鋼橋の合理的な構造設計法に関する調査研究小委員会

報告書

2015年3月30日

土木学会 鋼構造委員会 鋼橋の合理的な構造設計法に関する調査研究小委員会

はじめに

現在の鋼橋の設計手法は長年の実績があり,簡便で使いやすいものでありますが,簡便 さ故に,実際の鋼橋の力学挙動は大幅に単純化され設計計算が行われています.そのため, 以前より,斜橋の設計等にみられるように,計算結果と実際の構造物の挙動に乖離する事 象が存在していました.しかし,今日では,有限要素解析などの構造解析におけるハード・ ソフトは目覚ましく進歩し,構造詳細および材料特性に関して高い精度でモデル化するこ とが可能になり,構造物の実挙動を正確に捉えることができるようになってきました.ま た,鋼とコンクリートの持ち味を生かした橋の開発も進み,その合理的な設計法について も実績が積まれてきています.

このような状況において、本小委員会では鋼橋の実挙動を踏まえた上で、まず現在の設計手法に含まれている不合理な点の洗い出しを行った.その結果、下記の6テーマを取り上げ、各WGにおいて活発な活動を行ってまいりました.

- 1. 連続合成桁の負曲げ区間の設計法
- 2. 連続桁中間支点の設計曲げモーメントの評価方法
- 3. 曲線橋および斜橋の実挙動の把握
- 4. 2次部材の設計法(対傾構,横構および支点上補剛材)
- 5. ケーブルなどの安全率の評価と設定
- 6. 局部座屈と全体座屈の連成座屈の評価法

本報告書は、これらのテーマに対して、まず既往の文献などを整理するとともに、現状 の実構造物挙動を数値解析的に明確にしています. さらに、現在の設計手法の枠組みは維 持しながら設計の合理化の可能性を確認するとともに、より合理的な設計手法の提案を試 みております.本報告書の内容については、まだまだ不十分であり、解決しなければなら ない点も多々あるかと思いますが、合理的な設計手法の構築に向けて参考になるものと確 信しております.今後も、多くの課題に議論を積み重ねて解決していく必要があります.

終わりに、2年間、本小委員会において熱心に活動いただき、報告書の取りまとめにご 尽力いただきました委員のみなさまに心より御礼申しあげます。特に全体取りまとめにご 尽力いただきました山田忠信幹事長、各 WG 主査・幹事のみなさまには重ねて熱く御礼申 し上げます。本報告書が鋼構造物の設計や維持管理に関わる技術者や研究者の方々に参考 になれば幸いです。

平成 27 年 3 月

土木学会 鋼構造委員会 鋼橋の合理的な構造設計法に関する調査研究小委員会 委員長 野上邦栄 目 次

委	員	名	簿
ऊ	炅	-11	行于

第1章 ま	えがき	1-1
1.1	活動の目的	1-1
1.2	活動について	1-1
1.3	報告書の概要	1-2

第2章	适 釗	剛連続	合成桁の設計法に関する検討	2-1
	2.1	概要		2-1
	2	.1.1	背景・目的	2-1
	2	.1.2	現行設計の課題	2-1
	2	.1.3	検討項目の抽出	2-4
	2.2	既往	研究成果のレビュー	2-6
	2.3	FΕ	M解析による骨組解析の妥当性検証(検討1)	2-7
	2	.3.1	解析モデル概要	2-7
	2	.3.2	骨組解析	2-10
	2	.3.3	FEM解析 ·····	2-16
	2	.3.4	骨組解析による断面応力とFEM解析による応力の比較	2-22
	2	.3.5	まとめ	2-22
	2.4	構造	解析における床版コンクリート剛性の評価が断面設計に与える影	
		響(桂	検討 2) ・・・・・	2-29
	2	.4.1	構造解析ケース	2-29
	2	.4.2	構造解析結果	2-31
	2	.4.3	断面計算結果の比較	2-34
	2	.4.4	まとめ	2-35
	2.5	各種	ひび割れ幅計算式によるひび割れ幅の比較(検討3)	2-64
	2	.5.1	檢討条件	2-64
	2	.5.2	各種ひび割れ幅計算式	2-6 4
	2	.5.3	ひび割れ幅計算	2-6 4
	2	.5.4	比較結果	2-77

2.5.5	まとめ	 2-78
4.0.0	みこり	

2.6 合成桁の適用が有効な支間比の提案(検討4) ………………… 2-79

- 2.6.2 検討結果 2-80

2-83

3.1 背景・目的	3-1
3.2 検討方針	3-1
3.3 文献調査	3-2
3.4 FEM 解析と骨組解析との比較検証	3-6
3.4.1 検討対象橋梁	3-6
3.4.2 鋼主桁モデル(補剛材なし)による検証	3-7
3.4.3 鋼主桁モデル(補剛材あり)による検証	3-19
3.5 まとめ	3-34
参考文献	3-34

4-1 4-1 4.2 現状の設計法と課題 ……………………………………………………………… 4-1 4.3 解析モデルと方針 ……………………………………………………………… 4-3 4-3 4-9 4-13 4-13 4.4.2 下フランジ応力度の比較 ………………………………… 4 - 174.5 まとめ …………………………………………………………… 4-204 - 20

第5章 二次部材の設計法に関する検討	5-1
5.1 概説	5-1
5.1.1 検討概要	· 5-1
5.1.2 検討目的	· 5-1
5.1.3 検討方針	· 5-2
5.2 現状の設計方法(二次部材の従来設計法のまとめ)	5-5
5.2.1 目的	· 5-5
5.2.2 対傾構・横構	· 5-5
5.2.3 支点上補剛材	· 5-6
5.3 対傾構および横構の省略に関する既往の研究調査	5-8
5.3.1 目的	· 5-8
5.3.2 調査方法	· 5-8
5.3.3 調査結果	· 5-8
5.4 FEM 解析による二次部材の評価1(対傾構, 横構)	·· 5-12
5.4.1 目的	· 5-12
5.4.2 解析条件	· 5-13
5.4.3 解析結果	· 5-19
5.4.4 考察	· 5-24
5.5 FEM 解析による二次部材の評価2 (支点上補剛材)	5-25
5.5.1 目的	· 5-25
5.5.2 解析条件	· 5-25
5.5.3 検証方法	· 5-26
5.5.4 解析結果	· 5-26
5.5.5 考察	· 5-27
5.5.6 課題の抽出	· 5-28
5.6 まとめ	5-29
【付録】	
・現状の設計法のまとめ	5-30
・既往の研究調査票(対傾構,横構,支点上補剛材)	5-33
• Redundancy in Highway Bridge Superstructures (NCHRP Report 406)	\mathcal{O}
概要	5-53

第6章 ケーブル等の安全率の評価と設定	6-1
6.1 検討概要	6-1
6.1.1 検討目的	6-1
6.1.2 検討方法	6-1
6.2 橋梁形式	6-1
6.2.1 PC桁橋, ED橋, 斜張橋の概要	6-1
6.2.2 道路橋示方書の安全率	6-5
6.2.3 鋼斜張橋の安全率	6-5
6.2.4 PC 斜張橋・エクストラドーズド橋の安全率	6-5
6.3 斜材ケーブルの部分安全係数法による安全率の設定事例	6-9
6.3.1 土木学会の報告	6-9
6.3.2 中村, 藤井による研究	6-11
6.4 エクストラドーズド橋の斜材ケーブルの終局荷重時の照査についての	
提案	6-13
6.4.1 概要	6-13
6.4.2 斜材ケーブルが破断を想定した終局荷重時照査	6-13
6.4.3 検討のモデル	6-14
6.4.4 解析結果とその考察	6-19
6.4.5 まとめ	6-24
6.5 おわりに	6-25
参考文献	6-25
第7章 局部座屈と全体座屈の連成座屈に関する検討	7-1

7.1	検討	概要	7-1
7	.1.1	検討目的	7-1
7	.1.2	検討方法	7-1
7.2	連成	座屈に関する設計基準及び既往研究の調査	7-3
7	.2.1	設計基準類	7-3
7	.2.2	既往の研究成果	7-16
7.3	連成	上座屈解析 ·····	7-22
7	.3.1	解析概要	7-22
7	.3.2	解析環境確認のための検討	7-22

7.3.3	要素分割および残留応力に関する検討	7-26
7.3.4	材料構成則に関する検討	7-28
7.3.5	細長比に関する検討	7-30
7.3.6	断面諸元	7-32
7.3.7	材料構成則	7-33
7.3.8	初期不整	7-34
7.3.9	境界条件	7-36
7.3.10) 検討ケース	7-37
7.3.11	数值計算方法	7-38
7.3.12	2 解析結果	7-38
7.4 連周	戊座屈強度式	7-47
7.4.1	現行の連成座屈強度式の比較検証	7-47
7.4.2	連成座屈強度式の提案	7-52
7.5 まと	こめと今後の課題	7-73
参考文南	大リスト	7-74

土木学会 鋼構造委員会

鋼橋の合理的な構造設計法に関する調査研究小委員会

委員名簿

- 委員長 野上 邦栄 首都大学東京 都市環境科学研究科
- 幹事長 山田 忠信 日本車輌製造株式会社 輸機・インフラ本部 技術部
- 委員 池末 和隆 株式会社 横河ブリッジホールディングス 総合技術研究所研究課
 - 大柳 英之 株式会社 東京鐵骨橋梁 取手工場生産本部設計部設計課
 - 岸 祐介 首都大学東京 都市環境科学研究科 都市基盤環境コース
 - 櫻井 英子 川田工業株式会社 橋梁事業部 東京技術部 設計一課
 - 志熊 隆 三井造船鉄構エンジニアリング株式会社 技術本部橋梁設計部
 - 白戸 真大 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部橋梁研究室
 - 関 宏一郎 株式会社 ドーユー大地 大阪支社構造部
 - 園部 歩 株式会社 駒井ハルテック 技術本部橋梁設計部東京設計課
 - 高橋 章 西日本高速道路株式会社 関西支社建設事業部構造技術課
 - 橘 吉宏 中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋株式会社 金沢支店道路技術部
 - 谷口 望 前橋工科大学 社会環境工学科
 - 津久井 友 JIP テクノサイエンス株式会社建設ソリューション事業部東京技術営業部
 - 趙 清 川田テクノシステム株式会社 東京本社 設計部
 - 徳力 健 新日本技研株式会社 東京支社 設計部
 - 中村 聖三 長崎大学大学院 工学研究科システム科学部門
 - 野阪 克義 立命館大学 理工学部 環境都市学系 都市システム工学科
 - 塙 喜久雄 株式会社 建設技術研究所 東京本社 構造部
 - 平山 博 大日本コンサルタント株式会社 インフラ技術研究所
 - 水口 知樹 国土交通省国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部橋梁研究室
 - 由井 洋三 由井技術士事務所
- 連絡幹事 北根 安雄 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻
- (当時)独立行政法人 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 「「愛員 澤田 守 橋梁構造研究グループ

(順不同・敬称略)

第1章 まえがき

1.1 活動の目的

現在の鋼橋の設計手法は長年の実績があり, 簡便で使いやすいものであるが, 簡便さ故に, 実際の鋼橋の力学挙動は大幅に単純化され設計計算が行われている.しかし, 実際の構造物 の挙動と骨組構造で評価する設計手法に乖離する事象が存在していることも知られている. そこで,本小委員会では, FEM 解析などの構造解析を利用して,構造物の実挙動を正確に 捉え,合理的な設計法について検証,提案を行うことを目的とした.

1.2 活動について

本小委員会は、平成24年10月から平成26年 9月の2年間で活動した.最初の半年間 は、各委員からの設計法等に関する話題提供により、合理的な設計法の検討が必要な事項に ついて討議した.

- ・鋼橋連続合成桁の定式化に向けて他
- ・合成桁におけるひび割れ制御,腹板の設計方法他
- ・鋼道路橋設計便覧の改定について他
- ・橋設計ー合理化に向けた変革

平成25年度からは、話題提供を基に6つのWGを立ち上げ活動を行った.

	WG 内容	WG 長	委員(順不同・敬称略)
WG1	連続合成桁の負曲げ区間の設計法	徳力	大柳,澤田,谷口,野阪,
			津久井,由井,橘
WG2	連続桁中間支点の設計曲げモーメントの評価方法	関	櫻井, 高橋, 趙, 野阪, 由
			井,橘
WG3	曲線橋および斜橋の実挙動の把握	志熊	山田,澤田,谷口,趙,塙
WG4	2次部材の設計法(対傾構、横構および支点上補	園部	山田, 池末, 白戸, 津久井,
	岡小村)		中村,水口
WG5	ケーブル等の安全率の評価と設定	高橋	野上, 徳力, 平山
WG6	局部座屈と全体座屈の連成座屈の評価法	平山	野上, 池末, 白戸, 中村,
			水口

1.3 報告書の概要

各 WG 活動の概要を以下に示す.

WG1(第2章)では、連続合成桁の負曲げ区間の設計法を取り上げた.合成桁は、床版に 主桁作用を担わせた合理的かつ経済的な橋梁形式である.コスト縮減の要求が高まる中、高 速道路に限らず一般道路の橋梁においても連続合成桁の採用は増加すると期待される.しか し、技術基準である道示IIの合成桁の規定は、昭和47年当時のままであり、技術の変遷に 追従できていないところがあると思われる.本WGでは、連続合成桁の負曲げ区間の設計に 着目し、既往の研究成果を踏まえて設計における不合理な点について抽出を行い、現在の設 計法の改善案を検討する.活動では、FEM解析を実施し、骨組解析を用いた解析手法に関し て設計上の不合理性が無いこと、構造解析においてひび割れを考慮しない現行の設計は過大 な結果を与え、本検討で適用した Bode による方法は、TS 効果を考慮した合理的な断面設計 法として簡便であり、実設計においても有効な設計法であることを確認した.また、国内外 における各種ひび割れ幅算定式を適用して、ひび割れ幅の比較を行い、国内と欧州のひび割 れ幅の違いは、ひび割れ間隔の算定式に関する考え方が異なる事が要因である事を確認した. 今後の課題としては、実験や非線形解析等による検証を行い、国内における統一的な評価手 法の確立が必要であり、限界状態設計の導入を控え、今後ますます設計の合理化が図られる と考えられる.

WG2(第3章)では連続桁中間支点の設計曲げモーメントの評価方法を取り上げた. 骨組 解析では,連続桁中間支点部の境界条件として点支持であるため,中間支点上の曲げモーメ ントは集中荷重が作用した状態になり凸形状となる. しかし,実構造は,幅のあるゴム支承 や鋼製沓の上に厚板のソールプレートを設置し,その上に主桁の下フランジを設置する構造 となっており,支承からの反力は,ソールプレート→下フランジ→ウェブと広がりをもって 上フランジに伝達されるので,中間支点部の曲げモーメント分布図(上フランジの応力の分 布図)は,尖った形状ではなく,緩和曲線となることが考えられる. そこで,本 WG では, FEM 解析により連続桁の中間支点における応力性状を精度良く把握し,中間支点の設計曲げ モーメントの評価方法を検討し,合理的な設計法の知見とすることを目的とした. その結果, 梁モデルを再現した補剛材なしの鋼主桁モデルの検討により,中間支点上のモーメントが 5%低減できる可能性のあることが確認できたが,実橋モデルでは補剛材の構造により局部的 な応力が発生することもわかり,連続桁中間支点の設計曲げモーメントの低減を行う場合に は,疲労などの検討も必要であることが確認できた. WG3(第4章)では曲線橋および斜橋の実挙動の把握を取り上げた.曲線橋および斜橋の 鋼鈑桁橋は,一般的に主桁のねじり剛性を無視した骨組解析で断面力を算出し,例えば曲線 橋において主桁フランジは曲げによる付加応力度を算出して板厚を決定するなど単純化さ れた部材設計法を用いて設計される.しかし,実際の橋梁では,合成後死荷重・活荷重作用 時には合成前死荷重時よりも床版が有効となり,橋全体のねじり剛性が大きくなることが想 定され,実際の挙動と異なることが想定される.そこで曲線橋および斜橋について FEM 解析 によって骨組解析では再現できない変形挙動や発生応力などの確認を行った.また,FEM 解 析と現設計法との比較や,現設計法において合理化が可能であるかどうかの確認を行った. 骨組解析に比較して FEM 解析では床版の分配効果が高いことがわかり,若干のコスト縮減が 得られる可能性があると考えられる.

WG4(第5章)では2次部材の設計法(対傾構、横構および支点上補剛材)を取り上げた. 本WGでは二次部材の中から特に,鋼橋において採用実績の多い従来多主I桁橋に用いられ ている対傾構,横構,およびどの鋼橋でも一般的に設置されている支点上補剛材を検討対象 とした.現行の設計方法の整理や2次部材省略に関する既往の研究の調査,全橋FEM解析を 実施して,従来の設計手法からより実態に即した設計手法の提案につながる検討を行った.

WG5(第6章)ではケーブル等の安全率の評価と設定を取り上げた. 鋼斜張橋、PC 斜張橋 及びエクストラドーズド橋(ED橋)は外観上類似しているが、斜張橋は比較的剛性が低い 主桁を斜材ケーブルで吊っている構造に対し、ED橋は主桁の剛性が高く桁橋の構造特性を 有する.そのため,類似の構造であるにもかかわらず,斜材ケーブルの安全率が異なってい る.本WGでは、現行のED橋の安全率の設定経緯について整理し,終局荷重時における主桁 状態について考察を行い,ケーブルの安全率,終局状態等の違いについて整理することがで きた.

WG6(第7章)では局部座屈と全体座屈の連成座屈の評価法を取り上げた.本WGでは,局 部座屈と全体座屈の連成座屈強度評価式を対象に,各国の設計基準及び既往の研究成果を調 査するとともに,実際の鋼橋で用いられている箱形断面部材を対象に,FEM解析を実施して 連成座屈強度を算出し,実状に合った合理的な連成座屈強度評価式について検討した.活動 では,文献調査,FEM解析より合理的と考えられる連成座屈強度の評価式を複数提案した.

第2章 鋼連続合成桁の設計法に関する検討

2.1 概要

2.1.1 背景·目的

鋼合成桁は、床版に床版作用のみならず主桁作用を担わせた合理的かつ経済的な橋梁形式であ る.国内における最初の鋼合成桁に関する設計基準は、昭和34年に発刊された「鋼道路橋の合成 ゲタ設計施工指針(昭和34年8月)」¹⁾であり、単純合成桁を対象としていた.その後、昭和40 年には、ドイツに倣ったプレストレスする連続形式を含めて改定²⁾が行われ、これにより「プレ ストレスする連続合成桁」が多用された.これは、支点の上げ下げなどにより床版コンクリート にプレストレスを与え、全長にわたりコンクリートを有効にする設計であるが、現場の工数増加 や工程増加など課題が指摘されていた.

施工性の改善を目指した検討が加えられ,昭和47年の道路橋示方書(以下,道示)の改定において「プレストレスしない連続合成桁」の規定が道示Ⅱ鋼橋編³⁾に取り込まれた.ここで,中間支点上の床版コンクリートのひび割れを認める設計法が容認された.しかし,ほぼ同時期において床版の損傷が多発し,床版が主桁作用の一部を担う合成桁の建設は抑制された.その後,道示における合成桁の規定はほとんど手を加えられず,現行道示Ⅱ⁴⁾の合成桁の規定は,昭和47年当時と基本的に何も変わっていない.

この間欧米では設計体系が限界状態設計に移行し、欧州基準ユーロコード 4 (EC4) では床版 コンクリートのひび割れ制御設計として、テンションスティフニング(以下,TS)効果の設計法 への導入およびひび割れ幅照査の導入が行われている.国内においても、日本道路公団(現 NEXCO)によって欧州で発展したプレストレスト・コンクリート床版(以下,PC 床版)を有す る少数鈑桁形式が取り入れられ、新東名高速道路、新名神高速道路で設計・施工が行われた.こ れらの設計では、道示 II の設計規定に代わるものとして、文献 5)、6)、7)を作成して対応が行わ れてきた.

コスト縮減の要求が高まる中,高速道路に限らず一般道路の橋梁においても連続合成桁の採用 は増加すると期待される.しかし,技術基準である道示 II の合成桁の規定は,昭和47年当時のま まであり,技術の変遷に追従できていないところがあると思われる.本章では,鋼連続合成桁の 設計法について,既往の研究成果を踏まえて設計における不合理な点について抽出を行い,現在 の設計法の改善案を検討する.

2.1.2 現行設計の課題

(1)国内の基準類における合成桁規定の相違

合成桁に関する道示IIと NEXCO の設計要領第二集橋梁建設編(以下, NEXCO 設計要領)⁸⁾ について,両者の相違をあげると次のようである.

①中間支点部の床版コンクリート剛性の扱い

断面の応力照査における床版コンクリートの扱い(道示Ⅱの表-12.1.1)は各規定で同じであるが、 構造解析において道示Ⅱでは常にコンクリートを有効と扱うのに対し、NEXCO 設計要領では活 荷重の構造解析においてのみ図 2.1.1 に示す 0.150区間を床版のひび割れ区間と仮定してコンクリ ート剛性を無視するとしている.

②ひび割れ幅照査の導入

道示Ⅱでは、引張応力を受ける床版の最小鉄筋量を 2%、その周長率を 0.0045 mm/mm²以上と することを推奨しているが、NEXCO 設計要領では照査部位の環境条件に応じた許容ひび割れ幅 を設定して、ひび割れ幅がそれ以下であることを照査している.



(2) 海外の動向

プレストレスしない連続合成桁では、中間支点上に床版コンクリートの引張強度を超えた応力 が作用した場合、ひび割れが発生する.先に述べた国内基準の相違は、このひび割れを考慮した 剛性評価およびひび割れ幅照査の有無である.この2点について、プレストレスしない連続合成 桁の建設が盛んなドイツの考えを整理する.

DIN の分野別規定・合成桁編⁹⁾ (DIN-Fachbericht104,以下 DIN-FB104 と示す)によると,骨組 計算において床版コンクリートのひび割れの影響を考慮して断面力を算定しなければならないと 規定されている.

図 2.1.2 は、有効曲げ剛性が断面のモーメントによる応力に依存していることを示している. そのため、厳密には断面力算定は繰返し計算が必要となる. しかし、実際の計算では煩雑さをさけるため、非線形計算による曲げモーメントの移行量は、ひび割れ区間の曲げ剛性を E_{st}J₂(「鋼+鉄筋」の剛性)として弾性計算を行った場合の結果がほぼ同等となるひび割れ区間長を与えることで、ひび割れ形成時の曲げ剛性の評価に関する簡易な仮定が設けられている. 具体的には、断面力を算定する場合のひび割れの考慮に対して、3種類の計算法が与えられている.



E_{st}J₁ :ひび割れの無い区間 E_{st}J₂ : 完全ひび割れ区間 E_{st}J_{2,ts}: TS 効果を考慮した有効 曲げ剛性

図 2.1.2 曲げ剛性における TS 効果の影響

方法 I は、ひび割れのない断面の曲げ剛性 EstJ1 を用いて断面力を算出する方法である(図 2.1.3). この場合、釣合条件を考慮したうえで、中間支点上の負の曲げモーメントを 10%だけ低減させてよいとしている. 方法 II は、ひび割れの影響として、隣接する径間長のそれぞれ 15%の支点領域において、曲げ剛性 EstJ2 を評価する方法である(図 2.1.3). この方法は、中間支点に隣接する支間の比(Lmin/Lmax)が 0.6 を下回らない連続桁に適用が認められる. ただし、施工段階ではこの方法の適用は許されない.



図 2.1.3 コンクリートのひび割れが及ぼす影響-方法Ⅰ、方法Ⅱ

方法Ⅲは、極端に異なる支間比ならびに複合構造系等のひび割れに対して厳密な検討が必要と する場合に用いられる方法である.この方法では、コンクリートの縁応力がコンクリートの引張 強度特性の 95%信頼限界の 1.3 倍を超えると、桁のひび割れた範囲 L_{cr}の曲げ剛性を E_{st}J₂に低減 するものであり、断面力算定には繰返し計算が必要となる(図 2.1.4).

断面算定にひび割れの影響がさほど大きくない構造では、方法 I および II を適用してよく、ひ び割れの形成が著しいモーメントの移行を引き起こす場合には、原則として方法III あるいは非線 形な断面力算定により断面力を求めなければならない.



図 2.1.4 コンクリートのひび割れが及ぼす影響-方法皿

また, DIN-FB104 ではひび割れ幅の照査が規定されており, 鉄筋の引張応力度の計算において, TS 効果による鉄筋引張応力度の増大を考慮することとしている.ひび割れ幅は, 限界ひび割れ幅 を 0.2mm に制限するために, 図 2.1.5 に示す鉄筋応力度によって鉄筋径あるいは鉄筋間隔を制限 することで, ひび割れ幅は適切に制御されていると見なす.

このように、DIN-FB104 では、中間支点上の負の曲げモーメントに対する床版コンクリートの ひび割れを考慮した構造解析およびひび割れ幅照査が行われている.なお、構造解析におけるひ び割れの考慮は、NEXCO 設計要領では活荷重載荷時に限定しているが、DIN-FB104 では荷重ケ ースを限定していない.



TS 効果を考慮した鉄筋の応力

鉄筋比

$\sigma_{s} = \sigma_{s,2} + \Delta \sigma_{ts}$	$\alpha_{st} = \frac{A_2 J_2}{A_a J_a}$
$\sigma_{s} = \frac{M_{Ed}}{J_{2}} z_{st,s} + \beta \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{s} \alpha_{st}}$	$\beta = 0.4$

	最大鉄筋径	最大鉄筋間隔
σ_{s}	d _s [mm]	S _s [mm]
$[N/mm^2]$	w _k =0.2	w _k =0.2
160	28	200
200	18	150
240	13	100
280	9	-
320	7	-
360	6	-
400	5	-
450	4	-

図 2.1.5 安定ひび割れ形成のためのひび割れ幅の制限

2.1.3 検討項目の抽出

 $\rho_s = \frac{A_s}{A}$

プレストレスしない連続合成桁の設計では、中間支点上に発生する床版コンクリートのひび割 れ形成の影響を設計に導入するのが合理的である.欧州では、Roik, Hanswille らにより、合成桁 のひび割れ制御設計の研究が盛んに行われ、現行の設計に導入されている.一方、国内において は、NEXCO により欧州の動向を積極的に取り入れ、さらにひび割れ幅算定式はコンクリート標 準示方書の式を適用するなど、独自のひび割れ制御設計の導入により設計の合理化を図っている. これに対し、現行道示IIを適用した設計では、ひび割れ形成の影響を考慮していないため、ひび 割れ制御設計を導入した設計と比べて不合理な状態が生じている可能性が否定できない.

以上を踏まえて、本章では鋼連続合成桁の設計において、合理的な設計法の提案を目的として、 次の4つの検討を行うものとした.

検討1:FEM解析による骨組解析の妥当性検証

検討2:構造解析における床版コンクリートの剛性評価が断面設計に与える影響

- 検討3:各種ひび割れ幅計算式によるひび割れ幅の比較
- 検討4:合成桁の適用が有効な支間比の検討

検討1は、解析方法として一般に用いられる骨組計算について、解析手法そのものに不合理性 が無いかを検討するものである. 骨組解析は、解析のモデル化が補剛材を無視した単純化された 構造であることや3次元挙動を把握することができない等の課題がある. ここでは、補剛材や支 承をモデルに取り入れた詳細なモデル化によるFEM解析を実施し、FEM解析による断面応力 と骨組解析による断面力を用いて算定した断面応力の比較を行うことで、骨組解析の妥当性につ いて検討を行う.

検討2は、中間支点上のひび割れ形成の影響に着目し、構造解析において床版コンクリートの 剛性評価を変えた場合に、断面力および断面設計に及ぼす影響を検討する.中間支点上断面の曲 げ剛性としては、①ひび割れを考慮せず床版コンクリートを有効としたケース(合成断面)、②ひ び割れを考慮して床版コンクリートを無視したケース(鋼+鉄筋断面)、③コンクリートの TS 効 果を考慮したケース(鋼+鉄筋+TS)を考慮する.

検討3は、ひび割れ幅算定式の違いによるひび割れ幅の違いを検討する.ひび割れ幅の算定式 は、国内外において様々な算定式が提案されている.ここでは、国内外の各種ひび割れ幅算定式 を抽出し、同じ荷重条件下でひび割れ幅を計算して結果の比較を行う.

検討4は,支間バランスを変えて断面設計を行い,合成桁の適用が有効な支間比の検討を行う. 合成桁は合理的かつ経済的な構造形式であるが,床版コンクリートに圧縮応力が作用し,コンク リートが有効に働く場合に効果を発揮する.実際の橋梁では,交差条件等により支間割のバラン スが悪い場合に,支間部においてもコンクリートに引張力が作用し,合成桁の適用が有効になら ない場合がある.

2.2 既往研究成果のレビュー(主に TS 効果に関して)

負曲げを受ける連続合成桁のひび割れに着目して、国内外の既往研究成果を調査した. 合成桁のひび割れ制御設計に関する研究は、1990年代にドイツで行われたのが先駆けであり、 その成果の多くは EC や DIN の規定に盛り込まれている.

Roik ら¹⁰⁾¹¹は、ひび割れ幅、ひび割れ間隔および完全ひび割れ状態における合成断面のモーメントと曲率の関係を示し、ひび割れ制御設計の解析モデルを示した.

Hanswille¹²は、使用限界状態でのひび割れ幅制御とたわみの算定および終局状態での中間支点 負曲げ領域における内力と塑性抵抗の進行は、ひび割れの形成とひび割れ間のコンクリートのテ ンションスティフニング(TS)の影響を受けることを示した.なお、Hanswille は、TS 効果を算 定する際の付着係数βは0.4を推奨している.

国内では,2000年代に入りひび割れ制御設計に関する研究が盛んになり,その成果が NEXCO の連続合成桁の設計・施工に発展した.

中園ら¹³⁾は,鋼連続合成2主桁橋の中間支点部の設計法として,土木学会のひび割れ幅算定式 を合成桁に拡張した算定方法と構造解析や応力計算時における断面剛性の取り扱いを示した.こ の報告が,現在の NEXCO の合成桁設計のベースとなっている.なお,TS 効果の付着係数βは EC4 の 0.4 ではなく,フランスの SETRA 基準の 0.2 を採用している.

中本ら¹⁴⁾は,負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動について実験を行い,鉄筋比が大きくなる とひび割れ間隔が大きくなり,最大ひび割れ間隔はコンクリート標準示方書とよく一致すること を示した. TS 効果の付着係数βは0.4 が妥当であることを示した.

坂本ら¹⁵は、ひび割れは主鉄筋位置で発生し、TS効果の付着係数βは、実験の結果0.4と一致 することを示した.また、TS効果を考慮した剛度は、「鋼桁+鉄筋」は約1.2倍なり、ひび割れ 幅はコンクリート標準示方書とよく一致することを示した.

谷口ら¹⁶⁾¹⁷⁾は,鉄道橋の連続合成桁を対象として,静的載荷試験により TS 効果の付着係数β は 0.4 と一致することを示した.また,鉄道橋設計基準と TS 効果を考慮した設計の比較を行い, TS 効果の影響は応力で 10~5%であり,中間支点部についてひび割れを無視した断面で設計した 場合,応力度,ひび割れ幅を 8~5%程度大きめに算出することを示した.

TS 効果の付着係数 β は、EC4 や DIN で使用される 0.4 の妥当性を報告した論文が多い. 一方、 フランスの SETRA は繰返し載荷による付着の低下から 0.2 を採用しており、文献 12) でもこれ に倣っている. 一方、Hanswille は、繰返し載荷によって付着係数は 0.2~0.25 に低下するが、コ ンクリートの引張強度は実際の施工では設計値より大きくなるのがほとんどであり 0.4 を用いる ことを推奨している ¹⁸.

ひび割れ幅の算定法について長井ら¹⁹⁾²⁰⁾は, Hanswille の論文, コンクリート標準示方書, CEB/FIP-90 の各算定法を説明するとともに, 付着すべり区間長, ひび割れ幅の計算結果を比較し, その違いを考察した.また, コンクリート標準示方書をベースとした参考文献 5),6)のひび割れ幅 算定式は,安定ひび割れ状態を対象としており,それを実際の橋梁において発生すると考えられ る初期ひび割れ時や初期ひび割れ状態に適用するには矛盾があることを指摘し,その対応策を提 案している.

2.3 FEM解析による骨組解析の妥当性検証(検討1)

骨組解析では、鋼橋の断面を1本のビームでモデル化しているために、3次元方向の鋼橋の実 挙動が把握出来ない.ここでは、3次元FEM解析により、鋼橋を構成する主な構造部材を高い 精度でモデル化し、骨組解析では把握出来ない3次元方向の応力伝達や変形挙動を確認し、骨組 解析を用いる設計手法の検討の知見とすることを目的とする.

2.3.1 解析モデル概要

対象とする橋梁モデルは、文献7)と同じ鋼3径間連続合成桁とする.構造図を図2.3.1 に示す. なお、載荷荷重は、活荷重(B活荷重)を対象とする.骨組解析とFEM解析の比較にあたって は、検討2の検討も踏まえて中間支点上の床版コンクリートのひび割れによる剛性の違いを反映 したモデルとする.解析モデルの概要を表2.3.1 に、骨組解析とFEM解析の対応イメージを表 2.3.2 に示す.

	中間支点上の剛性モデル	骨組解析	FEM解析
モデル①	全区間で床版を有効とし,「鋼桁+床版」とした	0	0
	モデル	(骨組①)	(FEM①)
モデル②	中間支点上の支間長 15%区間について、コンクリ	0	0
	ートを無視して「鋼桁+鉄筋」としたモデル	(骨組②)	(FEM2)
	FEM解析については、中間支点上の支間長15%区		
	間について、コンクリートの橋軸方向のヤング係		
	数のみを1/1000倍し、橋軸方向の応力をほ		
	は0となるようにして、「鋼桁+鉄肋」としたモーデルとする.		
モデル③	コンクリートの引張強度を超えた要素の応力が	_	0
	ほぼ0となるようにして繰返し計算を行い、簡易		(FEM③)
	的に床版コンクリートのひび割れによる剛性低		
	下を考慮したモデル		
	FEM解析については、コンクリートの引張強度を		
	超えた要素の橋軸方向のヤング係数のみを低減		
	し、橋軸方向の応力をほぼ0となるようにして、		
	繰返し計算を行う.		

表 2.3.1 解析モデル概要

()はモデル名称





側面図



平面図



図 2.3.1 構造図



表2.3.2 骨組解析とFEM解析の対応のイメージ

2.3.2 骨組解析

(1)解析モデル

解析モデルを図 2.3.2,活荷重載荷ブロックを図 2.3.3 に示す.

活荷重は支点上において負の曲げモーメントが最大となるように載荷する. なお,活荷重は道示のB活荷重を対象とするが,載荷モデルの簡略化のため pl 荷重, p2 荷重ともに主載荷荷重を 全幅に載荷する(地覆上にも載荷する). FEM解析の活荷重載荷モデルも同様とする.

(2)解析結果

骨組解析による曲げモーメント図を図 2.3.4 に示す.



【部材番号図】



図 2.3.2 解析モデル

【節点番号図】



図 2.3.3 活荷重載荷ブロック



【骨組①】曲げモーメント図(負曲げ最大時)

2 - 13

(3) 断面計算結果

骨組解析により得られた曲げモーメントを用いて断面計算した結果を表 2.3.3 および表 2.3.4 に示す.



表 2.3.3 骨組① 断面計算結果

表 2.3.4 骨組② 断面計算結果

部材番号	着目割合	位置	追加距離	鉛直変位 (mm)	上フランジ応力 (N/mm ²)	下フランジ応力 (N/mm ²)	床版上緑応力 (N/mm2)	床版下縁応力 (N/mm2)	公古亦 员
1001	0,0000	S1	0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	如但炙业
1001	1.0000	C1 (L)	6250	-11.3	-2.9	31.6	-1.0	-0.6	5.0
1002	0.0000	C1 (R)	6250	-11.3	-2.9	31.6	-1.0	-0.6	
1002	0.0000	11 (R)	11719	-19.5	-4.9	<u>52, 9</u> 44, 0	-1.6	-0.9	50000 100000 150000
1003	1.0000	C2 (L)	12500	-20.5	-5.5	46.2	-1.7	-1.0	-5.0
1004	0,0000	C2 (R)	12500	-20.5	-5, 5	46.2	-1.7	-1.0	-10.0
1004	1.0000	C3(L) C3(P)	18750	-26.1	-7.1	59.5	-2.2	-1.3	-15.0
1005	1.0000	12 (L)	22656	-27.5	-7.7	64.6	-2.4	-1.4	-20.0
1006	0.0000	J2(R)	22656	-27.5	-7.7	64.6	-2.4	-1.4	-20.0
1006	1.0000	C4(L)	25000	-27.4	-7.9	66.4	-2.5	-1.4	-25.0
1007	0.0000	C4(R) C5(L)	25000	-27.4	-7.9	66.4 57.5	-2.5	-1.4	-30.0
1008	0.0000	C5 (R)	31250	-24.1	-6.8	57.5	-2.1	-1.2	
1008	1.0000	J3(L)	33594	-21.7	-5.7	47.7	-1.8	-1.0	
1009	0.0000	<u>J3(R)</u> C6(L)	33594	-21.7	-5.5	53.0	-1.8	-1.0	上フランジルカ
1010	0.0000	C6 (R)	37500	-16.7	-2.9	27.9	-1.0	-0.5	50.0
1010	1.0000	Z1(L)	42500	-9.3	1.0	-9.0	0.3	0.2	
1011	0.0000	Z1(R)	42500	-9.3	5.4	-10.2	0.0	0.0	40.0
1011	0,0000	C7(L)	43750	-7.4	11.6	-21.5	0.0	0.0	30.0
1012	1.0000	J4(L)	44531	-6.3	15.7	-28.8	0.0	0.0	20.0
1013	0.0000	J4(R)	44531	-6.3	14.0	-19.3	0.0	0.0	10.0
1013	1.0000	P1(L) P1(R)	50000	0.0	43.2	-56.3	0.0	0.0	
1014	1.0000	J5(L)	55469	2. 2	24.5	-33. 4	0.0	0.0	
1015	0.0000	J5(R)	55469	2.2	27.2	-46.2	0.0	0.0	-10.0 -10000 100000 150000
1015	1.0000	C8(L)	56250	2.2	24.7	-42.2	0.0	0.0	-20.0
1016	1.0000	72(L)	57500	2.2	24.7	-42.2	0.0	0.0	
1017	0.0000	Z2(R)	57500	2.1	4.0	-32.0	1.2	0.7	
1017	1.0000	C9 (L)	62500	0.7	1.6	-13. 2	0.5	0.3	下フランジ応力
1018	0.0000	C9 (R)	62500	0.7	1.6	-13.2	0.5	0.3	
1018	0.0000	J6(R)	64844	-0.2	0.7	-5.9 -7.6	0.2	0.1	80.0
1019	1.0000	C10(L)	68750	-1.8	-0, 5	5, 5	-0.2	-0.1	60.0
1020	0.0000	C10 (R)	68750	-1.8	-0.5	5.5	-0.2	-0.1	40.0
1020	0.0000	J7(L) J7(R)	74219	-3.8	-1.5	18.0	-0.6	-0.3	20.0
1021	1.0000	C11 (L)	75000	-4.0	-1.6	19. 2	-0.6	-0.3	0.0
1022	0.0000	C11 (R)	75000	-4.0	-1.6	19.2	-0.6	-0.3	-20.0 50000 100000 150000
1022	1.0000	C12(L)	81250	-4.9	-2.0	24.3	-0.8	-0.4	-40.0
1023	1.0000	J8(L)	85156	-4.7	-1.9	23. 1	-0.7	-0.4	-60.0
1024	0.0000	J8(R)	85156	-4.7	-2.1	17.9	-0.7	-0.4	-80.0
1024	1.0000	C13(L) C13(R)	87500	-4.2	-1.9	16.1	-0.6	-0.3	
1023	1.0000	Z3 (L)	92500	-4.2	-1.9	9.0	-0.8	-0.2	
1026	0.0000	Z3(R)	92500	-2.8	-5.9	10.2	0.0	0.0	床版上緣応力
1026	1.0000	C14(L)	93750	-2.4	-4.3	7.4	0.0	0.0	
1027	1,0000	19(L)	93750	-2.4	-4.3	(.4 5.6	0.0	0,0	2.0
1028	0.0000	J9(R)	94531	-2.1	-2.9	4.0	0.0	0.0	
1028	1.0000	P2(L)	100000	0.0	6.1	-8.0	0.0	0.0	1.0
1029	0.0000	F2(R) T10(L)	100000	0.0	6.1	-8.0	0.0	0.0	
1030	0.0000	J10(R)	105469	1.6	5.7	-10.5	0.0	0.0	φ 50000 100000 150000
1030	1.0000	C15(L)	106250	1.7	5.6	-10.3	0.0	0.0	-1.0
1031	0.0000	C15(R)	106250	1.7	5.6	-10.3	0.0	0.0	
1031	0.0000	Z4 (R)	107500	2.0	<u>5.3</u> 1.0	-10.0	0.0	0.0	-2.0
1032	1.0000	C16 (L)	112500	2.6	0.8	-7.8	0.3	0.1	-30
1033	0.0000	C16 (R)	112500	2.6	0.8	-7.8	0.3	0.1	
1033	1.0000	J11(L) T11(R)	116406	2.9	0.7	-7.0	0.2	0.1	
1034	1.0000	C17 (L)	118750	3.0	0.7	-5.8	0.2	0.1	床版下縵広力
1035	0.0000	C17 (R)	118750	3.0	0.7	-5.8	0.2	0.1	MIN (MALE) (MALE 4 A
1035	1.0000	C18(L) C18(R)	125000	2.9	0.6	-4.7	0.2	0.1	1.0
1036	1.0000	J12(L)	123000	2.9	0.5	-4. 2	0.2	0.1	0.5
1037	0,0000	J12(R)	127344	2.8	0.5	-4.2	0.2	0.1	
1037	1.0000	C19(L)	131250	2.5	0.4	-3.5	0.1	0.1	0.0
1038	1,0000	C20 (L)	131230	1.8	0.4	-3. 5	0.1	0, 0	-0.5
1039	0.0000	C20 (R)	137500	1.8	0.3	-2.3	0.1	0.0	
1039	1.0000	J13(L)	138281	1.7	0.3	-2.2	0.1	0.0	-1.0
1040	0.0000	(K) C21 (L)	138281	1.7	0.2	-2.6	0.1	0.0	-1.5
1041	0.0000	C21 (R)	143750	1.0	0.1	-1.4	0.0	0.0	-30
1041	1.0000	S2	150000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-2.0

2.3.3 FEM解析

(1)解析モデルの設定条件

- 1)解析には、「ANSYS VER. 14. 5」(米国ANSYS社)を使用する.
- 2) 解析は、3次元FEM弾性解析とする.
- 3)本橋梁は、幅員中心に対して対称の構造であるため、橋梁全体の1/2モデルとする.
- 4) 部材毎に使用する要素は、以下の通りとする。

PC床版はソリッド要素 鋼桁(主桁,横桁,支承部補強リブ)はシェル要素 主鉄筋及び配力鉄筋は、ビーム要素(3次元トラス)とする.ただし、中間支点部以外の配 力鉄筋の配置は要素分割の関係で2倍程度の配筋間隔となるので、換算鉄筋量をそれぞれ の鉄筋に設定する.

ゴム支承部:ソールプレート,上沓及び下沓は,ソリッド要素.

ゴム支承上鋼板,ゴム支承弾性ゴム,ゴム支承下鋼板は,ソリッド要素. ゴム支承内部鋼板は,シェル要素.

5) 床版のモデル化

主鉄筋(橋軸直角方向鉄筋)と配力鉄筋(橋軸方向鉄筋)もモデル化に考慮すること,中間支点 上の床版のひび割れを考慮することを考え,かつ,床版の高さ方向の応力を把握出来るよ うに,床版を8層でモデル化する.

配力鉄筋(橋軸方向鉄筋)は、実橋梁と同程度になるように要素分割を100mm程度.

- 6)中間支点部の0.15L区間の床版のモデル化 中間支点部の0.15L区間については、床版コンクリートの橋軸方向の剛性は低減して、「鋼桁+鉄筋」断面の剛性を考慮する.この場合の具体的なFEM解析の条件としては、床版コンクリートの橋軸方向のヤング係数のみを1/1000倍し、せん断弾性係数は規定値のまま、橋直方向及び鉛直方向のヤング係数とせん断弾性係数は規定値のままとする.
- 7) 主桁と床版コンクリートの境界条件 主桁と床版コンクリートは剛結(3方向相対変位拘束)とする.

解析モデルの規模

節点数:約65万節点,要素数:約59万要素

中間支点部の要素分割(メッシュサイズ)

RC床版 8層に分割 高さ40mm メッシュ程度

縦・横メッシュサイズ 100mm×100mm

荷重条件:活荷重時を対象

- ケース1:負曲げ最大時 「活荷重+衝撃(0.2)」×1倍
- ケース2:活荷重2倍 「活荷重+衝撃(0.2)」×2倍

(2)解析モデル

断面図を図 2.3.5,活荷重載図を図 2.3.6,モデルパース図を図.2.3.7 および図 2.3.8 に示す.



断面図 中間支点上横桁 P1

図 2.3.5 断面図





※活荷重は全載のみ考慮

図 2.3.6 活荷重載荷図







図 2.3.8 モデルパース図 (その2)

(3) モデル「FEM③」の繰返し解析条件

本解析では、床版コンクリートの応力がひび割れ強度 σ_c=2.69N/mm²を越えた要素の応力を0と なるようにして繰り返し計算を行い、コンクリートのひび割れ区間およびひび割れによる応力の 再配分を簡易的に算定する.

具体的には、2回目以降の解析において、コンクリートの応力が2.69 N/mm²を越えた箇所の要素の橋軸方向のヤング係数のみを1/1000 倍にすることで、橋軸方向の応力をほぼ0となるように操作を行う.この解析を数回繰り返し、要素の応力が2.69 N/mm²を越える箇所がなくなった状態で解析を終了(収束状態)する.繰返し解析のイメージを図2.3.9 に示す.



②1回目の解析で引張コンクリート(σt≧2.69)となった箇所の応力を0とした状態 (2回目の解析)







↓

 ○数回の繰り返し計算の後、引張コンクリート (σ t ≥ 2.69)となる箇所の応力がほぼ 0 となった状態(収束状態)



図 2.3.9 繰返し解析のイメージ

2.3.4 骨組解析による断面応力とFEM解析による応力の比較

骨組解析による断面応力とFEM解析による応力の比較結果を以下に示す.

- ①骨組解析とFEM解析の主桁応力および床版上面応力は、良く一致していることを確認できた.したがって、本解析モデルにおいて、現行設計で用いられる骨組解析による断面応力は、 十分な精度を有しているといえる.
- ②繰返し解析モデルの解析結果は、床版応力が小である「(活荷重+衝撃)×1倍」の場合には、 全支間「鋼桁+床版」モデルの結果に近く、床版応力が大である「(活荷重+衝撃)×2倍」の場 合には、0.15L 区間「鋼桁+鉄筋」モデルの結果に近く、良い傾向となっている.なお、コンク リートの応力を0とする区間長は、中間支点より側径間側で0.11L、中間支間側で0.13L であ り、0.15L の設定は妥当であるといえる.
- ③繰返し解析モデルの考え方は、コンクリートの引張軟化部分の応力を0とするものであり、 引張軟化を考慮する場合と比較すると応力は、厳しくなるものであるが、全支間「鋼桁+床版」 モデルと0.15L区間「鋼桁+鉄筋」モデルで行う骨組解析を補完する解析としては、十分に参考 になると考えられる.

FEM解析グラフの表示ラインを図 2.3.10, FEM解析結果を表 2.3.5~表 2.3.7 に示す. また, FEM③の繰り返し解析過程を図 2.3.11 および図 2.3.12 に示す.

2.3.5 まとめ

①FEM解析と骨組解析による断面応力は良く一致し,骨組解析の妥当性を確認できた. ②繰返し解析モデルにより,ひび割れ考慮区間として0.15Lの妥当性を確認できた.







表 2.3.5 FEM解析結果の総括(中間支点着目)

支承条件:ゴム支承、 活荷重、L荷重のB活荷重+衝撃係数(i=20/(50+L)=0.2)



表 2.3.6 FEM解析結果 (活荷重+衝撃係数)


表2.3.7 FEM解析結果(「活荷重+衝撃係数」の2倍)

 FEM③(繰返し解析)の解析過程
 「活荷重+衝撃」×1
 鉄筋は、非表示

 応力区分をコンクリート全体の応力状態が把握出来る範囲で
 応力区分をコンクリートの引張最大応力2.69以上で示す。

 示す。
 ひび割れとなる範囲を確認出来る。



図 2.3.11 FEM③繰返し解析過程(「活荷重+衝撃」×1倍)



図 2.3.12 FEM③繰返し解析過程(「活荷重+衝撃」×2倍)

2.4 構造解析における床版コンクリート剛性の評価が断面設計に与える影響(検討2)

中間支点上のひび割れ形成の影響に着目し、構造解析において床版コンクリートの剛性評価を 変えた場合に、断面力および断面設計に及ぼす影響を検討する.なお、橋梁モデルは、前項でF EM解析により骨組解析の妥当性を検証した鋼3径間連続合成桁とする.

2.4.1 構造解析ケース

(1)解析ケース

解析ケースは、TS 効果の影響および床版有効幅の影響を確認するため、中間支点部 0.15L 区間の剛性と有効幅を変えた下記 6 ケースとする.

	解析時剛性	断面計算剛性	有効幅	備考							
CASE1	合成断面	鋼桁+鉄筋(0.15L 区間)	考慮	道示に準拠							
CASE2	鋼桁+鉄筋(0.15L 区間)	同左	考慮	DIN 方法Ⅱ							
CASE3	鋼桁+鉄筋+TS(0.15L 区間)	同左	考慮								
CASE4	合成断面	—	全幅有効								
CASE5	鋼桁+鉄筋(0.15L 区間)	_	全幅有効								

表 2.4.1 解析ケース

※クリープ・乾燥収縮・温度差による不静定力を算出する際の弾性荷重載荷範囲は、 考え方の統一を図り 0.15L 区間以外とする。

(2) 中間支点上付近の剛性

各解析ケースに用いる中間支点上の剛性は、下表に示すとおりとする.

	CASE1、CASE4	CASE2、CASE5	CASE3		
合成前死荷重	鋼桁	鋼桁	鋼桁		
合成後死荷重	合成断面	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋+TS		
活荷重 クリープ 乾燥収縮 温度差					

表 2.4.2 中間支点上の剛性モデル

(3) TS 効果の適用方法

TS 効果を考慮する実用的な方法として Bode は次式を提案している²¹⁾²²⁾. すなわち, Bode は, コンクリート床版内の橋軸方向鉄筋の断面積を TS 効果により増大した形で桁の曲げ剛性を評価 する実用的な式を与えている.本検討では, この Bode の式を適用して TS 効果を考慮する.

$$A_{s,id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0.5f_{ct,m}}{\rho f_{sk}}}$$

ここで, A_{s,id}:コンクリートの TS 効果を考慮した有効幅内の橋軸方向鉄筋の断面積

As: : 有効幅内の橋軸方向鉄筋の断面積

fct,m :コンクリートの引張強度の平均値

ρ :鉄筋比 (A_s/A_c)

fsk :完全ひび割れ状態で算定される鉄筋の応力

したがって、まず鋼桁と橋軸方向鉄筋との合成断面での断面二次モーメント(*I*₂)を用いて鉄筋応力 *f*_{sk}を算定し、上式より増大された鉄筋断面積 *A*_{s,id}を求める.次に、*A*_{s,id}を用いて、再度断面二次モーメントを適用して断面力を求める.

2.4.2 構造解析結果

(1)剛度比較

中間支点上断面の剛度について、比較した結果を以下に示す.

	剛度(cm ⁴)							
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5			
	合成断面	鋼+鉄筋	鋼+鉄筋+TS	合成断面	鋼+鉄筋			
	(有効幅考慮)	(有効幅考慮)	(有効幅考慮)	(全幅有効)	(全幅有効)			
中間支点上断面(P1)	44550580	26819556	38723709	46853332	28549555			
CASE1に対する比率	1.000	0.602	0.869	1.052	0.641			

表 2.4.3 中間支点上断面の剛度比較



■比較結果

①CASE2の剛度は CASE1 に対して 60%に低減される.

- ②CASE3 の剛度は CASE1 に対して 87%に低減される. TS 効果により, CASE1 と CASE2 の 中間に位置する.
- ③床版を全幅有効とした CASE4, CASE5 の剛度は, それぞれ CASE1, CASE2 と比較すると その違いは 5%程度であり, 有効幅の影響は小さいといえる.

(2) 解析結果

解析による各ケースの曲げモーメント図を図 2.4.1 に示す.





図 2.4.1 曲げモーメント図

(3) 断面力比較

中間支点上断面および支間部の曲げモーメントについて、比較した結果を以下に示す.

中間支点上					(kN·m)
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
	全コンクリート合成 (有効幅考慮)	鋼+鉄筋 (有効幅考慮)	鋼+鉄筋+TS (有効幅考慮)	全コンクリート合成 (全幅考慮)	0.15L鋼+鉄筋 (全幅考慮)
前花花香	-15140.6	-15140.6	-15140.6	-15140.6	-15140.6
削2111里	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
後死荷重	-1829.3	-1656.8	-1792.3	-1840.1	-1672.8
	1.000	0.906	0.980	1.006	0.914
~ + + =	-9470.6	-8287.2	-9207.8	-9550.5	-8395.9
沽何里	1.000	0.875	0.972	1.008	0.887
<i>5</i> 11プ	-126.9	-109.3	-123.4	-128.2	-111.1
99-2	1.000	0.861	0.972	1.010	0.875
乾幅巾婝	-2662.7	-2332.6	-2588.8	-2682.8	-2363.3
早乙) 罘 4 又 前白	1.000	0.876	0.972	1.008	0.888
泪中关	-2503.1	-2193.2	-2433.6	-2522.0	-2222.1
温度差	1.000	0.876	0.972	1.008	0.888

表 2.4.4 曲げモーメントの比較

下段はCASE1に対する比率

山間支間

中間支間					(kN∙m)
	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
	全コンクリート合成 (有効幅考慮)	鋼+鉄筋 (有効幅考慮)	鋼+鉄筋+TS (有効幅考慮)	全コンクリート合成 (全幅考慮)	0.15L鋼+鉄筋 (全幅考慮)
前元左舌	3200.0	3200.0	3200.0	3200.0	3200.0
刖死何里	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
後死荷重	387.2	559.9	424.3	376.5	543.9
	1.000	1.446	1.096	0.972	1.405
バナチ	8022.2	8531.2	8130.3	8003.3	8495.9
沽何里	1.000	1.063	1.013	0.998	1.059
<i></i> プ	-126.8	-109.1	-123.3	-128.1	-110.9
	1.000	0.860	0.972	1.010	0.875
乾幅巾婝	-2662.7	-2332.4	-2588.8	-2682.8	-2363.1
钇煠収施	1.000	0.876	0.972	1.008	0.887
泪中关	-2503.1	-2193.1	-2433.6	-2522.0	-2221.9
温度差	1.000	0.876	0.972	1.008	0.888

下段はCASE1に対する比率

■比較結果

- ①中間支点上の曲げモーメントは、現行設計の CASE1 に対して CASE2 は 10~13%程度、 CASE3 は 2~3%程度の低減であった.
- ②中間支間部の曲げモーメントは、CASE1 に対して CASE2 の後死荷重で約 45%、活荷重で 約6%, CASE3の後死荷重で約10%,活荷重で約1%の増加であった.

③CASE4 および CASE5 は、それぞれ CASE1、CASE2 と比較するとその違いは 1%程度であ り、床版有効幅の影響は小さいといえる.

2.4.3 断面計算結果の比較

CASE1~CASE3 の断面計算結果(応力図)を図 2.4.2 に示す. ここでは中間支点上断面のみを 比較対象とする.



■比較結果

- ①現行設計の CASE1 に対して, CASE2 は床版鉄筋の応力で 10%, 鋼桁フランジの応力で 5% の低減が見られた. この結果は,中間支点上断面の曲げモーメントが低減された結果によるものである.
- ②実挙動に近いと想定する CASE3 の断面応力は、CASE1 に比べて床版鉄筋で 38%、主桁上 フランジで 17%、主桁下フランジで 7%の低減が見られた.床版鉄筋および上フランジの 応力低減率が大きい要因は、TS 効果により見かけの鉄筋断面積が増加したことにより中立 軸が上昇し、断面係数が大きくなったためである.

2.4.4 まとめ

- ①連続合成桁の設計において、構造解析および断面設計に TS 効果を考慮した場合、中間支点上の曲げモーメントは現行設計とほぼ同等の値となるが、断面応力は減少する結果が得られた.また、欧州の設計法である中間支点上の床版コンクリートを全く無視したケースと比較した場合、中間支点上の曲げモーメントは増加するが、断面応力は減少する結果となった.
- ②TS 効果は、荷重レベルによる影響が大きい. 完全ひび割れ状態での床版鉄筋応力度が増加す すると、TS 効果(Bode による見かけの鉄筋断面積の増加量)は低減し、徐々に完全ひび割 れ状態(CASE2)の応力状態に近づくと考えられる.
- ③道示に準拠した現行設計は、中間支点上の断面応力に対して過大な結果を与えている可能性 がある.
- ④断面力解析において、中間支点上の剛性低下を考慮した場合、曲げモーメントの再配分により支間部の正の曲げモーメントが増加する事に留意する必要がある.本検討では、後死荷重に大きな増加率が見られた.
- ⑤本検討で用いた Bode による TS 効果の適用方法は、容易に TS 効果を考慮した断面設計を行うことが可能であり、実設計においても合理的な設計法として有効であると考える.

■各ケースの断面計算

CASE1 中間支点部断面計算 (SEC-5) 【解析:RC断面、断面計算:鋼+鉄筋】

1. 断面諸元の算出

(1) 鋼桁断面

	断面			A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-147.5	-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2				4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	148.6	59420	8826841	
			Σ	1201.7		27339	17712605	

δ_s	=	$\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	=	27338.8		/	1201.7	=	2	22.8 cm			
Is	=	Σ I- Σ a δ s ²	=	17712604.7		-	1201.7	×		22.8 ² =	= 1	7090646	cm^4
y su	=	$h_w/2 + t_{fu} + \delta_s$	=	= 292.1	/	2 +	2.9 -	+	22.8	=	171.	7 cm	
V sl	=	$h_w/2 + t_{ff} - \delta_s$	=	= 292.1	/	2 +	5.0 -	-	22.8	=	128.	3 cm	

(2) 鋼桁断面+鉄筋 (床版の有効幅 4203 mm)

鉄筋高さ間隔	=	16.5 cm
ハンチ高	=	8.0 cm
かぶり	=	6.75 cm

	断面			A (cm^2)	y (cm)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y} (\mathbf{cm}^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
上側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-180.2	-29318	5283140	
下側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-163.7	-26634	4359934	
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-147.5	-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2				4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	148.6	59420	8826841	
			Σ	1527.1		-28613	27355679	

δ_{s}	=	$\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	=	-28613	/	1527.1	=	-18.7 cm	
$\mathbf{I}_{\mathbf{s}}$	=	Σ I- Σ a δ s ²	=	27355679	-	1527.1	×	-18.7 ² =	26819556 cm ⁴



61.5 cm
45.0 cm
ļ

(3) 合成断面

-

①ヤング係数比 (n = 7)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	7	1801.3	-172.0	-309731	53258259	135096
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					3003.0		-282392.3	7110	5960

-c

$$\begin{split} \delta_v &= \Sigma A \cdot y \ / \Sigma A &= 282392.3 \ / 3003.0 \ = 94.0 \ cm \\ I_v &= \Sigma I \cdot \Sigma a \delta_v^2 \ = 71105960 \ - 3003.0 \ \times 94.0^2 \ = 44550580 \ cm^4 \end{split}$$



$$\begin{array}{rclcrcl} d_{vc} &=& hw/2 + t_{fu} + / \Sigma \not f + 床版厚 / 2 - \delta_v \\ &=& 292.1 & / & 2 & + & 2.9 & + & 8.0 & + & 300.0 & / & 2 & - & 94.0 & = & 77.9 \ cm \\ d_v &=& \delta_s + \delta_v &=& 22.8 & + & 94.0 & = & 116.8 \ cm \\ d_v &=& d_{vc} + d_{vs} &=& 77.9 & + & 116.8 & = & 194.7 \ cm \\ y \ vcu &=& d_{vc} + 床版厚 / 2 &=& 77.9 & + & 30.0 & / & 2 & = & 92.9 \ cm \\ y \ vcl &=& d_{vc} - 床版厚 / 2 &=& 77.9 & - & 30.0 & / & 2 & = & 62.9 \ cm \\ y_{vsu} &=& y_{su} - d_{vs} &=& 171.7 & - & 116.8 & = & 54.9 \ cm \\ y_{vs1} &=& y_{s1} + d_{vs} &=& 128.3 & + & 116.8 & = & 245.1 \ cm \end{array}$$

②ヤング係数比 (n = 14)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y} (\mathrm{cm}^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	14	900.6	-172.0	-154866	26629129	67548
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					2102.3		-127527	4440	9282

δ_{s1}	=	$\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	=	127527	/	2102.3	3 =	60	0.7 cm	
$I_{v1} \\$	=	ΣI - $\Sigma a \delta_{v1}^2$	=	44409282	-	2102.3	3 ×	60	$0.7^{2} =$	36673588 cm ⁴
dvc1	=	$hw/2 + t_{fu} + /$	ンチ+	-床版厚/2-	-δ _v 1					
	=	292.1 / 2	+	2.9 +	8.0	+	30.0	/ 2	- 60.7	= 111.3 cm
d_{v} s1	=	$\delta_s + \delta_{v1} =$	22.3	8 + 6	0.7 :	=	83.4 cm			
d_{v1}	=	$d_{vc1} + d_{vs1}$	=	111.3 +	83.4	=	194.7	cm		
y vcul	=	dvc1 + 床版厚	/ 2	= 111.3	+	30.0	/ 2	=	126.3 cm	
y vell	=	dvc1 - 床版厚	/ 2	= 111.3	-	30.0	/ 2	=	96.3 cm	
yvsu1	=	$y_{su} \text{ - } d_{vs1} =$	171.	.7 - 83	3.4 :	_	88.3 cm			
y vs 1 1	=	$y_{s1} + d_{vs} =$	128.	.3 + 83	3.4 :	= 2	11.7 cm			

③ヤング係数比(n =	21)		
床版の有効幅	=	420.3	cm
ハンチ高	=	8.0	cm

断面					A (cr	n^2)	y (cm)		A•y (cm^3)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 (\mathrm{cm}^4)$		Io
1 Slab	4203 ×	300	/	21		600.4	-	172.0	-1	03244	1775275	53	45032
1 Steel						1201.7		22.8		27339	1771260)5	
						1802.1			-	75905	35	51039	00
δ_{s2} =	ΣΑ・ γ	/ ΣΑ	=		75905	/	1802.1	=	42.1	cm			

$I_{v2} \hspace{0.1 cm} = \hspace{0.1 cm}$	$\Sigma I - \Sigma a \delta_{v2}^2 = 2$	35510390 -	1802.1 ×	42.1 ² =	32313304 cm ⁴
$d_{vc2} =$	hw/2+t _{fu} +ハンチ+ p	末版厚/2-δ _{v2}			
=	292.1 / 2 + 2	2.9 + 8.0	+ 30.0	/ 2 - 42.1	= 129.8 cm
$d_{vs2} =$	$\delta_s + \delta_{v2} = 22.8$	+ 42.1 =	= 64.9 cm		
$d_{v2} =$	$d_{vc2} + d_{vs2} = 12$.9.8 + 64.9	= 194.7 d	em	
y _{vcu2} =	dvc2 +床版厚 / 2	= 129.8 +	30.0 / 2	= 144.8304 cm	
y vel2 =	dvc2 - 床版厚 / 2	= 129.8 -	30.0 / 2	= 114.8304 cm	
$y_{vsu2} =$	y_{su} - $d_{vs2} = 171.7$	- 64.9 =	= 106.8 cm		
$y_{vs12}=$	$y_{s1} + d_{vs} = 128.3$	+ 64.9 =	= 193.2 cm		

2. 応力度の照査

(1) 合成前曲げモーメントによる応力度照査 合成前曲げモーメントMs = -15140.6 kN・m $\sigma_{su} = \frac{M_s}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1717 = 152.1 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ta}$ $\sigma_{s_{1}} = \frac{M_{s}}{I_{s}} \cdot y_{s_{1}} = \frac{-15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1283 = -113.7 \text{ N/mm}^{2} < \sigma_{ta}$ ここで、許容応力度は割増しを考慮し次のように求められる 上フランジ(引張) $\sigma_{ta} = 210.0 \times 1.25 = 262.5 \text{ N/mm}^2$ 下フランジ (圧縮) 許容曲げ圧縮応力度 $\frac{A_w}{A_c} = \frac{584.2}{400.0} = 1.461 \le 2$ 固定点間距離 625 cm $\frac{1}{b} = 7.813 \qquad 3.5 \quad < \frac{1}{b} \le 27$ $\sigma_{ca} = \{ 210 - 4.6 (1/b - 3.5) \} \times 1.25$ $= \{ 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5) \} \times 1.25$ $= 237.7 \text{ N/mm}^2$ 局部座屈に対する許容応力度 b = (80.0 - 2.0) / 2 = 39.0 $\frac{b}{t} = \frac{39.0}{5.0} = 7.8 \leq 10.5$ $\sigma_{cal} \quad = \quad 210 \quad \times \quad 1.25 \quad = \quad 262.5 \quad \text{N} \, / \, \text{mm}^2$ $\therefore \sigma_{ca} = 237.7 \text{ N/mm}^2$ (2) 合成後曲げモーメントによる応力度照査 合成後死荷重曲げモーメントMvd = -1829.34 kN・m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcu} / n = \frac{1829.34 \times 10^{-6}}{44550580 \times 10^{-4}} \times 929 / 7 = 0.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcl} / n = \frac{1829.34 \times 10^{-6}}{44550580 \times 10^{-4}} \times 629 / 7 = 0.4 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{1829.34 \times 10^{-6}}{26819556 \times 10^{-4}} \times 1302 = 8.9 \text{ N/mm}^2$ -1829.34×10^{-6} Mvd

$$\sigma_{s_1} = \frac{1}{I_s} \cdot y_{s_1} = \frac{1}{26819556} \times 10^4 \times 1698 = -11.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ru} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{1829.34 \times 10^{-6}}{26819556 \times 10^{-4}} \times 1615 = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{rl} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{1829.34 \times 10^{-6}}{26819556 \times 10^{-4}} \times 1450 = 9.9 \text{ N/mm}^2$$

合成後活荷重曲げモーメントM_{v1} = -9470.64 - (0) = -9470.64 kN・m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{v1}}{I_v} \cdot y_{vcu}/n = \frac{9470.64 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 929 / 7 = 2.8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vl}}{I_v} \cdot y_{vcl}/n = \frac{9470.64 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 629 / 7 = 1.9 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{9470.64 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1302 = 46.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{s_1} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{s_1} = \frac{-9470.64 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1698 = -60.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ru} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{9470.64 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1615 = 57.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{rl} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{9470.64 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1450 = 51.2 \text{ N/mm}^2$

(3) クリープと乾燥収縮を除く主荷重による応力度照査 鋼桁+鉄筋 上フランジ上縁応力度 $\Sigma \sigma_{su} = 152.1 + 8.9 + 46.0 = 207.0 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ta}$ 下フランジ下縁応力度 $\Sigma \sigma_{s_1} = -113.7 - 11.6 - 60.0 = -185.2 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ca}$ 上側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r u} = 11.0 + 57.0 = 68.0 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ 下側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r,1} = 9.9 + 51.2 = 61.1 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ ここで、許容応力度は以下のとおりである。 $\sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ca} = 210 - 4.6 (1/b - 3.5)$ $= 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5)$ $= 190.2 \text{ N}/\text{mm}^2$ $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{array}{rcl} (4) & y & y - y - z (z + 5 a z h z (y - g a)) \\ \hline & \mathbb{T}^{\frac{1}{2}} \mathbb{E}^{\frac{1}{2}} \mathbb{E}^$$

(6) 主荷重による応力度調査

合成前曲げモーメントによる応力度と合成後曲げモーメントによる応力度、さらにクリープと 乾燥収縮よる影響を重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。 (7) 床版と鋼桁との温度差による応力度の算出 コンクリートと鋼桁との温度差は10℃とする。 鋼桁よりも床版が低温の場合 温度差による歪み $\epsilon_t = a \cdot t = 12 \times 10^{-6} \times 10 = 12 \times 10^{-5}$ 温度差による軸力 合成断面 $P_t = \frac{E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c}{n} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12^{-5} \times 12609}{7} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12609}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7}$ 4539 kN ここで Acはコンクリートの断面積 鋼桁+鉄筋 $P_t = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_r = 2.1 \times 10^{-5} \times 10^{-5} \times 325.4 =$ 820 kN ここで Ar は鉄筋の断面積 温度差による曲げモーメント 合成断面 $M_v = P_t \cdot d_{vc} = 4539 \times 0.779 = 3535.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 鋼桁+鉄筋 $M_s = P_t \cdot d_{vc} = 820 \times \frac{1.615 + 1.450}{2} = 1256.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 不静定曲げモーメント 不静定曲げモーメントの解析は、当該着目断面の場合、床版コンクリートに引張りが 生じることから、上記の鋼桁+鉄筋のモーメント荷重を用いて行うこととした。 $M_x = -2503.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ これらより応力度は次のように求められる。 合成断面 $\sigma_{cu} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{ \ (\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcu}}{I_v} \ \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^3}{3003.0 \times 10^2} + \frac{(3535.9 - 2503.07) \times 10^6 \times 929}{44550580 \times 10^4} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{(\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcl}}{I_v} \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^{3}}{3003.0 \times 10^{2}} + \frac{(3535.9 - 2503.07) \times 10^{6} \times 629}{44550580 \times 10^{4}} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.2 \text{ N/mm}^2$

鋼桁+鉄筋

$$\begin{split} \sigma_{3u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{su}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1302}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= 0.7 \, \text{N/mm}^{2} \\ \sigma_{s\,1} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} + \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{sl}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} + \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1698}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -13.3 \, \text{N/mm}^{2} \\ \sigma_{1u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{sl}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -13.3 \, \text{N/mm}^{2} \\ \sigma_{1u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{sl}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} - \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= 27.3 \, \text{N/mm}^{2} \\ \sigma_{1} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{sl}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} - \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -27.3 \, \text{N/mm}^{2} \\ \sigma_{1} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) + y_{sl}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} - \frac{(1256.3 - 2503.07) \times 10^{6} \times 1450}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= 26.6 \, \text{N/mm}^{2} \\ &= 26.6 \, \text{N/mm}^{2} \\ &= -26.6 \, \text{N/mm}^{2} \\ &$$

この場合は、上記で計算した応力度の符号が全て反転し、下記の通りとなる。

σ_{cu}	=	-1.1	N/mm^2
$\sigma_{c\ l}$	=	-1.2	N/mm^2
σ_{su}	=	-0.7	N/mm^2
σ_{sl}	=	13.3	N/mm^2
σ_{ru}	=	-27.3	N/mm^2
σrl	=	-26.6	N/mm^2

 (8)主荷重と温度差を組み合わせた状態に対する照査 これまで算出してきた5ケース、すなわち合成前、合成後、クリープ乾燥収縮、 温度差すべて重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。

なお、この場合の許容応力度は次のように割増しされる。

(単位N/mm²)

		コンクリート	コンクリート	U•Flg	L•Flg	上側	下側
		上縁	下縁	上縁	下縁	鉄筋	鉄筋
(1)合代益	作用応力度			152.1	-113.7		
(1)合成制	許容応力度			262.5	-237.7		
(2)合成後		3.3	2.3	54.9	-71.5	68.0	61.1
(1) + (2)	作用応力度	3.3	2.3	207.0	-185.2	68.0	61.1
(1)+(2)	許容応力度			210.0	190.2	140.0	140.0
(3)クリープによる応力度		0.0	0.0	0.6	-0.8	0.8	0.7
(4)乾燥収縮による応力度		0.6	0.5	12.9	-16.9	16.0	14.4
(1) + (2) + (3) + (4)	作用応力度	3.9	2.8	220.5	-202.9	84.8	76.2
(1)+(2)+(3)+(4)	許容応力度			210.0	190.2	140.0	140.0
(5)温度差による応力度		1.1	1.2	0.7	-13.3	27.3	26.6
(1) + (2) + (2) + (4) + (5)	作用応力度	5.0	4.0	221.2	-216.2	112.1	102.8
(1)+(2)+(3)+(4)+(3)	許容応力度			241.5	-218.7	161.0	161.0
(1) + (2) + (2) + (4) = (5)	作用応力度	2.8	1.6	219.8	-189.6	57.5	49.6
(1)+(2)+(3)+(4)-(3)	許容応力度	—	_	241.5	-218.7	161.0	161.0

降伏に対する安全度の照査

	U• Flg		L•Flg	
合成後活荷重および衝撃応力度 × 2 46.0) × 2 =	92.0 -60.0 ×	2 =	-119.9
合成前死荷重応力度 × 1.3 152.1 ×	1.3 =	197.7 -113.7 ×	1.3 =	-147.8
合成後死荷重応力度 × 1.3 8.9 ×	1.3 =	11.5 -11.6 ×	1.3 =	-15.1
クリープによる応力度		0.6		-0.8
乾燥収縮による応力度		12.9		-16.9
温度差による応力度		0.7		-13.3
合計応力度		315.5 N/mm ²		-313.7 N/mm ²
			$<\!\sigma_a =$	355.0 _{N/mm²}

⁽⁹⁾応力度一覧表 CASE1 中間支点部断面計算(SEC-5) コンクリートと上下フランジと鉄筋についての応力度照査結果をまとめて以下に示す。

CASE2 中間支点部断面計算 (SEC-5)【解析:鋼+鉄筋、断面計算:鋼+鉄筋】

1. 断面諸元の算出

かぶり = 6.75 cm

(1) 鋼桁断面

	断面			A (cm^2)	y (cm)		A۰	$y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-14	7.5		-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2						4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	14	8.6		59420	8826841	
			Σ	1201.7				27339	17712605	
$\delta_s = \Sigma$ $I_s =$ y su = y sl = (2)鋼桁	$\Sigma \mathbf{A} \cdot \mathbf{y} / \Sigma$ $\Sigma \mathbf{I} \cdot \Sigma \mathbf{a} \delta_s^2$ $\mathbf{h}_w / 2 + t_{fu}$ $\mathbf{h}_w / 2 + t_f$ 断面 + 鉄	ΣA 2 1+δs 1-δs 5	= = = (床胤	27338.8 / 17712604.7 - 292.1 / 2 292.1 / 2 取の有効幅	1201.7 1201.7 + 2.9 + + 5.0 - 4203 mm)	= × 2 2	22.8 22.8	22.8 cm 22.8 ² = =	17090646 171.7 cm 128.3 cm	cm ⁴
鉄筋高さ ハンチ高	間隔	=		16.5 cm 8.0 cm						

	断面			A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
上側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-180.2	-29318	5283140	
下側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-163.7	-26634	4359934	
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-147.5	-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2				4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	148.6	59420	8826841	
			Σ	1527.1		-28613	27355679	

$$\begin{split} \delta_s &= \Sigma A \cdot y \ / \Sigma A &= -28613 \ / 1527.1 \ = -18.7 \ \text{cm} \\ I_s &= \Sigma I \cdot \Sigma a \delta_s^{\ 2} \ = 27355679 \ - 1527.1 \ \times -18.7 \ ^2 \ = 26819556 \ \text{cm}^4 \end{split}$$



y su	=	$h_{w}/2 +$	tfu +	-δs	=	292.1	/	2 +	2.9	-		18.7	=	130.21	cm	
y sl	=	$h_w/2$	+ tıi -	δs	=	292.1	/	2 +	5.0	+		18.7	=	169.79	cm	
y ru	= 1	$h_w/2 + t_{fu}$	+δs·	+ハン	チ+	かぶり	+鉄	筋間隔								
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	18.7	+	8.0		+	6.75	+	16.5	=	161.5 cm
y rl	=	$h_w/2 + t_{fu}$	+δs·	+ハン	チ+	かぶり										
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	18.7	+	8.0		+	6.75			=	145.0 cm

(3) 合成断面

-

①ヤング係数比 (n = 7)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	7	1801.3	-172.0	-309731	53258259	135096
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					3003.0		-282392.3	7110	5960

-c

$$\begin{split} \delta_v &= \Sigma A \cdot y \ / \Sigma A &= 282392.3 \ / 3003.0 \ = 94.0 \ cm \\ I_v &= \Sigma I \cdot \Sigma a \delta_v^2 \ = 71105960 \ - 3003.0 \ \times 94.0^2 \ = 44550580 \ cm^4 \end{split}$$



$$\begin{array}{rclcrcl} d_{vc} &=& hw/2 + t_{fu} + / \Sigma \not + \, k \, k \overline{\mu} \, / \, 2 - \delta_v \\ &=& 292.1 & / & 2 & + & 2.9 & + & 8.0 & + & 300.0 & / & 2 & - & 94.0 & = & 77.9 \ cm \\ d_{\,V \,s} &=& \delta_s + \delta_v &=& 22.8 & + & 94.0 & = & 116.8 \ cm \\ d_v &=& d_{vc} + \, d_{vs} = & 77.9 & + & 116.8 & = & 194.7 \ cm \\ y \ vcu &=& d_{vc} + \, k \, k \overline{\mu} \, / \, 2 &=& 77.9 & + & 30.0 & / & 2 & = & 92.9 \ cm \\ y \ vcl &=& d_{vc} - \, k \, k \overline{\mu} \, \overline{\mu} \, / \, 2 &=& 77.9 & - & 30.0 & / & 2 & = & 62.9 \ cm \\ y_{vsu} &=& y_{su} - \, d_{vs} &=& 171.7 & - & 116.8 & = & 54.9 \ cm \\ y_{vs1} &=& y_{s1} + \, d_{vs} &=& 128.3 & + & 116.8 & = & 245.1 \ cm \end{array}$$

②ヤング係数比 (n = 14)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y} (\mathrm{cm}^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	14	900.6	-172.0	-154866	26629129	67548
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					2102.3		-127527	4440	9282

δ_{s1}	=	$\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	=	127527	/	2102.3	3 =	60	.7 cm	
$I_{v1} \\$	=	ΣI - $\Sigma a \delta_{v1}^2$	=	44409282	-	2102.3	3 ×	60	.7 ² =	36673588 cm ⁴
dvc1	=	$hw/2 + t_{fu} + /$	ンチ+	·床版厚/2-	-δ _v 1					
	=	292.1 / 2	+	2.9 +	8.0	+	30.0	/ 2	- 60.7	= 111.3 cm
d_{v} s1	=	$\delta_s + \delta_{v1} =$	22.3	8 + 6	0.7 :	= :	83.4 cm			
d_{v1}	=	$d_{vc1} + d_{vs1}$	=	111.3 +	83.4	=	194.7	cm		
y vcul	=	dvc1 + 床版厚	/ 2	= 111.3	+	30.0	/ 2	=	126.3 cm	
y vel1	=	dvc1 - 床版厚	/ 2	= 111.3	-	30.0	/ 2	=	96.3 cm	
yvsu1	=	$y_{su} \text{ - } d_{vs1} =$	171.	7 - 83	3.4 :	= :	88.3 cm			
y vs 1 1	=	$y_{s1} + d_{vs} =$	128.	3 + 83	3.4 :	= 2	11.7 cm			

③ヤング係数比(n =	21)		
床版の有効幅	=	420.3	cm
ハンチ高	=	8.0	cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)		$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y} \ (\mathrm{cm}^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	21	600.4	-172.	0	-103244	17752753	45032
1 Steel					1201.7	22.	8	27339	17712605	
					1802.1			-75905	3551	0390
$\delta_{s2} =$	ΣA• y	/ ΣΑ	=		75905 /	1802.1 =	:	42.1 cm		

$I_{v2} =$	$\Sigma I - \Sigma a \delta_{v2}{}^2 =$	35510390 -	1802.1 ×	42.1 ² =	32313304 cm ⁴
$d_{vc2} \ = \ $	hw/2+t _{fu} +ハンチ+	床版厚/2-δ _{ν2}			
=	292.1 / 2 +	2.9 + 8.0	+ 30.0	/ 2 - 42.1	= 129.8 cm
$d_{vs2}~=~$	$\delta_s + \delta_{v2} = 22.8$	+ 42.1 =	= 64.9 cm		
d_{v2} =	$d_{vc2} + d_{vs2} = 1$	29.8 + 64.9	= 194.7	cm	
y _{vcu2} =	dvc2 + 床版厚 / 2	= 129.8 +	30.0 / 2	= 144.8304 cm	
y vcl2 =	dvc2 - 床版厚 / 2	= 129.8 -	30.0 / 2	= 114.8304 cm	
$y_{vsu2} \;=\;$	y_{su} - $d_{vs2} = 171.7$	- 64.9 =	= 106.8 cm		
$y_{vs12}=$	$y_{s_1} + d_{vs} = 128.3$	8 + 64.9 =	= 193.2 cm		

2. 応力度の照査

(1) 合成前曲げモーメントによる応力度照査 合成前曲げモーメントMs = -15140.6 kN・m $\sigma_{su} = \frac{M_s}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1717 = 152.1 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ta}$ $\sigma_{s_{1}} = \frac{M_{s}}{I_{s}} \cdot y_{s_{1}} = \frac{-15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1283 = -113.7 \text{ N/mm}^{2} < \sigma_{ta}$ ここで、許容応力度は割増しを考慮し次のように求められる 上フランジ(引張) $\sigma_{ta} = 210.0 \times 1.25 = 262.5 \text{ N/mm}^2$ 下フランジ (圧縮) 許容曲げ圧縮応力度 $\frac{A_w}{A_c} = \frac{584.2}{400.0} = 1.461 \le 2$ 固定点間距離 625 cm $\frac{1}{b} = 7.813 \qquad 3.5 \quad < \frac{1}{b} \le 27$ $\sigma_{ca} = \{ 210 - 4.6 (1/b - 3.5) \} \times 1.25$ $= \{ 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5) \} \times 1.25$ = 237.7 N/mm² 局部座屈に対する許容応力度 b = (80.0 - 2.0) / 2 = 39.0 $\frac{b}{t} = \frac{39.0}{5.0} = 7.8 \leq 10.5$ $\sigma_{cal} \quad = \quad 210 \quad \times \quad 1.25 \quad = \quad 262.5 \quad \text{N} \, / \, \text{mm}^2$ $\therefore \sigma_{ca} = 237.7 \text{ N/mm}^2$ (2) 合成後曲げモーメントによる応力度照査 合成後死荷重曲げモーメントMvd = -1656.81 kN・m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcu} / n = \frac{1656.81 \times 10^{-6}}{44550580 \times 10^{-4}} \times 929 / 7 = 0.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcl} / n = \frac{1656.81 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 629 / 7 = 0.3 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{1656.81 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1302 = 8.0 \text{ N/mm}^2$ -1656.81×10^{-6} м.

$$\sigma_{s_1} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{s_1} = \frac{-1056.81 \times 10}{26819556 \times 10^4} \times 1698 = -10.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ru} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{1656.81 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1615 = 10.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{rl} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{1656.81 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1450 = 9.0 \text{ N/mm}^2$$

合成後活荷重曲げモーメントM_{v1} = -8287.18 - (0) = -8287.18 kN · m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{v1}}{I_v} \cdot y_{vcu}/n = \frac{8287.18 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 929 / 7 = 2.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vl}}{I_v} \cdot y_{vcl}/n = \frac{8287.18 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 629 / 7 = 1.7 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{8287.18 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1302 = 40.2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{s_1} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{s_1} = \frac{-8287.18 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1698 = -52.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ru} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{8287.18 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1615 = 49.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{rl} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{8287.18 \times 10^6}{26819556 \times 10^4} \times 1450 = 44.8 \text{ N/mm}^2$

(3) クリープと乾燥収縮を除く主荷重による応力度照査 鋼桁+鉄筋 上フランジ上縁応力度 $\Sigma \sigma_{su} = 152.1 + 8.0 + 40.2 = 200.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta}$ 下フランジ下縁応力度 $\Sigma \sigma_{s_1} = -113.7 - 10.5 - 52.5 = -176.6 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ca}$ 上側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r u} = 10.0 + 49.9 = 59.9 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ 下側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r,1} = 9.0 + 44.8 = 53.7 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ ここで、許容応力度は以下のとおりである。 $\sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ca} = 210 - 4.6 \quad (1/b - 3.5)$ $= 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5)$ $= 190.2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{array}{ll} (4) & 0 \, y - y' C \downarrow 3 \, 2 \, 3 C \, j \pm 0 \, 3 \oplus M_{\chi} &= -102.7 \, \, \text{kN} \cdot \text{m} \\ \text{kr} \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A}_{\chi}) \\ & \text{Brightwond S (1.8 \times 80 \, \text{ch} \, \text{A$$

(6) 主荷重による応力度調査

合成前曲げモーメントによる応力度と合成後曲げモーメントによる応力度、さらにクリープと 乾燥収縮よる影響を重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。 (7) 床版と鋼桁との温度差による応力度の算出 コンクリートと鋼桁との温度差は10℃とする。 鋼桁よりも床版が低温の場合 温度差による歪み $\epsilon_t = a \cdot t = 12 \times 10^{-6} \times 10 = 12 \times 10^{-5}$ 温度差による軸力 合成断面 $P_t = \frac{E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c}{n} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12^{-5} \times 12609}{7} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12609}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7}$ 4539 kN ここで Acはコンクリートの断面積 鋼桁+鉄筋 $P_t = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_r = 2.1 \times 10^{-5} \times 10^{-5} \times 325.4 =$ 820 kN ここで Ar は鉄筋の断面積 温度差による曲げモーメント 合成断面 $M_v = P_t \cdot d_{vc} = 4539 \times 0.779 = 3535.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 鋼桁+鉄筋 $M_s = P_t \cdot d_{vc} = 820 \times \frac{1.615 + 1.450}{2} = 1256.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 不静定曲げモーメント 不静定曲げモーメントの解析は、当該着目断面の場合、床版コンクリートに引張りが 生じることから、上記の鋼桁+鉄筋のモーメント荷重を用いて行うこととした。 $M_x = -2193.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$ これらより応力度は次のように求められる。 合成断面 $\sigma_{cu} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{ \ (\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcu}}{I_v} \ \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^3}{3003.0 \times 10^2} + \frac{(3535.9 - 2193.23) \times 10^6 \times 929}{44550580 \times 10^4} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{(\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcl}}{I_v} \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^{3}}{3003.0 \times 10^{2}} + \frac{(3535.9 - 2193.23) \times 10^{6} \times 629}{44550580 \times 10^{4}} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.2 \text{ N/mm}^2$

鋼桁+鉄筋

$$\begin{split} \sigma_{3u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{3u}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2193.23) \times 10^{6} \times 1302}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -0.8 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{3.1} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} + \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{3l}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} + \frac{(1256.3 - 2193.23) \times 10^{6} \times 1698}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -11.3 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{7u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{n}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2193.23) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -11.3 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{7u} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{n}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2193.23) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -25.5 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{71} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{n}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12 \times 10^{-5}} - \frac{(1256.3 - 2193.23) \times 10^{6} \times 1450}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -24.9 \text{ N/mm}^{2} \\ &= -24.9 \text{ N/mm}^{2}$$

この場合は、上記で計算した応力度の符号が全て反転し、下記の通りとなる。

σ_{cu}	=	-1.0	N/mm^2
$\sigma_{c\ l}$	=	-1.2	N/mm^2
σ_{su}	=	0.8	N/mm^2
σ_{sl}	=	11.3	N/mm^2
σ_{ru}	=	-25.5	N/mm^2
σ_{rl}	=	-24.9	N/mm^2

 (8)主荷重と温度差を組み合わせた状態に対する照査 これまで算出してきた5ケース、すなわち合成前、合成後、クリープ乾燥収縮、 温度差すべて重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。

なお、この場合の許容応力度は次のように割増しされる。

(単位N/mm²)

		コンクリート	コンクリート	U•Flg	L• Flg	上側	下側
		上縁	下縁	上縁	下縁	鉄筋	鉄筋
(1)合合金	作用応力度			152.1	-113.7		
(1)合成制	許容応力度			262.5	-237.7		
(2)合成後		3.0	2.0	48.3	-63.0	59.9	53.7
(1) + (2)	作用応力度	3.0	2.0	200.4	-176.6	59.9	53.7
(1)+(2)	許容応力度	—	—	210.0	190.2	140.0	140.0
(3)クリープによる応力度		0.0	0.0	0.5	-0.7	0.7	0.6
(4)乾燥収縮による応力度		0.5	0.5	11.3	-14.8	14.0	12.6
(1) + (2) + (2) + (4)	作用応力度	3.5	2.5	212.2	-192.1	74.6	66.9
(1)+(2)+(3)+(4)	許容応力度		—	210.0	190.2	140.0	140.0
(5)温度差による応力度		1.0	1.2	-0.8	-11.3	25.5	24.9
(1) + (2) + (2) + (4) + (5)	作用応力度	4.5	3.7	211.4	-203.4	100.1	91.8
(1)+(2)+(3)+(4)+(3)	許容応力度		_	241.5	-218.7	161.0	161.0
(1) + (2) + (2) + (4) = (5)	作用応力度	2.5	1.3	213.0	-180.8	49.1	42.0
(1)+(2)+(3)+(4)-(5)	許容応力度			241.5	-218.7	161.0	161.0

降伏に対する安全度の照査

	$U \cdot Flg$	L• Flg
合成後活荷重および衝撃応力度 × 2 40.2	$\times 2 = 80.5 -52.5 \times 2$	2 = -104.9
合成前死荷重応力度 × 1.3 152.1 ×	1.3 = 197.7 -113.7 × 1	1.3 = -147.8
合成後死荷重応力度 × 1.3 8.0 ×	$1.3 = 10.5 - 10.5 \times 1000$	1.3 = -13.6
クリープによる応力度	0.5	-0.7
乾燥収縮による応力度	11.3	-14.8
温度差による応力度	-0.8	-11.3
合計応力度	299.7 N/mm ²	-293.1 N/mm ²
		$<\!\sigma_a = 355.0 _{N/\text{mm}}^2$

⁽⁹⁾応力度一覧表 CASE2 中間支点部断面計算(SEC-5) コンクリートと上下フランジと鉄筋についての応力度照査結果をまとめて以下に示す。

CASE3 中間支点部断面計算 (SEC-5) 【解析:鋼+鉄筋+TS、断面計算:鋼+鉄筋+TS】

1. 断面諸元の算出

(1) 鋼桁断面

	断面			Α (α	m^2)	y	y (ci	m)	Α	·у	(cm^3)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 U-FlgPL	750	×	29		217.5			-147.	5		-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20		584.2								4153779
1 L-FlgPL	800	×	50		400.0			148.	5		59420	8826841	
			Σ		1201.7						27339	17712605	
$\begin{array}{rcl} \delta_s &=& \Sigma\\ I_s &=& \\ y \; su \;=& \\ y \; sl \;=& \end{array}$	$A \cdot y / 2$ $\Sigma I \cdot \Sigma a \delta_s^2$ $h_w/2 + t_f u$ $h_w/2 + t_f$	$\sum_{2} \Delta A_{2}$ $a_{1} + \delta_{s}$ $f = \delta_{s}$	= =	27338.8 17712604. 292.1 292.1	/ 7 - / 2 / 2	12 12 + +	201.7 201.7 2.9 5.0	= × + -	22.8 22.8	22.8 22.8 = =	cm ² =	17090646 171.7 cm 128.3 cm	cm ⁴
(2) 鋼桁	断面+鉄	筋	(床胤	反の有効の	幅 '	4203	mn	n)					
鉄筋高さ ハンチ高 かぶり	間隔	= = =		16.5 cm 8.0 cm 6.75 cm	1 1 1								

	断面			A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
上側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-180.2	-29318	5283140	
下側鉄筋	42.0 ×	D	22	162.7	-163.7	-26634	4359934	
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-147.5	-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2				4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	148.6	59420	8826841	
			Σ	1527.1		-28613	27355679	

$$\begin{split} \delta_s &= \Sigma A \cdot y \ / \Sigma A &= -28613 \ / 1527.1 \ = -18.7 \ \text{cm} \\ I_s &= \Sigma I \cdot \Sigma a \delta_s^{\ 2} \ = 27355679 \ - 1527.1 \ \times -18.7 \ ^2 \ = 26819556 \ \text{cm}^4 \end{split}$$



Y su	=	$h_{\rm W}/2 + 1$	t _{fu} +	δ_s	=	292.1	/	2 +	2.9	-	1	8.7 =		130.21	cm	
y sl	=	$h_{\rm W}/2 +$	tıl -	δs	=	292.1	/	2 +	5.0	+	1	8.7 =		169.79	cm	
y ru	=	$h_w/2 + t_{fu} +$	δs-	+ハン	チ+:	かぶり	+鉄	筋間隔								
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	18.7	+	8.0	1	+	6.75	+	16.5	=	161.5 cm
y rl	=	$h_w/2 + t_{fu} +$	δs -	+ハン	チ+:	かぶり										
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	18.7	+	8.0)	+	6.75			=	145.0 cm

(3) TSを考慮した鉄筋の断面積Ar,idの算出

```
\label{eq:Ar,id} Ar, id = Ar \ / \ [1 - (0.5 \cdot f_{c t,m} / \rho \cdot \sigma_{r,\Pi})]
      = 162.7 / [1-( 0.5 · 269 / 0.0258 · 7460 )]
          539.9 \text{ cm}^2
       =
           Ar : 橋軸方向鉄筋の断面積
            f<sub>ct,m</sub> : コンクリート引張強度

    ρ : 鉄筋比
    σ<sub>r</sub>,π : ひび割れ断面において鉄筋に作用する応力度

 Ar = 162.7 \text{ cm}^2
                           (2) で検討を行った鉄筋D22の公称断面積とする
          2.69 \text{ N/mm}^2
                          引張強度は圧縮強度の約1/10程度
 f _{\rm c\ t} , =
            269 \text{ N/cm}^2
      =
      = 0.0200
                           道示p.339より
 ρ
                           正確には、コンクリート断面に対する鉄筋断面の比
       = 0.0258
          74.6 <sub>N/mm<sup>2</sup></sub>
 \sigma_{r,\Pi} =
      =
          7460 N/cm<sup>2</sup>
(4) 鋼桁断面+鉄筋 (TS考慮) (床版の有効幅 4203 mm)
```

鉄筋高さ間隔	=	16.5 cm
ハンチ高	=	8.0 cm
かぶり	=	6.75 cm

	断面			A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
上側鉄筋	42 ×	D	22	539.9	-180.2	-97285	17530815	
下側鉄筋	42 ×	D	22	539.9	-163.7	-88377	14467380	
1 U-FlgPL	750	×	29	217.5	-147.5	-32081	4731984	
1 WebPL	2921	×	20	584.2				4153779
1 L-FlgPL	800	×	50	400.0	148.6	59420	8826841	
			Σ	2281.4		-158324	49710801	



Y su	=	$h_w/2 +$	t _{fu} +	δ_s	=	292.1	/	2 +	2.9	-	69	9.4 =		79.55	cm		
y sl	=	hw/2 -	+ t f -	δs	=	292.1	/	2 +	5.0	+	69	9.4 =		220.45	cm		
Y ru	=	$h_w/2 + t_{fu}$	$+\delta_s$	+ハン	チ+:	かぶり	+鉄)	筋間隔									
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	69.4	+	8.0		+	6.75	+	16.5	=	110.8	cm
y rl	=	$h_w/2 + t_{fu}$	+δs ·	+ハン	チ+:	かぶり											
	=	292.1	/	2 +	2.9	-	69.4	+	8.0		+	6.75			=	94.3	cm

(5) 合成断面

-

①ヤング係数比 (n = 7)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$A \cdot y (cm^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	7	1801.3	-172.0	-309731	53258259	135096
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					3003.0		-282392.3	7110	5960

-c

$$\begin{split} \delta_v &= \Sigma A \cdot y \ / \Sigma A &= 282392.3 \ / 3003.0 \ = 94.0 \ cm \\ I_v &= \Sigma I \cdot \Sigma a \delta_v^2 \ = 71105960 \ - 3003.0 \ \times 94.0^2 \ = 44550580 \ cm^4 \end{split}$$



$$\begin{array}{rclcrcl} d_{vc} &=& hw/2 + t_{fu} + \wedge \mathcal{VF} + k \, k \, k \, \overline{p} \, / \, 2 - \delta_v \\ &=& 292.1 & / & 2 \, + & 2.9 & + & 8.0 & + & 300.0 & / & 2 & - & 94.0 & = & 77.9 \ cm \\ d_{vs} &=& \delta_s + \delta_v &=& 22.8 & + & 94.0 & = & 116.8 \ cm \\ d_v &=& d_{vc} + d_{vs} = & 77.9 & + & 116.8 & = & 194.7 \ cm \\ y_{vcu} &=& d_{vc} + k \, k \, k \, \overline{p} \, / \, 2 &= & 77.9 & + & 30.0 & / & 2 & = & 92.9 \ cm \\ y_{vcl} &=& d_{vc} - k \, k \, k \, \overline{p} \, / \, 2 &= & 77.9 & - & 30.0 & / & 2 & = & 62.9 \ cm \\ y_{vsu} &=& y_{s1} - d_{vs} &= & 171.7 & - & 116.8 & = & 54.9 \ cm \\ y_{vs1} &=& y_{s1} + d_{vs} &= & 128.3 & + & 116.8 & = & 245.1 \ cm \end{array}$$

②ヤング係数比 (n = 14)
 床版の有効幅 = 420.3 cm
 ハンチ高 = 8.0 cm

	断面				A (cm^2)	y (cm)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y} (\mathrm{cm}^3)$	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathrm{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	14	900.6	-172.0	-154866	26629129	67548
1 Steel					1201.7	22.8	27339	17712605	
					2102.3		-127527	4440	9282

δ_{s1}	=	$\Sigma A \cdot y / \Sigma A$	=	127527	/	2102.	3 =		60.7 cm	ı		
$I_{v1} \\$	=	ΣI - $\Sigma a \delta_{v1}^2$	=	44409282	-	2102.	3 ×		60.7 ²	=	366	73588 cm^4
dvc1	=	$hw/2 + t_{fu} + / $	ンチ +	·床版厚/2-	δ_{v1}							
	=	292.1 / 2	+	2.9 +	8.0	+	30.0	/	2 -	60.7	=	111.3 cm
d_{v} s1	=	$\delta_s + \delta_{v1} =$	22.8	3 + 60	0.7 :	=	83.4 cm					
d_{v1}	=	$d_{vc1} + d_{vs1}$	=	111.3 +	83.4	=	194.7	cm				
y vcul	=	dvc1 + 床版厚	/ 2	= 111.3	+	30.0	/ 2	=	126.3	cm		
y vell	=	dvc1 - 床版厚	/ 2	= 111.3	-	30.0	/ 2	=	96.3	cm		
yvsu1	=	$y_{su} \text{ - } d_{vs1} =$	171.	7 - 83	3.4 :	=	88.3 cm					
y vs 1 1	=	$y_{s1} + d_{vs} =$	128.	3 + 83	3.4	= 2	211.7 cm					

③ヤング係数比(n =	21)		
床版の有効幅	=	420.3	cm
ハンチ高	=	8.0	cm

	断面				A (cm^2)		y (cm	1)	A·y (cn	n ³)	$\mathbf{A} \cdot \mathbf{y}^2 \ (\mathbf{cm}^4)$	Io
1 Slab	4203 ×	300	/	21	60	0.4	-	172.0	-103	3244	17752753	45032
1 Steel					120	1.7		22.8	27	339	17712605	
					180	2.1			-75	5905	3551	0390
δ_{s2} =	$\Sigma A \cdot y$	/ΣΑ	=		75905	/	1802.1	=	42.1 cm	n		

$I_{v2} \hspace{0.1 cm} = \hspace{0.1 cm}$	$\Sigma I - \Sigma a \delta_{v2}{}^2 =$	35510390 -	1802.1 ×	42.1 ² =	32313304 cm ⁴
$d_{vc2} =$	hw/2+t _{fu} +ハンチ+」	末版厚/2-δ _{ν2}			
=	292.1 / 2 +	2.9 + 8.0	+ 30.0	/ 2 - 42.1	= 129.8 cm
$d_{vs2} \ =$	$\delta_s + \delta_{v2} = 22.8$	+ 42.1 =	= 64.9 cm		
$d_{v2} \hspace{0.1 cm} = \hspace{0.1 cm}$	$d_{vc2} + d_{vs2} = 12$	29.8 + 64.9	= 194.7 c	em	
y _{vcu2} =	dvc2 +床版厚 / 2	= 129.8 +	30.0 / 2 =	= 144.8304 cm	
y vcl2 =	dvc2 - 床版厚 / 2	= 129.8 -	30.0 / 2 =	= 114.8304 cm	
$y_{vsu2} \;=\;$	y_{su} - $d_{vs2} = 171.7$	- 64.9 =	= 106.8 cm		
$y_{vs12}=$	$y_{s1} + d_{vs} = 128.3$	+ 64.9 =	= 193.2 cm		

2. 応力度の照査

(1) 合成前曲げモーメントによる応力度照査 合成前曲げモーメントMs = -15140.6 kN・m $\sigma_{su} = \frac{M_s}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1717 = 152.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta}$ $\sigma_{s_{1}} = \frac{M_{s}}{I_{s}} \cdot y_{s_{1}} = \frac{-15140.6 \times 10^{-6}}{17090646 \times 10^{-4}} \times 1283 = -113.7 \text{ N/mm}^{2} < \sigma_{ta}$ ここで、許容応力度は割増しを考慮し次のように求められる 上フランジ(引張) $\sigma_{ta} = 210.0 \times 1.25 = 262.5 \text{ N/mm}^2$ 下フランジ (圧縮) 許容曲げ圧縮応力度 $\frac{A_w}{A_c} = \frac{584.2}{400.0} = 1.461 \le 2$ 固定点間距離 625 cm $\frac{1}{b} = 7.813 \qquad 3.5 \quad < \frac{1}{b} \le 27$ $= \{ 210 - 4.6 \quad (1/b-3.5) \} \times 1.25$ σ_{ca} $= \{ 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5) \} \times 1.25$ = 237.7 N/mm² 局部座屈に対する許容応力度 b = (80.0 - 2.0) / 2 = 39.0 $\frac{b}{t} = \frac{39.0}{5.0} = 7.8 \leq 10.5$ $\sigma_{cal} \quad = \quad 210 \quad \times \quad 1.25 \quad = \quad 262.5 \quad \text{N} \, / \, \text{mm}^2$ $\therefore \sigma_{ca} = 237.7 \text{ N/mm}^2$ (2) 合成後曲げモーメントによる応力度照査 合成後死荷重曲げモーメントMvd = -1792.3 kN・m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcu} / n = \frac{1792.3 \times 10^{-6}}{44550580 \times 10^{-4}} \times 929 / 7 = 0.5 \text{ N} / \text{mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vd}}{I_v} \cdot y_{vcl} / n = \frac{1792.3 \times 10^{-6}}{44550580 \times 10^{-4}} \times 629 / 7 = 0.4 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{1792.3 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 795.5 = 3.7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{s_{1}} = \frac{M_{vd}}{I_{s}} \cdot y_{s_{1}} = \frac{-1792.3 \times 10^{-6}}{38723709 \times 10^{-4}} \times 2204 = -10.2 \text{ N/mm}^{2}$

$$\sigma_{ru} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{1792.3 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 1108 = 5.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{rl} = \frac{M_{vd}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{1792.3 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 943 = 4.4 \text{ N/mm}^2$$

合成後活荷重曲げモーメントM_{v1} = -9207.8 - (0) = -9207.8 kN・m 合成断面 $\sigma_{cu} = \frac{M_{v1}}{I_v} \cdot y_{vcu}/n = \frac{9207.8 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 929 / 7 = 2.7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} = \frac{M_{vl}}{I_v} \cdot y_{vcl}/n = \frac{9207.8 \times 10^6}{44550580 \times 10^4} \times 629 / 7 = 1.9 \text{ N/mm}^2$ 鋼桁+鉄筋 $\sigma_{su} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{su} = \frac{9207.8 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 795.5 = 18.9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{s_1} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{s_1} = \frac{-9207.8 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 2204 = -52.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ru} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{ru} = \frac{9207.8 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 1108 = 26.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{rl} = \frac{M_{vl}}{I_s} \cdot y_{rl} = \frac{9207.8 \times 10^6}{38723709 \times 10^4} \times 943 = 22.4 \text{ N/mm}^2$

(3) クリープと乾燥収縮を除く主荷重による応力度照査 鋼桁+鉄筋 上フランジ上縁応力度 $\Sigma \sigma_{su} = 152.1 + 3.7 + 18.9 = 174.7 \text{ N}/\text{mm}^2 < \sigma_{ta}$ 下フランジ下縁応力度 $\Sigma \sigma_{s_1} = -113.7 - 10.2 - 52.4 = -176.3 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{ca}$ 上側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r u} = 5.1 + 26.3 = 31.5 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ 下側鉄筋応力度 $\Sigma \sigma_{r,1} = 4.4 + 22.4 = 26.8 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{sa}$ ここで、許容応力度は以下のとおりである。 $\sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ca} = 210 - 4.6 \quad (1/b - 3.5)$ $= 210 - 4.6 \times (7.813 - 3.5)$ $= 190.2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{array}{ll} (4) & 0 \, y - \overline{y} C_{1} C_{2} C_{3} C_{3} D_{2} C_{3} D_{3} C_{3} \\ Replicity on 5 \, (c, x) \delta (b, 1, \delta) \\ \hline Replicity on 5 \, (c, x) \delta (b, 1, \delta) \\ \hline G_{0} & = \frac{M_{s} \cdot y_{vert}}{n_{1} \cdot l_{s1}} = \frac{123.4 \times 10^{6} \times 1263}{14 \times 36673588 \times 10^{4}} = 0.03 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{c_{1}} & = \frac{M_{s} \cdot y_{vert}}{n_{1} \cdot l_{s1}} = \frac{123.4 \times 10^{6} \times 963}{14 \times 36673588 \times 10^{4}} = 0.023 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline g_{0} & = \frac{M_{s} \cdot y_{vert}}{l_{s}} = \frac{123.4 \times 10^{6} \times 796}{38723709 \times 10^{4}} = 0.254 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline g_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{123.4 \times 10^{6} \times 2204}{38723709 \times 10^{4}} = 0.254 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{123.4 \times 10^{6} \times 2204}{38723709 \times 10^{4}} = 0.4 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = \frac{M_{s} \cdot y_{r_{1}}}{l_{s}} = \frac{123.4 \times 10^{6} \times 106}{38723709 \times 10^{4}} = 0.4 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{n} & = \frac{M_{s} \cdot y_{r_{1}}}{l_{s}} = \frac{123.4 \times 10^{6} \times 943}{38723709 \times 10^{4}} = 0.3 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{n} & = \frac{M_{s} \cdot y_{r_{1}}}{l_{s}} = \frac{2588.8 \times 10^{6} \times 148}{38723709 \times 10^{4}} = 0.6 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{n} & = \frac{M_{s} \cdot y_{r_{2}}}{n_{2} \cdot l_{s2}} = \frac{2718.4 \times 10^{6} \times 1448}{21 \times 32313304 \times 10^{4}} = 0.6 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{r_{2}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 1148}{38723709 \times 10^{4}} = 0.5 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{r_{2}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 1148}{38723709 \times 10^{4}} = 0.5 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{r_{2}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 1302}{38723709 \times 10^{4}}} = 8.705 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 1615}{38723709 \times 10^{4}}} = -11.4 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 169}{38723709 \times 10^{4}}} = 0.8 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 169}{38723709 \times 10^{4}}} = 0.8 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}} = -\frac{2588.8 \times 10^{6} \times 169}{38723709 \times 10^{4}}} = 0.8 \, \text{N/mm}^{2} \\ \hline \sigma_{s_{1}} & = -\frac{M_{s} \cdot y_{s_{1}}}{l_{s}}$$

(6) 主荷重による応力度調査

合成前曲げモーメントによる応力度と合成後曲げモーメントによる応力度、さらにクリープと 乾燥収縮よる影響を重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。 (7) 床版と鋼桁との温度差による応力度の算出 コンクリートと鋼桁との温度差は10℃とする。 鋼桁よりも床版が低温の場合 温度差による歪み $\epsilon_t = a \cdot t = 12 \times 10^{-6} \times 10 = 12 \times 10^{-5}$ 温度差による軸力 合成断面 $P_t = \frac{E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_c}{n} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12^{-5} \times 12609}{7} = \frac{2.1 \times 10^{-5} \times 12609}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7} = \frac{10^{-5} \times 1260}{7}$ 4539 kN ここで Acはコンクリートの断面積 鋼桁+鉄筋 $P_t = E_s \cdot \epsilon_t \cdot A_r = 2.1 \times 10^{-5} \times 10^{-5} \times 325.4 =$ 820 kN ここで Ar は鉄筋の断面積 温度差による曲げモーメント 合成断面 $M_v = P_t \cdot d_{vc} = 4539 \times 0.779 = 3535.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 鋼桁+鉄筋 $M_s = P_t \cdot d_{vc} = 820 \times \frac{1.615 + 1.450}{2} = 1256.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 不静定曲げモーメント 不静定曲げモーメントの解析は、当該着目断面の場合、床版コンクリートに引張りが 生じることから、上記の鋼桁+鉄筋のモーメント荷重を用いて行うこととした。 $M_x = -2433.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ これらより応力度は次のように求められる。 合成断面 $\sigma_{cu} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{(\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcu}}{I_v} \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^3}{3003.0 \times 10^2} + \frac{(3535.9 - 2433.6) \times 10^6 \times 929}{44550580 \times 10^4} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{cl} \ = \ - \ \frac{1}{n} \left[\ \frac{P_t}{A_v} + \frac{(\ M_v + \ M_x) \ + \ \cdot \ y_{vcl}}{I_v} \right] \ + \ E_c \ \times \ \epsilon_t$ $= -\frac{1}{7} \left[\frac{4539 \times 10^3}{3003.0 \times 10^2} + \frac{(3535.9 - 2433.6) \times 10^6 \times 629}{44550580 \times 10^4} \right]$ + 3.0 \times 10⁴ \times 12 \times 10⁻⁵ $= 1.2 \text{ N/mm}^2$
鋼桁+鉄筋

$$\begin{split} \sigma_{31} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{51}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} - \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 1302}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= 0.3 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{51} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} + \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{51}}{I_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{2}} + \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 1698}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -12.8 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{71} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{71}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} - \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -12.8 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{71} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{71}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} \times 10^{-5} \\ &= 26.9 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{71} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{71}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12} - \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 1615}{26819556 \times 10^{4}} \\ &= -12.8 \text{ N/mm}^{2} \\ \sigma_{71} &= -\frac{P_{1}}{A_{s}} - \frac{(M_{s} + M_{s}) \cdot y_{71}}{I_{s}} + E_{s} \times \alpha \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{A_{s}} - \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 10^{6} \times 1450}{A_{s}} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{A_{s}} - \frac{(1256.3 - 2433.6) \times 10^{6} \times 10^{6} \times 1450}{A_{s}} \\ &= -\frac{26.9 \text{ N/mm}^{2}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12 \times 10^{-5}} \\ &= 262 \text{ N/mm}^{2} \\ &= -\frac{820 \times 10^{3}}{1527.1 \times 10^{5} \times 12 \times 10^{-5}} \\ &= 262 \text{ N/mm}^{2} \\ &= -\frac{262 \text{ N/mm}^{2}}{36819556 \times 10^{4}} \\ &= -\frac{262 \text{ N/mm}^{2}}{3681956 \times 10^{$$

この場合は、上記で計算した応力度の符号が全て反転し、下記の通りとなる。

σ_{cu}	=	-1.1	N/mm^2
$\sigma_{c\ l}$	=	-1.2	N/mm^2
σ_{su}	=	-0.3	N/mm^2
σ_{sl}	=	12.8	N/mm^2
σ_{ru}	=	-26.9	N/mm^2
σ_{rl}	=	-26.2	N/mm^2

 (8)主荷重と温度差を組み合わせた状態に対する照査 これまで算出してきた5ケース、すなわち合成前、合成後、クリープ乾燥収縮、 温度差すべて重ね合わせて照査する。 結果は、9)にまとめて示し、ここでは省略する。

なお、この場合の許容応力度は次のように割増しされる。

(単位N/mm²)

		コンクリート	コンクリート	U•Flg	L• Flg	上側	下側
		上縁	下縁	上縁	下縁	鉄筋	鉄筋
(1)合出並	作用応力度			152.1	-113.7		
(1)合成前	許容応力度			262.5	-237.7		
(2)合成後	•	3.2	2.3	22.6	-62.6	31.5	26.8
(1) + (2)	作用応力度	3.2	2.3	174.7	-176.3	31.5	26.8
(1)+(2)	許容応力度		_	210.0	190.2	140.0	140.0
(3)クリープによる応力度		0.0	0.0	0.3	-0.7	0.4	0.3
(4)乾燥収縮による応力度		0.6	0.5	8.7	-11.4	10.8	9.7
(1) + (2) + (2) + (4)	作用応力度	3.8	2.8	183.7	-188.4	42.7	36.8
(1)+(2)+(3)+(4)	許容応力度		_	210.0	190.2	140.0	140.0
(5)温度差による応力度		1.1	1.2	0.3	-12.8	26.9	26.2
(1) + (2) + (2) + (4) + (5)	作用応力度	4.9	4.0	184.0	-201.2	69.6	63.0
(1)+(2)+(3)+(4)+(3)	許容応力度			241.5	-218.7	161.0	161.0
	作用応力度	2.7	1.6	183.4	-175.6	15.8	10.6
(1) + (2) + (3) + (4) - (3)	許容応力度			241.5	-218.7	161.0	161.0

降伏に対する安全度の照査

	$U \cdot Flg$	L• Flg	
合成後活荷重および衝撃応力度 × 2 18.9	$\times 2 = 37.8$	-52.4 × 2 =	-104.8
合成前死荷重応力度 × 1.3 152.1 ×	1.3 = 197.7	-113.7 × 1.3 =	-147.8
合成後死荷重応力度 × 1.3 3.7 ×	1.3 = 4.8	-10.2 × 1.3 =	-13.3
クリープによる応力度	0.3		-0.7
乾燥収縮による応力度	8.7		-11.4
温度差による応力度	0.3		-12.8
合計応力度	249.7	N/mm ²	-290.8 N/mm ²
		$< \sigma_a =$	= 355.0 _{N/mm²}

⁽⁹⁾応力度一覧表 CASE3 中間支点部断面計算(SEC-5) コンクリートと上下フランジと鉄筋についての応力度照査結果をまとめて以下に示す。

2.5 各種ひび割れ幅計算式によるひび割れ幅の比較(検討3)

国内外において,各種のひび割れ幅計算式が提案されている.ここでは、国内外の各種ひび割 れ幅算定式を抽出し、同じ荷重条件下でひび割れ幅を計算して結果の比較を行う.

2.5.1 検討条件

橋梁モデル,荷重条件,断面計算等は,文献 7)を用いる.

2.5.2 各種ひび割れ幅計算式

本検討で用いるひび割れ幅計算式は、国内外の設計で広く用いられている以下の6種類とした.

	基準類・	制定年,発行元	備考
1	鋼·合成構造標準示方書	2007年,土木学会	
2	コンクリート標準示方書	2012年, 土木学会	
3	鉄道構造物設計標準 鋼・合成構造物		
4	中園らの式		文献 13)
5	Eurocode2	2007年	
6	Hanswille の式		Eurocode4の設計

2.5.3 ひび割れ幅計算

各種計算式によるひび割れ幅計算を次頁以降に示す.

1. 鋼·合成構造標準示方書(2007年制定:土木学会)

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 $A(cm^2)$	断面二次モーメント <i>I(cm</i> ⁴)	備考
合成前 A_g, I_g	1201.7	17093855	鋼桁
合成後 Ast, Ist	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比ps

鉄筋断面積		$A_s =$	2段-	- 42	×	D22	=	32516 mm ²
床版コン断面	靣積	$A_c =$	4203	×	300	=	1260	$900 mm^2$
鉄筋比	$\rho_s =$	A_s/A_c	=	32516	/	12609	= 000	0.0258

(2)初期ひび割れ期のひび割れ幅

・ 初期ひび割れ期の床版軸力 $N_{CR} = \sigma_m (1+n\rho_s) A_c$ ここで、 σ_m : 床版中央面でのコンクリート応力 = 3.1 × (1+7× 0.0258) × 1260900 = 4614717 N = 4615 kN



・ 床版軸力により発生する鉄筋応力

$$\sigma_{sr2} = N_{CR} / A_s$$

- = 4614717 / 32516
- = 142 N/mm^2
- ・ 初期ひび割れ期のひび割れ間隔

 $L = \frac{\sigma_{sr2}\phi}{2.7f_{ct}(1+n\rho_s)}$ ここで、 f_{ct} : コンクリートの引張強度 = 2.5 N/mm² ϕ : 鉄筋径 = 22 mm $= \frac{142 \times 22}{2.7 \times 2.5 \times (1+7 \times 0.0258)}$ = 392.0 mm • 初期ひび割れ期のひび割れ幅

$$w_{CR} = L \left(\frac{N_{CR}}{E_s A_s} - \frac{\beta_m N_{CR}}{E_s A_s} - \varepsilon_{csd} \right) \qquad (\beta_m = 0.6)$$

ここで、 ε_{csd} : 乾燥収縮度(通常、-150 μ)

= 392 × ($\frac{4614717}{200000 \times 32516} - \frac{0.6 \times 4614717}{200000 \times 32516} - -0.00015)$

= 0.170 mm

(3)安定ひび割れ期のひび割れ幅

安定ひび割れ期のひび割れ間隔

 $L = 4C + 0.7(C_s - \phi)$

ここで、 C : 配力筋の純かぶり = 56.5 mm C_s : 鉄筋ピッチ = 100 mm ϕ : 鉄筋径 = 22 mm = 4 × 56.5 + 0.7 × (100 - 22) = 280.6 mm

・ 安定ひび割れ期のひび割れ間隔

$$\begin{split} w_{ER} = & I \left(\frac{M_d}{E_s I_{st}} y_{sr} + \frac{\beta_{cd}}{E_s \alpha_{st} \rho_s} - \frac{\beta_{cd}}{E_s \rho_s} - \varepsilon_{csd} \right) \quad (\beta = 0.2) \\ \square \mathbb{C} \mathbb{C}^{\infty}, M_d : 設計負曲げモーメント \\ & M_d = M_{d2} + M_{l+i} + M_{CRE} + M_{SH} \\ & M_{d2} : & \& \mathcal{R} \overline{\mathcal{R}} \overline{d} \pi \mathbb{I} \mathbb{C} \mathbb{L} \mathbb{S} d \# \overline{d} \pi \mathbb{E} - \mathcal{I} \mathbb{L} \mathbb{N} \right) \\ & M_{l+i} : & \exists \overline{d} \pi \mathbb{I} \mathbb{C} \mathbb{L} \mathbb{S} d \# \overline{d} \pi \mathbb{E} - \mathcal{I} \mathbb{L} \mathbb{N} \\ & M_{CRE} : & \mathcal{I} \mathbb{I} - \mathcal{I} \mathbb{C} \mathbb{L} \mathbb{S} d \# \overline{d} \pi \mathbb{E} - \mathcal{I} \mathbb{L} \mathbb{N} \\ & M_{CRE} : & \mathcal{I} \mathbb{I} - \mathcal{I} \mathbb{C} \mathbb{L} \mathbb{S} d \# \overline{d} \pi \mathbb{E} - \mathcal{I} \mathbb{L} \mathbb{N} \\ & M_{SH} : & \forall \mathbb{R} \psi \mathbb{R} \mathbb{R} \mathbb{C} \mathbb{E} \# \overline{d} \pi \mathbb{E} \mathbb{E} \mathbb{I} \mathbb{S} \mathbb{I} \mathbb{E} + 233.5 + 2718.4 \\ & = 12765.4 \times \mathbb{N} \cdot \mathbb{m} \quad (\underline{4} \# \overline{d}) \\ & y_{sr} : \quad [\overline{4} \# \overline{h} + \underline{4} \# \overline{h}] \mathbb{I} \mathbb{I} \mathbb{I} \mathbb{D} \mathbb{O} \mathbb{O} \mathbb{L} \mathbb{D} \mathbb{D} \mathbb{E} \mathbb{E} \mathbb{E} \mathbb{E} \mathbb{E} \\ & a_{st} : A_{st} I_{st} / A_g I_g = 1.994 \\ & = 280.6 \times \left(\frac{12765.4 \times 10^6}{200000 \times 2.68218E + 11} \times 1615 + \frac{0.2 \times 2.5}{200000 \times 1.994 \times 0.0258} - \frac{0.2 \times 2.5}{200000 \times 0.0258} - 0.00015 \right) \\ & = 0.136 \quad mm \end{split}$$

2. コンクリート標準示方書(2012年制定: 土木学会)

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 A(cm ²)	断面二次モーメント <i>I(cm</i> ⁴)	備考
合成前 A_g, I_g	1201.7	17093855	鋼桁
合成後 A _{st} , I _{st}	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比p_s

鉄筋断面積		$A_s =$	2段-	- 42	×	D22	=	32516 mm ²
床版コン断面	ī積	$A_c =$	4203	×	300	=	1260	$900 mm^2$
鉄筋比	$\rho_s =$	A_s/A_c	=	32516	/	12609	= 000	0.0258

(2)曲げひび割れ幅の計算応答値

$$\begin{split} w = 1.1k_{1}k_{2}k_{3}\left\{4c + 0.7(c_{s} - \phi)\right] \left[\frac{\sigma_{se}}{E_{s}} + \epsilon_{csd}^{'}\right] \\ \text{CZCV, } k_{1} : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 = 1.00 \\ k_{2} : = z > / y - F O 品質がひび割れ幅に及ぼす係数 = \frac{15}{f'_{c} + 20} + 0.7 \\ f'_{c} : 設計基準強度 \\ = \frac{-15}{40 + 20} + 0.7 \\ = 0.95 \\ k_{3} :] 引張鋼材の段数の影響を表す係数 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \\ n :] 引張鋼材の段数 \\ = \frac{5 \times (2 + 2)}{7 \times 2 + 8} \\ = 0.91 \\ c : f N S 0 = 56.5 mm \\ c_{s} : 鋼材の中心間隔 = 100 mm \\ \phi : 鋼材径 = 22 mm \\ \epsilon'_{csd} : = z / y - F O N m m^{2} (L) 鋼 K (y - y - z) \\ \sigma_{se} : 鉄筋応力度 = 77 N/mm^{2} (L) 鋼 K (y - y - z) \\ \end{pmatrix}$$

- ・ひび割れ幅 $w = 1.1 \times 1.00 \times 0.95 \times 0.91 \times \{ 4 \times 56.5 + 0.7 \times (100 - 22) \}$ $\times \left[\frac{77}{200000} + 0.00015 \right]$ = 0.143 mm
- ・ ひび割れ間隔 $L = 4c + 0.7(c_s \phi)$
- $= 4 \times 56.5 + 0.7 \times (100 22) = 280.6 mm$

3. 鉄道構造物設計標準 鋼·合成構造物(2009年:鉄道総合技術研究所)

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 A(cm ²)	断面二次モーメント <i>I(cm</i> ⁴)	備考
合成前 Ag,Ig	1201.7	17093855	鋼桁
合成後 A _{st} , I _{st}	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	σ_{ck} =40N/mm ²
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比ps

鉄筋断面積		$A_s =$	2段-	- 42	×	D22	=	32516 mm ²
床版コン断面	ī積	$A_c =$	4203	×	300	=	1260	$900 mm^2$
鉄筋比	$\rho_s =$	A_s/A_c	=	32516	/	12609	= 000	0.0258

(2)曲げひび割れ幅の計算応答値

$$w = 1.1k_1k_2k_3k_4\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \begin{bmatrix} \sigma_{sc} + c_{col} \\ E_s + c_{col} \end{bmatrix}$$
ここで、 k_1 : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 = 1.00
 k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 = $\frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$
 f'_c : 設計基準強度
 $= \frac{15}{40 + 20} + 0.7$
 $= 0.95$
 k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数 = $\frac{5(n+2)}{7n+8}$
 n : 引張鋼材の段数
 $= \frac{5 \times (2 + 2)}{7 \times 2 + 8}$
 $= 0.91$
 k_4 : 曲げひび割れの変動を考慮する係数 = 0.85
 c : かぶり = 56.5 nm
 c_s : 鋼材の中心間隔 = 100 nm
 ϕ : 鋼材径 = 22 nm
 ϵ'_{col} : $\frac{1}{2} \sqrt{1} \sqrt{1} + 0.7$

・ ひび割れ幅

 $w = 1.1 \times 1.00 \times 0.95 \times 0.91 \times 0.85 \times \{ 4 \times 56.5 + 0.7 \\ \times (100 - 22) \} \times [\frac{28}{200000} + 0.00035]$ = 0.111 mm

・ひび割れ間隔 $L = 4c + 0.7(c_s - \phi)$ $= 4 \times 56.5 + 0.7 \times (100 - 22) = 280.6 mm$

4. 中園らの式(NEXCO設計要領第二集の参考文献)

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 $A(cm^2)$	断面二次モーメント <i>I(cm</i> 4)	備考		
合成前 A_g, I_g	1201.7	17093855	鋼桁		
合成後 A _{st} , I _{st}	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋		

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比 ρ_s 鉄筋断面積 A_s = 2段 - 42 × D22 = 32516 mm² 床版コン断面積 A_c = 4203 × 300 = 1260900 mm² 鉄筋比 ρ_s = A_s/A_c = 32516 / 1260900 = 0.0258

(2)曲げひび割れ幅の算定式

 $w = k \left\{ 4c + 0.7 \left(c_s - \phi \right) \right\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon_{csd} \right]$ ここで、 k : 鉄筋の付着による係数 = 1.00 c : 鉄筋のかぶり = 56.5 mm c_s: 鉄筋の中心間隔 = 100 mm φ : 鉄筋径 = 22 mm ε csd : コンクリートの収縮、クリープ、付着などの不確定要素を考慮したもの = 0.00015 σse: テンションスティフニングによる床版の分担断面力で次式による $= \sigma_s + \beta f_{ct} / \rho_s \alpha_{st} - \beta f_{ct} / \rho_s = \sigma_s - \beta f_{ct} \{ 1 / \rho_s - 1 / (\rho_s \alpha_{st}) \}$ σ_s : 鉄筋応力度 = 77 N/mm^2 (上側鉄筋、クリープ乾燥収縮考慮) β : コンクリートの付着パラメータ = 0.2 f_{ct} : コンクリートの有効引張強度 = 2.5 N/mm² ρ_s:鉄筋比 = 0.0258 $\alpha_{\rm st} : A_{st}I_{st}/A_gI_g = 1.994$ $= 77 - 0.2 \times 2.5 \{ 1/ 0.0258 - 1/ (0.0258 \times 1.994) \}$ $= 67.3 N/mm^2$ $w = 1.00 \times \{ 4 \times 56.5 + 0.7 \times (100 - 22) \}$ $\times \left[\frac{67.3}{200000} + 0.00015 \right]$ = 0.137 mm ひび割れ間隔 $L = 4c + 0.7(c_s - \phi)$ $= 4 \times 56.5 + 0.7 \times (100 - 22) = 280.6 mm$

5. Eurocode2(2007.7)

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 $A(cm^2)$	断面二次モーメント <i>I(cm</i> ⁴)	備考
合成前 A_g, I_g	1201.7	17093855	鋼桁
合成後 A _{st} , I _{st}	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比p_s

鉄筋断面積		$A_s =$	2段-	- 42	×	D22	=	32516 mm ²
床版コン断す	面積	$A_c =$	4203	×	300	=	1260	$0900 mm^2$
鉄筋比	$\rho_s =$	A_s/A_c	=	32516	/	1260	900 =	0.0258

(2)曲げひび割れ幅の算定式

- ひび割れ点での鉄筋応力度
 - $\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s$
 - ここで、 $\sigma_{s,o}$: テンションスティフニングの影響を無視した鉄筋応力度 = 77 N/mm^2 Δσ。: テンションスティフニングの影響を考慮したときの鉄筋応力の増分
 - $\Delta \sigma_s = \frac{\beta f_{ctm}}{2}$ $\rho_s \alpha_{st}$ f_{ctm} : コンクリートの引張強度 = 2.5 N/mm^2 ρ_s : 鉄筋比 = 0.0258 $\alpha_{\rm st} : A_{st}I_{st}/A_gI_g = 1.994$ = <u>0.4</u> × 2.5 0.0258×1.994 = 19 N/mm^2 77 + 19 = N/mm^2 96

・最大ひび割れ間隔

=

 $S_{r,\text{max}} = 3.4c + 0.425k_1k_2\phi / \rho_{p,eff}$ ここで、 ϕ : 鉄筋径 = 22 mm c : 鉄筋のかぶり = 56.5 mm k1: 付着係数 = 0.8 k2: ひずみ分布を考慮した係数 = 1.0 *ρ_{p.eff}*: 鉄筋比 = 0.0258 $= 3.4 \times 56.5 + 0.425 \times 0.8 \times 1.0 \times 22 / 0.0258$ = 482.0 mm

2 - 72

鉄筋とコンクリートの平均ひずみ差

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{\int_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \ge 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

ここで、 k_t : 負荷期間による係数(短期:0.6,長期:0.4)
 $f_{ct,eff}$: コンクリートの有効引張強度 = 2.5 N/mm²
 α_e : ヤング係数比 = 7

$$(\varepsilon_{\rm sm} - \varepsilon_{\rm cm}) = \frac{96 - 0.4 \times \frac{2.5}{0.0258} (1 + 7 \times 0.0258)}{200000}$$

- = 0.000251
- ・ひび割れ幅 $w_k = S_{r,\max}(\varepsilon_{sm} \varepsilon_{cm})$

 $w = 482.0 \times 0.000251 = 0.121 mm$

※日本の乾燥収縮ひずみを考慮した場合 ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) = 0.000251 - (-0.000150) = 0.000401

 $w = 482.0 \times 0.000401 = 0.193 mm$

6. Hanswillの式

(1)断面諸条件

■ 断面定数

	断面積 $A(cm^2)$	断面二次モーメント I(cm ⁴)	備考
合成前 Ag,Ig	1201.7	17093855	鋼桁
合成後 A _{st} , I _{st}	1526.9	26821836	鋼桁+鉄筋

■ 弾性係数

	弹性係数 $E(N/mm^2)$	備考
床版コンクリート Ec	30000	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
鉄筋、鋼桁 Es	200000	

ヤング係数比は、道路橋示方書に従いn=7とする。

■ 中間支点上断面の床版有効幅内の鉄筋比_ρ。

鉄筋断面積		$A_s =$	2段-	- 42	×	D22	=	32516 mm ²
床版コン断面	靣積	$A_c =$	4203	×	300	=	1260	$900 mm^2$
鉄筋比	$\rho_s =$	A_s/A_c	=	32516	/	12609	= 000	0.0258

(2)初期ひび割れ期のひび割れ幅

• ひび割れ点での鉄筋応力度

$$\sigma_{s} = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_{s}$$
ここで、 $\sigma_{s,o}$: テンションスティフニングの影響を無視した鉄筋応力度 = 77 N/mm²
 $\Delta\sigma_{s}$: テンションスティフニングの影響を考慮したときの鉄筋応力の増分
 $\Delta\sigma_{s} = \frac{\beta f_{cm}}{\rho_{s} \alpha_{st}}$
 f_{ctm} : コングリートの引張強度 = 2.5 N/mm²
 ρ_{s} : 鉄筋比 = 0.0258
 α_{st} : $A_{st}I_{st}/A_{g}I_{g}$ = 1.994
 $= \frac{0.4 \times 2.5}{0.0258 \times 1.994}$
 $= 19 N/mm^{2}$
= 77 + 19
= 96 N/mm²

・ 伝達長

$$L_{es} = \frac{\sigma_s d_s}{4\tau_{sm}} \cdot \frac{1}{1+n\rho_s}$$

ここで、 d_s : 鉄筋径 = 22 mm
 ρ_s : 鉄筋比 = 0.0258
 τ_{sm} : コンクリートの付着強度 = 1.8f_{ctm} (f_{ctm} : コンクリートの引張強度)
= 1.8 × 2.5 = 4.5 N/mm²
= $\frac{96 \times 22}{4 \times 4.5} \times \frac{1}{1+7 \times 0.0258}$
= 99.4 mm

①乾燥収縮を無視 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (1 - \beta)\sigma_s / E_s$ ($\beta = 0.4$) $= (1 - 0.4) \times 96$ / 200000 = 0.000288

②乾燥収縮を考慮

 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.000288 - (-0.000150) = 0.000438$

• ひび割れ幅

 $w = 2L_{es}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$

①乾燥収縮を無視

 $w = 2 \times 99.4 \times 0.000288 = 0.057 mm$

②乾燥収縮を考慮

 $w = 2 \times 99.4 \times 0.000438 = 0.087 mm$

(3)安定ひび割れ期のひび割れ幅

- ・ひび割れ点での鉄筋応力度 $\sigma_s = 96 N/mm^2$
- ・ 伝達長

$$L_{es} = \frac{f_{ctm} d_s}{4\tau_{sm} \rho_s}$$
$$= \frac{2.5 \times 22}{4 \times 4.5 \times 0.0258}$$
$$= 118.4 mm$$

鉄筋とコンクリートの平均ひずみ差

$$\left(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}\right)=\frac{\sigma_{s}}{E_{s}}-\beta\frac{f_{ctm}}{\rho_{s}E_{s}}\left(1+n\rho_{s}\right)$$

①乾燥収縮を無視

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{96}{200000} - 0.4 \times \frac{2.5 \times (1 + 7 \times 0.0258)}{0.0258 \times 200000} = 0.000251$$

②乾燥収縮を考慮

 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0.000251 - (-0.000150) = 0.000401$

• ひび割れ幅

 $w = 2L_{es}\left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}\right)$

①乾燥収縮を無視

 $w = 2 \times 118.4 \times 0.000251 = 0.059 mm$

②乾燥収縮を考慮

 $w = 2 \times 118.4 \times 0.000401 = 0.095 mm$

2.5.4 比較結果

ひび割れ幅計算結果の比較を表 2.5.1 に示す.

表 2.5.1 ひび割れ幅計算結果の比較

		ひび割れ間隔 (mm)	ひび割れ幅 (mm)	備考
鋼·合成構造標準示方書	初期ひび割れ期	392.0	0.170	
(土木学会)	安定ひび割れ期	280.6	0.136	
コンクリート標準示方書	初期ひび割れ期	-	-	
(土木学会)	安定ひび割れ期	280.6	0.143	
鉄道構造物設計標準	初期ひび割れ期	-	-	
(鉄道総合技術研究所)	安定ひび割れ期	280.6	0.111	
中国とのざ	初期ひび割れ期	-	-	
中風らり入	安定ひび割れ期	280.6	0.137	
	初期ひび割れ期	-	-	
Eurocode2		241.0	0.121	※ 1
	女正しい割れ朔		0.193	₩2
	初期ひび割れ期	99.4	0.087	
Hanswillout	安定ひび割れ期	118.4	0.095	

ひび割れ幅算定結果の比較

※1 Eurocode2のひび割れ間隔は、最大ひび割れ間隔 $S_{y,max}$ の1/2を表示した。

※2 日本の乾燥収縮ひずみの一般値である150 µ を考慮した場合

(参考)日本における許容ひび割れ幅 $W_a(mm)$

	腐食に対する環境条件							
	一般の環境	腐食性環境	特に厳しい 腐食性環境					
異形鉄筋	0.005c	0.004c	0.0035c					

かぶりc=56.5mmの場合,特に厳しい腐食性環境でwa=0.198mm

■比較結果

①計算例の床版鉄筋量は、道示Ⅱの規定による最小鉄筋量で決定している.

■鉄筋比2%の確保

鉄筋比 ρ=2.58% > 2.00%

■周長率 0.0045mm/mm²の確保

周長率=5880/1260900=0.00466mm/mm² > 0.0045mm/mm²

②本計算では、すべての計算式について許容ひび割れ幅を満足している.

- ③中園らの式, Eurocode2, Hanswille の式については, ひび割れ幅算定時の鉄筋応力度に TS 効果 を考慮している.
- ④鋼・合成構造標準示方書(土木学会)と Hanswille は、初期ひび割れの影響を考慮している.

- ⑤国内基準である鋼・合成構造標準示方書、コンクリート標準示方書、鉄道構造物設計標準、中 園らの式によるひび割れ間隔(安定ひび割れ期)は、同一式を用いているため同じ値を示す. ひび割れ幅については、与えている係数やTS効果の考慮等により異なる値を示す.
- ⑥Hanswilleの式は国内基準の式と比べると小さなひび割れ間隔,ひび割れ幅を与える.
- ⑦Eurocode2 は、Hanswille の式に比べて大きなひび割れ間隔、ひび割れ幅を与える. Eurocode2 は鉄筋コンクリート部材を対象とした計算式であるため、床版に適さない可能性がある.
- ⑧国内基準類によるひび割れ間隔は、鉄筋のかぶり、鉄筋間隔、鉄筋径をパラメータとした式となっているが、Hanswilleはコンクリートの引張強度および付着強度、鉄筋径、鉄筋比をパラメータとした式を与えている.
- ⑨ひび割れ幅の算定式は、ひび割れ間隔に鉄筋とコンクリートの平均ひずみ差を掛けて計算されるが、国内基準類では安全側の立場からコンクリートの平均ひずみ差を0としている。

2.5.5 まとめ

- ①欧州における合成構造物のひび割れ幅設計は, Hansiwille の式が用いられる場合が多いと思われる (Eurocode4 による設計). 国内基準類によるひび割れ幅は, 欧州に比べて大きな値を与えており, 安全側の設計となっている.
- ②国内と欧州とでは、ひび割れ間隔の算定式が異なる.また、国内においても各算定式で考慮す る係数が異なる.これらが、各種ひび割れ幅算定式によるひび割れ幅の違いの要因である.
- ③ひび割れ間隔は,鉄筋間隔と一致するという既往の研究結果もあり,ひび割れ幅制御設計にお けるひび割れ幅の算定方法としては,今後も議論の余地がある.

2.6 合成桁の適用が有効な支間比の検討(検討4)

合成桁は、床版コンクリートに圧縮応力が作用し、コンクリートが有効に働く場合に効果を発 揮する.ここでは、支間比を変えて断面設計を行い、合成桁の適用が有効な支間比の検討を行う.

2.6.1 検討ケース

検討ケースは,以下の4ケースとした.橋梁の幅員,荷重条件は,文献 7)を用いる.なお,文献 7)の支間割りは CASE2 の1:1:1:1である.

検討なニフ	総スパン長	スパンド		スパン割							
便酌クース	(m)	へハイル					(m)				
CASEO	150.0	1	:	1.5	:	1	43	+	64	+	43
CASE1	150.0	1	:	1.25	:	1	46	+	58	+	46
CASE2	150.0	1	:	1	:	1	50	+	50	+	50
CASE3	150.0	1.25	5 :	1	:	1.25	54	+	42	+	54

表 2.6.1 検討ケース

2.6.2 検討結果

町面一覧と抵抗断面

			支間中央 (端径間)	中間支点部	支間中央 (中央径間)	
CASEO	トフランパ	板厚	19	46	24	
	エノノンシ	抵抗断面	鋼桁	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	
	エコニンパ	板厚	23	74	35	
	r	抵抗断面	合成	鋼桁+鉄筋	合成	
CASE1	トフランパ	板厚	20	40	19	
	エノリンシ	抵抗断面	鋼桁	鋼桁+鉄筋	鋼桁	
	下フランジ	板厚	25	66	23	
		抵抗断面	合成	鋼桁+鉄筋	合成	
CASE2	レコランパン	板厚	27	32	19	
	エノリンン	抵抗断面	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	
	下フランジ	板厚	38	57	25	
		抵抗断面	合成	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	
CASE3	トフランパ	板厚	40	29	19	
	エノノンシ	抵抗断面	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	
	下フランジ	板厚	49	55	30	
	下ノフシン	抵抗断面	合成	鋼桁+鉄筋	鋼桁+鉄筋	

上フランジ幅: 600 mm (中間支点部は800mm)下フランジ幅: 750 mm (中間支点部は800mm)

※最低板厚 (上フランジ) = (600 - 15) / 2 / 16 = 18.28 \rightarrow 19 mm ※最低板厚 (下フランジ) = (750 - 15) / 2 / 16 = 22.97 \rightarrow 23 mm

上フランジ	19	は、	最低板厚
下フランジ	23	は、	最低板厚

※同厚で無着色の箇所は、最低板厚だが応力で決定している。

②鋼重比較

	鋼重	鋼重比	
	(t)	(%)	
CASEO	320	6.0	
CASE1	301	0.0	
CASE2	306	1.7	
CASE3	332	9.3	



2.6.3 まとめ

- ①合成桁の側径間と中央径間の支間比は、1:1.25 が最も鋼重が軽く経済性に有利となる結果が 得られた.
- ②支間比は、1:1.25 から 1:1 の間に合成桁の適用が有効な傾向が見られた. この適用を外れる と、正曲げ区間において「鋼桁+鉄筋」や「合成前死荷重時」で断面が決定する可能性があ り、合成桁が有効にならない場合がある.
- ③側径間の抵抗断面は, CR,SH の影響やフランジ幅設定に左右されている.これは, 少数主桁 橋の床版厚が厚いことが要因と考えられる.
- ④本検討は、鋼3径間連続合成桁に対して、両側径間長は同じとした場合の結果である。側径間長による影響が大きいため、両側径間長が異なる不等径間の場合には、別途検証が必要である。

2.7 まとめ

本章の検討結果の総括を以下に示す.

- ①骨組解析は、合成桁の構造解析手法として一般に用いられる.本検討では、FEM解析による断面応力と骨組解析による断面力を用いて計算した断面応力との比較を行い、断面応力がよく一致していることが確認できた.この結果より、骨組解析を用いた解析手法に関して、設計上の不合理性は無いことを確認できた.
- ②中間支点上の床版コンクリートのひび割れ状態により、断面剛性は変化して断面力の再配分が行われる.本検討では、中間支点上の曲げ剛性を変えて断面設計の比較を行い、構造解析においてひび割れを考慮しない現行の設計は、過大な結果を与える事を確認した.また、本検討で適用した Bode による方法は、TS 効果を考慮した合理的な断面設計法として簡便であり、実設計においても有効な設計法であると思われる.
- ③国内外における各種ひび割れ幅算定式を適用して、ひび割れ幅の比較を行った.国内基準類によるひび割れ幅は、欧州に比べて大きな値を与えており、安全側の設計となっている事を確認した.国内と欧州のひび割れ幅の違いは、ひび割れ間隔の算定式に関する考え方が異なる事が要因である事を確認した.
- ④合成桁は、非合成桁に比べて合理的かつ経済的な構造形式であるが、支間比によっては正曲 げ区間において「鋼桁+鉄筋」や「合成前死荷重時」で断面が決定する可能性があり、必ず しも合成桁が有効にならない場合がある事を確認した。
- また、本検討における今後の課題を以下に示す.
- ①本検討は、3径間連続合成桁を対象とした1モデルでの結果であり、4径間以上の連続桁、 幅員、荷重条件を変えた複数モデルでの検証が今後の課題である.
- ②ひび割れ制御設計の導入を図るには、実験や非線形解析等による検証を行い、国内における 統一的な評価手法の確立が必要である.
- ③限界状態設計の導入を控え、今後ますます設計の合理化が図られると考えられる.1橋梁モ デルでの結果であるが、本検討結果はその参考になるものと考える.

【参考文献】

- 1) 社団法人日本道路協会:鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針,昭和34年8月
- 2) 社団法人日本道路協会:鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針,昭和40年6月
- 3) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編,昭和48年2月
- 4) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説Ⅱ鋼橋編,平成24年3月
- 5) 財団法人高速道路技術センター: PC 床版鋼連続合成2 主桁橋の設計・施工マニュアル, 平成 14 年 3 月
- 6) 社団法人日本橋梁建設協会: PC 床版を有するプレストレスしない連続合成桁設計要領(案), 平成8年3月
- 7) (社)日本橋梁建設協会:連続合成2主桁橋の設計例と解説,平成17年8月
- 8) 東日本高速道路株式会社,中日本高速道路株式会社,西日本高速道路株式会社:設計要領第 二集橋梁建設編,平成 25 年 6 月
- 9) DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken, 2003
- 10) Roik,K.·Hanswille,G.著,伊藤·平城 訳:合成桁におけるひび割れ幅限の問題,橋梁と基礎, 1988.5
- 11) Roik, K. Hanswille, G. 著, 伊藤·平城 訳: 合成桁におけるひび割れ幅の制限, 橋梁と基礎, 1993.2
- 12) Gerhard Hanswille : Cracking of concrete -Mechanical models of the design rules in Eurocode4-, Conference Report, Composite Construction in Steel and Concrete, ASCE, 1996.6
- 13) 中薗明広・安川義行・稲葉尚文・橘吉宏・秋山洋・佐々木保隆: PC 床版を有する鋼連続合成2主 桁橋の設計法(上),橋梁と基礎, 2002.3
- 14) 中本啓介,長井正嗣,奥井義昭,岩崎英治,細見雅生:負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する実験的研究,構造工学論文集 Vol.49A, 2003.3
- 15) 坂本純男,橋本果耶,大山理,栗田章光:プレストレスしない連続合成桁橋の中間支点部の 設計法,第5回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,2003.11
- 16) 谷口望,池田学,碇山晴久,入部孝夫,小野沢直,依田照彦:負曲げを受ける鉄道用合成桁 のひび割れに関する実験的研究,構造工学論文集 Vol.51A, 2005.3
- 17) 谷口望,池田学,依田照彦:鉄道用連続合成桁の設計におけるテンションスティフィニングの影響について,構造工学論文集 Vol.52A, 2006.3
- 18) 長井正嗣,家村剛: Hanswille 教授に聞く (インタビュー),橋梁と基礎, 2000.11
- 19) 長井正嗣,奥井義昭,岩崎英治:連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一 考察,土木学会論文集 No.710/ I-60, 2002.7
- 20) 長井正嗣,奥井義昭,岩崎英治:連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅,鉄 筋応力算定法の一提案,土木学会論文集 No.759/ I-67,2004.4
- 21) H.Bode : Euro-Verbundbau, Konstruction und Berechnung, 2.Auflange, Werner Verlag, 1998.
- 22) 栗田章光,大山理,マーカス ルートナー:二重合成桁連続箱桁橋の現状と課題,第4回鋼 構造と橋に関するシンポジウム論文報告集土木学会論文集,2001.8

第3章 連続桁中間支点の設計曲げモーメントの評価方法

3.1 背景·目的

現行の「道路橋示方書(II鋼橋編)」による設計では、骨組解析により断面力を算出し、その 断面力に対し、応力照査を行い、必要な断面寸法を設定している.

この骨組解析では、連続桁中間支点部の境界条件として、ピン支点が用いられている.このように骨組モデルをピン支点で支持して連続桁を解析する場合、中間支点上において曲げモーメントが最大となり、橋軸方向に曲げモーメント図を描くと中間支点部において尖った形状となる.

しかし、実構造は、幅のあるゴム支承や鋼製支承の上に厚板のソールプレートを設置し、その 上に主桁の下フランジを設置する構造となっており、支承からの反力は、ソールプレート→下フ ランジ→ウェブと広がりをもって上フランジに伝達されるので、中間支点部の曲げモーメント分 布図(上フランジの応力分布図)は、尖った形状ではなく、緩和曲線となることが考えられる.

現行の設計では、中間支点部を中心に尖った形状の分布図に基づき設計を行う.中間支点部の ブロックは、最大値で設計するためにブロック全体に板厚が大となる.この中間支点部の最大と なる箇所の値を緩和曲線により低減できれば、ブロック全体の板厚を低減できることとなり、実 挙動を反映する合理的な構造となると考えられる.

そこで、本検討では、連続桁の中間支点における実挙動(応力性状)を精度良く把握し、中間 支点の設計曲げモーメントの評価方法を検討し、合理的な設計法の知見とすることを目的とした. ここで、連続桁の実挙動(応力性状)を精度良く把握する方法として、連続桁をできるだけ詳細 にモデル化する3次元 FEM 解析を行うこととした.

3.2 検討方針

検討方針として、①文献調査、②FEM 解析と骨組解析との比較検証を行う.

「①文献調査」では、既往の設計基準類の調査を行う.

「②FEM 解析と骨組解析との比較検証」では、検討対象を標準的な支間長の鋼3径間連続合成2 主鈑桁橋とし、現行の設計方法で行っている骨組解析の結果と3次元 FEM 解析の結果とによる比較検証を実施する.

なお、②の比較検証では、以下の2種類のモデルによる検証を行う.

(1) 鋼主桁モデル(補剛材なし)による検証

まずは、純粋な「はり理論」としての検証を行うために、支点上補剛材は省略した主桁だけの モデルによる検討を行う.

なお,主桁の断面形状の相違による影響を確認するために,上下フランジとウェブで構成され た一般的なI形断面の場合と,矩形充実断面の場合の2種類のモデルによる比較検討も行う.

(2) 鋼主桁モデル(補剛材あり)による検証

次に,支点上補剛材も含めた実橋を再現したモデルによる検討を行い,支点上補剛材の有無に よる影響を検証する.また,補剛材構造を工夫した場合の検証も行う.

3.3 文献調査

「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」では、コンクリート橋の中間支点部の設計曲げモー メントは、条文の式(14.3.1)により算出できるとしている.ただし、その場合でも中間支点上 の曲げモーメントの10%までの範囲で低減することができるとしている.

この曲げモーメントの低減は、曲げモーメントの公式から類推すると、主桁の図心軸における 等分布荷重載荷に換算した分の曲げモーメントであると考えられる.

コンクリート橋中間支点部の設計における曲げモーメントの低減の考え方

「道路橋示方書(川コンクリート橋編)・同解説」(平成24年3月)

14.3.2 中間支点及び節点部の設計



図-解14.3.3 中間支点上の設計曲げモーメント

図3.3.1 中間支点上の設計曲げモーメント(コンクリート橋の場合)

- また、「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」の解説は、以下の通りである.
 - (3) 中間支点上の曲げモーメントは、はり理論では支点上で尖った分布を示すが、実際の 桁では、支承幅、桁の高さ、横桁等の影響を受けて図-解 14.3.3のようになる。断面図 心位置における反力の橋軸方向分布幅は、有限要素法による解析結果に基づき、支承中 心から 45°の角度で分布するものとして求めることとしている。ただし、橋軸直角方向 の支承間隔が広い中空床版橋や、主桁が間接的に支持されているような場合は、条件が 異なるので、式(14.3.1)を適用してはならない。

なお,桁の下縁側では,はり理論で算出した場合より大きい圧縮応力が発生すること があるので,この部分には14.4の規定に従い用心鉄筋を配置する必要がある。

また、支点上に横桁及び隔壁がある場合、曲げ応力度の算出に用いる主桁の断面は、 これらを無視した断面とするのがよい(図-解14.3.4)。



図-解14.3.4 中間支点の曲げモーメントに対する応力度計算に用いる断面

14.4 中間支点部及び節点部の構造





図3.3.2 中間支点上の設計曲げモーメント(コンクリート橋の場合)

なお、「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」において、断面図心位置における反力の橋軸方 向分布幅は、当初、支承端部から45°の角度で分布するものとして考えられていたが、平成2年2 月の改定時に、支承中心から45°の角度で分布するものと変更されている.

以下に、「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」の改訂経緯を抜粋する.

9.1 中間支点上の設計曲げモーメント



題続げた橋とは、構造形式上の区分であり、床返橋、Tげた橋、箱げた街など断面形 状固有の事項および連続げた橋の不静定構造物としての事項は、それぞれの規定による ものとし、この章では、連続げた橋特有の事項について規定する。

断面力は、荷重分配作用を考慮して算出するのが原則であるが、厳密に解析すると計 算が煩雑になるので、一般には次の近似解決によってよい。

① 連続げたを、それぞれの支限における死荷重曲げモーメントが零となる2点間の距離を支固とする単純げたに置き換える。この場合の支間は、図 部 6.4.1 に示す 仮想支間を用いてよい。

② それぞれの単純げたの、荷重分配係数を算出する。

③ 連続げたを1本のけたとした、けた理論により断面力を算出し、この荷重分配 係数を乗じて、個々のけたの設計断面力を算出する。

④ 中間支点部の断面力については、その支点の両側の支間の荷重分配係数の平均 値を荷重分配係数として算出し、同様に個々のけたの設計断面力を算出する。

中間支点部の曲げモーメント図は、理論的には支点上で尖った図になるか、実際のけたでは、支承幅、けたの高さ、横げたなどの影響を受ける。図-解 9.1.1 に連続げたの 支点の応力度を解析した例を示す。この例は、等断面および等支問の連続げたで、けた 高を支問の1/25~1/15の範囲としたモデルを用いて、有限要素法(F.E.M)により解 新したものである。



図-解 9.1.1より中間支点の上級応力度については、支点の曲げモーメントを条文に 規定するようにてい滅しても問題はない。

なお、付たの下録側で、支承反力が直接作用する部分については、局部応力が発生す るため、付た理論で解析した場合より大きい縁応力が生じる。したがって、この部分に は、9.2に規定するように用心鉄筋を十分に配置する必要がある。

図 3.3.3 「道路橋示方書(エコンクリート橋編)・同解説」(昭和 53 年1月)

10.3 中間支点上の曲げモーメント



中間支点上の曲げモーメントは、はり理論では支点上で尖った分布を示すが、実際のけ たでは、支承幅、けたの高さ、横げたなどの影響を受けて図・解 10.3.1のようになる。断 面図心位置における反力の構軸方向分布幅は、従来分布角度を45°としてこれを支承端部か ら分布させていたが、いくつかのケースについて有限要素法による解析を行った結果、支 承巾心から45°の角度で分布するものとして求めることとした。なお、けたの下緑個では、 はり理論で算出した場合より大きい緑応力が発生することがあるので、この部分には10.6 に規定するように用心鉄筋を配置する必要がある。



図-解 10.3.1 中間支点上の設計曲げモーメント

図3.3.4 「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)・同解説」(平成2年2月)

3.4 FEM 解析と骨組解析との比較検証

3.4.1 検討対象橋梁

検討対象の橋梁は、下図に示す標準的な支間長の鋼3径間連続合成2主鈑桁橋(支間割り =50m+50m)とする.



<断面図>







<平面図>

図 3.4.1 検討対象橋梁

3.4.2 鋼主桁モデル(補剛材なし)による検証

(1) 鋼主桁モデル(1形断面)による検討

まず,力の基本的な流れを把握するために,梁モデルを再現した補剛材なしの鋼主桁モデルで 解析を行った.鋼主桁の場合には、上下フランジとウェブで構成するI桁を、沓についてはゴム 支承でのモデル化を行った.



図 3.4.2 解析モデル:鋼主桁モデル(I形断面)

骨組解析と FEM 解析による上下フランジの橋軸方向応力の比較検証結果を図3.4.3 に示す.



図 3.4.3 応力分布図:鋼主桁モデル(I形断面)



中間支点付近における応力コンター図を図3.4.4に示す.

図 3.4.4 応力コンター図:鋼主桁モデル(1形断面)

(2) 鋼主桁モデル(矩形充実断面)による検討

鋼橋の場合,コンクリート橋とは異なり一般的に薄板構造であるが,そのことが中間支点部の 曲げモーメント性状に影響している可能性があるため,参考として先程の鋼主桁モデル(I形断 面)のウェブを上下フランジ幅まで広げた矩形充実断面による検討も行った.



図 3.4.5 解析モデル:鋼主桁モデル(矩形充実断面)



図 3.4.6 応力分布図:鋼主桁モデル(矩形充実断面)



矩形充実断面の場合での中間支点付近における応力コンター図を図3.4.7に示す.

(3) 断面形状の相違による検証

前項(1)(2)から, 主桁の断面形状の相違による影響はほとんどなく, 中間支点上の上フランジ 応力度, 上縁応力度は両者ともに, 骨組解析によるそれに比べて 5%程度低減していることがわ かった.

一方,下フランジ応力度,下縁応力度は両者ともに,ゴム支承の区間では応力度は低減しているが,ゴム支承の端部では局部的な応力が発生する解析結果である.ゴム支承の区間については, 上沓の鋼材が主桁断面として働くために応力は低減するが,断面剛性が急変する端部では局部応力が発生する.この局部的な応力に対して,構造詳細による配慮が行われる場合があるが,一般にはこのような FEM 解析による局部応力を含めての安全性の照査は行われない.

(4) 中間支点部の鉛直方向応力分布の検討

前節3.3 文献調査で抜粋した通り、「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」では、コンクリート橋の中間支点部の設計曲げモーメントを算出する式(14.3.1)が示されている.

また,図-解14.3.3 では,中間支点上の設計曲げモーメントの概念図により,支点中心から支 点反力が45°方向に伝達し,断面の図心位置に等分布荷重として分布することを仮定している. (図3.4.8 参照)

14.3.2 中間支点及び節点部の設計



図 3.4.8 道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)



ここで、骨組解析で算出した曲げモーメントを式(14.3.1)に代入した場合を以下に示す.



【断面力の整理】

	R	=	3225.3	kN	※ 解析	反力值	直		
	а	=	2.566	m	※ 図心	位置~	~ウェブ下站	#までの距離	$\times 2$
	q	=	1256.9	kN/m					
	Μ	=	15240.1	kN. m	(0.9	ЭМ	= 1371	6.1 kN.m)	
	M1	=	14205.6	kN. m	(=	0.9	32 M)	※低減率	6.8%
【 応力度算出 】		*	低減曲	げにて計算	した	場合の応力	变		
	Μ	=	-14206	kN. m	Ι	=	17091632	cm4	
	уu	=	-171.7	cm	σsu	=	142.7	N/mm2	
	y 1	=	128.3	cm	σsl	=	-106.6	N/mm2	

曲げモーメントの低減率は約6.8%となり, 前項(1)で補剛材なしの構造で行った FEM 解析では約5%であり,ほぼ同等であることが把握できた.
なお、反力の橋軸方向分布幅による曲げモーメントの推移を図 3.4.10 に示すが、一般的な鋼連 続合成桁の場合には、図心軸(中立軸)が桁高の 1/2 以下となるため、曲げモーメントの低減率 が 10%を超えることはない.



図 3.4.10 反力の橋軸方向分布幅による曲げモーメントの推移

以上を踏まえ、本検討では、鋼主桁モデル(補剛材なし)の FEM 解析において支点反力の応 力伝達状況を把握することを目的に鉛直方向応力の主桁ウェブにおける分布状況を確認した.

その結果は以下の通りである.なお,鉛直方向応力の合計は,ここでは支承幅を考慮して 3950mm で集計した.

- 1) 支承部直上の主桁ウェブでは、支点反力のほぼ 100%が鉛直方向応力として伝達される.
- 2) 主桁上フランジ直下の主桁ウェブでは,載荷荷重のほぼ100%が鉛直方向応力として伝達される.
- 主桁ウェブの高さ方向における鉛直方向応力の合計は、主桁ウェブの最下端からほぼ線形状に減少する.この減少は、せん断応力などとして支間中央方向に伝達するものと考えられる.主桁ウェブの図心位置における鉛直応力の合計は、支点反力の1/2程度となっている.

「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」では、支点反力を主桁断面の図心位置までの45°分 布幅で除した値を等分布載荷荷重としているが、本解析結果の場合には、この値のほぼ1/2とな ることを把握した.



図 3.4.11 応力コンター図および応力分布図(鉛直方向)

- ・支承部の鉛直方向反力の合計は 3310kN,支承部直上の主桁ウェブの鉛直応力の合計は 3248kN (表 3. 4. 1) とほぼ同等である.
- ・ 主桁ウェブ幅 3950mmの直上の上フランジに載荷されている等分布荷重の合計は237kN(= 750mm×3950mm×0.080025N/mm²),上フランジ直下の主桁ウェブの鉛直方向応力の合計は254kN(表3.4.1)とほぼ同等である.
- ・主桁ウェブ図心位置の2要素の平均鉛直方向応力値は21N/mm²(表 3.4.1),支承部の反力を 分布幅と板厚で除した換算応力値は42N/mm²(=3310kN/3950mm/20mm)とほぼ1/2とな る.
- ・支承反力に対する主桁ウェブ高さ毎の鉛直方向応力合計の比率は,主桁ウェブ図心位置で1/2 となっている.
- ・「道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)」では、支点反力を主桁断面の図心位置までの45°分 布幅で除した値を等分布載荷荷重としているが、本解析結果の場合にはこの値の1/2となっ ている.



<コンター図(主応力:圧縮側)> 図 3.4.12 応力コンター図およびベクトル図

表 3.4.1 主桁ウェブ応力集計表(鉛直方向)



注) AV:主桁ウェブ図心位置の2要素の平均鉛直応力値 (N/mm2)

AV*20: 主桁ウェブ図心位置の2要素の平均応力値にウェブ板厚20mmを乗じた等分布荷重値(N/mm)

3.4.3 鋼主桁モデル(補剛材あり)による検証

(1) 解析モデル化の方針

本橋梁の解析では、実際の橋梁に生じている応力性状を精度良く把握することを目的としてい るため、主桁の断面変化および板厚変化はできるだけ実状に合わせ、横桁や補剛材についても詳 細にモデル化することとした.

本橋梁の中間支点部の主桁の設計では、床版打設時に作用する合成前死荷重による応力が支配 的であることから、荷重ケースを「合成前死荷重時」とした.

この場合,床版コンクリートは硬化前であり,強度も発現していないことから,床版はモデル 化せず,横桁と補剛材を含む鋼桁と支承のみをモデル化することとした.

さらに、本橋梁は幅員中心に対して対称の構造であり、また、載荷荷重も断面に対して左右対称であることから、解析モデルとして橋梁全体の1/2をモデル化した.

モデルパース図を図3.4.13に示す.





図 3.4.13 解析モデル

(2) 解析モデル化の詳細条件

- 1) 解析には、「ANSYS ver.14.5」(米国 ANSYS 社)を使用する.
- 2) 解析は, 3 次元 FEM 弾性解析とする.
- 3) 本橋梁は、幅員中心に対して対称の構造であるため、橋梁全体の1/2モデルとする.
- 4) 主桁の縦断勾配および横断勾配は考慮しない(レベル). 平面線形は直橋とする.
- 5) 部材毎に使用する要素は、以下の通りとする.
 - 鋼桁(主桁,補剛材,横桁)は「シェル要素」とする.
 - ・ゴム支承の場合:ソールプレート,上沓・下沓,弾性ゴム,上鋼板・下鋼板は「ソリッド要素」とし,内部鋼板は「シェル要素」とする.
 - ・鋼製支承の場合:簡易的にゴム支承のモデルをそのまま使用し,弾性ゴムの材料定数を鋼材 の値に変更する.
- 6) 支点条件は、以下の通りとする.
 - ・ゴム支承の場合:ゴムと鋼板の積層構造とし、底面全面を固定とする.
- ・鋼製支承の場合:支点中心線を固定として、ピンローラー支持とする.
- 7) 主桁の断面変化および板厚変化は、できるだけ実状に合わせる.
- 8) 中間支点部の縦・横メッシュサイズは、100mm×100mm 程度とする.
- 9) 合成前死荷重は、鋼桁(上フランジ)に等分布荷重として載荷する.

部位毎のモデルパース図を次ページに示す.

なお、本解析モデルは、第2章 鋼連続合成桁の設計法に関する検討の解析モデルと同一のモデ ルを使用しており、本解析では、合成前死荷重の荷重ケースで、鋼桁のみの状態の構造を対象と していることから、床版コンクリートを除く解析モデルとしている.

(3) モデルパース図

モデルパース図を図 3.4.14~図 3.4.16 に示す. なお、本解析では、床版(コンクリート、主 鉄筋,配力鉄筋)は考慮していない.





図 3.4.15 モデルパース図 (その 2: 要素分割線表示)



3 - 23



断面図 中間支点上橫桁 P1

図 3.4.17 解析モデル(主桁)



<全体パース図>

図 3.4.18 解析モデル (ゴム支承)

(4) 中間支点部の補剛材構造の比較

実際の橋梁において,連続桁中間支点部では,支点反力を支持するために,垂直方向に支点上 補剛材が設置されている.

この垂直補剛材の構造によって支承からの支点反力の伝達性状が変わることが予想されるため、 以下のように4タイプの補剛材構造をモデル化し、これらに対する鋼主桁の上フランジの応力性 状を把握することとした.

以下に4タイプそれぞれの中間支点部の補剛材構造のモデルパース図を示す. 左側に中間支点 部の全体パース図を,右側に主桁を除く支点上補剛材のパース図を示す.

1) 実橋の構造: 従来の補剛材構造





図 3.4.19 モデルパース図 (実橋の構造)

2) タイプ1: 中間横桁の上フランジと同じ位置に水平の補剛材を設置し、端部から45°方向 に斜めの補剛材を設置した構造



図 3.4.20 モデルパース図 (タイプ1)



3) タイプ2: タイプ1の補剛材構造から横桁ウェブ上の補剛材を除いた構造

図 3.4.21 モデルパース図 (タイプ2)

4) 補剛材なしの構造: 現実的にはあり得ないが、比較検証を行うために鋼主桁(上下フラン ジとウェブ)のみとした構造



図 3.4.22 モデルパース図(補剛材なし)

(5) 解析結果

中間支点部における主桁上フランジの橋軸方向応力の解析結果は、以下の通りである.

実橋の構造

中間支点部における主桁上フランジの橋軸方向応力比(FEM 解析の解析値 / 骨組解析の解析値)は 151.5/153.1=99.0%程度となり、ほぼ同等である.

これは、垂直補剛材による上フランジの突き上げが影響しているものと考えられる.

2) タイプ1

タイプ1の補剛材構造の場合には、応力比は145.2/153.1=94.8%程度となり、5%程度の応力低減となった.

これは、両外2枚の垂直補剛材が角度を持っているものの、残り1枚の垂直補剛材によって、 まだ上フランジの突き上げが解消されていないためであり、中間支点直上のみ応力が増加してい ることがわかる.

3) タイプ2

タイプ2の補剛材構造の場合には、応力比は142.9/153.1=93.3%程度となり、7%程度の応力低減となった.

これは、実橋の構造およびタイプ1とは異なり、垂直補剛材が上フランジまで到達していない ことから、垂直補剛材による上フランジへの突き上げが解消され、中間支点部の応力が若干緩和 されたものと考えられる.

4) 補剛材なしの構造

補剛材なしの構造の場合には、応力比は 145.7/153.1=95.2%程度となり、5%程度の応力低減となった.

また,支承構造の相違による応力への影響は,以下の通りである. ゴム支承モデルと鋼製支承モデルの解析を実施した結果,両者はほぼ同一であった.



図 3.4.23 応力分布図:ゴム支承



橋軸方向および鉛直方向の応力コンター図を図 3.4.24, 図 3.4.25 に示す.

符号:+(引張),-(圧縮)



単位:N/mm2

符号:+(引張),-(圧縮)



鋼製支承の場合での橋軸方向の応力分布図を図3.4.26に示す.

図 3.4.26 応力分布図:鋼製支承



鋼製支承の場合での橋軸方向および鉛直方向の応力コンター図を図3.4.27に示す.

符号:+(引張),-(圧縮)

3.5 まとめ

本章における検討結果を以下にまとめる.

- (1) 補剛材なしの鋼主桁モデルの場合には、断面形状の相違に関わらず、連続桁中間支点部において、5%程度の応力低減となることが確認できた.
- (2) 実橋モデルの場合には,連続桁中間支点部の上フランジの橋軸方向応力は,支点上補剛材の 突き上げによって局部的な応力が発生することがわかった.
- (3) FEM 解析で確認された支点上補剛材による局部的な応力変動は,補剛材構造を工夫すること で若干は改善されることはわかったが,一般的な支点上補剛材を採用する限りは骨組解析で算 出される曲げモーメントで設計しておくことは妥当だと言える.
- (4) 連続桁中間支点部の下フランジの橋軸方向応力は、ゴム支承および鋼製支承の端部で局部的 な応力が発生することが確認された.

支点上補剛材を省略した鋼主桁モデルによる純粋な「はり理論」としての検証によって、連続 桁中間支点部の曲げモーメントが約5%低減できる可能性があることを確認できたが、支点上補 剛材も含めた実橋再現モデルでは支点上補剛材の構造によって局部的な応力が発生することもわ かった.

一般には、この FEM 解析で発生する局部応力を含めての安全性の照査は行われないが、連続 桁中間支点部は反力を支持する重要な箇所であり、長期間にわたり構造安全性を維持する必要が ある.したがって、連続桁中間支点部の設計曲げモーメントの低減を行う場合には、疲労などの 検討も行った上で構造安全性を確保する必要がある.

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書(Ⅲコンクリート橋編)・同解説, 2012.3
- 2) (社)日本橋梁建設協会:連続合成2 主桁橋の設計例と解説, 2005.8
- 3) 西土隆幸, 中薗明広, 稲葉尚文: FEM 解析による連続2 主桁の特性に関する一考察, 土木学 会第55 回年次学術講演会, 2000.9
- 4) 山沢哲也,野上邦栄,三木千壽:立体挙動を考慮した連続合成桁橋中間支点部の合理化設計 法の基礎的研究,構造工学論文集 Vol.47A, 2001.3
- 5) 村越潤,高橋実,吉岡勉,野中哲也,加藤修:FEM 解析を用いた鋼多主桁橋の設計合理化の 検討,鋼構造論文集第11巻第43号,2004.9
- 6) 佐狐真一,齋藤剛,木村啓作,中村聖三,宮田喜生:連続桁の中間支点部の設計曲げモーメントに関する検討,土木学会第66回年次学術講演会,2011.9

第4章 曲線橋および斜橋の実挙動の把握

4.1 概要

曲線橋および斜橋の鋼鈑桁橋は、一般的に主桁のねじり剛性を無視した骨組解析で断面力を算 出し、例えば曲線橋において主桁フランジは曲げによる付加応力度を算出して板厚を決定するな ど単純化された部材設計法を用いて設計される.しかし、実際の橋梁では、合成後死荷重・活荷 重作用時には合成前死荷重時よりもねじり剛性が大きくなることが想定され、実際の挙動と異な ることが想定される.そこで曲線橋および斜橋について FEM 解析によって骨組解析では再現で きない変形挙動や発生応力などの確認を行い、また FEM 解析と現設計法との比較や、現設計法 において合理化が可能であるかどうかの確認することを目的とする.

4.2 現状の設計法と課題

鋼鈑桁の設計において、一般的に曲線橋・斜橋ともに主桁のねじり剛性を無視した骨組解析で 断面力を算出している.また、各部材の設計においては、曲線橋の場合、主桁フランジは曲げに よる付加応力度を考慮するほか、橋梁の特徴に応じて、主桁の横倒れ座屈、主桁腹板厚、補剛材 間隔及び剛比など適宜考慮することがあることが基準類から得られた.

以下に曲線橋・斜橋に関する基準類での設計法を示す.

	曲線橋	斜橋				
道路橋示方書 、鋼道路橋設計便覧	【解析】 I桁の場合、一般には、曲桁自体のねじり抵抗を無視した格子解 析で断面力を算出する。(道示Ⅱ 11.2.4 ねじりモーメントによ る応力度) 【部材設計】 主桁においては、フランジの応力度に曲がりによって生じる付加 応力度を加算して断面を決定する(付加応力度の算出は、設計便 覧による)。	【解析】 I桁の場合、一般には、曲桁自体のねじり抵抗を無視した格子解 析で断面力を算出する。(道示Ⅱ 11.2.4 ねじりモーメントによ る応力度)				
阪神高速道路 構造物設計基準	【解析】 主げたは、原則として曲げモーメントと曲げに伴うせん断力のほ かにねじりモーメントを考慮して設計するものとする。(8.4.1 設計計算の方針) 【部材設計】 並列曲線Iげたにおいては、フランジの曲がりによって生ずる付 加応力度を考慮しなければならない。(8.4.3 フランジの曲がり による付加応力) 曲線Iげたでは、横倒れ座屈安全性を十分に照査しておかなけれ ばならない。(8.4.4 曲線Iげたの横倒れ座屈)					
NEXCO 設計要領	【解析】	【解析】 釣直荷重に対しては、平面格子解析により断面力を算出すること を標準とする。斜橋の場合は、主桁曲げモーメントが横桁にある 程度伝達され、主桁との取合い部の構造も断面力にも大きな影響 を及ぼすので、これらの知部構造に対しても忠実な計算モデルと しなければならない。巻き立てコンクリートの剛性も適切に考慮 する必要がある。(4-2-1 全体系の解析)				

表 4.2.1 曲線橋・斜橋に関する基準類での記述(1)

表 4.2.2 曲線橋・斜橋に関する基準類での記述(2)

	曲線橋	斜橋
北陸地方整備局 設計要領	【解析】 鋼げたの設計計算においては、任意形格子理論(変形法等)によ ることを標準とする。(9-4-2-3 設計計算) 【部材設計】 Iげた並列の曲線橋を格子げた理論で計算する場合には、フラン ジプレートに通常の曲げ応力のほかに、曲がりによって生じる付 加応力を考慮するものとする。(9-4-2-6 曲線橋) 橋げたの剛度は直線げたより大きくすることが望ましく、機げた の変形が主げたの荷重分配に及ぼす影響を小さくするような剛な 断面の設計を行うことが望ましい。(9-4-2-6 曲線橋)	【解析】 鋼げたの設計計算においては、任意形格子理論(変形法等)によ ることを標準とする。 斜橋の場合は、端対傾構および支点上対傾構も含めた計算モデル で解析する。(9-4-2-3 設計計算)
中部地方整備局 設計要領	曲線橋の設計に当たっては、「道路橋示方書 II 鋼橋編」(日本 道路協会 H14.3)第10 章鋼げた 10.2.4 ねじりモーメントによ る応力度 の項及び 同第8章 床版 8.2.1 適用の範囲 の条文及 び解説 及び「鋼道路橋設計便覧」(日本道路協会 S55.8) 3.5 曲 線桁の項等によるものとする。(参考資料4. 主桁、補剛材、スラ プアンカー、横組、床版その他及び設計例)	_
近畿地方整備局 設計要領	I桁の場合、「鋼道路橋設計便覧」を参考に、主桁のフランジに 発生する半径方向の付加応力を考慮すること。(5-6 斜橋及び 曲線桁)	_

4.3 解析モデルと方針

4.3.1 モデル橋梁

(1) 設計条件

検証を実施するモデル橋梁の設計条件を表4.3.1と表4.3.2に示す.

なお、検証に用いる橋梁の形式は、橋長や幅員を同じとする4主桁の鋼単純合成鈑桁橋と2主 桁の合成少数鈑桁橋とした.

表 4.3.1 設計条件(4 主桁)

表 4.3.2 設計条件(2 主桁)

道路規格	第 種 級 規格 設計速度 V = km/h
活荷重	B 活 荷 重
形式	鋼単純合成飯桁(4主桁橋)
橋長	34.000 m (CL_E)
桁 長	33.800 m (CL_E)
支間長	33.000 m (CL_E)
有効幅員	8.500 m
舗装	アスファルト舗装 t = 75 mm
床 版	RC床版 t = 220 mm
平面線形	R = ∞
縦断勾配	i= 0.0000 %
横断勾配	
斜 角	A1, A2 90° 00' 00"
設計震度	Kh = 0.25
主要鋼材	SS400 (形鋼), SM400, SM490Y, HTB-M22 (S10T)
	道路橋示方書・同解説(平成8年12月) 日本道路協会
適用図書	鋼道路設計ガイドライン(案) (平成7年10月) 建設省
	鋼道路橋設計便覧(昭和55年8月)改定 日本道路協会

退路規格	第 種 級 規格 設 計 速 度 V = km/h
活荷重	B 活 荷 重
形式	鋼単純合成鈑桁(2主桁構)
橋長	34.000 m (CL_E)
桁 長	33.800 m (CL.E.)
支間長	33.000 m (CL_E)
有効幅員	8.500 m
舗装	アスファルト舗装 t = 75 mm
床 版	RC床版 t = 300 mm
平面線形	R = ∞
縱斷勾配	i= 0.0000 %
横断勾配	
斜角	A1, A2 90° 00' 00''
設計震度	Kh = 0.25
主要鋼材	SS400(形鋼), SM400, SM490Y, HTB-M22(S10T)
	道路橋示方書・同解説(平成8年12月) 日本道路協会
適用図書	鋼道路設計ガイドライン(案) (平成7年10月) 建設省
	鋼道路橋設計便覽(昭和55年8月)改定 日本道路協会

(2) モデルケース

モデル化するケースは、曲線や斜橋の影響を比較出来るよう以下の4ケースについて行うもの とした.

- 平面線形:① 直線橋
 - ② 曲線橋 R=300m
 - ③曲線橋 R=700m
 - ④ 斜橋 斜角 70°
- ※ ③の曲線橋モデルについて

日本橋梁建設協会の「新しい鋼橋の誕生II」にて、少数鈑桁橋の一般的な適用範囲 として、R=700m 以上が推奨されており、曲線半径が小さくなると箱桁橋形式が推 奨されている、しかし、R<300m の実橋も存在することから、本検討モデルでは、 「新しい鋼橋の誕生II」に記載されている曲率半径 R=300 と R=700 を採用するも のとした.

※ ④の斜橋モデルについて

鋼道路橋設計便覧・NEXCO 設計要領第二集により,直交格子形式と斜交格子形式 の境界角度が 70°と定義されている.本検討モデルでは,斜交格子形式を採用する ため,斜角を 70°とした.

次頁以降に、断面図、側面図、ならびに各ケースの平面図を示す.



図 4.3.1 断面図(4 主桁)









図 4.3.4 平面図(4 主桁) ②曲線橋(R=300)



図 4.3.5 平面図(4 主桁) ③曲線橋(R=700)











図 4.3.7 断面図(2 主桁)













図 4.3.11 平面図(2 主桁) ③曲線橋(R=700)



図 4.3.12 平面図(2 主桁) ④斜橋(斜角 70°)

4.3.2 解析方針

骨組解析および部材設計は、株式会社日車ビジネスアソシエイツの鋼橋設計システム ASDF を 用いる.また、FEM 解析に使用する解析ソフトは Nastran を用いる.

(1) 骨組解析モデル

骨組解析のモデルは、主桁のねじり剛性を無視した任意骨組とし変形法による.なお、荷重載 荷は通常の方法(面荷重,線荷重,集中荷重等)で行い、各断面諸元は断面計算によって決定した.



図 4.3.13 骨組解析モデル(4 主桁)





(2) FEM 解析モデル

FEM 解析は 3 次元モデルとする. 鋼部材は線形シェル要素, RC 床版については線形ソリッド 要素でモデル化する. なお, 鋼部材のヤング係数 E=2.0x10⁵N/mm² とし, コンクリートは E=2.8x10⁴N/mm² (設計基準強度 30N/mm²) とした.

以下に, FEM 解析モデルの例として, 4 主桁の各モデルを示す.



図 4.3.15 FEM 解析モデル ①直線橋 (節点数:18755; 要素数:15064)



図 4.3.16 FEM 解析モデル ②曲線橋 (R=300) 節点数:18099; 要素数:14780



図 4.3.17 FEM 解析モデル詳細 ③曲線橋 (R=700) 節点数:18755; 要素数:15064



図 4.3.18 FEM 解析モデル詳細 ④斜橋(70°)

4 主桁の場合の横桁・対傾構および横構の解析モデルを図 5.4.19 に示す.



(c)対傾構

(d)下横構配置

図 5.4.19 横桁・横構のモデル

(3) 荷重載荷方法

前死荷重は全荷重を各主桁上フランジに作用させ,後死荷重は骨組解析と同様に床版表面に載 荷する.

また,活荷重の載荷方法においては,要素分割の影響から活荷重の作用範囲(橋軸方向 10m, 直角方向 5.5m など)は正確ではない. そのため骨組解析との比較にあたって,FEM 解析モデル の入力範囲を正として,骨組解析にはこの作用範囲で載荷する.以下に FEM 解析における活荷 重載荷図を示す.



図 4.3.20 活荷重全載荷



図 4.3.21 活荷重半載荷

(4) 支点支持条件

4 主桁の場合の支点支持条件を表 4.4.1 に示す. 橋軸方向は, S1 側を固定支点として, S2 側 を可動支点とする. 橋軸直角方向は,支承のサイドブロックと上沓の遊間を考慮して, S1 側, S2 側とも, G1 桁のみ固定とする. 2 主桁の場合も同様とする. 拘束としては,点支持とする.

		S1 側			S2 側	
	Х	Y	Z	Х	Y	Z
G1	1	1	1	0	1	1
G2	0	0	1	0	0	1
G3	0	0	1	0	0	1
G4	0	0	1	0	0	1
	固定: G1	1 可動:	: 0		•	
	G2					
	G3	•				
	G4	•				
	S	51			S2	

表 4.3.1 支点支持条件

4.4 解析結果比較

4.4.1 反力比較

(1) 4 主桁モデル

4 主桁モデルにおいて、妥当性確認のため各反力の比較を行った結果を以下に示す.いずれの モデルにおいても骨組解析と FEM 解析の各合計反力の差はほとんどなかった。しかし、骨組解 析は FEM 解析に対して、中桁では軽く、外桁では重くなる傾向が見られた. また、斜橋におい ては、骨組解析と FEM 解析で大きな差が見られなかった.

①直線橋

表 4.4.1 反力比較(死+活(全載荷))

(kN)

(LNI)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計
a)骨組	714.8	714.8	582.9	582.9	543.0	543.0	609.1	609.1	4899.7
b) FEM	690.7	690.5	605.6	606.1	577.0	576.4	580.8	581.0	4908.1
b/a	0.97	0.97	1.04	1.04	1.06	1.06	0.95	0.95	1.00

◎曲编播 (P-200)

一四形而	(N-300)								(KIV)
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計
a)骨組	778.8	778.4	657.8	657.6	542.3	542.4	478.4	478.6	4914.4
b) FEM	754.4	754.1	681.8	682.5	576.1	575.7	450.2	450.3	4925.2
b/a	0.97	0.97	1.04	1.04	1.06	1.06	0.94	0.94	1.00

③曲線橋 (R=700)											
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計		
a)骨組	766.1	765.9	585.3	585.3	536.6	536.6	568.7	568.8	4913.3		
b) FEM	736.0	735.8	615.9	616.5	571.8	571.2	537.0	537.2	4921.5		
b/a	0.96	0.96	1.05	1.05	1.07	1.06	0.94	0.94	1.00		

④斜橋 (70°) (kN)G3-S2 合計 G1-S1 G1-S2 G2-S1 G2-S2 G3-S1 G4-S1 G4-S2 a)骨組 733.3 733.1 535.7 535.9 582.2 582.1 598.6 598.8 4899.7 586.6 b) FEM 733.9 688.4 559.7 569.3 611.3 574.5 585.8 4909.6 b/a 1.00 0.94 1.04 1.06 1.01 1.05 0.96 0.98 1.00

表 4.4.2 反力比較(死+活(半載荷))

①直線橋	D直線橋											
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計			
a)骨組	704.4	704.4	532.2	532.2	430.4	430.4	476.8	476.8	4287.6			
b) FEM	688.6	688.4	533.7	534.0	481.0	480.8	443.7	443.7	4293.8			
b/a	0.98	0.98	1.00	1.00	1.12	1.12	0.93	0.93	1.00			

②曲線橋 (R=300)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計
a)骨組	757.2	756.9	596.1	595.9	440.7	440.6	356.3	356.3	4300.1
b) FEM	740.6	740.4	603.9	604.3	482.8	482.7	327.3	327.2	4309.2
b/a	0.98	0.98	1.01	1.01	1.10	1.10	0.92	0.92	1.00

③曲線橋 (R=700)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計
a)骨組	747.0	746.8	530.6	530.5	438.0	437.9	433.3	433.3	4297.4
b) FEM	726.1	725.8	544.0	544.4	479.2	478.9	402.6	402.6	4303.6
b/a	0.97	0.97	1.03	1.03	1.09	1.09	0.93	0.93	1.00

④斜橋 (70°)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	G3-S1	G3-S2	G4-S1	G4-S2	合計
a)骨組	722.6	722.5	489.0	489.1	462.3	462.2	469.8	470.0	4287.6
b) FEM	734.7	680.5	482.2	508.6	478.4	524.4	452.1	433.9	4294.8
b/a	1.02	0.94	0.99	1.04	1.03	1.13	0.96	0.92	1.00











図 4.4.1 主桁別反力比較(4 主桁)

(2) 2 主桁モデル

2 主桁モデルにおいて、妥当性確認のため各反力の比較を行った結果を以下に示す.いずれの モデルにおいても骨組解析と FEM 解析の各合計反力の差はほとんどなかった.しかし、曲線橋 R=700 モデルにおいては、骨組解析結果が FEM 解析結果に対して曲線外側では重くなる傾向が 見られた.

表 4.4.3 反力比較(死+活(全載荷))

①直線橋					(kN)
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計
a)骨組	1478.9	1478.9	1313.7	1313.7	5585.3
b) FEM	1482.3	1482.3	1316.4	1316.4	5597.4
b / a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

②曲線橋 (R=300)

②曲線橋 (R=300) (kN						
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計	
a)骨組	1651.2	1650.6	1142.6	1142.9	5587.3	
b) FEM	1669.2	1669.3	1130.5	1130.6	5599.7	
b/a	1.01	1.01	0.99	0.99	1.00	

③曲線橋(R=700)				(kN)
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計
a)骨組	1552.7	1552.4	1240.5	1240.6	5586.2
b) FEM	1519.0	1519.0	1280.3	1280.3	5598.6
b / a	0.98	0.98	1.03	1.03	1.00

④斜橋(70°)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計	
a)骨組	1479.1	1478.8	1313.6	1313.8	5585.3	
b) FEM	1495.6	1468.4	1303.0	1330.9	5597.9	
b/a	1.01	0.99	0.99	1.01	1.00	

(kN)

表 4.4.4 反力比較(死+活(半載荷))

①直線橋					(kN)
	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計
a)骨組	1424.2	1424.2	1058.9	1058.9	4966.3
b) FEM	1427.4	1427.4	1060.3	1060.3	4975.5
b / a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

②曲線橋 (R=300)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計
a)骨組	1576.5	1576.0	909.3	909.4	4971.2
b) FEM	1594.5	1594.5	896.5	896.5	4982.0
b/a	1.01	1.01	0.99	0.99	1.00

③曲線橋 (R=700)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計
a)骨組	1489.4	1489.1	995.0	995.0	4968.4
b) FEM	1455.5	1455.5	1033.7	1033.7	4978.3
b/a	0. 98	0.98	1.04	1.04	1.00

④斜橋 (70°)

	G1-S1	G1-S2	G2-S1	G2-S2	合計	
a)骨組	1424.4	1424.1	1058.8	1059.0	4966.3	
b) FEM	1433.7	1420.5	1053.9	1067.9	4976.1	
b/a	1.01	1.00	1.00	1.01	1.00	










4.4.2 下フランジ応力度の比較

支間中央付近における主桁下フランジの応力度を比較した結果を以下に示す.

		①古娘场	②曲線橋(300R)		③曲線橋(700R)		()))标
		①但、形水作街	(a)	(b)	(a)	(b)	④彩樯
	G1	186.3	176.9	155.0	186.5	170.2	186.1
·马·文白 每77 414	G2	184.1	182.1	158.9	183.6	166.4	186.8
「月、水田周年4月」	G3	175.9	170.5	148.4	174.8	158.4	177.7
	G4	158.6	150.2	130.9	153.1	139.3	157.8
	G1	180.1	0.00	156.4	22.	165.7	179.6
FEM	G2	196.6	164.0		176.0		192.7
	G3	187.9		159.9	59.9 171.2		179.8
-	G4	165.6		139.5		146.9	165.3

表 4.4.3 下フランジ応力度(死+活(全載荷))(4 主桁)

注) a) は付加応力度を考慮した場合, b) は付加応力度を考慮しない場合を示す.

							(N/mm2)
		①古娘播	②曲線橋	②曲線橋(300R)		§ (700R)	①创播
		①但称喻	(a)	(b)	(a)	(b)	田市市商
	G1	182.4	172.0	150.7	181.8	165.9	182.2
JE4文目為77世紀	G2	165.5	164.3	143.6	165.4	150.1	166.8
月 7日月午171	G3	150.2	139.7	122.0	144.0	130.7	150.8
	G4	119.3	109.4	95.8	114.7	104.5	119.9
	G1	169.5		142.3		155.4	168.8
FEM	G2	178.4	152.3		158.4		174.3
I LIVI	G3	161.6	136.2 145.6		154.1		
	G4	137.6		113.2		120.2	137.0

表4.4.4 下フランジ応力度(死+活(半載荷))(4主桁)

注) a) は付加応力度を考慮した場合, b) は付加応力度を考慮しない場合を示す.

表 4.4.5 下フランジ応力度(死+活(全載荷))(2 主桁)

(N/mm2)

		①声始扬	②曲線橋(300R)		③曲線橋(700R)		①创播	
		①旦秋間	(a)	(b)	(a)	(b)	图科简	
骨組解析	G1	176.7	177.4	159.9	177.5	169.4	176.7	
	G2	157.5	150.9	135.9	155.7	150.3	157.5	
FEM	G1	172.4	161.7		161. 7 169. 6		169.6	167.0
L FINI	G2	158.2		131.9	153.6		153.5	

注)a)は付加応力度を考慮した場合,b)は付加応力度を考慮しない場合を示す.

表 4.4.6 下フランジ応力度(死+活(半載荷))(2 主桁)

		①声绰接	②曲線橋(300R)		③曲線橋	①创拆	
1000		①但一脉筒	(a)	(b)	(a)	(b)	(4) 标筒
局組織指	G1	170.4	169.4	152.7	170.4	162.6	170.4
月 水田周宇4月	G2	127.8	119.7	108.1	125.3	119.7	127.8
FFM	G1	163.4		152.5		160.5	158.4
FEM	G2	134.4	109.9		130.0		130.3

注)a)は付加応力度を考慮した場合,b)は付加応力度を考慮しない場合を示す.

このうち,曲線橋に着目して,骨組解析結果と FEM 解析結果を比較したものを図 4.4.3 から 図 4.4.6 に示す.



図4.4.3 曲線橋下フランジ応力度(死+活(全載荷))(4 主桁)



図4.4.4 曲線橋下フランジ応力度(死+活(半載荷))(4 主桁)



図4.4.5 曲線橋下フランジ応力度(死+活(全載荷))(2主桁)



曲線橋下フランジ応力度(死+活(半載荷))(2 主桁) 図 4.4.6

FEM 解析の結果は、曲線の外桁側ほど骨組解析の付加応力度を考慮しない応力度に近く、曲線 の内側は付加応力度を考慮した値に近づく結果となった.これら傾向は、曲率による違いや活荷 重の全載荷または半載荷によって大きな差はなく、どのケースにおいても見受けられる.これは、 床版と横構が立体構造として有効に機能していると考えられ、荷重分配が良くなり、主荷重載荷 側の G1 桁の応力が小さくなり, G4 桁の応力が大きくなっている. 図 4.4.7, 図 4.4.8 に示す斜 橋についても同様な傾向がみられる.



(b) 死+活(半載荷)

図 4.4.7 斜橋 4 主桁下フランジ応力度





4.5 まとめ

4 主桁モデルの反力結果においては、骨組解析は FEM 解析に対して中桁では軽く外桁では重く なる傾向が見られた.これは、床版の分配効果が FEM 解析の方が高いことを表しているものと 想定される.ここで、支承の設計においては外桁の最大反力で決定されることが多いことから、 外桁の反力が小さくなる FEM 解析を利用することで、若干のコスト縮減が得られる可能性があ る.また、2 主桁モデルの反力では、曲線橋 R=700 モデルにおいて、骨組解析結果が FEM 解析 結果に対して曲線外側では重くなる傾向が見られた.これは、床版の版としての分配効果による 影響と想定され、曲線半径がもっと小さくなるとさらに同様の傾向がでてくるものと想定される.

【参考文献】

- ・道路橋示方書・同解説 I共通編 II鋼橋編 平成24年3月 社団法人日本道路協会
- ·鋼道路橋設計便覧 昭和55年8月改訂 社団法人日本道路協会
- ・構造物設計基準(橋りょう編) 平成12年4月改訂 阪神高速道路株式会社
- ・設計要領第二集 橋梁建設編 平成 26 年 7 月 NEXCO
- ·設計要領(道路編) 平成24年4月 国土交通省 北陸地方整備局
- ・道路設計要領-設計編- 2008年12月 国土交通省 中部地方整備局
- ·設計便覧(案)第3編道路編 平成24年4月 国土交通省 近畿地方整備局
- ・新しい鋼橋の誕生Ⅱ 改訂版 2004年12月 社団法人日本橋梁建設協会

第5章 二次部材の設計法に関する検討

5.1 概説

5.1.1 検討概要

本章では二次部材の設計法に関する検討を行う.二次部材とは,道路橋示方書¹⁾において『主要な構造部分を構成する部材(一次部材)以外の部材』と定義されている.本検討では,二次部材の中から特に,鋼橋において採用実績の多い従来多主 I 桁橋に用いられている対傾構,横構,およびどの鋼橋でも一般的に設置されている支点上補剛材を検討の対象とする.

鋼橋の設計では一般的に骨組解析を行って得られた断面力から断面計算を行い、各部材の断面 を決定する. 死荷重や活荷重などの主荷重に抵抗する部材として骨組解析で直接モデル化される のは、主桁や横桁などの一次部材である.一方、二次部材については、骨組解析でモデル化され ずに別途解析モデルを作成したり、簡易な計算式を用いたりして断面を決定している.このよう な二次部材に関して別途作成する解析モデルや簡易な計算式については、一次部材に関する骨組 解析モデルよりも割り切った仮定を行い、計算作業が比較的簡便になっている。例えば、鋼道路 橋設計便覧では、『鋼床版橋もしくは支間の割に幅員が広く、主桁に強固に結合された RC 床版を もつ橋では、床版が風荷重の1/2を分担するとして、下横構には全風荷重の1/2を分担させる設 計をしてもよい』としている²⁾. 実際は, 主桁と RC 床版の接合条件(ずれ止めの配置, 構造な ど)や,RC 床版と横構の剛性の相対差によって両者への風荷重の分配程度は異なることが考え られる. さらに、実際は主桁もある程度の抵抗を行っていると考えられる. このような実態を正 確に再現するには従来の骨組解析では限界があり, FEM 解析のようなより高度な解析を必要とす るが、著しく不経済な断面を選択する結果にならない範囲で、安全側の仮定を設けて簡便な計算 を行うことが実用的であったことは,鋼道路橋設計便覧が発刊された 30 年以上前のコンピュータ 技術を考えると容易に想像できる. 仮に FEM 解析を用いて各部材の挙動をより高精度に算出し た場合,作用応力は局所的な二次応力を含むため,道路橋示方書に公称応力レベルで規定されて いる許容応力度と直接対比できないという課題もある.

しかし,設計の合理化・高度化等に資する新たな知見の導入促進等も目的の一つとして,2002 年に道路橋示方書が性能規定型の基準に改定¹⁾されてから,新設橋では従来の標準的な仕様によ らない新しい橋梁形式や構造による道路橋の採用が検討される例も多くみられる.また,既設橋 の耐荷力評価や補修補強の設計では実態に即した応力評価が重要である.

そこで、本章では、特に従来の骨組解析でモデル化せずに別途解析モデルを作成したり簡易な 計算式を用いたりして断面を決定している二次部材に着目して、従来の設計手法からより実態に 即した合理的な設計手法の提案につながる検討を行う.

5.1.2 検討目的

本章における検討の最終目的は、二次部材に関する従来の設計手法からより実態に即した合理 的な設計手法の提案である.しかし、新たな設計手法を提案するためには、荷重を受けた部材の 応答(作用応力度など)や、部材の限界状態(降伏など)だけでなく、両者の確からしさ(安全 率とその信頼性)を調和させる必要があり、作業として膨大である.そこで、本検討では、新た な設計手法の提案に向けた改善の余地がある設計項目を現状の設計作業の中から抽出することに 着目する.

5.1.3 検討方針

実態に即した設計法を考える場合,従来の骨組解析や簡易式による設計の範囲である線形挙動 を超えて,一部の部材が損傷した後の橋の終局挙動における各部材の役割も重要となる.道路橋 示方書の2012年の改定では,橋の一部の部材の損傷等が原因となって,崩壊などの橋の致命的な 状態とならないように配慮して設計を行わなければならない,つまりリダンダンシーを考慮する ことが新たに規定された¹⁾.鋼橋のリダンダンシーの評価については,土木学会のリダンダンシ ー評価ガイドライン(案)(以下,リダンダンシー評価ガイドラインという)³⁾を参考にできる. リダンダンシー評価ガイドラインでは,橋のリダンダンシー評価について,図5.1.1のように解 析手順を示している.



図 5.1.1 リダンダンシー解析の手順 ³⁾

ここでは、橋梁管理者が死荷重、活荷重、衝撃荷重の主荷重などの荷重条件、および損傷シナ リオを設定し、リダンダンシー解析のモデル化については、二次部材も含めることを基本として いる.つまり、より実態に即した挙動の把握のため、主荷重に対する二次部材の効果をリダンダ ンシー解析では考慮することとしている.対傾構、あるいは横構については、二次部材として設 計する場合、風荷重や地震荷重などの横力にのみ抵抗する部材として扱う.しかし、主桁などの 一次部材が損傷して橋として非線形な挙動をするときに、これらの部材が荷重分配などの機能を 発揮することで、橋としての終局挙動が変わる可能性がある.そこで、これらの部材については、 設計手法の見直しのほか、リダンダンシーへの寄与のような、これまで考えられてこなかった新 たな機能について検討することも有意義であるとの考えから、[5.4 FEM 解析による二次部材の評 価1]では、鋼I桁橋における主桁が損傷した場合の対傾構、または横構の荷重分配への効果、お よび橋の終局挙動について検討を行うこととする.

次に、支点上補剛材に関する検討方針を示す.支点上補剛材に関する従来の設計は、[5.2 現状の設計方法]で示すように、骨組解析から算出した支点反力に対して、支点上補剛材と主桁ウェブで構成される柱部材が抵抗するとの簡易モデルによって行われる.その場合、主桁ウェブの支点反力に対する抵抗範囲が最大でウェブ厚の24倍であることや、支点反力の一部が支点上補剛材から主桁ウェブに伝わるときのせん断応力が三角形分布しているなどの仮定が設けられている¹⁾. これらの仮定に対して改善の余地があるかを検討するために、[5.5 FEM 解析による二次部材の評価2]では、鋼I桁橋における支点上の主桁および支点上補剛材の応力性状や各部材の応力負担状態などに着目した FEM 解析を行う.

以上の対傾構, 横構, および支点上補剛材に関する検討を行った結果を[5.6 まとめ]にてまとめ る.本章の検討では, 橋が荷重を受けたときの部材間の荷重分配や部材内の応力性状などについ て, 従来の骨組解析や簡易式より高精度な情報が得られる FEM 解析結果により検討することで, 合理的な設計手法の提案に向けた従来の設計手法に関する改善の余地の考察を行う.具体的に設 計法を見直す場合は, [5.1.2 検討目的]に記述しているように,これらのほか,荷重の値や載荷方 法,部材または橋としての各限界状態の設定あるいは耐荷力,さらには両者の確からしさについ ても検討を行う必要がある. [5.6 まとめ]での考察では,これらを踏まえた本検討の位置づけを考 慮してまとめる.

以上に示した本章における検討方針を図5.1.2にフローとして示す.



的な設計手法の提案に向けて,改善の余地のある設計項目の抽出や課題などの考察 を行う. [5.6 まとめ]



図 5.1.2 二次部材の設計法に関する検討フロー

【参考文献】

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·解説 平成 24 年 3 月, 2012.3
- 2) 日本道路協会:鋼道路橋設計便覧, 1980.8
- 3) 土木学会 鋼構造委員会:鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会 リダンダンシー評価ガイドライン (案), 2014.6

5.2 現状の設計方法(二次部材の従来設計法のまとめ)

5.2.1 目的

本項では二次部材の合理的な設計手法の提案に向け,従来の設計手法について「目的,設計思想,設計計算の前提となる細部条件」などを整理し,改善の余地がある設計項目の抽出を行う.

本項でまとめた従来の設計手法は、本章の最後に「付録」として資料を添付する. 従来設計の適用図書は、以下の通りとする.

- ·道路橋示方書(I共通編,Ⅱ鋼橋編) 平成24年3月 社団法人 日本道路協会
- ·鋼道路橋設計便覧 昭和 54 年 2 月 社団法人 日本道路協会
- ·道路橋支承便覧 平成16年4月 社団法人 日本道路協会

5.2.2 対傾構·横構

中間対傾構・横構について,現状の設計方法を整理した概要を以下に記す.

(1) 中間対傾構

1) 設計項目

- ・風荷重や地震時慣性力の横荷重に、節として抵抗する.
- ・圧縮フランジの固定点間距離を制御する.
- ・形状保持としての機能(主桁の横倒れ防止,相対変位の抑制^{**},架設時の位置決め) **分配効果は余剰耐力とし,設計に考慮しない.

2) 構造細目

- ・6m以内かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で配置する.
- ・二次部材としての細長比(1/y が 150 以下)を満足する.
- ・ボルト接合が可能な断面を選定する.
- ・二次応力などの応力集中に対して疲労耐久性が改善できる構造とする.

3) 改善の余地について

中間対傾構は横荷重に対して設計されるが,二次部材として必要な最小剛性やボルト締めなど 施工に必要な最小断面で形状が決定されることが多いため、設計法の見直しにより断面を合理化 することは難しい。

そこで考えられる合理化は,配置間隔を広げ,部材数を削減することや、構造のシンプル化を 図るなど、構造細目を合理化することが考えられる。

(2) 横構

1) 設計項目

- ・風荷重や地震時慣性力の横荷重を支点まで伝達する。(床版と横構で 1/2 ずつ負担)
- ・形状保持**としての機能(下フランジの振れ止め,架設時の位置決め)
 ※主桁と共同して準箱桁を形成するが余剰耐力とし,解析に考慮しない.
 ただし、曲線桁の場合は上下横構を配置し、一次部材として解析に考慮して設計する.

2) 構造細目

- ・支間長全体にわたり、少なくとも1列の横構を配置する(3 主桁以上は2列).
- ・支点付近は水平荷重が全ての支承へ均等に分散させる構造にする.
- ・細長比(二次部材: l/γ が 150 以下)を満足する.

3) 改善の余地について

横構は主に横荷重により必要断面を決定する.横荷重は床版と下横構で1/2 ずつ負担する設計 となっているが,床版と横構の剛性が大きく異なること,また,重心が床版下面付近となり,地 震時慣性力の大半が床版へ分担されると考えられ,横構の設計で仮定している横荷重(1/2 を負 担)に対して小さい値になると考えられる.ただし,設計荷重を1/2 から実挙動に合わせて小さ くしても,最小剛性などで断面が決定することから,荷重の見直しによる合理化は難しい.

そこで考えられる合理化は、横荷重に対する荷重分担が小さいことを前提に、横構の省略が考 えられる.

(3) 中間対傾構・横構の合理化に向けた課題

(1),(2)の結果を踏まえ、両者の合理化は、一次部材として取り扱わない場合に、「横構を省略し、中間対傾構間隔を広げる」ことが考えられる.

省略に向けた課題として考えられる項目を以下に挙げる.

1) 横構を省略した場合の横荷重に対する安全性の検証

- ① 床版と主桁部のずれ止め作用の安全性
- ② 床版から支承まで荷重伝達が可能な構造の検証

2) 形状保持としての余剰耐力の検証

- ① 偏載荷重に対する荷重分配作用やねじり剛度への影響
- ② 橋全体が保有する耐力への影響(構造全体としての補完性など)

5.2.3 支点上補剛材

支点上補剛材について,現状の設計方法を整理した結果を以下に記す.

(1) 設計項目

- ・常時または橋軸方向の地震時慣性力による、柱としての軸圧縮応力度を照査する。
- ・橋軸直角方向の地震時慣性力による曲げ応力度を照査する.
- ・支圧応力度(補剛材下端に特に大きなスカーラップを設ける場合)を照査する.
- ・ 主桁ウェブまたはダイヤフラムと支点上補剛材取り付け部を照査する.

(2) 構造細目

- ・支点上補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばす(原則).
- ・支承端部直上の補強リブ高さは、桁高の1/2程度まで可能な限り高くするのがよい.
- ・母材側の協力幅は補剛材取り付け部から両側にそれぞれ 12 倍までとする.ただし,全有効断 面積は補剛材の 1.7 倍を超えてはならない.

(3) 改善の余地について

1) 軸圧縮応力度照査における主桁ウェブの有効断面積

道示IIでは主桁ウェブの有効断面積を片側 12t と規定しており,その数値は昭和 32 年の「溶 接鋼道路橋示方書」から大きな変化は無い.数値の根拠は昭和 48 年の道示IIに,「即ち,鋼 橋の設計で用いられる最も強度の低い材質(SM400 材)の,圧縮力を受ける自由突出板の最低 幅厚比である」と説明されている.

実際は主桁ウェブが連続しており、自由突出板とは異なるため、<u>有効幅の規定を見直すこ</u> とができれば、有効断面を大きくすることが可能.

2) 軸圧縮応力度照査における有効座屈長の設定

許容軸圧縮応力度は道示Ⅱ 3.2.1 に規定する値を用いるが、その際の有効座屈長は応力の 分布が荷重集中点で最大となる三角形と仮定して、桁高の 1/2 を取っている.

<u>有効座屈長の取り方が許容応力度に大きな影響を与える為,道示Ⅱの仮定と実挙動に乖離</u> がないか,応力の分布を確認する必要がある.

3) 補剛材の幅厚比の緩和

構造細目として,支点上補剛材はフランジ両縁まで延ばすことが原則である.近年では支 承の大型化に伴ってフランジ幅が広くなる傾向にあり,支点上補剛材の幅は発生応力の如何 に関わらずこの原則によって決定される事が少なくない.

一方,補剛材の板厚は自由突出板の局部座屈による許容値の低減が生じない板とすること が多く,結果的に厚板となる.設計上は局部座屈が生じても道示IIに規定されている許容値 の低減を考慮すれば良いが,支点上補剛材は上部工を支える重要な部分であり,局部座屈を 起こす板を選定することは避けられる傾向にある.

設計便覧では軸圧縮応力度の照査は補剛材の中央部で必要剛度を確保し、補剛材端面は支 圧応力度の照査を行うと規定されているため、端面の幅広部の幅厚比パラメータで断面が決 まるのは不合理と考えられる.

4) 支承補強材の設計手法

少数主桁など、横構を省略した合理化桁では、支点上補剛材が地震時慣性力に対する支承 補強リブを兼用することがあり、橋軸直角方向地震時慣性力で支点上補剛材の断面が決定す る場合が多い.

支承補強リブの計算は、横桁下フランジを固定点とする片持ち梁構造で簡易的な設計をしているが、 実挙動と設計仮定の乖離を確認し、設計方法を改善できないか検討する余地がある。

5.3 対傾構および横構の省略に関する既往の研究の調査

5.3.1 目的

対傾構および横構の省略に関する既往の研究を整理して,載荷方法,FEM 解析,研究の変遷に ついてまとめることを目的とする.

5.3.2 調査方法

調査対象,調査文献,調査数は以下の通りである.全19編の調査文献の一覧表を表5.3.1に示す.

- 調査対象 対傾構・横構の省略に関する研究
- 調査文献 土木学会論文集
 構造工学論文集
 鋼構造論文集
 橋梁と基礎
 土木学会年次学術講演会
 横河ブリッジ技報
- 調査数 全19編

5.3.3 調査結果

調査文献はそれぞれ項目ごとに内容をまとめ、それらを章末の付録に示す.

以降に調査文献の載荷方法,FEM 解析,代表的な研究成果の変遷について整理した.

(1) 載荷方法

載荷方法について,水平荷重は,風荷重,地震荷重を橋軸直角方向に作用させ,鉛直荷重は, 単位荷重や活荷重(T荷重,L荷重)を支間中央載荷または偏心載荷として作用させる報告が多い.荷重の種類は集中荷重または等分布荷重が用いられている.

(2) FEM 解析

要素の種類に関して、1980年代から 1990年代中頃までは、横構および対傾構をトラス要素で、 床版および主桁をシェル要素で、フランジと補剛材および主桁とフランジの連結材を梁要素でモ デル化する方法が多く報告されている.1990年代中頃からはコンピュータの発達で処理能力が向 上し床版をソリッド要素で、主桁をシェル要素で、横構と対傾構を梁要素でモデル化する方法が 増加した.モデル化の範囲はほとんどの文献で全橋モデルが採用されている.解析精度の妥当性 を実験で検証したケースは少ないが、解析は比較的精度が高い線形弾性解析であるため解析結果 を正として扱われていることが多い.解析結果の出力内容は、横構および対傾構が軸力または応 力度であり、主桁が応力度および変位に着目されている.FEM解析結果との比較は、設計で仮定 される風荷重または地震荷重の 1/2 の荷重分担度あるいは格子解析の結果との比較が多い.

(3) 研究の変遷

1980 年代から非合成多主桁橋に設置される横構および対傾構の省略の可能性について調査が 行われ始めた.横構省略の調査は水平荷重^{3),4)}および鉛直荷重⁵⁾に対して解析的検討が行われ,横 構省略で主桁の鉛直変位,横構および主桁下フランジの応力性状の変化はほとんど認められなか った.また,文献4)では横構を設けたときの水平荷重に対する横構の荷重分担度は25%程度で過 大評価されていたと報告されている.文献5)は鉛直方向に偏心載荷した場合,変位および応力度 が上昇するが格子計算値よりも低い結果だった.横構および中間対傾構の省略構造については, 横方向剛性の著しい低下が認められるため,中間対傾構の省略は困難と報告されている⁴⁾.文献 11)では,2次部材から生じる疲労に着目し既設橋の横構,対傾構を省略することを目的とした調 査が報告されている.その解析結果は下横構および中間対傾構を撤去すると荷重分配性能が多少 低下し,荷重状態によって分配横桁位置での局所応力が大きくなるが,橋全体の挙動に大きな変 化は生じず,床版の増厚により局所応力の増加を低減でき,横方向補剛材を省略できると報告さ れている.文献 16)では,下横構省略における剛性確保に関する検討であり,合成桁として設計 し支点上横桁位置で床版を打ち下ろし,横桁上フランジ上にスタッドを設けた構造を提案されて いる.

1990年代に入り上記のような検討と並行して合成少数主桁橋の検討が行われ始めた.このころから非合成多主桁橋の研究は,合成少数主桁橋で得られた知見を活かした調査が報告されている. 文献 8)では,合成2主少数鈑桁で採用されているH形鋼タイプの横桁を従来の多主鈑桁橋に採用したときの横分配作用と床版応力の調査が報告されている.その調査で横分配作用は横構および対傾構が有る場合よりも荷重分配作用は劣るがその差は小さく,床版応力は主鉄筋方向の応力の差異は殆ど見られず,配力筋方向の曲げ応力は主鉄筋方向と同程度であったと報告されている. 文献 14)では,曲線2 主桁橋に横構を追加配置した場合について調査しており,ねじり剛性に対して効果があったと報告されている.

(4) まとめ

調査文献の対傾構および横構の省略に関する検討方法は,主に上部構造に作用する水平荷重で あるレベル1 地震動荷重または風荷重の 1/2 を横構で分担支持するという鋼道路橋設計便覧の仮 定に対して2次応力も考慮した FEM 解析との比較が報告されている.また,FEM 解析で鉛直荷 重を中央載荷または偏心載荷して横構の有無による主桁などの2次応力を考慮した作用応力度, 変位の変化の比較が報告されている.調査文献は,設計に関して設定されている安全余裕は別と して,従来の設計荷重による各部材の作用応力の大きさ,あるいは分布状態について考察されている.

調査文献で得られた主な結果を以下に示す.

- 1. 鉛直荷重と水平荷重の検討で応力,変形性状に問題はなく,横構省略の可能性はある.
- 2. 横構および中間対傾構を同時に省略することは横方向剛性が低下するため困難である.
- 3. 横構省略すると、荷重分配性能は問題ない程度である.
- 4. 合成少数主桁橋で採用される横桁を設ければ、横構と対傾構の省略の可能性はある.
- 5. 曲線橋についてはねじれ剛性に対して横構の効果がある.
- 6. 床版の増厚を調整すれば横構および対傾構を省略できる可能性がある.

(5) 今後の課題

調査文献は主に弾性解析であり、塑性化するような荷重が作用したときの横構効果の検証や、 横構および対傾構を省略したときの非線形解析で得られる挙動、局部の応力集中や部材の塑性化 に対する検討が必要である.また,床版が健全であることを前提条件としているので,床版に損 傷がある場合を考慮した調査を実施する必要がある.

他に,道路橋示方書に示される検討事項を以下に示す.

- 1. 横構は架設時に桁の形状を保持するうえで有効であるため、横構省略する場合は対策が必要 である.
- 2. 完成時は構造全体形の安定性、地震時の荷重の確実な伝達の検証が必要である.
- 3. 曲線橋においてはねじれに対する安全性などの検討を行う必要がある.
- 4. 横構,対傾構省略すると横荷重に対して床版の作用が大きくなるため,床版の安全性と耐久 性に問題がないこと,および橋が立体的に機能できるか検証が必要である.

調査文献は上記に対して検討を行っているが,対象構造が主に直橋の単純桁であり,現在採用 される実橋梁の構造に対してはこれらの検討事項に対する調査が不足している. 横構および対傾 構の省略を一般化するためには,対象構造および載荷パターンをパラメトリック増やして検討す る必要がある.

表 5.3.1 調査文献

No.	タイトル	発行者	著者1	発行年月	橋梁形式	平面線形	荷重条件	検証手法
1	鉄筋コンクリート床版の剛度および横桁. 横構の多主桁合成桁橋におよぼす影響について	土木学会年次学術講演会	奥村敏恵	1973年	単純多主合成(3主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心・中央載荷)	実験
2	合成I桁橋の対傾構部材力に及ぼす床版損傷補修対策の影響	構造工学論文集	増田陳紀	1988年	3径間連続合成桁橋 (4主桁と3主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心・中央載荷)	FEM解析
3	プレートガーダー橋の下横構を省略に関する一考察	橋梁と基礎	大塚勝	1989年	単純活荷重合成桁橋 (4主桁)	直橋	水平荷重(風荷重)	FEM解析
4	鋼I桁橋における構造形式の簡素化に関する検討	横河技報	名取暢	1992年	活荷重合成単純桁 (4主桁)	直橋	水平荷重(風荷重)	FEM解析
5	下横構を省略したプレートガーダー橋の提案	橋梁と基礎	大塚勝	1993年	単純活荷重合成桁橋 (4主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心·中央載荷)	FEM解析
6	鋼二主桁橋の設計	土木学会年次学術講演会	小西拓洋	1995年	2径間連続非合成I桁橋 (2主桁)	直橋	鉛直荷重(活荷重偏載)• 水平荷重(風荷重)	FEM解析
7	2主桁橋の横構省略に関する考察	土木学会年次学術講演会	高橋昭一	1995年	2径間連続非合成I桁橋 (2主桁)	直橋	水平荷重(地震荷重)	FEM解析
8	シンプルな横補剛材をもつ多主I桁橋の荷重分配性能および床版応力	土木学会年次学術講演会	吉田康治	1996年	単純活荷重合成桁橋 (4主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心・中央載荷)	FEM解析
9	合成2主1桁橋の横補剛材をパラメータとした2次部材に関する検討	構造工学論文集	長井正嗣	1996年	単純活荷重合成桁橋 (2主桁)	直橋	鉛直荷重(L荷重)・ ねじれ荷重(L荷重を偏載), 水平荷重(風荷重)	FEM解析
10	並列I桁橋の有限要素モデル化に関する検討	構造工学論文集	黒田充紀	1996年	単純合成I桁橋(3主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心·中央載荷)	FEM解析
11	I桁橋の横方向補剛材撤去に伴う鉛直荷重下の全体,局所変形挙動	構造工学論文集	長井正嗣	1996年	単純活荷重合成桁橋 (3主桁)	直橋	鉛直荷重(偏心·中央載荷)	FEM解析
12	2主桁橋の横構省略に対する耐震設計上からの検討	土木学会年次学術講演会	辻角学	1996年	2径間連続非合成I桁橋 (2主桁)	直橋	水平荷重(地震荷重)	FEM解析• 振動数評価試験
13	横荷重を受けた鋼I桁省力化構造の力学特性	土木学会年次学術講演会	半野久光	1997年	単純合成I桁橋(3主桁)	直橋	水平荷重(地震荷重)	FEM解析
14	曲線2主桁橋における横構の効果について	構造工学論文集	平沢秀之	2000年	単純非合成曲線(2主桁)	曲線桁	鉛直荷重(死荷重·活荷重)	FEM解析
15	主桁損傷を受けた2主桁橋の残存耐力に関する考察	土木学会論文集	橘吉宏	2000年	試験体(2主桁)	直橋	鉛直荷重(活荷重·集中荷重)	FEM解析• 載荷試験
16	下横構省略によるプレートガーダー橋の構造改善策	橋梁と基礎	尾下里治	2004年	3径間連続鈑桁橋 (4主桁)	直橋	水平荷重(風荷重・地震荷重)	FEM解析
17	曲線2主I桁橋の設計に関する検討	鋼構造論文集	中田知志	2004年	単純I桁橋(2主桁)	曲線	鉛直荷重(死荷重·活荷重)	FEM解析
18	FEM解析を用いた鋼他主桁橋の設計合理化の検討	鋼構造論文集	村越潤	2004年	4径間連続鈑桁(4主桁)	直線	鉛直荷重(死荷重•活荷重), 水平荷重(地震荷重)	FEM解析
19	鋼I桁橋の横ねじれ座屈に関する設計法の提案	橋梁と基礎	尾下里治	2006年	単純鈑桁(2主桁)	直橋	鉛直荷重(支間中央集中荷重載荷)	FEM解析 (座屈固有値解析)

5.4 FEM 解析による二次部材の評価1 (対傾構、横構)

5.4.1 目的

既往の研究では、二次部材の必要性について、弾性域については概ね、省略に対して問題ない ことが検証されている.しかし、塑性域(終局時)においての安全性については検証されていな い.そこで、NCHRP Report406 (By AASHTO)を参考に、橋全体として破壊に至る終局状態を 仮定した荷重載荷で FEM 解析により、二次部材の応力性状を確認する.算出した応力性状より、 安全性が確認できれば、さらなる部材の合理化を図れると考える.

NCHRP Report406 では、次に示す4つの限界状態に達する時の活荷重係数 LF を定義している.

(a) 部材終局状態: LF₁

橋梁全体系に荷重を増加させてゆき最初にある部材が終局(降伏)に達した状態

(b) 終局限界状態:LFu

橋梁全体系としての終局状態.通常は、橋梁全体系の非線形解析より算出される.

(c)機能限界状態:LFf

橋の機能面からみた終局状態で、たわみがスパン長の1/100に達した状態と仮定する.

(d) 損傷時限界状態: LFd

部材の1つを除去した状態におめる限界状態.

通常の設計では(a)の状態を橋梁全体系の終局とみなしている.(b)から(d)はリダンダンシーに 関わる限界状態で,この限界状態に対して,リダンダンシーを表す次の3つの指標を論文で定義 している.

 $R_u = LF_u/LF_1, \qquad R_f = LF_f/LF_1, \qquad R_d = LF_d/LF_1$

4本主桁の橋梁の安全指標として、以下の値をリダンダンシーのある橋梁の所要安全率として 提案している.

終局限界状態:Ru>1.30,機能限界状態:Rf>1.10,損傷時限界状態:Rd=0.50

これによると、部材を1つ除去(損傷)した後は、健全時の部材終局状態の50%まで耐力があ れば良いとしている.本検討での損傷時限界状態は、図5.4.1に示すように支間中央の主桁の下 フランジおよびウェブに切欠きを入れてた状態とする.



図 5.4.1 損傷状態のモデル化

5.4.2 解析条件

(1) 解析条件

解析は、表 5.4.1 に示す死荷重と活荷重に対して2ステップで行う.使用する解析ソフトは Nastran を用いた.第1ステップは弾性状態のため、増分数は1とする.第2ステップは活荷重 として図 5.4.2 に示す T 荷重とし、橋軸方向に1組、直角方向には3組とする.その内の2組の 輪荷重は主載荷荷重として 2,000 k N とし、残りの1組の輪荷重は従載荷荷重として 1,000 k N とする.入力最大荷重は T 荷重の 20 倍とする.第2ステップの増分数は 100 として各増分を時 間単位で表す.第1ステップは 0.0~1.0 であり、第2ステップは1.0~2.0 であり、1 増分の時 間は 0.01s とする.



図 5.4.2 活荷重(T荷重)

Step	時間(t)	荷重		
1	0.00	初期状態		
	1.00	死荷重		
	1.05	死荷重+T 荷重1倍(0.05*20=1.0)		
	1.10	死荷重+T 荷重2倍(0.10*20=2.0)		
2	1.20	死荷重+T 荷重4倍(0.20*20=4.0)		
	1.50	死荷重+T 荷重 10 倍(0.50*20=10.0)		
	2.00	死荷重+T 荷重 20 倍(1.00*20=20.0)		

表 5.4.1 時間と荷重の関係(例)

*t=2.00 で求まらない場合は、さらに計算する.

(2) 解析モデル

対象とする橋梁は、4 主桁および2 主桁の単純合成桁し、一般図を図 5.4.3 と図 5.4.4 に示し、 橋梁諸言を表 5.4.2 と表 5.4.3 に示す.



図 5.4.3 4 本主桁橋梁一般図

表 5.4.2 4 本主桁橋梁諸元

活荷重	B 活荷重
形式	鋼単純合成鈑桁
橋長	34. 000m
支間長	33. 000m
有効幅員	8. 500m
主桁間隔	2. 550m
舗装	アスファルト舗装厚 t=80mm
床板	RC 床版 t=220mm 設計基準強度 30N/mm ²
主要鋼材	SM400, SM490Y





表 5.4.3 2 主桁橋梁諸元

活荷重	B 活荷重
形式	鋼単純合成鈑桁
橋長	34. 000m
支間長	33. 000m
有効幅員	8. 500m
主桁間隔	5. 500m
舗装	アスファルト舗装厚 t=80mm
床板	PC 床版 t=300mm 設計基準強度 30N/mm ²
主要鋼材	SM400, SM490Y

解析モデルは、床版を Solid 要素とし、その他の部材は Shell 要素とする. 図 5.4.5 に 4 主桁 の場合の各橋梁形式における解析モデルを示す. 横桁・対傾構および横構の解析モデルを図 5.4.6 に示す.



(a) 4 主桁直角, 節点数: 18755; 要素数: 15064



(b) 4 主桁曲線 300R, 節点数: 18099; 要素数: 14780



(c) 4 主桁曲線 700R, 節点数:18099; 要素数:14780

図 5.4.5 解析モデル



(d)下横構配置

図 5.4.6 横桁・横構のモデル

ID(1) (1) (1)	ル(T) 等方性 マテリアル カラー((C) 55 パレット レイヤ(L) 1 タイプ(P).
一般 関数参照 非線	形 層/接着破壊 クリーブ 熱光	学·電気特性 相転移
非線形性タイプ		降伏関数
	◎ 非線形弾性(E)	降伏基準(Y) 0.フォンミーゼス ▼
🔘 tal.(N)	 ・弾塑性 (バイリニア) (B) ・ ・ ・	初期降伏応力(1) 355000.
	◎ 塑性(P)	摩擦角(A) 0.
非線形特性		拉張材料モデル(X)
塑性係数(H), H	0.	MADEPPH C 27000-
接線傳	緑数 Et から算出(M)	
硬化則(R)	0.等方硬化	
参照関数(T)	0.520	*
テリアル定義 - 等方性	(a) 鉛	岡部材 ■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■■
テリアル定義 - 等方性 ID(I) 2 タイトノ	(a) 銀 いい 等方性マテリアル カラー(c	周部材
テリアル定義 - 等方性 IDC0 2 タイトル 一般 関数参照 非線用	(a) 銀 いり 等方性 マテリアル カラー(c 1 層/接着破壊 クリーブ 熱光さ	到部材) 55 ノバレット_ レイヤ(L) 1 タイプ(P) 学・電気特性 相転移
テリアル定義 - 等方性 ID(1) 2 タイトル 一般 閲覧数参照 非線用 非線形性タイプ	(a) 銀 レ(T) 等方性マテリアル カラー(C ³⁾ 層/接着破壊 クリーブ 熱光 ³	3) 55 バレット_ レイヤ(L) 1 タイブ(P).。 学・電気特性 相転移 降伏開数
テリアル定義 - 等方性 DCD 2 タイト 一般 関数参照 非線用 非線形性タイプ	(a) 銀 い(T) 等方性マテリアル カラー(C) ² 層/接著破壊 (クリーブ) 熱光 ³ 単形発理(E) ・ 新新形理性(E)	間部材 () 55 「バレット」レイヤ(L) 1 タイブ(P) 学・電気特性 【相転移】 降伏期数 降伏基準(Y) 0.フォンミーゼス ・
テリアル定義 - 等方性 D(0) 2 タイト) 一般 閲覧歩報 非線形性タイプ の なし(N)	 (a) 銀 (c) 第方性マテリアル カラー(c) 7月/投音破壊 クリーブ 熱光3 手線形弾性(E) 弾鍵性 (5イリニア)(B) 予約(P) 	到部材 55 バレット_ レイヤ(L) 1 タイブ(P) 学・電気特性 相転移 路伏開放 路伏開放 路伏開放 路伏思放 の 0.フォンミーゼス マ 初期路伏応力(0) 30000.
テリアル定義 - 等方性 ID(0 2 タイト) 一般 100数参照 非線开 非線形性タイプ の なし(N)	(a) 銀 い(T) 等方性マテリアル カラー(C	3) 55 / バレット_ レイヤ(L) 1 タイブ(P) 字・電気特性 / 相転移 降伏規報 降伏規報 降伏規報(Y) 0.フォンミーゼス ▼ れ期降伏応力(D) 30000 岸接角(A) 0

すべての部材を弾塑性要素とし、その構成則を図5.4.7に示す.

塑性係数(H), H

硬化則(R)

参照関数(T)

0. 接線係数 Et から算出(M)

0.等方硬化

0.なし

(b) 床版部材 図 5.4.7 構成則

(3) 支点支持条件

4 主桁の場合の支点支持条件を表 5.4.4 に示す.橋軸方向は, S1 側を固定支点として, S2 側を 可動支点とする.橋軸直角方向は,支承のサイドブロックと上沓の遊間を考慮して, S1 側, S2 側とも, G1 桁のみ固定とする.2 主桁の場合も同様とする.拘束としては,点支持とする.

	S1 側			S2 側					
	Х	Y	Ζ	Х	Y	Z			
G1	1	1	1	0	1	1			
G2	0	0	1	0	0	1			
G3	0	0	1	0	0	1			
G4	0	0	1	0	0	1			
	固定:1 可動:0 G1 ●								
	G2								
	G3								
	G4								
	S	1			S2				

表 5.4.4 支点支持条件

5.4.3 解析結果

4 主直線桁の場合の解析結果を表 5.4.5 と図 5.4.8 に示す. 床版コンクリートが限界ひずみに 達した状態を終局限界状態(LFu)と定義する. 欠陥がない場合の LFu は 17.0 で, 桁が降伏に 達した状態である部材終局状態 LF1 は 9.2 であり,終局限界状態の安全指標 Ru=LFu/LF1 は, Ru=17.0/9.2=1.85 となり,所要安全率 1.3 以上であった.

一方,損傷時限界状態として支間中央の下フランジおよびウェブに亀裂が入った状態とすると 部材を除去した損傷時の安全指標 Rd=LRd/LF1 は,Rd=8.4/9.2=0.91 となり部材終局状態の 50% の耐力を十分確保した結果になった.

LFLG 欠陥	無し	あり	あり	
ウェブ欠陥	無し	無し	あり	
鋼重+床版自重初	26.9	29.8	39.4	
华欧代马	T 荷重倍数	9.2	4.0	4.0
们即打不时	変位(mm)	106.0	71.7	98.8
床版限界ひずみ	T 荷重倍数	17.0	12. 2	8.4
(0.0035)	変位(mm)	280. 0	227.0	194. 0
変位 L/100 時	変位 L/100 時 T 荷重倍数		14.3	11.1
(支間長 33m)	変位(mm)	330.0	330.0	330.0

表 5.4.5 4 主直線桁の計算結果



同様に、2主直線桁の場合の解析結果を表 5.4.6と図 5.4.9に示す.終局限界状態と(LFu)は 19.2で,部材破壊限界状態 LF1は11.4であった.終局限界状態の安全指標は,Ru=19.2/11.4=1.68 となり、所要安全率 1.3 以上を確保した.損傷時限界状態の安全指標は,Rd=7.2/11.4=0.63とな り、部材終局状態の 50%の耐力を十分確保した結果になった.

LFLG 欠陥	無し	あり	あり			
ウェブ欠陥	無し	無し	あり			
鋼重+床版自重初	25.0	31.6	53. 3			
花胶化吐	T 荷重倍数	11.4	3. 2	0. 4		
们阳年1入时	変位(mm)	104. 0	71.1	60.5		
床版限界ひずみ	T 荷重倍数	19. 2	10.8	7. 2		
(0.0035)	変位(mm)	277. 7	275. 0	265.9		
変位 L/100 時	T 荷重倍数	20. 2	12.1	8.5		
(支間長 33m)	(支間長 33m) 変位(mm)		330. 0	330. 0		

表5.4.6 2主直線桁の計算結果



全ての橋梁形式の結果を表 5.4.7,表 5.4.8 と図 5.4.10 から図 5.4.13 に示す.

	横構	LF1	LFu	LFd	Ru>1.3	Rd>0.5	無/有			
古伯场	有	9.2	17.0	8.9	1.85	0. 97	0 60			
旦称简	無	10.2	15.4	6.8	1.51	0. 67	0.09			
曲線橋	有	11.4	18.6	9.4	1.63	0. 82	0.70			
300R	無	11.9	17. 1	7.6	1.44	0.64	0.76			
曲線橋	有	10.0	17.8	9. 2	1. 78	0. 92	0.75			
700R	無	10.8	16. 2	7.4	1.50	0. 69	0.75			
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	Charles A state A									

表 5.4.7 4 主桁橋の荷重係数と安全指標





1000.0

図 5.4.10 直線橋









	横構	LF1	LFu	LFd	Ru>1.3	Rd>0.5
直線橋	無	11.4	19. 2	7.2	1.68	0. 63
曲線橋 300R	有	10. 8	20. 1	6.6	1.86	0. 61
曲線橋 700R	有	11.2	20.0	7.2	1. 79	0. 64

表 5.4.8 2 主桁橋の荷重係数と安全率



(a)直線橋



(b)曲線橋(300R)





図 5.4.14 と図 5.4.15 に4 主直線橋の終局限界状態(床版コンクリート限界ひずみ)に達した際の支間中央の分配横桁の変形図と応力図を示す.



(a) 欠陥無し:LFu=15.4 (b) 欠陥あり(L.Flg+WEb):LFu=6.8 図 5.4.15 4 主直線橋(横構無し)

図 5.4.16 と図 5.4.17 に 2 主直線橋の桁降伏時と終局限界状態(床版コンクリート限界ひずみ) に達した際の支間中央の横桁の変形図と応力図を示す.



図 5.4.17 2主直線橋(床版コンクリート限界ひずみ)

5.4.4 考察

解析結果から各橋梁形式について,荷重係数と安全指標を図 5.4.18 と図 5.4.19 にまとめる. 部材終局状態(桁の初期降伏)は4 主桁橋の場合が2 主桁橋に比較して若干大きな値になったが, 終局限界状態(コンクリート限界ひずみ)は2 主桁橋の場合が大きな値になった.4 主桁橋の横 構が無い場合は,ある場合に比較して損傷時限界状態の値が20~30%程度小さくなり,リダンダ ンシーが低下する傾向にある.また,2 主桁橋は4 主桁橋の横構が無い場合と同程度のリダンダ ンシーを確保した結果になった.

しかし、いずれの場合も、図 5.4.19 に示す損傷時限界状態の安全指標 (Rd) は 0.5 以上を確保 しているため、リダンダンシーのある構造であり、リダンダンシー評価から<u>横構の省略は可能</u>で あると考えられる.



図 5.4.18 荷重係数



図 5.4.19 安全指標

5.5 FEM 解析による二次部材の評価2(支点上補剛材)

5.5.1 目的

支点上補剛材について,現状の設計法は昭和32年に制定された「溶接鋼道路橋示方書」から大きな変化はみられず,荷重集中点の補剛材として軸方向圧縮応力を受ける柱として以下の仮定を満足するように設計されている(みなし規定).

(1)抵抗断面

腹板の一部(板厚の12倍)が協力し、支点上補剛材と合わせた十字断面としている.

根拠:腹板を「圧縮力を受ける自由突出板」と仮定し、局部座屈に対する許容応力度の低減 が生じない範囲を腹板の協力幅としている.

(2) 柱の有効座屈長

両端固定の柱に相当する有効座屈長 l=0.5b^{**} と仮定している. ※主桁の腹板高さ 根拠:荷重集中点が最大となる三角形分布とした仮定による.

今後,性能照査型設計法への移行や,既設橋の耐荷力評価や補修補強設計で「設計方法の合理 化」が望まれる.そこで,1)腹板の協力幅,2)腹板の鉛直方向応力分布,3)主桁ウェブの応力性状 について FEM 解析を用いて各部位の応力を算出し,現状の設計仮定と比較・考察することで, 支点上補剛材の「設計方法の合理化」に向けた課題を抽出する.

5.5.2 解析条件

(1) 解析モデル

本小委員会の「WG② 連続桁中間支点の設計曲げモーメントの評価方法」で用いた FEM 解析 モデルを準用する.



幅員中心に対称条件を設定し、橋梁全体の 1/2 を解析モデルの対象とし、鋼桁はシェル要素、 ソール PL、ゴム支承もモデル化した.詳細については WG2の報告書を参照のこと.

(2) 解析条件

実構造は梁構造であり、設計で仮定した単純な柱部材ではないため、着目点は曲げモーメント やせん断力の影響を受ける中間支点部(P1支点)を抽出する.

荷重ケースは鋼桁部に生じる応力が支配的となる「合成前死荷重」とする.

(3) 補剛材形状

支点上補剛材の配置および形状は図5.5.2に示す.

5.5.3 検証方法

(1)腹板の協力幅

腹板の鉛直応力度に着目し,腹板ウェブの協力幅を8倍,12倍, 16倍,20倍で変化させ,下端から100mm程度の位置について, 「応力度×面積の合計」で求められる反作用力P'と設計反力Pの 関係を確認する.参考までに支点上補剛材無しのケースについて, 同様の協力幅で比較を行う.



図 5.5.2 支点上補剛材モデル

(2) 鉛直方向応力分布

腹板と支点上補剛材それぞれについて,鉛直方向の平均応力度の分布を算出し,設計で仮定さ れた三角形分布を示していることを確認する.

(3) 主桁ウェブの応力性状

算出された FEM 解析結果を考察し,設計仮定 との乖離する項目を抽出する.

5.5.4 解析結果

(1)腹板の協力幅

図 5.5.3 は腹板の協力幅を板厚の 8 倍, 12 倍, 16 倍, 20 倍とした場合の平均応力度 ×有効断面積=P'と設計反力 P の関係を示し たグラフである.

図 5.5.4 はウェブ位置の応力度を腹板の 高さごとに示したグラフである.

図 5.5.3 より, 16 倍以上は, ほぼ, 横ばいの傾きを示しているため, 腹板の協力効果は小さいことが解る.

図 5.5.4 より,腹板の下端近傍は,支点上 補剛材の有る無しに関わらず,支点上補剛材 位置から 10 倍の位置(支承端部)がピークと なり,12 倍を超えると急激に応力度が下がる 傾向にある.

腹板位置が高い位置になるとほぼ横ばいの 応力度を示す.





図 5.5.4 腹板の応力分布

(2) 鉛直方向の応力分布

図 5.5.5 は現状の設計法に準拠し,腹板厚×12 倍の協力幅について,図 5.5.6 は支点上補剛材について,それ ぞれ平均応力度を高さ方向にプロットしたものである.

図 5.5.7 は腹板の鉛直応力度に着目したコンター図を 示し,図 5.5.8 は支点上補剛材に着目したコンター図を 示す.

設計仮定では荷重集中点で最大となる三角形としているが, FEM 解析結果をみると, 腹板も支点上補剛材も概ね, 三角形の分布を示している.

しかし,腹板は下端部で応力度が高く,高さの 1/4 程 度で応力度が半分に,高さの 1/2 程度で0 になる.

支点上補剛材は上端で応力が0とする設計仮定と同様 な傾向を示していることが確認できる.

(3) 主桁ウェブの応力性状

軸圧縮応力の設計仮定は鉛直荷重に対して有効な面積 の公称応力として評価しているが,主桁ウェブ下端にお いて,支点中心では応力が小さく,左右の支承端部で応 力が大きいなどのばらつきがある.

5.5.5 考察

解析結果から、中間支点部における主桁腹板、支点上 補剛材について考察する.

- ・応力分布より,腹板の協力幅は12倍が妥当である.
- ・腹板に着目すると、支点上補剛材の配置は、支承端部 とした方がよい.
- ・高さ方向の応力分布について、支点上補剛材は概ね設 計仮定と同じ傾向を示すが、腹板は腹板高の1/2程度 で鉛直応力度が0となる.

これは,設計仮定で荷重集中点の柱として設計して いるが,実際は腹板が連続しており,せん断力として 鉛直応力度が腹板に分散していくと考えられる.

- ・中間支点部は支点をはさみ両側で鉛直応力度に差異が ある. 左右のせん断力の影響によるものと考えられる.
- ・支点上補剛材の材端(腹板に拘束されない側)の応力 度が大きい傾向にある.



図 5.5.5 腹板の高さ方向応力分布







図 5.5.8 支点上補剛材応力コンター図

5 - 27

5.5.6 課題の抽出

考察より,支点上補剛材の合理化に向けて以下の課題が考えられる.

(1) 設計仮定との乖離

主桁腹板は荷重集中点の柱として設計で仮定されているが、ウェブの連続性(梁としての挙動)を評価した、検証が必要である.

- ・支点部の腹板が最も不利(座屈、終局状態)となる荷重条件の検証
- ・局部応力に対する安全性の検証

(2)支点上補剛材の形状

- ・支点上補剛材の配置,形状(腹板全高,1/2高など)の検討
- ・支点上補剛材の幅の検討(自由突出幅による応力の低減や,座屈モード)

(3) 地震時慣性力に対する合理的な設計

・地震時慣性力などの横荷重に対して、設計仮定と実挙動の乖離が無いかの検証

5.6 まとめ

二次部材(対傾構,横構,支点上補剛材)の合理化に向け,現状の設計法や既往の研究成果, そして FEM 解析を利用して設計仮定と実態の違いを検証した. その結果を踏まえ,本項の検討結果の総括を以下に記す.

(1) 対傾構·横構

1) 検討結果

- ・設計荷重や設計法を見直しても断面のスリム化は困難である.
- ・考えられる合理化は横構の省略,対傾構の間隔を広げるなどが考えられる.
- ・既往の研究では弾性範囲であれば概ね荷重条件や橋梁形式について検証済みである.
- ・橋全体として横構有無が塑性域(終局時)における安全性に及ぼす影響を,終局状態をリダンダンシーの指標(損傷時限界状態の安全指標 Rd)で評価した. 今回の条件の基では,横構有り無しで,Rdに 20~30%の低下は見られるが,横構が無い場合でもRd は 0.5 以上確保されており,<u>横構の省略は可能</u>であると考えられる.
- 2) 課題
 - ・既往の研究では床版が健全であることを前提として検証であったため、床版の健全 度を評価した検証が必要である.
 - ・荷重側の妥当性を検証する。
 例:横荷重における床版と主桁の荷重分担率など(実際の損傷事例を踏まえた検討)
 - ・終局状態の評価方法
 今回の検証では単純桁をモデルにリダンダンシーに着目した検証を行ったが、連続桁など、
 その他の形式や終局状態の設定方法など、パラメトリックに検証する必要が有る.

(2) 支点上補剛材

- 1) 検討結果
 - ・今回の条件では,腹板の協力幅,支点上補剛材の鉛直方向応力分布は設計仮定と実態は概 ね一致した.
 - ・支点上補剛材は支承端部に取り付けた方が効果は高い.
 - ・腹板下端の鉛直応力度にばらつきがあり、中間支点では、左右のせん断力の影響を受ける.
- 2) 課題
 - ・支点部の終局状態を把握する.
 - ・支点上の腹板をどのような応力(荷重条件,曲げモーメント,せん断力,支点反力)を利 用するか検討する.
 - ・座屈に対してどの基準耐荷力曲線を適用するのが妥当か検討する.
 - ・支点上補剛材の形状の違いを検証する.
 - ・地震時慣性力などの横荷重に対して、設計仮定と実挙動の乖離を検証する.

						くとも2列)の横構を配置する。	は上横構の省略が可能。	g Z.o	可自告。			覧(S54)に基づいている。			証の対象外とする。	5こと。【道示(H24.3) 4.1.5】	に2組の横構で均等に受け持つ	部材力として求める。				K		支点	大きくなり、端部の横構断面が				るせん断力を考慮して設計する。				Ŷ	場合は、横構を評価した	
	橫 構	①地震荷重、風荷重などの水平荷重を支点まで伝達する	②下フランジの横振れを止める(架設時、曲線桁)	③主桁と共同して準箱桁を形成する(余剰耐力)	④架設時の位置決め	・支間長全長にわたり、少なくとも1列(3主以上の場合は少なく	・鋼床版やBC床版など床組が主桁と確実に結合されている場合	・支点付近は水平荷重を全ての支承へ均等に分散させる構造と	・支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は上横構の省略が可	・曲線桁では横構を省略してはならない。		※具体的な配置思想は道路橋示方書には記載が無く、設計便	①圧縮部材として細長比を満足する。	②横荷重による応力照査を行う。	③一次部材としての設計(曲線桁) ⇒ 二次部材の合理化検	①二次部材としての細長比(1/ッが150以下)の規定を満足する	②設計に用いる荷重は、床版と横構で1/2ずつ負担し、さら	ものとする。尚、部材力は、主桁と横構からなるトラス斜材の	I			ABCE	A' C' E'	支点	※多主桁になるほど、死荷重が増え、横構に作用する軸力は	大きくなるケースがある。	③各種設計方針有り<参考>	1) 設計便覧	主荷重による付加応力と準箱桁作用のねじりモーメントによ		2) 隣辺箱桁理論による曲線1桁橋の嶺構部材力の近辺解弦 繊維さ歩 z 細枯ちゴョンねとこう と鶴枯さなさ	傾伸を伶丁舟がビフノバに起み込ん こ界がを11 り。	※横構はせん断変形を考慮できる梁要素としての剛性を与え	どちらの手法を用いたとしても、製作キャンバーを算出する	モデルで実施する。(実挙動との乖離が大きいため)
め(対傾構・機構)	中間対模構	①主桁の横倒れを防止	②主桁の相対変位を抑制(分配横桁を設ける場合は分配効果は余剰耐力とする)	③横荷重に対して節として抵抗する部材	④架設時の位置決め	6m 以内かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で配置する。 【道示(H24.3) 11.6.2】	【甲症】	・床版コンクリートに対する配慮し、桁の相対たわみを抑制するため。	・圧縮フランジの固定点間距離を制御し、ねじり抵抗の減少を防ぐため【道示(S39.40条】	※決定根拠は従来の設計の経験から(S39年道示から変更無し)	・間隔が広がると横構の有効座屈長が長くなり、不経済となる。	・架設時の位置決め、安全性への配慮(1ブロックに1~2箇所)	①圧縮部材として細長比を満足する。	②横荷重による応力照査を行う。	③疲労に配慮した構造ディテールを検討する。	①二次部材としての細長比(1/ッが150以下)の規定を満足すること。【道示(H24.3) 4.1.5】	②機構固定点間距離に作用する機荷重(地震L1、風荷重)に対して平面トラス系で応力照査を行う。	p/2 A p/4		M M		b/2 24回 (minute)	2、日本市会会で、4、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、1、	の一穴心ジンや垣皮図ぶつ出 しつぶ ジ来サに対 しく放け耐火は収音 にこのノイノー がで休用 すつ。(山穴心がジン・中国を図ぶつ出 しつぶ ジ来 七日 (1414)				Latimum		一本一 ②の応力で決まることは少なく、①の細長比	・賃貸買買の回転、12372との14月間回で10世間見9番。 277229の回転度14%。 Partinity + x x	的国が失去る。			
<u> </u>			H 64	E					配置思想					設計思想											細部条件										
現状の副																	¥	迴示	п·	設計	.便1	覧													

【付録1.】現状の設計法のまとめ т

-Т

3-30

Application Application Application Image: the standard of the			뷔U)			腹板に局部		自な範囲まで						TH	2			 [照査)	*合わせに		黄げた位置	てよい	13.1による								
Induction Mathematical and a section of the section of t		支点上補強リフ	支承端部直上の局部変形を防ぐとともに、支承部が求められる所要の機能を発揮できる構	①支承端部の直上の上部構造の腹板に垂直補剛材を設ける	【甲症】	・橋軸方向の慣性力と支承の高さに起因する偶力により,上下方向の力が生じ,フランジ冬 咳回が生じストレがあス色 トカを防止せる	在HFF-土ひらしてどのシミントなととHFトション ②補強リブ高さは祐高の1/2程度まで可能な限り高くするのがよい	ただし, 横構などによりその高さが確保できない場合は, 図3.7.2に示すように取付け可能	としてよい	【道示V.14.5.2解説より】 【支承便覧3.7.1より】 ──	инието стало ста Стало стало стал	Critics		四一番は21 魚白湯間付による文秀県との展開の現成の漫画の例	m00b	図-3.7.2 補強リブの取付け例	支承から受ける鉛直及び水平力に対して安全あること ①鉛直力支換総部・総軸方向の増性力に対して安全して。 ①10-30-1-5-体線船・総軸方向の増性力に対し、億力に下り3-33-1(軸方向圧縮力を受ける社)	●ヌれ=バメブュヌミルコ・ハルーカージに、ビニバニシット」といってきった。 (#2) F3 (#1) (#1) (#1) (#1) (#1) (#1) (#1) (#1)	①鉛直力支持機能:支点上補剛材と主桁ウェブからなる断面について, 設計荷重とその組;	対して設計を行う	②水平力支持機能:式(3.7.1)で示す設計地震時水平力Pによる曲げモーメントが支点上	に作用するとして,図3.7.1に示す斜線で囲まれた断面を用いて設計し	上部構造に塑性化を考慮しない場合,許容応力度の割増し係数は道示;	M = P H (3.7.1)	P:地震時水平カノけた本数 H:地震時水平力力作用位置と支点上横げた下フランジ間の距離 Lummunt + Lummer + Lummer + Lummer + Lummer	40%がかナン117010年11。」 イメストの塗石 - と何らく(1) ション, 第 製支承の場合回転中心としてよい。	A: 544回2単元目 24×ウェブル	XALANTET772			図-3.7.1 地震時水平力に対する鋼1げた取付け部の構造
道示エ・マ 支承便覧	2.60 (次近土補関約)	支点上補則材	集中荷重に対する安全性が確保できる構造	両側に対称に設け, フランジ両縁に達するまで延ばす事を原則	【申集】	・断面形を対称とし偏心の影響を避ける ・たまスだけレキンジの縁に港ナスキを辞げ」 七を口溢に贈拓に伝っス	、こうたシノノノノクを行けてきまっていた。ここには「反反ててた」の「動力向圧縮力を受ける柱とした設計	◎ 補剛材下端に特に大きなスカーラップを有する場合は、支圧応力度の照査を実施	①柱としての有効断面積:補剛材+腹板板厚の124 但し,全断面積は補剛材断面積の1.7倍まで			122/1224 124 124 124 124 124 124 125122124	図-11.5.1 荷重集中点の版板の有効幅	[隶申]	・【昭和48年2月 道示Ⅱ8.7.1解説より】12tの根拠	静振子たの場合は腹板も下フランジに密着しているのた。住としての断面の計算には	載板の一部も有効に働くと考えてよいことにした。その場合、 <u>酸板の有効幅は3.3.2.2</u> に <u>要定されている圧縮な安ける板の範疇</u> 比の制限の2倍を考えればよい。この値はSM 41 SMA 41 13	たおいて腹板厚の26倍となり、より強度の高い材質を用いた場合は、理論的には幾分小 SS 50 5	さくなるが,酸位が能いていることなどを考えれば十分安全であると考えられるので設 SM 50 12	計の価格化のためすべての材質に対して板厚の24倍と規定した。 SM 50 11 11	: ・【平成24年3月 道示Ⅱ11.5.2解説より】補剛材断面積の1.7倍根拠 SMA 58 6	住としての全有効断面積のうち,限板の断面積の占める割合を補聘材断面積の70%以下	としているのは、支承に最も近い箇所では腹板の前記有効幅がまだ働いておらず、ほとん	ど種胴材の断面積によって反力に耐えなければならないことを考慮したためである。なお、	②有効啐屈長: 衹喜の1/2	【甲集】	・【平成24年3月 道示Ⅱ11.5.2解説より】	荷重集中点の補開材は全反力を受ける柱として読計する。その場合の輪方向の許容圧縮 広力度は3.2.1に規定する値を用いるが、応力の分布は荷重集中点で最大となる三角形と	反定し、有効範囲長は桁約の1/2をとることとしている。		
道示U・V 支承便覧	(前)(本)) まし		目的		配置思想			設計思想													細部条件										
	党へつき														押	見たり	□·>		支承	不便略	則										

現状の設計法のまとめ(支点上補剛材)
タイトル 鉄筋コンクリート床版の剛度および横桁,横構の多主桁合成桁橋におよぼす影響に 出典 土木学会 年次学術講演会講演概要集 第1部 Vol.28巻 著者 奥村,佐々木,佐藤 発行年 1973年 キーワード 横分配作用,床版の付加曲げモーメント,橋梁全体の剛性 単純多主合成鈑桁 ************************************	こついて
出典 土木学会 年次学術講演会講演概要集 第1部 Vol.28巻 著者 奥村,佐々木,佐藤 発行年 1973年 キーワード 横分配作用,床版の付加曲げモーメント,橋梁全体の剛性 単純多主合成鈑桁 *** *** ***	
著者 奥村, 佐々木, 佐藤 発行年 1973年 キーワード 横分配作用, 床版の付加曲げモーメント, 橋梁全体の剛性 単純多主合成鈑桁 **** **** **** **** **** **** **** **** **** **** **** **** **** **** ***** **** ***** **** ***** **** ***** **** ****** **** ****** **** ******* **** ********** **** ************************************	
発行年 1973年 キーワード 横分配作用,床版の付加曲げモーメント,橋梁全体の剛性 単純多主合成鈑桁 ************************************	
キーワード 横分配作用,床版の付加曲げモーメント,橋梁全体の剛性 単純多主合成鈑桁 ************************************	
対象構造	
Fig. 1 A finite element of small flange plate),
 多主合成桁における床版の剛度の影響と横桁・対傾構・横構の力字的な協力作用にする。 既往の研究で平面構造物として実施していた解析を、面外曲げ作用を考慮した構設で理論解析により検討した。また、理論解析の妥当性を実験により確認しほぼ一致1 ①床版の剛度の影響 床版のみでは横分配作用が不十分で、各主桁間にたわみが生じ、床版には設計していない付加曲げモーメントが発生する。 ②横桁・対傾構・横構の力学的な協力作用 荷重の載荷付近の横桁・対傾構のみ、床版の付加曲げモーメントに効果的である また、対傾構と横構を取り付けたモデルは、捩り剛度が増した事で橋梁全体の剛相 まり、横分配作用が良好になる。特に、偏心載荷に対しては下横構は有効である。 	を明確 造物とし した ・ 、 生が高
懸念事項	
解析条件	
荷重条件	
単純合成3主飯桁(径間8m,幅員2.4m,主桁間隔0.8m) fig6:床版のみの場合の径間中央中桁に20tを集中載荷 fig7:fig6の載荷位置を径間中央外桁にした場合 fig8:径間中央に横桁を取り付けた場合の径間1/4点中桁上に20tを集中載荷 fig9:対傾構・横構を取り付けた場合でfig7と同じ載荷条件 fig6 fig6 fig6 fig6 fig7 fig6 fig6 fig7 fig6 fig7 fig7 <th>Bracir</th>	Bracir
aniy Stab 解析条件が不明瞭の為、本文献に関しては実験条件を示す。	

No.	2							
タイトル	合成工桁橋の対傾構部材力に及ぼす床版損傷補修対策の影響							
	土木学会 構造工学論文集 A Vol.34巻							
 一 戏行年	1988年							
光日平								
キーワート								
山存井ンナ	-12 [1] J = h % = h / J / J							
刈豕悟垣	##mage $Efreskidesetk##fridghidesetk##fridgh##fridghidesetk##fridgh$							
文献の概要	床版損傷補修対策として導入された,縦桁増設とそれに伴う対傾構の補強や床版増厚が, 対傾構部材力に与える影響をケーススタディ的な計算により検討する. ①縦桁増設とそれに伴う対傾構の補強 床版のたわみは全体的に減少しており,この補強の本来の目的を満たす. 対傾構の斜材の軸力は殆どの部材で減少するが,一部で増加する. ②床版増厚の補強 床版のたわみは全体的に減少しており,この補強の本来の目的を満たす. 対傾構の斜材の軸力は全ての部材に対して減少する.							
	現行の①, ②いずれの補修対策も, 本来の目的である床版たわみの低減の観点からは同 程度の効果がある. 対傾構部材力の低減の面からは既設橋梁に対して必ずしも適用可能とはいえないが, 床 版増厚による方法が有効である.							
懸念事項								
	FEMモデル(著者考案の簡易な対傾構部材力の解析方法) ・解析モデルとしては床版を中心におく. ・床版は板要素. ・主桁および縦桁は偏心骨組要素. ・対傾構は新たに導入した対傾構要素. Backgroup (平面に力および平板曲げ)によりモデル化 偏心骨組要素によりモデル化 メ国体要素 図-4 橋梁全体構造のモデル化							
解朳条件	総節点數:971 総要案数:1529 板要素:912 finder filler							
荷重条件	 ・中央径間中央付近の対傾構位置に、T-20の後輪各8tf(計16tf). 前後車輪間隔を近隣の対傾構位置(3.75m)とし、前輪各2tf(計4tf). ・上記を幅員方向に移動させる. 							
実験								
その他								



No.	4						
タイトル	鋼I桁橋における構造形式の簡素化に関する検討						
出典	横河ブリッジ技報						
第一著者	名取, 明橋, 尾下						
発行年	1992年						
キーワード	横構·対傾構省略, FEM解析, 実橋載荷実験						
文献の概要	 上路プレートガーダー単純直線橋(多主桁,直線)における横構,中間対傾構の省略の可能性について,支間長30mと40mの活荷重合成単純桁(4本主桁)をモデルとした解析を実施し検討を行っている. 1. 横荷重に対する検討 解析対象:4主桁活荷重合成桁 支間長30mおよび40mの2種類支間中央に分配横桁 1.1 横構・対傾構の省略による横構・対傾構の荷重伝達の解析的検討 ・横荷重に対する横構の荷重分担度は前横荷重の25%程度で,通常設計は過大評価している. ・中間パネル部における横構は,横荷重に対する抵抗部材としての寄与は少ない. 1.2 横構・対傾構の省略による主桁の変形,応力性状の検討 ・横構都に伴う変形,応力性状の変化はほとんど認められず,横構の省略は可能. ・横構都に伴う変形,応力性状の変化はほとんど認められず,横構の省略は可能. ・横構および中間対傾構の省略構造については横方向剛性が著しく低下し,中間対傾構の省略は不可能. 2. 架設時の主桁の横ねじれ座屈に対する解析的検討 解析対象:1.と同じ ・横構を省略した構造系においては,主桁の座屈荷重に大きな低下はない. ・中間対傾構は主桁の横ねじれ座屈に対して有効に作用する. 3. 交通荷重に対する二次部材の余剰効果の実橋載荷実験による検討 対象橋梁:3主桁活荷重合成桁 支間28.73m,幅員7.5m ・金剰効果は比較的少なく 荷重分配作用の面からは二次部材の省略による影響はほとんどたい 						
懸念事項 解析	横構および中間対傾構の省略構造については主桁の下フランジにおける水平変位の増加,支間中央の横桁位置での大きな曲げモーメントの発生などの問題がある. 弾性解析,固有値解析,座屈固有値解析 31構造系 3種様語 42構造系 中間対擬構 分配機桁 中間対版構 中間対版構 42構造系 全機構名略 43構造系						
実験	検得・中間対優構省略 A4構造系 図ー4 解析対象構造系 撤去予定橋梁で載荷実験 載荷荷重:20tonトラック 最大8台使用						
その他							





No.								
タイトル	2主桁橋の横構省略に関する考察							
出典	土木学会第50回年次学術講演会(平成7年9月)							
著者								
発行牛								
キーワード								
对象構造	橋長107m,支間長2@53m,幅員11.4m.							
文献の概要	2主桁の横構省略の影響,及び橋軸直角方向の支持位置の影響を全橋FEM解析によって 検討. ・横構により橋軸直角方向の変形量は約15~18%低下する. ・橋軸では直角方向の支持条件が主桁下フランジ位置と横桁中央位置では横力による 変形モードが異なる. ・対象とした2主桁では,横構の配置よりも支点位置の変更の方が構造上有利に働く.							
懸念事項	_							
解析条件	 • 242間全長をモデル化. • 床版を8節点アイソパラメトリックソリッド要素、鋼桁を3及び4節点アイソパラメトリック シル要素、機構を2節点棒要素でモデル化. • 300 (第一日) • 第析モデルは6通り. • ま1 解析したモデルと呼称 • <u>支持条件 橋軸直角方向を下フランジで支持 橋軸直角方向を横桁で支持</u> <u>モデルの分類 モデル1 モデル2</u> <u>市プル名 モデル1 モデル2 モデル2 モデル2</u> <u>市 オポル1 モデル2 モデル2 モデル2.3</u> • (1) • (1)							
荷重条件	・地震荷重(橋軸直角方向:0.17G).							
実験	なし.							
その他	—							

No.	8
タイトル	シンプルな横補剛材をもつ多主I桁橋の荷重分配性能および床版応力
出典	土木学会 年次学術講演会講演概要集 第1部(A) Vol.51巻
著者	吉田,長井
光行牛	
キーワード	<u>看刀化, </u>
対象構造	
文献の概要	合成2主少数鈑桁で採用されているH形鋼タイプの横桁を従来の多主鈑桁に採用した横補 剛システム(シンプルシステム)の横分配作用と床版応力を求め,従来の対傾構・横桁・横 構による横補剛システム(従来システム)との差異を明らかにする. ①横分配作用 シンプルシステムの方が荷重分配作用は劣るが,その差は小さい.また,横桁の取付け 高さ(上段・中段・下段)による差はかなり小さい. ②床版応力 主鉄筋方向の応力の差異は殆ど見られない.配力筋方向の曲げ応力は,主鉄筋方向と 同程度であった. また,横桁の取付け位置による差は小さく,鉛直補剛材にフランジをつけても変化は見ら れない. 今回着目した荷重分配と床版応力に関しては,従来システムとシンプルシステムの差はな いので,従来の多主鈑桁において合理化・省力化を同時に達成できるシステムとして期待 できる.
縣今車百	構帯重に対しての検討けしていない
恋心ず快	「医国王にろ」していた時間はしてて、など、
解析条件	FEMモデル ・床版を8節点ソリッド要素, 主桁を4節点シェル要素. ・スパン中央部の横桁, 補剛材の腹板とフランジは4節点シェル要素. ・その他の位置の横桁, 補剛材のフランジははり要素.
荷重条件	 ・荷重分配性能検討用:G1,G2桁上に集中荷重10tf ・床版応力検討用 :3組のT荷重を幅員中央および偏載載荷 ^{2000,2000,2000} _{P1 P3 P2 P4} _{P1 P3 P2 P4} _{P1 P3 P2 P4} _{P1 P4 P4 P2 P4} _{P1 P4 P4 P4 P4 _{P1 P4 P4 P4 P4 _{P1 P4 P4 P4}}}</sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub></sub>
実験	
その他	

No.	9						
タイトル	合成2主I桁橋の横補剛材をパラメータとした2次応力に関する検討 構造工学論文集 Vol 424 (1996年3日)						
<u>山</u> 典 茎者							
発行年	1996年						
キーワード	鋼2主桁, 横桁, 横補剛材, FEM						
	単純活荷重2主合成桁橋,支間40.0m,幅員10.6m,桁高2.5m, 桁間隔7.0m,床版厚300mm						
対象構造	単位(mm) ↓						
文献の概要	 風荷重を対象に、二次応力を含む立体的な挙動の検討を行った。 ・橋の全体挙動 L荷重、ねじれ荷重ともに全体挙動に対しては横桁パラメータの影響を受けない。 風荷重載荷時はほとんどの荷重が床版を介して支点に伝達される。 ・局部応力 横桁パラメータの違いにより二次応力は変化するが、得られた応力の値は小さい。 ただし、L荷重載荷時に鉛直補剛材上端部の腹板に「首振り」によって大きな応力が 生じるので注意が必要である。 対策として、補剛材にフランジを付ける、または、補剛材の板厚を増厚することが 考えられる。 						
懸念事項	連続桁での検証,ジベルと横桁パラメータの関係						
解析条件	 ・主桁は4節点シェル要素とし, 橋軸方向は1m間隔で分割し, 支間中央部の2m区間は200mmで分割 ・床版は8節点シリッド要素とし, 床版支間方向に300mmで分割し, 主桁近傍では150mmで分割 ・横桁, 補剛材は4節点シェル要素でモデル化 ・横桁(シェル要素) ・床版(ソリッド要素) ・床版(ソリッド要素) ・床版(ソリッド要素) ・炭(ソリッド要素) 						
荷重条件	鉛直荷重(L荷重), ねじれ荷重(L荷重を偏心載荷), 風荷重						
実験	無し						
その他	_						



No.	11
タイトル	I桁橋の横方向補剛材撤去に伴う鉛直荷重下の全体,局所変形挙動
<u>出典</u> 苯类	構造工字論文集 Vol.42A(1996年3月)
<u>者</u> 有 圣行在	
キーワード	鋼3主桁,疲労フリー化システム,経済性,2次部材の省略,FEM解析
対象構造	3主桁単純活荷重合成桁 1000 13.500 100 100 100 100 100 100 100
文献の概要	【解析結果】 •下横構,中間対傾構を撤去すると,荷重分配性能が多少低下する. •荷重状態によって分配横桁位置での局所応力が大きくなるが,橋全体の挙動に大きな 変化は生じない.また床版の増厚により,局所応力の増加を低減できる. 【課題,結論】 •どの程度床版を増厚すれば,横方向補剛材の撤去が可能か,定量的に特定することが 課題. •橋の全体挙動に大きな差異が生じないことから,応力集中が生じる構造ディテールの 改良を行うことによって構造のシンプル化が可能と考えられる.
懸念事項	_
解析条件	使用ソフト:MARC K4 使用PC:FACOM VP-2000 条件: •床版と上フランジは合成とする. •床版・20節点のアイソパラメトリックソリッド要素 •上フランジ、腹板,鉛直補剛材 …8節点または6節点シェル要素 •対傾構,下横構…はり要素 $\int \int $
荷重条件	・集中荷重10tf(支間方向に移動)
宇華帝	
その他	

No.	12								
タイトル	2主桁橋の横構省略に対する耐震設計上からの検討								
出典	土木学会第51回年次学術講演会(平成8年9月)								
著者	辻角,橘,高橋,牛島,山中,米田								
発行年	1996年								
キーワード	鋼二主桁, 横構省略, FEM解析								
対象構造	鋼2径間連続非合成2主I桁橋. (ホロナイ川橋) 橋長107m, 支間長2@53m, 幅員11. 4m.								
文献の概要	ねじれ剛性について,はり理論による理論解と実橋の試験結果を比較して,理論解の 妥当性を確認. はり要素による時刻歴応答解析から,地震荷重に対する横構の効果を検討. ・横構の寄与は小さい. ・支承部の設計が重要.								
縣今重百									
解析条件	・2径間全長をモデル化. ・2室桁及び床版を1本のはり要素でモデル化. ・はり要素はせん断中心に配置し,質量は重心に配置.								
	i i								
	1 0.761 0.2118 3.294 0.241 0.241 0.2118 0.241 0.24								
荷重条件	・地震荷重(橋軸直角方向:1978年の宮城県沖地震(最大加速度102gal)の地震波形).								
実験	振動数評価試験により,鉛直1次,およびねじれ1次の固有振動数を計測.								
その他	—								



No.	14					
タイトル	曲線2主桁橋における横構の効果について					
出典	構造工学論文集 Vol.46A(2000年3月)					
著者	平沢,林川,佐藤,高橋					
	2000年					
キーワード	曲線2主桁橋, 横構, 剛性マトリックス					
対象構造	単径間非合成曲線2主I桁橋 支間50m, 幅員9.7m, 桁高2.95m, 桁間隔5.0m, 床版厚280mm					
文献の概要	曲線2主桁橋を対象とし、横構を配置することによって主桁の剛性にどのような影響がある かについて、骨組み解析を用いて検証した. <結果> ①横構を主要部材として設計した場合、主桁が負担する断面力を減少することが可能. ②垂直応力に対する横構の効果:余剰剛性が付加される程度 ③ねじり剛性に対する横構の効果:効果大(支間中央でのたわみが30%減少) ④横構断面を必要以上に大きくしても効果は小さい.					
懸念事項	—					
解析条件	• 骨組構造解析 • パラメータ 横構: 有り, 無し, 横構断面: 1~3, 曲率: 0, 4°, 8°, 12°, 16° • 解析モデルは20通り. I = 50[m] 0=0~16° 0+16° 1-250[m] 0 = 0~16° 0+16°					
荷重条件	・死荷重+活荷重					
実験	なし.					
その他	_					



No.	16					
タイトル	下横構省略によるプレートガーダー橋の構造改善策					
出典	 「「「「」」」 「「」」」 「」」 「「」」」 「「」」」 「」 「					
モリード						
	3径間連続鈑桁橋(4主桁)					
対象構造	100 1100 100 100 100 100 1120 100 100 100 100 1120 100 100 100 100 1120 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 9225 100 111 110 100 9225 100 100 100 9225 920 100 100 100 9225 920 100 100 100 100 9225 100					
	AAMIO A-AMIO HERRAGE					
文献の概要	本文は下横構省略における剛性確保に関する検討である. ブレートガーダー橋の実際の挙動に即し て構造や設計のあり方を見直し, 下横構を省略した構造を提案している. 提案構造は連続桁も含め て合成桁として設計し, 支点上横げた位置で床版を打ち下ろし横げた上フランジ上にスタッドを設け た構造である. ・従来構造の下横構の荷重分担 支点上に着目した全せん断力に対する分担率は, 風荷重時で16%であり, 地震荷重時で10~14%程 度となった. 設計では50%で仮定するが, それよりも1/3以下である. ・ずれ止めへの作用力 従来構造では中間支点付近のずれ止めに大きなせん断力が生じるが, 提案構造では大幅に低減さ れる. ・床版応力 床版を横構の代替部材と考えるために横荷重による水平曲げモーメントに対して応力照査する. FEM解析結果では, 従来構造に比べて提案構造の値が多少大きくなる傾向があるが大差はないこ と, 床版の上面と下面とではかなりの差異がある.					
懸念事項						
解析条件	中央径間中央までの1/2モデル. 床板と鈑桁腹板はシェル要素で, フランジや補剛材, 骨組み部材 は梁要素でのモデル化. 床板と鋼桁との結合は, 両者の間を剛棒によって連結し完全合成とした.					
荷重条件	荷重は風荷重(29.78kN/m)と地震荷重(28.16kN/m)の横荷重であり,各節点に分散させて載荷した.					
実験						
その他						

No.	17						
タイトル	曲線2主 I 桁橋の設計に関する検討 日本鋼構造協会(ISSC) 鋼構造論文集 Vol 11巻 No 43号						
	日本鋼構造協会(JSSC) 鋼構造論文集 Vol.11巻 No.43号						
者有 水行年							
<u> </u>							
対象構造							
文献の概要	 2主 I 桁橋の曲線桁への適用に際し,試設計および立体FEM解析による曲率に対する構造特性の変化,横桁取付け部の設計検討,床版の応力検討,地震時動特性の検討を行う. ・従来の曲率とたわみ度の関係のみを基準に曲線桁の適用限界を判定する事は,必ずしも合理的ではない. ・門型フレームモデルで算出した横桁取付け部の応力とFEM解はほぼ一致する. ・床版応力の分布は横桁位置で局所的な集中が見られる為,構造詳細や施工時に留意する. ・鋼桁と床版の温度差により橋軸直角方向に引張応力が発生する. ずれ止めの設計には橋軸方向のせん断力しか考慮していない為,引張応力の程度によっては注意が必要である. ・橋軸直角方向地震時において,桁端部に大きな水平力が発生し耐震設計上支配的になる為,振動モデルの選定を含め慎重な検討を要する. 						
縣令車項	いくつかの課題を対象に検討を行ったもので「実設計にあたってけその他の課題も残され」						
解析条件	R - 2003 ACC COLOR ACC						
荷重条件	格子解析 :死荷重, L活荷重 立体FEM解析:死荷重, L活荷重, T活荷重, 温度差(±10°)						
実験							
その他							

INU.		18						
タイトル	FEM解析を用いた鋼多主桁橋の設計合理化の検討							
出典	日本鋼構造協会(JSSC) 鋼構造論文集 Vol.11巻 No.43号							
著者	村越,高橋,吉岡,野中,加藤							
発行年	2004年							
キーワード	FEM, 影響線解析, 鋼多主桁橋, 最適化設計							
	4径間連続4主鈑桁(非合成・合成) ※静的載荷試験結果のある実橋を基本モデルとしている.							
	409 38000 41500 41500 150 150 150 150 150 150 150 150 150 150	3 Mov	3000 4 Fix	100 100 100	50 1500	10380~109 7000 アスファル	900) 上諸装厚 75	20 750 480~1000
対象構造	(1) (2) (3) (2) (3) (2) (3) (2) (3) (2) (3) (2) (4) (2) (5) (5) (5) (5) (5) (5) (5) (5	753 5750 5000 8ec11 8ec12 10000 10000	000 10000 500 sec.14 sec.15 12800 9650		(百) 端支点 (350)	PC味版埠 上 (62)中間模析 3@2600=79	210 <u>23</u>	1 2 30~1750
支持の振用	鋼多主桁橋を対象として, 主桁の最適化 法について検討するとともに, 格子解析と のである.	設計へのFE 比較した場 素り たチョ	EM解析 合の鋼	の適用重低源	目を試 或効果	み, モ を明ら	・デル化 っかにす	この方
又敵の城安	 ・FEM解析の影響線および活荷重応力は 傾向. ・格子解析による従来設計とFEM解析に。 	,格子解析 よる設計では	の場合 t, ほぼ	と同程	と 度 か よ 変 わ	, それ らない	以上に	になる
縣佘事項	一橋梁を対象とした結果であり、一般性の)ある結論を	得るに	は,種	々の権	喬梁緒	元をパ	ペラメー
	タとした一連の試設計を行う必要がある.							
	<u> 格子非合成モデル</u> および <u>格子-合成モデル</u>	解析モデ	ル簡易モデル	<		>	詳細モデル	
解析条件	たいとなまてことで たいのでは、 たい	山村石林 床版 小ンチ 床版 ピンチ 生析 空ェブン 重 ホーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマーマ	 ● 中子・非音応 ● ジー ジー ジレオ ジー ジレジー (一) 数 1579 (1264) 0.50m 近 エル要素 フセットはり3 両端性を主柄 デル化していな 末版と主析上フ マー4 全て (編材1(主 コングリー 	 申子音成 (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (二) (二)	PEM 谷尾A ロ ロ ー ー ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・	FEM-各成B □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □	FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □	
解析条件	ret ま す たま 1 中雪 た 手 1	山村石林 振振 座 床版 空志石 パンテ考 生析 空志ブン 運速覆 主析 三方ン 三方ン 東子王 東子王 アラゴ 横桁 フラゴ フラゴ 水(村本) 小水ルト 地 東次ブスロン フラボ(北・ト 梁(間分の総のみ) 最大アスロン 夏 日 (一): 京田 原析 タイプ マング係数 ボアソン比 支承条件 同定 可載	 ● オー邦首応 ● オー邦首応 ● オー邦首応 ● オー邦首応 ● オー邦首応 ● オー邦 ● オーボー ● 日 ● 日 ● オーボー ● オー ● オー<th>中子 合成 (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (二) (二) (二) (二) (二) (1520) 1579 (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (264) 0.50m (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275)</th><th>PEM 谷尾へ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ</th><th>FEM-各成B □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □</th><th>FEM-管旗C □ <!--</th--><th></th></th>	中子 合成 (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (一) (二) (二) (二) (二) (二) (1520) 1579 (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (264) 0.50m (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275) (1275)	PEM 谷尾へ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ	FEM-各成B □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □	FEM-管旗C □ </th <th></th>	
解析条件 荷 <u>重条件</u>	<complex-block> King Server Ser</complex-block>	山村石林 床版 床版 パンテ 床版 ピンテ 空点高機 ウェブン 主析 夏ブン 主析 フラン 黄木平浦ブ マラン 横桁 フラン 東小浦ブ 大沢 東山村谷 マラン 東京 大沢 東京 大沢 東大学スペクト 「一・ドガ 東大学スペクト 「一・ドガ 空欄はモモ マー 東市 坊タイプ マグ 係数 ボアソン比 支承条件 支承条件 固定 可載 1	 ● オーチョモ A ● ジー ジ ー ジ ー ジ ー ジ ー ジ ー 第 (一) 数 1520 数 1579 (1264) 0.50m エル要素 フセットはり30 エル要素 フセットはり30 デル化したれ上フ マンクリー 菊村(主 コンクリー 痛軸方向 有 有 市 前東 自由 	中子音成 (一) (一) (一) (一) 1520 1579 (1264) 0.50m 要素 (二) (264) 0.50m (264) 0.50m (1264) 0.50m (二) (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (1264) 0.50m (二) (二) (二) (二) (二) (1264) (1264) (二) (大板桁, 横板桁, 木 (上) (上) (本) (本) (本) (大板桁, 本 (1264) (1264) (1264) (1264)	PEM 台版A 口 口 一 (一) 9445 10747 (1264) 0.50×0.57m 1:3 はり要素 トラス要素 第ず. 成作用を表 通の解料 、微 構開 離剛材、機 差高欄) 電前開材、機 差高欄 回 定方向 橋輔 回 東 自 羽束 自	FEM-各成B □ </th <th>FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □</th> <th></th>	FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □	
解析 条件 荷 重 験 そ の他	<complex-block><complex-block></complex-block></complex-block>	山村日本 床版 上、 床版 学述3 パンテ考 生析 空ェブン 重直福興 水下ボブン 重直福興 横桁 フラン構 水下ボブン 東京福岡 横桁 フラン構 市 フラン構 東京和福岡 秋市 マラン 東京都 東京和 フラン構 「ローン」 大阪 夏太死 大アスペクト 東京和 日 「ローン」 デ 空棚 日 東新寺イズ マング係数 マズアソン比 支承条件 「回」 一回載 東京 東条件 「回載 三	 ● オーチー 単音 広 ● ジー ジー ジ ー ジ ー ジ ー ジ ー ジ ー 第 (一) (二) (日子音成 (一) (1) (1)<th>PEM 谷尾A ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ</th><th>FEM-各成B □ <!--</th--><th>FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □</th><th></th></th>	PEM 谷尾A ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ ロ	FEM-各成B □ </th <th>FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □</th> <th></th>	FEM-管旗C □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □ □	

No.	19
タイトル	鋼I桁橋の横ねじれ座屈に関する設計法の提案
出典 	
モリード	
対象構造	構構を省略した2主桁橋
文献の概要	目的: 細長い2主桁橋などの全体横ねじれ座屈や,最近の合理化橋における横構を省略したり横桁を簡素 化した場合の主桁の横ねじれ座屈に対する設計法を提案し,その検証を行う. 提案する設計法: 薄肉断面梁を用いた骨組モデルにより弾性座屈固有値を算出して,これから座屈有効長さを求めて 道路橋示方書に従った許容曲げ圧縮応力度による設計を行うものである. 検討結果: 提案する設計法の信頼性の確認のために, ①シェル要素FEMによる解析結果の比較 ②実験桁による耐荷力の実験結果との比較 ③実橋の張り出し架設時の弾塑性有限変位解析結果との比較 以上の検討の結果,問題ないことを確認した.
懸念事項	通常の骨組モデルと異なり,薄肉断面梁を用いて座屈固有値解析を行う. 比較検証モデルとしてシェル要素モデルで座屈固有値解析を行う. 架設時の照査の解析モデルは主桁と横桁は薄肉シェル要素,横構はトラス要素.
^脾 竹 希 重 条 件	単位集中荷重(P=9.8kN) 単位集中荷重(P=9.8kN) 単位集中荷重(P=9.8kN) 単位集中荷重(P=9.8kN) 単位集中荷重(P=9.8kN) ● 単位集中荷重(P=9.8kN) ● 単位集中荷重(P=9.8kN) ● ● ●
実験	
その他	

No.	支点上補剛材-01
タイトル	プレートガーダー端支点上補剛材の耐荷力の実験と解析
	構造工学論文集 Vol.32A(1986年3月)
者有	
<u> 光行年</u> <u> キーワード</u>	1980年 誤支占と補剛材 プレートガーダー 実験
<u> </u>	エイ構造物標準設計で示された文間 30m程度のフレートカーター橋(桁高1.6m)
文献の概要	端支点上補剛材は道路橋示万書によると支点から伝達される軸万向圧縮力のみを受け る柱として設計している。 しかし、実際は腹板の張力場による分力が支点上補剛材に横荷重として作用するため、 はり-柱とし挙動するため、そのような作用を受ける端支点上補剛材の耐荷力を正しく評価 するため、実験およびFEM解析による検証を行った。 <結果> ①腹板のせん断座屈荷重は平板の弾性座屈理論値より15%高い。 ②端腹板パネルのせん断耐荷力はRockeyの張力場理論とほぼ一致。 ③支点上補剛材の面内変位は上部1/4付近で最大となる。 ④支点上補剛材の軸方向圧縮ひずみ 終局状態 < ⇒ 三角形分布 終局状態 > ⇒ 中央付近で最大となる。 ⑤腹板の有効幅 ※()内は支点上補剛材片面あたりの枚数を示す。 道路橋示方書(1)⇒15tずつ、BS5400(2)⇒支点上補剛材間Max+6tずつ ⑦支点上補剛材の耐荷力は道路橋示方書による設計法では危険側となる。
懸念事項	後座屈強度を期待した限界状態設計法を検討する必要有り
解析条件	—
荷重条件	•集中荷重
実験	 ・試験体 桁-1(道路橋示方書の設計) 桁-2(BS5400の設計) ・試験体のサイズ:1/2モデル ・荷重載荷点:支間の1/3点に集中荷重を載荷 ・その他設備:横倒れ座屈防止材の設置,線支承,ソールPLを再現
その他	_

Redundancy in Highway Bridge Superstructures (NCHRP Report 406)

SUMMARY

橋梁のリダンダンシー(redundancy)とは、その1部材の損傷あるいは破壊後、荷重を支え続ける 上部構造の能力のことである.部材の破壊は延性的あるいは脆性的であり得る.それは大きな活 荷重の作用や、疲労、脆性破壊あるいはトラックや船舶の衝突のような事故によって発生し得る.

橋梁の構造要素は独立して挙動するわけではなく,他の要素と影響しあい,一つの構造システムを構成する.現在の橋梁の設計示方書では,一般に,このシステム効果を無視し,独立な要素として取り扱っている.リダンダンシーはシステムとしての挙動に関連するため,この研究では, 要素ごとの設計とシステム効果との間のギャップを埋める試みをしている.このゴールは,橋梁システムの部材の耐力をリダンダーの水準の関数として評価するために用いることができるシステム係数(system factor)を導入することで達成される.システム係数は部材の公称抵抗(nominal member resistance)に適用される統計に基づく乗数であり,橋梁システム全体の安全性やリダンダンシーの水準に関係する.

提案されたシステム係数は,道路橋が健全な場合も要素が破壊した場合もシステムとしての最 小限レベルの安全性を保つことを保証する方法を提供する.このような文脈において,ある橋梁 システムは以下のような場合に安全である.

- (a) 最初の部材破壊に対して合理的な安全性レベルを提供する.
- (b) 極端な載荷条件下でもシステムの終局耐力に至らない.
- (c) 予想される荷重強権に対して大きな変形を生じない.
- (d) ある部材の損傷後もある程度の交通荷重を支持できる.

適切な橋梁のリダンダンシーとシステムの安全性を保障するためにチェックされる限界状態は, 以下のように定義される.

部材の破壊(Member Failure): 従来から行われている, 弾性解析と公称部材耐力を用いた個別の 要素の安全性チェックである. 部材破壊前の橋梁構造の耐荷力は荷重係数 LF₁ で表される.

終局限界状態(Ultimate Limit State): 健全な橋梁システムの終局耐力として定義される.これは 高い部材変形能を有する橋梁における崩壊メカニズムの形成に対応する.より変形能の低い橋梁 においては,適切な使用ができなくなる荷重として定義される.たとえば,主部材のコンクリー トが圧壊するときなどが対応する.ある橋梁構造の終局耐力は荷重係数 LFu で表される.

機能限界状態(Functionality Limit State): 主な軸方向部材の許容最大活荷重たわみで定義され, その値は支間長の 1/100 である. この値は公的に認められる最大の変位であると思われる. この 変位制限値は工学的判断に基づいて提案されており,他の研究者や技術者によって用いられてい る変位レベルと整合している.機能限界における橋梁構造の耐力は荷重係数 LF_fで表される.

損傷時限界状態(Damage Condition Limit State): 一つの主要部材が損傷した後の終局耐力とし て定義される. 損傷した橋梁構造の耐力は荷重係数 LFd で表される. 本研究における PC 桁橋およ び鋼 I 桁橋の損傷シナリオとして, 1 つの主桁が取り除かれた状態を仮定している. また, Spread Boxes に対しては一つのウェブとそれにつながるフランジの耐荷力喪失を, multibox beam システ ムに対しては一つのボックスの完全な喪失を損傷シナリオとして仮定している. 以下に示す直接

5-53

解析を実施する場合には、他のシナリオを作り出すことも可能である.

荷重係数 LF₁, LF_u, LF_f, LF_dは, 各限界状態に到達するまでに 2 つの隣り合う AASHTO HS-20 トラックの重量に乗じられる係数を与える. 基準荷重として HS-20 を用いたのは, それが広く用 いられているためである. 2 台の隣り合う車両は, AASHTO LRFD コードのキャリブレーション 時に評価された橋梁の荷重モデルに基づけば, 支配的な荷重条件であると考えられる.

システム係数の表を作成するため,膨大な数の鋼およびコンクリート橋が設計,解析された. 荷重係数LF₁,LF_u,LF_f,LF_dは,橋梁部材の弾性および非弾性材料挙動を考慮できる有限要素解 析コードを用いた増分構造解析で計算されている.その解析から得られた荷重係数の値は,予想 される最大のトラック荷重条件下で,許容される挙動,機能喪失限界,あるいは崩壊状態が認め られるか否かを評価するために要求される値と比較される.本研究では,要求される荷重係数は システム信頼性のキャリブレーションから決定された.そのキャリブレーションにおいては,荷 重および抵抗の不確定性に加え,適切なリダンダンシーを提供することが知られている設計の性 能も検討された.システム係数は,これらの要求荷重係数を満足するよう構築された.したがっ て,提案された枠組みは現在の設計と照査の方法論,特にLRFD 信頼性キャリブレーションを要 素レベルからシステムレベルへ拡張する.提案された変更の目的は,システム安全性の適切な水 準を維持することである.

提案されたシステム係数は、一般的な形式の橋梁に対する設計および照査式の一部として用い られる.本研究で開発されたシステム係数の表は PC 橋および鋼橋に適用可能である.単純桁お よび連続桁形式の I 桁橋に加え、箱桁橋も考慮されている.表は並列する主桁本数と主桁間隔を 用い、マトリクス形式で与えられている.橋梁の支間長に基づく修正法も提供されている.表に おいては、1 橋梁内のすべての並列主桁は同じ耐荷力を有するものと仮定されている.曲線桁は 考慮されていないが、斜角 40 度以下の斜橋はカバーされている.

表でカバーされていない形式の橋梁に対しては,技術者は詳細な増分構造解析を実施すること でそのリダンダンシーをチェックできる.提案法は WSD,LFD および LRFD 設計コードを含むい かなる許容可能な AASHTO 基準にも準拠している.本研究で実施されたキャリブレーションに基 づけば,以下に示すすべての条件を満足する橋梁は適切なレベルのリダンダンシーを備える.

- (a) 終局限界状態に対する system reserve ratio, R_u = LF_u / LF₁ が 1.30 以上である.
- (b) 機能限界状態に対する system reserve ratio, $R_f = LF_f / LF_1$ が 1.10 以上である.
- (c) 損傷時限界状態に対する system reserve ratio, $R_d = LF_d/LF_1$ が 0.50 以上である.

上述した基準を満足しない橋梁設計は、その部材が現行基準で求められる以上に安全側に設計 されることを求めることで、補強されるべきである.一方、上述した基準を満足する橋梁は、よ り安全率の低い設計を許容することで、報いられるべきである.これは、推奨された基準への適 合度の水準に比例するシステム係数の適用によって実現される.増分解析から得られたシステム 係数は、リダンダンシーのない形式の補強あるいはリダンダンシーのある形式の合理化時に、直 接適用できる.一方、システム係数は既設橋梁の評価における健全度係数(rating factor)の計算に用 いることもできる.したがって、リダンダンシーのない橋梁はその部材耐荷力をあげなければな らず、そうしなければより低い健全度となる.

本研究で提案された枠組みは、上部構造のリダンダンシーに基づいて橋梁主部材の終局耐力を 修正するために用いられる.ひび割れや疲労などの部材使用性に関する基準の照査は、別途行わ なければならない. さらに, 作用荷重に対する継手の耐力も, 個別に照査されなければならない.

提案法は、信頼性手法を用いてキャリブレーションされている.そのため、リダンダンシーは 橋梁システムの信頼性指標(安全性指標)と部材の信頼性指標との違いとして定義されている. システム係数の表と直接的な増分解析に対して推奨されている荷重係数は、道路橋が適切な水準 のシステム信頼性を備えることが保証されるように調整されている.目標システム信頼性指標を 推奨するため、膨大な数の橋梁モデルが評価された.各橋梁システムの終局耐力に加え、その使 用性や損傷条件下での耐力もチェックされた.

システム係数と推奨される荷重係数の調整は、以下のすべての条件を満足していればその橋梁 は適切な水準のリダンダンシーを備えているという本研究において得られた知見に基づいて行わ れた.

- (a) 終局限界状態に対するシステム信頼性指標と一部材の信頼性指標の違いが 0.85 より大きい.
- (b) 使用限界状態に対する信頼性指標と一部材の信頼性指標の違いが 0.25 より大きい.
- (c) 損傷橋梁の終局限界状態に対する信頼性指標と一部材の信頼性指標の違いが-2.70より大きい.

条件(c)において値が負になっているのは,損傷橋梁に対してはもとの健全な状態ほどの信頼性 水準を求めないことを反映している.

提案した方法論を開発するために信頼性手法が用いられているが、エンドユーザーがその信頼 性モデルを意識する必要はない.ある橋梁構造の設計および照査においてリダンダンシーを考慮 するために、橋梁技術者は信頼性理論を参照することなく、提案されたシステム係数と増分解析 から得られる荷重係数を用いればよい.

第6章 ケーブル等の安全率の評価と設定

6.1 検討概要

6.1.1 検討目的

鋼斜張橋, PC 斜張橋及びエクストラドーズド橋 (道路橋示方書¹⁾では「大偏心外ケーブル橋」 と定義している.ここで「エクストラドーズド橋」とし、「ED 橋」という.)は外観上類似して いるが、斜張橋は比較的剛性が低い主桁を斜材ケーブルで吊っている構造に対し、ED 橋は主桁 の剛性が高く桁橋の構造特性を有する.そのため、類似の構造であるにもかかわらず、斜材ケー ブルの安全率が異なっている.斜材ケーブルの安全率は、PC 鋼材には鋼材のように明確な降伏 点がないこと、素線を束ねたケーブル材となると機械的性質が異なってくることから、引張強度 を基準として許容応力度法で設定されている.しかし、比較的新しい構造形式である ED 橋につ いては、限界状態設計法を取り入れて、疲労設計により安全率を設定している.一方、終局荷重 時における斜材ケーブルの応力については省略してよいことになっている.

そこで、本報告では、ED 橋の斜材ケーブルの終局荷重状態として、全てのケーブルがない状態について、主桁の状態を照査したので報告する.

6.1.2 検討方法

本章では検討方法を以下に示す.

6.2 章では, ED 橋の特徴, 斜材ケーブルの安全率について, 道路橋示方書の現状と PC 斜張橋 及び ED 橋の安全率についての設定経緯を整理する.

6.3 章では, ED 橋の安全率について, 限界状態設計法による既往の研究について, 土木学会と 中村らの研究を述べる.

6.4 章では, ED 橋に着目し, 斜材ケーブルの終局状態としてすべての斜材ケーブルが切断した 状態を想定し, 主桁のたわみ等をシュミレーションした結果を報告する.

6.2 橋梁形式

6.2.1 PC 桁橋, ED 橋, 斜張橋の概要

図-6.2.1 は, PC 桁橋, ED 橋, PC 斜張橋の概念図²⁾ である.

PC 桁橋は、箱桁断面にコンクリート内に配置する内ケーブル、内空断面に配置する外ケーブルにより構造を成り立たせている.適用支間は一般に約40m~約120m程度に適用される.なお、最近ではウエブに波形鋼板ウエブ等を使用することにより軽量化が図かれ、さらに長支間長のPC 桁橋が建設されている.

PC 斜張橋はさらなる長支間橋梁として,また,鋼斜張橋に対抗する形式として建設されてきた.これは支間長の増大に対して重量の増加に対して斜材ケーブルを使用して合理的に成立させている形式である.本形式も死荷重軽減策としてウエブに波形鋼板ウエブを使用した橋梁(新東名豊田アローズブリッジ,最大支間長 235m)(写真-6.2.1)が建設されている.ただし,PC 斜張橋は鋼斜張橋と比較すると支間長には限界がある.

この PC 桁橋と PC 斜張橋の支間長を補完する形式がエクストラドーズド PC 橋である. エク ストラドーズド・プレストレッシング(Extradosed Prestressing)とはフランスのエンジニア で Mathivat とによって名づけられた構造形式である³⁾.本形式は,いわゆる桁内に配置される ケーブルを桁外に配置し,支点上に主塔を設けて,桁内の外ケーブルを桁高の範囲外に有効高さ 以上に大胆に利用した「大偏心外ケーブル橋」である.桁橋と斜張橋の複合的特性を有する構造 系を有しており,適用支間長は PC 橋の中小支間の桁橋,大支間の斜張橋の間を補完する形式と して 国内で最初に建設した,西湘バイパスの小田原ブルーウエイブリッジ⁴⁾ (1993 年完成)以 降,施工実績を伸ばしている.小田原ブルーウエイブリッジは支間長 122mであったが,その後 長崎道日見夢大橋 (180m) (写真-6.2.2),新名神近江大鳥橋 (170m) 等 180m程度の橋梁が建 設される.また,支間中央を鋼桁とした木曽川橋 (275m,揖斐川橋 (271.5m) が同形式として 建設された.

鋼斜張橋は主桁断面に鋼箱桁(鋼床版)を使用しているため,軽量であるから,PC 斜張橋よ り長支間で建設されている. 1960年の勝瀬橋(支間長 128m)が最初である. 1982年,阪神高 速野や大和川橋で 300mを超え,その後長支間橋が次々と建設され,1999年国内最大の多々羅大 橋の(支間長 890m)が建設された. 写真-6.2.3 は女神大橋(長崎県).

表-6.2.1に代表的な橋梁の建設年表をまとめた.



	1961	1971	1981	1991	2001	2011
鋼斜張橋	●1960勝瀬橋 ●19	68尾道大橋 ●1972石狩河口橋	●1982大和川橋梁 ●1986 ●19 ●19	3名港西大橋 87かつしかハープ橋 989横浜ペイブリッジ ●1991生ロ橋 ●1994東神戸大村 ●1994鶴見つばさ ●199 ◆19	●2003鵜飼い大橋 ●2005女神大橋 ●20 橋 98名港中央、東大橋 999多田羅大橋	09鷹島肥前大橋 ●2012新湊大橋
P C 斜張橋		a 1	978松ヶ山橋 ■1 ■1	989呼子橋梁 989志摩丸山橋 ■1991東名足柄橋 ■1992青森ベイブリッ ■1995十勝大橋 ■1996伊唐島ス ■1997第二	◆2005豊田アロ ◆2009 ジ <橋 千曲川橋梁	ーズブリッジ 矢部川大橋 110生名橋
E D 橋				■1994小田原ブル ■1996屋代北・ ■1997つくは ■1998蟹沢	ーウエイブリッジ 南橋梁 ◆橋 大橋 ◆2001木曽川橋・揖斐川 ■2001都田川橋 ◆2003日見夢大橋 ◆2006徳山ダム(◆2007近江大県	喬 号橋 書橋

表-6.2.1 代表的な橋梁の建設年表



写真-6.1.2 豊田アローズブリッジ(PC 斜張橋)⁵⁾



写真-6.2.2 日見夢大橋 (エクストラドーズド橋)⁵⁾



写真-6.2.3 女神大橋 (鋼斜張橋)⁵⁾

6.2.2 道路橋示方書の安全率

道路橋示方書¹⁾(平成24年3月)に規定している安全率は表-6.3.1の通りである.

	苔	18 材	安全率	降伏点
Ⅱ鋼橋編	ケーブル	斜張橋	2. 5	0.7%全伸び耐力
Ⅲコンクリート	ケーブル	斜張橋	2. 5	0.2%永久ひずみ
橋編		外ケーブル構造	1.67	0.2%永久ひずみ
		ED 橋	(1/0.6)	

表−6.3.1 道路橋示方書におけるケーブル安全率

6.2.3 鋼斜張橋の安全率

鋼斜張橋に使用する斜材ケーブルには、安全率 2.5 が設定している. 鋼斜張橋については、昭和 55年(1980年)道路橋示方書では安全率 3.0 を使用していた. これはケーブルの降伏点を 0.7% 全伸び耐力とし、この耐力に対して 2.0 の安全率をとると、引張強さに対する安全率は 2.8 となるが、ケーブルは構造用圧延鋼材に比べ素線間の応力の不均一が生じやすいこと、曲げ剛性などによる二次応力も考えられることから、安全率 3.0 をとっていた. しかし、2 次応力の影響が小さいことの研究成果から平成 2年(1990年)の道路橋示方書改訂で安全率 2.5 となった.

6.2.4 PC 斜張橋・エクストラドーズド橋の安全率

道路橋示方書Ⅲでは, PC 斜張橋に使用する斜材ケーブルには安全率 2.5, ED 橋の斜材ケーブルについては,安全率を 1.67 としている.ここで, PC 斜張橋と鋼斜張橋とは同じ安全率であり, 二次応力等の影響が小さいことから設定されている.

ED 橋の安全率は,桁内外ケーブルと同様として扱い,コンクリート内にある内ケーブルと同様の安全率としている.

ED 橋, PC 斜張橋の設計フローを図-6.3.1 に示す⁶⁾. 両者の設計にはまず斜材の疲労設計を 最初に行う. これは斜材ケーブルが高いレベルで応力変動を受ける部材であるということから, 限界状態設計法のうち,疲労限界状態の安全度を照査し,斜材ケーブルが受ける変動応力のレベ ルに応じで使用限界状態の制限値を規定しようとするものである.

斜材ケーブルの設計方法に,限界状態設計法を適用して,合理的な設計思想を取り入れようと する大きな要因には,PC 斜張橋の安全率が,道路橋示法書Ⅲにおいて規定された当時と比較し て,斜材振動に対する制振技術や防錆技術が発達したこと,ならびに ED 橋の出現により PC 斜 張橋と外ケーブル橋が構造的に連続し,斜材ケーブルの安全率に対する考え方を見直すことが必 要がでてきたこととがあったとされている.また,斜材ケーブルの安全率を一義的に定めないこ とで,主桁と塔の部材と同様に,変動応力が大きな斜材ケーブル(部材)とそうでないものとで 制限値を合理的,経済的に変えられることも要因である⁶.

図-6.3.3³のように PC 斜張橋とエクストラドーズド橋の両者を明確に区分しないで,活荷重 により斜材ケーブルに発生する変動応力に応じて,斜材ケーブルの安全率を 2.5~1.67(0.4fpu ~0.6fpu)の間で設定している.これは,配置される斜材ケーブルの位置により変動応力の大き さが斜材ケーブルごとに異なるため,疲労限界状態に対して変動応力の大きさに応じて許容値を 設定し,斜材ケーブルごとの安全度のバラツキを合理的に小さくすることを意図している. 図-6.3.3の PC 鋼より線(現場製作ケーブル)とは,PC 鋼より線がくさびによって定着される ものをいい,工場製作ケーブルとは,PC 鋼線が亜鉛冷間鋳込みあるいはボタンヘッドにより定 着するものをいう.

PC 斜張橋・ED 橋の変動応力(△σL)を指標とした手法は、図・6.3.1 に示すように、既設の

PC 斜張橋・ED 橋の実績(最大支間長 250m程度まで)より,鉛直荷重に対する斜材ケーブルの 分担率 β とL荷重による斜材ケーブルの変動応力 Δ oLを指標として使えるとしている.

すなわち,斜材ケーブルの疲労設計(設計耐用期間 50 年,日交通量 7 万台程度,大型車混入率 50%)による変動応力 $\Delta \sigma_{200eq}$ は,L荷重(道路橋示方書のB活荷重)による変動応力 $\Delta \sigma_L$ の 1/3~1/4 程度であること,さらには、二次曲げによる変動応力 $\Delta \sigma_{200eq}$ が、疲労設計による斜材ケーブルの変動応力 $\Delta \sigma_{200eq}$ の 1/2 から同程度生じること等を勘案し、変動応力 $\Delta \sigma_L$ を指標として、図-6.3.2 を基に、制限値(fa)を以下のように定めている.

斜材ケーブル毎に安全率を設定できることが、一律に行うことに比べて合理的な設計が可能と なる利点がある.



図-6.3.1 PC 斜張橋・ED 橋の斜材ケーブルの設計フロー





図-6.3.3 変動応力⊿σ」と制限値faとの関係

6.3 斜材ケーブルの部分安全係数法による安全率の設定事例

6.3.1 土木学会の報告

土木学会²⁾では、ケーブル部材の安全率を照査するにあたっては、終局限界状態の安全照査式 により考察を行っている。終局荷重状態に対する安全照査式を**式 6.3.1**に示す。

これによると、安全係数の細分化で行った試算結果を表-6.3.2 に示す.これによるとケーブル 引張強度に対する安全率は、斜張橋ケーブルで約 2.5 となっており、このことは、包括安全係数 ッ₀がほぼ妥当ということができるとされている.同様の式で ED 橋について検討すると、約 1.95 となり現行の PC 鋼線の安全度(引張強度に対して 1.67)よりも若干高い値となった.

一方,素線の降伏点である 0.7 (0.8) %全伸び耐力に対する安全率は,約 1.6~1.8 であり, 一般鋼材の安全率の約 1.7 と整合性のとれる値となっている.

$$\gamma_{O}(\gamma_{fd} (D + PS) + \gamma_{fl} \cdot L + \gamma_{ft} \cdot T) \leq 1/\gamma_{b} \cdot R/\gamma_{m}$$
 (£ 6.3.1)

ここに

- D : 死荷重
- PS :ケーブルプレストレス
- T : 温度荷重
- L :活荷重
- γ_0 :包括安全係数
- γ fd: 死荷重係数
- γ*f*:活荷重係数
- $\gamma_{ft}: 温度荷重係数$
- γm:抵抗係数
- γb:部材係数
- R :抵抗値(材料の強度を代表する値)

表-6.3.1 (式 6.3.1) における安全係数の定義

安全係数の種類	定義
荷重係数	荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算出方法の不確実性、荷重特性
${\cal Y}_{f}$	が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変化等を考慮するための安全係数
包括安全係数	構造物の重要度、構造解析の不確定性、腐食などの数値化が困難な内容、未知現象の発
γ _o	生などを考慮するための安全係数
抵抗係数	材料強度の特性値から望ましくない方向への変動、供試体と構造物の差異、材料特性が
${\cal Y}_m$	限界に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮するための安全係数
部材係数	部材の重要度(対象とする部材が限界に達したときに構造物全体に及ぼす影響)等を考
${\cal Y}_b$	慮するための安全係数

表-6.3.2 安全係数

係数	部位	数值	備考
材料係数	スパイラルロープ	1. 1	素線を束ねたことによるケーブル強度への影響を考慮し、規
${\cal Y}_{fm}$			格化されていない降伏点を基準強度とすることを考慮して決
	平行線ストランド	1.0	¹ 定
包括安全係数		1.35	本検討では材料係数を分離していること、その他の不確定要
${\cal Y}_{fO}$			因を考慮して 1.3~1.4 の平均とした.
部材係数	斜張橋アンカーケ	1.10	対象部材が橋梁全体の終局強度に与える影響(部材の重要度)
${\cal Y}_{fb}$	ーブル		及び取替の難易度を考慮
	斜張橋ケーブル	1.00	
死荷重係数	鋼構造	1.05	設計時の仮定死荷重と実死荷重との差を考慮
${\cal Y}_{\it fd}$	コンクリート床版	1.10	コンクリート床版は鋼構造に比較し、ばらつきが大きいため
活荷重係数		1.5	AASHTO の組み合わせ式 1.3 (D+5/3 (L+I) 及び明石海峡大橋
${\cal Y}_{fl}$			の実績
			しかし、通常は設計荷重を大きく超過する確率は少ないと考
			えられる.

表-6.3.3 設定した荷重比率とケーブルの種類

橋梁形式	荷重比率(%)			ケーブルの種類	引張強度/降伏強度
部材の種類	死荷重	活荷重	温度荷重		$\sigma_{\it b}/\sigma_{\it 0.7~(0.8)}$ r
					(N/mm 2)
鋼斜張橋					
アンカーケーブル	60.0	39.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
その他のケーブル	70.0	29.0	1.0	平行線ケーブル	1570/1156
ED 橋					
主ケーブル	95.0	4.0	1.0	PC 鋼線	1730/1470🔆

※PC 鋼線は 0.2%永久伸び耐力を降伏強度としている.

表-6.3.4 安全率の試算結果

橋梁形式	包括安	部材係	抵抗係数	死荷重係	活荷重係	温度荷	素線の降伏点	ケーブルの引張
部材の種類	全係数	数	${\cal Y}_m$	数	数	重係数	に対する安全	強度に対する安
	ro	$\boldsymbol{\gamma}_{b}$		${\cal Y}_{\it fd}$	${\cal Y}_{fi}$	γ_{ft}	率	全率
							ν_{y}	u _b
鋼斜張橋								
アンカーケーブル	1.35	1.1	1.0	1.05	1.5	1.0	1.82	2. 47
その他のケーブル	1.35	1.0	1.0	1.05	1.5	1.0	1.59	2. 16
ED 橋								
主ケーブル	1.35	1.0	1.1	1.10	1.5	1.0	1.66	1.95

6.3.2 中村,藤井による研究

中村⁸⁾は、ケーブルには明確な降伏強度がないことに着目し、設計基準強度は、3種類の素線の降伏相当強度の最小値として定義した降伏相当強度に対して、ケーブルの種類、施工法、防食、 形状を考慮した安全係数を用いて設定することを提案している.

ケーブルの設計基準強度 (Fu) の算定は, ケーブルの素線の降伏強度 (Fy) については, 式-6.3.2 より, 0.2%残留ひずみに対する耐力 (F1), 0.7%降伏ひずみに対する耐力 (F2) 及び素線の引 張強度の85% (F3) の最小値から選定し, ケーブルの設計基準強度に対しては, 式-6.3.2で算出 した降伏強度に, ケーブルの種類 (φ1), 施工法 (φ2), 防食 (φ3), 形状 (φ4) の係数を表 -6.3.5より選択し, ケーブルの設計基準強度 (Fu) を求めるものである.

 $F_{v} = \min (F1, F2, F3)$

(式-6.3.2)

Fy:ケーブル素線の降伏相当強度

F1:0.2%永久ひずみに対する耐力

F2:0.7%全伸びに相当する耐力

F3:0.85Ft(Ftit素線の引張強度)

そして、ケーブルの設計基準強度は次式とする.

 $\mathbf{F}_{u} = \mathbf{F}_{y} / (\boldsymbol{\varphi}_{1} \boldsymbol{\varphi}_{2} \boldsymbol{\varphi}_{3} \boldsymbol{\varphi}_{4})$

(式-6.3.3)

ここに,

Fu:ケーブルの設計基準強度

表-6.3.5	ケーブル設計基準強度に関する安全係数

φ1	ケーブルの種類	平行線ケーブル :1.05 スパイラルケーブル:1.10 ストランドケーブル:1.15 CFRCケーブル :1.20
ϕ_2	ケーブルの施工	工場製作:1.00, 現場製作:1.05
ϕ_3	ケーブルの防食	工場防食:1.00, 現場防食:1.10
ϕ_4	ケーブルの形状	直線 :1.00, 曲線 :1.20

中村,藤井⁹は,上記を用いて,鋼斜張橋とED橋の両者に適用可能な中規模橋をモデルとして 試設計を行い,ケーブル安全率をパラメーターとして,ケーブル部材に関する終局限界状態およ び疲労限界状態を照査している.下記に,ケーブル設計基準強度の算出方法のケーススタディー を抜粋する.

(1) 鋼斜張橋の場合の検討条件

引張強度	$\mathrm{Ft}:1{,}570~\mathrm{N/mm^2}$		
降伏強度	$Fy:1,\!160\text{ N/m}\text{m}^2$	(0.7%全伸び)	相当の強度)
安全係数	ケーブルの種類	$\phi 1 : 1.05$	(準平行線ケーブル)
	ケーブル施工法	$\phi 2$: 1.00	(工場製作)
	ケーブル防食	ϕ 3 : 1.00	(工場防食)
	ケーブル形状	$\phi 4$: 1.00	(直線)
1			

ケーブルの設計基準強度

Fu=1,160/ $(1.05 * 1.00 * 1.00 * 1.00) = 1,105 \text{ N/m m}^2$

- (2) ED 橋の場合の検討条件
 - 引張強度 Ft: 2,000N/m m²

降伏強度 Fy: 1,700N/mm² (0.2%永久ひずみ強度)

- 安全係数 ケーブルの種類 φ1:1.10 (PC 鋼より線)
 - ケーブル施工法 φ2:1.05 (現場製作)
 - ケーブル防食 φ3:1.10 (現場防食)
 - ケーブル形状 φ4:1.00 (直線)

ケーブルの設計基準強度

Fu=1,700/ $(1.10 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.00) = 1,338 \text{ N/m m}^2$

報告では、この設計基準強度を用いて、道路橋示方書の終局荷重時の照査を次の式で行っている.

(3) 終局限界状態の検討方法

1) 照査基本式

- ケーブルの終局限界状態の照査基本式は次式とする. $\Sigma(v_iP_i) \leq N_u$ (式-6.3.4) $N_u = F_u A_n$ (式-6.3.5) ここに, $v_i : 終局限界に対する荷重係数$ (CASEA: v1=1.3, v2=2.5) (CASEB: v1=1.7, v2=1.7)
 - Pi:設計荷重
 - Nu:ケーブルの設計強度
 - Fu:設計基準強度
 - An:ケーブルの設計断面積

2) 終局設計荷重

終局限界状態に対するケーブルの設計荷重は次式とする.
鋼斜張橋:
v1(D+PS)+v2(L+I)
(式-6.3.6)
ED橋:
v1(D+PS)+v2(L+I)+v3D'
(式-6.3.7)
ここに、
D:死荷重 PS:ケーブルプレストレス
D':D, PS 以外の永久荷重
L:活荷重 I衝撃

結果として、鋼斜張橋は、終局荷重状態の検討ではケーブル安全率α=2.5とした時に、終局荷重時の荷重係数CASEA(死荷重に対する荷重係数1.3と活荷重に対する荷重係数2.5),及び CASEB(死荷重と活荷重の両方の終局設計荷重に対する荷重係数1.7)に対して満足した.

ED橋の場合は、CASEAに対しては α =2.1、CASEBに対しては α =2.8程度を確保する結果となっている.

6.4 エクストラドーズド橋の斜材ケーブルの終局荷重時の照査についての提案

6.4.1 概要

部分安全係数法を適用した ED 橋の斜材ケーブルの安全率は,既往の研究では,現行の PC 鋼線の安全率では不足となり,大きい安全率が必要という結果となっている.

道路橋では、終局荷重作用時の荷重の組み合わせは、次のとおりである.

- 1.3×(死荷重)+2.5×(活荷重・衝撃) (式-6.4.1)
- 1.0×(死荷重)+2.5×(活荷重・衝撃) (式-6.4.3)
- 1.7×(死荷重+活荷重・衝撃)
- (式-6.4.3)

ED 橋の斜材ケーブルでは,安全率 1.67 となっているが,式 6.4.3 では,終局荷重時の荷重倍率が 1.7 となっていることから,斜材の制限値を上回ることが想定できる.

6.4.2 斜材ケーブルが破断を想定した終局荷重時照査

ED橋の斜材ケーブルの終局荷重時の照査は一般に省略してよいこととなっている⁶.これは, 斜材ケーブルの永久荷重時と変動荷重が作用する場合は,使用限界状態に対して引張力が増加す るが,斜材ケーブルの応力度が降伏点に達するかどうかだけの問題であり,これは鉄筋や PC 鋼 材が終局作用時に降伏するのと同様であるとされ,変動荷重以外の終局限界状態になれば,仮に 部分的に斜材が破断しても,構造全体の崩壊にはつながらないため,取り替えることを前提とす ればよいこととされている.

斜材ケーブルの終局荷重状態については、車両火災や特に大きな衝突事故等により、全ての斜 材が破断した場合を想定した. ED 橋は PC 箱桁橋の外ケーブルが桁外に偏心したものであるこ とから、主桁の剛性は高く、斜材ケーブルの破損により即落下等致命的になるものとは考えにく い.

ここでは、すべての斜材ケーブルが破断した場合の状態についてケーススタディを行った例⁸⁾ を紹介する.

終局状態	想定される事象	照査項目				
斜材ケーブルがすべて破断	火災によるもの	主桁のひずみ				
した場合を想定	特に大きな車両衝突	たわみ量				

表-6.4.1 終局荷重時の照査項目
6.4.3 検討のモデル

(1) 解析モデル

解析モデルは、ファイバー要素を用いた2次元骨組モデルとし、その形状を図-6.4.1 に示す. このモデルは節点数 640、要素数 868 を有する.

- 形 式 :4径間連続エクストラドーズド橋
- 支間割 : 137.6+170.0+115.0+67.6
- プログラム:汎用非線形 FEM プログラム DIANA
- 主 桁 :材料非線形が考慮できる弾塑性梁-柱要素
- 脚, 主塔 : 弹性梁-柱要素
- 連続ケーブル, 張出ケーブル:
 - 弾塑性トラス要素によるモデル化,ケーブル位置は剛部材を用いて主桁軸線とケ ーブル間距離(偏心量)を考慮

鉄筋,内ケーブル:弾塑性が考慮できる埋め込み鉄筋要素でモデル化

1) 主桁

材料的非線形と部材の断面形状を考慮できる弾塑性梁一柱要素を用いた.主桁の上下床版の断 面分割は、上床版を厚さ方向に 18 分割、下床版を 12 分割とした.また、せん断有効断面には、 波形鋼板ウエブの断面積を用いているが、見かけ長さ(水平長) S と実長 L との比に応じた低減 値A& を使用し、せん断剛性の低下を考慮する.算出式は式-6.4.4 で表される.

$$A^{e}_{W} = A_{W} \cdot S/L \qquad ({\bf t}-6.4.4)$$

ここに、A^e がウエブ有効面積、Awが実際のウエブ断面積である.

2) 脚·主塔

材料的非線形は考慮せず、弾性梁ー柱要素でモデル化した。



図-6.4.1 モデル図

3) 連続ケーブル・張出しケーブル

弾塑性トラス要素でモデル化した。なお、これらのケーブル定着位置には、剛部材を用 いて主桁軸線とケーブル間距離(偏心量)を考慮した。

4) 鉄筋・内ケーブル

弾塑性が考慮できる埋め込み鉄筋要素でモデル化した。

境界条件は、A1及びA2をローラー(y:0)、P1~P3の脚下端を固定支持(x, y:0)とした. (図 - 6.4.1参照)図-6.4.2には斜ケーブル、連続ケーブル、及び張出ケーブルの各ケーブルの 要素番号図を示す.



図-6.4.2 ケーブルの要素番号図

(2) 材料モデル

各材料の応力一ひずみ曲線は,道路橋示方書に従い,以下のようにモデル化した. 1) コンクリート

主桁におけるコンクリートは図-6.4.3 (a) に示すように、引張強度を考慮し、圧縮域は、放物 曲線としてモデル化した. 脚及び主塔部は、図-6.4.3 (b) に示すように弾性材料として取り扱 った.各部位において使用したヤング係数、圧縮強度、及び引張強度は、表-6.4.2 に示す.なお、 コンクリートの引張強度 f_{tk} は、 $f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{2/3}$ により算出した.



表_642	コンクリートの材料強度
12、0.4.2	コンプリードの何利照反

部位	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
	Ec(N/mm)	<i>f</i> ´ _{<i>c k</i>} (N/mm²)	$f_{tk}(N/mm^2)$
主桁	3. 3 × 10 ⁴	50	3. 12
脚	3. 3 × 10 ⁴	∞	8
主塔	3. 1 × 10 ⁴	8	8

2) PC 鋼材

PC 鋼材に使用した応力—ひずみ曲線は図-6.4.4 のとおりである. なお, 各部材において使用 した材料特性は, **表** - 6.4.3 のとおりとする.





6 - 16

部位	ヤング係数	引張強度
	Es (N/mm [®])	$f_{pu}(N/mm^2)$
主桁	1.96×10⁵	1, 570
脚	2. 00 × 10 ⁵	1, 782
主塔	2. 00 × 10⁵	1, 850

表-6.4.3 PC 鋼材の材料特性

3) 鉄筋

鉄筋に使用した応力—ひずみ曲線は図-6.4.5のとおりである. なお, 各部材において使用した 材料特性は, 表 - 6.4.4のとおりである.



図-6.4.5 鉄筋の応力ひずみ曲線

部位	ヤング係数	引張強度
	Es(N/mm ²)	f _{sy} (N/mm²)
SD345	2. 00 × 10 ⁵	345
SD490	2. 00 × 10 ⁵	490

表-6.4.4 鉄筋の材料特性

(3) 載荷荷重

本解析は、全て斜ケーブルを破断した場合を想定した.このため斜ケーブルがない構造計で、 桁の耐力を求める.解析手法として、**表**-6.4.5に示す2つのケースを考えた.

解析ケース1においては、斜ケーブルがない構造系に死荷重を漸増載荷し、桁の耐荷力を求める. 解析ケース2においては、完成系から、斜ケーブルの張力を徐々に解放し、全ての斜ケーブルが破断した状態を再現する. 解放終了後は、死荷重を漸増載荷し、ケース1と同様、耐荷力を求める.

表-6.4.5 解析ケース

解析ケース1	斜ケーブル無しのモデルに死荷重を漸増
解析ケース2	完成系による釣合い状態から、斜ケーブル張力を除々に解放し、 解放終了後、死荷重を漸増



図-6.4.6 解析ケース1, 解析ケース2におけるモデル

6.4.4 解析結果とその考察

(1) 解析ケース1における解析結果

本解析ケースは、斜ケーブルがない構造系に死荷重を漸増載荷するケースである. 側径間 P3-A2の中央部を着目点とした.着目点の荷重倍率一変位曲線を図-6.4.7に示す. なお、コンク リートの圧縮ひずみが初めて、3500µに達した終局荷重倍率 au は 1.115 であった. 図-6.4.8 は コンクリートの圧縮ひずみが 3500µに達した時の主桁の変形図である.



図-6.4.8 荷重倍率---変位曲線

(2) 解析ケース2における解析結果

本解析ケースは、完成系によるつり合い状態から、斜ケーブルを除き、不釣合い力を徐々に解放するケースである. なお、解放後は死荷重を漸増載荷させ、耐荷力を求めている.

荷重状態は、不釣合い力の解放と死荷重の漸増載荷とで異なるため、結果は、別々に表記している.着目点は、側径間 P3-A2 の中央としている.

着目点の斜ケーブルの張力 - 変位曲線を図-6.4.9 に示す.





(a) 斜ケーブルの張力が 50%



(b) 斜ケーブルの張力が 25%



(c) 斜ケーブルの張力が 0%

図-6.4.10 斜ケーブルの張力(50%, 25%, 0%)状態における変形図

(3) 死荷重の漸増載荷

不釣合い力解放後の死荷重漸増載荷による荷重倍率・変位曲線を図 - 6.4.11 に,着目ステップ における変形図を図 - 6.4.12 に示す. なお,コンクリートの圧縮ひずみが 3500µ に達した終局 荷重倍率αuは, 1.14 であった.



図-6.4.11 荷重倍率 - 変位曲線







(b) 終局荷重倍率 $\alpha = 1.14$



(c) 圧縮ひずみが 3500 µ に達した位置

図-6.4.12 荷重倍率 - 変位曲線

(4) 解析ケース1と解析ケース2の比較

解析ケース1における死荷重倍率α=1.0のときと,解析ケース2における斜材ケーブル開放終 了時は,同じ構造系,荷重状態となる.そこで,両ケースにおける照査として,主塔の頂部にお ける水平変位量を比較対象とした.

変位では解析ケース1と解析ケース,それぞれにおける水平変位量の比較を表-6.4.6に示す. 主塔は、主桁の変形する P3-A2 側に変形をした.解析ケース1では 38.5mm,解析ケース2で は、98.9mmとなり、鉛直変位量が大きいほど、それに伴って主塔変位も大きくなった.主塔高 さは約 30mであることから、変位量としては大きなものではない.

表-6.4.6 主塔の頂部における変位量

	頂部の水平変位量	P3-A2 の中央点の 鉛直変位量	
解析ケース1	-38.5mm	-997.4mm	
解析ケース2	-98.9mm	-1097.6mm	

6.4.5まとめ

ED 橋について、すべての斜材が破断した状態を想定し、解析手法の2ケースモデルにおいて 解析を実施した.その結果を以下に示す.

- 死荷重漸増ケース(ケース1)と斜材解放ケース(ケース2)の二つの載荷方法で解 析を行ったが、両者はほぼ一致した結果となった。
- ② 全斜材が破断した場合でも、主桁は曲げ破壊に至らず、ケース1では死荷重の1.15 倍、ケース2では死荷重の1.14倍でコンクリートが終局ひずみに達する。曲げ破壊が生じる位置は支間中央であった。

6.5 おわりに

エクストラドード橋の斜材ケーブルの安全率は,外ケーブルと同様の安全率を使用している. 安全率は疲労荷重で設定され,斜材ごとの変動荷重で設定できることから,一律の安全率を使用 することではないことに関して,合理的であると考えられる.

エクストラドーズド橋の斜材ケーブルは,終局荷重時においては斜材ケーブルの制限値を超過 することについては,部分安全係数法等での説明が求められるところである

エクストラドーズド橋の終局状態として,すべての斜材ケーブルが切断した解析を実施した結果,主桁の変形量は大きくなり,走行することは不可能であるが,主桁の終局ひずみは超過せず,いわゆる落橋にはおそらく至らないことと考えられる.

参考文献

1) 道路橋示方書·同解説(Ⅱ,Ⅲ)日本道路協会,2012.3

- 2) 土木学会:鋼構造シリーズ 16 ケーブルを使った合理化橋梁技術のノウハウ 2007.3
- 3) 小野寺ほか:エクストラドーズド PC 橋の計画と設計(西湘バイパス小田原港橋),プレストレストコンクリート,1993.5
- 4) 今泉:エクストラドーズド橋の誕生(小田原ブルーウエイブリッジ),橋梁と基礎,2014.11
- 5) 土木学会HP
- 6) PC 斜張橋・エクストラドーズド橋設計施工規準(案),社団法人 PC 技術協会,2000.11
- 7)春日:斜張橋・エクストラドーズド橋における斜ケーブルの設計法,橋梁と基礎,2006.8
- 8) 中村俊一:橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する一提案,構造工学論文集 Vol.47A (2001 年3月)
- 9) 中村俊一,藤井政美:鋼斜張橋とエクストラドーズド橋のケーブル安全率の比較,構造工学論 文集 Vol.53A (2007 年 3 月)

10) 西日本高速道路㈱: 第二名神高速道路栗東橋詳細設計報告書

第7章 局部座屈と全体座屈の連成座屈に関する検討

7.1 検討概要

7.1.1 検討目的

本章では、鋼橋の圧縮部材を対象として連成座屈問題について検討を行う.局部座屈と全体座 屈の連成座屈現象は、以下のように説明できる.

①断面全体としての平均圧縮応力が全体座屈応力に達する以前に、断面を構成する板要素の応力が局部座屈応力に達する。

②局部座屈を起こした段階で、見かけの剛性低下により部材全体としての座屈荷重が低下する。
③板要素として局部座屈が生じても柱としての全体座屈が直ちに生じることはなく、その影響を受けるにしても局部座屈強度で柱部材としての耐荷力は決定されない。

しかしながら、このような連成座屈が生じる部材の挙動は複雑であるため、部材の耐荷力評価 はかなり困難である. さらに、部材の全体座屈強度に対する構成板要素の局部座屈の影響を厳密 に評価して、設計に反映させることは難しい.

道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編¹⁾では,局部座屈と全体座屈の連成座屈強度が積公式により規 定されている.しかし,この積公式を用いた連成座屈強度の評価式は,平均応力と断面内最大応 力が非線形関係にある場合に過度に安全側となる可能性が高く,特に細長比の増大に伴い顕著と なり,実際の挙動と乖離していることが指摘されている²⁾.

そこで、本章では、局部座屈と全体座屈の連成座屈強度評価式を対象に、各国の設計基準及び 既往の研究成果を調査するとともに、実際の鋼橋で用いられている箱形断面部材を対象に、FEA 等を実施して連成座屈強度を算出し、実状に合った合理的な連成座屈強度評価式について検討を 行う.

7.1.2 検討方法

本章での検討方法を以下に示す.

まず, 7.2 節では, 国内外の設計基準を調査して, 連成座屈に関する強度評価式の違いを比較 するとともに, 既往の研究成果を分析して, 現状の連成座屈に関する研究内容を把握する.

次に, 7.3 節では, 実橋で用いられている断面を参考に, 細長比パラメータ並びに幅厚比パラ メータを変化させることで,「全体座屈のみ」,「局部座屈のみ」及び「連成座屈」が発生する断面 を設定する. この箱形断面を対象に, FEM による弾塑性有限変位解析を実施して P – δ 関係を求 め, 最大耐力を算出する.

7.4節では、FEA 結果を道示の「積公式」や他基準の「Q ファクター法(AISC)」³⁾、「有効幅 を考慮した細長比法(DASt012)」⁴⁾による連成座屈強度、並びに既往研究の解析結果や実験結果 と比較することで、連成座屈の評価法について考察する.その上で、7.3節の検討結果を踏まえ た新たな評価式についての提案を行う.

7.5節では、検討結果をまとめるとともに、今後検討すべき課題を述べる. 最後に、連成座屈に関する参考文献リストを整理する.

【参考文献】

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·解説 平成 24 年 3 月, 2012.3.
- 2) 土木学会:座屈設計ガイドライン.
- 3) American Institute of Steel Construction : Specification for Structural Steel Buildings, 2010.6.
- 4) DASt-Richtlinie 012, 1980.

7.2 連成座屈に関する設計基準及び既往研究の調査

本節では、国内外の設計基準を調査して、連成座屈に関する強度評価式の違いを比較するとともに、既往の研究成果を分析して、現状の連成座屈に関する研究内容を把握する.

7.2.1 設計基準類

本項では,道路橋示方書¹⁾,AISC²⁾及びDASt-012³⁾に規定されている連成座屈に関する強度評価の考え方を整理する.

(1) 道路橋示方書(積公式)

昭和48年の道路橋示方書までは部材を構成する板の板厚は,局部座屈が降伏点まで生じないような板厚とすることを基本とした規定を設けていた.しかし,交番応力として小さな圧縮力を受ける板や,架設時のみに一時的に小さな圧縮力を受ける板についても降伏点まで局部座屈が生じないように厚い板厚を規定してしまうことで不経済な設計を生んでいた.これに対して,昭和55年の道路橋示方書では,薄い板でも許容応力度を下げて用いることができるように,より自由度の高い規定として,局部座屈の許容応力度という概念が導入された.それに伴い,部材としての座屈と局部座屈が同時に生じる場合の耐荷力評価として連成座屈が考慮されるようになった.柱の連成座屈については,道路橋示方書では積公式により規定されている.積公式とは,柱部材としての座屈強度と,柱断面を構成する板の局部座屈強度の積により連成座屈強度を求める方法であり,式(7.2.1)にて示される^{1.4}.

$$\overline{\sigma}_{cr} = \overline{\sigma}_{cro} \cdot \overline{\sigma}_{crl} \quad \cdots \quad \exists \quad (7.2.1)$$

ここに, $\overline{\sigma}_{cr}$:降伏点で無次元化された連成座屈強度 $\overline{\sigma}_{crg}$:降伏点で無次元化された局部座屈を考慮しない柱の座屈強度 $\overline{\sigma}_{crl}$:降伏点で無次元化された局部座屈強度

道路橋示方書では,局部座屈を考慮しない柱の座屈に関する基準耐荷力曲線を式(7.2.2)及び (7.2.3)のとおり設定している.

(a) 溶接箱形断面以外の場合

$$\begin{array}{ccc} 1.0 & \left(\overline{\lambda} \leq 0.2\right) \\ \overline{\sigma}_{crg} = 1.109 - 0.545\overline{\lambda} & \left(0.2 < \overline{\lambda} \leq 1.0\right) \\ 1.0/\left(0.773 + \overline{\lambda}^2\right) & \left(1.0 < \overline{\lambda}\right) \end{array} \right\} \quad \cdots \quad \cdots \quad \vec{x} \quad (7.2.2)$$

(b) 溶接箱形断面の場合

$$\begin{array}{ccc} 1.0 & \left(\overline{\lambda} \le 0.2\right) \\ \overline{\sigma}_{crg} = 1.059 - 0.258\overline{\lambda} - 0.190\overline{\lambda}^2 & \left(0.2 < \overline{\lambda} \le 1.0\right) \\ 1.427 - 1.039\overline{\lambda} + 0.223\overline{\lambda}^2 & \left(1.0 < \overline{\lambda}\right) \end{array} \right\} \quad \cdot \quad \vec{\mathfrak{X}} \quad (7.2.3)$$

ここに、
$$\overline{\sigma}_{crg} = \sigma_{crg} / \sigma_y$$

 σ_{crg} :局部座屈を考慮しない柱の座屈強度(N/mm²)
 σ_y :鋼材の降伏点 (N/mm²)

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r}$$

E:鋼材のヤング係数 (N/mm²)

l:部材の有効座屈長 (mm)

r:部材の総断面の断面二次半径 (mm)

同様に,柱を構成する板または補剛板の局部座屈に関する基準耐荷力曲線を式(7.2.4)及び(7.2.5) のとおり設定している.

(a) 両縁支持板及び自由突出板の場合

(b) 補剛板の場合

$$\begin{array}{ccc} 1.0 & (R \le 0.5) \\ \overline{\sigma}_{crl} = 1.5 - R & (0.5 < R \le 1.0) \\ 0.5/R^2 & (1.0 < R) \end{array} \right\} \quad \cdots \quad \cdots \quad \vec{x} \quad (7.2.5)$$

ここに,
$$\overline{\sigma}_{crl} = \sigma_{crl} / \sigma_y$$

 σ_{crl} :局部座屈強度 (N/mm²)

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$$

b:板幅(補剛板の場合は全幅) (mm)

t:板厚 (mm)

μ:鋼材のポアソン比

k:座屈係数(両縁支持板の場合4.0,自由突出板の場合0.43,補剛板の場合4n²) n:補剛板における補剛材で区切られるパネル数

ここで,道路橋示方書では,図7.2.1に示 すように,幅厚比パラメータRに応じた安全 余裕を局部座屈に関する基準耐荷力曲線に考 慮している.これは,部材が最大耐荷力(最 大強度)を超える荷重や変形を受けたときの 挙動を考慮し,Rに応じて安全余裕を確保し たものであり,Rが大きい板の場合には,最 大耐荷力以降に急激に強度が低下してねばり のない構造となり,橋全体として危険な状態 となる(図7.2.2参照)ことに配慮したもの である^{4.5)}.



柱の座屈に関するパラメータ $\overline{\lambda}$ と局部座屈 に関するパラメータ R から,降伏点で無次元化 された連成座屈強度 $\overline{\sigma}_{cr}$ を図で表すと図7.2.3 のようになる.

柱の連成座屈については、積公式を規定した 背景が文献 6)に示されている. ここでは, 道路 橋示方書に規定されている積公式について、局 部座屈をしない柱の平均圧縮応力と断面内最大 圧縮応力の関係が直線的である場合に正しく, 一方、非線形関係にある場合には同式は安全側

の値を与えるとされている.また、厳密に局部



図 7.2.2 両縁支持板の荷重一変形線⁴⁾

座屈が生じる板要素の影響を計算するためには、板要素の平均圧縮応力と板の長さの変化、すな わち見かけのひずみとの関係を正しく求め、そのような材料特性を持った鋼材で造られた柱の耐 荷力を,有限要素法その他の解法で求めればよいとされている.つまり,道路橋示方書で規定さ れた積公式は必ずしも厳密なものではないものの、当時は設計の実績も乏しかったことから、安 全側の評価を行えるものとして規定されている^{4,6)}.

積公式を用いた,道路橋示方書による柱の連成座屈強度の算出フローを図7.2.4に示す.



図 7.2.3 道路橋示方書(積公式)による柱の連成座屈強度



図 7.2.4 道路橋示方書(積公式)による柱の連成座屈強度の算出フロー

(2) AISC (Q-Factor 法)²⁾

AISC では 1969 年から Q-factor 法が採用されている. Q-factor 法は,局部座屈が生じるような 薄肉の柱と同断面の短柱強度 QF_Y(Q≤1.0)をはじめに求め、これをその柱の仮想の低減された降 伏応力と考えて、既存の柱設計強度式の降伏応力 Fyを QFyに置き換えて設計式として用いるも のである. すなわち, 次式で表される.

$$\frac{F_{cr}}{F_{Y}} = Q \cdot f\left(\sqrt{Q} \cdot \overline{\lambda}\right) \quad \cdots \quad \overrightarrow{x} \quad (7.2.6)$$

ここに, F_{cr} : 耐荷力

 F_Y :降伏応力

Q:低減係数 え:細長比パラメータ, $\overline{\lambda} = (l/r)(1/\pi)\sqrt{F_Y/E}$

AISC で規定されている Q-Factor 法による柱の連成座屈強度の算出手順を,図7.2.5 にフロー として示す.また,以下に概要を説明する.

1) 断面区分

軸圧縮応力を受ける要素は、その板幅-板厚比 b/t が表 7.2.1 に示された限界幅厚比 λ, との大 小関係により、以下のように断面区分される.

b/t<λr:ノンスレンダー断面

 $b/t > \lambda r : スレンダー断面$

また,曲げ圧縮応力を受ける要素は,その板幅-板厚比 b/t が表 7.2.2 に示された限界幅厚比 λ_r 及び λ_p との大小関係により,以下のように断面区分される.

b/t<λp: コンパクト断面

 $\lambda p < b/t < \lambda r : ノンコンパクト断面$

b/t>λr:スレンダー断面

2) ノンスレンダー要素の曲げ座屈耐力の算出方法

コンパクト断面またはノンコンパクト断面の耐荷力 F_{cr}は、下式で与えられる.

ここで, Fe: 弾性座屈応力

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad \therefore \qquad \therefore \qquad \vdots \qquad (7.2.9)$$

3) スレンダー要素の曲げ座屈耐力の算出方法

スレンダー断面の耐荷力 Ferは、下式で与えられる.

(a)
$$\frac{KL}{r} \le 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(or \frac{QF_y}{F_e} \le 2.25\right) \quad 0$$

 $F_{cr} = Q \left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}} \right] F_y \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \vec{x} \quad (7.2.10)$

(b)
$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad \left(or \frac{QF_y}{F_e} > 2.25\right) \quad \text{OHB}$$

 $F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \vdots \qquad (7.2.11)$

ここで、Q:スレンダー断面を有する部材に対する低減係数

 $=Q_sQ_a$

自由突出板の場合: $Q=Q_s$ ($Q_a=1.0$)

両縁支持板の場合: Q=Qa (Qs=1.0)

両縁支持板の低減係数 Qaは,以下により定義される。

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \vdots \qquad (7.2.12)$$

ここで、Ag:部材の総断面積

A_e: 低減された有効幅 b_eに基づく断面の有効面積の合計



4) 有効幅の算出方法

有効幅 b_e は、例えば、 $b/t \ge 1.49\sqrt{(E/f')}$ で均等な圧縮力を受けるスレンダー断面のフランジ以外の場合には、下式で与えられている.

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \le b \qquad \cdots \qquad \overrightarrow{x} \quad (7.2.13)$$

ここで, *Q*=1.0 として算出した *Fcr* を用いて *f=Fcr* として算出する.

また, b/t≥1.40√(E/f)で板厚が一定の長方形や正方形のスレンダー断面のフランジの場合には, 有効幅 b_eは下式で与えられている.

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \le b \qquad \cdots \qquad \overrightarrow{x} \quad (7.2.14)$$

ここで、 $f=P_n/A_e$ であり、繰り返し計算が必要となる.



図 7.2.5 AISC (Q-Factor 法) による柱の連成座屈強度の算出フロー

1	TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression					
	Case	Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ _r (nonslender/slender)	Examples	
nts	1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$ \begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	
stiffened Elemer	2	Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	ЬЛ	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	$\frac{b}{h} \frac{1}{t} t$	
Uns	3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{T} \frac{1}{T}t = \frac{b}{T} \frac{1}{T}t = \frac{b}{T} \frac{1}{T}t$	
	4	Stems of tees	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	-I-t]d	
	5	Webs of doubly- symmetric I-shaped sections and channels	h/t _w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$-t_w h$	
nts	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	Ь⁄t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
ened Elemer	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{1} \frac{1}{t} t \qquad \frac{b}{1} \frac{1}{t} t$	
Stif	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	9	Round HSS	D/t	0.11 <u></u> <i>E</i> _{<i>y</i>}		

表 7.2.1 軸圧縮力を受ける圧縮部材の限界幅厚比²⁾

	TABLE B4.1b					
	Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Elexure					
\vdash	0			Lim Width-to-Thi	iting ckness Ratio	
	Case	Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	λ _p (compact/ noncompact)	λ _r (noncompact/ slender)	Examples
	10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$-\underbrace{\frac{b}{1}}_{\tau} \underbrace{\frac{1}{\tau}}_{\tau} t - \underbrace{\frac{b}{1}}_{\tau} \underbrace{\frac{1}{\tau}}_{\tau} t - \underbrace{\frac{b}{1}}_{\tau} \underbrace{\frac{1}{\tau}}_{\tau} t$
ements	11	Flanges of doubly and singly symmet- ric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	(a) (b) $0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$	$h \xrightarrow{b}_{11}t$
tiffened El	12	Legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{1}t$ $-\frac{b}{1}$
Unsti	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	<u>t</u> d
	15	Webs of doubly- symmetric I-shaped sections and channels	h/t _w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	t_{u} h t_{u} h
	16	Webs of singly- symmetric I-shaped sections	hc/tw	$\frac{\frac{h_{\rm c}}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_r}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\begin{array}{c} \underline{h_{a}}\\ \underline{c}\\ \underline$
Elements	17	Flanges of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\begin{bmatrix} \overline{b} \\ \overline{b} \\ \end{bmatrix}$
Stiffened E	18	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Webs of rectangular HSS and boxes	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$-\underbrace{t-}_{-}$
	20	Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	0.31 <u><i>E</i></u> <i>F</i> _y	

表 7.2.2 曲げを受ける圧縮部材の限界幅厚比²⁾

Γ

[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. [b] $F_L = 0.7F_y$ for major axis bending of compact and noncompact web built-up 1-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \ge 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up 1-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \ge 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up 1-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$. [c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. M_p = plastic bending moment, kip-in. (N-mm) E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa) F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)

5) 連成座屈強度の細長比パラメータと幅厚比パラメータとの関係

以上より、AISC で規定された連成座屈強度を、細長比パラメータ $\overline{\lambda}$ と幅厚比パラメータR で図示すると、図 7.2.6 のようになる.



図 7.2.6 AISC (Q-Factor 法) による柱の連成座屈強度

(3) DASt012(有効幅法)^{3),7)}

圧縮を受ける柱部材の曲げ座屈と、柱部材を形成する薄肉断面部における板の局部座屈は互い に影響し合うとして,両者の連成座屈強度を設定する.

まず,補剛板に,ずれないように補剛材が接合されている場合,補剛材断面と板の有効断面を 考慮して,共通の重心に関して断面2次モーメントを算出する.具体的には,安全側に評価して, 板の有効幅b'_kは次式により算出してよい(図7.2.7参照).

$$\begin{array}{cccc}
1 & b_{ik}/(t\lambda_F) \leq 0.424 \\
b_{ik}'/b_{ik} = 1.474 - 1.119 b_{ik}/(t\lambda_F) & 0.424 < b_{ik}/(t\lambda_F) < 0.781 \\
1/\{3(1-\mu^2)\} \times (t\lambda_F/b_{ik})^2 & 0.781 \leq b_{ik}/(t\lambda_F)
\end{array} \right\} \cdot \cdot \cdot \quad \vec{x} \quad (7.2.15)$$

- ただし, $b'_{ik} \leq a_i/3$ とする. ここに, b_{ik} :有効幅を算出する対象となる板の全幅 (mm) t:板厚 (mm)
 - $\lambda_F = \pi \sqrt{E/\sigma_F}$:固有細長比 $\mu = 0.3$:鋼材のポアソン比 $E = 2.1 \times 10^5$:鋼材のヤング率 (N/mm²) σ_F :鋼材の降伏点 (N/mm²)
 - a_i :補剛板パネルの長さ (mm)



図 7.2.7 圧縮を受ける縦補剛材に対する板の有効幅³⁾

次に,柱の終局限界状態を①~④の4つに区分し,該当する終局限界状態における強度を算出 する.

- ① 降伏
- ② 板の局部座屈
- ③ 柱部材の曲げ座屈と板の局部座屈の連成座屈
- ④ 柱部材の曲げ座屈
- 1) 柱部材の曲げ座屈強度

$$\overline{\sigma}_{K} = \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{1}{1 + \overline{\lambda}_{K}^{2.8}} \end{pmatrix}^{0.75} \qquad \overline{\lambda}_{K} \leq 0.2 \\ 0.2 < \overline{\lambda}_{K} < 3.6 \end{cases} \qquad \left\{ \begin{array}{c} \cdots \cdots \cdots \end{array} \right. \qquad \overrightarrow{\mathfrak{C}} \quad (7.2.16)$$

ここに、 $\overline{\sigma}_{K}$:降伏点で無次元化された柱部材の曲げ座屈強度 $\overline{\lambda}_{K} = \sqrt{\sigma_{F}/\sigma_{Ki}}$:柱部材の細長比 σ_{Ki} :柱部材のオイラー座屈強度 (N/mm²)

2) 板の局部座屈強度

$$\begin{array}{ccc} 1 & \overline{\lambda}_{V} \leq 0.70 \\ \overline{\sigma}_{VK} = 1.474 - 0.677 \overline{\lambda}_{V} & 0.70 < \overline{\lambda}_{V} < 1.291 \\ 1/\overline{\lambda}_{V}^{2} & 1.291 \leq \overline{\lambda}_{V} \end{array} \right\} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \quad \vec{\mathfrak{K}} \quad (7.2.17)$$

ここに、 *ō*_W: 降伏点で無次元化された板の局部座屈強度

$$\overline{\lambda}_{V} = \frac{\lambda_{V}}{\lambda_{F}} = \sqrt{\frac{1}{\overline{\sigma}_{VKi}}}$$
:関連比較細長比
 $\lambda_{V} = \pi \sqrt{E/\sigma_{VKi}}$:座屈パネルの比較細長比
 $\overline{\sigma}_{VKi} = \sigma_{VKi}/\sigma_{F}$:降伏点で無次元化された理想相当座屈応力度

また,理想相当座屈強度 σ_{VKi} は次式で表される.

$$\sigma_{VKi} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\varphi}{4}\frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}} + \sqrt{\left(\frac{3-\varphi}{4}\frac{\sigma_1}{\sigma_{1Ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Ki}}\right)^2}} \quad \cdots \quad \vec{x} \quad (7.2.18)$$

ここに, σ_1 :補剛板パネルに作用する圧縮応力度 (N/mm²)

- $\varphi:縁応力比$
- $\sigma_{1Ki} = k_{\sigma}\sigma_{e}$

: 補剛板パネルに圧縮応力が作用する場合の理想単一座屈応力度 (N/mm²)

 $\tau_{Ki} = k_{\tau} \sigma_{e}$

:補剛板パネルにせん断応力が作用する場合の理想単一座屈応力度 (N/mm²) k_{σ} , k_{τ} :座屈係数

 $\sigma_{e} = \frac{\pi^{2} E}{12(1-\mu^{2})} \left(\frac{t}{b}\right)^{2} : \text{幅} b, \, k \mathbb{P} t \, \mathcal{O} \text{両辺単純支持無限板のオイラー座屈強度(N/mm^{2})}$

3) 柱部材の曲げ座屈と板の局部座屈の連成座屈強度

$$\overline{\sigma}_{BK} = \left(\frac{1}{1 + \overline{\lambda}_m^{2.8}}\right)^{0.75} \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \overrightarrow{\mathfrak{R}} \quad (7.2.19)$$

ここに、 ō_{BK}:降伏点で無次元化された連成座屈強度

$$\overline{\lambda}_{m} = \overline{\lambda}_{K} + \frac{\left(3.8 - \overline{\lambda}_{K}\right)\left(\overline{\lambda}_{V} - \overline{\lambda}_{V}'\right)}{3.4 + \overline{\lambda}_{V} - 0.1\overline{\lambda}_{K}}$$

ここで、図 7.2.8 に示すとおり、終局限界状態②と③の境界を $\overline{\lambda_{\nu}}$ 、③と④の境界を $\overline{\lambda_{\nu}}$ とする. $\overline{\lambda_{\nu}}$ は次式で表される.

 $\overline{\lambda}_{V}' = 0.1\overline{\lambda}_{K} + 0.68 \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \cdots \qquad \overrightarrow{x} \quad (7.2.20)$

以上,終局限界状態①~④による柱部材の強度をまとめると図7.2.8のとおりとなる.また, 柱の連成座屈強度の算出フローを図7.2.9に示す.



図 7.2.9 DASt012(有効幅法)による柱の連成座屈強度の算出フロー

7.2.2 既往の研究成果

鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成座屈問題に関する既往の代表的な研究成果を整理する.

①道路橋示方書 II 鋼橋改訂の背景と運用,1章総則および2章許容応力度4)

昭和 55 年版以前の示方書では、部材を構成する板の板厚に対して、局部座屈が降伏点まで生 じないような板厚制限を規定していた.しかし、交番応力として小さな圧縮応力を受ける板、あ るいは架設時のみに小さな圧縮応力を受ける板についても、降伏点まで局部座屈が生じないよう に厚い板厚にしてしまうなど不経済な設計を生むことがある.そこで、昭和 55 年版では、薄い 板でも許容応力度を下げて用いることができるように、より自由度の大きな規定に改定した.

しかし,昭和 55 年版での連成問題の取り扱いは,基本的にそれ以前の示方書と変わらないと 説明している.つまり,前示方書の板厚制限の規定は,次式で表せることから

例えば、前示方書では SM400 の場合の板厚制限として $t_0 = b/40$ を規定しており、この値を上 式に代入し、前示方書の σ_{ca} は局部座屈を考慮しない値であり、新示方書の σ_{cag} に相当することを 考慮すると次式に変形できる. つまり、圧縮部材の耐荷力は全体座屈と局部座屈を積の形で掛け 合わせた式で評価できる.

②道路橋示方書II鋼橋改訂の背景と運用,研究の動向 局部座屈と全体座屈の連成問題⁶⁾

昭和55年示方書で規定した局部座屈と全体座屈の連成座屈強度に関する積公式について,まず, その物理的意味合いと精度について解説している.残留応力を考慮した応力~ひずみ曲線に対し て,局部座屈発生後の板の後座屈強度を無視することにすれば,局部座屈に応じて応力~ひずみ 曲線が水平に分岐すると仮定した構成則モデルを導入し,さらに部材の初期たわみを考慮したよ り厳密な弾塑性有限変位解析を実施し,局部座屈と全体座屈の連成強度について考察するととも に今後の課題を指摘している.

③溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究^{®)}

細長比(*Lh*=10, 35, 50, 65),幅厚比(*b*/*t*=22, 27, 33, 38, 44),断面形状(正方形及び *d*/*b*=0.75の長方形)を変えた27体の溶接箱形断面部材(使用材料 HT80, *t*=6mm)の中心軸及 び偏心圧縮実験の結果を報告するとともに,強度の簡易推定法及び柱の経済的設計法に関する考 察を述べた論文である.用いられた試験体の圧縮残留応力は降伏応力の15%程度,柱の初期たわ みは2.6L/10,000程度であった.

局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮柱の連成強度 σ_{\max}^{PC} の簡易推定法については、AISC の考えを基本とする以下の方法を示している.

$$\frac{\sigma_{\max}^{PC}}{\sigma_{y}} = Q \cdot f(\sqrt{Q} \cdot \overline{\lambda}) \qquad (7.2.23)$$

$$= \frac{0.75}{R} \le 1.0, \quad f(\overline{\lambda}) = \frac{\sigma_{\max}^{C}}{\sigma_{y}} = \frac{1}{2\overline{\lambda}^{2}} \left[1 + \overline{\lambda}^{2} + \eta - \sqrt{(1 + \overline{\lambda}^{2} + \eta)^{2} - 4\overline{\lambda}^{2}} \right], \quad \eta = 0.103(\overline{\lambda} - 0.15)$$

である. すなわち,本研究では高張力鋼柱を対象としていることから中心軸圧縮柱の強度には Perry-Robertson 公式を,係数 Q(降伏応力に対する短柱の局部座屈強度の比)には本研究の短 柱実験から求められた式を用いている. 偏心圧縮柱の強度推定法も示されているが,ここでは省 略する.

④鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析⁹⁾

細長比(*L/r*:10,40,65),幅厚比(*b/t*:無補剛断面で29,44,58,補剛断面で58,73,88),断面形状(正方形及び*d/b*=0.75の長方形)を変えた32体の溶接箱形断面部材(使用材料SM58,*t*=4.5mm)の中心軸圧縮,偏心圧縮及び曲げ実験の結果の報告,有効幅理論に基づく数値解析手法の提案,及び幅厚比の大きい板要素からなる圧縮部材の設計公式の提案を主な内容とする論文である.用いられた試験体の圧縮残留応力は降伏応力の15~32%,柱の初期たわみは(0.1~5.1)*L*/10,000程度,板の初期たわみは(2.3~3.4)*b*/1,000である.

提案されている設計公式は以下のとおりである.同式の適用は、正方形または長方形無補剛断面に限定されている.ただし、 $1.0 \leq \overline{\lambda}'$ に対する式の0.703は0.773の誤りであると思われる.

$$\frac{P_u}{QP_y} = 1.0 \quad (\overline{\lambda}' \le 0.2)$$

$$= 1.109 - 0.545\overline{\lambda}' \quad (0.2 \le \overline{\lambda}' \le 1.0)$$

$$= \frac{1}{0.703 + \overline{\lambda}'^2} \quad (1.0 \le \overline{\lambda}')$$
(7.2.24)

ここに, $Q=0.7/R \le 1.0$ (安全側の値を与えるよう 0.737 を 0.7 としている), $R=\max(R_f,R_w)\le 1.2$ である.軸方向圧縮力と曲げを受ける場合の設計公式も提案されているが, ここでは省略する.

⑤溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験¹⁰⁾

軟鋼(SS41, た4.5mm)を用いた長方形断面柱で中心軸圧縮試験を行い,連成座屈強度を調 査している.用いた試験体は幅厚比 b/tを41に固定し細長比 L/rを50,55,60と変化させた A シリーズ3体,細長比を55に固定し幅厚比を27,37,47,56と変化させた Bシリーズ4体の 計7体である.試験体の初期たわみと残留応力が計測されており,柱としての初期たわみは L/3,900~L/1,000,フランジの初期たわみは b/630~b/180,フランジ中央付近の圧縮残留応力は降 伏応力の24~46%である.

結論として、軟鋼を用いた試験体では、高張力鋼を用いた場合に比べ最高荷重後の変形能力が 小さくなる傾向にあること、局部座屈が発生してから最高荷重までの余剰耐力は 15~20%である こと、柱の連成座屈強度は宇佐美らの方法 8でよく推定できることが述べられている.

⑥補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究¹¹⁾

縦リブ及びダイヤフラムで補剛された箱形断面柱の10体(偏心圧縮長柱6体,中心軸圧縮柱4体)の強度実験を実施し,設計式の提案を行った論文である. 試験体のうち8体はフランジリブ2本,ウェブリブ1本の長方形断面(断面高さ/幅=2/3),2体はフランジ,ウェブともリブ2本の正方形断面である. 使用鋼材は *t*=4.5mm の SM58 材である. 細長比 *L/r*は55,45,10,補剛材間幅厚比は22 (SM58の限界幅厚比),30である. 偏心量は断面2次半径の10~70%である.

過去の研究及び本研究の実験結果に基づき,補剛箱形断面柱の中心軸圧縮強度に関して,以下 の設計式を提案している.

$$\frac{P_u}{QP_y} = 1.0 \quad (\overline{\lambda}' \le 0.2)$$

$$= 1.109 - 0.545 \overline{\lambda}' \quad (0.2 \le \overline{\lambda}' \le 1.0) \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \overrightarrow{x} \quad (7.2.25)$$

$$= \frac{1}{0.773 + \overline{\lambda}'^2} \quad (1.0 \le \overline{\lambda}')$$

 $\mathbb{LCK}, \quad Q = 1.24 - 0.54 \cdot \max(R_f, R_w) \le 1.0, \quad \overline{\lambda}' = \sqrt{Q} \cdot \overline{\lambda} \text{ (b)}.$

なお, 偏心軸圧縮強度に関しても設計式が提案されているが, ここでは省略する.

⑦鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のためのーモデル解析¹²⁾

全体座屈及び局部座屈の連成強度を求めるためのモデル解析を試み,これを基にして耐荷力の 設計式を提案している.このモデル解析には,柱の全体座屈現象を弾性はりー柱の理論(Perry Robertson公式)を用いながらも等価初期たわみの概念により残留応力などの初期不整の影響を取 り込み,一方局部座屈の全体座屈への影響を有効断面によって考慮している.モデル解析結果に 対して,道示,及び AISC の連成強度式と比較し,さらに,下記に提案した設計式が経済設計に つながるかを正方形柱断面で検討している.ここに, λ_g :換算細長比, λ_1 :板の換算幅厚比で ある.

$$\frac{\sigma_{u}}{\sigma_{y}} = \begin{cases}
\sigma_{1} & (0.0 < \lambda_{g} \le 0.2) \\
\sigma_{1} - \frac{\lambda_{g} - 0.2}{\lambda_{g1} - 0.2} (\sigma_{1} - \sigma_{2}) & (0.2 < \lambda_{g} \le \lambda_{g1}) \\
\sigma_{1} - \frac{\lambda_{g} - \lambda_{g1}}{\lambda_{g2} - \lambda_{g1}} (\sigma_{2} - \sigma_{3}) & (\lambda_{g1} < \lambda_{g} \le \lambda_{g2}) \\
\sigma_{3} \frac{0.773 + \lambda_{g2}^{2}}{0.773 + \lambda_{g}^{2}} & (\lambda_{g2} < \lambda_{g})
\end{cases}$$
(7.2.26)

$$\begin{split} \Xi \Xi \lambda^{2}, \\ \sigma_{1} &= \begin{cases} 1.0 & (0.0 < \lambda_{1} \le 0.7) \\ \frac{0.7}{\lambda_{1}} & (0.7 < \lambda_{1}) \end{cases} \\ \sigma_{2} &= \begin{cases} 1.0 & (0.2 < \lambda_{1} \le 0.7) \\ 3.66 - 5.55 \lambda_{1} + 2.5 \lambda_{1}^{2} & (0.7 < \lambda_{1} \le 1.0) \\ 1.291 - 0.892 \lambda_{1} + 0.211 \lambda_{1}^{2} & (1.0 < \lambda_{1}) \end{cases} \\ \sigma_{3} &= \begin{cases} 0.564 & (0.0 < \lambda_{1} \le 0.7) \\ 0.865 - 0.514 \lambda_{1} + 0.120 \lambda_{1}^{2} & (0.7 < \lambda_{1}) \end{cases} \\ \lambda_{g1} &= -1.3 \sigma_{2} + 1.5 \\ \lambda_{g2} &= -0.887 \sigma_{3} + 1.5 \end{cases}$$

⑧薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析¹³⁾

鋼薄板で構成される短柱の局部座屈後の弾塑性挙動の解析手法(三角形平板要素を用い,曲げ 変形に対しては一定応力場及び線形変位場を用いる混合法,面内変形に関しては定ひずみモデル による変位法の混用法)を示し,純圧縮単独板要素及び圧縮と曲げを受ける箱形断面短柱の数値 計算を行っている.その結果,以下の式で表される短柱の極限強度の相関式は,解析結果に対し 安全側の式となっていると結論付けている.

$$\mathbb{CCK}, \quad Q = 0.737 / R \le 1.0, \quad \frac{M_u}{M_y} = \frac{(2 + 3 / \alpha)(0.737 / R_f) + 2 + \alpha}{4 + \alpha + 3 / \alpha} \le 1.0, \quad \alpha = d / b \ \text{CbS}.$$

⑨鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究¹⁴⁾

幅厚比が任意の大きさの箱形断面圧縮部材の変形特性を最高荷重後の挙動も含め解析できる手 法を提示し、それを用いた数値計算結果を過去に実施した実験結果と比較するとともに、さらに パラメトリック解析を実施することにより、文献 9),11)で提案された設計式の妥当性を検証して いる.

①座屈設計ガイドライン¹⁵⁾

局部座屈と全体座屈の連成座屈強度に基づく設計法の国内外の動向について、特に道路橋示方書, AISC 及び DAST 指針について簡単な紹介をしている.

①局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式¹⁶⁾

鋼柱箱断面部材の弾塑性有限変位解析において,構成板要素の局部曲げ変形が顕著に発生する ことが予想される領域では板要素でモデル化し,局部曲げ変形が小さいと予想される領域には骨 組要素を用いた結合モデルにより,鋼柱の連成座屈現象を解明している.この解析結果を基にし て,全体座屈が支配的な柱領域と局部座屈が支配的な板領域を包含的に評価できる鋼柱の設計公 式として次式を提案している.

$$\frac{N}{N_{y}} = \frac{F - (F^{2} - 4f\lambda^{2})^{1/2}}{2\lambda^{2}}$$

$$F = 1 - \frac{(1 - \kappa)(1 - \kappa\lambda^{2})}{\kappa} + f\lambda^{2}$$

$$f = \left\{1 + \frac{1}{2}(R - 0.5)^{2\alpha}\right\}^{-1/\alpha} \quad R \ge 0.5 \quad \dots \quad \dots \quad \exists (7.2.28)$$

$$\alpha = 0.625\lambda + 0.375$$

$$N = \kappa N_{y}$$

ここに、N: 軸力、Ny: 降伏軸力、 2: 換算細長比、R: 板の換算幅厚比、f: 低減係数である.

12局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度¹⁷⁾

文献 13)で求めた断面の MPの 関係を用いた平面ラーメン構造物の荷重-変位挙動の有限要素解析法を提示し,それにより鉛直力と水平力を受ける側方拘束のない鋼箱形断面ラーメン構造物の強度-変形解析を行っている.さらに,文献 14)で提案されたはり-柱の極限強度相関式及び局部座屈相関式に有効座屈長の概念を導入してラーメン構造物の極限強度を求め,設計相関式の 精度を検証している.

(1)コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計¹⁸⁾

道路橋示方書の積公式による照査法の妥当性について考察している.代表的鋼柱及びダイヤフ ラムを考慮した鋼柱について,有限要素法を用いて,残留応力,部材全体の初期たわみ及びフラ ンジの局所たわみを考慮した弾塑性有限変位解析を実施し,積公式及びQファクター法の比較考 察をしている.さらに,橋梁の全体座屈及び局部座屈を考慮した弾塑性有限変位解析の課題など について言及している.

④初期不整の関数で表した連成座屈強度公式の実験データによる検証¹⁹⁾

Q-factor 法で用いる柱強度式と板強度式を初期不整(初期たわみと残留応力)の関数として表し、それを用いて推定した個々の試験体の強度を実験結果と比較することにより、Q-factor 法の精度を再検証している.その結果、Q-factor 法は約 10%の誤差で実験強度を推定することと結論付けている.なお、初期不整の関数として表された柱強度式以下のとおりであり、板強度式は.4辺単純支持の周辺支持板に対しては宇佐美・天雲の式 200,3辺単純支持1辺自由の突出版に対しては葛・宇佐美の式 21)を用いている.

$$\frac{P_u}{P_y} = f(\overline{\lambda}) = \frac{1}{2\overline{\lambda}^2} \left(Z - \sqrt{Z^2 - 4\overline{\lambda}^2} \right) \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \overrightarrow{x} \quad (7.2.29)$$

なお, $Z = 1 + \alpha(\overline{\lambda} - 0.2) + \overline{\lambda}^2$ であり, α を初期不整の関数として以下のように定式化している. $\alpha = A_1 \cdot X + A_2 \cdot Y + A_3 \cdot X \cdot Y$

ここに、 $X = (f_0 / L) \times 1000$ (ただし、 $0.2 \le X \le 2.0$)、 $Y = \sigma_r / \sigma_y$ (ただし、 $0 \le X \le 0.5$)、 & は 柱中央の初期たわみ、 $\sigma_r c$ は圧縮残留応力である.係数 A_1 、 A_2 、 A_3 は箱形及び H 形断面を対象と して表形式で与えられている.

【参考文献】

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·解説 平成 24 年 3 月, 2012.3.
- 2) American Institute of Steel Construction : Specification for Structural Steel Buildings, 2010.6
- 3) DASt-Richtlinie 012, 1980.
- 4) 佐伯彰一,金井道夫:道路橋示方書Ⅱ鋼橋編-改訂の背景と運用,第1回1章 総則および2
 章 許容応力度,橋梁と基礎, pp.11-16, 1981.2
- 5) 赤松伸祐,金田崇男,村越潤,小野潔:鋼部材の局部座屈強度に関する基準耐荷力曲線の一検 討,土木学会第69回年次学術講演会, I-129, pp.257-258, 2014.9
- 6) 伊藤文人:道路橋示方書II鋼橋編-改訂の背景と運用, [研究の動向] 局部座屈と全体座屈の連 成問題,橋梁と基礎, pp.16-18, 1981.2
- 7) 小松定夫 編:鋼構造の補剛設計, pp.565-586, 1982.6.
- 8) 宇佐美勉, 福本琇士, 青木徹彦: 溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 308 号, pp.47~58, 1981.4.
- 9) 宇佐美勉,福本琇士:鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析,土木学会論文報告集,第326号,pp.41~50,1982.10.
- 10) 山尾敏孝, 崎元達郎: 溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験, 土木学会論文報告集, 第 335 号, pp.195~198, 1983.7.
- 11) 宇佐美勉, 福本琇士, 青木徹彦, 松川昭夫: 補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第350号/I-2, pp.197~205, 1984.10.
- 12) 長谷川彰夫,安保秀範,西野文雄:鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モデル解析,構造工学論文集, Vol.31A, pp.51~63, 1985.
- 13) 宇佐美勉, 土屋信洋, 大谷恭弘, 福本琇士: 薄板集成短柱の弾塑性有限変位解析, 土木学会 論文集, 第362 号/I-4, pp.293~302, 1985.10.
- 14) 宇佐美勉, 土屋信洋, 福本琇士: 鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究, 土木学会論文集, 第 362 号/I-4, pp.303~312, 1985.10.
- 15) 土木学会:座屈設計ガイドライン, 1987.
- 16) 西村宣男,小松定夫,西出俊亮,西村良司:局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.171~182, 1987.
- 17) 宇佐美勉, 寺尾圭史:局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度, 土木学会論文集, 第 398 号/I-10, pp.197~206, 1988.10.
- 18) 関西道路研究会:コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計,共立出版,1990.
- 19) 織田博孝,長谷川雄一,宇佐美勉:初期不整の関数で表した連成座屈強度公式の実験データによる検証,土木学会論文集,第543号/I-36, pp.31~40, 1996.7.
- 20) 宇佐美勉, 天雲宏樹:曲げと圧縮を受ける板要素の極限強度と有効幅公式,土木学会論文集, No.441/I-18, pp.77-85, 1992.1.
- Ge, H.B. and Usami, T.: Ultimate Strength Formula of Steel Outstands in Compression, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.122, No.5, pp.573-578, 1996.5.

7.3 連成座屈解析

連成座屈に関する我が国の研究は、1970年代から2000年頃までに数多く報告されている¹⁻⁸⁾. その時代には箱形断面,H形断面柱の実験的および解析的研究が活発に行われ、貴重なデータが 蓄積されている.それ以降は,連成座屈に関する研究がそれほど行われていないのが現状である. 過去に連成座屈強度に関する解析的検討は行われているが、近年のコンピュータの発達により精 緻な解析が比較的容易に行うことが可能となり、また、当時より解析精度が向上したと考えられ るため、本節では最新の汎用解析ソフトウェアを使用し、改めて連成座屈強度に関する解析的な 検討を実施するものである.

7.3.1 解析概要

本節では、初期不整を考慮した軸方向圧縮力を受ける無補剛箱形断面に対する弾塑性有限変位 解析を行った。断面の幅厚比および細長比をパラメータとして座屈終局強度分布を求めた。次節 ではその結果を使用して基準耐荷力曲線との比較を行った。

本検討は FEM 解析を 3 機関で分担および解析結果の相互確認を行いながら実施した.そのた めパラメトリックスタディの実施に先駆けて,事前の検討として 3 機関の解析環境に相違がない かを調査した.また,モデル化方法に関しては解析結果と実験結果の精度比較を行った上で決定 した.なお,3 機関が使用した汎用解析ソフトウェアは MSC. Marc である.

7.3.2 解析環境確認のための検討

本検討は3機関で同様の条件の解析モデルを作成し,解析結果の精度比較を行い解析環境の確認を行ったものである.検討対象は奥村ら¹⁾の既往の研究で局部座屈実験に用いられた無補剛箱型断面の短柱試験体とし,解析モデルのパラメータは**表7.3.1**のように設定した.

材料構成則については,図7.3.1 に示す素材試験結果¹⁾をもとに図7.3.2 のような3 点折れ線 近似の応力--ひずみ曲線を定義した.

残留応力は, 図 7.3.3 に示す分布形状とした. 文献 1)における計測結果をもとに圧縮側の残留 応力 σ_{cr}は 0.15 σ_y とした. ただし, 数値モデル上は図 7.3.4 に示すような各要素の積分点に分布 曲線の相当量を与えることとした.

初期たわみは、初期たわみのない状態で載荷しピークが現れないことを確認した上で、柱全体 に $\delta = L/5,000$ となる sin 半波の初期たわみを仮定した.なお、ここでは板のたわみについては定 義していない.

支持条件は、図7.3.5 に示すように柱の両端を回転支持とし、載荷点側では柱軸方向への並進 移動も許容するものとした.回転の許容に関しては、初期たわみを仮定しているため、全体モー ドの初期たわみの定義に対して変形が拘束されない方向を許容するものとした.境界条件を指定 した節点は載荷面および固定面の中心1節点とし、載荷面および固定面は剛体要素として考慮し た.載荷条件は柱軸方向への単調変位載荷とした.

解析結果を図7.3.6 に示す.3機関で得られた結果を比較すると、荷重一変位関係はいずれに おいても1.0をピークとする履歴を示しており、一致した挙動を示すことが確認できた.これに よりパラメトリックスタディを行うにあたり、3機関で得られる結果に解析環境による差異の影 響はほとんどないことが確認できた.

モデル寸法 [mm]	410×410×1,680(板厚中心より決定)		
板厚 t [mm]	10.2		
断面積 A [mm ²]	16,728		
断面 2 次モーメント <i>I</i> [mm ⁴]	468,952,864		
幅厚比 b/t	40.2		
断面 2 次半径 r	167.43		
細長比 L/r	10.03		
縦弾性係数 E [N/mm ²]	2.0×10 ⁵		
降伏応力 <i>o_y</i> [N/mm ²]	263.6		
降伏荷重 $P_{y}[N]$	4,409,547		
座屈パラメータ R	0.77		
座屈パラメータλ	0.12		
使用要素	四辺形シェル要素		
	柱部分 27,552 要素		
要素数	剛板(×2)3,368 要素		
	合計 30,920 要素		
平均メッシュサイズ [mm]	10×10		

表 7.3.1 解析モデル諸元








7.3.3 要素分割および残留応力に関する検討

本検討は、実験結果と比較をすることで FEM 解析のモデル化方法の検討を行った.比較に用いたのは前項で述べた奥村ら¹⁾の局部座屈実験で用いられた正方形箱型断面の短柱試験体のうち、実験結果が *σ_u/σ_v=0.837* となったケースについてモデル化を行った.

試験体寸法は、前項で用いた試験体とほぼ同一(幅厚比: b/t が 40 程度, 細長比: L/r が 10 程度) であるが、可能な限り実験結果に近づけることを念頭に置き,より正確な寸法に置き換えた. その解析モデルの諸元を表 7.3.2 に示す. ここで、メッシュの分割数に関しる検討として、フランジ、ウェブともに一辺あたりの分割数を 20 分割した場合と 30 分割した場合のモデルで解析結 果に与える影響について比較することとした.

材料構成則と残留応力は7.3.2と同様の材料構成則を定義した.また,残留応力を導入していないモデルも作成し挙動の確認を行うものとした.

文献 1)では初期たわみに関しての記載はないため、本検討においては初期たわみを次のように 仮定した.対象とする短柱の強度は局部座屈強度と考えられ、対象部材について座屈固有値解析 を行い,得られた座屈固有値の低次モードを初期不整と仮定し,座屈挙動を誘導することとした. 当該解析モデルに関しては柱軸方向にsin2波の初期たわみを仮定し,たわみ量は*L*/1,000とした.

支持条件は局部座屈を対象としたため、図7.3.7に示すように右端面を全節点固定,載荷側の 左端面を柱軸方向のみ並進方向への移動を許容した.なお,支持条件が前項と変わったため,部 材長Lは同じであるが有効座屈長が異なっており,それに伴い細長比等も変化した.

本検討で得られた結果として, FEM 解析における短柱の座屈挙動に関して, 荷重-変位関係を 表した図7.3.8 を示す. 解析結果については, 正方形断面の一辺を20分割メッシュで作成したモ デルと, 30分割メッシュで作成したモデルの両方について整理した.

メッシュの分割数に関する結果への影響に関しては、「20×20(残留応力無)」と「30×30(残 留応力無)」の履歴が一致していることから、一辺あたりの分割数が 20 分割のメッシュで数値モ デルを作成すれば結果の精度は確保されるものと考えた.

残留応力の有無による実験結果との比較を行うと、残留応力を定義していない場合は実験結果 に比べて耐荷力が10%程度大きくなった.これに対し残留応力を定義した場合には、耐荷力のピ ーク値は実験結果より1%程度大きくなる結果となり、残留応力の定義によって耐荷力のピーク がほぼ等しくなることが確認された.

モデル寸法 [mm]	409.80×409.80×1,678.50(板厚中心より決定)
板厚 t [mm]	10.22
断面積 A [mm ²]	16,752.62
断面 2 次モーメント <i>I</i> [mm ⁴]	469,186,519.82
幅厚比 b/t	40.1
断面 2 次半径 r	167.35
細長比 L/r	5.01
縦弾性係数 E [N/mm ²]	2.05×10 ⁵
降伏応力 σ_y [N/mm ²]	235.0
降伏荷重 P _y [N]	3,936,866.64
座屈パラメータ R	0.71
座屈パラメータλ	0.05
使用要素	四辺形シェル要素

表 7.3.2 解析モデル諸元







7.3.4 材料構成則に関する検討

本検討では、パラメトリックスタディを行う際に定義する材料構成則が解析結果に及ぼす影響 を調査するものである.材料構成則は、鋼材の力学的性質を表す指標のひとつであり、数値計算 結果に与える影響も大きい.そのため、適切な構成則の設定は、対象の挙動を正確に把握する上 で重要である.一方で、再現性の観点から数値計算上における非線形性の考慮は、簡便な設定で 汎用性のあることが望ましい.そこで、本項では以下に示す構成則を用いて部材の挙動を確認し、 以後の検討に用いる数値モデルとしての材料非線形の影響について検討を行った.

本項では,7.3.3 で用いた実験結果から定義した材料構成則とは別に図7.3.9 に示す(1)バイリ ニア型モデル(弾性係数2.05×10⁵N/mm²,二次勾配E/100,降伏点:規格値235N/mm²)と(2)5点 折れ線近似モデル⁹⁾(弾性係数2.05×10⁵N/mm²,降伏点:規格値245N/mm²)の2ケースの構成則 を用いて,局部座屈挙動の履歴を確認した.

縦弾性係数については、どちらの構成則も鋼・合成構造標準示方書¹⁰に基づいており、5 点折 れ線近似モデルの降伏点は板厚 16mm 以下における JIS の規格値、バイリニア型モデルにおいて は許容応力度設計における保証値に基づくものとした.

残留応力については, 7.3.2 の条件と同様とし, 初期不整は座屈固有値解析の低次モードを L/1,000 で仮定した.境界条件については, 7.3.3 の条件と同様にした.

検討結果として, 図 7.3.10 は各材料構成則を用いた場合における荷重-変位の履歴を示したものである.また,いずれの材料構成則を用いた場合にも,残留応力の有無について検討を行った. 結果を確認すると,残留応力を定義しない場合は,耐荷力のピーク値が実験に比べて 10%程度高くなった.これに対して,残留応力を定義した場合では,実験結果よりも 5%ほど大きいピークに留まった.

バイリニア型モデルと5点折れ線近似モデルで比較すると,残留応力を定義した場合は5点折 れ線近似モデルの方が小さいピーク値を示していることがわかる.これは5点折れ線近似モデル の方が,降伏点の値が大きく,これに伴い圧縮側の残留応力の値も大きくなったことが影響して いると考えられる.ただし,両モデルの荷重-変位の挙動は比較的よく一致した結果であり,材 料構成則の影響よりも残留応力の影響の方が大きいと考えて,以降の検討では材料構成則が比較 的簡便なバイリニア型モデルを採用することとした.



図 7.3.9 材料構成則



図 7.3.10 材料構成則ごとの荷重—変位関係

7.3.5 細長比に関する検討

本検討では幅厚比の値を固定した状態で細長比をパラメトリックに設定し、耐荷力のピークの 推移について調査した.細長比パラメータの設定ついては、λが0.6から1.2の範囲で0.2ずつ変 化させた λ=0.6, 0.8, 1.0, 1.2の4ケースとした.これまでの検討と異なり柱全体での非弾性座 屈が対象となるため、次のように各種の設定を整理した.

a) 境界条件

両端ピン支持とし,一端のみ柱軸方向への並進を許容するものとした(7.3.2,図7.3.5参照)

b) 材料構成則

バイリニア型の構成則を適用(7.3.4,図7.3.9参照)

c) 残留応力

圧縮側を σ_r = 0.15σ_v とした三角形分布で定義(7.3.2, 図 7.3.3 参照)

- d) 初期たわみ
 柱全体に sin 半波,たわみ量 L/1,000の初期たわみを仮定
- e) 要素分割

フランジ,ウェブともに20分割

検討結果として, 図 7.3.11 は細長比パラメータごとの荷重-変位関係の履歴を示したものである. 細長比パラメータの値が大きくなる(部材長が長くなる)に伴い,耐荷力のピーク値が低下する傾向を捉えることができた. また,初期剛性の傾きについては,およそ一定の割合で低下していることが確認できた.



図 7.3.11 細長比パラメータ別の荷重---変位関係

解析によって求められた耐荷力を,オイラー曲線と道路橋示方書の溶接箱型断面の基準耐荷力 曲線上にプロットしたものを図7.3.12に示す.今回の検討では無補剛箱型断面であるが,道示基 準より少し大きい値を示した.対象モデルの変形性状と応力性状として,λ=1.0の解析モデルに おけるピーク時の変形性状と Mises 応力コンター図を図7.3.13に示す.変形性状は初期不整とし て仮定した sin 半波形の変形モードであり,応力性状は圧縮側のフランジで降伏応力に達してい ることが確認できた.



図 7.3.12 耐荷力基準に対する解析結果



図 7.3.13 Mises 応力状態 (λ = 1.0, 変形倍率 20 倍)

7.3.6 断面諸元

パラメトリックスタディでは、平成 14 年改訂の道路橋示方書¹¹⁾に基づいて架設された鋼トラス橋の実績調査¹²⁾を行い、実橋で比較的良く使用される断面形状に近いものとして、図 7.3.14 に示すように板厚中心が 500×500mm となる正方形断面を基本断面として用いることとした.また、断面形状の違いの影響を検討するために、図 7.3.15 に示すようにフランジ板幅を 2 倍にした 1,000×500mm の長方形断面も対象とした.



図 7.3.14 500×500mmの断面(基本断面)



図 7.3.15 1,000×500mmの断面

7.3.7 材料構成則

材料構成則は 7.3.4 で検討した結果を踏まえて, 図 7.3.16 および表 7.3.3 に示すような 2 次勾 配が *E*₁/100 のバイリニア型モデルとし,使用鋼材は圧縮部材に用いられることの多い鋼材として SM490Y 材を定義することとした.他材料条件としては,道路橋示方書¹³⁾を参考に縦弾性係数を 2.0×10⁵ N/mm²,ポアソン比を 0.3 とした.



図 7.3.16 材料構成則

$E_1 [\text{N/mm}^2]$	$E_2 [\text{N/mm}^2]$	$\sigma_y [\text{N/mm}^2]$	$\mathcal{E}_{\mathcal{Y}}$
2.0×10^{5}	$E_{l}/100$	355	1.775×10 ⁻³

表 7.3.3 材料構成則諸元

7.3.8 初期不整

初期たわみは、図7.3.17に示すような全体モードの初期たわみと板パネルの局部モードの初期 たわみの両方を考慮した. 柱全体の初期たわみは最大値を柱長 L/1,000 とする正弦波,板パネル の局部的な初期たわみは最大値を柱幅 b/150 とする正弦波とした. 局部モードは、図7.3.18に示 す平板のアスペクト比板の長さ a/板幅 b と純圧縮を受ける周辺単純支持板の座屈係数 k との関係 より座屈半波数 m を算出し、その数の半波を導入した.



図 7.3.18 純圧縮を受ける周辺単純支持板の座屈係数と平板のアスペクト比の関係

残留応力は、橋軸方向に一様に生じているものとし、フランジとウェブの溶接部に引張残留応力として降伏応力 σ_y を与え、圧縮側は道路橋示方書¹³⁾に基づき $\sigma_{rc}=0.25\sigma_y$ とし、自己平衡条件が成立するような分布形状とした. 図 7.3.19 に入力した残留応力分布を示す.なお、各要素の積分点に分布曲線の相当量を与えることとした.



図 7.3.19 残留応力分布



図 7.3.20 各要素への残留応力の導入値

7.3.9 境界条件

支持条件は、図7.3.21 に示すように柱の両端を回転支持とし、載荷点側では柱軸方向への並進 移動も許容するものとした.回転の許容に関しては、初期たわみを仮定しているため、全体モー ドの初期たわみの定義に対して変形が拘束されない方向を許容するものとした.境界条件を指定 した節点は載荷面および固定面の中心1節点とし、載荷面および固定面は剛体要素として考慮し た.載荷条件は柱軸方向への単調変位載荷とした.数値解析モデルにおける境界条件を表7.3.4 に示す.



図 7.3.21 境界条件と荷重条件

表 7.3.4 境界条件

自由度	Tx	Ту	Tz	Rx	Ry	Rz
載荷側	Fix	Fix	Free	Fix	Free	Fix
固定側	Fix	Fix	Fix	Fix	Free	Fix

⁽T:Translation, R:Rotation を示す)

7.3.10 検討ケース

検討ケースの決定に際しては、対象が無補剛断面であることを考慮し、細長比パラメータ λ, 幅厚比パラメータ R ともに、無補剛として使用される部材寸法(実績)より範囲の設定を行うも のとした.まず、道路橋示方書では、細長比、幅厚比ともに部材の一定の剛度を確保するように 有効座屈長あるいは最小板厚に制限を設けている.これを踏まえた上で、検討対象とする座屈パ ラメータの範囲はそれらを包含するように設定した.また、各座屈パラメータ範囲内における検 討ケースについては、DASt 012¹⁴における柱の座屈と板の座屈による相互の影響が複雑な部分(図 7.3.22)において、連成強度を詳細に追跡することを念頭に置いて設定している.表7.3.5 に検 討ケースを示す.なお、各検討ケースの名称は図7.3.23 に示すように、柱部材の断面形状と座屈 パラメータの値を組み合わせた構成となっている.



図 7.3.22 DASt012 における各座屈パラメータ相互の影響について考慮した範囲

Sq	R05L01
断面形状	座屈パラメータ
正方形: Sq	R=0.5:R05
長方形: Rct	λ=0.1:L01



		λ=0.1	λ=0.2	λ=0.4	λ=0.6	λ=1.0	λ=1.4	λ=1.8
	R=0.5	Sq_R05L01	Sq_R05L02	Sq_R05L04	Sq_R05L06	Sq_R05L10	Sq_R05L14	Sq_R05L18
	R=0.7	Sq_R07L01	Sq_R07L02	Sq_R07L04	Sq_R07L06	Sq_R07L10	Sq_R07L14	Sq_R07L18
正方形	R=0.9	Sq_R09L01	Sq_R09L02	Sq_R09L04	Sq_R09L06	Sq_R09L10	Sq_R09L14	Sq_R09L18
断面	R=1.1	Sq_R11L01	Sq_R11L02	Sq_R11L04	Sq_R11L06	Sq_R11L10	Sq_R11L14	Sq_R11L18
	R=1.3	Sq_R13L01	Sq_R13L02	Sq_R13L04	Sq_R13L06	Sq_R13L10	Sq_R13L14	Sq_R13L18
	R=1.5	Sq_R15L01	Sq_R15L02	Sq_R15L04	Sq_R15L06	Sq_R15L10	Sq_R15L14	Sq_R15L18
	R=0.5	Rct_R05L01	Rct_R05L02	Rct_R05L04	Rct_R05L06	Rct_R05L10	Rct_R05L14	Rct_R05L18
	R=0.7	Rct_R07L01	Rct_R07L02	Rct_R07L04	Rct_R07L06	Rct_R07L10	Rct_R07L14	Rct_R07L18
長方形	R=0.9	Rct_R09L01	Rct_R09L02	Rct_R09L04	Rct_R09L06	Rct_R09L10	Rct_R09L14	Rct_R09L18
断面	R=1.1	Rct_R11L01	Rct_R11L02	Rct_R11L04	Rct_R11L06	Rct_R11L10	Rct_R11L14	Rct_R11L18
	R=1.3	Rct_R13L01	Rct_R13L02	Rct_R13L04	Rct_R13L06	Rct_R13L10	Rct_R13L14	Rct_R13L18
	R=1.5	Rct_R15L01	Rct_R15L02	Rct_R15L04	Rct_R15L06	Rct_R15L10	Rct_R15L14	Rct_R15L18

表 7.3.5 検討ケース

7.3.11 数値計算方法

対象モデルの連成座屈現象を追うにあたって、大変形ひずみを扱うため幾何学的非線形性については Update Lagrange 法によって考慮するものとした.変位増分法または弧長増分法によって計算を行い、収束計算には完全 Newton-Raphson 法を用いた.



















7 - 40

図7.3.24~図7.3.30に、数値解析によって得た荷重一軸方向変位関係を示す.ここで、数値 解析によって得られた耐荷力は、各モデルの全断面降伏荷重(Py)を用いて無次元化している. 縦軸は負の領域まで範囲としているが、これは荷重一軸方向変位関係を正しく表すためである. 幅厚比の大きい薄肉断面の数値モデルにおいては、残留応力を定義した際に柱部材と接合してい る剛板に応力が伝達され、これによって解析初期段階で不平衡力が生じる.この不平衡力に対し て、数値解析は変位増分法によって問題を解くため、載荷部および固定部には不平衡力に対する 釣合い力が生じ、これを荷重一変位関係に表すと負の領域にプロットが生じる.これは数値解析 上での残留応力による影響であるものの耐荷力の評価としては荷重一変位のピークで表すものと して、ここでは評価した.

荷重各細長比パラメータの結果を確認すると、いずれの断面形状においても幅厚比パラメータ が大きくなるに伴って耐荷力のピークが低下しており、同じ有効座屈長を有していても板厚が減 少すれば耐荷力が低下することが傾向として表れている.また、細長比パラメータの値が大きい ケースほど、対荷力のピークが低くなっていることが確認できる.

図7.3.24~図7.3.30に示した結果から断面形状の違いに着目すると、同じ細長比パラメータ となる数値モデルは、耐荷力のピークがほぼ同等の値となっていることが確認できる.ここで断 面形状による耐荷力の比較を厳密に行うため、図7.3.31に示すように正方形断面の耐荷力(P_{Square}) に対する長方形断面の耐荷力(P_{Rectangle})の比を細長比パラメータに対して整理した.図を確認す ると、断面形状の違いによって0.9~1.1の範囲で耐荷力が変化している.短柱側のモデルでは平 均的に正方形断面よりも長方形断面の数値モデルの耐荷力が大きく表われているのに対して、λ= 0.6以上では長方形断面の方が小さい耐荷力となっている.これはλの値が大きくなるに伴い、幾 何学的非線形性が耐荷力に与える影響が大きいためであると考えられる.



図 7.3.31 正方形断面と長方形断面の耐荷力の比

図7.3.32は、縦軸に耐荷力(σ_{cr}/σ_y)、横軸に細長比パラメータの値を取って、オイラー曲線、道路橋示方書の曲線とともに解析結果をプロットしたものである。細長比パラメータが大きくなるとともに、耐荷力が低下しており、特に幅厚比の小さいモデルでは道路橋示方書の曲線と近似している。これに対し、幅厚比パラメータの大きいモデルでは、細長比パラメータが大きい範囲に比べて細長比パラメータが小さい範囲では道路橋示方書の曲線との差が大きい。



図 7.3.32 連成座屈強度曲線(λ)

次に、図7.3.33のように各モデルの耐荷力を、図7.3.32に示される道路橋示方書の溶接箱形断面柱の耐荷力基準(σ_u)で正規化した.下図を見ると、幅厚比パラメータの大きいモデルは、細長比パラメータが大きくなるに伴って道路橋示方書の基準に近い値を示していることが確認できる.



図 7.3.33 局部座屈による柱強度に対する低減(λ)



図 7.3.34 連成座屈強度(R)



図 7.3.35 局部座屈による柱強度に対する低減(R)

図7.3.34は、縦軸に耐荷力(σ_{cr}/σ_y)、横軸に幅厚比パラメータの値を取って、オイラー曲線、道路橋示方書の曲線(板に対する基準)とともに解析結果をプロットしたものである。全体的な傾向として、いずれの細長比パラメータにおいても、幅厚比パラメータが大きくなるに伴って耐荷力のピークは低下している。また、幅厚比パラメータの値が大きい 0.9 あたりから、短柱の座屈強度が板の基準よりも大きくなっていることが確認できる。

次に、図7.3.35 は図7.3.33 と同様に各モデルの耐荷力を,道路橋示方書の溶接箱形断面柱の 耐荷力基準(o_u)で正規化した.ただし、横軸は幅厚比パラメータで整理している.図7.3.35 を 見ると、有効座屈長の違いによって割合が異なるものの、いずれのモデルにおいても幅厚比パラ メータが大きくなるに伴い、柱の耐荷力基準に対する耐荷力の割合が小さくなることが確認でき る.

図 7.3.36~図 7.3.39 に各数値モデルの最大荷重時のミーゼス応力分布を示す. ピーク時のミ ーゼス応力状態を確認すると,短柱から長柱のモデルのいずれにおいても,圧縮部材は降伏に達 しない状態で耐荷力の最大値を迎えていることが確認できる.また座屈モードとしては初期不整 で定義したように,部材全体の曲がりと板としての曲がりが座屈モードとして表れており,図 7.3.39 ではその特徴が顕著に表われている.







図 7.3.37 数値モデルのミーゼス応力分布(Sq_R05L06, 変形倍率2倍)



図 7.3.38 数値モデルのミーゼス応力分布(Sq_R05L18, 変形倍率2倍)



図 7.3.39 数値モデルのミーゼス応力分布(Sq_R15L18, 変形倍率2倍)

【参考文献】

- 奥村敏恵,西野文雄,長谷川彰夫:箱形断面柱の局部座屈強度,土木学会論文集,第205号, pp.19-30. 1972.9.
- 宇佐美勉,福本琇士,青木徹彦:溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する 実験的研究,土木学会論文集,第308号,pp.47-58,1981.4.
- 3) 山尾敏孝,崎元達郎:溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験,土木学会論文集,第 335 号, pp.195-198, 1983.7.
- 4) 長谷川彰夫,安保秀範,西野文雄:鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モ デル解析,構造工学論文集, Vol.31A, pp.51-63, 1985.3.
- 5) 宇佐美勉, 土屋信洋, 福本唀士: 鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究, 土木学会論文集, 第 362 号, I-4, pp.303-312, 1985.10.
- 6) 西野宣男,吉田信博:鋼H形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式,土木学会論文集, 第 398 号,I-10, pp.311-318, 1988.10.
- 7) 織田博孝,長谷川雄一,宇佐美勉:初期不正の関数で表した連成座屈強度公式の実験データ による検証,土木学会論文集,No.543, I-36, pp.31-40, 1996.7.
- 8) 藤井伸彦,堂垣正博,三上市蔵:鋼H形部材の全体座屈と局部座屈の連成強度,構造工学論 文集, Vol.44A, pp.115-126, 1998.3.
- 9) 土木研究所:鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査,土木研究所資料第4090号, 2008.
- 10) 土木学会 鋼構造委員会 鋼・合成標準示方書小委員会:鋼・合成標準示方書, 丸善, 2007
- 11) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2002.3.
- 12) 竹内幸治,野上邦栄,山下洋平:実橋箱断面圧縮部材の耐荷力特性と基準耐荷力曲線,土木 学会第 69 回年次学術講演会,I-136, 2014 年 9 月.
- 13) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2012.3.
- 14) Deutscher Ausschuss für Staulbau : DASt-Richtlinie 012, Beulsicherheitsnachweise für Platten, 1978.

7.4 連成座屈強度式

本節では、トラス橋の弦材として用いられる箱形断面を対象に、7.2.1項で記述した道路橋示 方書¹⁾, AISC²⁾及びDASt012³⁾の設計基準に基づいて連成座屈強度を算出し,7.3節で得られたFEM 弾塑性座屈解析結果と比較する.これにより、積公式により算出される連成座屈強度の妥当性を 検証するとともに、連成座屈強度の新たな評価式を複数提案する.

7.4.1 現行の連成座屈強度式の比較検証

(1) 対象断面

7.3節のFEM 弾塑性座屈解析モデルである右図の正 方形断面を対象に,道路橋示方書,AISC 及び DASt012 の設計基準に基づいて連成座屈強度を算出する.



図 7.4.1 対象断面

(2) 連成座屈強度の算出結果

7.3 節の FEM 弾塑性座屈解析結果を表 7.4.1 に再掲する.

図 7.4.1の両縁支持板を対象に,道路橋示方書(積公式)¹⁾, AISC (*Q*-Factor 法)²⁾及び DASt012 (有効幅法)³⁾に基づいて全体座屈と局部座屈の連成座屈強度を算出した結果を,**表**7.4.2 及び 表7.4.3 にまとめる.なお,表7.4.2 に示した道路橋示方書の算出結果は,許容圧縮応力度に降 伏応力(355N/mm²)と許容応力度(210N/mm²)の比を乗じ,AISC の計算式による限界応力 *F_{cr}*と同等 の値としている.DASt012 に基づいた座屈強度の算出については,以下の作業を行っている.

- •7.2.1(3)ではヤング率Eを2.1x10⁵(N/mm²)と紹介しているが、本節では他の技術基準における算出式による座屈強度との比較を行うため、他の計算結果と同様に E=2.0x10⁵(N/mm²)としている.
- ・DASt012 では、連成座屈強度を算出するに当たって作用応力度(圧縮、せん断)を考慮する. これらによって連成座屈強度の値も変化するが、ここでは座屈強度/1.7(=355/210)に相当す る圧縮応力度が作用すると仮定し、せん断応力は柱のために作用しないと仮定している.
- ・DASt012 では、部材の有効幅を考慮して断面剛性を求めている.有効幅を考慮した細長比や 幅厚比は、計算結果の一覧表(表-7.4.3 参照)に記載している.
- ・作用せん断応力を0としたため、幅厚比Rは道示と同じ値を示しているが、細長比は異なった値を示す.特に図7.4.2及び図7.4.3では、他の技術基準との比較を行うため、道路橋示方書と同じ細長比を λ,有効幅を考慮した細長比を λ'と表現している.

幅厚比			細長比	パラメー	γ λ		
ハ [°] ラメータR	0.10	0.20	0.40	0.60	1.00	1.40	1.80
0.50	0.960	0.947	0.899	0.832	0.628	0.418	0.272
0.70	0.851	0.836	0.810	0.774	0.603	0.404	0.265
0.90	0.721	0.701	0.682	0.662	0.539	0.371	0.250
1.10	0.626	0.605	0.586	0.569	0.462	0.328	0.227
1.30	0.557	0.539	0.520	0.506	0.405	0.289	0.203
1.50	0.507	0. 488	0.468	0. 458	0.364	0.259	0.182

表-7.4.1 FEM 弾塑性解析結果:連成座屈強度 ocr/降伏応力 oy

表-7.4.2 道路橋示方書(積公式):連成座屈強度 σcr/降伏応力 σy

幅厚比			細長比	パラメー	γ λ		
ハ [°] ラメータR	0.10	0.20	0.40	0.60	1.00	1.40	1.80
0.50	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282
0.70	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282
0.90	0.606	0.606	0.560	0.506	0.369	0.248	0.171
1.10	0.406	0.406	0.375	0.338	0.247	0.166	0.114
1.30	0.291	0.291	0.269	0.243	0.177	0.119	0.082
1.50	0.218	0.218	0.202	0. 182	0.133	0.089	0.062

表-7.4.3 AISC (Q-Factor 法): 連成座屈強度 σcr/降伏応力 σy

幅厚比			細長比	パラメー	γ λ		
ハ [°] ラメータR	0.10	0.20	0.40	0.60	1.00	1.40	1.80
0.50	0.996	0.983	0.935	0.860	0.658	0.440	0.271
0.70	0.996	0.983	0.935	0.860	0.658	0.440	0.271
0.90	0.902	0.895	0.867	0.819	0.658	0.440	0.271
1.10	0.796	0.791	0.770	0.735	0.619	0.440	0.271
1.30	0.714	0.710	0.694	0.667	0.577	0.432	0.271
1.50	0.649	0.646	0.634	0.612	0.539	0.420	0.271

表−7. 4. 4 Dast012(有効幅を考慮した細長比法):連成座屈强度 σcr/β	険伏心力 σy	Į
--	---------	---

幅厚比			細長比	パラメー	γ λ		
ハ [°] ラメータR	0.10	0.20	0.40	0.60	1.00	1.40	1.80
0.50	1.000	0.992	0.946	0.851	0.594	0.385	0.255
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.100	0.200	0.400	0.600	1.000	1.400	1.800
$R' = [\lambda_V]$	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
0.70	1.000	1.000	0.947	0.853	0.597	0.388	0.257
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.100	0.199	0.398	0.598	0.996	1.395	1.793
$R' = [\lambda_V]$	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700
0.90	0.865	0.865	0.865	0.785	0.559	0.379	0.260
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.098	0.195	0.390	0.586	0.976	1.367	1.757
$R' = [\lambda_V]$	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
1.10	0.729	0.729	0.729	0.701	0.499	0.348	0.246
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.095	0.191	0.381	0.572	0.953	1.335	1.716
$R' = [\lambda_V]$	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
1.30	0.592	0.592	0.592	0.592	0.451	0.323	0.236
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.093	0.185	0.371	0.556	0.926	1.297	1.668
$R' = [\lambda_V]$	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300	1.300
1.50	0. 444	0. 444	0.444	0. 444	0. 411	0.303	0.227
$\lambda' = [\lambda_K]$	0.090	0.180	0.360	0.540	0.900	1.260	1.620
$R' = [\lambda_V]$	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500

(3) 連成座屈強度の比較

細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.2 に,幅厚比パラメータ *R* に対 する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.3 に示す.



図 7.4.2 細長比パラメータ λ に対する連成座屈強度の比較結果



7 - 50

(4) 考察

図7.4.2及び図7.4.3より,以下のことが言える.

 ①局部座屈の発生有無の境界領域である幅厚比パラメータ *R*=0.7 では,道路橋示方書(積公式), AISC (*Q*-Factor 法)並びに DASt012 (有効幅法) による座屈強度は,FEM 結果に比べて高く 危険側の値となっている.

- ②①を除けば,FEM 結果に比べて,AISC(*Q*-Factor 法)及び DASt012(有効幅法)による座屈 強度は危険側,道路橋示方書に基づく座屈強度は安全側の値となっている.なお,3 基準の中 では,DASt012(有効幅法)による座屈強度が FEM 結果に近いといえる.
- ③局部座屈しない領域である幅厚比パラメータ *R*=0.5 では,道路橋示方書に基づく座屈強度は FEM 結果とほぼ一致している.

したがって,道路橋示方書で規定されている長柱としての座屈強度,すなわち軸圧縮強度は見 直さなくてもよいと考えられる.

④全体座屈が発生せず(細長比パラメータλ=0.1),局部座屈のみ発生する(*R*>0.8)領域では, 道路橋示方書に基づく局部座屈強度は,FEM 結果に比べて小さくなっている.

ここで、全体座屈が発生せず局部座屈のみ発生する領域の他、連成座屈も発生する領域も含めた荷重–軸方向変位の関係を図-7.3.24~28から見直すと、Rが小さい領域(R=0.5)に対して、Rが大きい領域($R\geq0.9$)では、耐荷力後の急激な強度の低下により、ねばりのない構造であることがわかる.これは、7.2.1(1)で示したように、道路橋示方書における局部座屈に関する耐荷力曲線に考慮した、幅厚比パラメータRに応じた安全余裕に整合して、ねばりがなくなっていることを示している.

今後,解析技術が進歩して,全橋 FEM 解析による橋の設計を行うなどによって,部材の耐荷 力後のねばりや橋全体の不安定さを解析で考慮した設計を行う場合,道路橋示方書における現行 の基準耐荷力曲線から,部材のねばりに関する安全余裕を分離した新たな基準耐荷力曲線を提案 することも,連成座屈に関する合理的な設計手法として考えられる.

7.4.2 連成座屈強度式の提案

前項の連成座屈強度の比較で,道路橋示方書の積公式,AISCの*Q*-Factor法の両者ともFEM解 析結果との乖離が確認された.図7.4.4と図7.4.5は,縦軸に積公式で算出した連成座屈強度を FEM解析結果で除して正規化したものを,横軸にそれぞれ細長比パラメータ,幅厚比パラメータ を取りグラフ化したものである.横軸が細長比パラメータのとき,全ての曲線の傾きが0に近く, *R*値が大きくなるに従い乖離が大きくなる傾向がある.また,横軸が幅厚比パラメータのとき, 0.7<*R*の範囲で徐々に乖離が大きくなる傾向がある.本項では,連成座屈強度式の精度向上を目 的として,以下の4ケースの検討を行った.(1)から(3)は積公式に基づく検討であり,(4)は柱の耐 荷力曲線を基準とした提案式に関する検討である.

(1) 鋼・合成構造標準示方書⁴⁾(以下,鋼合成示方書とする.)の局部座屈強度式を用いる場合の検討

- (2) 道路橋示方書の局部座屈強度式に係数αを乗じる場合の検討
- (3) FEM 解析結果基準の提案式の検討
- (4) 柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の検討



図 7.4.4 細長比パラメータを基準とした道路橋示方書と FEM 解析結果の比較



図 7.4.5 幅厚比パラメータを基準とした道路橋示方書と FEM 解析結果の比較

(1) 鋼合成示方書の局部座屈強度式を用いる場合の検討

ここでは、積公式における局部座屈強度式を鋼合成示方書の局部座屈強度式に置換した場合の 連成座屈強度の精度を調査する.

鋼合成示方書は両縁支持板の設計局部座屈強度を式(7.4.1)のとおり設定している.

f_{yd} :設計降伏強度

γ_b :部分係数

R :幅厚比パラメータ,

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

- v :ポアソン比
- *k* : 座屈係数, *k*=4.0
- *E* :鋼のヤング率
- fyk :材料強度の特性値(規格値)
- *b* : 固定縁間距離
- *t* : 板厚

図 7.4.6 は横軸に幅厚比パラメータを取って解析結果をプロットし、鋼合成示方書、道路橋示 方書、オイラーの曲線と比較したものである.鋼合成示方書の曲線は、0.7<*R*の範囲で本解析結 果のλ=0.1 プロット近傍を精度良く表している.

ここで鋼合成示方書の局部座屈強度式を用いる場合の積公式を式(7.4.2)に示す.提案式から算 出した無次元連成座屈強度を表7.4.5に示す.

$$\overline{\sigma}_{cr} = \overline{\sigma}_{crg} \cdot \overline{\sigma}_{crl}$$
$$= \overline{\sigma}_{crg} \cdot \sigma_{rd} / f_{yd} \qquad (0.70 < R) \quad \cdots \quad \cdots \quad \cdots \quad \vec{x}(7.4.2)$$

ここに,
$$\bar{\sigma}_{cr}$$
 :降伏点で無次元化された連成座屈強度
 $\bar{\sigma}_{crg}$:降伏点で無次元化された局部座屈を考慮しない柱の座屈強度
 $\bar{\sigma}_{crl}$:降伏点で無次元化された局部座屈強度



図 7.4.6 幅厚比パラメータ基準の連成座屈強度

表 7.4.5 鋼合成示方書の局部座屈強度式を用いる場合の連成座屈強度

幅厚比			細	長比パラメータ	zλ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	1.000	0.925	0.836	0.611	0.409	0.279
0.7	1.000	1.000	0.925	0.836	0.611	0.409	0.279
0.9	0.766	0.766	0.709	0.641	0.468	0.314	0.214
1.1	0.645	0.645	0.597	0.539	0.394	0.264	0.180
1.3	0.559	0.559	0.517	0.467	0.341	0.229	0.156
1.5	0.494	0.494	0.457	0.413	0.302	0.202	0.138

付表	FEM 解析結果
11.72	

幅厚比	細長比パラメータλ						
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	0.960	0.947	0.899	0.832	0.628	0.418	0.272
0.7	0.851	0.836	0.810	0.774	0.603	0.404	0.265
0.9	0.721	0.701	0.682	0.662	0.539	0.371	0.250
1.1	0.626	0.605	0.586	0.569	0.462	0.328	0.227
1.3	0.557	0.539	0.520	0.506	0.405	0.289	0.203
1.5	0.507	0.488	0.468	0.458	0.364	0.259	0.182

付表 道路橋示方書の連成座屈強度

幅厚比	細長比パラメータλ							
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8	
0.5	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282	
0.7	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282	
0.9	0.606	0.606	0.561	0.506	0.369	0.248	0.171	
1.1	0.406	0.406	0.375	0.339	0.247	0.166	0.115	
1.3	0.291	0.291	0.269	0.242	0.177	0.119	0.082	
1.5	0.218	0.218	0.202	0,182	0,133	0.089	0.062	

・連成座屈強度の比較

細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果を図7.4.7に,幅厚比パラメータRに対 する連成座屈強度の比較結果を図7.4.8に示す.

FEM 解析結果と比較すると、全体的な傾向として鋼合成示方書を用いた連成座屈強度は道路橋 示方書よりも精度が良いことがわかる. 図7.4.7と図7.4.8を見ると、R \leq 0.7の連成座屈強度の 評価としては、道路橋示方書の耐荷力基準と値が一致するため、 λ の値が大きい中間柱〜長柱領 域では数値解析結果とほぼ一致する値となっているが、 λ が小さい短柱領域では数値解析結果よ りも連成座屈強度を大きく評価している. R \geq 0.9 では、 λ が 0.5 よりも大きい範囲で数値解析結 果よりも小さい値となるように評価している. ただし、道路橋示方書の板の耐荷力基準を用いた 場合と比べると、安全率の大きさは小さくなっている. また、R が 1.0 に近い場合には、 $\lambda \leq$ 0.5 の範囲において数値解析結果よりも連成座屈強度を大きく評価している.



図 7.4.7 細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果















図 7.4.8 幅厚比パラメータ Rに対する連成座屈強度の比較結果

(2) 道路橋示方書の局部座屈強度式に係数αを乗じる場合の検討

道路橋示方書の連成座屈強度は,特に0.70<Rの範囲においてFEM解析結果との間に乖離が大きいと考えられる.これは前述したように,道路橋示方書の局部座屈強度が幅厚比パラメータの大きい(0.70<R)領域では最大耐荷力以降に急激に強度が低下し,ねばりのない構造となることを考慮して,低めに設定されているためである.本検討ではそのねばりに関する安全余裕を考慮せず,道路橋示方書の局部座屈強度に生じる乖離を減らすために,0.70<Rの範囲で道路橋示方書の局部座屈強度式に係数を乗じる連成座屈強度式の検討を行う.

係数 α は、 $\lambda = 0.1$ における 0.70 < R の範囲の FEM 解析結果を、最小二乗法により累乗曲線近 似することで求めた. なお、累乗近似曲線は、R=0.7 のとき $\bar{\sigma}_{cr} = 1.0$ になるように設定した. 得 られた係数 α を積公式に乗じた形で式(7.4.3)に示す. 提案式から算出した連成座屈強度の結果を 表 7.4.6 に示す.

$$\overline{\sigma}_{cr} = \overline{\sigma}_{crg} \cdot (\overline{\sigma}_{crl} \cdot \alpha) \quad (0.70 < R) \quad \cdots \quad \cdots \quad \vec{r} (7.4.3)$$

$$\alpha = 1.4R^{1.02}$$

表 7.4.6 道路橋示方書の局部座屈強度式に変数 α を乗じる連成座屈強度

幅厚比	細長比パラメータ λ						
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	1.000	0.925	0.836	0.611	0.409	0.279
0.7	1.000	1.000	0.925	0.836	0.611	0.409	0.279
0.9	0.776	0.776	0.718	0.649	0.474	0.318	0.217
1.1	0.638	0.638	0.590	0.533	0.390	0.261	0.178
1.3	0.541	0.541	0.501	0.452	0.331	0.222	0.151
1.5	0.470	0.470	0.435	0.393	0.287	0.193	0.131

幅厚比	細長比パラメータλ						
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	0.960	0.947	0.899	0.832	0.628	0.418	0.272
0.7	0.851	0.836	0.810	0.774	0.603	0.404	0.265
0.9	0.721	0.701	0.682	0.662	0.539	0.371	0.250
1.1	0.626	0.605	0.586	0.569	0.462	0.328	0.227
1.3	0.557	0.539	0.520	0.506	0.405	0.289	0.203
1.5	0.507	0.488	0.468	0.458	0.364	0.259	0.182

付表 FEM 解析結果

付表 道路橋示方書の連成座屈強度

幅厚比	細長比パラメータλ							
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8	
0.5	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282	
0.7	1.000	1.000	0.925	0.835	0.609	0.409	0.282	
0.9	0.606	0.606	0.561	0.506	0.369	0.248	0.171	
1.1	0.406	0.406	0.375	0.339	0.247	0.166	0.115	
1.3	0.291	0.291	0.269	0.242	0.177	0.119	0.082	
1.5	0.218	0.218	0.202	0.182	0,133	0.089	0.062	

・連成座屈強度の比較

細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果を図7.4.9に,幅厚比パラメータRに対 する連成座屈強度の比較結果を図7.4.10に示す.

FEM 解析結果と比較すると、全体的な傾向として鋼合成示方書を用いた連成座屈強度は道路橋 示方書よりも精度が良いことがわかる. 図 7.4.9 と図 7.4.10 を見ると、 $R \ge 0.9$ の範囲における 連成座屈強度の数値解析結果との乖離が、道路橋示方書の板の耐荷力基準を用いた場合よりも小 さくなっている. 一方、 $\lambda \le 0.4$ の短柱領域においては数値解析結果よりも連成座屈強度の値を大 きく評価しており、特に $R \le 0.7$ では道路橋示方書の板の耐荷力基準と変わらない評価であるため、 数値解析結果との乖離状態に変化はない.



図 7.4.9 細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果















図 7.4.10 幅厚比パラメータ Rに対する連成座屈強度の比較結果

(3) FEM 解析結果基準の提案式の検討

ここまでの検討は、0.70<Rの範囲の連成座屈強度式の精度向上について調査を行ったが、λ ≦0.6 かつ R=0.7の範囲でも乖離が認められる.そこでここでは、全範囲の FEM 解析結果に対し て精度が向上するような連成座屈強度式の提案を目的として検討を実施する.提案式は積公式の 形式とするが、各パラメータの範囲設定と関数形を道路橋示方書と合わせることは特に考慮して いない.

まず,柱の耐荷力については幅厚比パラメータ R=0.7の FEM 解析結果に一致する近似曲線を 細長比の関数として算出した.また, $\lambda=0.1$, R=0.5においては $\bar{\sigma}_{cr}=1.0$ を条件にした.次に局部 座屈に対しては,細長比パラメータ $\lambda=0.1$ の FEM 解析結果に一致する近似曲線を幅厚比パラメ ータの関数として算出した.その際, $\lambda=0.1$, R=0.5においては $\bar{\sigma}_{cr}=1.0$ を条件にした.

提案式を式(7.4.4)と式(7.4.5)に示す.両式の積で算出した連成座屈強度を表7.4.7に示す.

1.0 $\bar{\sigma}_{crg} = -0.1445\lambda + 1.0144 \\ - 0.4872\lambda^2 + 0.2746\lambda + 0.9248 \\ - 0.499\lambda + 1.211$	$(\lambda \le 0.1)$ $(0.1 < \lambda \le 0.4) \cdots \cdots$	式(7.4.4)					
$\bar{\sigma}_{crl} = 1.0$ $0.33R^2 - 1.15R + 1.49$	$(R \le 0.5)$ · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	式(7.4.5)					
幅厚比			細	長比パラメーク	×λ		
--------	-------	-------	-------	---------	-------	-------	-------
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	0.966	0.899	0.832	0.645	0.458	0.271
0.7	0.847	0.818	0.761	0.704	0.546	0.388	0.230
0.9	0.722	0.698	0.649	0.601	0.466	0.331	0.196
1.1	0.624	0.603	0.561	0.519	0.403	0.286	0.169
1.3	0.553	0.534	0.497	0.460	0.356	0.253	0.150
1.5	0.508	0.490	0.456	0.422	0.327	0.233	0.138

表 7.4.7 FEM 解析結果基準の提案式の連成座屈強度

付表 FEM 解析結果

幅厚比			細	長比パラメータ	λ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	0.960	0.947	0.899	0.832	0.628	0.418	0.272
0.7	0.851	0.836	0.810	0.774	0.603	0.404	0.265
0.9	0.721	0.701	0.682	0.662	0.539	0.371	0.250
1.1	0.626	0.605	0.586	0.569	0.462	0.328	0.227
1.3	0.557	0.539	0.520	0.506	0.405	0.289	0.203
1.5	0.507	0.488	0.468	0.458	0.364	0.259	0.182

付表 道路橋示方書の連成座屈強度

幅厚比			細;	長比パラメータ	×λ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	0.986	0.957	0.914	0.712	0.512	0.313
0.7	0.847	0.834	0.810	0.774	0.603	0.434	0.265
0.9	0.722	0.712	0.691	0.660	0.514	0.370	0.226
1.1	0.624	0.615	0.597	0.571	0.445	0.320	0.195
1.3	0.553	0.545	0.529	0.505	0.394	0.283	0.173
1.5	0.508	0.500	0.485	0.464	0.361	0.260	0.159

・連成座屈強度の比較

細長比パラメータ λ に対する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.11 に、幅厚比パラメータ R に 対する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.12 に示す. 幅厚比パラメータ 0.7 \leq R となる薄板によっ て部材が構成される範囲では、FEM 解析結果と精度良く一致しており、連成座屈強度の評価にお いて、道路橋示方書の耐荷力基準と比べて、安全率はほぼ 1.0 となる結果を示した.一方で、幅 厚比パラメータ R=0.5 となる厚肉断面となる柱部材に対してはFEM 解析結果よりも高めの値とな り、連成座屈強度を危険側に評価する結果となった.



図 7.4.11 細長比パラメータλに対する連成座屈強度の比較結果











0.0

0.5



1.5

1.0

幅厚比パラメータR

細長比パラメータλ=1.4 1.0 0.8 0.6 0.4 0.2 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 幅厚比パラメータR

図 7.4.12 幅厚比パラメータ Rに対する連成座屈強度の比較結果

2.0

(4) 柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の検討

ここでは,道路橋示方書の柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた形で連成座屈強度を推定する提 案式について検討を行う.

前項で示した FEM 解析結果を縦軸を σ_{cr}/σ_u とし、横軸を幅厚比パラメータ R として表したグラフを図 7.4.13 に再度示す.本グラフの縦軸は道路橋示方書の柱の耐荷力曲線値(σ_u)を用いて正規化したものであるため、その値は柱の耐荷力曲線に対する連成座屈強度を求めるための補正係数であると考えることができる.この補正係数を幅厚比パラメータと細長比パラメータの関数として表現することを試みる.

図 7.4.13 において,細長比や断面形状が異なる各プロットについて見てみると,それぞれ R=0.5のとき $\sigma_{cr}/\sigma_u=1.0$ となる右下がりの直線で表現できるものと考えられる. 横軸は R であることから,補正係数を式(7.4.6)のように表すこととする.

式(7.4.6)中のkは補正係数の幅厚比パラメータRに対する変化率(直線の傾き)を表す.断面形状の影響は小さいものとして正方形断面の結果のみに対して,細長比パラメータ入の値ごとに最小二乗法によりkの値を求め(図7.4.14),入に対してプロットしたのが図7.4.15である.同図には入の二次関数と仮定した場合の回帰式と決定係数も示しているが,比較的良い精度で近似できているものと思われる.

以上の検討結果に基づき,柱の耐荷力曲線から連成座屈強度を求めるための補正関数として式 (7.4.7)を提案する.図7.4.14における赤線は提案式による結果であり,FEM 解析結果の連成座屈 強度に対して精度良く一致していることがわかる.提案式から算出した連成座屈強度を表7.4.8 に示す.

$$\sigma_{cr}/\sigma_{u} = (-0.0502\lambda^{2} + 0.2485\lambda - 0.6077)(0.5 - R) + 1 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad \exists (7.4.7)$$



図 7.4.13 細長比パラメータの耐荷力曲線を基準とする幅厚比パラメータとの関係



7 - 65



図 7.4.15 線形近似曲線の傾きと細長比パラメータに相関関係

表 7.4.8 細長比パラメータの耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の連成座屈強度

幅厚比			細	長比パラメータ	zλ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	1.000	0.925	0.836	0.611	0.409	0.279
0.7	0.883	0.888	0.830	0.756	0.561	0.380	0.261
0.9	0.767	0.776	0.734	0.676	0.511	0.351	0.243
1.1	0.650	0.664	0.639	0.597	0.461	0.321	0.225
1.3	0.533	0.552	0.543	0.517	0.411	0.292	0.207
1.5	0.417	0.440	0.448	0.437	0.361	0.263	0.189

幅厚比			細	長比パラメータ	zλ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	0.960	0.947	0.899	0.832	0.628	0.418	0.272
0.7	0.851	0.836	0.810	0.774	0.603	0.404	0.265
0.9	0.721	0.701	0.682	0.662	0.539	0.371	0.250
1.1	0.626	0.605	0.586	0.569	0.462	0.328	0.227
1.3	0.557	0.539	0.520	0.506	0.405	0.289	0.203
1.5	0.507	0.488	0.468	0.458	0.364	0.259	0.182

付表 FEM 解析結果

付表 道路橋示方書の連成座屈強度

幅厚比			細	長比パラメータ	×λ		
パラメータR	0.1	0.2	0.4	0.6	1	1.4	1.8
0.5	1.000	0.986	0.957	0.914	0.712	0.512	0.313
0.7	0.847	0.834	0.810	0.774	0.603	0.434	0.265
0.9	0.722	0.712	0.691	0.660	0.514	0.370	0.226
1.1	0.624	0.615	0.597	0.571	0.445	0.320	0.195
1.3	0.553	0.545	0.529	0.505	0.394	0.283	0.173
1.5	0.508	0.500	0.485	0.464	0.361	0.260	0.159

・連成座屈強度の比較

細長比パラメータ λ に対する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.16 に、幅厚比パラメータ R に 対する連成座屈強度の比較結果を図 7.4.17 に示す.道路橋示方書の耐荷力基準と比較すると、 λ \leq 0.2 の短柱領域の範囲でやや乖離が見られるが、提案式は数値解析より求めた連成座屈強度の値 と精度良く一致していることがわかる.



図 7.4.16 細長比パラメータ λ に対する連成座屈強度の比較結果















図 7.4.17 幅厚比パラメータ Rに対する連成座屈強度の比較結果

(5) 提案式の精度比較と考察

ここでは提案する 4 ケースの連成座屈強度式の精度比較を行う.縦軸に各連成座屈強度式を FEM 解析結果で正規化し,横軸に細長比パラメータ,幅厚比パラメータを取りグラフ化したもの をそれぞれ図 7.4.18 と図 7.4.19 に示し,算出したプロットの平均値と基準値 1.0 に対する標準 偏差を表 7.4.9に示す.表 7.4.9の結果から4ケースの提案式は道路橋示方書の積公式よりもFEM 解析結果に対してばらつきが小さく精度が向上していることがわかる.

各提案式で見ると、「(1) 鋼合成示方書の局部座屈強度式を用いる場合の検討」と「(2) 道路橋 示方書の局部座屈強度式に係数αを乗じる場合の検討」は、同じ 0.70<Rの範囲の局部座屈強度 式を検討したため傾向が比較的良く一致し、道路橋示方書の連成座屈強度式を一部変更するだけ で精度が向上する.この2ケースは道路橋示方書と同様に 0.7≦Rの範囲で徐々に乖離が大きくな る傾向があるが、道路橋示方書と比較してばらつきは小さい.「(3) FEM 解析結果基準の提案式の 検討」は、上記2ケースよりも精度が高いことがわかる.「(4) 柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じ た提案式の検討」は、今回検討した提案式の中で最も精度が良いことがわかる.積公式形式の連 成座屈強度式である(1)~(3)のように柱と板の耐荷力を掛け合わせた形よりも、柱の耐荷力基準に 対して幅厚比パラメータRを含む補正関数を乗じることで、連成座屈強度を的確に評価できるも のと考えられる.





2.0

1.8

1.6





- R=0.5 \rightarrow R=0.7 \rightarrow R=0.9 \rightarrow R=1.1 \rightarrow R=1.3 \rightarrow R=1.5



(3) FEM 解析結果基準の提案式の検討



⁽⁴⁾ 柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の検討



(5) 道路橋示方書の積公式









2.0





(3) FEM 解析結果基準の提案式の検討



(4) 柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の検討



(5) 道路橋示方書の積公式



連成座屈強度式	プロット 平均値	基準値1.0に対する 標準偏差
(1)鋼合成示方書の局部座屈強度式を用いる場合の検討	0.967	0.117
(2) 道路橋示方書の局部座屈強度式に係数 α を乗じる場合の検討	0.956	0.128
(3) FEM解析結果基準の提案式の検討	1.007	0.067
(4)柱の耐荷力曲線に補正関数を乗じた提案式の検討	1.005	0.055
(5)道路橋示方書の積公式	0.721	0.388

表 7.4.9 各連成座屈強度式のプロット平均値と標準偏差

【参考文献】

1) 日本道路協会:道路橋示方書·解説 平成 24 年 3 月, 2012.3.

2) American Institute of Steel Construction : Specification for Structural Steel Buildings, 2010.6.

3) DASt-Richtlinie 012, 1980.

4) 土木学会:鋼・合成構造標準示方書 設計編, 2007.3.

7.5 まとめと今後の課題

本章では、局部座屈と全体座屈の連成座屈強度評価式を対象に、各国の設計基準及び既往の研 究成果を調査するとともに、実際の鋼橋で用いられている箱形断面部材を想定した FEM 解析等 を実施して連成座屈強度を算出し、実状に合った合理的な連成座屈強度評価式の検討を行ってき た.

まず 7.2 節では、国内外の設計基準における連成座屈の評価法に関して整理することを目的とし、道路橋示方書、AISC 及び DASt-012 における連成座屈評価の考え方をまとめた.また、連成座屈に関する既往の研究について調査を行い、現在までに得られている成果を明らかにした.

次に7.3節において,実橋に使用されている無補剛の溶接箱形断面を参考にした有限要素モデルを用い,座屈パラメータの値と連成座屈強度の関係について数値解析による検討を行った.ここでは,細長比パラメータλと幅厚比パラメータRのそれぞれに対して,座屈パラメータの値に伴う連成座屈強度の変化について示した.また,その結果を道路橋示方書の基準と比較し,現行の柱及び板の耐荷力曲線との差異を評価した.

7.4 節では,道路橋示方書の積公式,AISCの *Q*-Factor 法,DASt 012 の有効幅を考慮した修正 細長比法で表される連成座屈強度と,7.3 節で得られた数値解析結果を比較し,各基準類による 評価との差異を示した.この差異を踏まえた上で,数値解析結果に基づきより合理的と考えられ る連成座屈強度の評価式を複数提案した.

本検討では、数値解析の対象を無補剛の溶接箱形断面に限定しており、補剛板で構成される圧 縮部材や箱形断面以外の部材断面に対する検討は行っていない.また、初期不整や残留応力の影響については、道路橋示方書に準拠する形で検討を行っている.今後、これらについても連成強 度に与える影響を検討していく必要がある.

【参考文献リスト】

連成座屈に関する参考文献リストを以下に示す.

(1) 基準類

No.	基準名	発行元	年
1)	道路橋示方書·同解説 II 鋼橋編	日本道路協会	2012
2)	鉄道構造物等設計標準・同解説【鋼・合成構造物】	鉄道総合技術研究所	2009
3)	Specification for Structural Steel Buildings	AISC	2010
4)	Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings	AISC	1969
5)	DASt-Richtlinie 012, Grundlagen Erlauterungen Beispiele	Beulsicherheitsnachweise fur Platten 2, Auflage	1980
6)	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications	AASHTO	2007
7)	Eurocode 3: Design of steel structures, prEN1993-1-1	CEN	2003

(2) 書籍類

No.	書籍名	学会		年
1)	鋼·合成構造標準示方書 設計編	土木学会		2007.3
2)	座屈設計ガイドライン	土木学会	鋼構造シリーズ12	2005.9.
3)	座屈設計ガイドライン	土木学会	鋼構造シリーズ12	1987
4)	鋼構造物の終局強度と設計	土木学会	鋼構造シリーズ6	1994.7.
5)	鋼構造物設計指針 PartA一般構造物	土木学会	鋼構造シリーズ9A	1997.5
6)	鋼構造座屈設計指針	日本建築学会		2009.11
7)	コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計	関西道路研究会	共立出版	1998.2

(3) 土木学会論文集

No.	論文名	著者名	号	年月	頁
1)	H型鋼柱の局部座屈と曲げ座屈の連成座屈強度	吉田博	243	1975年11月	19-32
2)	吉田博著"H型鋼柱の局部座屈と曲げ座屈の連成座屈強度"への討議および 回答	西野文雄、岩熊哲夫/討議 者 吉田博/回答者	261	1977年5月	123
3)	プレートガーダーの曲げによるフランジと腹板の連成座屈実験	前川幸次、伊藤義人、福本 唀士	392/I-9 号	1988年4月	335- 343
4)	圧縮と曲げとを受ける鋼薄肉箱形短柱の終局強度相関曲線と柱部材の全体 座屈解析への応用	中井博、北田俊行、酒造敏 廣	362/I-4 号	1985年10月	65-73
5)	圧縮と曲げとを受ける補剛された薄肉箱形短柱の終局強度に関する実験的研 究	中井博、北田俊行、酒造敏 廣	362/I-4 号	1985年10月	87-97
6)	曲げを受ける鋼箱桁の非弾性連成座屈	三上市蔵、堂垣正博、宮花 邦宏、米沢博	301号	1980年9月	23
7)	鋼H形断面柱部材の連成座屈強度特性と設計公式	西村宣男、吉田信博	398/ I- 10号	1988年10月	311- 318
8)	鋼圧縮部材の連成座屈挙動の理論的研究	宇佐美勉、土屋信洋、福本 唀士	362/I-4 号	1985年10月	303- 312
9)	鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析	宇佐美勉、福本唀士	326号	1982年10月	41-50
10)	純曲げを受ける薄肉I断面曲がり桁の局部座屈と連成座屈	三上市蔵、赤松洋一、武田 八郎	230号	1974年10月	45-54
11)	初期不整の関数で表した連成座屈強度公式の実験データによる検証	織田博孝、長谷川雄一、宇 佐美勉	543/I- 36号	1996年7月	31-40
12)	薄肉H形鋼柱の連成座屈に関する実験的研究	山尾敏孝、崎元達郎	380/I-7 号	1987年4月	383- 390
13)	溶接箱形断面柱の連成座屈強度実験	山尾敏孝、崎元達郎	335号	1983年7月	195- 198
14)	局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力に関する一考察	桑野忠生、依田照彦	368/I-5 号	1986年4月	245- 254
15)	鋼圧縮部材の最適断面設計	宇佐美勉、寺尾圭士	362/I-4 号	1985年10月	313- 322
16)	補剛箱形断面偏心圧縮柱の強度に関する実験的研究	宇佐美勉、福本唀士、青木 徹彦、松川昭夫	350/I-2 号	1984年10月	197- 205
17)	 溶接箱形断面柱の局部座屈と全体座屈の連成強度に関する実験的研究	宇佐美勉、福本唀士、青木 徹彦	308号	1981年4月	47-58
18)	ーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーー	福本唀士、伊藤義人	335号	1983年7月	56-68
19)	鋼柱部材の基本強度の統一評価	西村宣男、青木徹彦、西井 学、福本唀士	410/I- 12号	1989年10月	325- 333

(4) 構造工学論文集

No.	論文名	著者名	Vol	年	頁
1)	弾性2次解析を用いた骨組構造物の連成座屈強度解析	織田博孝、宇佐美勉	41-1	1995	235- 244
2)	鋼H形部材の全体座屈と局部座屈の連成強度	藤井伸彦、常垣正博、三上 市藏	44-1	1998	115- 126
3)	鋼柱の局部座屈と全体座屈の連成強度推定のための一モデル解析	長谷川彰夫、安保秀範、西 野文雄	31	1985	51-63
4)	局部座屈を考慮した鋼箱形断面柱の設計公式	西村宣男、小松定夫、西出 俊亮、西村良司	33A	1987	171- 182
5)	軽量溶接H形鋼柱の局部座屈と全体座屈に関する実験的研究	青木徹彦、福本唀士	34A	1988	161- 170
6)	薄肉鋼柱の極限強度の簡単な評価法	久保全弘、小川春由樹	37A	1991	83-91
7)	鋼管を頂点に持つ薄肉三角形断面鋼部材の局部座屈実験	青木徹彦、佐藤徹也、郭暁 光	47A	2001	85-92

(5) 土木学会年次学術講演会

No.	論文名	著者名	Vol	年	頁
1)	H型鋼柱の連成座屈強度に関する実験的研究	山尾敏孝、佐藤啓治、荒牧浩、 崎元達郎	40	1985	133-134
2)	H形鋼柱の連成座屈強度実験	山尾敏孝、崎元達郎、平井一 男、植野幹博、川森晋治	41	1986	205-206
3)	コンクリートを部分的に充填した鋼製八角形断面橋脚の繰り返し載荷実験と解 析	荒川貴信、宇佐美勉、葛漢彬、 前野裕文	52	1997	158-159
4)	ファイバーモデルを用いた鋼長柱の連成座屈評価に関する検討	谷上裕明、小野潔、三好崇夫、 西村宣男、奈良敬	65	2010	1265-1266
5)	圧延H形鋼柱の連成座屈実験	山尾敏孝、青木徹彦、崎元達郎	47	1992	242-243
6)	圧縮鋼柱の連成座屈強度の評価式について	山尾敏孝、崎元達郎	42	1987	122-123
7)	局部座屈と横ねじれ座屈を伴う鋼はりの強度	八木孝行、久保全弘	48	1993	228-229
8)	局部座屈を考慮した3次元骨組の終局挙動解析	木下照章、崎元達郎	54	1999	556-557
9)	局部座屈を考慮した鋼薄肉骨組構造の弾塑性有限変位解析	水越牧郎、北田俊行、中井博、 狩野正人	53	1998	228-229
10)	孔あき鋼管部材の座屈強度特性	遊田昌樹、西村宣男、村上茂 之、竹内修治、神谷信彦	51	1996	6-7
11)	鋼H形断面柱の連成座屈強度評価式	吉田信博、西村宣男	43	1988	234-235
12)	鋼はりおよびはり・柱の連成座屈特性	吉田信博、西村宣男	45	1990	66-67
13)	鋼圧縮部材の連成座屈挙動の解析的研究	宇佐美勉、土屋信洋、永田健	39	1984	91-92
14)	高い桁高を有する鋼箱桁の横ねじり強度に関する研究	八代茂、矢吹哲哉、有住康則	47	1992	316-317
15)	軸方向力が卓越して作用する無補剛箱形断面鋼製柱部材の繰返し載荷実験	吉山純平、小野潔、松村政秀、 谷上裕明、山口隆司	66	2011	1275-1276
16)	初期不整を考慮したQーfactor法による連成座屈強度	長谷川雄一、織田博孝、宇佐美 勉	50	1995	12-13
17)	水平補剛材を有するプレートガーダーの曲げ強度	松村達生、石井晃、西村宣男	46	1991	240-241
18)	折れ板断面鋼桁の終局強度	永田勉、矢吹哲哉、有住康則	55	2000	348-349
19)	組合わせ荷重を受ける鋼H形部材の局部座屈と全体座屈の連成強度	藤井伸彦、堂垣正博、三上市蔵	52	1997	126-127
20)	多角形断面鋼柱の圧縮試験	右田泰弘、青木徹彦、福本唀士	46	1991	190-191
21)	多数の補剛材を有する鋼箱桁の曲げ非弾性連成座屈	宮花邦宏、三上市藏、米沢博	34	1979	238-239
22)	多補剛された腹板を有するプレートガーダーの曲げ非弾性連成座屈	武田八郎、三上市蔵、米沢博	34	1979	232-233
23)	弾性2次解析による箱形断面柱の連成座屈強度解析	織田博孝、宇佐美勉	49	1994	112-113
24)	ーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーーー	有住康則、矢吹哲哉	49	1994	106-107
25)		新井田勇二、謝旭、長井正嗣、 山口宏樹、野上邦栄	53	1998	174-175

No.	論文名	著者名	Vol	年	頁
26)	波形鋼板ウェブのせん断座屈強度に関する一考察	関井勝己、大浦隆、依田照彦	48	1993	218-219
27)	波形鋼板ウェブのせん断耐荷力に関する解析的研究	土屋奏、上村知範、依田照彦	58	2003	1145-1146
28)	薄肉鋼桁の連成座屈強度評位について	有住康則、矢吹哲哉、藤田亮	50	1995	576-577
29)	薄肉鋼柱の連成座屈挙動解析	山尾敏孝、小林敏彦、崎元達 郎、平井一男	41	1986	195-196
30)	薄肉箱形断面長柱の終局強度特性と座屈現象に関する基礎的研究	水越牧郎、北田俊行、中井博、 狩野正人	52	1997	124-125
31)	薄肉閉断面部材の連成座屈モードについて	大賀水田生、川口晃一、重松恒 美	45	1990	268-269
32)	箱げた橋におけるカバープレートと腹板の連成座屈	伊藤文人、小川雄二郎	29	1974	257-258
33)	不等曲げとせん断を受ける鋼桁パネルの連成座屈強度および後座屈挙動	中沢正利、倉西茂、岩熊哲夫	44	1989	76-77
34)	負曲げを受ける合成桁の終局強度特性と最適な補剛について	萩原敏子、津田久嗣、堂垣正博	60	2005	369
35)	幅厚比の比較的大きい部材を持つ橋梁全体系の耐震解析モデル化手法の一 提案	馬越一也、宇佐美勉、菅付紘 一、野中哲也	65	2010	15-16
36)	補剛箱形断面柱の弾塑性連成座屈挙動	笠間慈弘、森脇良一、奈良敬	49	1994	108-109
37)	有限変位解析による波形鋼板ウエブの耐荷力評価	青木圭一、渡邊英一、角谷務、 富本信	55	2000	344-345
38)	連成座屈を考慮した工断面桁の強度評価式の提案	小池洋平、堀田毅、西村宣男	54	1999	482-483
39)	連成座屈を考慮した薄肉箱形断面柱の耐荷力特性について	原田直樹、中井博、北田俊行、 國廣昌史	49	1994	110-111
40)	連成座屈挙動を考慮した補剛断面柱の極限強度の評価法	笠間慈弘、奈良敬	50	1995	20-21
41)	圧縮と曲げを受ける鋼箱形短柱の終局強度	今西修久、堂垣正博	51	1996	2-3
42)	局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐荷力算定法に関する 考察	桑野忠生、依田照彦	40	1985	161-162
43)	鋼・形梁部材の強度評価に関する一考察	矢吹哲哉、有住康則	50	1995	572-573
44)	鋼板構造物の弾塑性有限変位解析法	笠間慈弘、森脇良一、奈良敬	48	1993	208-209
45)	側拘束のない矩形ラーメンの有効座屈長について	大隅祐史、今井祐敬、阿井正 博、西野文雄	53	1998	480-481
46)	弾塑性有限変位を考慮した薄肉H形短柱の圧縮連成挙動	松岡幸文、米澤博、堂垣正博	47	1992	240-241
47)	箱型断面中心圧縮材の連成不安定現象判定方法に関する一考察	工藤哲男、森脇良一	51	1996	52-53
48)	不等圧縮を受ける補剛板の終局強度の実用算定法	三代正信、米澤博、堂垣正博	47	1992	210-211

(6) 土木学会支部発表会

No.	論文名	著者名	支部	年	頁
1)	H形短柱の連成座屈挙動について	山尾敏孝、崎元達郎、荒木 栄次	西部	1986	40-41
2)	フランジ・ウェブの連成座屈を考慮したI断面桁の強度評価 式の提案	小池洋平、堀田毅、西村宣 男	関西	1999	I-129- 1-2
3)	プレートガーダーの連成座屈実験	前川幸次、福本唀士、伊藤 義人、重富寿	中部	1987	42-43
4)	圧延H形鋼柱の連成座屈挙動について	山尾敏孝、崎元達郎、青木 徹彦	西部	1992	44-45
5)	圧縮と曲げを受けるH形部材の連成座屈強度について	日野雅夫、山尾敏孝、崎元 達郎	西部	1992	46-47
6)	曲げと圧縮を受ける薄肉H形断面部材の連成座屈強度に ついて	坪浦伸泰、山尾敏孝、崎元 達郎	西部	1989	38-39
7)	鋼H形断面はり一柱の連成座屈強度について	津末征一郎、山尾敏孝、崎 元達郎	西部	1990	44-45
8)	鋼H形断面柱の連成座屈強度に関する一考察	西村宣男、吉田信博	関西	1988	I-9-1-2
9)	鋼はりの連成座屈特性	西村宣男、吉田信博	関西	1990	I-42-1- 2
10)	全体と局部の連成座屈実験	永藤壽宮	中部	1986	4-5
11)	棒要素と板要素との結合による箱形鋼柱の連成座屈強度 評価	内田裕也、堂垣正博	関西	1999	I-140- 1-2

(7) その他

No.	論文名	著者名	出典	Vol	年	頁
1)	鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究	福本唀士(研究代表 者)	平成元年度 科学研究費 補助金(総合研究A) 研 究成果報告書		1990	
2)	軸圧縮力を受けるU型断面部材の連成座屈解析	大賀水田生、高上 顕、井澤広志	応用力学論文集	3巻	2000	439- 446
3)	INTERACTION CURVE OF THIN-WALLED BOX STUB-COLUMN SUBJECTED TO COMPRESSION AND BENDING FOR APPLYING TO OVERALL BUCKLING ANALYSIS OF COLUMNS	Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Toshihiro MIKI	Proc. of JSCE Structural Eng. /Earthquake Eng.	Vol.2 No.2	1985. 10	311- 319
4)	ヨーロッパ鋼構造協会連合・哑委員会の鋼柱座屈曲線について	成岡昌夫、福本唀 士、伊藤鉱一	JSSC	Vol.6 No.55	1970	
5)	道路橋示方書・II 鋼橋編-改訂の背景と運用、 [第1回]1章 総則および2章 許容応力度	佐伯彰一、金井道夫	橋梁と基礎		1981	
6)	道路橋示方書・II 鋼橋編 - 改訂の背景と運用、 [研究の動向]局部座屈と全体座屈の連成問題	伊藤文人	橋梁と基礎		1981	
7)	道路橋示方書・Ⅱ 鋼橋編-改訂の背景と運用、 [第2回]3章 部材に関する一般事項	金井道夫	橋梁と基礎		1981	
8)	道路橋示方書(1971年)座屈関連規定の根拠(上)	小松定夫	橋梁と基礎	Vol.6 No.6	1972	
9)	Compression test of long welded I-section	Davis, A.J. and Hancock, G.J.	Jour. of the Struct., Div., ASCE	Vol.112 No.ST10	1986	2281- 2297