

突起付き H 形鋼と充填コンクリートにより形成された 鋼殻構造の損傷メカニズムと割裂ひび割れ発生荷重

Study on failure mechanism and split crack occurrence load of
steel frame structure with deformed flange H-shape and plug concrete

伊藤 始*, 熊野拓志**, 上村明弘***, 白根勇二****
Hajime Ito, Takuji Kumano, Akihiro Uemura, Yuji Shirane

*工博, 富山県立大学准教授, 工学部環境工学科 (〒939-0398 富山県射水市黒河 5180)

**工博, JFE エンジニアリング株式会社, 橋梁設計部 (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2-1)

***JFE エンジニアリング株式会社, 橋梁設計部 (〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町 2-1)

****前田建設工業株式会社, 技術研究所 (〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16)

The rigid connection parts of the steel concrete hybrid bridge are important parts in order to improve the seismic performance of the bridge. We adopted steel frame structure with deformed flange H-shape to the rigid connection parts.

In this study, the failure mechanism of steel frame structure was examined using the pull-test and FEM analysis. Also, the design method of pull-out load of H-shape was proposed by utilizing the split crack occurrence load of the test and the analysis.

Key Words: steel concrete hybrid bridge, steel frame structure, deformed flange H-shapes, failure mechanism, split crack, hybrid structure

キーワード: 鋼・コンクリート複合橋梁, 鋼殻構造, 突起付き H 形鋼, 損傷メカニズム, 割裂ひび割れ, 複合構造

1. はじめに

鋼・コンクリート複合ラーメン橋は, 一般に耐震性能の向上やライフサイクルコスト削減等のメリットを有しており, 近年採用される事例が増加している橋梁形式である^{1,2)}. このうち, 著者らが提案する突起付き形鋼を用いた開断面箱げた複合ラーメン橋は, 他の構造形式との比較において構造高さを低く抑制できることから, 例えば, 図-1 に示すような都市内の立体交差工事に適用する場合には施工延長を短縮できるという利点があり, 経済的メリットの創出のみならず環境負荷の低減効果が期待される³⁾.

一般に, 複合ラーメン橋の剛結部においては, 曲げモーメント等による上揚力は上部工側に埋め込まれた主鋼材の付着抵抗により柱脚部に伝達され, 主鋼材に鉄筋を用いる場合は, その設計手法も確立されている. これに対して, 主鋼材に突起付き H 形鋼 (以下, ストライプ H と記す)⁴⁾を用いる場合, 剛結部の構造が簡素化できるとともに施工性に優れた構造の確立が可能となるが, 鋼

殻にストライプ H を 1 本定着するタイプについての研究があるのみであり, その適用範囲が限られているのが現状である⁵⁻⁷⁾. 主鋼材として, 突起付き H 形鋼を用いる場合, 突起の機械的抵抗が付着強度に与える影響が大きく, 鋼殻への力の伝達機構も一般の構造とは異なるため, より汎用性ある定着方式とするためには各種構造詳細に対する付着強度の算定方法と設計に反映するにあたっての妥当性の検証が望まれていた.

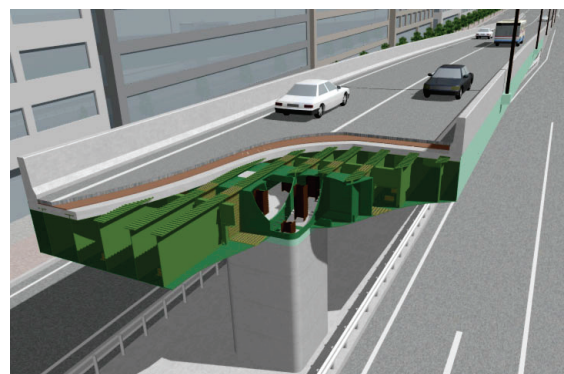


図-1 開断面箱桁複合ラーメン橋の概念図

一方、本研究の対象である開断面箱げた複合ラーメン橋の剛結部においては、けた高が抑制できる特長を活かすため、鋼殻に複数本のストライプHを定着する構造としている（図-2）。この定着構造の場合、定着部の破壊に至る過程において、設計上、十分な安全性は確保できるものの、ストライプHを1本定着するタイプと比較して、コンクリートに生じる割裂ひび割れが大きくなり、ストライプHの定着耐力が低下する傾向が確認されていた⁸⁾。また、剛結部の設計にあたっては、柱脚部の損傷が先行するようにストライプHの鋼殻コンクリートへの定着長の設計方法を決定する必要がある、そのためにも力の伝達機構を明確化する必要があった。

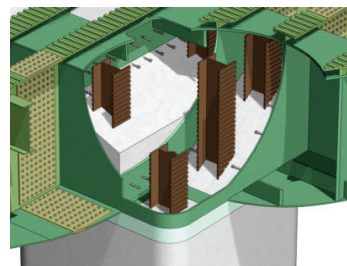
本研究は、定着要素を縮小したモデルの引抜き要素実験と、再現性の確認された3次元FEM解析の結果を用いて、鋼殻に複数本のストライプHを定着した場合のストライプHから鋼殻への荷重伝達メカニズムを明らかにするとともに、荷重伝達の過程で生じる割裂ひび割れ発生荷重の算定方法を提案するに至った知見について論ずるものである。

2. 引抜き要素実験と実験を模擬したFEM解析の方法

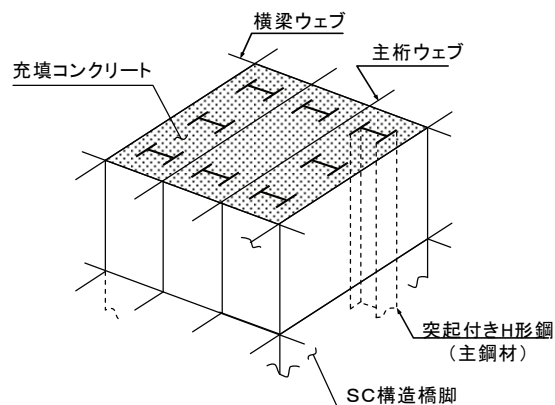
剛結部における損傷過程の検討のために実施した、引抜き要素実験（以降、引抜き実験と称す）と同実験を模擬したFEM解析の方法を示す^{8)・12)}。

2.1 引抜き実験

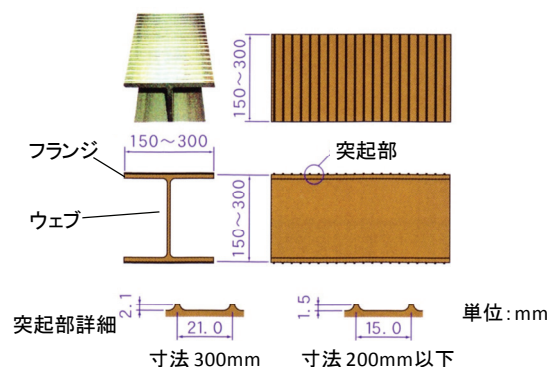
本研究で対象とした構造は、試設計した橋梁の剛結部から1つの鋼殻構造を取り出した構造である。鋼殻構造は、図-2に示すように主桁2本と横梁ウェブにより構成された鋼殻内に、ストライプHを2本または3本配置し



(a) 剛結部拡大図（図-1詳細）

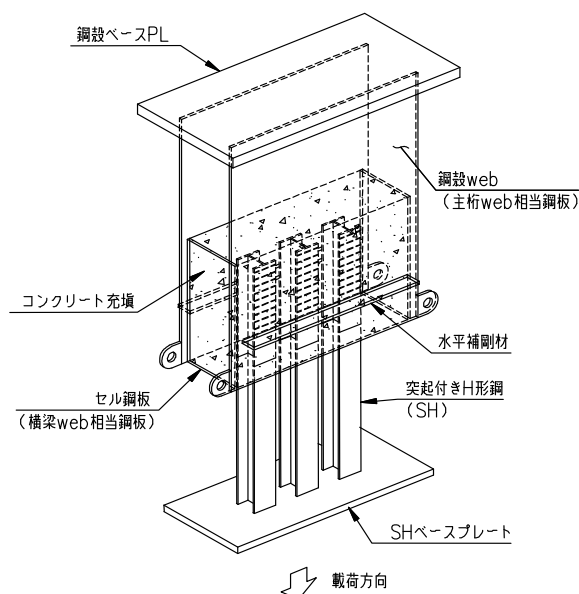


(b) 模式図

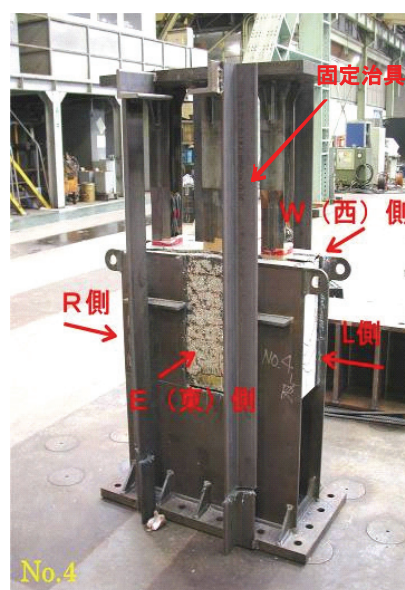


(c) ストライプHの概略図

図-2 剛結部の構成部位



(a) 概略図



(b) 外観

図-3 引抜き要素実験供試体

てコンクリートを充填した構造である。主桁には、ストライプHのフランジに相対する形でスタッドジベルが配置される。

実験供試体は、図-3に示すようにこの鋼殻構造を実橋の1/4スケールでモデル化したものである。供試体の構造諸元は表-1に示す通りであり、実験ケースはストライプHの本数、水平補剛材の有無、およびコンクリート強度をパラメータとして計5ケースとした。なお、水平補剛材のパラメータは、主桁ウェブ（鋼殻）の面外剛性の増加による割裂ひび割れ発生の抑制やひび割れ幅拡大の抑制効果を検討するために設定した。

載荷は荷重制御とし、鋼殻ベースプレートを固定し、ストライプHを溶接したベースプレートに引張力を加える方法とした。計測項目は引抜き荷重、ストライプHの埋込部先端と充填コンクリートの相対変位、鋼殻と充填コンクリートの相対変位、およびストライプHや鋼殻のひずみとした。コンクリートおよび鋼板の材料試験結果は表-2に示す通りである。コンクリートは普通コンクリートを基本とし、必要定着長の短縮を目的として、呼び強度60N/mm²の高流動コンクリートを使用したものを1体用意した。

2.2 実験を模擬したFEM解析

本検討における解析コードはDIANA Ver8.1¹³⁾とし、コンクリート材料には土木学会コンクリート標準示方書¹⁴⁾に準じて材料非線形を考慮できる構成則を用いた。充填コンクリート部分は、8節点ソリッド要素によりモデル化した。コンクリート要素には回転ひび割れモデルを適用し、図-4に示す構成則を用いた。また、その力学特性は材料試験結果より圧縮強度35.2N/mm²、引張強度3.135N/mm²、ヤング係数23.55kN/mm²、ポアソン比0.14、引張破壊エネルギー0.0706N/mm、圧縮破壊エネルギー52.03N/mmとした¹⁰⁾。

鋼材部分はシェル要素を用いてモデル化し、その材料特性には表-2(c)に示す値を用いた。また、ヤング係数は200kN/mm²、ポアソン比は0.3とした。

ストライプHの突起部のモデルには、解析要素にインターフェイス要素を設定し、クーロン摩擦モデル（図-5）を用いることとした^{4) 9)}。ストライプHの突起は圧延時にフランジ外面に成型される高さ1.5mm、間隔15mmの横節状のものである（図-2(c)）。この突起寸法は剛結部の構造寸法と比較して非常に小さいため、3次元FEM解析のモデル作成時に突起を忠実にモデル化することは合理的ではない。

ここで、突起とコンクリートの付着抵抗のうち機械的抵抗は、突起側面における支圧抵抗と両者の相対ずれに連動して増加する抗力による摩擦抵抗に分けられる。また、支圧の作用しない突起側面においては両者のはく離が生じる。この現象を汎用の解析ソフトに標準装備されているインターフェイス要素により再現するために、接触面の法線方向の開口および法線方向と接線方向応力

表-1 引抜き実験供試体の構造諸元

No	供試体名	H形鋼 本数 (本)	定着長 (mm)	コンクリート 呼び強度 (N/mm ²)	水平 補剛材 段数	主桁ウェブ 間隔 (mm)	主桁ウェブ 板厚 (mm)	横梁ウェブ 間隔 (mm)	横梁ウェブ 板厚 (mm)
1	1SH-0H	1	190	30	0	200	9	600	9
2	1SH-1H				1				
3	1SH-2H				2				
4	3SH-fc30	3	95	60	1				
5	3SH-fc60								

注) 1.部材寸法 突起付きH形鋼：H75x75x6(4.5)x4.5、水平補剛材：50x9

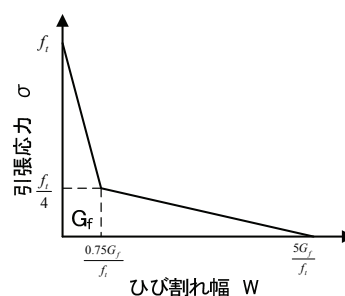
表-2 コンクリートおよび鋼板の材料試験結果

(a)フレッシュコンクリートの特性					
No	種類	呼び 強度 (N/mm ²)	最大骨材 寸法 (mm)	スランプ (スランプフロー) (cm)	空気量 (%)
1-4	普通	30	10	11.5	4.1
5	高流動	60	10	55.0x55.0	6.5

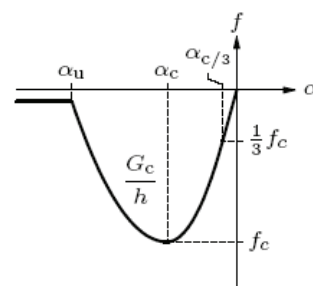
(b)硬化コンクリートの力学的特性				
No	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
1-3	35.8	2.99	23.5	0.14
4	34.6	3.28	23.6	0.14
5	72.3	3.45	30.3	0.09

(c)使用鋼板(SM490A)の機械的性質					
板厚 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比	伸び率 (%)
9	473	575	-	-	0.23

鋼殻・水平補剛材：9mm、H形鋼のウェブ、フランジ：9mmから切削加工



(a) 引張特性（標準示方書）



(b) 圧縮特性（Feenstra）

図-4 コンクリート構成則

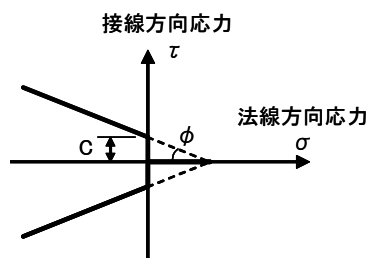


図-5 クーロン摩擦モデル

の相互作用によるすべりを表現できるクーロン摩擦モデルを適用した。

クーロン摩擦モデルのパラメータは、突起1つに対する平面応力モデルの解析結果（平面応力図）を用いて選定した（図-6）。ストライプHとコンクリートの界面に用いたインターフェイス要素のモデルと特性を表-3に示す。解析モデルの妥当性の検証は、引抜き荷重－拔出し変位関係やひび割れ分布などを実験結果と比較することで行った^{10),15)}。また、2方向バネモデルの適用も検討することでモデルの適否を判断した。

解析モデルは、対称条件を考慮して引抜き実験供試体の1/4対称モデルとした。解析モデルの断面図を図-7に示す。図-7の影付き部がFEM解析の対象範囲である。また、解析に用いたモデルの要素分割を図-8に示す。荷重の载荷は、鋼殻ベース部を完全固定とし、ストライプH先端に鉛直方向の強制変位を与えることとした。

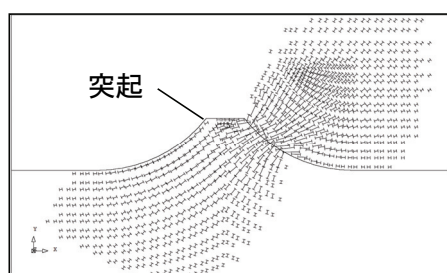


図-6 突起に対する平面モデルの主応力ベクトル

表-3 クーロン摩擦モデルの要素特性

部位	モデル	初期剛性 (N/mm ² /mm)	粘着力C (N/mm ²)	内部摩擦角 φ(摩擦係数 tan φ)	ダイランシー 角 ψ(tan ψ)
突起部	クーロン摩擦	1.0 × 10 ³	1.1327	43.62度 (0.9528)	45.79度 (1.0281)
その他	クーロン摩擦	1.0 × 10 ⁵	0.01	21.80度 (0.40)	0.00度 (0.00)

解析ケースは引抜き実験を模擬したケースを基本とし、①ストライプHのサイズ、②ストライプHの本数、③鋼殻外側の水平補剛材の段数、④ストライプHの中心間隔、⑤主桁ウェブの間隔、を変化させた16ケースとした（表-4）。解析ケース名は、最初の項がストライプHの本数を表し、第2項が水平補剛材の段数を、また第3項にストライプHの中心間隔または主桁ウェブの間隔、第4項にストライプHのサイズを表している。

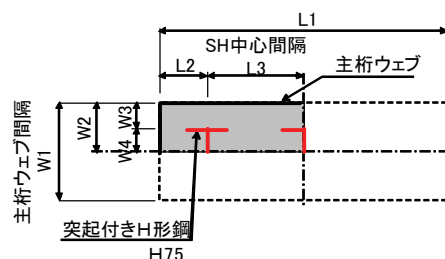
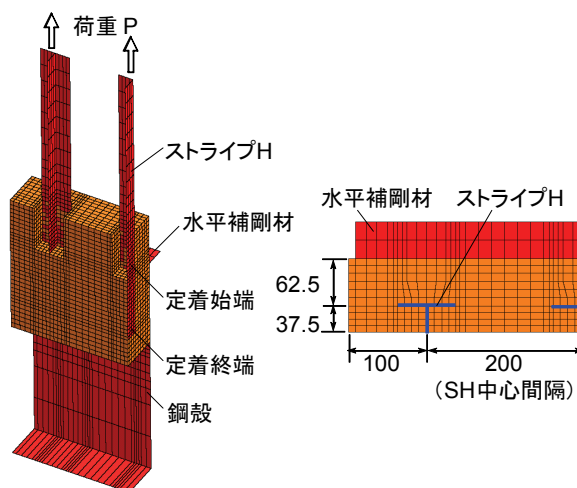


図-7 鋼殻構造の断面図



(a) 全体図

(b) 断面図

図-8 解析モデルの要素分割（供試体名：3SH-1H）

表-4 FEM 解析ケース

解析ケース名	ストライプH サイズ		水平 補剛材 段数	鋼殻					ストライプH 定着		備考
	幅 B mm	本数 n		横梁間 隔 W mm	SH中心 間隔 L3 mm	主桁ウェ ブ間隔 W1 mm	主桁ウェ ブ厚さ t2 mm	横梁ウェ ブ厚さ t1 mm	定着長さ L mm	非定着 区間の 長さ L2 mm	
1SH-0H	75	1	0	600	—	200	6	9	190.0	128.5	基本ケース
1SH-1H			1								
1SH-2H			2								
2SH-1H		2	1		300						
2SH-2H			2								
3SH-1H (-3B, -W1)	75	3	1	600	200	200	6	9	190.0	128.5	
3SH-2H			2								
3SH-4H			4								
3SH-1H-5B			1	950	375						
3SH-1H-2B				500	150						
3SH-1H-W2				600	200	238					ストライプHの幅 に合わせて相似 拡大
3SH-1H-W3						275					
3SH-1H-3B-200H	200	3	1	1602	534	534	16	24.03	507.3	343.1	
3SH-1H-5B-200H				2536.5	1001.3						
3SH-1H-3B-300H	300			2400	800	800	24	36	760.0	514.0	
3SH-1H-5B-300H				3800	1500						

3. 荷重伝達経路と損傷メカニズム

引抜き要素実験における引抜き荷重－拔出し変位関係とひび割れ発生性状や FEM 解析における主応力ベクトルとせん断応力分布などから、鋼殻構造内におけるストライプHから鋼殻への荷重の伝達経路と損傷メカニズムを検討した。

3.1 荷重伝達経路

図-9 は実験ケース 3SH-1H におけるストライプH 1 本当たりの引抜き荷重と、ストライプH 先端（定着終端）の拔出し変位の関係を示すものである。剛結部全体の主たる荷重伝達経路は表-5（図-10 参照）に示すように考えられることから、荷重と変位の関係に変化が生じた時点において、荷重伝達経路上で何らかの変状が生じたものと推定できる。そこで、図-9 において拔出し変位の増分量が変化する点を境界として最大荷重までを4ステップに分類し、ステップごとに各部の応力分布状態やひび割れ性状について、実験と解析の結果を用いて分析した。

3.2 主応力ベクトル図による検討

図-11(a)は、FEM 解析による引抜き荷重 106kN 時（図-12 の Step1 終点①付近）におけるコンクリート断面の主応力ベクトル図（図-11(d)の A-A 断面）である。同図から Step 1 では主にコンクリート要素により引張力が

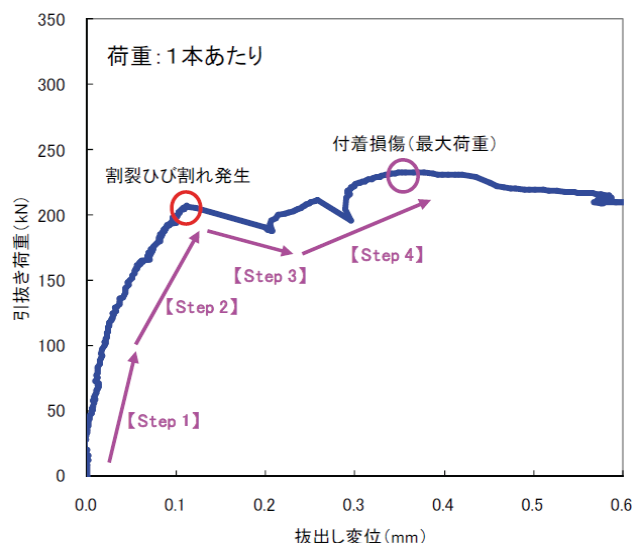


図-9 引抜き荷重－拔出し変位関係（実験 3SH-1H）

荷重伝達機構	着目項目	検討に用いる情報	
		引抜き要素実験	3次元FEM解析
橋脚	—	—	—
突起付きH形鋼	拔出し変位量	荷重－変位関係図	主応力ベクトル図
	応力分布	荷重－ひずみ関係図	主応力ベクトル図
コンクリート	応力分布	—	主応力ベクトル図
	ひび割れ性状	観察	ひび割れコンター図
スタッドジベル	応力分布	荷重－ひずみ関係図	主応力ベクトル図
	変形性状	相対ひずみ量	変形図
鋼殻	応力分布	荷重－ひずみ関係図	主応力ベクトル図
	変形性状	荷重－変位関係図	変形図
鋼桁	—	—	—

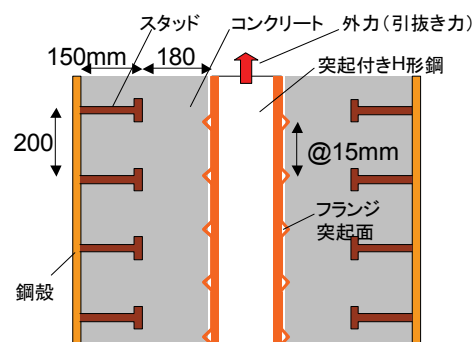


図-10 定着部の概略図

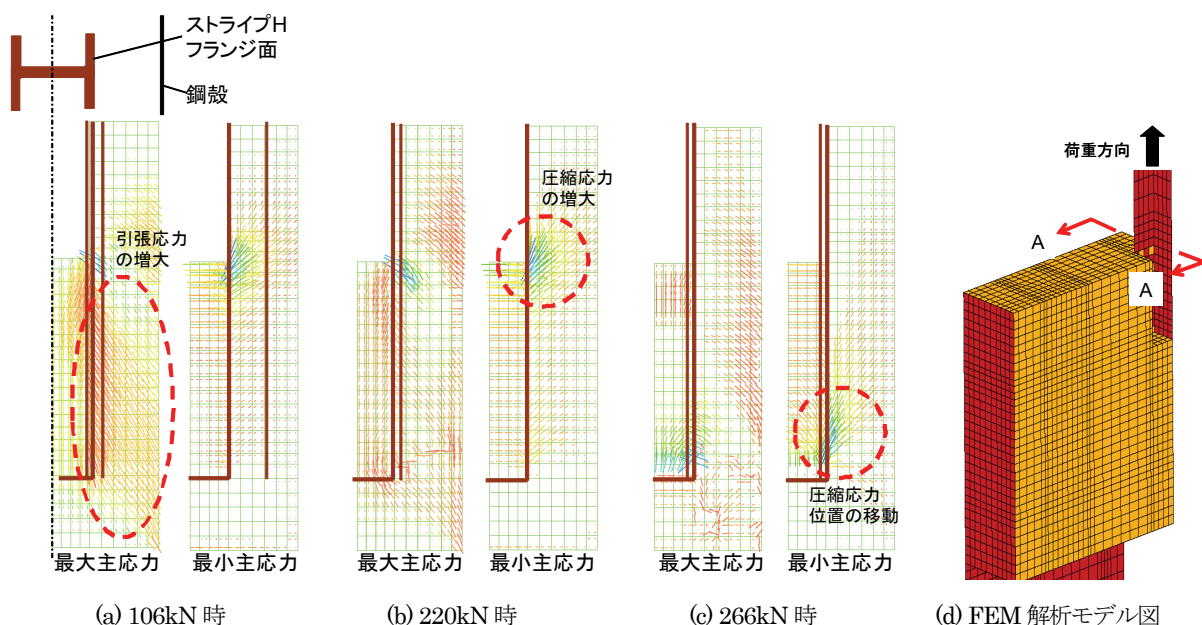


図-11 コンクリート断面の主応力ベクトル図（赤系色：引張，青系色：圧縮）（解析 1SH-0H）

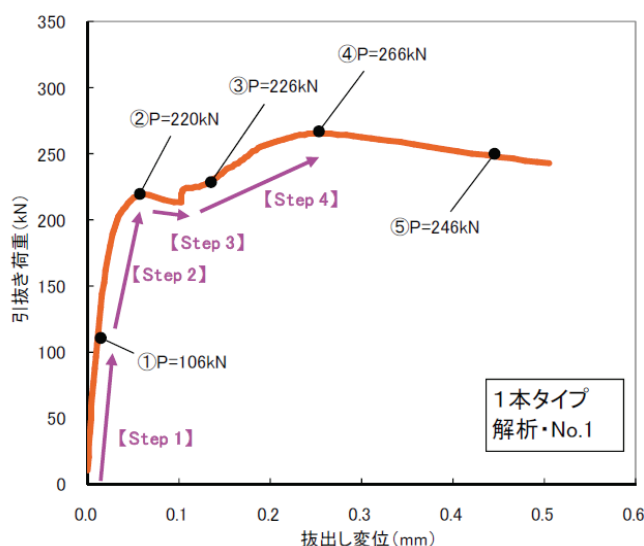


図-12 引抜き荷重－拔出し変位関係（解析 1SH-0H）

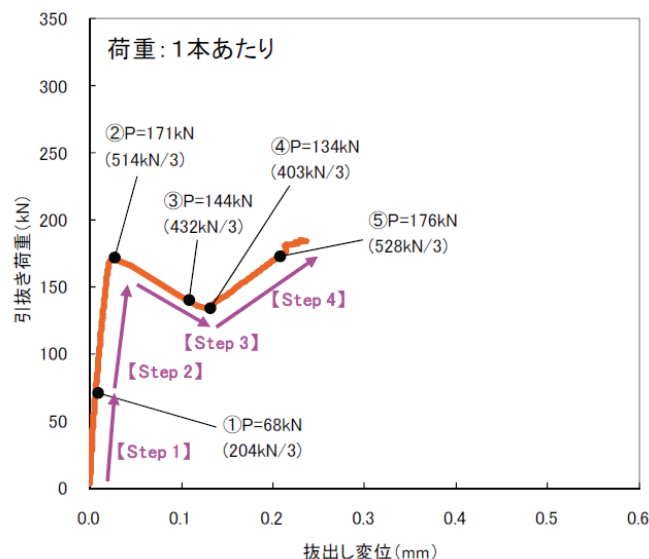
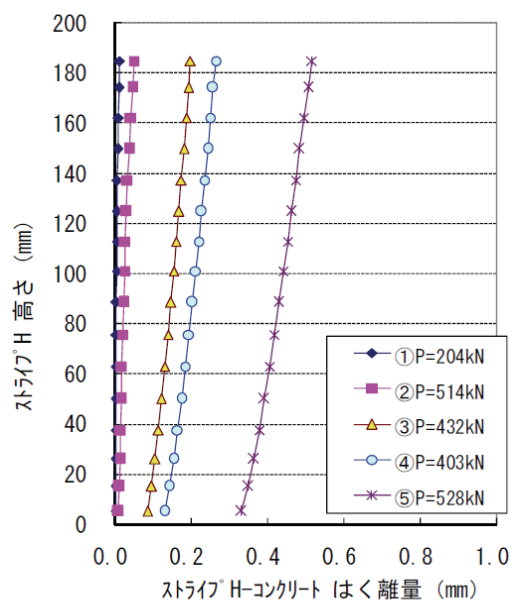
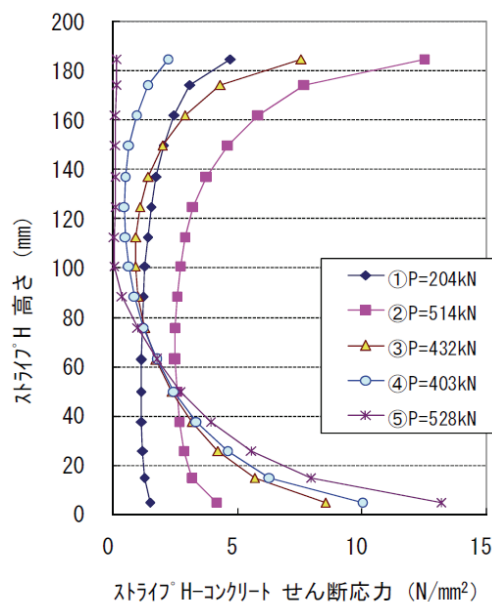


図-14 引抜き荷重－拔出し変位関係（解析 3SH-1H）



(a) ストライプH とコンクリートのはく離



(b) セン断応力の変化



(c) 突起部の拡大図

図-13 ストライプH と充填コンクリートの界面の挙動

伝達されていることが分かる。

図-11(b)は、引抜き荷重 220kN 時（図-12 の Step2 終点(②)付近）における主応力ベクトル図である。Step 2 では、コンクリート要素にひび割れが進展する一方で、ひび割れと同方向の最小主応力が卓越し、ストライプH と鋼殻の間に圧縮ストラットが形成されることが確認できた。Step2 の終点は、ベクトル図の荷重端側のコンクリート表面に割裂ひび割れが発生し、拔出し変位量が急激に増加した点である。

図-11(c)は、引抜き荷重が最大値 266kN 時（図-12 の Step4 終点(④)付近）における主応力ベクトル図である。割裂ひび割れ発生の影響で、最小主応力の卓越位置がストライプH 先端に移動したことが分かる。

3.3 セン断応力分布の検討

荷重ステップごとのストライプH と充填コンクリートの界面の挙動として、ストライプH とコンクリートの間のはく離量（法線方向の変位量）とせん断応力の変化を図-13 に示す。このケースの引抜き荷重と拔出し変位の関係を図-14 に示す。

割裂ひび割れ発生前後（Step2 から Step3 に移行する付近）におけるストライプH のせん断応力の分布を比較した。割裂ひび割れ発生までは定着始端付近のせん断応力の増加が卓越するが、割裂ひび割れ発生後は定着終端（ストライプH 先端）付近での応力増加が卓越することが分かった。割裂ひび割れが発生した時点で定着始端付近のストライプH とコンクリートの付着面にはく離が生じ（図-13 (a) ②から③）、面外方向力が低下した。これ

により、ストライプHとコンクリートとの間の主たるせん断応力の伝達部位が定着始端付近から定着終端付近へ移行するものと考えられる。このようにせん断応力分布が局所的に大きくなることは、定着始端から定着終端へのはく離量の増加割合により、ストライプHとコンクリート間のひずみ勾配が異なることに起因している。

Step 3 と Step 4 の過程では、図-13 (b)のように自由端でのせん断応力の伝達量が増大することにより引抜き荷重も増加するが、同時に、付着面の損傷とひび割れが徐々に進展することにより、引抜き荷重が最大値に到達した。

3.4 ひび割れ性状の検討

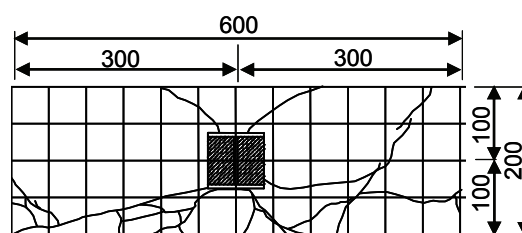
引抜き実験では、600mm×200mm の鋼殻に囲まれたコンクリート塊に1本または3本のストライプHを埋め込み、引抜き荷重を作用させた。実験終了後のひび割れ発生状況を図-15に示す。ひび割れは、ストライプHの定着始端側（載荷側）の供試体表面のものである。1SH-1H ではフランジ角部を起点として、ひび割れが進展した。一方、3本タイプでは隣接するストライプHを結ぶようなひび割れが発生し、1本タイプに比べてひび割れ幅が大きくなった。実験では、ストライプHのフランジ面の突起が鉄筋の節と同様の働きをしたことでひび割れが発生したと考えられる。

FEM 解析による割裂ひび割れの発生状況を図-16に示す。図-16 ②と③に示すように、Step2の終点でストライプHのフランジ先端を起点として発生したひび割れが、隣接するストライプHのフランジ先端をつなぐように進展した。その後、図-16 ④と⑤に示すように、

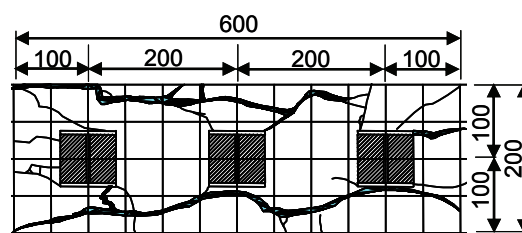
Step4 で外側のストライプHのフランジ先端から鋼殻へ向かうひび割れが発生し、そのひび割れが鋼殻へ到達した後にひび割れ幅が徐々に増大する様子が確認できた。これは、図-15に示す実験供試体のひび割れ状況と同様の性状であった。

3.5 荷重伝達経路と損傷メカニズムのまとめ

以上の検討から、ストライプHの定着部におけるステップごとの荷重伝達経路を図-17のように推定した。ストライプHに引抜き荷重が作用した場合、まず摩擦力でコンクリートに引張力が伝わり、コンクリート要素に割



(a) ストライプH 1本 (1SH-1H)



(b) ストライプH 3本 (3SH-1H)

図-15 実験におけるひび割れ発生状況

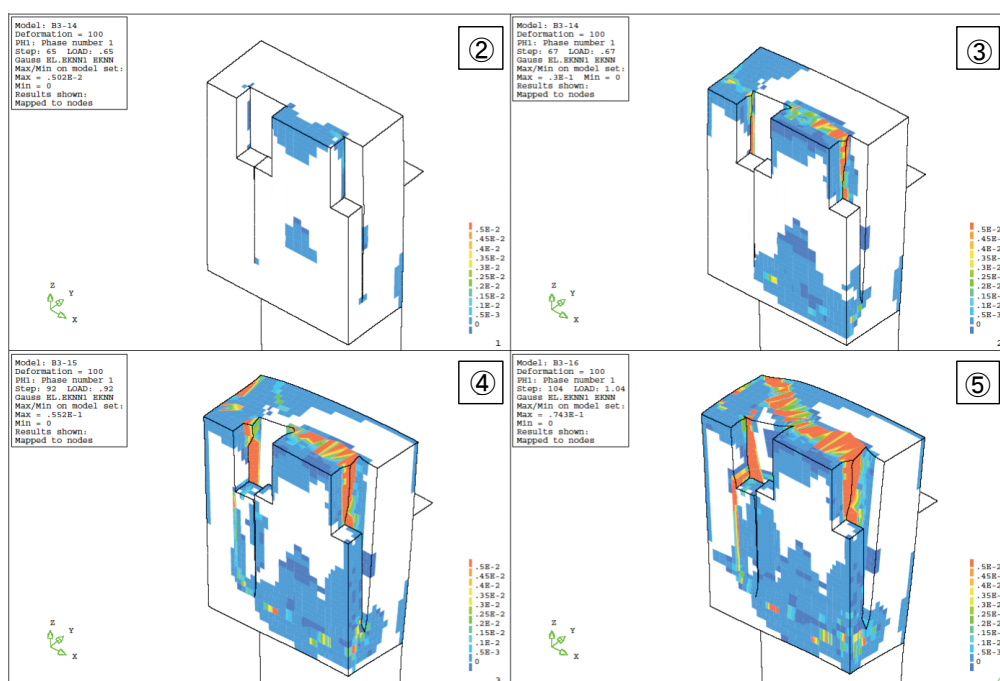


図-16 3SH-1H のひび割れひずみコンター図 (図中の②～⑤は図-12の②～⑤に対応する。また、図中の赤色系は大きい引張ひずみ値(～5000 μ)、青色系は小さい引張ひずみ値(0～)を表す。)

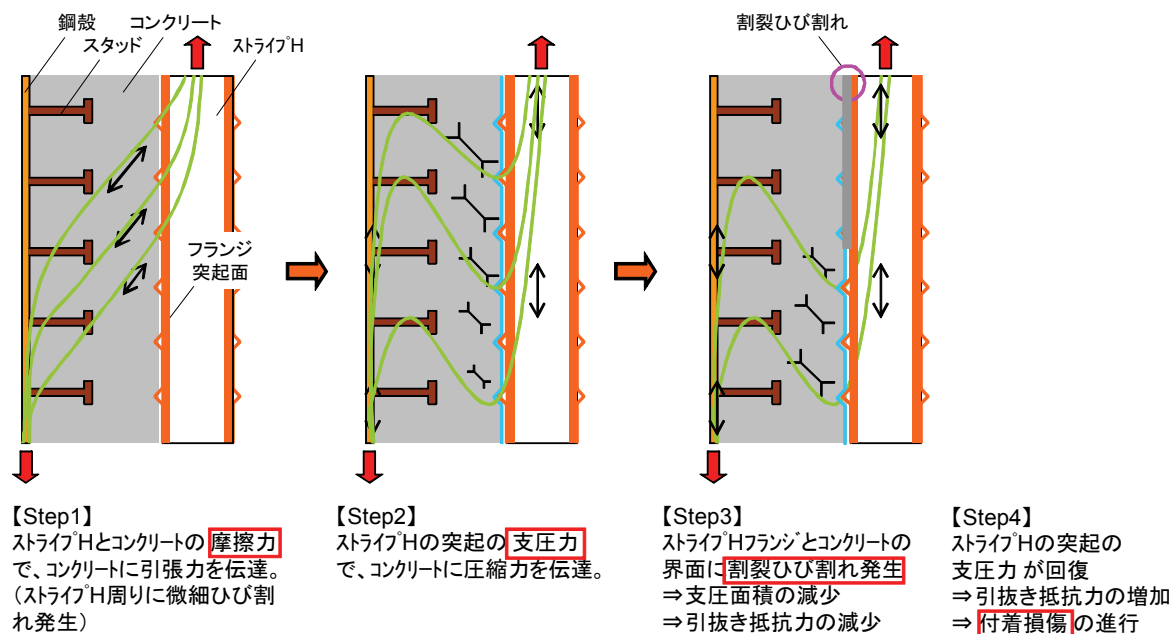
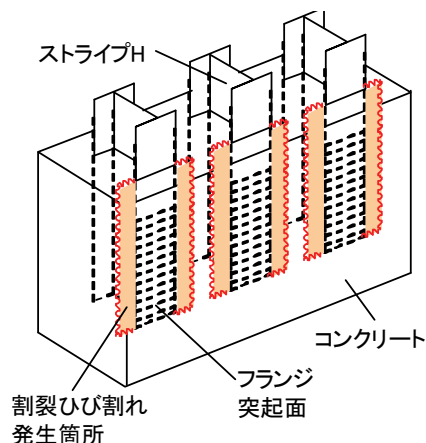


図-17 想定される引抜き荷重の伝達経路と損傷発生メカニズム（鋼板構造の縦断面）

割裂ひび割れが発生した後、ストライプHの突起によりコンクリートに斜め方向の圧縮力（支圧力）が作用する。その後、コンクリートのひび割れ幅の拡大に伴い、徐々に圧縮力が定着終端へ移動する。

以上のように、検討の対象とした鋼殻構造はストライプHに軸方向引張力が作用した場合、ストライプHとコンクリート間の付着損傷に先行して、コンクリートにストライプHのフランジを起点とする初期の割裂ひび割れが発生する損傷メカニズムを有する鋼殻構造であることが確認できた。

検討対象とした定着部は、割裂ひび割れ発生後に引抜き荷重が急激に低下するのではなく、付着面の損傷の進行に伴い、荷重伝達経路を遷移させながら引抜き力に抵抗する機構であると考えられる。



4. 割裂ひび割れ発生荷重の算定

実橋における鋼殻構造のストライプHの定着長を設計するにあたって、必要となる割裂ひび割れの発生荷重の算定式を導出した。また、導出した算定式により算出した荷重が実験および解析による初期の割裂ひび割れ発生荷重を下回ることは、すなわち安全側の値であることを検証する。なお、ここでは、割裂ひび割れ発生荷重とは、ストライプHの抜け出し量が急激に増加し始める時点での荷重とした。

4.1 割裂ひび割れ発生荷重の算定方法

引抜き実験や解析の結果より、割裂ひび割れは図-18のようにストライプHのフランジ先端から発生し、フ

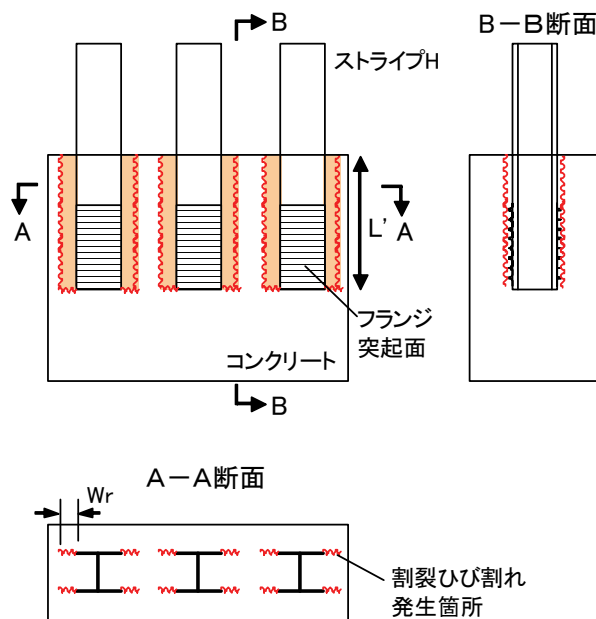


図-18 算定式で設定した割裂ひび割れ発生領域の展開図

表-6 割裂ひび割れ発生荷重に影響を与える因子

	部位	影響因子	適用範囲	備考
①	主桁	主桁ウェブの間隔 $W1$		適用範囲内であれば影響は小さい
②		主桁ウェブ(鋼殻)の板厚 $t1, t2$	24mm以上	適用範囲内であれば影響は小さい
③		主桁ウェブの水平補剛材(段数)	1段以上	本節で説明
④	横梁	横梁ウェブの間隔 $W2$		適用範囲内であれば影響は小さい
⑤		横梁ウェブ(鋼殻)の板厚 $t1, t2$	24mm以上	適用範囲内であれば影響は小さい
⑥		横梁の下フランジ		本節で説明
⑦	ストライプH	ストライプHのサイズ [*]	150mm～300mm	算定式のパラメータ
⑧		ストライプHの本数 n	2本、3本	算定式のパラメータ
⑨		ストライプHの中心間隔 $L1$	2.67B以上	本節で説明
⑩	コンクリート	充填コンクリートの設計基準強度	30～50N/mm ²	本節で説明

Wr : 割裂ひび割れ抵抗長さ (mm) ($Wr=0.40B+40$,
ただし, $0.84B \leq Wr$), B : ストライプHのフランジ幅
(mm) (1本あたり) (ただし, $150 \leq B$), f_{td} : コンクリ
ートの引張強度の設計値 (N/mm²) ($f_{td}=f_{tk}/\gamma_c$),
 f_{tk} : コンクリートの引張強度の特性値 (N/mm²) ($=0.23f'_{ck}$
²³⁾), f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²),
 γ_c : 材料係数 ($\gamma_c=1.3$), γ_b : 部材係数 ($\gamma_b=1.1 \sim 1.3$)
なお, ストライプHの中心間隔 ($2Wr+B$) の適用範囲
は, 実験で確認した寸法が $2.67B$ 以上であったことから,
それ以上とするのが安全と考え, 本構造における Wr の
適用範囲は $2Wr+B \geq 2.67B$ から $0.84B$ 以上とした。

5. 定着長算定方法の妥当性の検証

設計式により算出した割裂ひび割れ発生荷重と実験
および解析の荷重を比較することで, 設定した適用範囲
における設計式の検証を行う。

5.1 割裂ひび割れ発生荷重への影響因子

割裂ひび割れ発生荷重に影響を与える主たる因子を
既往の研究例^{5), 6)}や今回の実験結果および解析結果より
表-6のように整理した。このうち比較的影響の大きい影
響因子③, ⑥, ⑨, ⑩について以下に説明する。

(1) 主桁ウェブの水平補剛材

今回の検討では, 主桁ウェブの水平補剛材を1段設置
することを基本として行ったが, 実構造物の設計条件に
よっては, 水平補剛材を2段以上設置する場合がある。
この場合, 主桁ウェブ(鋼殻)の面外剛性が増大するた
め, ストライプHの割裂ひび割れ発生荷重が増加すると
想定される。

(2) 横梁の下フランジ

定着長算定式のベースとなっている引抜き実験の供
試体やFEM解析の解析モデルにおけるストライプHの
定着部の出口側は, 前面開口の状態としている。一方,
実構造物における横梁の下フランジでは, ストライプH

の貫通部に $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 程度の開口部を設ける形状
となると考えられ, 鋼殻モデルより定着部出口側の拘束
効果が大きくなるためストライプHの割裂ひび割れ発生
荷重は増加する。

(3) ストライプHの中心間隔

定着長算定式のベースとなっている引抜き実験の供
試体やFEM解析の解析モデルにおけるストライプHの
中心間隔は, ストライプHのフランジ幅の2.67倍として
いる。実構造物においてストライプHの中心間隔がフラ
ンジ幅の2.67倍より大きくなる場合, 引張力に抵抗する
コンクリートの面積が増加するため, ストライプHの割
裂ひび割れ発生荷重は増大する。

(4) 充填コンクリート設計基準強度

ストライプHの割裂ひび割れ発生荷重はコンクリート
強度に依存することが確認された。一般に, 実構造物に
おいては, 充填コンクリートの実強度は設計基準強度を
上回るため, ストライプHの割裂ひび割れ発生荷重は設
計値以上の値になる。

以上より, 今回の割裂ひび割れ発生荷重は, 実構造物
における各影響因子の変化やばらつきに対して, 安全側
の評価がされていると考えられる。

5.2 算定式の妥当性の検証

算定式の妥当性の検証を目的として, まず材料係数と
部材係数を考慮せず設計式で算定した割裂ひび割れ発
生荷重(算定荷重)と実験および解析から得られた荷重
(実験・解析荷重)を比較した。図-22に算定荷重と実
験・解析荷重の比較を示す。結果のプロットは, おおむ
ね1対1の直線上に位置した。

図-23に実験・解析荷重を算定荷重で除した値を示す。
横軸は影響因子の1つであるストライプHサイズとし,
適用範囲を併せて示した。結果のプロットは, 適用範囲
内においておおむね1.0の直線上に位置したことから,
提案した算定方法により, 実験結果と解析結果を再現可
能である。以上の結果から, 算定式は実験および解析に

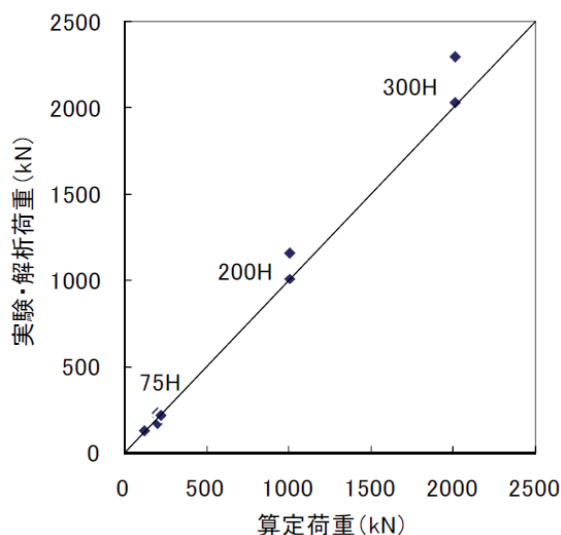


図-22 算定荷重と実験・解析荷重の比較

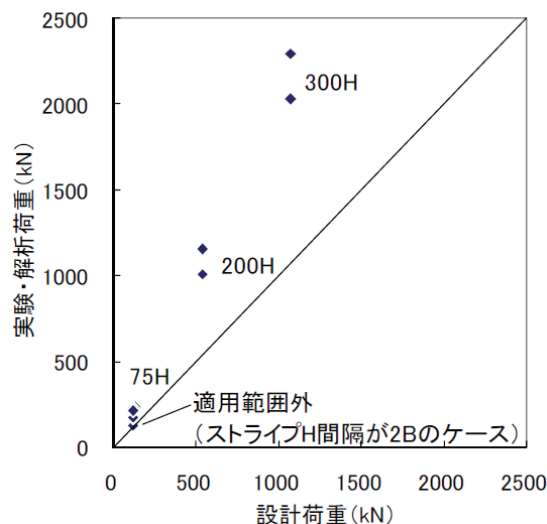


図-24 設計荷重と実験・解析荷重の比較

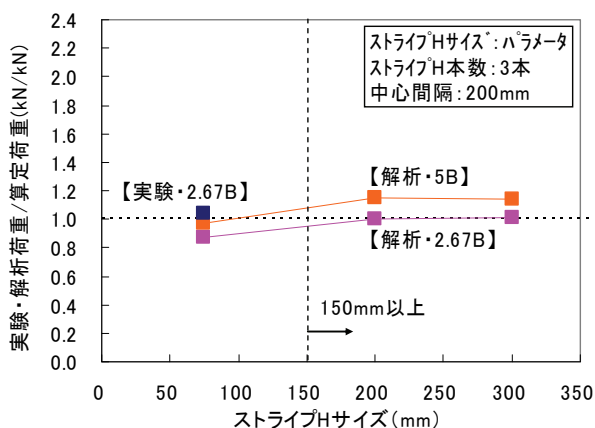


図-23 算定荷重の検証 (ストライプ H サイズ)

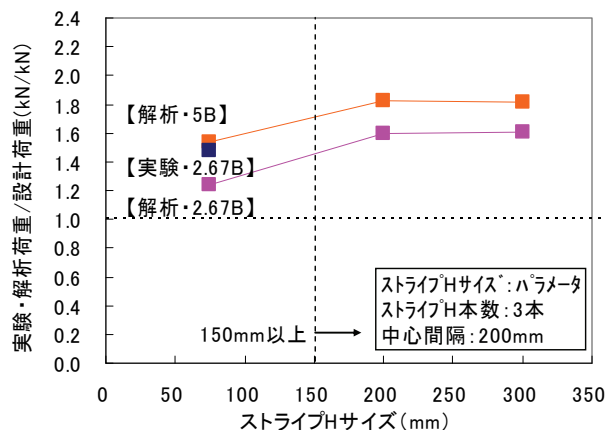


図-25 設計荷重の検証 (ストライプ H サイズ)

よる割裂ひび割れ発生荷重をおおむね表現できることが確認できた。

次に、設計式を用いて材料係数 $\gamma_c=1.3$ と部材係数 $\gamma_b=1.1$ として算定した割裂ひび割れ発生荷重 (設計荷重) と実験および解析から得られた荷重 (実験・解析荷重) を比較した。図-24 に設計荷重と実験・解析荷重の比較を示す。結果のプロットは、適用範囲外の 1 点を除き 1 対 1 の直線よりも左上側に位置し、実験・解析荷重が大きくなることが確認できた。適用範囲外のケースとは、ストライプ H の中心間隔が適用範囲外である 150mm (2B) としたものであった。

図-25 に実験・解析荷重を設計荷重で除した値を示す。図-23 と同様に横軸はストライプ H サイズとした。結果のプロットは、適用範囲内において 1.0 の直線を上回った。以上の結果から、提案する設計式を用いて算定した割裂ひび割れ発生荷重は実験および解析から得られた荷重を上回り、十分な安全性を有することが確認できた。

6. まとめ

本研究では、開断面箱げた複合ラーメン橋の剛結部を対象として、鋼殻内にコンクリートを介して複数本定着されたストライプ H の引抜き耐力について、引抜き要素実験および FEM 解析により検討を行った。本研究により得られた成果は以下のとおりである。

- 1) 本定着構造は、ストライプ H に軸方向引張力が作用した場合、ストライプ H とコンクリート間の付着損傷に先行して、コンクリートに突起付き H 形鋼のフランジを起点とする初期の割裂ひび割れが発生する損傷メカニズムを有する鋼殻構造であることが確認された。
- 2) コンクリートに埋め込んだストライプ H を引抜くときの割裂ひび割れ発生荷重を、ストライプ H の定着長と割裂ひび割れ抵抗長さ、コンクリートの引張強度から算定することを提案した。

- 3) 算定方法の検証から、算定式は実験および解析による割裂ひび割れ発生荷重をおおむね表現できることが確認できた。また、材料係数等を考慮した設計式は実験および解析から得られた割裂ひび割れ発生荷重を十分に安全側に評価できることが確認できた。
- 4) 影響因子としての水平補剛材による鋼殻の拘束効果やストライプ H 間隔の影響を定量的に評価した算定式の提案は今後の課題である。

謝辞

FEM 解析の実施にあたり、(株) JIP テクノサイエンスの赤坂和彦氏、川口和広氏、見原理一氏にご協力をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会：複合橋梁の概要，2007.4.
- 2) 土木学会：複合構造設計・施工指針（案），pp.128，1997.10.
- 3) 横沢和夫，上村明弘，小林博之，赤坂雄司：RELIEF（リリーフ）工法で渋滞解消ーコストパフォーマンスと景観に優れたハイパーブリッジで魅力あるまちづくりー，土木技術，59 巻 4 号.2004.4.
- 4) 例えば，JFE スチールカタログ：ストライプ H 橋梁用 H 形鋼，JFE スチール，Cat.No.K1J-504-00，2003.4.
- 5) 大久保浩弥，橋本修身，河野一徳：突起付き H 形鋼の定着耐力に関する実験的研究，土木学会第 50 回年次学術講演会概要集，V 部門，pp.1212-1213，1996.9.
- 6) 小原孝之，原夏生，三島徹也，小泉幹男，中西克佳，大久保浩弥，内田一人：鋼桁と突起付き H 形鋼を用いた SC 柱脚との剛結構造の提案，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp1071~1082，2004.4.
- 7) (財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査報告書 RI-Bridge 工法，2005.8.
- 8) 熊野拓志，神田恭太郎，赤坂雄司，原夏生：突起付き形鋼を用いた合成床版橋と SC 柱脚剛結部の引抜耐力に関する実験的研究，土木学会第 60 回年次学術講演会，SC2 部門，No.32，pp.107-pp.108，2005.9.
- 9) 神田恭太郎，熊野拓志，原夏生，松林卓：コンクリートに埋設された突起付き H 形鋼の引抜き耐力に関する解析モデルの検討，土木学会第 61 回年次学術講演会，SC2 部門，No.41，pp.149-pp.150，2006.9.
- 10) 熊野拓志，上村明弘，伊藤始，白根勇二，川口和広，見原理一：コンクリートに埋設された突起付き H 形鋼の引抜耐力に関する検討，第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム，土木学会，pp43-1~43-8，2007.11.
- 11) 伊藤始，白根勇二，今西秀公，熊野拓志，高須賀丈広，上村明弘：開断面鋼箱桁と SC 橋脚を組合せたハイパーブリッジにおける剛結構造の開発，土木建設技術シンポジウム 2008，土木学会，2008.11.
- 12) ハイパーブリッジ設計施工マニュアル（案），前田建設工業・JFE エンジニアリング 2008.12.
- 13) (株) JIP テクノサイエンス：DIANA ユーザーズマニュアル，2002.9.
- 14) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002.3.
- 15) (財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査報告書ハイパーH ジョイント，2008.12.

(2009 年 9 月 24 日受付)