

論文・報告

SCスラブ橋の連続桁化の実現

～ひび割れ制御設計のための静的載荷試験～

Realization of Continuing Steel-Concrete Composite Slab Bridge Using Square Steel Dowel

西井 大樹 *1
NISHII Daiki山田 忠志 *2
YAMADA Tadashi岡本 裕 *3
OKAMOTO Yutaka八戸 翔平 *1
YAE Shohei畑 千晴 *1
HATA Chiharu段下 義典 *4
DANSHITA Yoshinori

SCスラブ橋は、構造高を低くできることに加え、型枠や支保工の省略によって現場での作業を軽減できることから、この優位性に適している単純桁に採用されてきている。一方、連続桁への適用を図るには、中間橋脚上の負曲げ領域におけるコンクリート床版のひび割れ幅を制御することが課題であった。そこで、連続SCスラブ橋において適切にひび割れを制御する構造の確立を目的とした負曲げ静的載荷試験を行った。その結果、実橋の配力鉄筋の応力レベルで、ひび割れ幅が0.2mm以内に収まることを確認した。また、鋼縦リブと配力鉄筋を引張抵抗部材として配力鉄筋の作用応力度を照査することで、ひび割れ制御が可能となることを確認した。ここで、支点上の打ち下ろしコンクリートとハンチの構造は、最大ひび割れ幅の抑制に対して効果的であった。試験結果からSCスラブ橋は連続桁に適用可能であることが確認され、また、負曲げモーメントが大きい場合でも、鋼フランジを増厚することで、より効果的にひび割れ制御できることが明らかになった。

キーワード：合成床版橋、SCスラブ橋、連続桁化、負曲げ、ひび割れ制御、支幹部構造

1. はじめに

合成床版橋は、コンクリート床版と鋼縦リブを一体化した橋梁¹⁾で、主構造を構成する鋼部材が床版用型枠や支保工を兼ねるため、現場工程の短縮に寄与する構造であることから、近年増加している中規模橋梁の架替等に適する橋梁形式である。なかでも、鋼とコンクリートとのずれ止め構造として支間に角鋼ジベル、橋梁端部に孔あき鋼板ジベルを用いたSCスラブ橋²⁾(図1、図2)は、支間長Lに対する構造高Hの割合H/Lを1/40まで低くできる特長を有し、構造高の制約が厳しい場合にも適する。SCスラブ橋は、2004年から単純桁の実橋に採用されてきているが、今後の中スパン橋梁の新設や架替

のニーズに応えるため、連続桁化が必要となる。ここで、SCスラブ橋は、フランジがコンクリート床版内に配置される構造であり、負曲げ領域でのひび割れ制御の方法が未解明であった。

そこで、SCスラブ橋を連続桁化した際に、中間橋脚上での桁作用によるコンクリート床版に作用する引張応力に対し、適切にひび割れを制御するための配筋や支幹部の構造を確立させることを目的として負曲げ静的載荷試験を行うこととした。本稿では、鉄筋比2.0%を確保した試験体と鉄筋比をさらに減じた試験体の載荷試験の結果に加えて、負曲げ部のひび割れ制御設計について報告する。なお、静的載荷試験は大阪工業大学八幡工学実験場構造実験センターにて実施した。

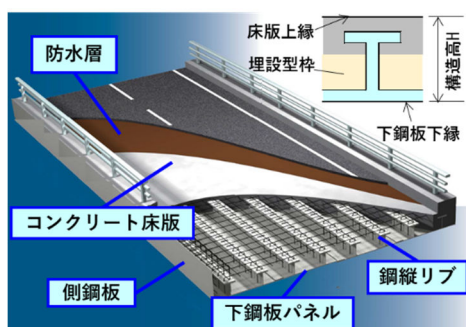


図1 SCスラブ橋概念図

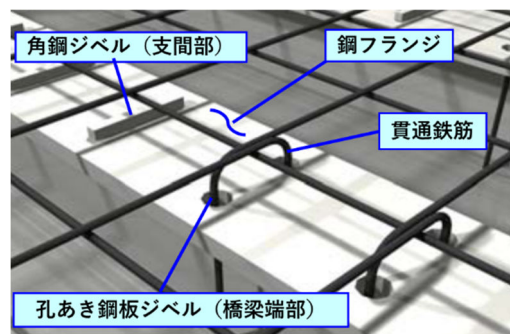


図2 ずれ止め構造詳細

*1 川田工業(株)橋梁事業部技術部東京技術部東京技術課

*2 川田工業(株)橋梁事業部生産統括部生産技術部富山橋梁技術課 係長

*3 川田工業(株)橋梁事業部技術部東京複合課 主任

*4 川田工業(株)橋梁事業部技術部東京技術部東京技術課 課長

2. 試験概要

試験に先立って行った最大支間長 34m の 4 径間連続 SC スラブ橋の試設計において、桁作用による上側配力鉄筋作用応力度が 100N/mm^2 となったため、これと同等の応力状態で床版ひび割れ幅を 0.2mm 以内に抑える構造を検討した。載荷試験にあたり、連続 SC スラブ橋の鋼縦リブ 1 本分相当の幅を対象とし、図 3、図 4 に示す実物大試験体を製作した。これを天地逆に設置して支間長 10m の単純支持状態で、支間中央に鉛直下向きの載荷をすることで、中間支点部の負曲げモーメントを再現した。実橋の中間橋脚上に該当する載荷点では、床版から下鋼板までコンクリートを打ち下ろし、断面の急変を避けるためにハンチを設けた(図 5)。また、油圧ジャッキと載荷台を用いて面載荷とすることで、負曲げモーメントが実橋の中間支点部に近い分布となるよう配慮した。

一般的な SC スラブ橋は、コンクリート床版内に配置された鋼材周辺のコンクリートの充填性を考慮する必要があるため、床版厚 260mm が標準であり、また、鋼フランジの下側には配力鉄筋を配置していない。なお、道路橋示方書³⁾(以下「道示」と称す)では引張力を受ける

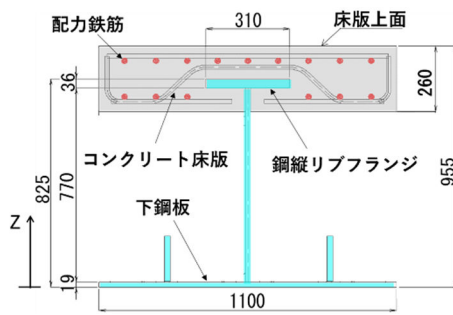


図 3 試験体断面 (単位: mm)

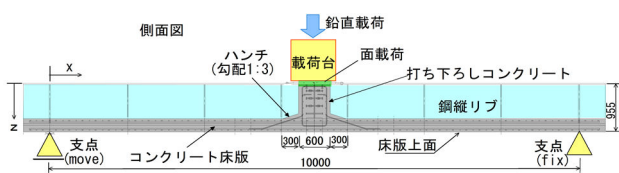


図 4 試験体・載荷システム (単位: mm)

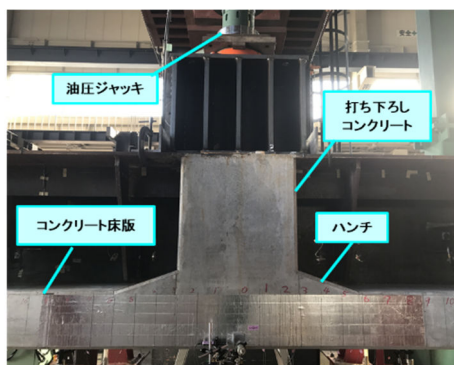


図 5 中間支点・載荷位置構造

表 1 試験体概要・テストピース試験結果

	Type-1	Type-2	備考
配力鉄筋 呼び径 (mm)	D22	D19	
鉄筋比 (%)	2.03	1.50	参考: 道示 II 14.3.3 2.0%以上
周長率 (mm/mm^2)	0.0037	0.0031	参考: 道示 II 14.3.3 0.0045 mm/mm^2 以上
配力鉄筋降伏点 (N/mm^2)	386.9	390.5	材質: SD345 基準降伏点: 345 N/mm^2
鋼桁降伏点 (N/mm^2)	424.9		材質: SM490 基準降伏点:
試験前コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	38.9	43.1	設計基準強度: 30 N/mm^2

コンクリート床版断面を無視して設計する場合、鉄筋比 2.0%、周長率 0.0045mm/mm^2 の規定があるが、鋼フランジがコンクリート床版内に配置される特長が桁橋に用いる RC 床版と異なるため、この規定は参考に留めて載荷荷重とひび割れ性状に着目することとした。

表 1 に試験体の概要とテストピースの試験結果を示す。Type-1 は道示に従って鉄筋比 2.0%を確保した鉄筋配置であり、それに対し、Type-2 は鉄筋量を減じて施工性と経済性を向上させることを目的に、配力鉄筋を D19、鉄筋比 1.5%とした試験体である。ひび割れ制御設計の妥当性は、ひび割れ幅の実測値とコンクリート標準示方書⁴⁾に基づく算定値との比較により検証し、中間支点部における合成構造としての挙動は、ひずみ計測値から算出される作用応力度と設計値の比較により確認した。

載荷にあたり、6 ステップからなる載荷ステップを設定し、発生したひび割れ幅を安定させることを目的として各ステップにつき 5 回ずつ載荷と除荷の繰り返し載荷とした。実験開始後、最初のひび割れが発生する時の荷重を step-1、中間支点部上側配力鉄筋の作用応力度が降伏応力度相当になる時の荷重を step-6 として、その間に step-2 から step-5 の載荷ステップを設定した。

ひずみ計測値の評価方法について、以下に述べる。図 6 に示すように、step-1 までと step-6 の直前は、最初の載荷時のひずみ-荷重曲線を取り出し、ひび割れが発生した後はひび割れ幅が安定した状態における試験体の挙動を評価するために、各載荷ステップにおける最終の除荷時のひずみ-荷重曲線を取り出す。残留ひずみを無視するために、これらの曲線を連続的に表した。各ステップ途中

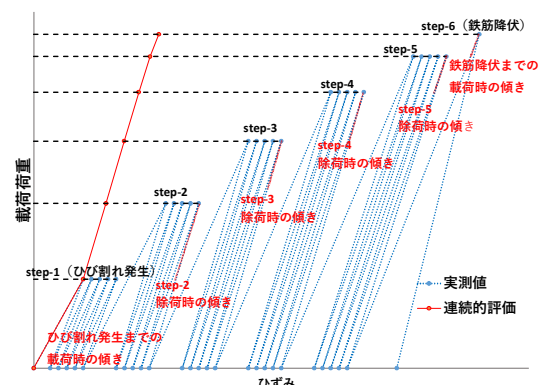


図 6 ひずみ測定値の評価方法の概念

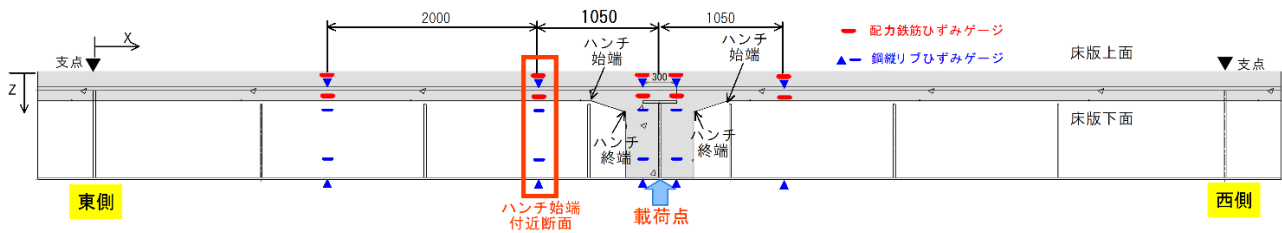


図7 ひずみゲージ設置位置(側面)

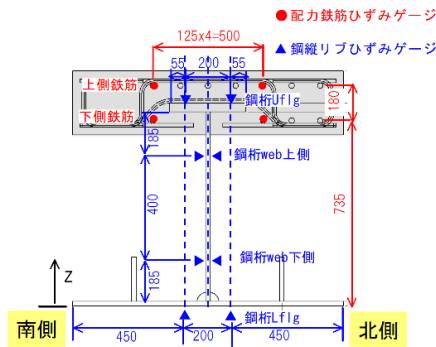


図8 ひずみゲージ設置位置(断面)

のひずみは、このようにして連続的に表したひずみ-荷重曲線から算出し、その値から配力鉄筋や鋼縦リブの作用応力度を算出する。なお、図6は概念であり、実際の残留ひずみは微小であった。また、ひずみゲージ設置位置は図7、図8に示す通りである。

3. 試験結果・考察

(1) Type-1 (鉄筋比 2.0%)

梁理論による計算上のひび割れ発生荷重(コンクリート引張応力度 3N/mm^2)である 86kN 以上を載荷してもコンクリート床版にひび割れは発生せず、段階的に荷重を増やした結果、梁理論による設計値の約2倍となる 161kN を載荷した時に最初のひび割れが発生した。最初の床版ひび割れは図9のA部(ハンチ始端)付近で発生し、これ以降の載荷荷重に対してA部がひび割れ幅最大の箇所となった。ハンチ始端付近(測点①)、ハンチ終端付近(測点②)、中間支点付近(測点③)における上側配力鉄筋の作用応力度と床版上面のひび割れ幅を表2に示す。作用応力度が最大となる中間支点付近の測点③において、上側配力鉄筋作用応力度が実橋における設計荷重作用時相当の 100N/mm^2 を超えても床版ひび割れ幅は 0.2mm 以内となった。なお、配力鉄筋作用応力度に関して、ひずみゲージ設置箇所はひずみ実測値から算出し、ひずみゲージ非設置箇所は道示Ⅲ⁹⁾10.5.2で示される中間支点上設計曲げモーメント分布を考慮して算出した。また、床版のひび割れ幅はクラックスケールを用いた近接目視により計測した。

最大ひび割れ幅は、作用応力度が最大となる載荷位置直下ではなくハンチ始端付近で生じた。これは、打ち下ろしコンクリートとハンチの構造によって剛性が変化し

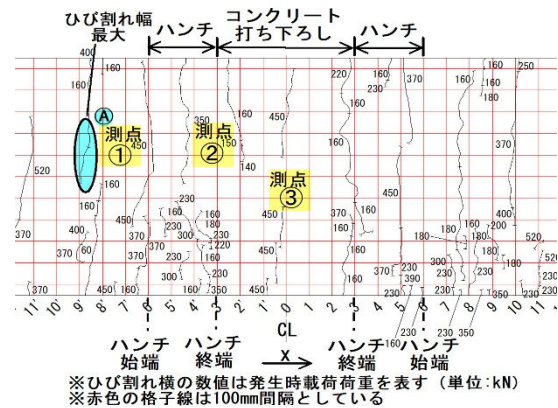


図9 床版上面のひび割れ分布(Type-1)

表2 上側配力鉄筋作用応力度とひび割れ幅(Type-1)

載荷ステップ	載荷荷重 (kN)	ハンチ始端付近 (最大ひび割れ幅発生箇所) 測点①		ハンチ 終端付近 測点②		中間 支点部 付近 測点③	
		配力鉄筋 作用 応力度 (N/mm^2)	ひび割れ幅		配力鉄筋 作用 応力度 (N/mm^2)	配力鉄筋 作用 応力度 (N/mm^2)	
			実測値 (mm)	算定値 (mm)			
step-1	161	63.6	0.03未満	0.12	69.5	68.8	
step-2	232	83.8	0.08	0.15	91.6	92.3	
step-3	370	108.9	0.15	0.18	119.0	121.5	
step-4	452	122.5	0.15	0.20	133.9	137.3	
step-5	520	135.5	0.15	0.22	148.1	152.4	
step-6	1501	307.2			335.7	352.0	

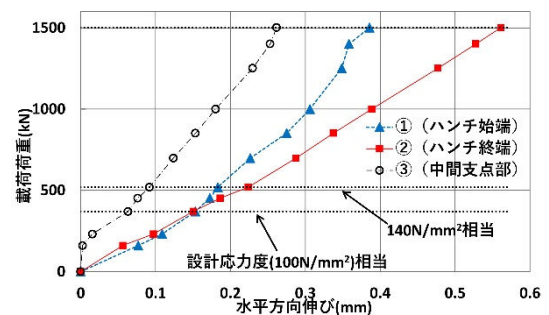


図10 床版上面の水平方向伸び推移(Type-1)

たことによるものと考えられる。このハンチ始端付近で初期のひび割れが観察された後は、荷重の増加とともに周囲に新たなひび割れが生じて分散し、step-3以降の最大ひび割れ幅は 0.15mm から増大しなかった。

また、図10に示す、床版上面に設置した π ゲージによる水平方向の伸びの推移から、載荷初期はハンチ始端付近で水平方向の伸びが先行していたが、その後はハンチ

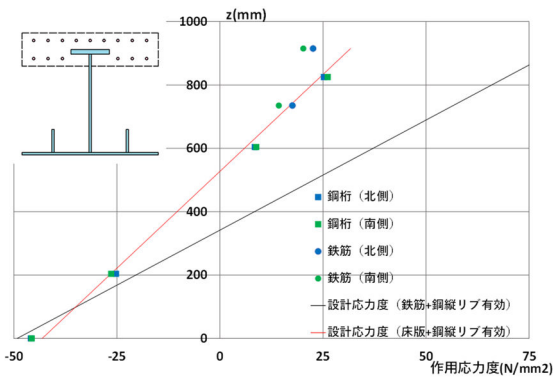


図 11 作用応力度 (Type-1・520kN 載荷時)

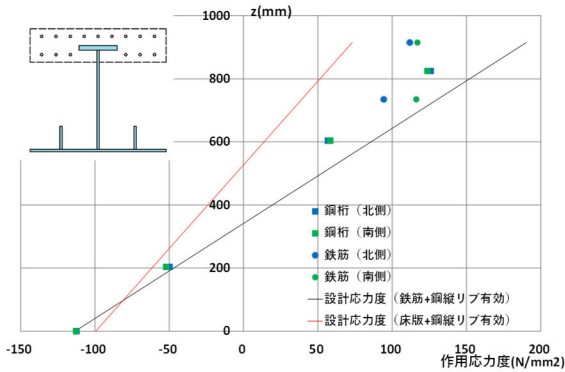


図 12 作用応力度 (Type-1・1200kN 載荷時)

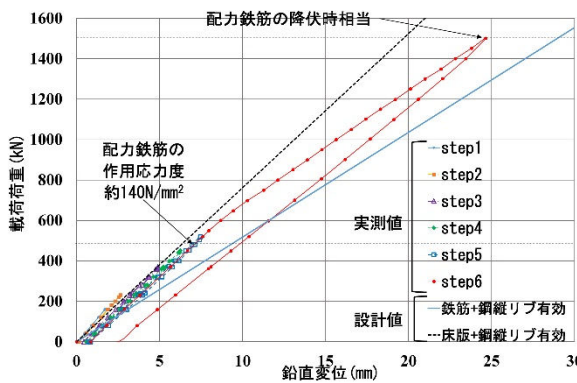


図 13 支間中央部の鉛直方向変位 (Type-1)

終端付近での伸びの増加がより顕著であることが分かる。ひび割れは、他の箇所の ϵ ゲージでの計測値と目視による観察からも、載荷初期に発生した後、その周囲に発生したひび割れによって分散されたことが確認できた。

図 11、図 12 にそれぞれ 520kN、1200kN 載荷時におけるハンチ始端付近断面（中間支点から x 方向に-1050mm の位置）の配力鉄筋と鋼縦リブのひずみ計測値から算出した作用応力度分布を示す。作用応力度分布はどちらも概ね平面保持を示しており、520kN 載荷時は、鋼縦リブとコンクリート床版を抵抗断面とした場合の設計応力度に近似している。一方で、1200kN 載荷時は、鋼縦リブと配力鉄筋を抵抗断面とした場合の設計応力度に近づいていく傾向がみられる。このことは、計測位置付近のコンクリート床版にひび割れが発生したことにより、抵抗断面が変化していることを示す。1200kN 載荷時は、鋼縦リ

ブの応力度分布が平面保持を示していることに対して、上側配力鉄筋作用応力度はやや小さい。これは、ひび割れ間のコンクリートが引張力に対して抵抗していることに加えて、ひずみゲージ貼付位置とひび割れ位置とが一致していないことによるものと考えられる。これらのことから、ひび割れ発生までは鋼縦リブとコンクリート床版を抵抗断面とし、ひび割れ発生後は鋼縦リブと配力鉄筋を抵抗断面として上側配力鉄筋の作用応力度を算出して照査することで安全側の設計ができることが確認できた。

図 13 に各載荷ステップにおける支間中央部の鉛直変位の推移を示す。鉛直変位-荷重曲線の勾配は、載荷初期はコンクリート床版と鋼縦リブを抵抗断面とした場合の設計値に近似し、ひび割れ発生後は配力鉄筋と鋼縦リブを抵抗断面とした場合の設計値に近づいていく。600kN 載荷付近で勾配が若干変化しているものの、鉄筋の降伏時相当に至るまで大幅な変化はなく、床版ひび割れ発生後も試験体全体として急激な剛性の低下は生じていないことが分かる。また、各ステップで載荷を 5 回繰り返して除荷した後の最大残留変位は 0.8mm 程度と微小であり、設計荷重相当より大きい荷重に対しても安定した弾性挙動であったと言える。

以上より、実橋の設計では、配力鉄筋の作用応力度を算出し、その結果に基づいて鉄筋量を決定することで、ひび割れ幅を制御できることが確認された。また、ひび割れ発生荷重が梁理論による計算値の約 2 倍となったこと、打ち下ろしコンクリートによる剛性の変化がひび割れ幅拡大の抑制や上側配力鉄筋の作用応力度の低減につながったことから、支点部の打ち下ろしやハンチの構造は、ひび割れ制御に対して効果的であったことも確認できた。

(2) Type-2 (鉄筋比 1.5%)

梁理論による計算上のひび割れ発生荷重 86kN 以上を載荷しても床版にひび割れは発生せず、120kN 載荷時に最初のひび割れが発生した。床版上面のひび割れは図 14

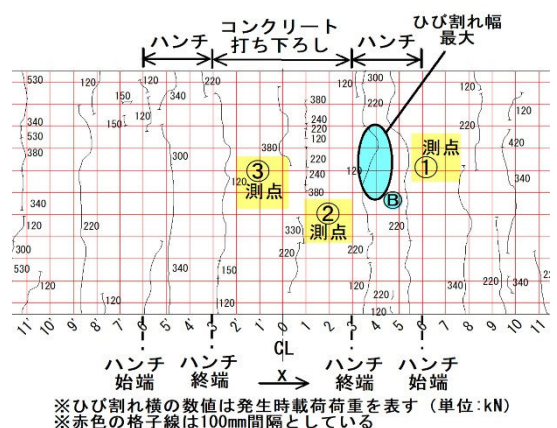


図 14 床版上面のひび割れ分布 (Type-2)

表 3 上側配力鉄筋作用応力度とひび割れ幅 (Type-2)

載荷ステップ	載荷荷重 (kN)	ハンチ始端付近測点①		ハンチ終端付近(最大ひび割れ幅発生箇所)測点②		中間支点付近測点③
		配力鉄筋作用応力度 (N/mm ²)	配力鉄筋作用応力度 (N/mm ²)	ひび割れ幅 (mm)		配力鉄筋作用応力度 (N/mm ²)
				実測値	算定値	
step-1	120	65.6	70.0	0.03未満	0.13	71.5
step-2	221	109.2	116.4	0.10	0.19	118.9
step-3	339	128.8	137.4	0.15	0.22	140.2
step-4	440	149.4	159.4	0.15	0.25	162.7
step-5	531	166.1	177.1	0.25	0.28	180.8
step-6	1480	345.0	368.1			375.7

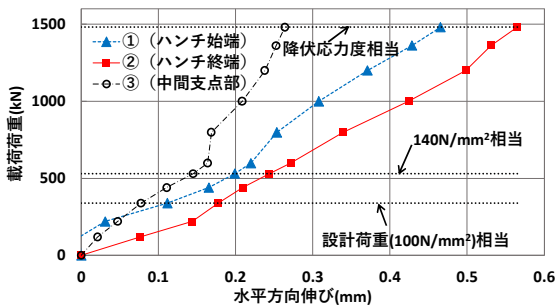


図 15 床版上面の水平方向伸び推移 (Type-2)

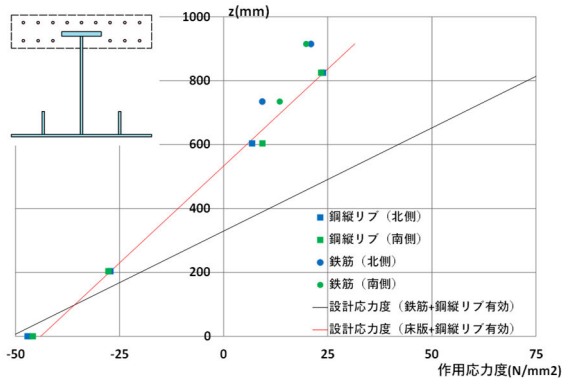


図 16 応力度分布 (Type-2・531kN 載荷時)

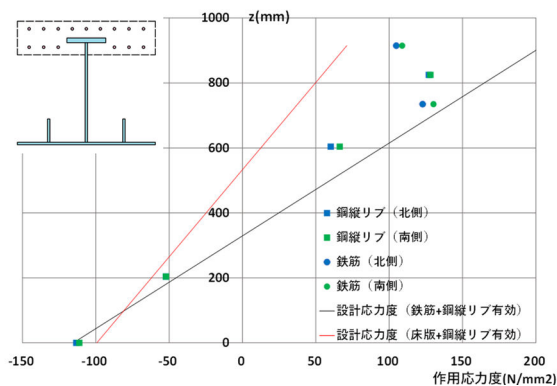


図 17 応力度分布 (Type-2・1200kN 載荷時)

の B 部 (ハンチ終端) 付近で最初に観察された後、荷重増加に伴って周囲で新たに発生し、最大ひび割れ幅が発生したのも B 部となった。これは、Type-1 と同様に打ち下ろしコンクリートによる剛性変化の影響と考えられる。表 3 の計測結果から中間支点付近測点③において、上側配力鉄筋作用応力度が実橋での設計荷重時相当の

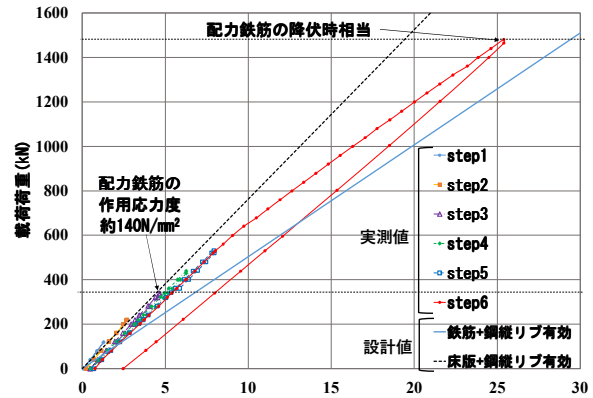


図 18 支間中央部の鉛直方向変位 (Type-2)

100N/mm² を超えても床版ひび割れ幅は 0.2mm 以内となったことが確認でき、step-3 でひび割れ幅 0.15mm 発生後は step-4 まで最大ひび割れ幅は拡大せず、コンクリート標準示方書に基づく算定値以下であることも分かる。ここで、Type-2 の step-4 と Type-1 の step-4 における載荷荷重は同レベルであり、鉄筋量の小さい Type-2 の方が Type-1 よりも上側配力鉄筋作用応力度は大きくなったが、最大ひび割れ幅の実測値は両者ともに 0.15mm となった。このことから、鉄筋量を減じた場合においても打ち下ろしコンクリートやハンチの構造によってひび割れ幅の拡大が抑制されたことが分かる。

また、図 15 に示す床版上面に設置した π ゲージによる水平方向の伸びの推移から、ハンチ始端付近と終端付近における水平方向の伸びはほぼ同じ傾向で増加したことが分かる。他の π ゲージでの計測値や目視観察から、ひび割れが分散される傾向は Type-1 と同様であった。

図 16、図 17 にそれぞれ 531kN、1200kN 載荷時におけるハンチ始端付近断面 (中間支点から x 方向に-1050mm の位置) の配力鉄筋と鋼縦リブの作用応力度を示す。応力度分布の傾向は概ね Type-1 と同様であったが、1200kN 載荷時における上側配力鉄筋の作用応力度は鋼縦リブの分布よりもかなり小さく、下側配力鉄筋に関しては鋼縦リブよりも大きい。これは実橋の載荷レベルの約 2.8 倍の状態を示すものであり、床版下面側で上面側よりもひび割れが多数発生した影響等が推察され、実橋設計応力度よりも載荷荷重が大きい範囲において、部材直角方向に連続性のない試験体特有のものであると考えられる。いずれにしても、実橋の設計応力度 100N/mm² に対しては、これを超える応力度となっても、配力鉄筋の作用応力度は鋼縦リブと配力鉄筋を抵抗断面とした場合の作用応力度の設計値より小さくなっており、負曲げモーメントに対して鋼縦リブと配力鉄筋を抵抗断面として作用応力度を算出することは、ひび割れ制御の観点において安全側の設計であると言える。

図 18 に各載荷ステップにおける支間中央部の鉛直変位の推移を示す。勾配の推移や各ステップでの残留変位が Type-1 と同様の傾向を示すことから、鉄筋量を減じた場

合でも安定した弾性挙動であることが確認できた。

以上より、配力鉄筋量を減じて鉄筋比1.5%とした場合でも配力鉄筋や鋼縦リブの作用応力度や鉛直変位に関して実測値と設計値は乖離しておらず、その作用応力度に対する床版のひび割れ幅は算定値以下であることが確認された。また、支点部の打ち下ろし構造はType-1と同様に、ひび割れ制御に対して効果的であることも確認できた。よって、実橋の設計では、配力鉄筋作用応力度とひび割れ幅を計算し、それに基づいて断面を適切に決定することで、鉄筋比を1.5%とした場合でも床版ひび割れ幅を目標値以内に制御できると考えられる。

4. 鋼フランジ断面形状によるひび割れ制御

SCスラブ橋は合成I桁橋と異なり、鋼フランジがコンクリート床版内に配置され、さらに、SCスラブ橋の鋼縦リブ間隔は合成I桁橋の主桁間隔よりも狭いことから、床版断面積内に占める鋼フランジの割合が大きく、鋼フランジ断面はひび割れ制御への寄与が大きいと考えられる。さらに、SCスラブ橋の鋼縦リブは鋼板で構成されるため、板厚等の設計に自由度があるという特長を有しており、鋼フランジの断面積を大きくすることで配力鉄筋量を増やすことなく配力鉄筋の桁作用の応力度を低減することが可能である。ここでは実橋の設計時に、より大きな負曲げモーメントが作用する荷重条件を想定し、配力鉄筋量を増やすことなく鋼フランジを増厚することによるひび割れ制御の設計を提案する。前述のひび割れ幅算定式を用いると、Type-2で上側配力鉄筋作用応力度が130N/mm²の場合、計算上の床版ひび割れ幅は0.213mmで0.2mm以上となるため、この荷重条件で鋼フランジ厚の変更によるひび割れ制御の検討を行った。

ひび割れ幅を0.2mm以内とするために、Type-2の鋼フランジ厚を36mmから45mmとしたものをType-3とし、その照査結果を表4に示す。表中の「フランジ+鉄筋面積比」はコンクリート床版断面積に対する鋼フランジと配力鉄筋の合計断面積の比を表し、「フランジ+鉄筋断面係数」は鋼フランジと配力鉄筋を抵抗断面とした場合の上側配力鉄筋の断面係数である。負曲げ荷重試験の結果から、負曲げ領域では鋼縦リブと配力鉄筋を抵抗断面として作用応力度を算出することになるため、鋼フランジを含めた鋼部材断面積が重要となる。表4の照査結果からも、配力鉄筋の作用応力度と床版ひび割れ幅の低減に対し、鋼フランジの増厚は配力鉄筋径をD19からD22とすることよりも効果的であると言える。床版内に配置できる鉄筋の径や本数には上限があるが、鋼フランジを増厚することで、床版内の鉄筋が過密になることを防ぎながらひび割れ制御が可能となる。また、鋼フランジの増厚によるコスト増加よりも、鉄筋量減少に伴う現場施工の作業軽減、さらには、コンクリートの充填性確保に

表4 断面形状による比較

	Type-1	Type-2	Type-3
鋼フランジ厚 (mm)	36	36	45
配力鉄筋の呼び径 (mm)	D22	D19	D19
鉄筋比 (%)	2.03	1.50	1.50
フランジ+鉄筋面積比 (%)	4.48	4.40	5.38
フランジ+鉄筋断面係数 (×10 ⁷ mm ³)	1.03	0.99	1.16
配力鉄筋作用応力度 (N/mm ²)	126.3	130.0	119.4
ひび割れ幅 (mm)	0.206	0.213	0.199

よる鉄筋コンクリート構造としての品質向上といった優位性が考えられる。

5. まとめ

本研究ではSCスラブ橋の連続桁への適用を想定した静的荷重試験を実施した。道示で鉄筋比と周長率が規定されているが、コンクリート床版内に鋼フランジが配置されているSCスラブ橋の構造特性により、鋼フランジを含めた引張抵抗部材を確保すれば、桁橋に対する道示の規定よりも少ない鉄筋量であっても、配力鉄筋応力度を照査してひび割れの制御が可能であることを確認できた。また、ひび割れ発生の傾向から、打ち下ろしコンクリートとハンチの構造により、ひび割れが分散して最大ひび割れ幅の抑制に繋がっており、この構造がひび割れ制御の観点から適切であることが確認された。以上より、SCスラブ橋は連続桁に適用可能と判断した。

また、負曲げモーメントがさらに大きく、より厳しい荷重条件を想定し、鋼フランジを増厚することによってひび割れ幅を0.2mm以内に収めるひび割れ制御の検討を行った。その結果、鋼フランジ厚を増厚することはひび割れ制御に対して効果的であることが確認され、SCスラブ橋の連続桁への適用範囲を拡大できることを示した。

6. おわりに

本研究にあたり、多大なるご指導を頂きました、大阪工業大学の大山理教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本橋梁建設協会：複合橋梁の概要，2007.4.
- 2) 田中，米田，枝元，他：孔あき鋼板ジベルの合成床版橋への適用について，第6回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集，pp.37-1-37-8，2005.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編），2017.11.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2018.3.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編），2017.11.