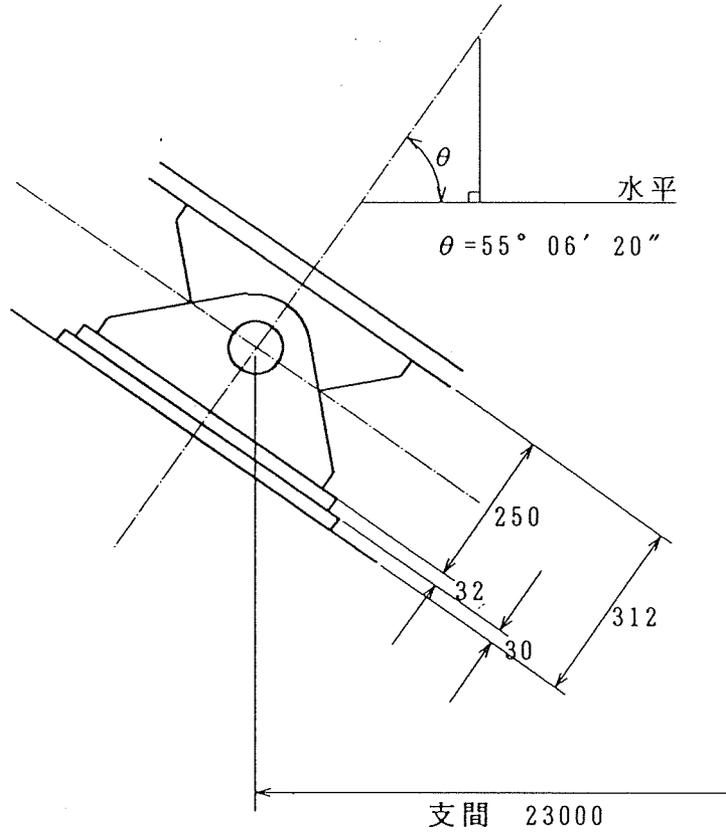


図-1.12.17 支承の据え付け方向図

アーチ部材

(M : tm, S : t, N : t)

アーチ部 節点番号	死荷重	曲げモーメント最大				曲げモーメント最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
3	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-1.1	
	S	-0.927	0.000	0.000	0.000	-0.927*	0.000	0.000	0.000		-0.927*
	N	31.201	0.000	0.000	0.000	31.201	0.000	0.000	0.000		0.000
4	M	-1.319	7.551	1.731	9.282	9.282*	-5.578	-2.335	-7.913	-9.232	図-1.2
	S	-0.806	-0.780	0.976	0.196	-0.551*	-1.569	-1.280	-2.849	-3.655	
	N	31.201	0.249	9.597	9.846	41.047	6.381	5.764	12.145	43.346	
5	M	-5.059	25.359	7.759	33.118	33.118*	-15.425	-9.773	-25.198	-30.257	図-1.3
	S	1.867	-4.317	-0.287	-4.604	-4.118*	0.574	1.088	1.662	3.529	
	N	27.137	0.291	4.035	4.326	31.463	0.772	9.208	9.980	37.117	
7	M	2.238	22.500	7.874	30.374	32.612	-13.184	-6.758	-19.942	-19.942*	図-1.4
	S	1.195	-5.936	-1.877	-7.813	-7.813*	3.893	2.268	6.161	7.356	
	N	24.635	10.211	5.600	15.811	40.446	11.495	6.442	17.937	42.572	
9	M	6.575	18.267	4.885	23.152	29.727	-4.533	-2.348	-6.881	-2.370*	図-1.5
	S	-1.179	-5.332	-0.999	-6.331	-7.510	-1.951	0.608	-1.343	-2.522	
	N	24.633	13.618	7.076	20.694	45.327	6.179	4.965	11.144	35.777	

*:相反応力部材を示す

(M : tm, S : t, N : t)

アーチ部 節点番号	死荷重	せん断力最大				せん断力最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
3	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-2.1	
	S	-0.927	6.630	2.152	8.782	8.782*	-5.458	-2.395	-7.853		-8.780
	N	32.683	14.142	11.653	25.795	58.478	7.336	5.319	12.655		45.338
4	M	-1.319	1.099	0.995	2.094	1.403*	-2.090	-1.599	-3.689	-5.008	図-2.2
	S	-0.806	5.227	1.372	6.554	6.554*	-2.873	-1.676	-4.549	-5.355	
	N	31.201	12.171	6.028	18.199	49.400	11.864	9.322	21.186	52.387	
5	M	-5.059	4.528	-8.310	-3.782	-8.841	25.359	6.296	31.655	31.655*	図-2.3
	S	1.867	4.599	1.718	6.317	8.184	-4.188	-0.917	-5.105	-4.770*	
	N	27.137	13.767	11.776	25.543	52.680	4.554	1.468	6.022	33.159	
7	M	2.238	-1.090	-6.216	-7.306	-7.260*	22.500	7.332	29.832	32.070	図-2.4
	S	1.195	5.332	2.527	7.859	9.054	-5.936	-2.136	-8.072	-8.072*	
	N	24.635	13.618	7.811	21.429	46.064	10.211	4.229	14.440	39.075	
9	M	6.575	0.947	-0.422	0.525	7.100	18.267	27.566	45.833	52.408	図-2.5
	S	-1.179	5.936	2.136	8.072	8.072*	-5.332	-2.527	-7.859	-9.038	
	N	24.633	10.211	4.230	14.441	39.074	13.618	7.811	21.429	46.062	

*:相反応力部材を示す

アーチ部 節点番号	死荷重	軸力最大				軸力最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
3	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-3.1	
	S	-0.927	1.062	-0.244	0.818	0.136*	0.000	0.000	0.000		-0.927*
	N	32.683	15.836	16.973	32.809	65.492	0.000	0.000	0.000		32.683
4	M	-1.319	0.246	-0.629	-0.383	-1.702	0.477	0.025	0.502	-0.666*	図-3.2
	S	-0.806	0.923	-0.302	0.621	0.001*	-0.039	-0.002	-0.041	-0.847	
	N	31.201	15.098	15.361	30.459	61.660	-0.019	-0.001	-0.020	31.175*	
5	M	-5.059	-10.114	-2.027	-12.141	-17.200	0.297	0.013	0.310	-4.656*	図-3.3
	S	1.867	2.309	0.803	3.112	4.979	-0.044	-0.002	-0.046	1.807*	
	N	27.137	14.883	13.244	28.127	55.264	-0.007	0.000	-0.007	27.128*	
7	M	2.238	-1.090	1.117	0.027	2.265	0.000	0.000	0.000	2.238	図-3.4
	S	1.195	0.341	0.391	0.732	1.927	0.000	0.000	0.000	1.195	
	N	24.635	13.618	12.041	25.659	50.294	0.000	0.000	0.000	24.635	
9	M	6.575	18.267	2.537	20.804	27.379	0.000	0.000	0.000	6.575	図-3.5
	S	-1.179	5.332	-0.391	4.941	4.941*	0.000	0.000	0.000	-1.179*	
	N	24.633	13.618	12.041	25.659	50.292	0.000	0.000	0.000	24.633	

*:相反応力部材を示す

補剛桁 節点番号	死荷重	曲げモーメント最大				曲げモーメント最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
1	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-4.1	
	S	0.496	0.000	0.000	0.000	0.496	0.000	0.000	0.496		
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
2	M	0.607	5.977	0.754	6.731	7.338	-0.549	-0.227	-0.776	-0.402*	図-4.2
	S	-0.983	-10.740	-0.722	-11.462	-12.445	-0.449	-0.186	-0.635	-1.618	
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	M	-0.446	0.473	0.075	0.548	0.266*	-0.859	-0.363	-1.222	-1.668	図-4.3
	S	0.091	-0.072	-0.024	-0.096	-0.034*	0.892	0.103	0.995	1.086	
	N	3.647	2.650	-0.645	2.005	5.652	2.921	-0.721	2.200	5.847	
6	M	-0.125	2.291	0.567	2.858	2.858*	-0.864	-0.575	-1.436	-1.564	図-4.4
	S	0.068	-0.656	-0.105	-0.761	-0.761*	0.102	0.124	0.226	0.294	
	N	-3.647	2.921	0.848	3.769	1.253*	-3.944	-2.214	-6.158	-9.805	
8	M	0.119	2.150	0.470	2.620	2.739	-0.740	-0.409	-1.149	-1.149*	図-4.5
	S	0.060	-0.760	-0.137	-0.897	-0.897*	0.763	0.159	0.922	0.982	
	N	-3.647	-3.944	-0.666	-4.610	-8.257	-7.175	-0.899	-8.074	-11.721	
10	M	0.335	2.005	0.391	2.396	2.731	-0.585	-0.251	-0.836	-0.752*	図-4.6
	S	0.060	-0.763	-0.123	-0.886	-0.886*	0.024	0.101	0.077	0.137	
	N	-3.647	-7.175	-2.312	-9.487	-13.134	-3.944	0.946	-2.998	-6.645	

*: 相反応力部材を示す

(M : tm, S : t, N : t)

補剛桁 節点番号	死荷重	せん断力最大				せん断力最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
1	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-5.1	
	S	0.496	4.885	0.616	5.501	5.997	-0.449	-0.186	-0.635		-0.330*
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000
2	M	0.607	0.444	0.249	0.693	1.300	5.977	0.278	6.255	6.862	図-5.2
	S	-0.983	0.363	0.204	0.567	-0.246*	-10.740	-1.112	-11.852	-12.835	
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
4	M	-0.446	-0.859	-0.154	-1.013	-1.459	0.275	-0.133	0.142	-0.261*	図-5.3
	S	0.091	0.892	0.186	1.078	1.169	-0.192	-0.116	-0.308	-0.308*	
	N	-3.647	2.921	0.791	3.712	1.179*	-3.944	-2.157	-6.101	-9.748	
6	M	-0.125	-0.404	-0.452	-0.856	-0.981	-2.291	0.446	-1.845	-1.970	図-5.4
	S	0.068	0.709	0.155	0.864	0.932	-0.656	-0.137	-0.793	-0.793*	
	N	-3.647	-3.944	-1.332	-5.276	-8.923	2.921	-0.034	2.887	0.106*	
8	M	0.119	-0.740	-0.358	-1.098	-1.098*	2.150	0.418	2.568	2.687	図-5.5
	S	0.060	0.763	0.174	0.937	0.997	-0.760	-0.152	-0.912	-0.912*	
	N	-3.647	-7.175	-1.319	-8.494	-12.141	-3.944	-0.047	-3.991	-7.638	
10	M	0.335	-0.585	-0.127	-0.712	-0.591*	2.005	0.268	2.273	2.608	図-5.6
	S	0.060	0.760	0.152	0.912	0.972	-0.763	-0.174	-0.937	-0.937*	
	N	-3.647	-3.944	-0.047	-3.991	-7.638	-7.175	-1.319	-8.494	-12.141	

(M : tm, S : t, N : t)

補剛桁 節点番号		死荷重	軸力最大				軸力最小				参照図
			活荷重			合計	活荷重			合計	
			線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計		
1	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-6.1	
	S	0.496	0.000	0.000	0.000	0.496	0.000	0.000	0.496		
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
2	M	0.607	0.000	0.000	0.000	0.607	0.000	0.000	0.607	図-6.2	
	S	-0.983	0.000	0.000	0.000	-0.983*	0.000	0.000	-0.983*		
	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
4	M	-0.446	-0.859	-0.213	-1.072	-1.518	-0.135	-0.074	-0.209	-0.655	図-6.3
	S	0.091	0.892	0.148	1.040	1.131	-0.065	-0.069	-0.134	-0.083*	
	N	-3.647	2.921	2.008	4.929	2.761*	-7.175	-3.374	-10.549	-14.196	
6	M	-0.125	2.291	0.311	2.602	2.602*	-0.365	-0.317	-0.682	-0.807	図-6.4
	S	0.068	-0.656	-0.116	-0.772	-0.772*	-0.104	0.134	0.030	0.098	
	N	-3.647	2.921	2.008	4.929	2.761*	-7.175	-3.374	-10.549	-14.196	
8	M	0.119	-0.071	-0.105	-0.176	-0.110*	-0.740	0.165	-0.575	-0.549*	図-6.5
	S	0.060	-0.012	0.005	-0.007	0.051*	0.763	0.017	0.780	0.840	
	N	-3.647	2.921	2.008	4.929	2.761*	-7.175	-3.374	-10.549	-14.196	
10	M	0.335	-0.114	-0.087	-0.201	0.074*	2.005	0.228	2.233	2.568	図-6.6
	S	0.060	0.012	-0.005	0.007	0.067	-0.763	-0.017	-0.780	-0.780*	
	N	-3.647	2.921	2.008	4.929	2.761*	-7.175	-3.374	-10.549	-14.196	

*:相反応力部材を示す

吊部材

(M : tm, S : t, N : t)

吊部材 節点番号		死荷重	軸力最大				軸力最小				参照図
			活荷重			合計	活荷重			合計	
			線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計		
5 - 6	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-7.1	
	S	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
	N	-4.699	0.000	0.000	0.000	-4.699*	-0.141	-0.038	-0.179		-4.878*
7 - 8	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-7.2	
	S	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
	N	-4.758	0.126	0.011	0.137	-4.580*	-14.156	-3.954	-18.110		-22.868
9 - 10	M	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-7.3	
	S	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
	N	-4.647	0.115	0.031	0.146	-4.457*	-14.100	-3.924	-18.024		-22.671

*:相反応力部材を示す

支点 節点番号	死荷重	節点(1)のV最大				節点(1)のV最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
1	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-8.1	
	V	0.496	15.625	1.286	16.911	17.407	-0.449	-0.186	-0.635		-0.330*
3	N	32.683	0.000	7.441	7.441	40.124	15.836	9.532	25.368	58.051	図-8.2
	Q	-0.927	0.000	-1.584	-1.584	-2.511	1.062	1.341	2.403	2.197*	

支点 節点番号	死荷重	節点(3)のN最大				節点(3)のN最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
1	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-8.3	
	V	0.496	-0.449	1.100	0.651	1.147	0.000	0.000	0.000		0.496
3	N	32.683	15.836	16.973	32.809	65.492	0.000	0.000	0.000	32.683	図-8.4
	Q	-0.927	1.062	-0.244	0.818	0.136*	0.000	0.000	0.000	-0.927*	

支点 節点番号	死荷重	節点(3)のQ最大				節点(3)のQ最小				参照図	
		活荷重			合計	活荷重			合計		
		線荷重	等分布	小計		線荷重	等分布	小計			
1	N	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	図-8.5	
	V	0.496	-0.135	0.901	0.766	1.262	0.363	0.199	0.562		1.058
3	N	32.683	14.142	11.654	25.796	58.479	7.336	5.319	12.655	45.338	図-8.6
	Q	-0.927	6.630	2.152	8.782	8.782*	-5.458	-2.396	-7.854	-8.781	