

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 35 NO. 2 June 1996

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第35巻 第2号 (VOL.35, No.2) 1996年6月 (June 1996)

目次 (CONTENTS)

1. 護岸の吸い出しに関する水理模型実験
.....高橋重雄・鈴木高二朗・徳淵克正・岡村知光・
下迫健一郎・善 功企・山崎浩之 3
(Hydraulic Model Experiments on the Settlement Failure of Caisson-Type
Seawalls
.....Shigeo TAKAHASHI, Kojiro SUZUKI, Katsumasa TOKUBUCHI,
Tomomitsu OKAMURA, Kenichiro SHIMOSAKO, Koki ZEN, and
Hiroyuki YAMAZAKI)
2. 壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について
.....北詰昌樹65
(Sliding stability of wall type improved ground by Deep Mixing Method
.....Masaki KITAZUME)
3. 未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げ及びせん断特性
.....清宮 理・木村秀雄・小島朗史105
(Mechanical Properties of Incompletely Filled Composite Sandwich Members
.....Osamu KIYOMIYA, Hideo KIMURA, and Roushi OJIMA)
4. ファジィ制御によるドラグサクシオン浚渫船の自動化
.....加藤英夫・福本裕哉・佐藤勇二・谷本祐史・岡山義邦147
(Automatic Operation System with Fuzzy Control for Trailing Suction
Hopper Dredger
.....Hideo KATO, Hiroya FUKUMOTO, Yuji SATO,
Hirofumi TANIMOTO, and Yoshikuni OKAYAMA)

3. 未充填部を有するサンドイッチ 部材の曲げおよびせん断特性

清宮 理*
木村 秀雄**
小島 朗史***

要 旨

サンドイッチ部材は鋼殻の中に流動性の良いコンクリートを充填して製作される。施工不良などにより未充填の部分が残った場合、強度の低下が予想される。そこで未充填の存在がサンドイッチ部材の曲げおよびせん断耐荷力に及ぼす影響を調べるために静的載荷試験を行った。この結果未充填部の深さがずれ止めの高さ程度存在してもサンドイッチ部材の曲げおよびせん断強度の低下率は20%程度であった。ただし未充填部が存在しても完全に充填されている場合と同様な曲げあるいはせん断破壊の性状を示すことが確認された。

キーワード：サンドイッチ部材、載荷試験、未充填部、曲げおよびせん断耐荷力

* 構造部 構造強度研究室長
** 新日本製鐵株式会社, 鉄構海洋事業部、海洋・鋼構造エンジニアリング部, 部長代理
*** 水工部 水工部長

3. Mechanical Properties of Incompletely Filled Composite Sandwich Members

Osamu KIYOMIYA *

Hideo KIMURA **

Roushi OJIMA ***

Synopsis

When concrete with high flowability is cast into compartments of sandwich members, there is possibility that the concrete is not filled completely in these compartments.

To know influence of incompletely filled parts to mechanical properties of the sandwich members, static loading tests are carried out. In test specimens, the unfilled part is existed between the upper steel plate and the flange of steel angles.

Through the loading tests, decrease of strength of the incompletely filled sandwich members is at most 20% in comparison with the completely filled sandwich member.

Failure mechanism of the incompletely filled sandwich member as to bending moment and shear is not appreciable different from that of the completely filled sandwich member.

Keywords : sandwich member, loading test, incompletely filled part, bending and shear capacity

* Chief of Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

** Manager of Project Planning Department, Marine Construction and Engineering Division, Nippon Steel Corporation

*** Director, Hydraulic Engineering Division

目 次

要 旨	105
1. まえがき	109
2. コンクリートの未充填の影響	109
2.1 充填方法	109
2.2 充填試験	110
2.3 未充填での問題点	111
3. 未充填を考慮した計算法	113
3.1 曲げ耐荷力の計算法	113
3.2 せん断耐荷力の計算法	116
3.2.1 せん断耐荷力の概要	116
3.2.2 せん断補強鋼板が部材軸方向に配置されている場合	117
3.2.3 せん断補強鋼板が部材軸直角方向に配置されている場合	117
3.3 ひび割れの計算	118
4. 載荷試験	119
4.1 載荷試験の概要	119
4.2 曲げ載荷試験	119
4.2.1 試験体の構造	119
4.2.2 使用材料	120
4.2.3 載荷方法と測定方法	121
4.3 せん断載荷試験	122
4.3.1 試験体の構造	122
4.3.2 使用材料	123
4.3.3 載荷方法と測定方法	123
5. 載荷試験の結果	124
5.1 曲げ載荷試験の結果	124
5.1.1 破壊状況と荷重変位関係	124
5.1.2 ひずみの状況	128
5.1.3 ひび割れ幅	131
5.2 せん断載荷試験の結果	134
5.2.1 破壊状況と荷重変位関係	134
5.2.2 ひずみの状況	137
5.2.3 ひび割れ幅	140
6. 計算値と試験結果との比較	142
6.1 曲げ特性に関する比較	142
6.2 せん断特性に関する比較	143
7. 結 論	144
あとがき	145
参考文献	145

1. まえがき

港湾構造物の多くは、鉄筋コンクリートあるいは鋼で製作される。鋼板とコンクリートを力学的に合成したハイブリッド部材を護岸用ケーソン、浮き防波堤、沈埋トンネルなどの港湾構造物へ適用することが最近なされてきている。ハイブリッド部材を採用することにより以下の長所が得られる。

- ① 力学特性の向上：鉄筋コンクリート部材と比較してハイブリッド部材は、部材が薄くても所定の耐荷力や変形性能が得られる。
- ② 省力化：鉄筋コンクリートの施工に伴う現場での配筋、支保工、型枠工などを大幅に低減できる。工場製作が可能でプレハブ化が容易となる。
- ③ 低価格：鋼材の使用量、溶接箇所が多いので材料加工費に割高感があるが、工期の短縮、大規模なケーソンヤードの建設が不要などで全体工費を減らせる場合がある。

ハイブリッド部材には、オープンサンドイッチ構造とサンドイッチ構造に大きく分類できる。前者は鋼板と鉄筋コンクリートとをずれ止め（シェアキーとも呼ばれここでは形鋼を用いている）により力学的に合成した構造で、後者は、2枚の鋼板間にコンクリートを充填した構造である。オープンサンドイッチ構造は、港湾用ケーソンに広く適用されているが、サンドイッチ部材のケーソンや栈橋などの港湾構造物への適用事例は今までない。鋼殻内部へのコンクリートの充填性の不確かさ、鋼板の防食対策などにより適用が困難だと考えられたからである。しかしながら充填性の良い高流動コンクリートの開発が進んでサンドイッチ部材の施工が可能なが認知され、また海底地盤内では腐食の進行が遅くアルミニウム陽極による防食対策で腐食の影響を十分押さえられると判断されるようになってきた。このような状況の中でサンドイッチ構造が、現在沈埋函（神戸港港島トンネル：仮称）へ適用されている。

サンドイッチ構造の主な技術的課題は、曲げとせん断に対する力学特性の解明とコンクリートの充填性の確認である。力学特性に関しては、既に多くの研究^{1)~3)}がなされサンドイッチ部材の耐荷力と変形性能とが次第に解明されてきている。土木学会では『鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)』⁴⁾を作成しサンドイッチ部材の設計が広く衆知されてきた。神戸港島トンネルの沈埋函へ採用に当たっては、実物大模型によるサンドイッチ部材の曲げおよびせん断試験、隅角部の載荷試験、形鋼によるずれ止めの耐荷力試験、施工時応力試験など⁵⁾

により設計荷重に対して十分な強度を保有していることが確認された。サンドイッチ部材への充填コンクリートについては、通常のコンクリートでは、鋼殻内部での十分な締め固めが困難であり、また充填の確認が容易でない。そこで高流動コンクリートの採用が検討された。高流動コンクリートでは、締め固めが不要でかつ充填の確認が基本的に可能である。高流動コンクリートに関しては現在試験開発が大学、民間などで精力的に行われているが、多くの配合、添加剤の提案がありまだ統一的な設計施工の方法が確定していない。しかしサンドイッチ部材への充填材料としては十分な施工性を保有していると考えられる。そこで配合の選定、施工方法、検査方法などを事前に検討し、十分に使用に耐えられる配合と施工管理システムとが運輸省第三港湾建設局でまとめられた。

サンドイッチ構造による沈埋函の各部材は、鋼殻と高流動コンクリートで構成される。鋼殻内部にコンクリートが完全充填されて鋼殻とコンクリートとが一体になって挙動することを前提としてサンドイッチ部材の構造設計を行う。施工管理を十分行えば未充填部の発生は防止できるが、万一充填が十分でないことも想定される。また充填の検査に関して十分な方法が提案されていない。未充填の存在により力学性状や耐久性の低下が懸念される。しかし未充填部の存在するサンドイッチ構造の力学特性には不明な点が多い。そこで、沈埋函の上床版を対象として、コンクリートの未充填部を有する模型はり部材の試験体を用いた載荷試験を行い、未充填部が曲げ耐荷力とせん断耐荷力に及ぼす影響について調べた。本報告では載荷試験より得られた未充填がサンドイッチ部材の曲げせん断特性に及ぼす影響度合いと、未充填部があるサンドイッチ部材の設計法について述べる。

2. コンクリートの未充填の影響

2.1 充填方法

神戸港島トンネルでのサンドイッチ部材は鋼材と高流動コンクリートで製作される。図-1に構造の概要を示す。鋼殻は2枚の鋼板をせん断補強鋼板で溶接により連結される。鋼板とせん断補強板で囲まれた鋼殻の寸法は、縦横がそれぞれ約3m、高さが約1mである。鋼板には山形鋼が溶接されている。山形鋼の役割は、鋼殻製作時、コンクリート打設時あるいは輸送時の鋼殻の剛性確保および鋼板とコンクリートとのずれや剥離の防止である。神戸港島トンネルで使用される山形鋼の寸法は、高さ150mm、フランジ幅90mmおよび板厚12mmである。形鋼の配置間隔は約60cmである。高流動コンクリートは上側鋼

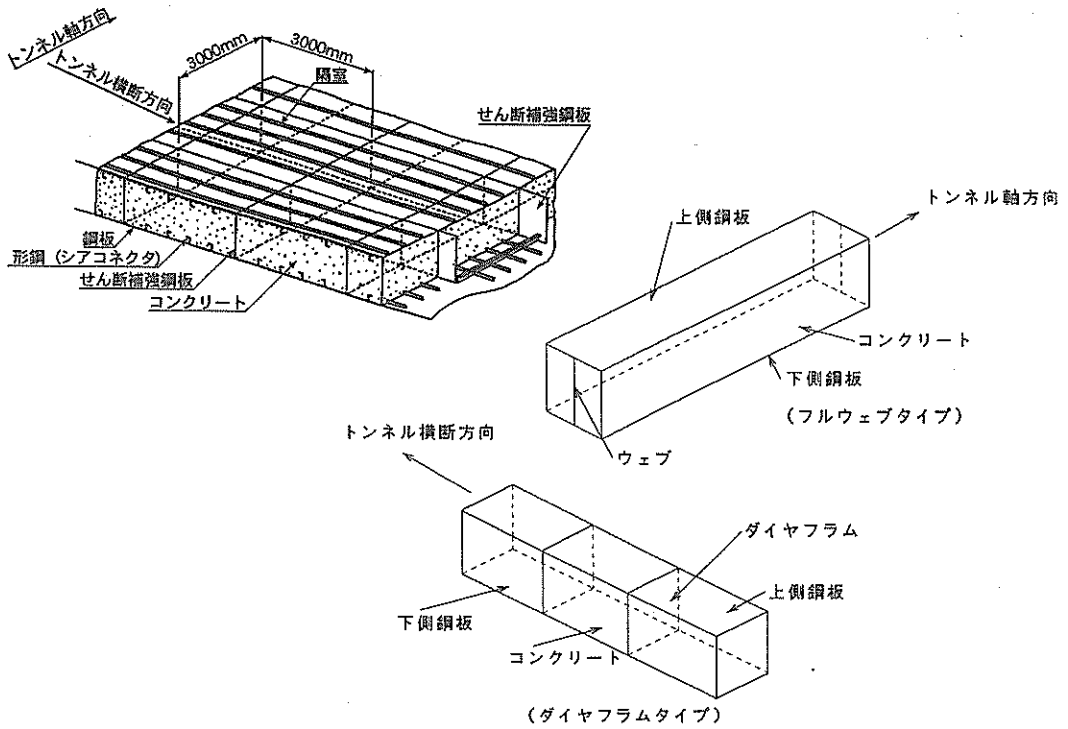


図-1 沈埋函でのサンドイッチ部材

板に設けられた直径200mmほどの打設孔にホースの筒先を入れて打設される。普通コンクリートのようにパイプレーターによる締め固めを高流動コンクリートは必要としない。高流動コンクリートでは打設するに従ってコンクリート面がほぼ水平を保ちながら上昇し形鋼や鋼板に接触する。この際気泡や水分が上側鋼板の下に閉じこめられる可能性がある。このことを防ぐため、上側鋼板にはいくつかの空気孔が、形鋼には通し穴が設けられる。また高流動コンクリートが充填されれば空気孔から高流動コンクリートが溢れだす。このことが高流動コンクリートが鋼殻内に充填されたかの一つの目安となる。高流動コンクリートに求められる主要な性質は、鋼殻の隅々まで自己充填する流動性と充填後に上側鋼板の下部にブリージング等の材料分離による沈降や脆弱化を生じさせない材料分離抵抗性の2種類である。

2.2 充填試験^{6) 7)}

運輸省第三港湾建設局では、鋼殻の中に高流動コンクリートを充填する実証試験を行った。ここでは簡単にこの結果について述べる。図-2に充填試験の概要を示す。

模型の鋼殻の大きさは、縦横がそれぞれ3m、高さが1.1mで形鋼を60cm間隔に鋼板に溶接した。沈埋函の上版の一隔室を模擬している。コンクリートの打設孔は中央あるいは端部位置であり、打設孔の直径は20cmとした。鋼殻の四隅には直径50mmの空気孔を設けた。表-1に高流動コンクリートの使用材料、表-2に配合をそれぞれ示す。今回使用した高流動コンクリートは、高炉スラグ

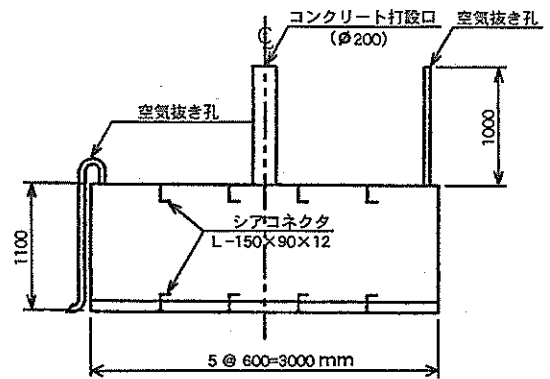


図-2 高流動コンクリートの充填試験の概要

表一 高流動コンクリートの使用材料

セメント	普通ポルトランドセメント(OPC) 比重3.16 比表面積3460cm ² /g
混和材	高炉スラグ微粉末 (Sg)フェーゾミル粉碎品 比重2.89 比表面積6000cm ² /g
細骨材	香川県産木産海砂、兵庫県家島産砕砂 混合品 (S) 混合比率7:3 比重2.55
粗骨材	兵庫県家島産砕石2005 (G) 比重2.60
混和剤	ポリカルボン酸系 高性能AE減水剤(SP)

表二 高流動コンクリートの配合

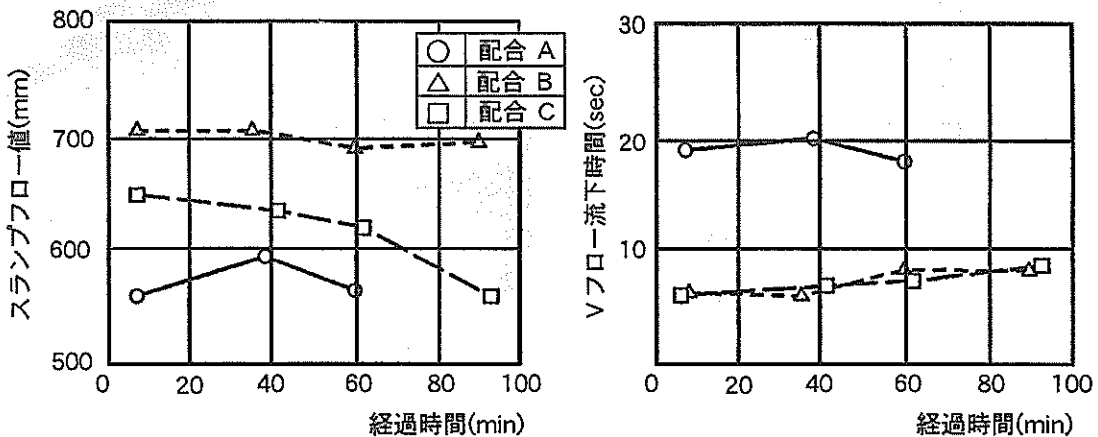
配合NO.	目視スランプ値	W/C (%)	s/a (%)	s/m (%)	単位量 (kgf/m ³)					
					W	C	Sg	S	G	SP
A	600mm	30.0	53.3	48.8	159	159	371	869	780	10.6(2.0%)
B	680mm	30.0	50.5	43.7	176	176	411	777	780	9.98(1.7%)
C	600mm	32.0	52.5	47.3	170	159	371	841	780	9.01(1.7%)

微粉末系とした。スラグ置換率 (SR) を70%に単位粗骨材容積を0.3m³に一定にし、水結合材比 (W/C) と単位結合材比 (C+Sg) を3種類に変えて試験を行った。コンクリートを練混した後のフレッシュコンクリートの性質を、土木学会のコンクリートライブラリー67号⁹⁾に準拠してスランプフロー値とVロートの流下時間とにより調べた。この結果を図一3に示す。充填試験は、表一3に示す8ケースを行った。充填試験結果も併せて同じ表に示す。充填試験後、上側鋼板を取り除き高流動コンクリートの充填性を調べた。調査の結果の一例を図一4に示す。充填率は、鋼板とコンクリートが接触している面積と深さとで整理した。接触面積での充填率

は、最低でも88.1%であった。深さ5mm以上の接触面積の充填率でも97.4%と非常に充填率は高った。このように高流動コンクリートは製作、運搬、打設に十分管理を行えば充填性の問題点はほとんどないと判断された。しかし配合でのわずかな間違え (現場配合時の細骨材表面水率などの設定のミス)、長時間の運搬、不適切な打設方法により写真一1に示すようになりかなり大きな未充填部ができることがあった。高流動コンクリートは、細骨材表面水率の変動、環境温度、製造時の経過時間など各種の条件により敏感に性状が変化する。また多数の製造方法が提案されており現段階では配合方法、施工管理方法などが統一的に整備されておらず、杜撰な製造、管理をすれば未充填の可能性がないとは言えないと判断された。

2.3 未充填での問題点

高流動コンクリートは、十分な配合管理、施工管理を行えばサンドイッチ部材に十分適応可能である。しかし何らかのトラブルにより未充填部分が発生しないとも限らない。未充填部がもしてきたとしても、この箇所を発見しモルタル注入行えば良いと考える。しかしながら未充填部の検査はかなり大変である。簡易な方法では、金属棒で鋼板をたたきこの反響音で未充填部を発見する。この方法は打撃法と呼ばれる。しかしながら打撃法では鋼板とコンクリートとが接触していないことは分かるが、未充填部の深さについての情報は得られない。打撃法他に超音波法、赤外線法、放射線法が提案されている。放射線法によれば未充填の範囲と深さもある程度確認できる。しかしながら超音波法などいずれの方法も安価ではなく、また作業が輻輳して工程が急がれている現場で



図一3 スランプスロー値とVロート値

表-3 充 填 試 験 ケ ー ス

試 験 ケ ー ス			試 験 条 件								試 験 結 果		
試験 No.	配合	モデル	コンクリート 打設口	アジテータ 台数	製造後の 経過時間 (分)	スラップ フロー値 (mm)	Vロート 流下時間 (秒)	コンクリート 温度 (℃)	単位容 積質量 (t/m ³)	打設 速度 (m ³ /h)	充填率-a (%)	充填率-b (<5mm) (%)	
A 1	A	I	中央部	1台目	29	620	19	13.0	2.350	36	96.5	98.1	
				2台目	23	630	18	13.0	2.350				
				3台目	29	635	16	13.0	2.360				
A 2				1台目	32	640	23	12.0	2.390	41	88.1	97.4	
				2台目	32	585	23	12.0	2.360				
				3台目	29	635	28	12.0	2.380				
A 3				1台目	25	635	20	12.0	2.360	41	96.0	98.4	
				2台目	40	625	28	12.0	2.370				
				3台目	41	630	23	12.0	2.390				
B 1	B	II	端部 中央	1台目	42	675	7	24.0	2.378	72	95.5	99.7	
2台目				28	710	6	24.0	2.380					
B 2				1台目	40	695	7	24.0	2.369	65	90.4	98.9	
2台目				45	700	9	24.0	2.357					
B 3				1台目	—	—	—	—	—	70	93.6	99.5	
				2台目	35	705	6	26.5	2.373				
C 1	C	II	端部 中央	1台目	31	590	7	27.5	2.354	54	97.5	99.7	
2台目				—	—	—	—	—					
C 2				中央部	1台目	31	650	6	27.5	2.356	54	97.5	99.9
					2台目	41	635	7	27.5	2.361			

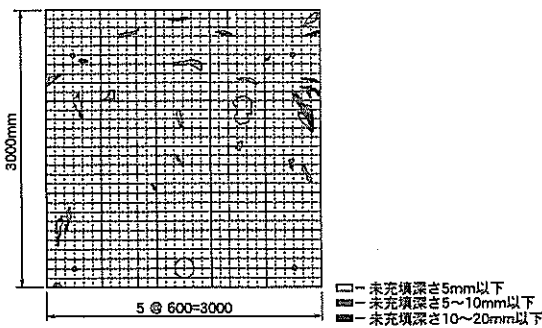


図-4 充 填 状 況



写真-1 一 部 未 充 填 の 状 況

の適用には問題がある。このことは未充填部が発生したときの補修工事にも言えることである。またどの程度の未充填であれば補修しなくて良いか判断が困難である。

未充填部の存在による技術的な問題点は力学的なものと耐久性に関する2点に集約される。耐久性についてはここでは触れない。力学的な問題として、未充填部により以下のことが問題となると考える。

- (1) コンクリートの断面欠損によりサンドイッチ部材の曲げ、圧縮およびせん断耐荷力と変形性能が低下する。
- (2) ずれ止め近傍の未充填部は、鋼板とコンクリート間のずれせん断伝達能力を低下させる。
- (3) コンクリートによる鋼殻の拘束が小さくなり鋼板が座屈し易くなる。

このように未充填部の存在によりいくつかの力学的な性能の低下が懸念される。未充填部がこれらの力学性状にどの程度影響を与えるかの知見は、現在ほとんどない。(2)のずれせん断伝達機構は筆者が別途検討を行っている。(1)と(3)について今回主に検討する。

3. 未充填を考慮した計算法

3.1 曲げ耐荷力の計算法

サンドイッチ部材の曲げ耐荷力の計算法には、鉄筋コンクリート部材に準じて鋼板を鉄筋に置き換えて計算する方法と鋼板とコンクリートを別個に耐荷力を計算して単純に累加する2種類がある。前者は、鉄筋コンクリート(RC)方式と呼ばれ鋼板とコンクリートとが完全付着していると、後者は累加方式と呼ばれ鋼板とコンクリートとが付着していないと仮定して計算を行う。

図-1に示すサンドイッチ部材を一方向梁に簡略的にモデル化するとフルウエブタイプとダイヤフラムタイプとの分類される。フルウエブタイプは梁部材の軸方向にせん断補強鋼板が配置されている構造形式で、ダイヤフラムタイプはせん断補強鋼板が軸直角方向に配置されている構造形式である。

(1) 鉄筋コンクリート方式

鋼板とコンクリートとが完全付着であると鋼板とコンクリートの部材内の部材軸方向のひずみ(維ひずみ)が連続する。今回のサンドイッチ部材ではせん断補強鋼材が内部に配置され上側と下側の鋼板に溶接されていること、未充填の厚さがさほど厚くないことおよびずれ止めを配置していることから終局時まで維ひずみが連続している可能性がある。これらのことから鉄筋コンクリート部材に準じて曲げ耐荷力を算定する。

計算の仮定を以下に要約する。

- ・維ひずみは中立軸から直線的に比例し、鋼板とコンクリート間の維ひずみは連続している。
- ・未充填部は、コンクリートが存在していないとして取り扱う。
- ・鋼材とコンクリートは材料非線形性を考慮する。圧縮応力を受ける上側鋼板は座屈後強度を考慮する。

サンドイッチ部材を図-5に示すように高さ方向に離散化を行い、各要素でのひずみと応力度を計算する。この方法は断面切断法と呼ばれている。図-5に示すフルウエブタイプでは、ウエブも考慮して計算するがダイヤフラムタイプでは軸直角方向のせん断補強鋼板は考慮しない。各要素の中立軸回りで力の釣り合いとモーメントの総和を計算する。

中立軸に関して鋼板とコンクリートの圧縮部での力の釣合を考える

$$\sum_{i=1}^N (\sigma_{SLi} \cdot \Delta t_{SLi} + \sigma_{SWi} \cdot \Delta t_{SWi})$$

$$= \sum_{i=1}^N (\sigma_{SUj} \cdot \Delta t_{SUj} + \sigma_{SWj} \cdot \Delta t_{SWj} + \sigma_{Cj} \cdot \Delta t_{Cj}) \quad (1)$$

中立軸の位置を変えながら上式で示される力が釣うまで試行的に求める。未充填部については $\sigma_{Cj} \cdot \Delta t_{Cj} = 0$ とする。

ここで

- σ_{SLi} : 引張側の*i*要素での下側鋼板の応力度(引張応力度)
- σ_{SWi}, j : *i*要素あるいは*j*要素でのウエブの応力度
- σ_{SUj} : 圧縮側の*j*要素での上側鋼板の応力度(圧縮応力度)
- σ_{Cj} : *j*要素でのコンクリート応力度
- Δt_{SLi} : *i*要素での下側鋼板の分割された板厚
- Δt_{SUj} : *j*要素での上側鋼板の分割された板厚
- $\Delta t_{SWi, j}$: *i*あるいは*j*要素でのウエブの分割された板厚
- Δt_{Cj} : *j*要素でのコンクリートの分割された板厚
- N : 引張側の分割数
- M : 圧縮側の分割数

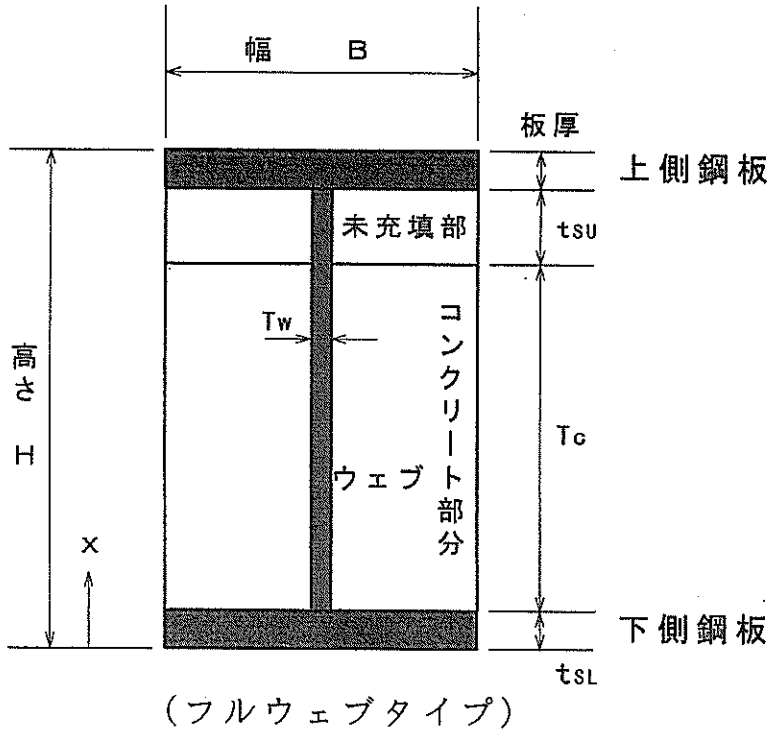


図-5 部材断面の設定

中立軸回りのモーメント (M_o) は次式で計算できる。

$$M_o = \sum_{i=1}^N \{ \sigma_{sci} \cdot \Delta t_{SLi} \cdot X_{SL}(i) + \sigma_{swi} \cdot \Delta t_{swi} \cdot X_{sw}(i) \} + \sum_{j=1}^M \{ \sigma_{su j} \cdot \Delta t_{su j} \cdot X_{su}(j) + \sigma_{sw j} \cdot \Delta t_{sw j} \cdot X_{sw}(j) + \sigma_{cj} \cdot \Delta t_{cj} \cdot X_c(j) \} \quad (2)$$

ここで、

$X_{SL}(i)$: 下側鋼板の*i*分割された各要素と中立軸間の距離

$X_{sw}(i)$: ウェブ鋼板の*i*分割された各要素と中立軸間の距離

$X_{su}(j)$: 上側鋼板の*j*分割された各要素と中立軸間の距離

$X_{sw}(j)$: ウェブ鋼板の*j*分割された各要素と中立軸間の距離

$X_c(j)$: コンクリート鋼板の*j*分割された各要素と中

立軸間の距離

断面内の維ひずみは、直線分布するが、応力度は図-6に示すひずみと応力度の非線形性を考慮して計算する。部材内での維ひずみと応力度の関係を図-7に示す。また圧縮側の鋼板は座屈後強度を考慮する。フルウェブタイプの部材では座屈後強度を次式で計算する。

$$\sigma_b = (t/B)(E f_v)^{1/2} \quad (3)$$

ここで

t : 圧縮側鋼板の板厚

B : ウェブの間隔

E : 鋼材のヤング率

f_v : 鋼材の降伏強度

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

引張側鋼板とウェブ

圧縮側鋼板

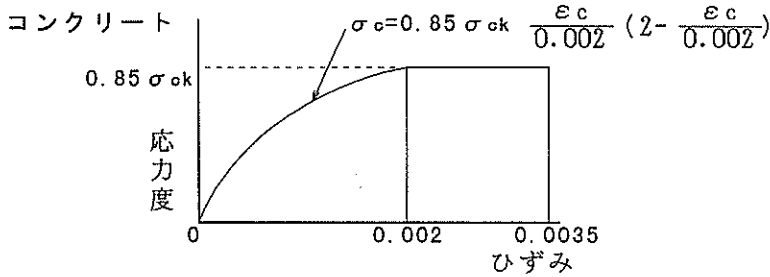
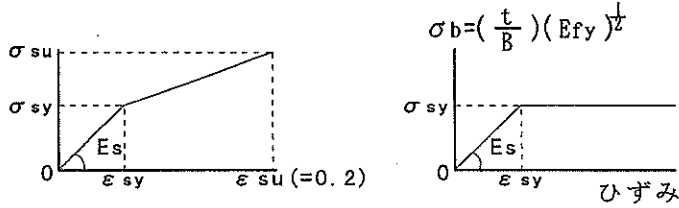


図-6 材料の応力とひずみの関係

ひずみと応力の断面内の分布

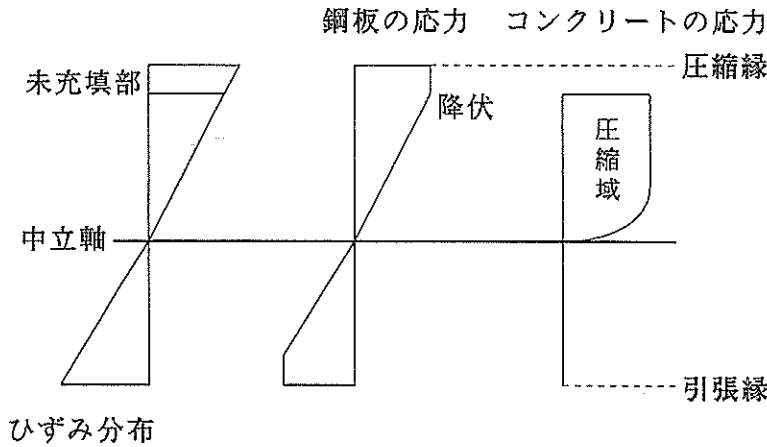


図-7 部材断面内での応力度とひずみの分布

ダイヤフラムタイプの部材では形鋼間の鋼板を両端固定の長柱と仮定して座屈後強度を計算する。

(2) 累加方式

鋼板とコンクリートとのひずみが連続していないと仮定し鋼材部分とコンクリート部分を別個に耐荷力を計算して単純に累加する。この考え方を図-8に示す。ここでは形鋼は計算で考慮していない。鋼材部分で上側鋼板と

下側鋼板で降伏したときの抵抗曲げモーメントは次式で得られる。

$$My = (HAsb_w + H^2t_w/6)\sigma_y \quad (4)$$

ここで、 H : サンドイッチ部材の高さ

As : 上側鋼板と下側鋼板の断面積の和、

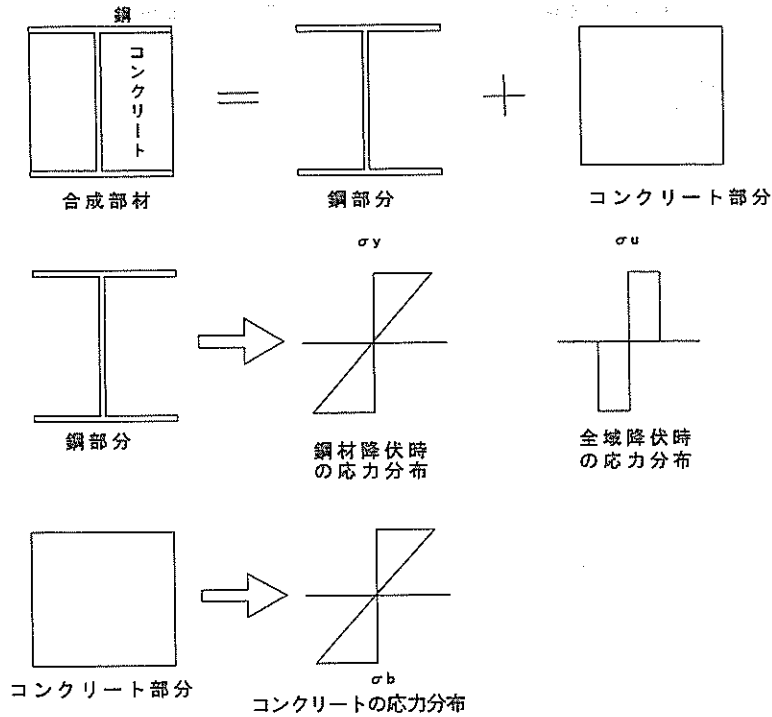


図-8 累加方式

- b_w : サンドイッチ部材の幅、
- t_w : ウエブの板厚
- σ_y : 鋼材の降伏強度

また上側鋼板、下側鋼板およびウエブが断面全域で降伏したときの抵抗曲げモーメントは次式で得られる。

$$M_u = (H A_s b_w + H^2 t_w / 4) \sigma_y \quad (5)$$

ここで、 σ_u : 鋼材の引張強度
 コンクリート部分の抵抗曲げモーメントはコンクリート端部の応力度が曲げ強度に達したときとして計算する。

$$M_{cu} = b_c H_c \sigma_c / 6 \quad (6)$$

- ここで、 b_c : コンクリート部分の幅、
- H_c : コンクリート部分の高さで未充填部を除く高さである、
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮強度

3.2 せん断耐力の計算法

3.2.1 せん断耐力の概要

通常の鉄筋コンクリート部材ではスターラップ（帯鉄筋）とコンクリートでせん断外力に抵抗する。サンドイッチ部材では、スターラップが配置されておらずせん断外力に対してせん断補強鋼板とコンクリートで負担する。またこのせん断補強鋼板の配置間隔がスターラップ（帯鉄筋）と比較してかなり広い。このため通常の鉄筋コンクリートの場合とやや異なるせん断抵抗機構をサンドイッチ部材では示す。サンドイッチ部材のせん断抵抗機構については、いくつか既往の載荷試験の結果から解明されており鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）に考え方が示されている。この指針（案）で示されるせん断抵抗機構はトラス機構と呼ばれている。このトラス機構は橋梁のトラス構造に類似したもので斜材、鉛直材、水平材などの梁部材で構成される。未充填部があるサンドイッチ部材のせん断抵抗機構は、未充填部が小さい場合には完全充填部の場合とほぼ同様と推定できると仮定する。ここでは未充填の影響をコンクリートの断面積（あるいはサンドイッチ部材の有効高さ）の低減で表現

する。未充填の影響によりトラス機構そのものはあまり影響を受けないものと仮定する。

3.2.2 せん断補強鋼板が部材軸方向に配置されている場合

図-9に示すようにせん断補強鋼板が部材軸に平行に配置される場合（フルウェブタイプ）は、通常の鉄筋コンクリート梁部材でスターラップが非常に密に配置された場合とせん断抵抗機構がほぼ同じである。せん断スパン比（載荷点と支点間の距離）が大きい場合、コンクリートの圧縮領域はせん断スパン内に一様に形成される。この圧縮領域はトラス機構の斜材と見なせる。この圧縮斜材と部材軸となす角度は、載荷実験によると一般的に30度前後である。またせん断補強鋼板が部材軸方向には連続した板であるので、それ自体のせん断抵抗も期待できる。ただしせん断スパン比が小さい場合は、鉄筋コンクリートと同様に載荷点と支点を結ぶ方向に圧縮斜材が形成され、部材軸となすこの角度は30度よりも大きくなる。

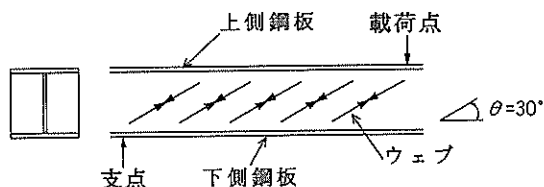


図-9 せん断補強鋼板が部材軸方向に配置されている場合

トラス機構の概略を図-10に示す。コンクリートを圧縮斜材、せん断補強鋼板を引張斜材、引張側の下側鋼板を下弦材、曲げ圧縮領域のコンクリート及び上側鋼板を上弦材としたトラス機構でもって、せん断力に抵抗する。このせん断抵抗機構は次式で表現される。

$$V = \sin^2 \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) z t_w \sigma_w \quad (7)$$

ここに、

V : 作用せん断力

α : せん断補強鋼板がトラスの引張斜材として働く場合の引張力（せん断補強鋼板の主引張力）と部材軸とのなす角度で、60度とする。

θ : コンクリートの圧縮斜材と部材軸とのなす角度で、30度もしくは $\cot^{-1} (a/z)$ とする。aは、支点から載荷点までの距離。

z : 圧縮応力の合力の作用位置（上弦材の図心）から引

張応力の合力の作用位置（下弦材の図心）までの距離でアーム長と呼ぶ。

σ_w : せん断補強鋼板の主引張応力度

t_w : せん断補強鋼板の厚さ

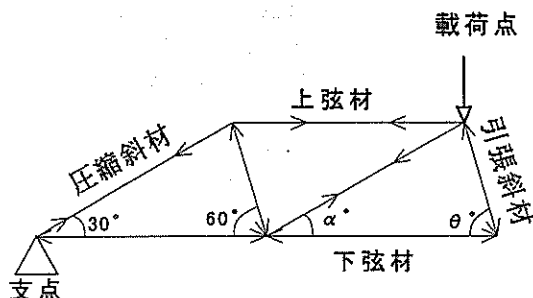


図-10 フルウェブタイプのトラス機構の説明

このトラス機構の終局耐荷力を、引張斜材をなすせん断補強鋼板の降伏とコンクリートの圧縮斜材が破壊する場合の2種類を想定する。コンクリートの圧縮斜材が破壊する場合の終局耐荷力は、鉄筋コンクリートの場合に準じて次式で計算する。

$$V_{ult} = f_{cu} b_w d \quad (8)$$

ここに、 $f_{cu} = 4f'_c{}^{1/2}$ (f'_c :コンクリートの圧縮強度)、

b_w : 部材幅、

d : 部材の有効高さ

なお未充填部に影響は、有効高さとして部材厚から未充填部の厚さを減じるにより考慮する。

せん断補強鋼板の終局耐荷力は次式で計算する。

$$V_{u2} = \sin^2 \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) z t_w f_{wy} \quad (9)$$

ここに、 f_{wy} : せん断補強鋼板の降伏強度

3.2.3 せん断補強鋼板が部材軸直角方向に配置されている場合

せん断補強鋼板が部材軸直角方向に配置されている場合をダイヤフラムタイプと呼ぶ。ダイヤフラムタイプのサンドイッチ部材のコンクリートは、図-11に示すようにせん断補強鋼板によって分断されていて、一般的にはせん断補強鋼板にコンクリートとのせん断力を伝達するためのシアコネクタを取り付けないので、コンクリートの中の力がせん断補強鋼板を貫通するようには伝達され

ない。したがって、せん断補強鋼板を引張鉛直材、せん断補強鋼板の間のコンクリートを圧縮斜材、圧縮部の上側鋼板を上弦材および引張側の下側鋼板を下弦材とするトラス機構が形成される。この場合圧縮斜材は、図-12に示すように各隔室毎に離散的に形成される。また、圧縮斜材の角度 θ は、せん断補強鋼板の間隔 s 、トラスのアーム長 z (上側鋼板と下側鋼板との距離)、せん断補強鋼板と部材軸とのなす角度 α により、 $\theta = \cot^{-1}[(s - Z \cot \alpha) / Z]$ で求める。ただしせん断スパン比が小さい場合でもコンクリートの圧縮斜材の角度は変わらないと仮定している。

以上より、次式でせん断抵抗機構を表現する。

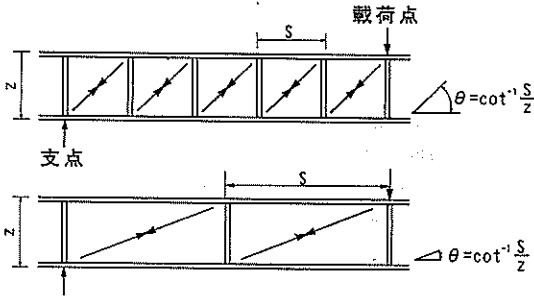


図-11 せん断補強鋼板が部材直角方向に配置されている場合

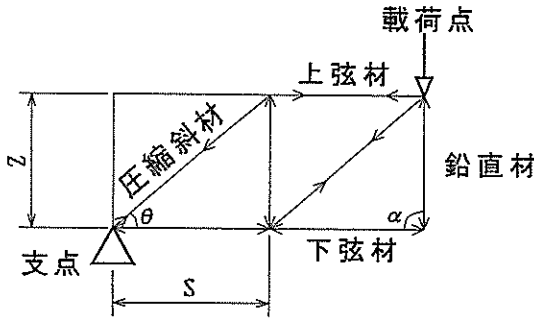


図-12 ダイアフラムタイプのトラス機構の説明

$$V = \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) (z/s) A_w \sigma_w \quad (10)$$

ここに、 α : せん断補強鋼板と部材軸とのなす角度

θ : コンクリートの圧縮斜材と部材軸とのなす角度

$$= \cot^{-1} (s/z)$$

s : せん断補強鋼板の部材軸方向の配置間隔

A_w : せん断補強鋼板の断面積で、 $t_w b_w$ である。

通常せん断補強鋼板は部材軸と鉛直に配置されるので($\alpha = 90^\circ$)、式(10)は次式のように簡単になる。

$$V = A_w \sigma_w \quad (11)$$

このトラス機構の終局耐荷力を、コンクリートの圧縮斜材が破壊する場合と、せん断補強鋼材の降伏とに2分類する。圧縮斜材が破壊する場合は、せん断補強鋼材の間のサンドイッチ構造部分がせん断補強鉄筋のないコンクリート梁部材のように破壊するとする。したがって、コンクリートの斜材の終局耐荷力は次式で計算できる。なお未充填部の存在する場合の終局耐荷力は、有効高さから未充填の厚さを減じて次式により計算する。。

$$V_{u1} = f_{cu} b_w d \quad (12)$$

ここに、 $f_{cu} = 0.6 f_c'^{1/2} \beta_d \beta_f \beta_s$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4}$$

$$\beta_f = (100 A_s / b_w d)^{1/3}$$

$$\beta_s = 5 / (1 + \cot^2 \theta)$$

θ : コンクリートの圧縮斜材と部材軸とのなす角度

A_s : 引張鋼材の断面積

せん断補強鋼板の降伏時のせん断力で終局耐荷力が決まる場合には次式で計算する。

$$V_{u2} = \sin \alpha (\cot \theta + \cot \alpha) (Z/s) A_w f_{wy} \quad (13)$$

上式で $\alpha = 90^\circ$ の場合、若干の計算後次式に変形される。

$$V_{u2} = A_w f_{wy} \quad (14)$$

3.3 ひび割れの計算

サンドイッチ部材のコンクリート部分の曲げモーメントによるひび割れの発生荷重の計算は、部材断面にひび割れが生じてない状況(全断面有効)でサンドイッチ部材下端(引張縁)のコンクリートに曲げ強度が生じると仮定して行う。ただし鋼板のコンクリートへの拘束効果は考慮していない。また形鋼の存在による断面欠損や応力集中の影響も考慮していない。

$$Mc = Z \sigma_c \quad (15)$$

ここに、 Mc : ひび割れ発生モーメント

Z : 試験体の断面係数

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮強度

ひび割れ発生モーメントへの未充填の影響は、コンクリート断面の断面係数の低減で考慮する。曲げを受けるサンドイッチ部材のひび割れ幅の計算は、鉄筋コンクリート梁でのひび割れ幅の計算とは異なる。この計算方法は清宮、横田¹⁾により既に提案されている。サンドイッチ部材でずれ止めに形鋼を使用すると、形鋼にひび割れの発生が集中し鉄筋のようにひび割れが分散しない。ひび割れ発生時にはコンクリートと鋼板とが付着せず、ずれているからである。この場合のひび割れ幅 (w) は次式により計算される。

$$w = \epsilon L \quad (16)$$

ここで ϵ : 鋼板のひずみ、 L : ずれ止めの間隔

上式では、未充填の影響は直接的に考慮されていない。未充填の影響は、鋼板のひずみに影響を与えるので間接的にひび割れ幅を評価することになる。またせん断ひび割れ幅の計算法については、現在ほとんど見解がない。せん断ひび割れ幅の計算は鉄筋コンクリート部材でも現在設計に使えるまでの計算式は提案されていない。これは基本的には部材をせん断破壊より曲げ破壊を優先させるように構造設計すること、せん断破壊で部材諸元が決まるときでもせん断破壊は通常急激に進行するので構造設計にひび割れ幅の考え方を取り込むことが困難なことによる。ここでもサンドイッチ部材のせん断ひび割れ幅の計算については言及しない。

4. 載荷試験

4.1 載荷試験の概要⁹⁾

今回未充填部を作為的に作成してサンドイッチ部材の曲げおよびせん断耐荷力に着目して梁模型による静的載荷試験を行う。また未充填部の範囲と深さは、高流動コ

ンクリートが上側鋼板に取り付けられた形鋼位置までは充填され、形鋼の高さの範囲で未充填を一樣に形成するというかなり厳しい条件を設定する。ここで一樣とは、サンドイッチ部材の上側鋼板下部で未充填部と充填部が混在せずに全域で未充填な状況を言う。未充填部の製作は、コンクリート打設時に発泡スチロールを形鋼位置に埋設して模擬する。未充填の大きさは、図-13に示すように圧縮側(試験体の上側)の山形鋼に対しては高さの0, 10, 50, 100%の4ケースとし、引張側(試験体の下側)の山形鋼には高さの50%とする。この数値を未充填率とここでは定義する。なお、鋼殻内面に剥離剤を塗布してコンクリートを打設し、鋼板とコンクリート間の付着を切る。ただし山形鋼には剥離剤を塗布していない。

4.2 曲げ載荷試験

4.2.1 試験体の構造

図-14に曲げ載荷試験に用いる試験体の概要を示す。試験体の寸法は、長さ360cm、高さ30cmおよび幅25cmである。試験体の縮尺は実物(神戸港島トンネルの部材)の約1/3である。せん断補強鋼板の配置は、試験体の部材軸に対して直角方向(ダイヤフラムタイプ)と平行方向(フルウエブタイプ)の2種類である。両タイプとも上側鋼板、下側鋼板の板厚は3.2mmで、両鋼板とコンクリートとの一体化を図るため山形鋼L50×50×6を30cm間隔で配置する。またダイヤフラムタイプの試験体のせん断補強鋼板を試験体端部から60cm間隔に鋼板に溶接する。せん断補強鋼板の板厚は4.5mmである。フルウエブタイプの試験体ではせん断補強鋼板を試験体部材軸方向に配置する。この鋼板の板厚は3.2mmである。部材端部の鋼板の板厚はダイヤフラムタイプの試験体同様4.5mmである。各タイプの試験体に対し、未充填率をパラメータとして試験体を製作する。試験ケースは表-4に示す6ケースである。曲げ載荷試験での未充填率は0%, 50%および100%とする。沈埋函の上床版の負曲げが生じる領域では、未充填部がサンドイッチ部材の引張側に位置するが、構造設計では引張側のコンクリートは

* 未充填率の定義 = Δ / h

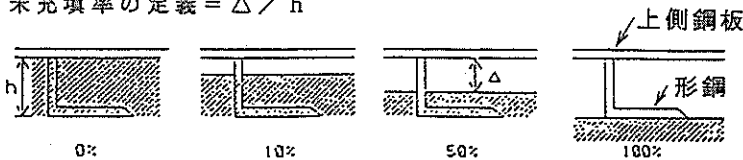
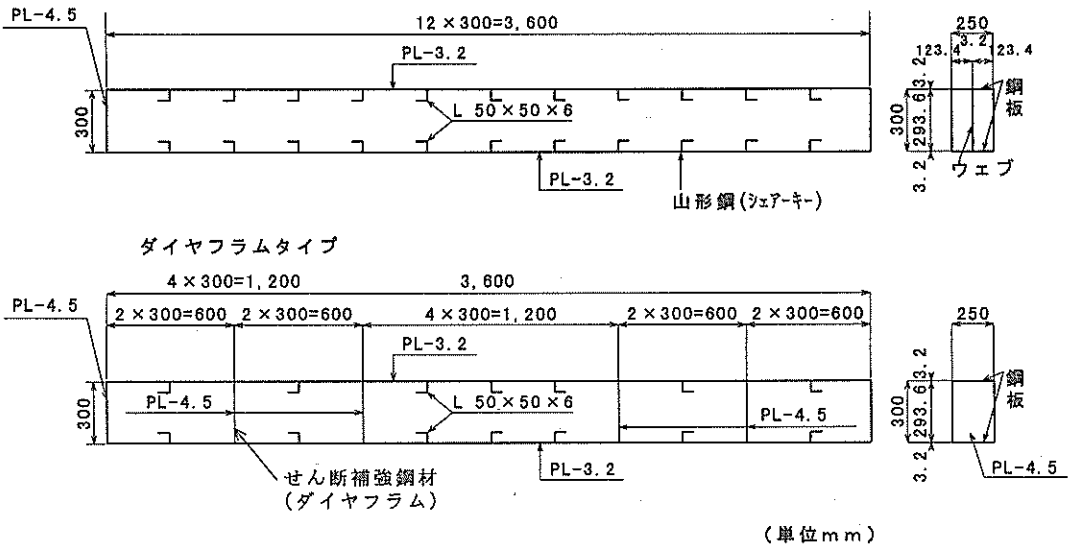


図-13 未充填率の定義

フルウェブタイプ



(単位 mm)

図-14 曲げ試験体の概要

元から考慮してない。従ってこの負曲げが生じる条件での試験体は今回製作しない。コンクリート打設は試験体を横向きの置いて行う。フルウェブタイプの試験体では、片面をまず打設した後裏返してもう片面の打設を行う。

表-5 曲げ載荷試験用の鋼材の強度試験

	3.2mm鋼板	4.5mm 鋼板	山形鋼
降伏点(kgf/cm ²)	2791	3209	3311
引張強度(kgf/cm ²)	4423	4817	4772
ヤング係数(kgf/cm ²)	2.09×10 ⁶	2.10×10 ⁶	2.07×10 ⁶
ポアソン比	0.28	0.28	0.28

表-4 曲げ載荷試験の試験ケース

未充填率	せん断補強鋼板	
	フルウェブ	ダイヤフラム
0%	1	1
50%	1	1
100%	1	1

4.2.2 使用材料

使用した鋼板の材質は全て SS400である。鋼板から JIS A 2201による 5号定型試験片を採取し、JIS A 2241 に準じて鋼材の引張試験を行う。表-5 に試験結果を示す。

試験体でのコンクリート打設は容易であるので高流動コンクリートは使用せず、早強コンクリートのレディーミクストコンクリートとする。充填性を除けば力学的な性状はほぼ両者で同じであると見なした。使用したコンクリートの呼び強度は300kgf/cm²でスランプは12cmである。表-6 にその配合を示す。品質管理用に JIS A 113 2に従う現場養生の管理供試体を製作し、載荷試験の初日と終日に JIS A 1108に準じて圧縮強度試験 (併せて静弾性係数、ポアソン比の測定を行う)、JIS A 1113に従い引張強度試験および JIS A 1106に従い曲げ強度試験を行う。コンクリート打設は2回行う。表-7 にこれらの試験結果を示す。

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

表一六 曲げ載荷試験用のコンクリートの配合

セメント	水	水セメント比	細骨材	粗骨材	呼び強度
387 kgf/m ³	170 kgf/m ³	44.0%	762 kgf/m ³	978 kgf/m ³	300 kgf/cm ²

スランブ	最大規骨材寸法	使用セメント	混和剤
12cm	20mm	早強 ポルトランド セメント	A E 減水剤 1.29kgf/m ³

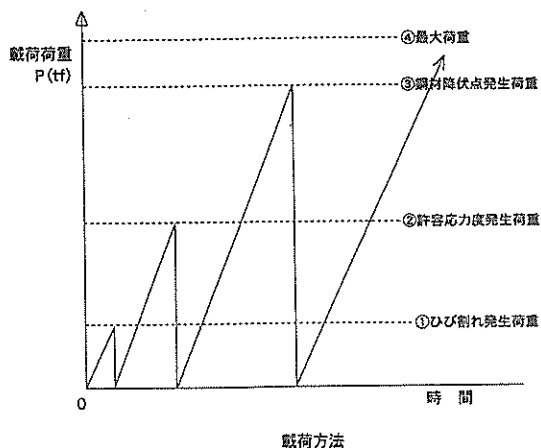
表一七 曲げ載荷試験用のコンクリートの強度試験

	1回目打設		2回目打設	
	23日	38日	13日	28日
圧縮強度(kgf/cm ²)	355	386	357	390
引張強度(kgf/cm ²)	26.7	33.3	25.5	33.7
曲げ強度(kgf/cm ²)	37.6	41.9	37.9	42.7
ヤング係数(kgf/cm ²)	2.24×10 ⁵	2.30×10 ⁵	2.47×10 ⁵	2.43×10 ⁵
ポアソン比	0.19	0.19	0.22	0.20

4.2.3 載荷方法と測定方法

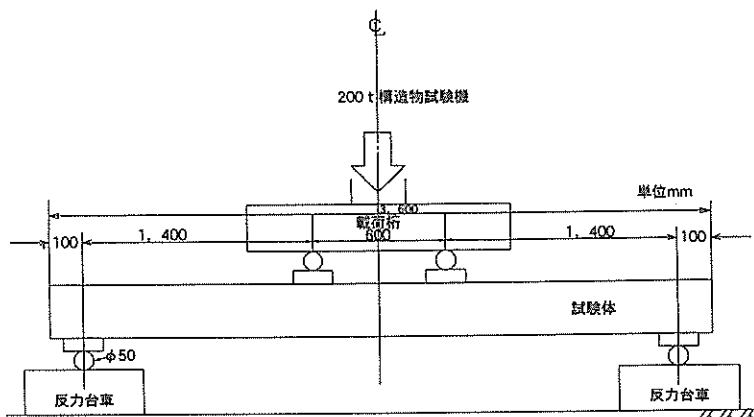
試験体を図一15に示すように2点支承2点載荷で静的に載荷を行う。支点は鋼性のローラーである。載荷点間隔(純曲げスパン)を60cm、せん断スパン(載荷点から支点までの間隔)を140cmとする。せん断スパン比は4.67である。載荷桁に取り付けた容量200tの油圧ジャッキで載荷を行う。載荷手順を図一16に示す。図に示すように4サイクルの載荷を行う。まず、ひび割れ発生荷重まで載荷した後いったん除荷し、次に引張側鋼板の許容応力度荷重まで載荷した後除荷し、更に引張側鋼板の降伏

点荷重まで載荷した後除荷する。最後にコンクリートの圧壊や鋼材の破断などの終局状態を確認するまで載荷する。載荷荷重の制御は、引張側鋼板の降伏点荷重までを荷重制御で、降伏点荷重から終局状態までは変位制御で載荷する。

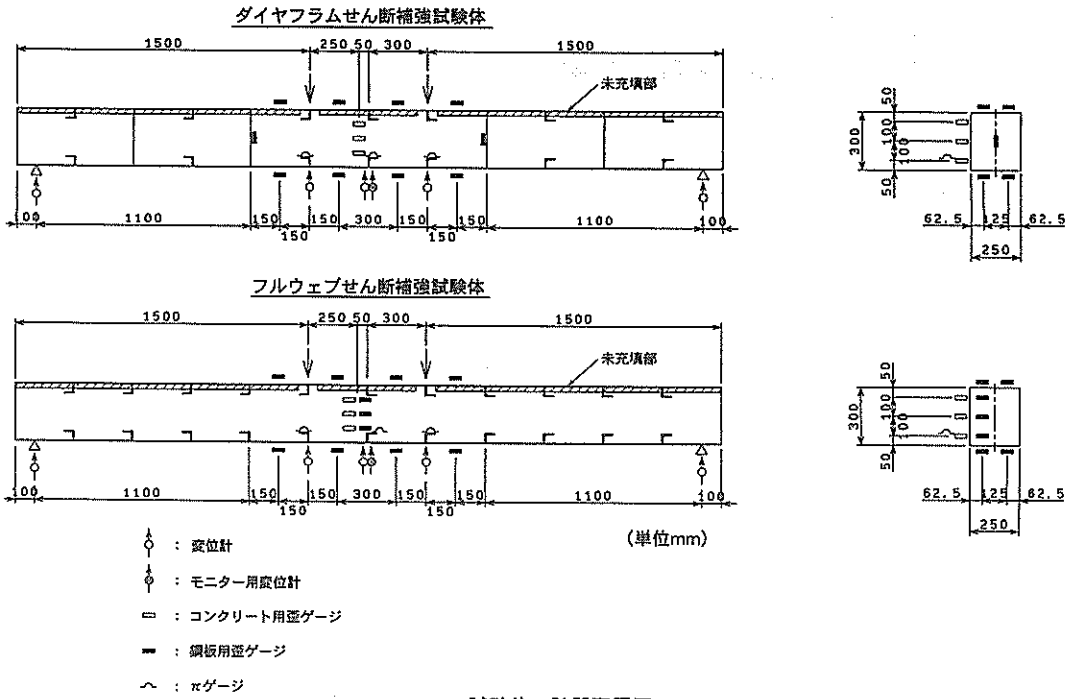


図一16 載荷手順

測定項目は、油圧ジャッキの荷重、試験体のたわみ、鋼板(フランジ、ウェブ)、コンクリートのひずみおよびひび割れ幅である。試験体のコンクリート面に白色塗装し、黒色マジックペンで10cmメッシュに罫書線を入れる。計器配置の一例を図一17に示す。鋼材のひずみは、上側鋼板と下側鋼板にそれぞれ4箇所2枚ずつ貼ったひずみゲージで計測する。またウェブのせん断補強鋼材の3箇所とダイヤフラムの2箇所にもひずみゲージを貼る。コンクリートゲージを試験体中央の側面の3箇所貼る。



図一15 載荷試験の方法



試験体の計器配置図

図一七 曲げ試験体での計測センサーの配置

載荷点下の下側鋼板に取り付けた山形鋼のすぐ上にひび割れ幅の計測用パイ型ゲージを取り付ける。取得されたデータはデジタル化してパーソナルコンピューターに取り込み整理を行う。

験体の両端には4.5mmの鋼板で上側と下側の鋼板とを溶接して連結してある。フルウェブタイプでは、上側鋼板とウェブの板厚が4.5mmで下側鋼板の板厚が19mmである。

4.3 せん断載荷試験

4.3.1 試験体の構造

せん断載荷試験のケースは表一八に示す10ケースである。試験体の圧縮側の未充填率は0%、10%、50%および100%とする。また試験体の引張側の未充填の影響を調べるため50%のみの試験体を製作する。図一八に試験体の概要を示す。せん断補強用の試験体の寸法は、長さが160cm、高さが30cm、幅が25cmである。せん断補強鋼板の配置方向は、部材軸に対して直角方向（ダイヤモンドタイプ）と、平行方向（フルウェブタイプ）の2種類とする。試験体の縮尺は実物の約1/3である。鋼板とコンクリートの一体化は形鋼により行う。形鋼の寸法はL50x50x6で30cm間隔に配置する。せん断試験体では、ダイヤモンドタイプの上側と下側の鋼板の板厚は4.5mmで、載荷点直下のせん断補強鋼板の板厚は6.0mmである。試

表一八 せん断載荷試験の試験ケース

未充填位置	せん断補強鋼板の配置 未充填率*	せん断試験	
		部材軸方向	直角方向
		フルウェブ	ダイヤモンド
圧縮側	0%	1	(1)
	10%	1	1
	50%	1	1
	100%	1	1
引張側	0%	—	—
	10%	—	—
	50%	1	1
	100%	—	—
合計		5	4(1)

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

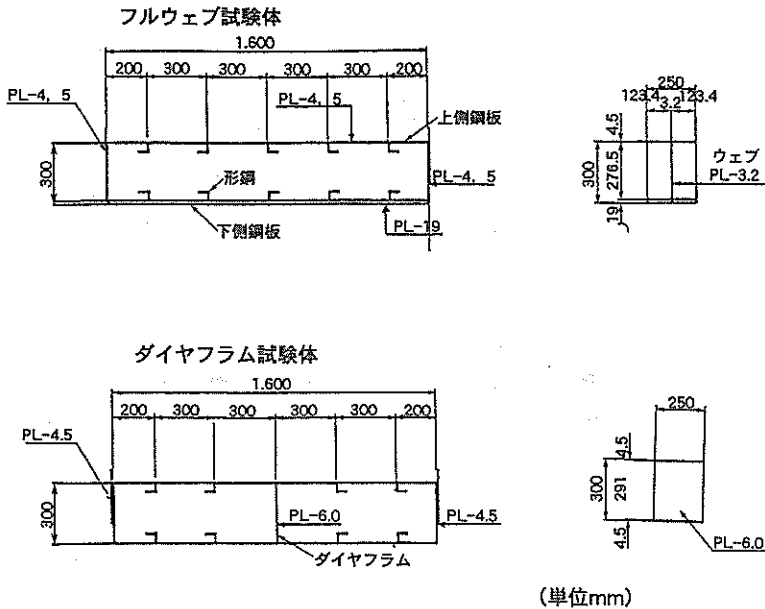


図-18 せん断試験体の概要

これは沈埋函は函軸直角方向が構成部材の主方向となるため、上床版のせん断設計では函軸直角方向（試験試体の部材軸方向）に配置したせん断補強鋼板によって全せん断力を分担させている。実際の沈埋函では、上床版のせん断耐力は曲げ耐力を大きく上回っておりせん断破壊が先行することはないが、本試験では下側鋼板（引張フランジ）の板厚を増厚してせん断破壊を生じる試験体とする。充填コンクリートは、普通コンクリートである。コンクリートの打設は梁を横向きに置いて行う。

4.3.2 使用材料

使用した鋼材の材質は全て SS400 である。鋼材の材料試験結果を表-9 に示す。コンクリートは、早強コンクリートで呼び強度 240 kgf/cm²、粗骨材は碎石で最大寸法 20mm である。配合を表-10 に示す。コンクリート打設は 2 回に分けて行う。管理供試体のコンクリートの強度を表-11 に示す。

表-9 せん断載荷試験用の鋼材の強度試験

	3.2mm 鋼板	4.5mm 鋼板	6.0mm 鋼板	19mm 鋼板
降伏点 (kgf/cm ²)	2997	3558	3632	2768
引張強度 (kgf/cm ²)	4663	4378	4765	4578
ヤング係数 (kgf/cm ²)	2.12 × 10 ⁶	2.10 × 10 ⁶	2.11 × 10 ⁶	2.14 × 10 ⁶

表-10 せん断試験用のコンクリートの配合

セメント	水	水セメント比	細骨材	粗骨材	呼び強度
313 (kgf/m ³)	172 (kgf/m ³)	55%	883 (kgf/m ³)	992 (kgf/m ³)	240 (kgf/cm ²)
スランパ	最大粗骨材寸法	使用セメント	混和剤		
12cm	20mm	早強 ポルトランドセメント	A E 減水材 0.782 kgf/m ³		

表-11 せん断試験用のコンクリートの強度試験

材令	1 回目打設		2 回目打設	
	28	40	22	34
圧縮強度 (kgf/cm ²)	276	310	292	346
引張強度 (kgf/cm ²)	26	29	29	32
曲げ強度 (kgf/cm ²)	44	41	35	41
ヤング係数 (kgf/cm ²)	7.77 × 10 ⁴	1.33 × 10 ⁵	8.34 × 10 ⁴	9.50 × 10 ⁴
ポアソン比	0.17	0.33	0.20	0.23

4.3.3 載荷方法と測定方法

せん断載荷試験は支間中央の 1 点載荷で行い、せん断スパン比は 2.33 である。載荷は静的単調載荷である。コンクリートのひび割れ発生荷重と鋼材の初期降伏荷重で一旦除荷しその後終局まで載荷を行う。鋼材降伏までは荷重漸増方式で、その後は変位制御方式で載荷を行う。

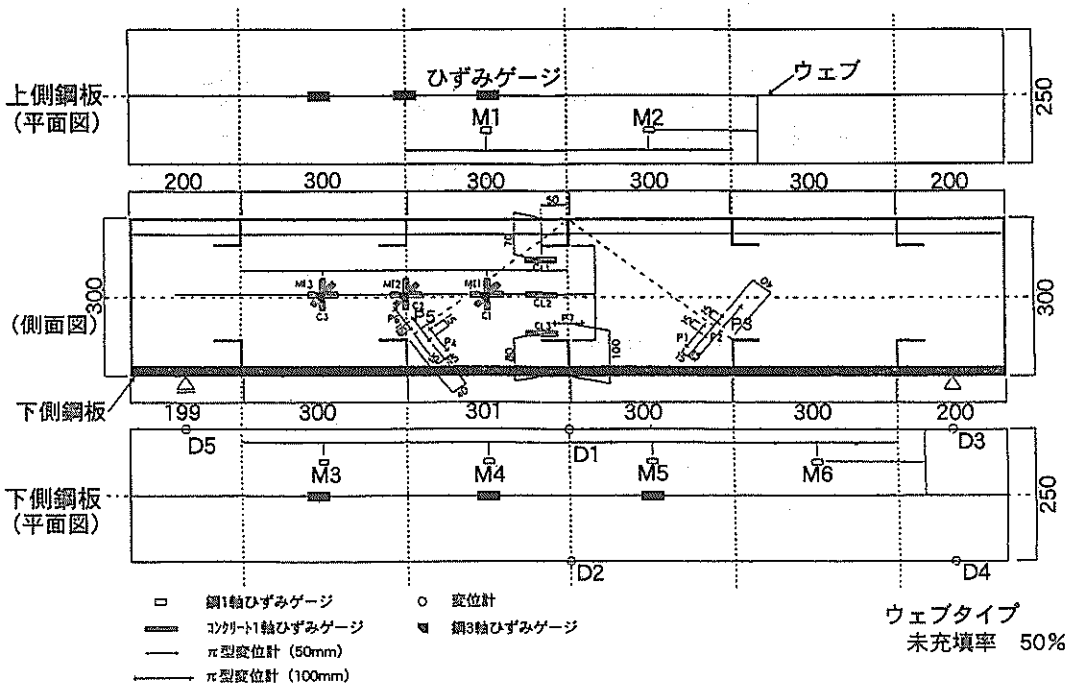


図-19 せん断試験体での計測センサーの配置

曲げ載荷試験と載荷方法はほぼ同様である。測定項目は、油圧ジャッキの荷重、試験体のたわみ、鋼板（フランジ、ウェブ）、コンクリートのひずみおよびひび割れ幅である。フルウェブタイプで未充填率が50%の試験体での測定計器の配置を図-19に示す。他の試験体もほぼ同様な測定計器の配置である。

以下に計器の配置を概説する。下側鋼板と上側鋼板の15cm間隔の3箇所、ウェブ鋼板の同じく3箇所に3軸のひずみゲージを取り付ける。鋼ひずみの測定総点数は15である。またひずみゲージ取り付けの近傍のコンクリート表面に3軸のコンクリートゲージを3箇所また載荷点下の3箇所に1軸のコンクリートゲージを取り付ける。コンクリートひずみの総測定点数は12である。コンクリートのひび割れ幅を測定するために部材軸の方向と45度傾けてパイ型ゲージを取り付ける。また2箇所の形鋼のすぐ上のコンクリート表面にもパイ型ゲージを部材軸方向に取り付ける。パイ型ゲージの総個数は7台である。変位計は下側鋼板の4箇所と上側鋼板の2箇所に鉛直方向に、合計6台取り付ける。

5. 試験結果

5.1 曲げ載荷試験の結果

5.1.1 破壊状況と荷重変位関係

表-12に曲げ載荷試験の結果の一覧を示す。ここでひび割れ発生荷重は、純曲げスパン内の山形鋼から最初にひび割れ発生が観測されたときの載荷荷重を、鋼材降伏荷重は、下側鋼板が降伏ひずみに達したときの載荷荷重である。

表-12 曲げ載荷試験の結果一覧

	未充填率 %	ひび割れ 発生荷重	鋼材降伏 荷重	最大荷重
ダイキ ウラ	0	1.4	8.0	11.6
	50	2.8	7.7	9.9
	100	2.7	7.5	9.5
フル ウラ	0	2.0	11.6	19.8
	50	1.2	10.1	17.7
	100	1.6	9.8	16.1

(単位: t f)

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

(1) ダイヤフラムタイプ試験体

図-20にダイヤフラムタイプの各試験体の終局状態でのひび割れ発生状況と上側鋼板の座屈状況(鋼板に波形を加筆してある部分)とを示す。また図-21に同じくダイヤフラムタイプの各試験体の荷重変位関係を示す。図

中の変位は試験体中央部の鉛直変位である。未充填率0%の試験体では、載荷荷重が1.4tfで純曲げスパン中央部の下側鋼板の山形鋼から曲げひび割れが上方方向に発生した。その後純曲げスパン中央部の山形鋼から支承方向の山形鋼へという順序で曲げひび割れが順次発生した。

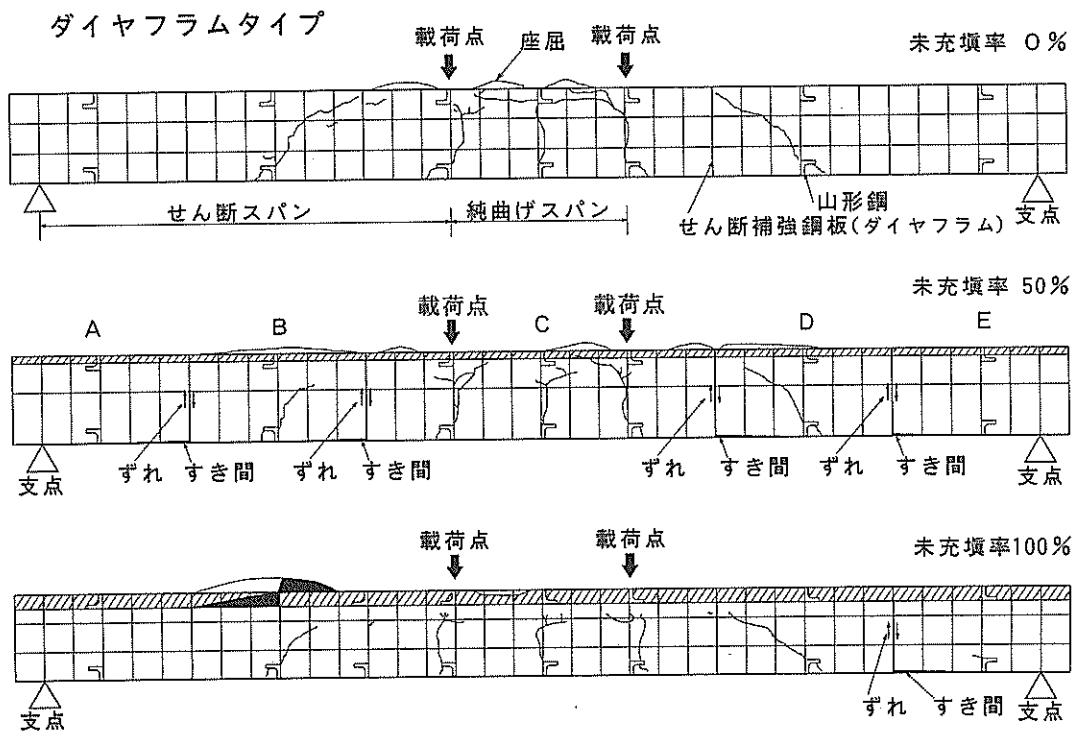


図-20 ダイヤフラムタイプの曲げ試験体でのひび割れの状況

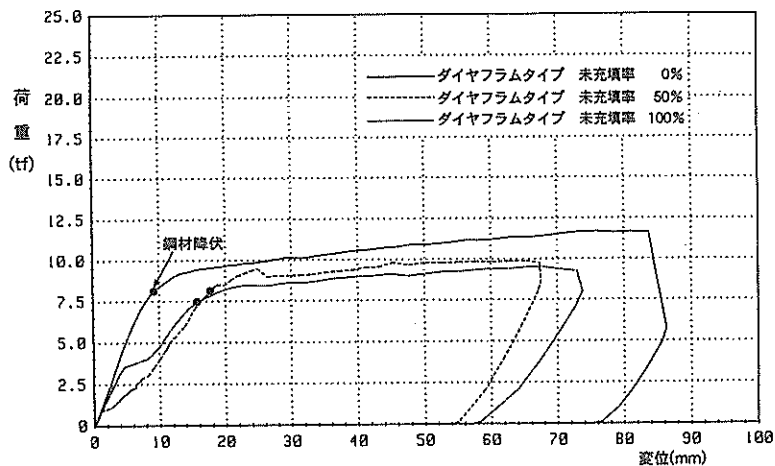


図-21 ダイヤフラムタイプの曲げ試験体での荷重変位関係

純曲げスパン内のひび割れは、試験体上側鋼板の山形鋼に向かって進展した。一方せん断スパン内（載荷点と支点の間）のひび割れは、山形鋼から載荷点側のダイヤフラムの上縁に向かって斜めに進展した。下側鋼板の降伏応力度発生時の載荷荷重は8.0tfで、さらに載荷荷重を増加すると試験体中央部の鉛直変位変形量が急激に増大した。これに伴って純曲げスパン内の上側鋼板が座屈した。座屈した個所の鋼板は外側にはらみだし、山形鋼とせん断補強鋼板位置を固定条件とした座屈モードであった。座屈後さらに載荷荷重を増加するとひび割れが更に上側鋼板に向かって進展し、最大荷重11.6tfでせん断スパン内の斜め方向のひび割れが水平となり純曲げスパン内の中央部の圧縮側のコンクリートが圧壊して終局に至った。

次に未充填率50%の試験体でのひび割れの状況を示す。載荷を始めるとまず、図中に示すA、Eブロックでダイヤフラムとコンクリート、下側鋼板とコンクリートとが剥離し、A～Bブロック間、E～Dブロック間にずれが発生した。続いて、B、Dブロックで同様の現象が発生し、B～Cブロック間、D～Cブロック間にずれが発生した。さらに載荷荷重を増加していくと、載荷荷重2.8tfで載荷点直下の下側鋼板の山形鋼部分から曲げひび割れが発生した。その後、未充填率0%の試験体の場合と同様、スパン中央部の山形鋼から支承方向の山形鋼へという順序で、順次曲げひび割れが発生した。純曲げスパン内のひび割れは上側鋼板の山形鋼に向かって進展し、せん断スパン内のひび割れは載荷点側のダイヤフラムの上縁に向かって斜めに進展した。上述のずれの発生に起因すると考えられるが、図-21に示す荷重変位曲線で載荷荷重1.0tf近傍で変位が急激に増大し始め、未充填率0%の試験体と比較して同一載荷荷重で約2倍以上の変位量を示した。上側鋼板の、降伏応力度発生時の載荷荷重は7.7tfであり、未充填率0%の試験体より降伏応力度発生時の載荷荷重がやや低かった。下側鋼板の降伏後は、試験体の変形量が急激に増大し、それに伴って圧縮側鋼板が座屈した。純曲げスパン内では山形鋼間での座屈モードであったが、せん断スパン内ではせん断補強鋼板間での座屈モードとなった。載荷荷重が9.9tfで純曲げスパン中央部の圧縮側のコンクリートが圧壊した。未充填率100%の試験体でも破壊に至る過程と終局状態は未充填率50%の試験体とほぼ同様であった。

未充填率0%のときには生じなかった鋼板に囲まれたコンクリートと鋼板間のずれが、未充填率が大きくなると発生した。同時に試験体の変形量も大きくなった。また未充填率が大きくなると鋼板降伏荷重と最大荷重が小

さかった。またいずれの試験体でも鋼板降伏時より載荷荷重はほとんど低下せず変位量のみ増加した。鋼板降伏時の変位量と終局時の変位量との比で示されるじん性率は、5以上と推定された。

(2) フルウエブタイプ試験体

図-22にフルウエブタイプの各試験体でのひび割れの発生状況と上側鋼板の座屈状況とを示す。図-23に同じく各試験体での荷重変位曲線を示す。未充填率0%のとき載荷荷重2.0tfで載荷点直下の下側鋼板の山形鋼部分から曲げひび割れが発生した。その後スパン中央部の下側鋼板の山形鋼から支承方向の山形鋼へという順序で曲げひび割れが順次発生した。純曲げスパン内のひび割れは上側鋼板に取り付けられた山形鋼に向かって進展し、せん断スパン内のひび割れは載荷点側のダイヤフラムの上縁に向かって斜めに進展した。下側鋼板の降伏応力度発生時の載荷荷重は11.6tfであった。下側鋼板の降伏後は試験体の変形量が急激に増大し、それに伴って圧縮側鋼板が座屈した。山形鋼を固定条件とした座屈モードであった。載荷荷重が19.8tfでせん断スパン内の斜め方向のひび割れが水平となり中央部の圧縮側のコンクリートが圧壊して終局状態を迎えた。

未充填率50%の試験体では、載荷荷重が1.2tfで載荷点直下の下側鋼板の山形鋼部分から曲げひび割れが発生した。未充填率0%の場合と同様にスパン中央部の山形鋼から支承方向の山形鋼へという順序で曲げひび割れが順次発生した。純曲げスパン内のひび割れは上側鋼板に取り付けられた山形鋼に向かって進展し、せん断スパン内のひび割れは載荷点側のダイヤフラムの上縁に向かって斜めに進展した。

未充填部が存在するダイヤフラムタイプの試験体の場合と異なりせん断補強鋼板（ウエブ）とコンクリートとのずれは発生しなかった。下側鋼板の降伏応力度発生時の載荷荷重は10.1tfであった。未充填率0%の試験体より降伏応力度発生時の載荷荷重と最大の載荷荷重はやや低い値であった。下側鋼板の降伏後は、載荷荷重は増加せずに試験体の変形量が急激に増大し、それに伴って圧縮側鋼板が座屈した。最大荷重 $P_{max} = 17.7$ (tf) で純曲げスパン中央部の圧縮側のコンクリートが圧壊した。最大荷重も未充填率0%の試験体より小さい値であった。

未充填率100%の試験体でも終局に至る過程と破壊形態は未充填率50%の試験体とほぼ同様であった。しかし鋼材降伏荷重と最大載荷荷重ともやや小さくなった。フルウエブタイプの試験体でもじん性率は大きかった。

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

フルウェブタイプ

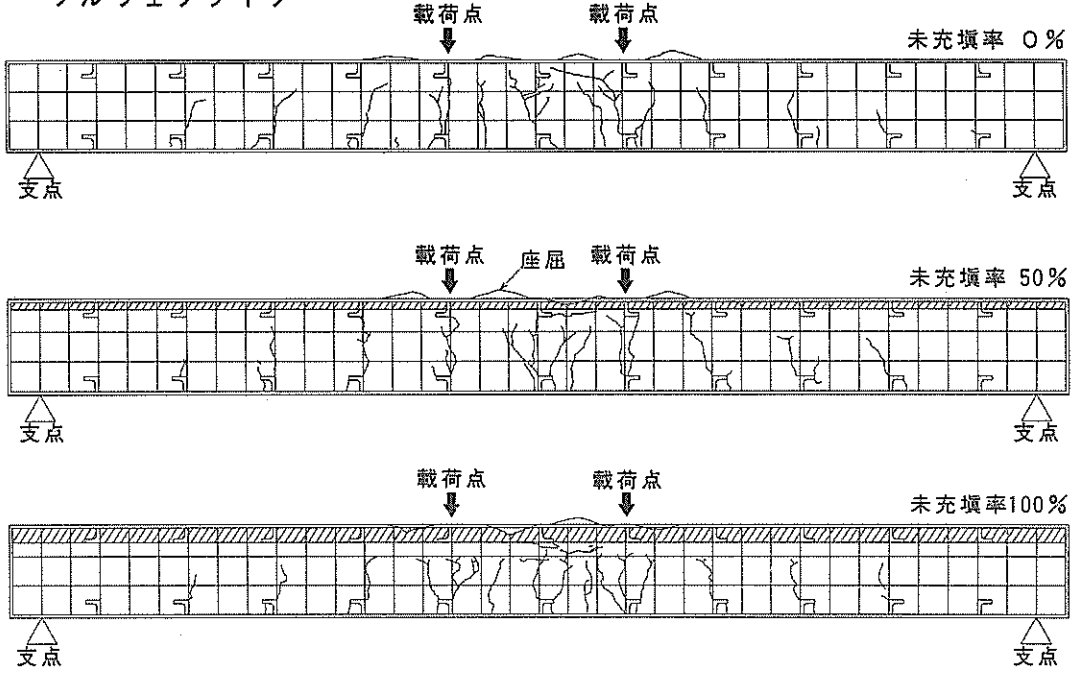
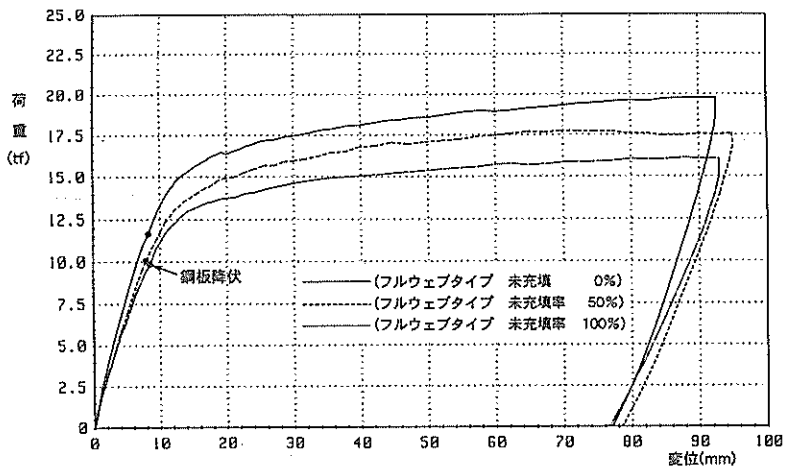


図-22 フルウェブタイプの曲げ試験体でのひび割れの状況



フルウェブタイプ試験体 荷重-中央変位量 曲線

図-23 フルウェブタイプの曲げ試験体での荷重変位関係

(3) 未充填の影響

未充填率と各試験体の最大荷重との関係を図-24に示す。未充填率と最大荷重の関係はほぼ直線的な傾向にあり、未充填率の増加に伴って最大荷重は減少した。フルウェブタイプでは未充填率が100%の場合未充填率が0%と比較して最大荷重は80%ほどに低下した。ダイヤフラムタイプでも未充填率が大きくなると最大荷重は同じように減少した。未充填率が100%であってもフルウェブタイプとダイヤフラムタイプとも最大荷重の低下はせいぜい20%程度と考えられる。また破壊形態も各試験体とも下側鋼板の降伏、上側鋼板の座屈、コンクリートの圧壊と典型的な曲げ破壊であった。すなわち未充填率が大きくなっても試験体の破壊形態は完全充填の場合と基本的に変わらなかった。

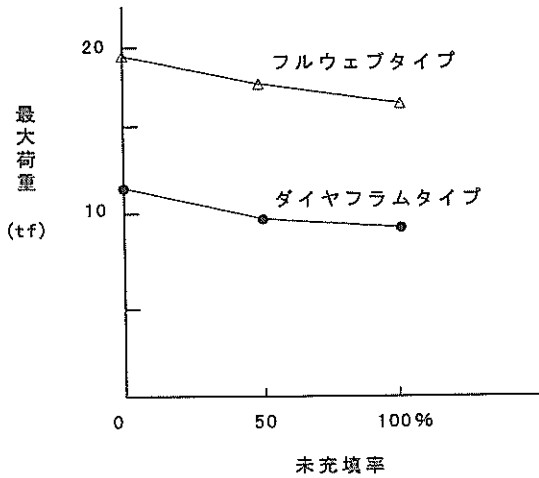


図-24 曲げ試験体での最大荷重と充填率との関係

5.1.2 ひずみの状況

図-25に未充填率0%のダイヤフラムタイプの試験体の純曲げスパン内の下側鋼板の引張ひずみと載荷荷重との関係を示す。載荷荷重が8tf付近から鋼材は降伏し、載荷荷重はさほど増加せずにひずみが大きな値となった。図-26に未充填率50%のダイヤフラムタイプの試験体での、純曲げスパン内の上側鋼板でのひずみと載荷荷重との関係を示す。載荷荷重の増加とともに圧縮ひずみが増加したが、載荷荷重が9.5tf付近からひずみが圧縮から引張に移行した。これは上側鋼板の座屈によるものである。終局時には約2000x10⁻⁶の引張ひずみとなった。

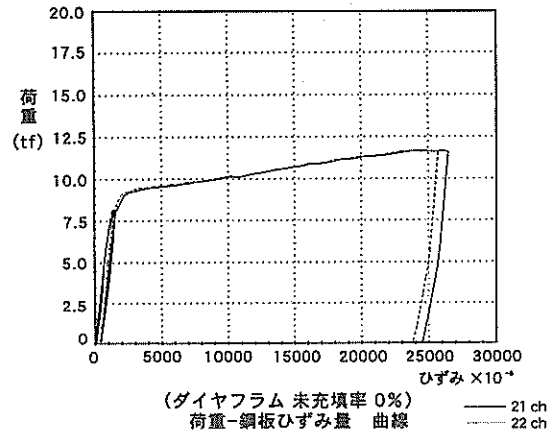


図-25 ダイヤフラムタイプの下側鋼板のひずみと載荷荷重との関係

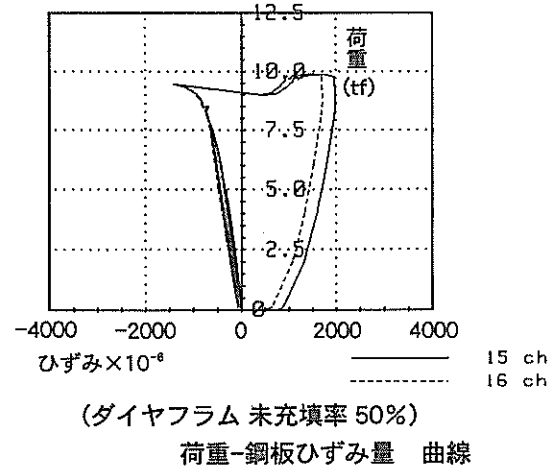


図-26 ダイヤフラムタイプの上側鋼板のひずみと載荷荷重との関係

図-27に未充填率0%のフルウェブの試験体での上側鋼板と下側鋼板での試験体軸方向のひずみ分布を示す。載荷荷重の増加とともに、上側鋼板に圧縮ひずみが下側鋼板には引張ひずみが生じた。ひずみ量としては下側鋼板のひずみ量が上側鋼板のひずみ量よりもやや大きな値となった。また純曲げスパン内ではひずみ量はほぼ一定であった。しかし載荷荷重が増加すると上側鋼板では座屈が発生しひずみ量が測定箇所相互でかなり異なってきた。これらの傾向は図-28に示すように未充填率100%のフルウェブタイプの試験体でも同様であった。

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

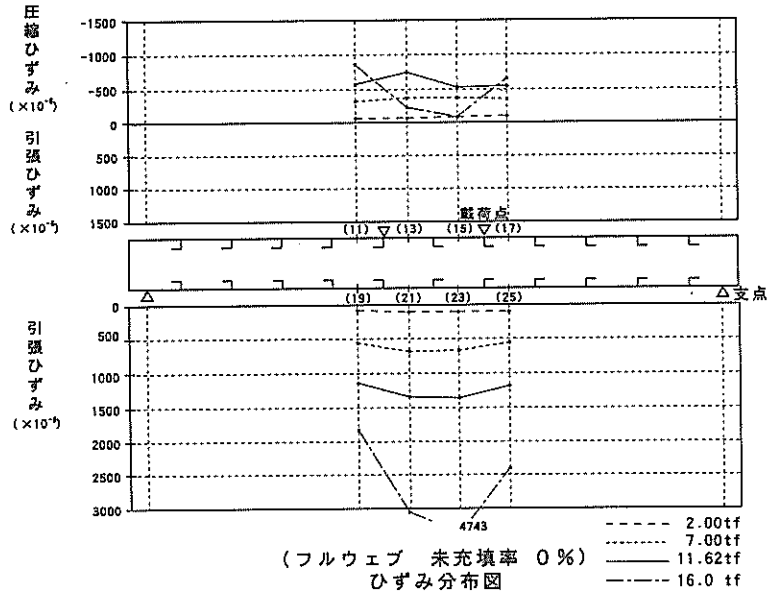


図-27 フルウェブタイプでの上側と下側鋼板のひずみ分布 (未充填率0%)

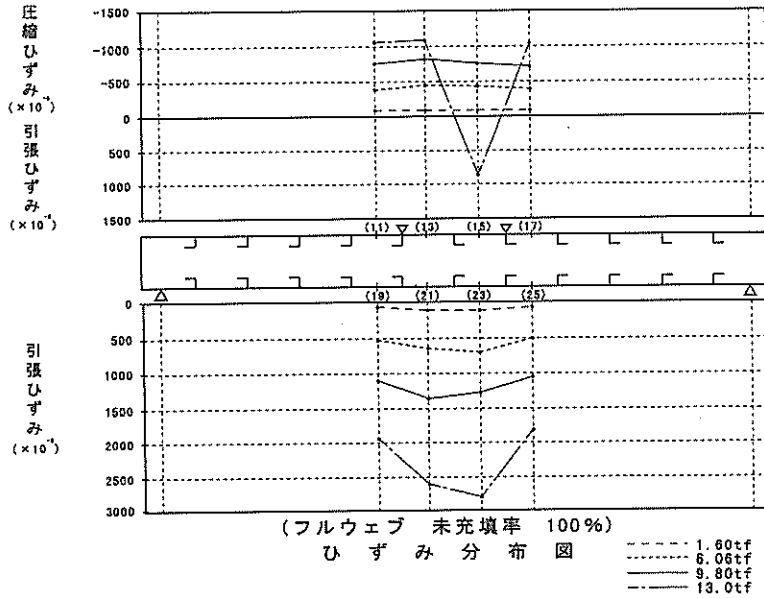


図-28 フルウェブタイプでの上側と下側鋼板のひずみ分布 (未充填率100%)

図-29に未充填率0%のフルウェブタイプの試験体の純曲げスパン内の部材断面のひずみ分布を示す。右側の図は上側鋼板、下側鋼板およびコンクリートのひずみ分布である。ひび割れが発生した載荷荷重2tfでは、部材断面内でひずみはほぼ直線的に分布し中立軸も部材断面中央であった。しかし載荷荷重がさらに増加すると鋼板とコンクリートとのひずみの直線性はなくなった。すなわち鋼板とコンクリートとのひずみは連続していないことになった。左側の図はウェブ鋼板のひずみ分布を示す

が、載荷荷重が7tfのときひずみは直線的に分布しかつ中立軸も部材断面中央であった。載荷荷重が16tfの場合にはウェブの下側部分が降伏し上側鋼板が座屈していた。図-30に未充填率100%のフルウェブタイプの試験体での部材断面内のひずみ分布を示す。未充填率0%の試験体と同様にコンクリートと鋼板のひずみは、載荷荷重が大きくなると連続してなかった。一方ウェブ鋼板のひずみは、載荷荷重13tfまでほぼ直線的に部材内で分布していた。

断面内ひずみ分布 フルウェブタイプ

未充填率 0%

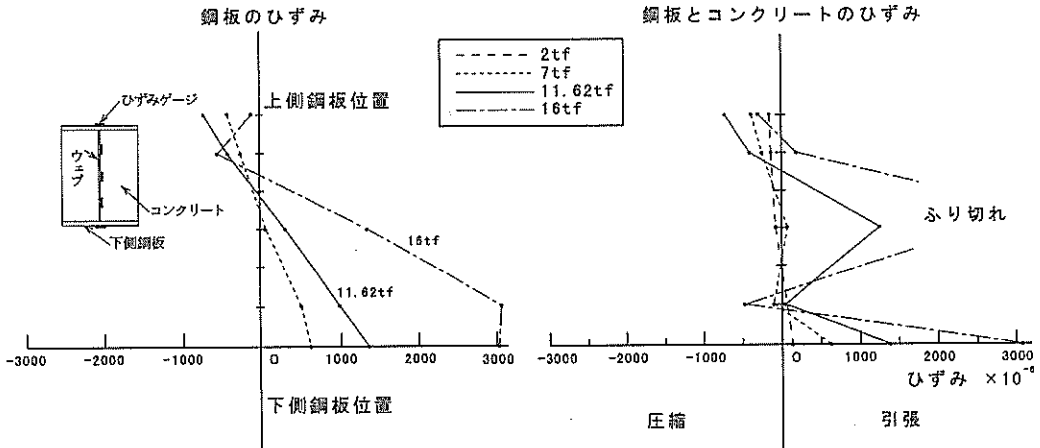


図-29 フルウェブタイプでのひずみ分布 (未充填率0%)

断面内ひずみ分布図 フルウェブタイプ

未充填率 100%

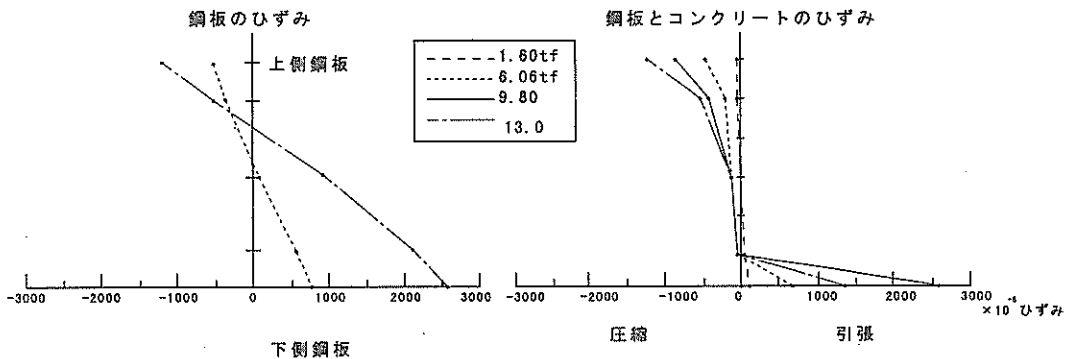


図-30 フルウェブタイプでのひずみ分布 (未充填率100%)

図-31に未充填率0%のダイヤフラムタイプの試験体での上側鋼板と下側鋼板での試験体軸方向のひずみ分布を示す。フルウエブタイプの試験体と同様に載荷荷重の増加とともに上側鋼板には圧縮ひずみが下側鋼板には引張ひずみが生じた。ひずみ量としては下側鋼板のひずみ量が上側鋼板のひずみ量よりもやや大きな値となった。純曲げスパン内では、鋼材のひずみ量はほぼ一定であった。しかし載荷荷重が増加すると上側鋼板では座屈が発生し、ひずみ量が測定箇所相互でかなり異なり圧縮ひずみから引張ひずみに移行した測定箇所もあった。ひずみの傾向は図-32に示すように未充填率100%のフルウエブタイプの試験体でも同様であった。しかし上側鋼板では載荷荷重8.32tfまで純曲げスパン内で座屈が生じていなかったため、ひずみ分布はほぼ純スパン内で一定となった。図-33に試験体の断面内でのひずみ分布を示す。ダイヤフラムタイプでも載荷荷重が大きくなるとコンクリートと鋼板とのひずみは連続していなかった。とくにコンクリート部分には載荷荷重が増加しても大きなひずみが発生しなかった。これは載荷荷重が小さいうちから鋼板とコンクリートにずれが生じたためと考えられる。

5.1.3 ひび割れ幅

図-34にフルウエブタイプの試験体の純曲げスパンでのひび割れ幅と鋼材のひずみの関係を示す。ひび割れ幅は、下側鋼板の山形鋼から発生したひび割れでの計測結果で鋼板のひずみは山形鋼の近傍のひずみゲージで取得されたものである。図中で示すようにひび割れ発生後鋼板のひずみとひび割れ幅はほぼ直線的な関係にあり未充填率が異なってもほぼ同じ関係であった。図-35にはダイヤフラムタイプの試験体でのひび割れ幅と鋼板のひずみとの関係を示す。この試験体の場合でもフルウエブタイプの試験体とほぼ同様な関係であった。また式(16)で示される鋼板のひずみとひび割れ幅の関係は、今回の試験結果とほぼ同じであった。

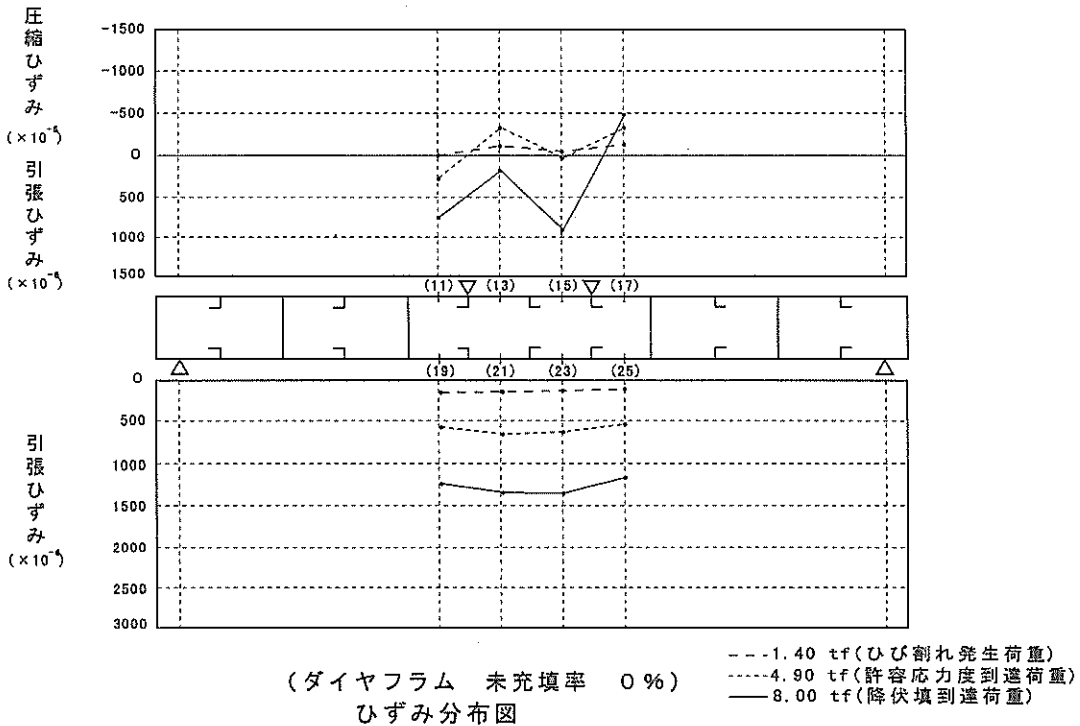


図-31 ダイヤフラムタイプでの鋼板のひずみ分布 (未充填率0%)

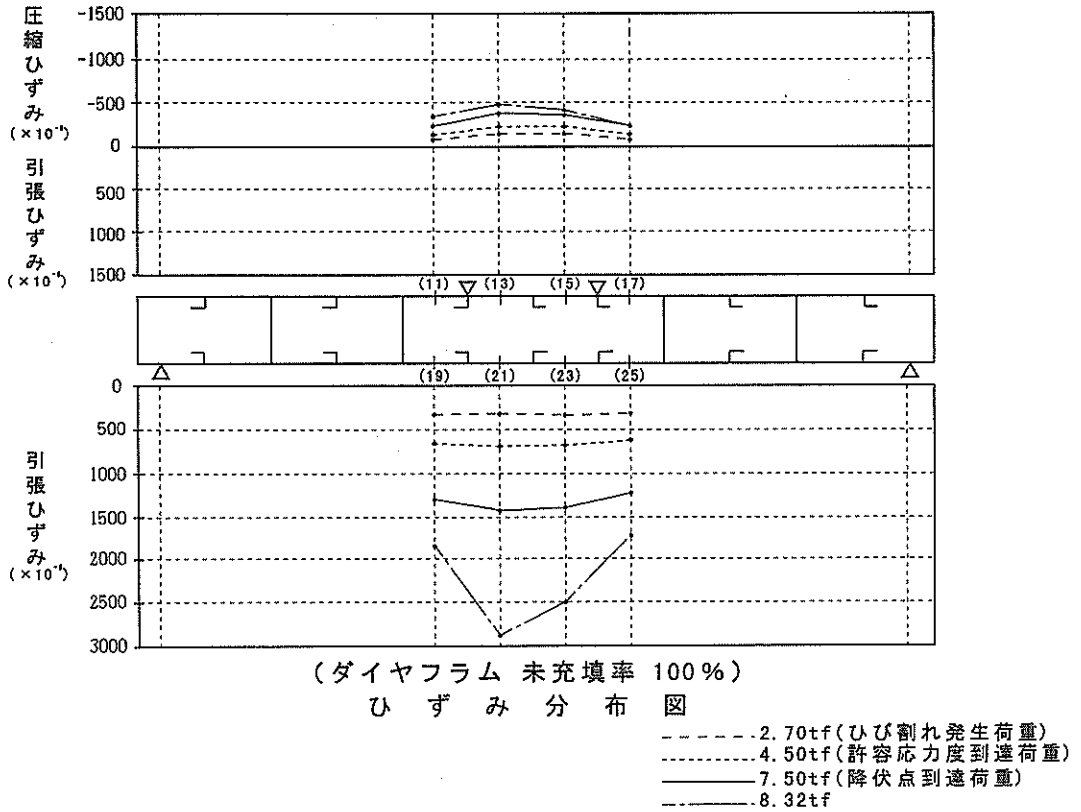


図-32 ダイヤフラムタイプでの鋼板のひずみ分布 (未充填率100%)

断面内のひずみ分布
ダイヤフラムタイプ

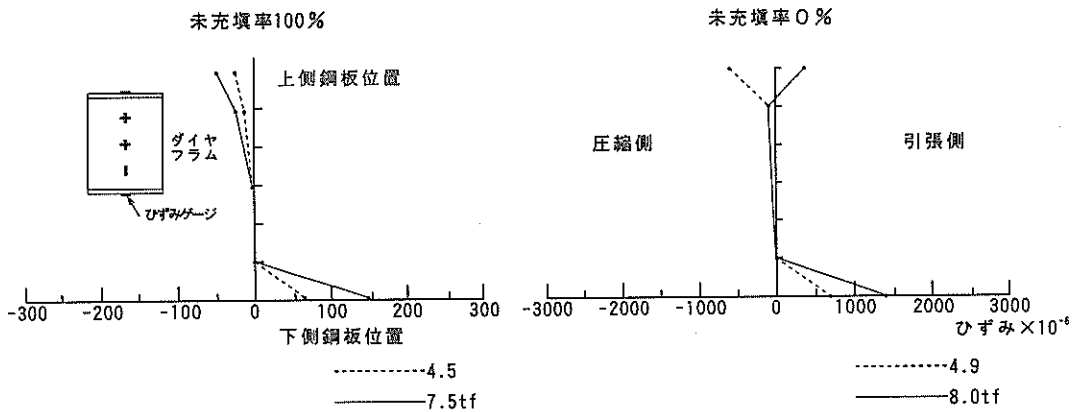


図-33 ダイヤフラムタイプでの断面内のひずみ分布 (未充填率0%)

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性
フルウェブタイプのひずみひびわれ幅関係

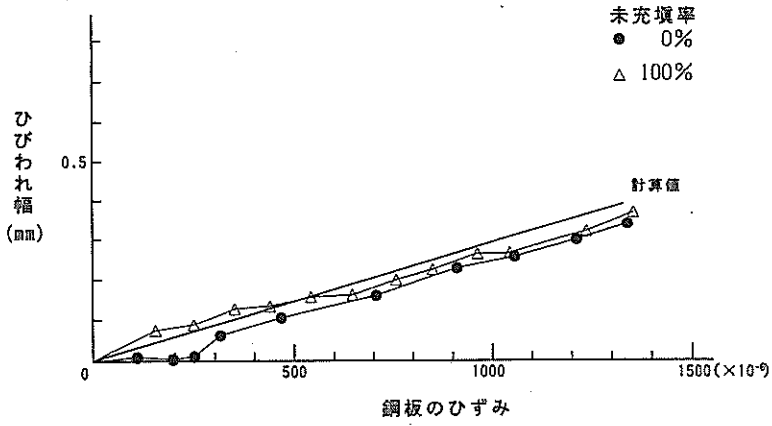


図-34 フルウェブタイプでのひび割れ幅と下側鋼板のひずみとの関係

ダイヤフラムタイプのひずみひびわれ幅関係

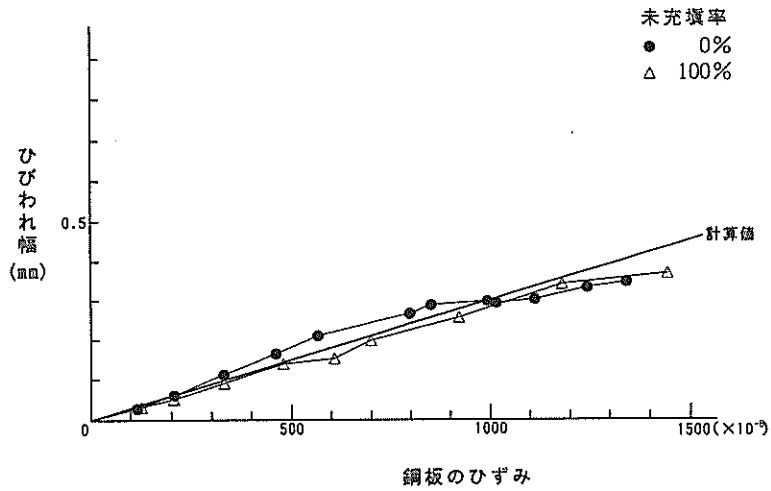


図-35 ダイヤフラムタイプでのひび割れ幅と下側鋼板のひずみとの関係

5.2 せん断載荷試験の結果

5.2.1 破壊状況と荷重変位関係

試験結果を表-13に示す。ひび割れの発生状況や鋼材の座屈状況を図-36に示す。

表-13 せん断載荷試験の結果一覧

	未充填率 %	ひび割れ 発生荷重	鋼材降伏荷重		最大荷重
			ウェブ	下側鋼板	
ダイヤフラム	10	1.0	—	—	22.1
	50	2.0	—	—	18.5
	100	3.5	—	—	16.5
	50L	1.6	—	—	14.0
フルウエブタイプ	0	12.5	59.9	89.2	92.0
	10	10.9	55.0	85.9	89.3
	50	11.1	54.1	—	78.1
	100	13.5	54.9	—	71.9
	50L	6.5	52.0	—	69.5

(単位：t f)

(1) フルウエブタイプの試験体

フルウエブタイプのいずれの試験体で、載荷荷重の増加に伴う試験体の破壊に至る挙動はほぼ同一であった。まず未充填率0%の試験体での破壊に至る過程を説明する。載荷荷重12tfで支間中央部に曲げひび割れが生じ、下側鋼板とコンクリートが剥離した。次ぎに載荷点付近の上側鋼板がコンクリートより剥離した。載荷荷重20tf付近でせん断スパンの中央付近の引張側の山形鋼から斜め方向に載荷点に向かってせん断ひび割れが発生した。載荷荷重の増加に伴いせん断ひび割れがさらに進行した。また下側鋼板に取り付けられた形鋼のフランジ端部よりひび割れが生じ、形鋼が鋼板とコンクリートとのずれに抵抗している状況が見られた。載荷荷重が80tfに達すると上側鋼板が座屈した。90tfに達するとせん断ひび割れは載荷点直下の形鋼に達し、コンクリートの圧壊となった。せん断ひび割れの方向は試験体軸方向に対してほぼ45度であった。未充填率が大きくなっても破壊に至る過程は、未充填率が0%のときとほぼ同じであった。

未充填率が10%と50%の試験体では、支点に近い形鋼から載荷点方向へもせん断ひび割れが生じた。このときの試験体軸方向のひび割れの角度は40度とやや充填率0%のときより小さくなった。また上側鋼板の座屈モードとして梁の下方へも膨らみが生じた。これは未充填部分の存在によるものである。また支点から載荷点方向へのひび割れは進展しなかった。試験体の下側に未充填が存在する試験体でも破壊の形状は他の試験体と同様であ

たが、終局に至る載荷荷重は63.46tfと他の試験体より小さな値となった。ウエブタイプの試験体での荷重変位曲線を図-37に示す。未充填率が大きいほどせん断耐力は低下した。荷重と変位の関係で、変位が3mm位から勾配が寝てきており10mm-13mmで終局に至った。じん性は従って3-4であった。

(2) ダイヤフラムタイプの試験体

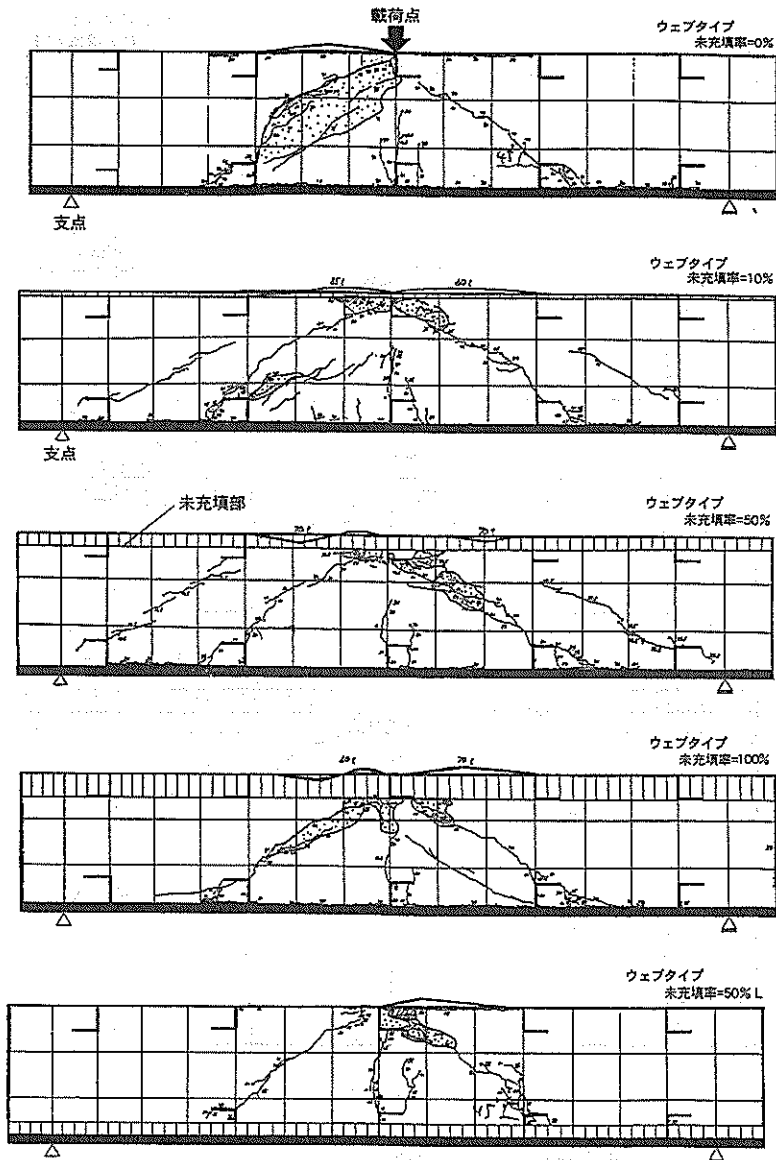
ダイヤフラムタイプで未充填率0%の試験体では、載荷途中で試験体に偏心が生じ予期していた載荷荷重に至らずにせん断破壊してしまった。そこで本報告ではこの試験体に関して試験結果の整理を行わなかった。未充填率10%の試験体では、載荷荷重が1tfのとき載荷点直下のせん断補強鋼板とコンクリート間にずれが生じ、約10tfからせん断スパン中央の形鋼から載荷点方向にせん断ひび割れが生じた。また下側鋼板とコンクリートにもずれが生じた。また形鋼のフランジ部からもひび割れが生じた。載荷荷重が増加するにつれせん断ひび割れが進行し載荷荷重が15tf位からコンクリートの圧壊が載荷点直下に生じ終局に至った。せん断ひび割れの方向は、試験体軸方向に対して約45度であった。支点から載荷点方向へのせん断ひび割れは生じなかった。また終局時には上側の鋼板が座屈した。

他の試験体も未充填率10%の試験体と同様な破壊過程であった。図-38にダイヤフラムタイプの試験体での荷重変位曲線を示す。載荷荷重が増加するにつれ変位も直線的に増加し、せん断破壊が生じた瞬間に載荷荷重が急激に減少した。また未充填率が大きくなるに従って終局時の載荷荷重が低下した。またじん性は鋼材の降伏が確認されず計算できなかった。すなわちコンクリートの圧壊のみで試験体の終局状態が決まった。試験体の下側に未充填が存在する試験体でも破壊の形状は他の試験体と同様であったが終局に至る載荷荷重は14.04tfと他の試験体より小さな値となった。

(3) 未充填の影響

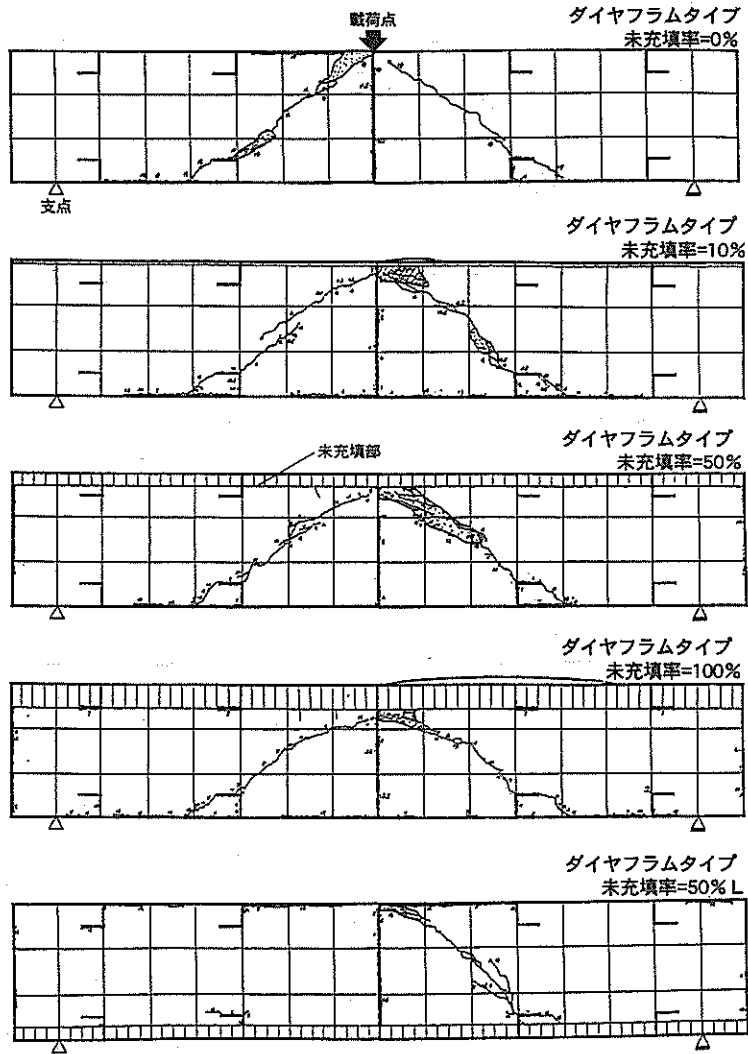
未充填率と各試験体の最大荷重との関係を図-39に示す。未充填の大きさ(未充填率)と最大荷重の関係はほぼ直線的な傾向にあり、未充填率の増加に伴って最大荷重は減少した。フルウエブタイプでは未充填率が100%の場合、0%の試験体と比較して最大荷重は80%ほどに低下した。ダイヤフラムタイプでも未充填率が大きくなると最大荷重は減少した。未充填率が0%の載荷試験結果がないので、10%と100%とを比較すると75%ほどに最大荷重が低下した。

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性



ひび割れ図 (フルウェブタイプ)

図-36(a) せん断試験体でのひび割れ発生状況



ひび割れ図 (ダイヤフラムタイプ)

図-36(b) セン断試験体でのひび割れ発生状況

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

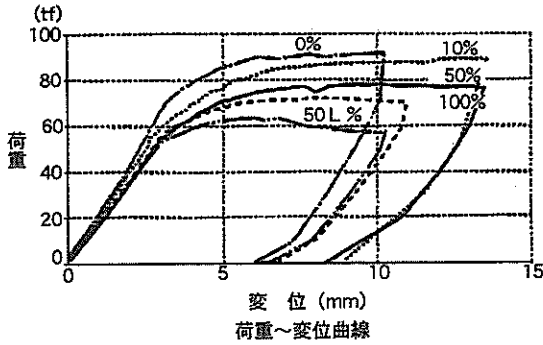


図-37 フルウェブタイプのせん断試験での荷重変位関係

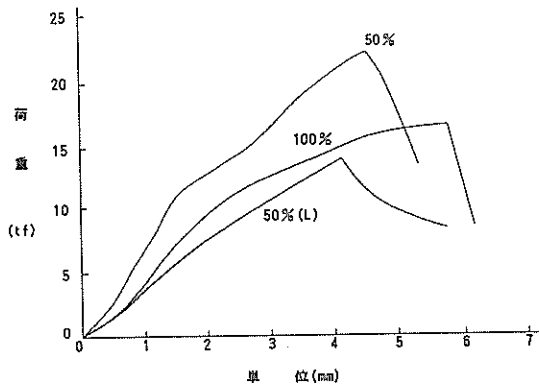


図-38 ダイヤフラムタイプのせん断試験での荷重変位関係

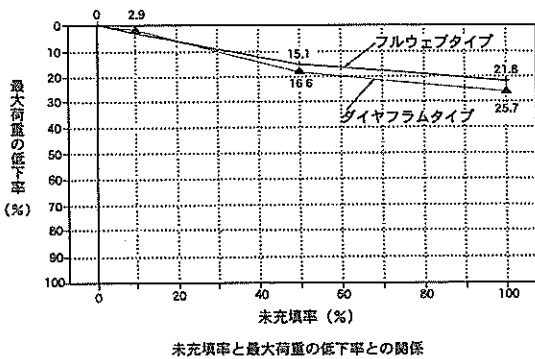


図-39 最大荷重(せん断耐荷力)に対する未充填率の影響

5.2.2 ひずみの状況

フルウェブタイプのいずれの試験体で、載荷点直下のせん断補強鋼板の中央付近の鋼材が引張ひずみで降伏し、その後下側鋼板が引張ひずみ降伏した。さらに上側鋼板が、圧縮ひずみで降伏し座屈した。一方ダイヤフラムタイプの試験体では、鋼材の降伏はコンクリートの圧壊まで生じなかった。図-40にフルウェブタイプの試験体での上側鋼板と下側鋼板の試験体の軸方向のひずみ分布を示す。未充填率が0%のとき載荷荷重が30tfおよび60tfのとき試験体の中央部でひずみ量が大きく両端部で小さかった。上側鋼板には圧縮ひずみが下側鋼板には引張ひずみが生じていた。またそれぞれのひずみの絶対値はほぼ等しかった。終局時の90tfでは上側鋼板が座屈し上側鋼板のひずみ分布は左右(図中のM1とM2)でかなり異なった。未充填率が50%のときのひずみ分布も未充填率が0%のときとはほぼ同様であった。上側鋼板の座屈後M2位置でのひずみ量が低減した。

図-41に未充填率0%でのウェブ鋼板とコンクリート表面の主ひずみの分布を示す。ウェブ鋼板では試験体軸に対して49-62度の方向に引張ひずみが、直交方向に圧縮ひずみが生じた。コンクリート表面では約40度の方向に引張ひずみが、直交方向に圧縮ひずみが生じた。コンクリートの引張ひずみの方向は、ひび割れ方向にほぼ直交していた。図-42に未充填率が100%でのウェブ鋼板とコンクリート表面の主ひずみの分布を示す。主ひずみの方向やひずみ量の傾向は未充填率が0%のときとはほぼ同じであった。図-43に未充填率が50%で下側鋼板側に未充填部が存在するときの、ウェブ鋼板とコンクリート表面の主ひずみの分布を示す。ウェブ鋼板では、主ひずみの方向が未充填率0%のときよりも角度が大きくなっていた。ただしひずみ量の傾向は同じであった。

いずれにせよウェブ鋼板とコンクリート表面のひずみの傾向は各試験体で大きく変わらなかった。ひずみの分布より下側鋼板の形鋼より載荷点に向かって圧縮領域が形成され、コンクリートとウェブ鋼板にはこの圧縮領域と直交する方向に引張領域が存在した。下側の鋼板には引張ひずみが、上側鋼板には圧縮ひずみが生じていた。このことからコンクリートを圧縮斜材、ウェブ鋼板を引張斜材、下側鋼板を引張材、上側鋼板を圧縮材とするトラス機構が形成されていたことになる。また圧縮斜材の試験体軸方向の角度は40-50度の範囲であった。載荷試験での主ひずみの角度は、式(7)では30度と設定しているがこの値よりも大きかった。式(7)では支点から載荷点方向への圧縮斜材が形成されていると仮定しているが、今回の試験体ではせん断スパン内の下側鋼板の形鋼からひび割れが生じたからだと推定される。

清宮 理・木村秀雄・小島朗史
鋼板のひずみ

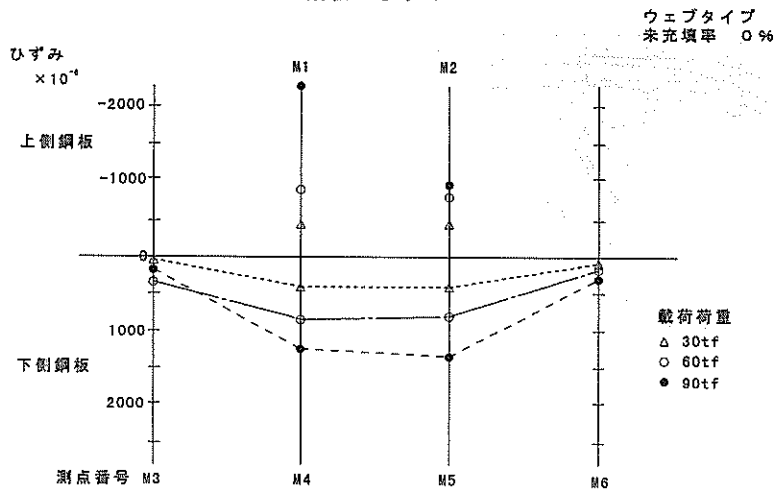


図-40 フルウェブタイプでのせん断による上側と下側鋼板のひずみ分布(未充填率0%)

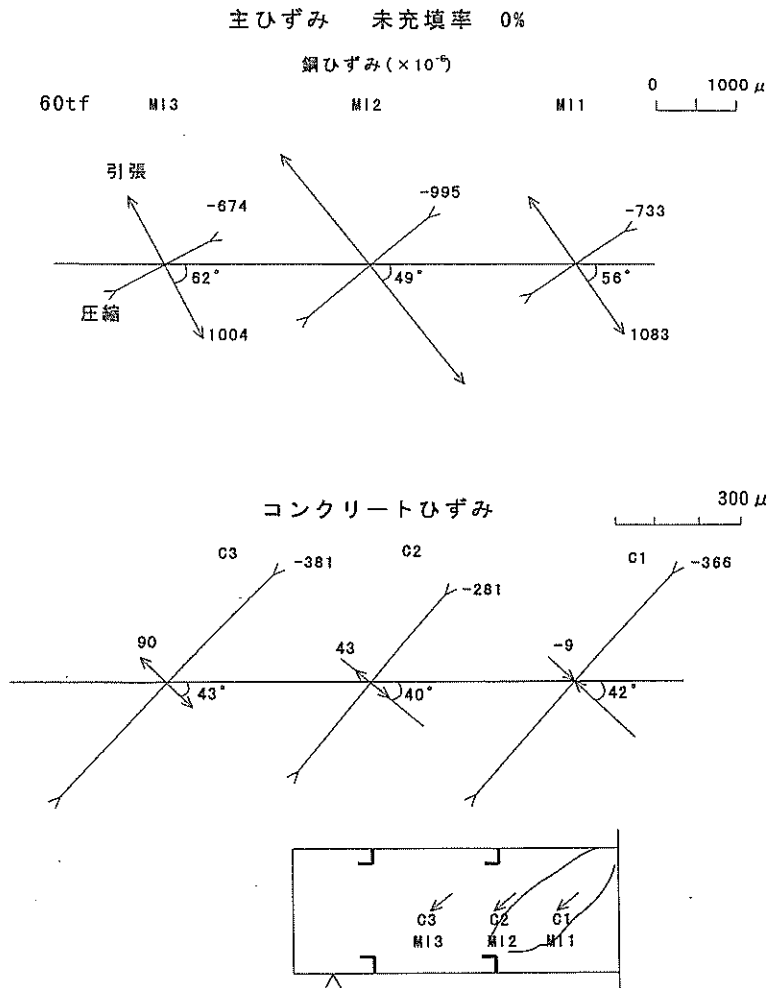


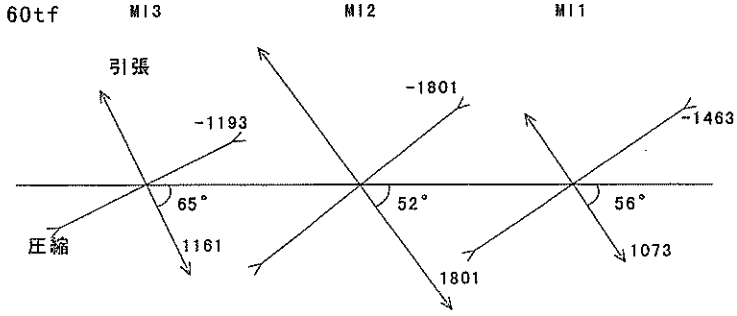
図-41 フルウェブタイプでのせん断によるウェブ鋼板とコンクリートのひずみ分布(未充填率0%)

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性

主ひずみ 未充填率 100%

鋼ひずみ ($\times 10^{-6}$)

0 1000 μ



コンクリートひずみ

0 300 μ

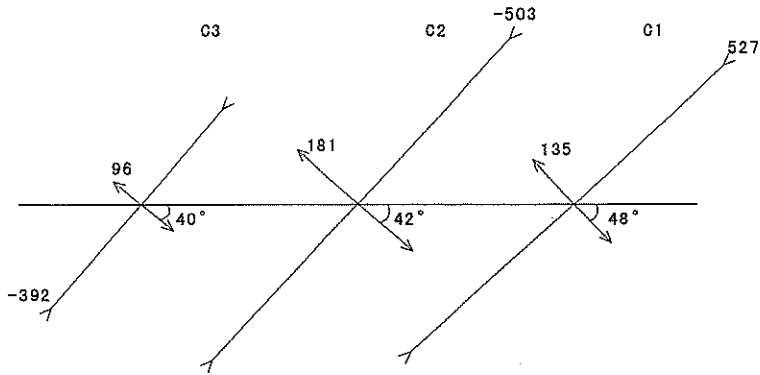


図-42 フルウェブタイプで未充填率100%の試験体での主ひずみの分布

主ひずみ 未充填率 50%
(下側に空隙)

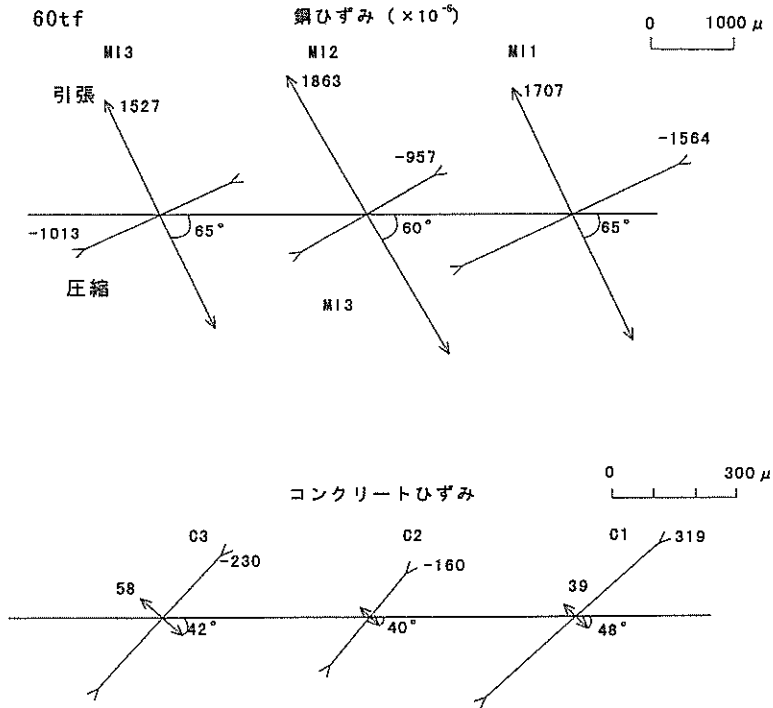


図-43 フルウェブタイプで下側に未充填率50%の試験体での主ひずみの分布

図-44にダイヤフラムタイプの試験体のコンクリート表面の主ひずみを示す。未充填率10%の試験体では試験体軸方向に約45度の方向に圧縮斜材が形成されていた。未充填率が100%の試験体では、C1位置でひび割れが丁度ひずみゲージ位置に発生したのでひずみ量が大きくなり図示できなかった。C2位置ではほぼ鉛直方向に圧縮弦材が形成されていた。未充填率が50%の試験体では、主ひずみの試験体軸に対する方向が62-72度と大きかった。図-36(b)に示すように、この試験体では載荷点の右側の形鋼から載荷点に向かってひび割れが生じてせん断破壊に至った。ここではコンクリートで圧縮斜材と圧縮鉛直材、下側鋼板が引張下弦材とするトラス機構が形成されていた。試験体の左側ではせん断ひび割れが生じておらず他の試験体のようなトラス機構が形成されなかった。

5.2.3 ひび割れ幅

図-45に未充填率10%のダイヤフラムタイプの試験体

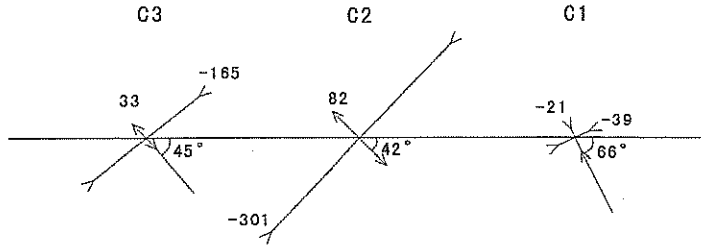
での、ひび割れ幅と載荷荷重との関係を示す。図-19に示したように、P 3は形鋼の近傍に試験体軸に対して45度の方向に、P 7は載荷点直下の形鋼の近傍に平行方向に取り付けたパイ型ゲージであり、図-45に示すひび割れ幅は、これらのゲージにより測定された記録である。P 3ではせん断ひび割れ発生後、ひび割れ幅は増加し鋼材が降伏した時点で0.7mmとかなり大きいひび割れ幅となり除荷後の残留ひび割れ幅も0.4mmと大きかった。P 7では曲げひび割れが生じておりひび割れ幅はせん断ひび割れ幅よりも小さかった。

図-46に未充填率100%のウェブタイプの試験体でのひび割れ幅と載荷荷重との関係を示す。P 5では、せん断ひび割れが生じており、鋼材降伏時点で0.2mm程度のひび割れ幅となった。P 7では曲げひび割れが生じていたがひび割れ幅としては大きくなかった。

未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げおよびせん断特性
 ダイヤフラムタイプのコンクリート表面の主ひずみ

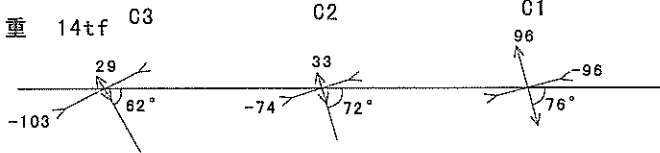
未充填率 10%

載荷荷重 20tf



未充填率 50%

載荷荷重 14tf



未充填率 100%

載荷荷重 15tf

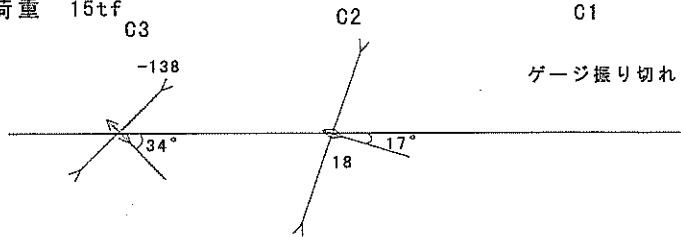
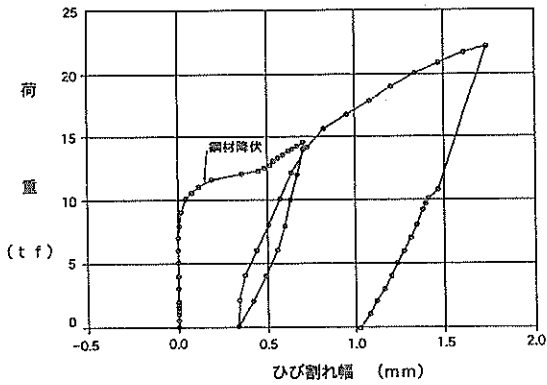


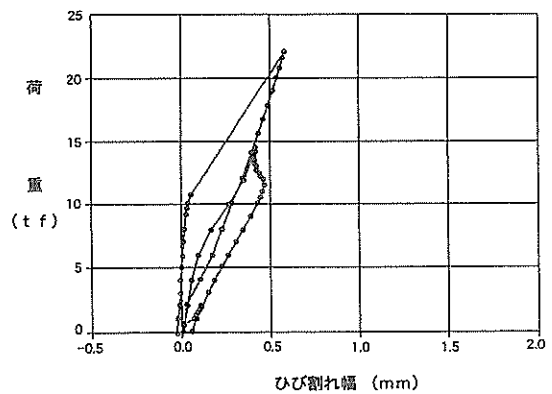
図-44 ダイヤフラムタイプのコンクリート表面の主ひずみの関係

ダイヤフラムタイプ 未充填率 10% (π 型ゲージ: P3)



荷重-ひび割れ幅 曲線

ダイヤフラムタイプ 未充填率 10% (π 型ゲージ: P7)



荷重-ひび割れ幅 曲線

図-45(a) ダイヤフラムタイプでのひび割れ幅と載荷荷重との関係

図-45(b) ダイヤフラムタイプでのひび割れ幅と載荷荷重との関係

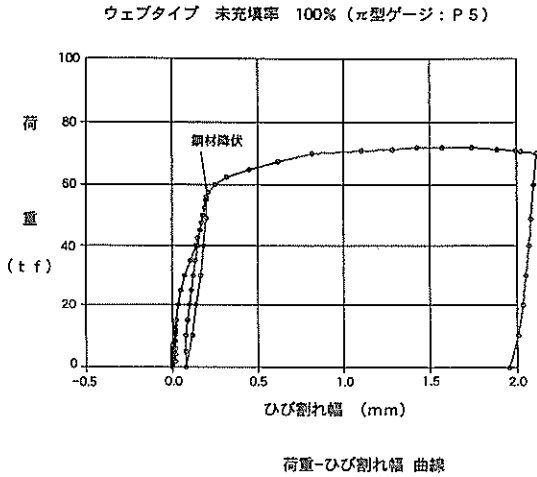


図-46(a) ウェブタイプでのひび割れ幅と載荷荷重との関係

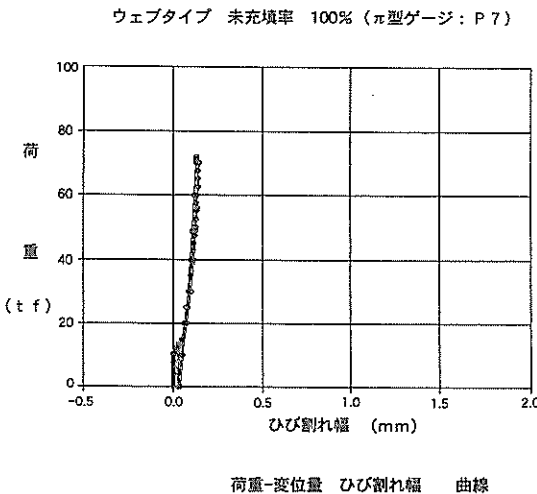


図-46(b) ウェブタイプでのひび割れ幅と載荷荷重との関係

6. 計算値と試験値との比較

6.1 曲げ特性に関する比較

曲げ特性に関しては、ひび割れ発生荷重、鋼材降伏荷重および最大荷重で試験値と計算値との比較を行う。計算に用いた材料の強度値は、材料試験値から求めた値をそのまま使用する。また部材係数等の安全係数は考慮していない。表-14に鉄筋コンクリート方式による計算値と試験値との比較を示す。ひび割れ発生荷重の試験値は

1.2-2.8tfと小さな載荷荷重であった。ひび割れ発生荷重の計算値は、未充填率が大きくなると低減するが試験値では特にこのような傾向は見られなかった。また山形鋼の存在による断面欠損や応力集中などによりひび割れ発生荷重が小さくなると予測される。しかし試験値は、このような要因によるひび割れ発生荷重の顕著な低減は見られなかった。試験値と計算値での比較では、試験値の方が計算値より大きな場合もあった。

下側鋼板が降伏応力度に達したときの降伏荷重に関しては、両者がほぼ一致した。両者の差は10%未満であったが、計算値の方が試験値より大きい場合が多かった。また試験値と計算値とも未充填率が大きくなるに連れて鋼材降伏荷重は低減した。鋼材降伏荷重に関しては、今回の計算法でかなり精度良く計算できることが判った。

表-14 曲げ試験体での試験値と計算値との比較

	未充填率 %	フルウェブタイプ			ダイヤフラムタイプ		
		0	50	100	0	50	100
ひび割れ発生荷重	計算値	1.83	1.51	1.24	1.83	1.58	1.24
	試験値	2.0	1.2	1.6	1.4	2.8	2.7
鋼材降伏荷重	計算値	0.92	1.26	0.78	1.31	0.54	0.46
	試験値	11.00	10.57	10.29	8.70	8.24	7.64
最大荷重	計算値	11.6	10.1	9.8	8.0	7.7	7.5
	試験値	0.95	1.04	1.05	1.09	1.07	1.10
最大荷重	計算値	14.2	13.4	12.5	10.30	9.90	9.31
	試験値	19.8	17.7	16.1	11.6	9.9	9.5
最大荷重	計算値	0.72	0.75	0.78	0.89	1.00	0.98
	試験値	累加方式による計算					
		フルウェブタイプ			ダイヤフラムタイプ		
未充填率 %		0	50	100	0	50	100
降伏荷重		13.0	12.8	12.5	11.0	10.7	10.4
終局荷重		21.2	21.0	20.7	16.7	16.4	16.1

(単位: tf)

ただし載荷試験では鋼材とコンクリートとでひずみが断面内で連続しておらず必ずしも鉄筋コンクリート方式による計算法の仮定が正しいとは言えない。鋼材とコンクリートのずれは、山形鋼の箇所では止められている。このためずれ止めの存在しない一般部ではひずみが不連続としても、試験体全体では鋼板とコンクリートとの連続性(重ね梁のように鋼板とコンクリートとが全体的に滑らない)が保たれていると言える。このため今回の計算仮定でも鋼材降伏荷重が精度良く計算できたと考えられる。最大荷重に関してはフルウェブタイプでは試験値が計算

値を20~30%上回っていたが、ダイヤフラムタイプでは試験値と計算値はほぼ一致していた。フルウェブタイプで試験値の方が計算値より大きくなった理由は明白ではないが、純曲げスパン内のコンクリートの圧壊後もウェブと上下の鋼板で耐荷力を保持し、コンクリートのせん断破壊に到達する荷重まで試験体が耐えたことが考えられる。

ところでコンクリートと鋼板のひずみが完全に不連続だとすると、曲げに関する鋼材降伏荷重と最大荷重を累加方式で計算できる可能性がある。累加方式は、鋼板とコンクリートの耐荷力を別個に計算して単純に合計する計算方法である。表-14に累加方式での計算値も合わせて示しているが、いずれの試験体も累加方式の方が鉄筋コンクリート方式（RC方式）より大きな値が計算され試験値と一致を見なかった。したがって今回の試験体に関して累加方式は、鉄筋コンクリート方式より危険側の曲げ耐荷力を与えることになった。

図-47に未充填率と最大荷重との関係を示す。計算値と試験値とも、未充填率が大きくなると最大荷重が低下する傾向が見られた。今回の計算法で、載荷試験で得られた未充填の影響をある程度説明できることが分かった。

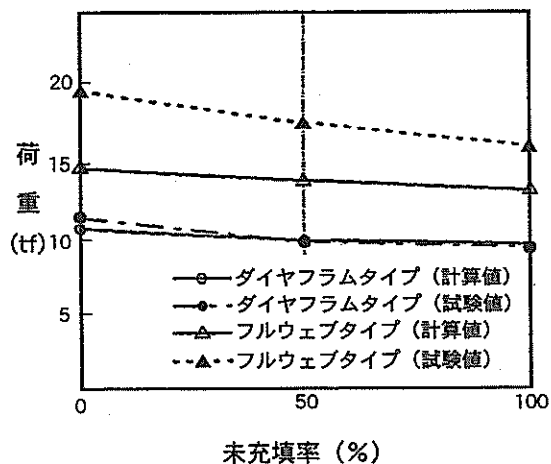


図-47 曲げ載荷試験結果と計算値との比較

6.2 せん断特性に関する比較

せん断特性に関してはコンクリートの圧縮破壊とせん断補強鋼板の降伏について試験値と計算値との比較を行った。この際材料強度値は材料試験値を使用し、部材係数などの安全係数を1.0とした。計算結果と試験結果の比較を表-15に示す。

フルウェブタイプの試験体では、トラス機構での斜材

に当たる部分のコンクリートの圧壊により終局に至った。この場合計算値は試験値の10%程度下回ったが、ほど良く両者は一致したと言える。また未充填率が大きくなるにつれ計算値と試験値とも最大荷重が同じように低減した。せん断補強鋼板の降伏荷重については、計算値が試験値より25~40%程上回った。

ダイヤフラムタイプの試験体ではやはりコンクリートの圧壊で終局に至ったが、計算値の方が試験値より最大で約20%程度大きくなった。

載荷試験で得られたウェブ鋼材とコンクリートの主ひずみの方向、ひび割れ発生位置と方向は、前述のように計算で仮定しているものと異なった場合があった。すなわち鋼材の主ひずみ方向が計算では30度であったが、載荷試験ではほぼ45度となっていた。またひび割れも支点からでなくせん断スパン内の形鋼より進展した。これらの載荷試験結果を基に再計算を行った結果を同じく表-15に示す。ウェブ鋼板の降伏荷重に関して、載荷試験での主ひずみの角度を用いることにより試験値と計算値とが良く一致した。しかしながら今回の最大せん断耐力は、圧縮斜材の角度によらずにコンクリートの圧壊で決まっており最大荷重に関して直接的には計算結果に反映されなかった。

表-15 せん断試験体での試験値と計算値との比較

		指 計 (案)							
		フルウェブタイプ				ダイヤフラムタイプ			
未 充 填 率 %		0	10	50	100	0	50	100	
コン ク リ ー ト の 圧 縮 破 壊	計算値	90.20	82.7	76.0	64.71	23.23	22.06	20.52	
	試験値	92.0	89.3	78.1	71.9	22.1	18.5	16.5	
	計算値								
	試験値	0.98	0.93	0.97	0.90	1.05	1.19	1.24	
せん 断 補 強 の 鋼 板 降 伏	計算値	91.86	84.26	77.95	70.05	108.9	101.2	92.2	
	試験値	64.90	60.0	56.6	55.9	—	—	—	
	計算値								
	試験値	1.42	1.40	1.38	1.25	—	—	—	
試験結果を基に再計算									
		フルウェブタイプ				ダイヤフラムタイプ			
未 充 填 率 %		0	10	50	100	0	50	100	
コン ク リ ー ト の 圧 縮 破 壊	計算値	90.2	82.74	76.00	64.71	23.23	22.06	20.52	
	試験値	92.0	89.0	78.1	71.9	22.1	18.5	16.5	
	計算値								
	試験値	0.98	0.93	0.97	0.90	1.05	1.19	1.24	
せん 断 補 強 の 鋼 板 降 伏	計算値	63.4	62.3	58.1	52.8	108.9	101.2	92.2	
	試験値	64.9	60.0	56.6	55.9	—	—	—	
	計算値								
	試験値	0.98	1.03	1.02	0.94	—	—	—	

(単位: tf)

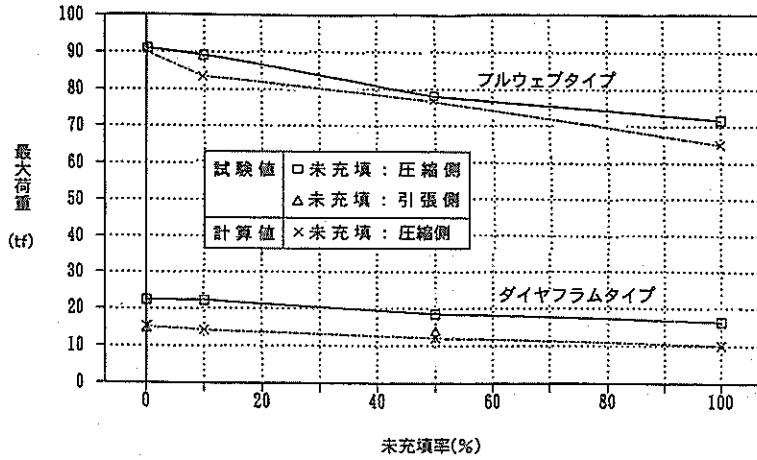


図-48 セン断載荷試験結果と計算値との比較

未充填率と最大荷重の関係を図-48に示す。計算値と試験値とも、未充填率が大きくなると最大荷重が低下する傾向が見られた。今回の計算方法で未充填率によるせん断耐力の低下を説明できたと言える。

7. 結 論

(曲げ載荷試験からの結果)

(1) いずれの試験体でも、純曲げスパン内で曲げひび割れが形鋼より集中的に発生した。下側鋼板の降伏、上側鋼板の座屈が生じた後、曲げスパン内の上側鋼板付近のコンクリートが圧壊して終局に至った。鋼板とコンクリートとは載荷荷重が小さい段階からずれが生じており鋼板とコンクリート間でひずみが連続していなかった。

(2) 未充填率が大きくなると曲げ耐力は減少し100%の未充填率で20%ほど最大荷重が低下した。ダイヤフラムタイプの試験体では未充填率が大きいと、載荷荷重が小さい段階から鋼板とコンクリートとのずれが生じ、試験体の鉛直変位量も未充填率0%の試験体よりもかなり大きくなった。しかし今回設定した未充填率の範囲では、未充填率の違いによる破壊形態の相違は見られなかった。

(3) サンドイッチ部材の曲げ耐力を鉄筋コンクリートの方法に準拠して計算を行った。この際断面切断法を用いて、未充填部分のコンクリートの抵抗を無視して曲げ耐力を計算した。計算値と試験値を比較したところ、鋼材降伏荷重についてはほぼ両者が一致した。最大荷重に関しては、ダイヤフラムタイプではよい一致を見たが、

フルウェブタイプについては、計算値の方が実験値より20-30%小さくなった。しかしながら今回の計算法で、未充填を考慮して曲げ耐力の低下を計算できることが分かった。また断面切断法では部材断面内でコンクリートと鋼板のひずみが直線的に分布すると仮定するが、載荷試験結果ではひずみが連続せず計算仮定が必ずしも正しくなかった。しかしながら終局耐力については、ずれ止め位置でコンクリートと鋼板とが結合していれば、断面内のひずみの連続性を考慮しなくても推定が可能であることが判明した。一方ひずみが連続していないと仮定する累加方式では、計算値と試験値とが、良く合わず危険側の計算結果をこえた。

(せん断載荷試験からの結果)

(4) 各試験体ともせん断スパンの中央付近の形鋼より載荷点に向かってせん断ひび割れが生じた。このせん断ひび割れの試験体軸方向への角度は、30-40度であった。せん断ひび割れ沿いのコンクリートの圧縮破壊で終局に至った。

(5) ひび割れや主ひずみの状況からダイヤフラムタイプの試験体ではせん断破壊の耐荷機構は、下側鋼板を引張下弦材、上側鋼板を圧縮上弦材、コンクリートを圧縮斜材とせん断補強鋼材を引張鉛直部材とするトラス理論により説明できる。フルウェブタイプでも下側鋼板を引張下弦材、上側鋼板を圧縮上弦材、コンクリートを圧縮斜材およびせん断補強鋼材を引張斜材とするトラス理論により説明できる。ダイヤフラムタイプの試験体では、従来せん断ひび割れは、支点から載荷点に生じると仮定し

てトラス機構を考えていたが、今回の試験体ではせん断スパン内の形鋼から載荷点にひび割れが進展しトラス機構が従来考えられていたものよりやや異なった。

(6) 未充填率が大きくなるとせん断耐力は減少し100%の未充填率で30%ほど最大荷重が低下した。しかし今回設定した未充填率の範囲では、未充填率の違いによる破壊形態の相違は見られなかった。

(7) 鋼コンクリートサンドイッチ指針(案)の斜め圧縮耐荷力の算定式を用いてせん断耐荷力を計算した。この際圧縮側の未充填の影響はコンクリート上面から下側鋼板までを有効高さとした。計算値と試験値を比較したところ両者は、フルウェブタイプの試験体ではほぼ一致した。ダイヤフラムタイプでは、計算値の方が試験値より未充填率が大きくなるにつれやや大きくなった。そこで載荷試験の結果を元にトラス機構での斜材の角度を修正して再計算したところ計算値と試験値とが一致した。コンクリートの圧壊で終局せん断耐荷力が決定される場合は、従来の指針案の式を用いてせん断耐荷力を計算して良いと言えるが、せん断補強鋼板の降伏で決定される場合は、危険側となるので注意が必要である。この際圧縮斜材と梁軸方向とのなす角度は従来30度と仮定しているが、山形鋼の位置から設定することが必要で今回の試験体では45度が適切であった。

あとがき

高流動コンクリートを使用するサンドイッチ部材では、大きな未充填部の発生は、配合の間違いや粗雑な施工をしない限りほとんど無いと考えられる。気泡の閉じこめやブリージングによるわずかな未充填部は存在すると考えられるが、サンドイッチ部材の強度的な観点からの問題点は小さい。ただし未充填部の深さや範囲の特定には、技術的困難さと経費がかかり、今後の技術開発が待たれる。(1996年3月27日受付)

謝 辞

今回の載荷試験は、港湾技術研究所と新日本製鐵株式会社が共同研究として実施した。曲げ載荷試験は新日本製鐵株式会社が、せん断載荷試験は港湾技術研究所がそれぞれ実施した。載荷試験の実施やデータ整理に関してオリエンタルコンサルタントの渡辺英夫氏、港湾技術研究所構造部の田邊源吾氏(現愛知県庁)、小池美香さん、

新日本製鐵株式会社の酒井浩次氏らの協力を頂いた。サンドイッチ構造の諸問題については「神戸港港島トンネル技術検討委員会」(沿岸開発技術研究センター)で審議をされており各委員より貴重な御意見を頂いている。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 横田弘、清宮理：鋼コンクリートハイブリッド梁の力学特性に関する研究、土木学会論文集, No.451/, pp.149-158, 1992.2
- 2) 上田多門、ナレス バタラトーン アヌーア ヤーヤ ビン：サンドイッチタイプの合成構造部材の終局せん断強度、第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、pp.143-148, 1989.9
- 3) 秋山暉、他3名：鋼コンクリート合成サンドイッチ構造部材の強度特性、第8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.605-608, 1986
- 4) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)、コンクリートライブラリー 73, p100, 1992
- 5) 運輸省第三港湾建設局：神戸港港島トンネル沈埋部合成構造設計指針(案)、内部資料、1995.3
- 6) 小門武、他3名：沈埋トンネル・フルサンドイッチ構造部への充填を対象とした粉体系高流動コンクリートの諸特性について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17, No.1, pp.191-196, 1995
- 7) 久米仁司、他3名：沈埋トンネル・フルサンドイッチ構造部への充填を対象とした高流動コンクリートの施工実験について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17, No.1, pp.203-208, 1995
- 8) 土木学会：水中不分離性コンクリート設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー第67号、pp.72-73, 1991.5
- 9) 清宮理、木村秀雄、渡辺英夫：未充填部を有するサンドイッチ部材の基本的な力学性状、第3回合成構造シンポジウム、pp.61-66, 1995.11