平成２７年度
地域材利用拡大緊急対策事業（木材の新規用途の導入促進）のうち
地域の特性に応じた木質部材･工法の開発･普及等支援事業

木質系複合材料の長期構造性能の検討

事業報告書

平成２９年２月

公益財団法人　日本住宅・木材技術センター

はじめに

木材の基準強度、あるいは木材を複合化した木質材料等の基準強度は、これまで先人たちが脈々と築いてきた実験データ、主に実大レベルの実験データに基づき、慎重な判断のもと定められてきた。そして、木質材料では基準強度ばかりではなく、耐久性に係わる係数や、施工に係わる低減係数、さらには荷重継続時間に係わる係数、使用環境に係わる係数なども、直接的ではないものもあるが、実験をもとに定められているものが多い。

本委員会では、複合材料の長期的な調整係数のうち、DOL 係数について取り組んだ。一昨年度から、実大よりは多少断面の小さい試験体を対象に実験を繰り返し、さらに学術研究レベルの解析を実施した。その結果、鉄筋を挿入した部材や炭素繊維を貼った部材で、断面構成が類似なものの DOL は、木材と同等程度かそれ以下と考えてよい、と結論を得た。

一般的に DOL の評価は、実大レベルの実験による。よって、長い期間にわたる、応力レベルをいくつか変えた実験となる。装置は大規模化し、多大な労力を要する。これが、新たな複合材料の開発・使用のひとつの障害とさえなっていた。そのような中、小断面や接合試験などによる基本的なデータの積み重ねから DOL を判断できる手法を検討いただいた学識者の方々に感謝するとともに、短時間に要領よく実験をいただいた方々に感謝したい。

とはいえ、DOL の評価の原則は、未だ実大レベルの実験で導くこと、である。断面構成、樹種による違い、構成材料による違い、接着法による違いなどをすべて考慮した、実大レベルの実験が必須、と考えている。今回は対象が比較的単純な「集成材を鉄筋あるいは炭素繊維で補強した部材」であり、基本的なデータが整ったので、要素実験＋解析で結論が得られた。言い方を変えると、今後のデータ蓄積、検討次第では、エキスパートジャッジにより DOL の実験を免除できる木質複合材料もある。せっかく始めた検討、実験なので、今後継続して実施ができるよう体制の整備にも期待したい。

以上、技術的な課題を中心に述べたが、法令上、新たな複合材料を建築物に使うには、構造計算を要しない範囲のものを除き、

① 時刻歴応答解析による国土交通大臣による認定を、建物として受ける。

② 法 37 条に基づく指定建築材料に追加し、材料の基準強度を大臣認定により得て、構造計算により建物を建てる。

というルートとなる。②が一般化の観点から望ましいことはいうまでもない。早急に法 37 条の整備し、一般化が望まれるところである。

木質材料はまだまだ様々な展開、新しい部材開発が進められると思われる。本資料が今後の材料・部材開発の一助となるとともに、今後、同様のプロジェクトが継続的に実施され、木質系材料の開発が進み、さらなる発展に期待したい。

京都大学生存圏研究所　教授　五十田博

目次

第１章　事業概要 ---------- 1
1.1　目的 ---------- 1
1.2　実施内容 ---------- 1
1.3　実施体制 ---------- 1

第２章　木質系複合材料の曲げ試験 ---------- 3
2.1　短期曲げ試験 ---------- 3
2.2　長期曲げ試験 ---------- 27

第３章　木質系複合材料の接着接合部等の DOL 試験 ---------- 46
3.1　木材、木材と接着剤の界面、異形鉄筋と接着剤の界面の DOL ---------- 46
3.2　木材と炭素繊維シートの接着の DOL ---------- 64

第４章　鉄筋集成材梁のクリープ性能に関する長期載荷試験 ---------- 71
4.1　はじめに ---------- 71
4.2　鉄筋量を変化させた鉄筋集成材梁の短期載荷試験とモーメント－曲率関係の評価方法 ---------- 71
4.3　鉄筋量を変化させた鉄筋集成材梁の長期載荷試験とクリープ係数の評価式 ------ 94
4.4　鉄筋集成材の荷重継続時間に関わる係数の推定式と推定精度 ---------- 105

第５章　長期性能の考え方の例 ---------- 111
5.1　クリープ変形を用いた DOL 係数の算定 ---------- 111
5.2　欧米における荷重継続時間の影響係数に関する取り扱い ---------- 133

第６章　まとめと今後の課題 ---------- 154

参考資料

1.　「平成２７年度　ＣＬＴ等新たな製品・技術の開発・普及事業（住宅等における新たな製品・技術開発）木質系複合材料の長期構造性能の検討」の 4.3 長期構造性能に関する続報 ---------- 157
2.　木質系複合材料の長期構造性能検討委員会　議事要旨 ---------- 189

第１章　事業概要

1.1　目的

木質材料の長所を活かし短所を補うため、木質材料に異素材を複合化した材料の開発が進められている。このような木質系複合材料を普及させるためには建築基準法上の基準強度を得ることが望ましく、そのためには木質材料と異素材を組み合わせた材料について技術的な資料を整える必要がある。中でも荷重継続時間調整係数を求める試験は多大な費用と時間を要することから、木質系複合材料の開発を行う企業等にとって実施することが極めて困難な試験である。

本事業では、昨年度に引き続き、鉄筋入り集成材及び炭素繊維シート入り集成材の荷重継続時間調整係数について技術的知見を収集するとともに、上記課題の解決に向けた検討を行った。

1.2　実施内容

本事業では次の項目を実施した。

(1)　複合材料のモデル試験体による長期曲げ試験

複合材料による梁について実際想定されるよりも断面積を小さくしたモデル試験体を作製し、長期曲げ試験を行った。

(2)　複合材料の構成要素等の長期性能データの収集

木材と異素材の接着等複合材料の構成要素について荷重継続時間調整係数を求める試験を行った。

(3)　複合材料のクリープ性能に関する試験

鉄筋入り集成材の鉄筋量を増やした場合の鉄筋の長期曲げクリープの抑制量を測定した。

(4)　解析的手法による複合材料の長期性能の予測に関する検討

文献等を調査し、複合材料の長期性能を予測する解析的手法について検討した。

(5)　今後の普及方策の検討

(1)から(4)を踏まえ、複合材料の今後の普及方策を検討した。

1.3　実施体制

(公財)日本住宅・木材技術センター内に、学識経験者を中心に構成する「木質系複合材料の長期構造性能検討委員会」を設置し、実施内容(1)から(5)までの事項について総合的な検討を行った。

1.3.1　実施体制

(1)　事業実施主体

公益財団法人日本住宅・木材技術センター

(2)　試験体作製

帝人株式会社

山佐木材株式会社

(3)　試験

公立大学法人秋田県立大学

国立大学法人宇都宮大学

国立大学法人鹿児島大学

一般財団法人建材試験センター

公益財団法人日本住宅・木材技術センター

1.3.2 委員名簿

（敬称略、順不同）

委員長	五十田博	京都大学 生存圏研究所 教授
委員	河合直人	工学院大学 建築学部 教授
	塩屋晋一	鹿児島大学大学院 理工学研究科 教授
	中島史郎	宇都宮大学 地域デザイン科学部 教授
	中村昇	秋田県立大学 木材高度加工研究所 教授
	安村基	静岡大学学術院 農学領域 教授
	槌本敬大	(研)建築研究所 材料研究グループ 上席研究員
	渋沢龍也	(研)森林総合研究所 複合材料研究領域 複合化研究室 室長
	宮武敦	(研)森林総合研究所 複合材料研究領域 集成加工担当チーム長
	中川貴文	国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官
	宮林正幸	(有)ティー・イー・コンサルティング一級建築士事務所 取締役所長
協力委員	室星啓和	(一財)建材試験センター 中央試験所 構造グループ 統括リーダー
オブザーバー	長瀬諭司	帝人(株) 高機能繊維事業本部 生産･研究開発部門 ソリューション開発部 インフラソリューション開発課
	松尾淳	帝人(株) 高機能繊維事業本部 インフラ・インダストリ部 インフラ・エネルギー課
	村田忠	山佐木材(株) 取締役製造担当 ＣＬＴ部長
	庄司秀雄	(一財)建材試験センター 中央試験所 構造グループ 主任
行政	服部浩治	農林水産省 林野庁 林政部 木材産業課 課長補佐
	原章仁	農林水産省 林野庁 林政部 木材産業課 住宅資材技術係長
	中熊靖	農林水産省 食料産業局 食品製造課 課長補佐
	佐藤宏治	農林水産省 食料産業局 食品製造課 林産係長
	松本潤朗	国土交通省 住宅局 建築指導課 企画専門官
	髙木直人	前国土交通省 住宅局 建築指導課 企画専門官
	高木淳一郎	国土交通省 住宅局 建築指導課 課長補佐
	野口雄史	国土交通省 住宅局 建築指導課 構造係長
	歌代純平	前国土交通省 住宅局 建築指導課 構造係長
事業主体	金子弘	(公財)日本住宅・木材技術センター 専務理事兼研究技術部長
	岡田恒	(公財)日本住宅・木材技術センター 参与兼試験研究所長
	鴛海四郎	(公財)日本住宅・木材技術センター 客員研究員
	佐野敦子	(公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部　技術主任
	鈴木圭	(公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部　技術主任

1.3.3 開催実績

・第1回
　開催日時：平成28年5月26日(木)　10:00～12:00
　開催場所：赤坂Ｔ－ＦＲＯＮＴビル　３階　貸会議室
・第2回
　開催日時：平成28年12月1日(木)　18:00～20:30
　開催場所：ＴＫＰ新橋内幸町ビジネスセンター　カンファレンスルーム610
・第3回
　開催日時：平成29年2月8日(水)　18:00～21:00
　開催場所：ＳＴＡＮＤＡＲＤ会議室 虎ノ門ＳＱＵＡＲＥ ４階会議室

第２章　木質系複合材料の曲げ試験

木質系複合材料の曲げ試験は、炭素繊維シート入り集成材を試験体として短期試験と長期試験を実施した。短期試験は加力開始から５分前後の短時間で終了する曲げ試験とし、長期試験は短期試験で得られた曲げ強さから設定した各載荷荷重条件下で、破壊するまでの時間を計測する荷重継続時間の試験とした。短期試験の結果は２．１項で報告し、長期試験の結果は２．２項で報告する。

2.1　短期曲げ試験

2.1.1　試験体

（１）試験体の種類は次の２タイプである。
１）厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材
２）厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材

（２）試験体寸法は高さ 120㎜×幅 105㎜×長さ 3200㎜ である。

（３）試験体は JAS の同一構成集成材、4 層構成、E65-F255 を構成するラミナを用いて製作している。ラミナの品質は以下の通りである。
１）樹種：スギ
２）たて継ぎ：フィンガージョイント（図２．１．１）
３）ラミナの長さ：400㎜～1000㎜ 程度
４）ラミナのヤング係数：最小 6.68kN/㎟～最大 8.28kN/㎟（山佐木材(株)計測、たて継ぎ後に測定した数値、表２．１．６及び表２．１．７参照）

ｔ１	0.7
ｔ２	0.6
P	3.8
L	15
W	105
かん合度　ｔ１－ｔ２	0.1
スカーフの傾斜比　θ	1/12

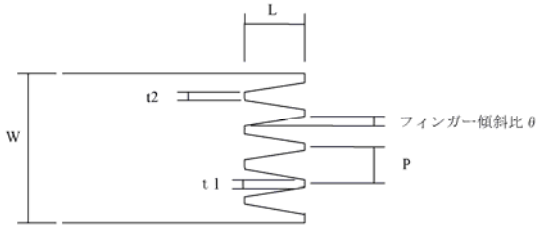


図２．１．１　フィンガージョイントの仕様（㎜）

（４）ラミナと炭素繊維シートの積層方向接着及びフィンガージョイント接着に用いた接着剤は、水性高分子イソシアネート系接着剤である。

（５）炭素繊維シートの仕様は以下の通りである。
１）寸法：厚さ 0.6 及び 0.9㎜、幅 105㎜、長さ 3200㎜
２）挿入位置：上下の最外層ラミナと 2 層目ラミナの間、上下面より 30㎜(図２．１．２）
３）炭素繊維の被覆材：エポキシ樹脂（繊維体積率；60％）
４）ラミナとの積層用接着剤：水性高分子イソシアネート系樹脂
５）基本物性：表２．１．１（参考値：帝人株式会社）
６）密度：炭素繊維 1.8g/㎤、炭素繊維シート（炭素繊維＋被覆材）1.6 g/㎤

表２．１．１

引張強度	曲げ強度	層間せん断強度	引張弾性率	曲げ弾性率
2060MPa	1620MPa	103MPa	137ＧPa	127ＧPa

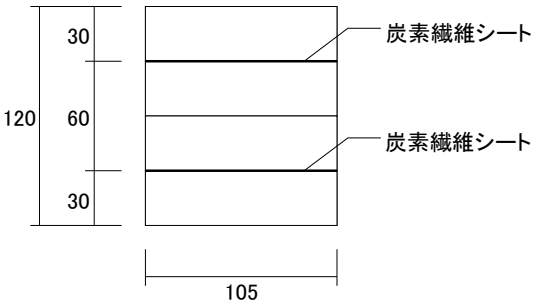


図２．１．２　試験体の断面仕様（㎜）

（６）各仕様の試験体数はそれぞれ 10 体である。

（７）ラミナの製造は山佐木材株式会社が担当し、炭素繊維入り集成材の製造は帝人株式会社が担当した。

（８）試験体は試験直前まで恒温恒湿室（温度 20±3℃、65±5%RH）で養生を行った。養生期間は２週間程度である。

（９）試験体の記号と番号を表２．１．２に示す。

表２．１．２　試験体の記号と番号

種類	試験体数	試験体記号	番号	備考
厚さ 0.6㎜炭素繊維シート	10 体	C6	1～10	質量の軽いものから順に番号を付した。
厚さ 0.9㎜炭素繊維シート	10 体	C9	1～10	

2.1.2　試験方法

（１）加力装置

加力装置は、ミネベア社製の万能試験機を用いて、図２．１．３のように３等分点２点載荷式で実施した。試験時の温度湿度は無調整とし、試験体は試験直前に恒温恒湿室より取り出し、直ちに試験を実施した。なお、加力装置のクロスヘッド速度は１５㎜/分とした。試験装置の仕様は以下のとおりである。

１）名称：ＮＭＢテクノグラフ
２）型番：TG-100kN
３）最大容量：100kN
４）加力点：R 付き木材ブロック

また、試験体は節等の欠点の少ない側を下側としたが、フィンガージョイントの位置及び数は配慮していない。

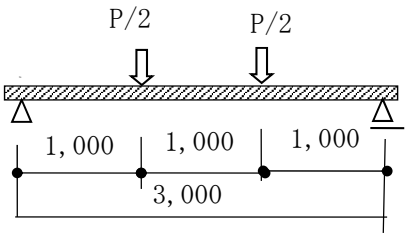


図２．１．３　２点支持３等分点２点載荷方式の曲げ試験（㎜）

（２）変位の測定
各部の変位の測定は以下による。
１）スパン中央部のたわみ:試験体の中立軸の両面で巻き込み型変位計を２台使用して測定し、その平均値をたわみとした。
２）支点の変形：両支点の試験体上面で変位計を使用して測定した。

（３）ひずみの計測
１）ひずみゲージ：ＰＬ−６０−１１（(株)東京測器研究所製）検長 60㎜
２）貼り付け位置：試験体の上下面、位置はスパン及び幅の中央部

（４）データの取り込み
荷重、変位及びひずみの測定には(株)東京測器研究所のデータロガーＴＤＳ−５３０を使用した。

（５）減圧加圧はく離試験
曲げ試験後に試験体から長さ 100㎜ の試験体を切り出し、減圧加圧はく離試験を実施した。試験方法は構造用集成材の日本農林規格に基づき実施し、使用環境 B の１回処理とした。

2.1.3 試験結果

（１）試験体質量と密度
試験時に測定した試験体の質量、密度及び含水率を表２．１．３及び表２．１．４に示す。質量は電子ばかりで測定し、密度は質量を体積で除して求めた。ここで、密度は炭素繊維シート及び木材を区別せずに一体のものとして計算した。また、含水率は試験直前に高周波式含水率計により測定した結果及び試験後に長さ 100㎜ にカットしたものを全乾法で測定した結果の２種類を示す。ただしここでも炭素繊維シートの影響は考慮せずに測定した。

表２．１．３　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の密度及び含水率

試験体記号	質量 (kg)	密度 (g/cm^3)	含水率(%)	
			含水率計	全乾法
C6-1	17.03	0.42	14.5	9.5
C6-2	17.16	0.42	15.5	10.5
C6-3	17.20	0.42	14.5	10.5
C6-4	17.23	0.43	15.5	10.5
C6-5	17.31	0.43	13.0	11.5
C6-6	17.44	0.43	17.0	10.5
C6-7	17.50	0.43	15.5	10.5
C6-8	17.68	0.44	16.5	10.5
C6-9	17.71	0.44	17.5	10.5
C6-10	17.79	0.44	16.5	10.0
平均値	17.41	0.43	15.6	10.5
標準偏差	0.26	0.01	1.3	0.5
変動係数	0.015	0.015	0.087	0.048

表２．１．４　厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の密度及び含水率

試験体記号	質量 (kg)	密度 (g/cm^3)	含水率(%)	
			含水率計	全乾法
C9-1	17.50	0.43	16.5	10.0
C9-2	17.75	0.44	21.5	10.5
C9-3	17.79	0.44	16.0	9.5
C9-4	17.92	0.44	18.0	9.0
C9-5	18.03	0.45	16.5	10.0
C9-6	18.09	0.45	16.5	10.5
C9-7	18.38	0.45	14.5	9.5
C9-8	18.47	0.46	16.5	11.5
C9-9	18.58	0.46	14.0	10.0
C9-10	18.93	0.47	16.5	10.0
平均値	18.14	0.45	16.7	10.1
標準偏差	0.44	0.01	2.0	0.7
変動係数	0.024	0.026	0.123	0.068

（３）荷重-たわみ曲線

荷重-たわみ曲線を図２．１．４及び図２．１．５に示す。また、各試験体の荷重-変位曲線は２．１．６項の図２．１．１４～２．１．３３に示す。

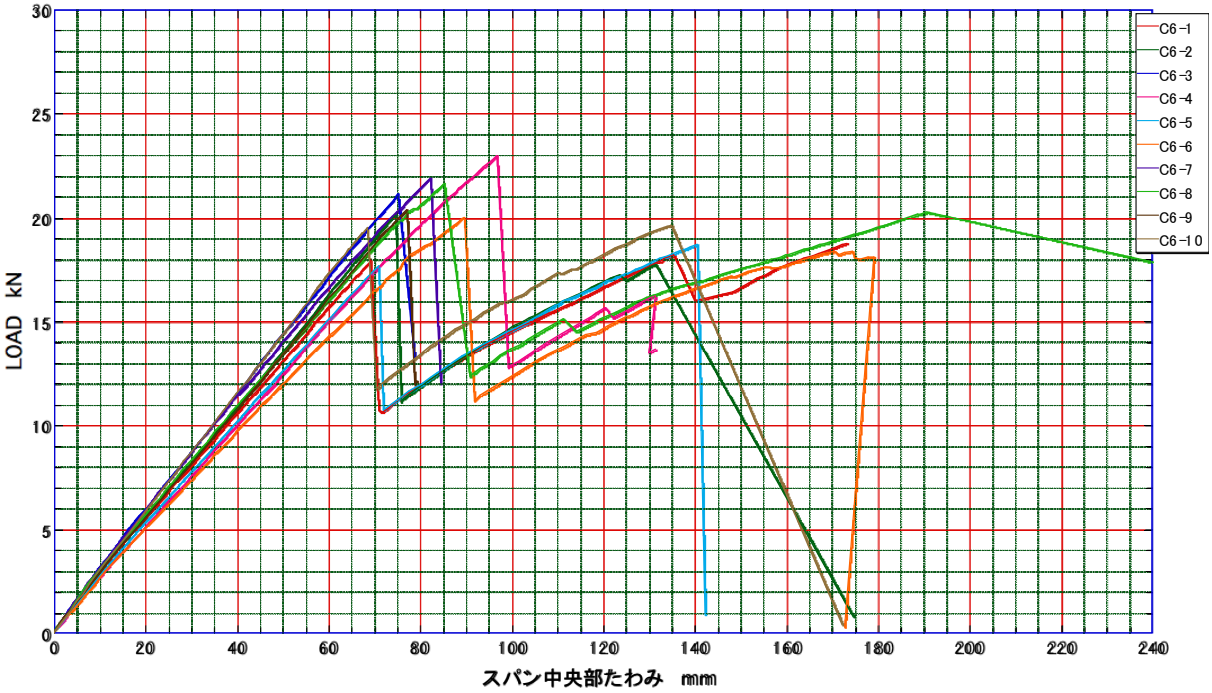


図２．１．４　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート

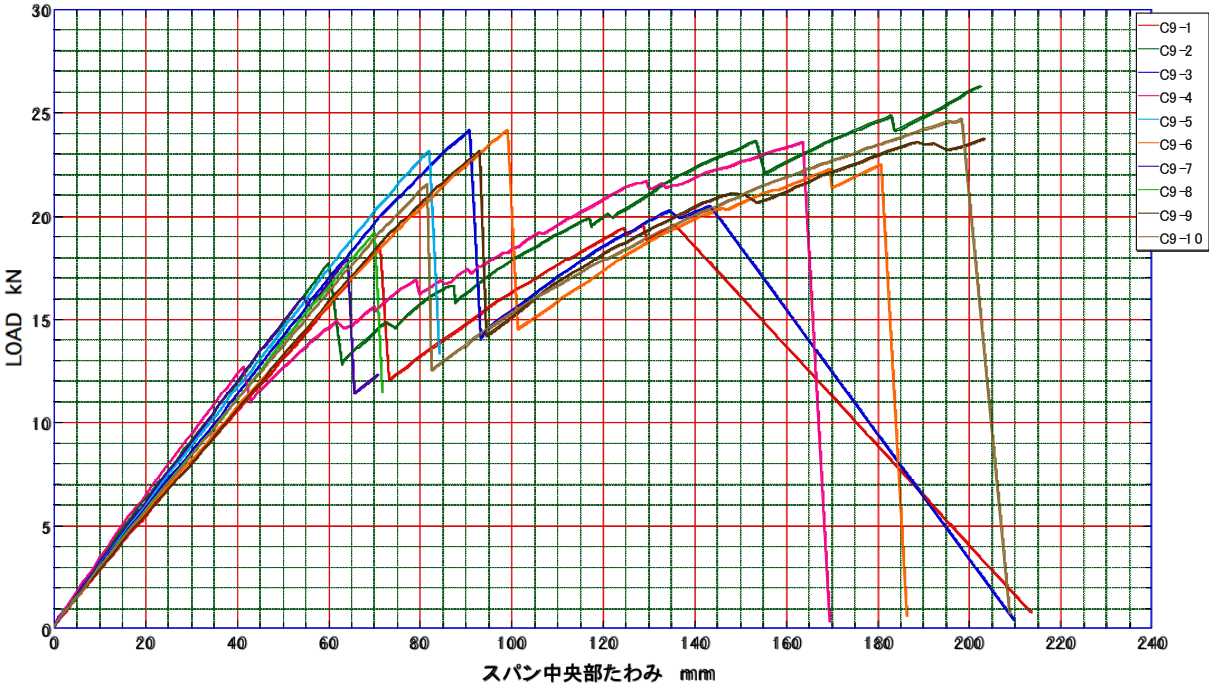


図２．１．５　厚さ0.9㎜炭素繊維シート

（４）見かけの曲げヤング係数及び曲げ剛性

１）見かけの曲げヤング係数は次式より算定した。なお、均質な材料としてみなして計算するため見かけの曲げヤング係数として表現した。

$E=23\times\Delta P\times L^3/108\times\Delta\delta\times b\times h^3$

２）曲げ剛性は次式より算定した。

$EI=23\times\Delta P\times L^3/(1296\times\Delta\delta)$

ここで、

L：スパン（L=3000mm）

ΔP：初期荷重点（1kNとした）から最終荷重点（6kNとした）の荷重増分

Δδ：初期荷重点（1kNとした）から最終荷重点（6kNとした）のたわみ増分

b：試験体の幅

h：試験体の梁せい

３）各タイプの曲げヤング係数及び曲げ剛性は表２．１．５に示す。また、比較のため表２．１．６及び表２．１．７にラミナのヤング係数を併記する。

４）5%下限値（信頼水準75%における95%下側許容限界値）は次式より算定した。

5%下限値＝平均値×（１−変動係数CV×k）

ここで、k=2.104

表２．１．５　各タイプの見かけのヤング係数及び曲げ剛性

番号	見かけのヤング係数（kN/mm²）		曲げ剛性（kN･m²）	
	C6	C9	C6	C9
1	8.34	8.35	127	127
2	8.64	9.79	131	148
3	9.11	8.89	139	135
4	7.89	9.69	120	151
5	8.13	9.22	124	140
6	7.62	8.54	116	129
7	9.06	9.45	138	143
8	8.81	8.65	134	132
9	8.47	8.35	129	126
10	9.23	8.95	141	135
平均値	8.53	8.99	130	137
標準偏差	0.54	0.53	8	9
変動係数	0.063	0.059	0.064	0.064
5%下限値	7.39	7.87	112	118

表２．１．６　厚さ 0.6mm 炭素繊維シート入り集成材のヤング係数（kN/mm²）

記号 C6	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
１層目ラミナ(上面)	7.30	7.16	7.83	6.71	6.72	6.81	7.49	7.63	7.58	7.41
２層目ラミナ	6.84	6.85	7.06	6.79	7.09	7.02	7.26	6.85	7.58	7.49
３層目ラミナ	7.11	7.04	7.09	7.08	8.27	7.01	7.79	7.05	7.92	8.28
４層目ラミナ(下面)	7.41	7.43	7.35	7.37	6.81	7.14	7.99	7.75	7.24	7.28
参考	厚さ 0.6mm 炭素繊維シート入り集成材の見かけのヤング係数（kN/mm²）									
炭素繊維シート入り集成材	8.34	8.64	9.11	7.89	8.13	7.62	9.06	8.81	8.47	9.23

表２．１．７　厚さ 0.9mm 炭素繊維シート入り集成材のヤング係数（kN/mm²）

記号 C9	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
１層目ラミナ(上面)	7.56	8.12	7.93	7.86	7.05	7.51	8.11	7.19	7.37	7.27
２層目ラミナ	7.06	7.52	7.54	7.21	8.06	7.28	7.65	7.83	7.43	7.64
３層目ラミナ	7.22	6.95	7.18	8.13	8.14	7.23	6.68	7.39	7.71	8.04
４層目ラミナ(下面)	6.78	7.69	7.06	8.17	7.96	7.05	8.06	7.00	7.60	8.00
参考	厚さ 0.9mm 炭素繊維シート入り集成材の見かけのヤング係数（kN/mm²）									
炭素繊維シート入り集成材	8.35	9.79	8.89	9.69	9.22	8.54	9.45	8.65	8.35	8.95

（５）見かけの曲げ強度及び最大荷重

１）見かけの曲げ強度は次式より算定した。なお、均質な材料としてみなして計算するため見かけの曲げ強度として表現した。

見かけの曲げ強度=PL/bh^2

ここで、P：最大荷重（N）

２）最大荷重はフィンガージョイント部又は節で破壊するまでの荷重から求めた。そのためスパン中央部のたわみ 120mm 以上で得られる第２ピークは採用していない。

３）各タイプの曲げ強度及び最大荷重は表２．１．８に示す。

４）C9-4の最大荷重は他の試験体と比べて小さく、長期試験の試験体の最大荷重を予測するデータとしては不適切であると考えられる。C9-4を除外して得られる最大荷重の平均値は21.0kNである。

表２．１．８　各タイプの見かけの曲げ強度及び最大荷重

番号	見かけの曲げ強度（N/mm²）		最大荷重（kN）	
	C6	C9	C6	C9
1	35.3	36.5	17.9	18.5
2	39.7	34.9	20.1	17.7
3	41.7	47.8	21.1	24.1
4	45.5	24.6	23.0	12.7
5	34.9	45.7	17.7	23.1
6	39.5	47.9	20.0	24.2
7	43.3	35.4	21.9	17.9
8	42.6	37.7	21.6	19.2
9	40.1	45.9	20.3	23.1
10	38.5	42.6	19.5	21.5
平均値	40.1	39.9	20.3	20.2
標準偏差	3.3	7.4	1.7	3.7
変動係数	0.083	0.186	0.083	0.183
5%下限値	33.1	24.3	16.8	12.4
C9-4 除外時 平均値	----	----	----	21.0

（６）破壊状況

１体を除き引張側のフィンガージョイント部で破壊した。この時のスパン中央部のたわみは 60～100mm であった。C9-4 のみ節部で破壊した。この時の荷重は 12.7kN、変位は 40mm であり、この試験体では節の存在により品質が大きく低下したと考えられる。

（７）支点の変位

各支点部の試験体の変位を図２．１．６～図２．１．９に示す。また、各試験体の荷重-変位曲線は２．１．６項の図２．１．１４～２．１．３３に示す。加力初期の支点部の変位は非常に小さく、最終的には試験体の回転の影響が大きいと考えられる。そのため無視できると判断して、中央のたわみの算出には支点部の変位は用いていない。なお、左支点がローラー側である。

（８）荷重-ひずみ曲線

スパン中央部のひずみを図２．１．１０～図２．１．１３に示す。

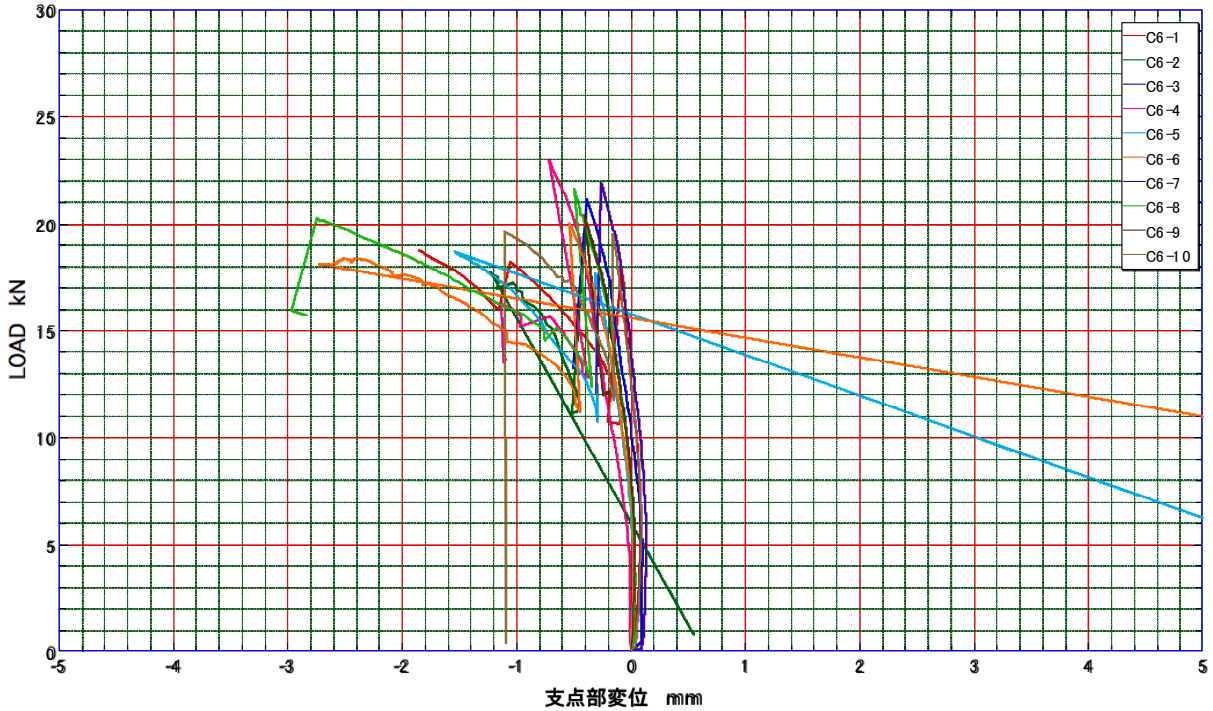


図２．１．６　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の左支点部の変位

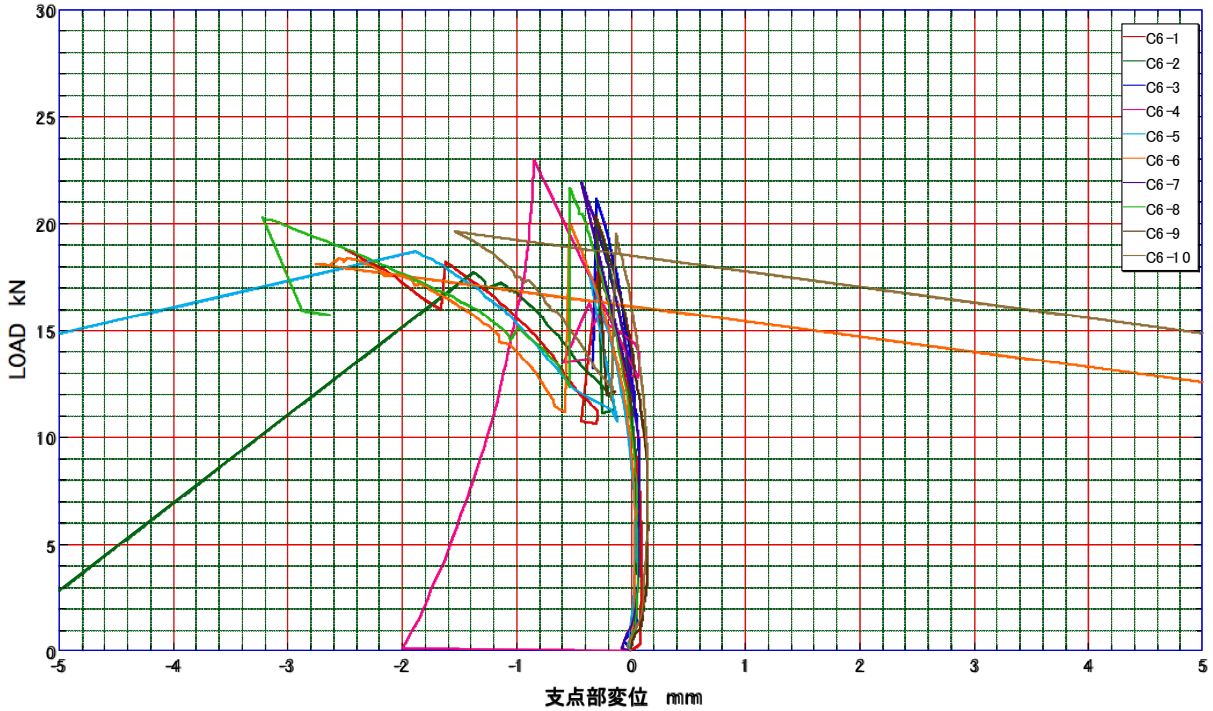


図２．１．７　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の右支点部の変位

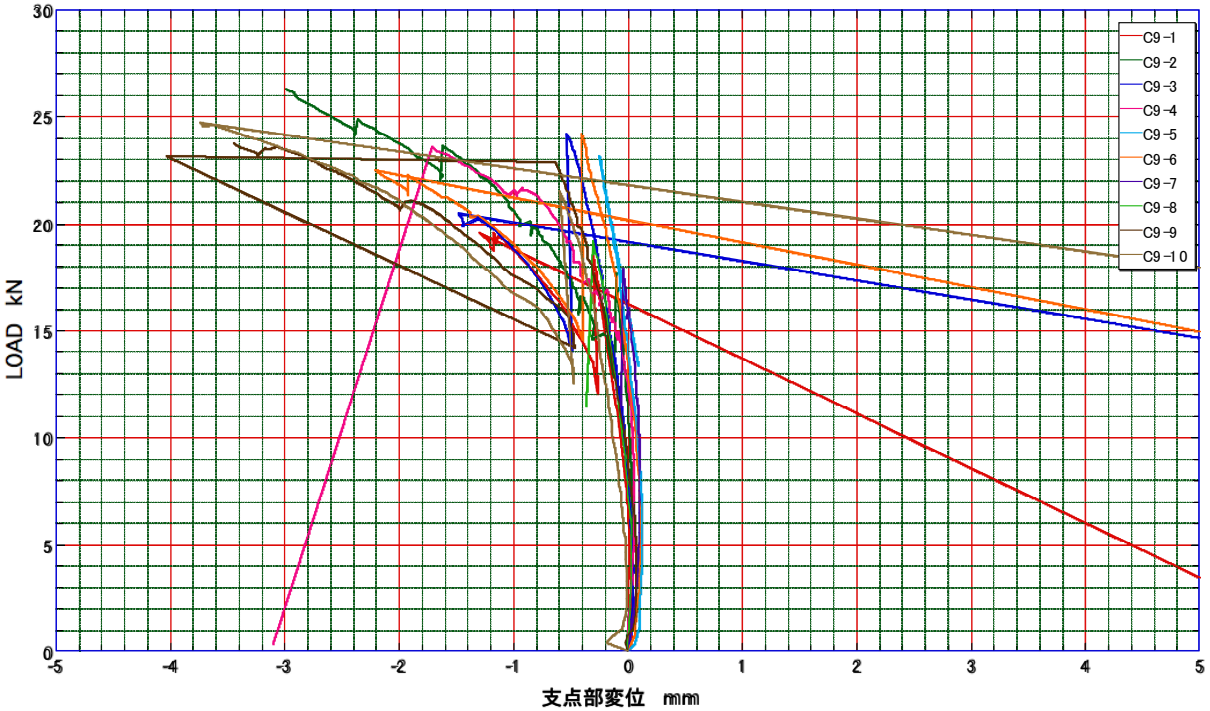


図２．１．８　厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材の左支点部の変位

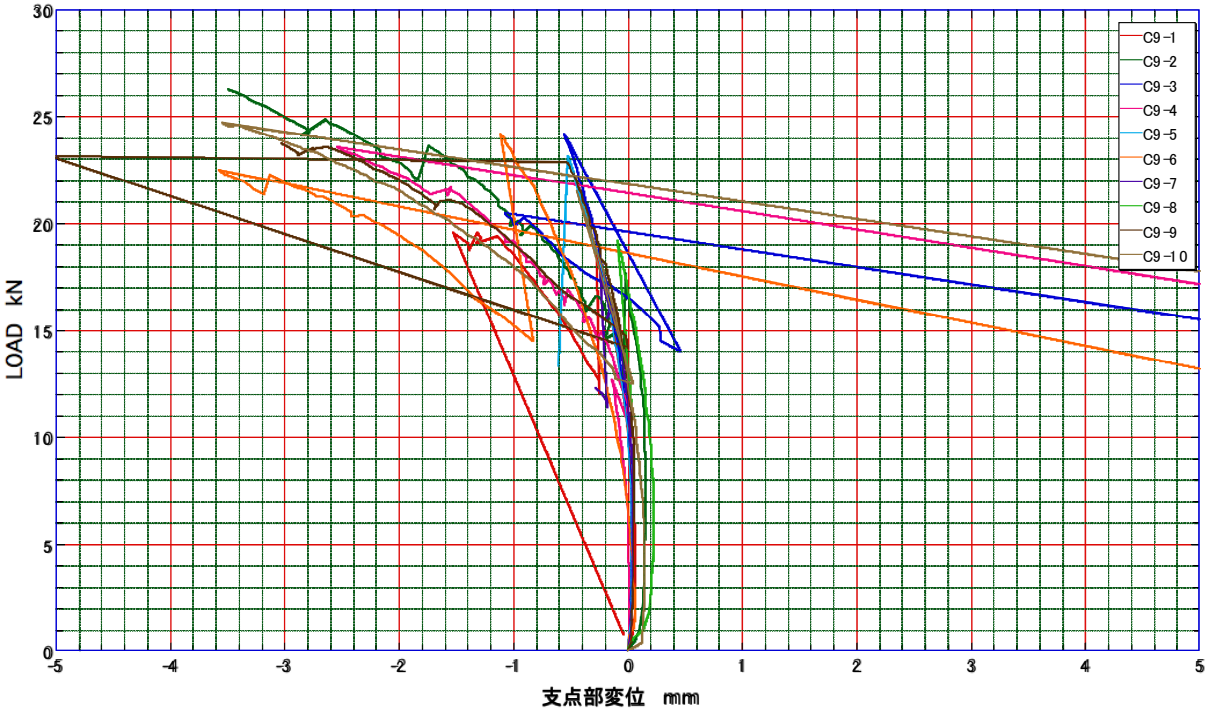


図２．１．９　厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材の右支点部の変位

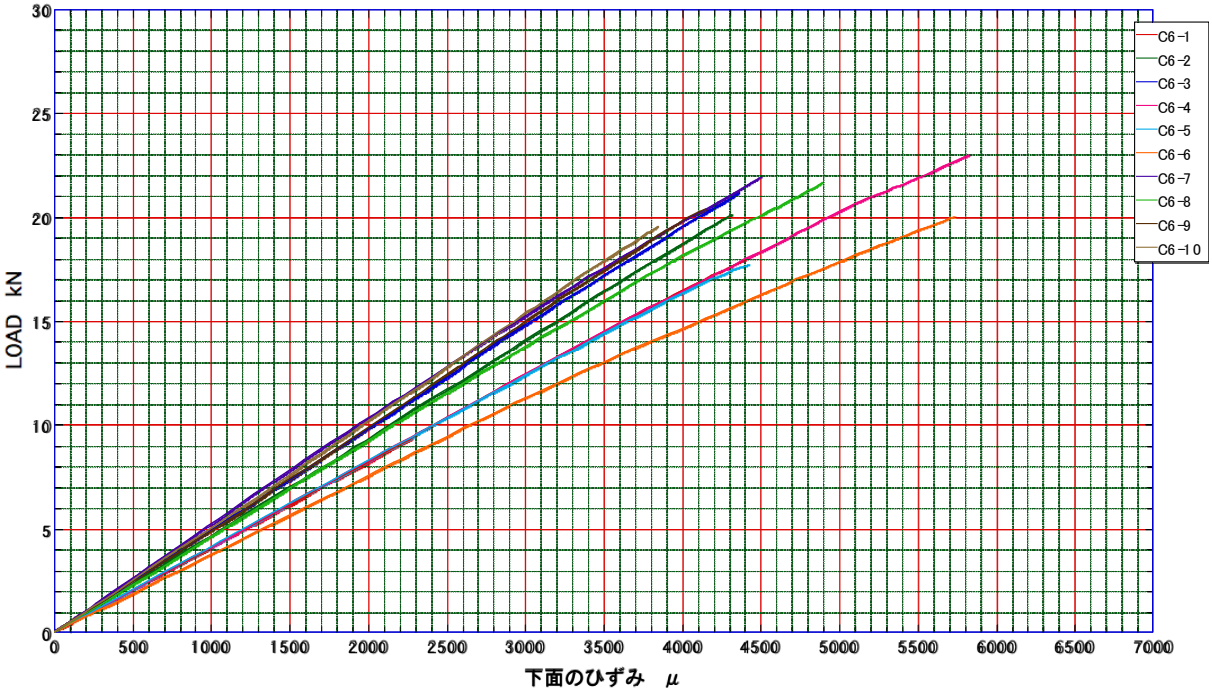


図２．１．１０　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材のスパン中央下面ひずみ

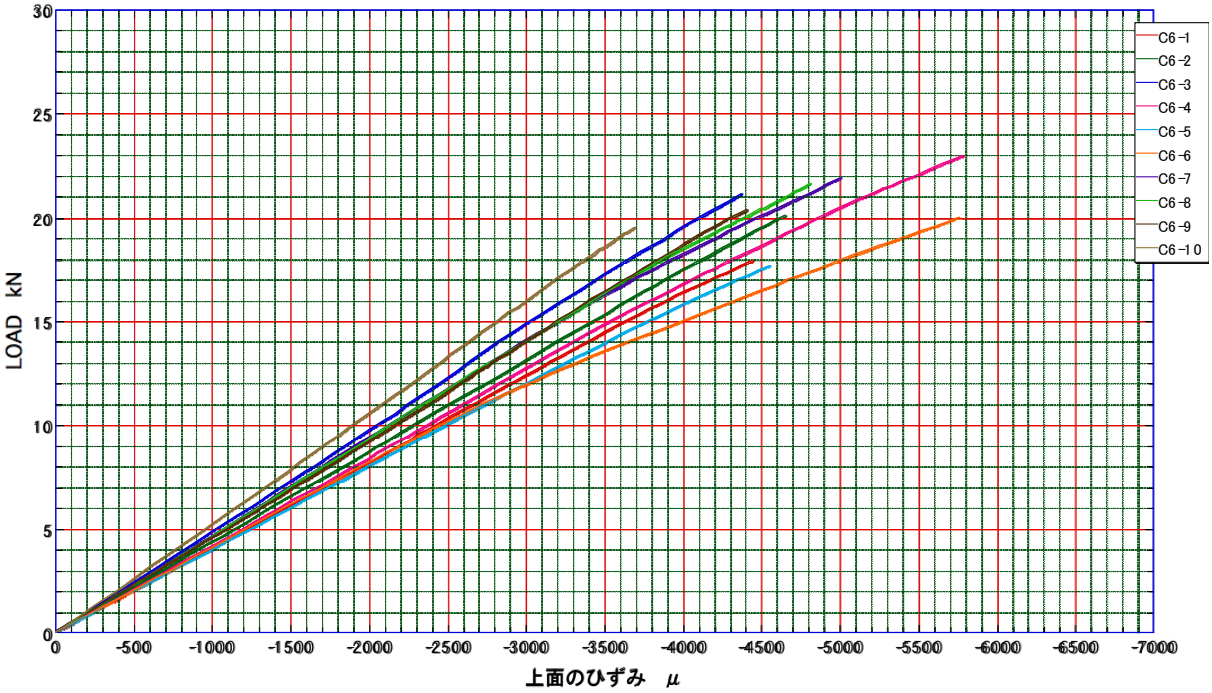


図２．１．１１　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材のスパン中央上面ひずみ

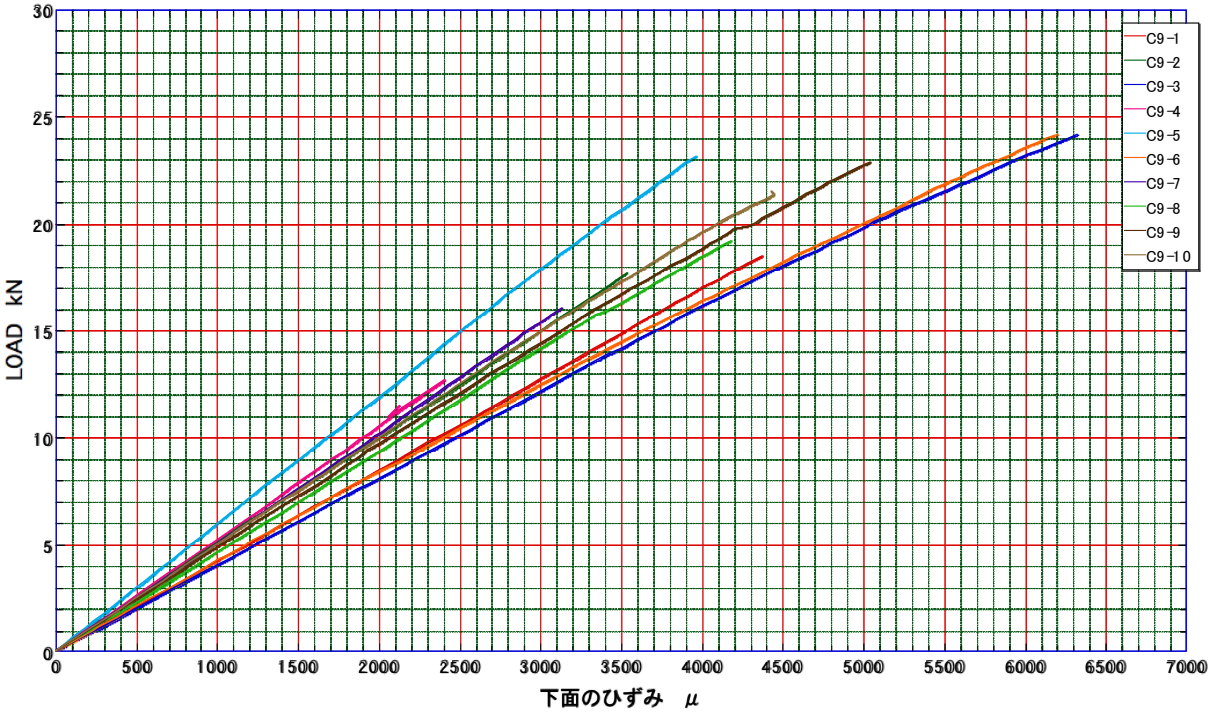


図２．１．１２　厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材のスパン中央下面ひずみ

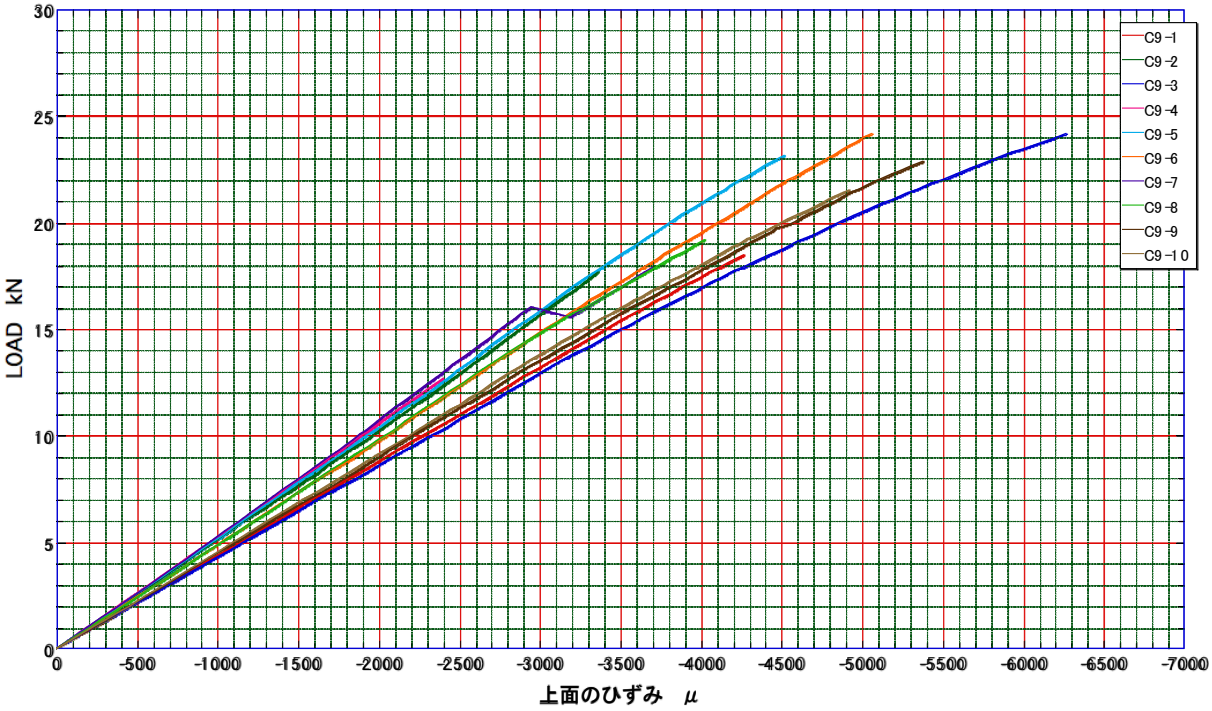


図２．１．１３　厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材のスパン中央上面ひずみ

（９）減圧加圧はく離試験の結果

減圧加圧はく離試験の結果を表２．１．９及び表２．１．１０に示す。ＪＡＳの品質基準（構造用集成材の接着の程度）は以下のとおりである。

１）すべての接着層の全体のはく離率は 5%以下

２）同一接着層におけるはく離率の長さの合計がそれぞれの接着層の長さの１/４以下

表２．１．９　厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材のはく離試験結果（長さの単位 ㎜）

記号 C6		A 面 1 層	A 面 2 層	A 面 3 層	B 面 1 層	B 面 2 層	B 面 3 層	合計 長さ	全体はく離率 5%以下
1	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	108.15	108.20	105.65	107.70	108.00	105.95	643.65	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
2	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	107.60	108.00	105.65	107.10	108.15	105.60	642.10	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
3	各層はく離長さ	8.00	0.00	0.00	4.85	15.05	22.60	50.50	7.9%
	接着層長	106.70	107.95	106.55	106.95	107.70	106.70	642.55	
	各層はく離率	0.3/4	0/4	0/4	0.2/4	0.6/4	0.8/4	各層 1/4 以下	否
4	各層はく離長さ	11.70	0.00	0.00	5.75	0.00	0.00	17.45	2.7%
	接着層長	107.55	107.50	106.00	107.60	107.90	106.30	642.85	
	各層はく離率	0.4/4	0/4	0/4	0.2/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
5	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	107.10	108.20	106.90	107.40	108.00	106.80	644.40	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
6	各層はく離長さ	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	0.5%
	接着層長	106.75	106.60	106.10	106.80	106.65	106.00	638.90	
	各層はく離率	0.1/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
7	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	63.05	63.05	9.8%
	接着層長	107.00	107.80	105.70	107.15	108.15	107.85	643.65	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	2.3/4	各層 1/4 以下	否
8	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	107.75	109.25	106.40	107.40	108.75	106.25	645.80	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
9	各層はく離長さ	0.00	3.75	30.90	9.30	32.90	31.65	108.50	16.9%
	接着層長	106.90	107.80	106.45	107.15	108.00	106.60	642.90	
	各層はく離率	0/4	0.1/4	1.2/4	0.3/4	1.2/4	1.2/4	各層 1/4 以下	否
10	各層はく離長さ	0.00	0.00	25.15	0.00	0.00	0.00	25.15	3.9%
	接着層長	107.80	108.60	107.10	107.35	108.60	107.00	646.45	
	各層はく離率	0/4	0/4	0.9/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合

表２．１．１０　厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材のはく離試験結果（長さの単位 ㎜）

記号 C9		A 面 1 層	A 面 2 層	A 面 3 層	B 面 1 層	B 面 2 層	B 面 3 層	合計長さ	全体はく離率 5%以下
1	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	31.25	7.90	39.15	6.1%
	接着層長	106.90	108.65	106.20	106.85	108.35	105.90	642.85	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	1.2/4	0.3/4	各層 1/4 以下	否
2	各層はく離長さ	0.00	0.00	65.35	0.00	0.00	0.00	65.35	10.2%
	接着層長	106.00	108.05	106.80	106.00	108.00	107.35	642.20	
	各層はく離率	0/4	0/4	2.4/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	否
3	各層はく離長さ	－	0.00	66.20	－	0.00	0.00	66.20	15.4%
	接着層長	－	108.30	106.10	－	108.30	106.25	428.95	
	各層はく離率	－	0/4	2.5/4	－	0/4	0/4	各層 1/4 以下	否
4	各層はく離長さ	0.00	27.00	0.00	0.00	33.00	31.35	91.35	14.3%
	接着層長	107.00	107.60	105.90	106.70	107.60	105.90	640.70	
	各層はく離率	0/4	1.004/4	0/4	0/4	1.2/4	1.2/4	各層 1/4 以下	否
5	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	106.15	108.10	105.65	105.60	108.00	105.65	639.15	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
6	各層はく離長さ	27.50	3.80	0.00	37.05	7.90	0.00	76.25	11.9%
	接着層長	106.00	108.60	106.00	106.10	108.75	105.90	641.35	
	各層はく離率	1.04/4	0.1/4	0/4	1.4/4	0.3/4	0/4	各層 1/4 以下	否
7	各層はく離長さ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0%
	接着層長	106.70	108.60	105.90	106.35	108.50	106.00	642.05	
	各層はく離率	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	合
8	各層はく離長さ	0.00	16.90	0.00	13.50	7.15	87.10	124.65	19.5%
	接着層長	106.05	108.00	105.90	105.15	107.15	105.90	638.15	
	各層はく離率	0/4	0.6/4	0/4	0.5/4	0.3/4	3.3/4	各層 1/4 以下	否
9	各層はく離長さ	0.00	0.00	44.05	0.00	0.00	59.00	103.05	16.1%
	接着層長	105.90	106.95	105.85	105.90	108.00	105.75	638.35	
	各層はく離率	0/4	0/4	1.7/4	0/4	0/4	2.2/4	各層 1/4 以下	否
10	各層はく離長さ	11.80	0.00	0.00	20.30	0.00	0.00	32.10	5.0005%
	接着層長	106.50	108.00	106.55	106.15	108.10	106.00	641.30	
	各層はく離率	0.4/4	0/4	0/4	0.8/4	0/4	0/4	各層 1/4 以下	否

※C9-3 の A 面 1 層及び B 面 1 層は曲げ試験時にはく離しており、データが得られていない。

2.1.4 まとめ

（1）荷重ーたわみ曲線は 2 つのピークを持つ傾向にあり、1 つ目のピークはフィンガージョイント部で破壊し、2 つ目のピークでは炭素繊維シートがはがれるように破壊する。2 つ目のピークが 1 つ目のピークの荷重を超える場合もあるが、最大荷重としては全て 1 つ目のピークを採用した。

（2）厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の短期試験の結果から、10 体の最大荷重の平均値 20.3kN を長期試験用試験体の最大荷重推定値として採用する。

（3）厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の短期試験の結果から、極端に低い 1 体の結果を除いた 9 体の最大荷重の平均値 21.0kN を長期試験用試験体の最大荷重推定値として採用する。

（4）10 体の平均値から厚さ 0.6㎜ と 0.9㎜ の剛性を比較すると、0.9㎜ の方が 5%程度高かった。

（5）10 体の平均値から厚さ 0.6㎜ と 0.9㎜ の最大荷重を比較すると、大きな差異は認められなかった。ただし、0.9㎜ の方が数値はばらついており、5%下限値で評価すると 0.9㎜ の方が 25%程度低い数値を示した。

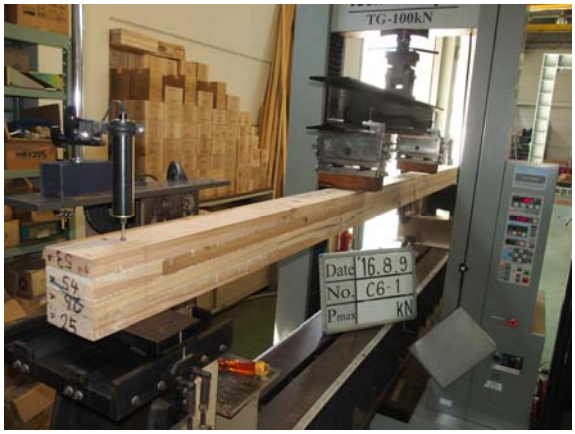
（6）1 つ目のピークの破壊状況としては、1 体を除き引張側のフィンガージョイント部で破壊し、1 体のみ節部で破壊した。節部で破壊した試験体は極端に小さな最大荷重を示した。この試験体では節の存在により品質が例外的に大きく低下したと考えられ、長期試験のための最大荷重の推定にはこの試験体の結果を用いなかった。

（7）2 種の試験体各 10 体中 7 体を 2 つ目のピークが得られるまで加力した。2 つ目のピークの破壊状況としては、1 体を除き炭素繊維シートの接着面及びその付近での破壊であった。厚さ 0.9㎜ の試験体で 1 体だけシートの破断が認められた。

（8）減圧加圧はく離試験では、多くの試験体ではく離が認められ、厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シートの試験体では 10 体中 3 体、厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シートの試験体では 10 体中 8 体が JAS の基準を満たしていなかった。

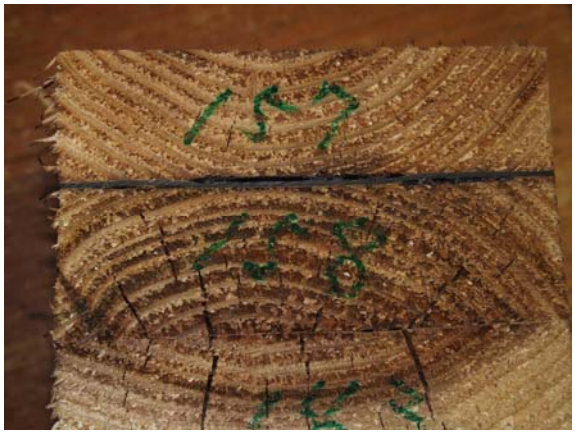
2.1.5　写真

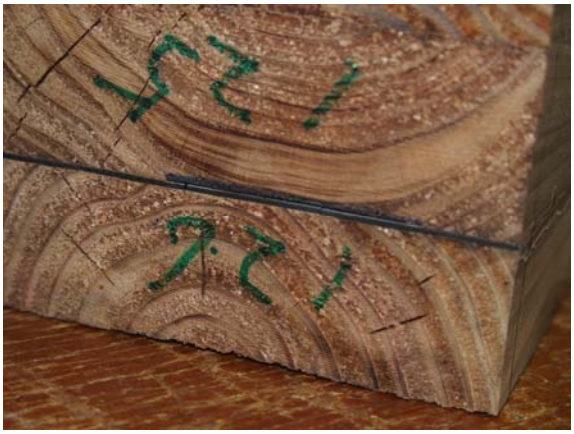
（１）厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材



（２）厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材

（３）減圧加圧はく離試験





2.1.6　各試験体の荷重-変位曲線

（１）厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材

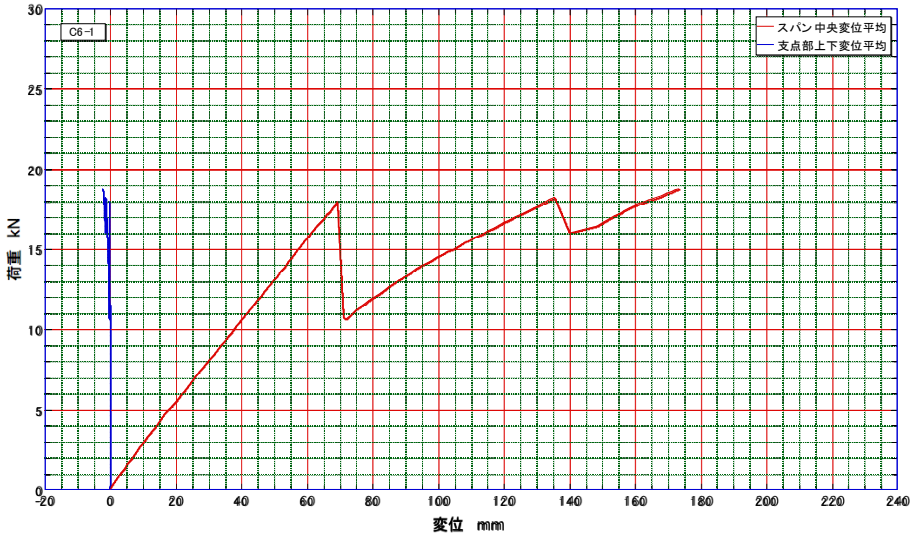


図２．１．１４　Ｃ６−１厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

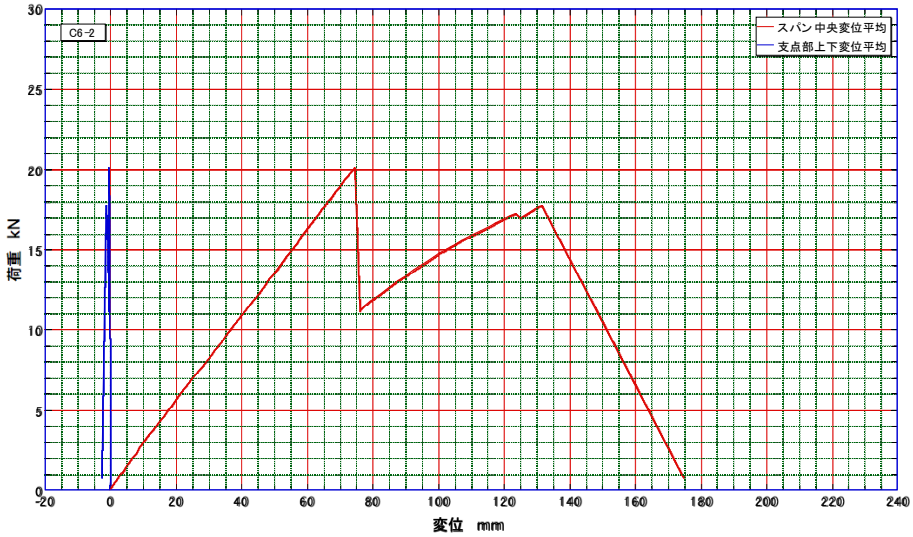


図２．１．１５　Ｃ６−２厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

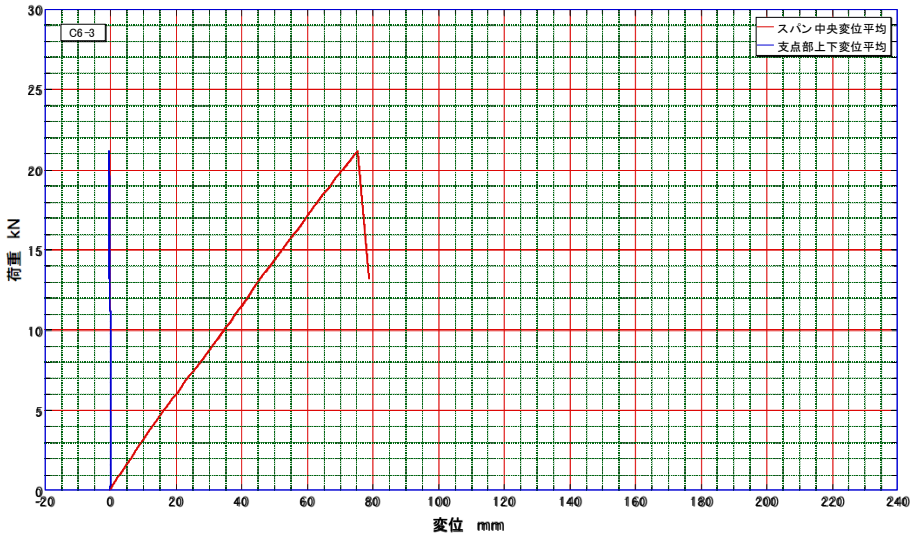


図２．１．１６　Ｃ６−３厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

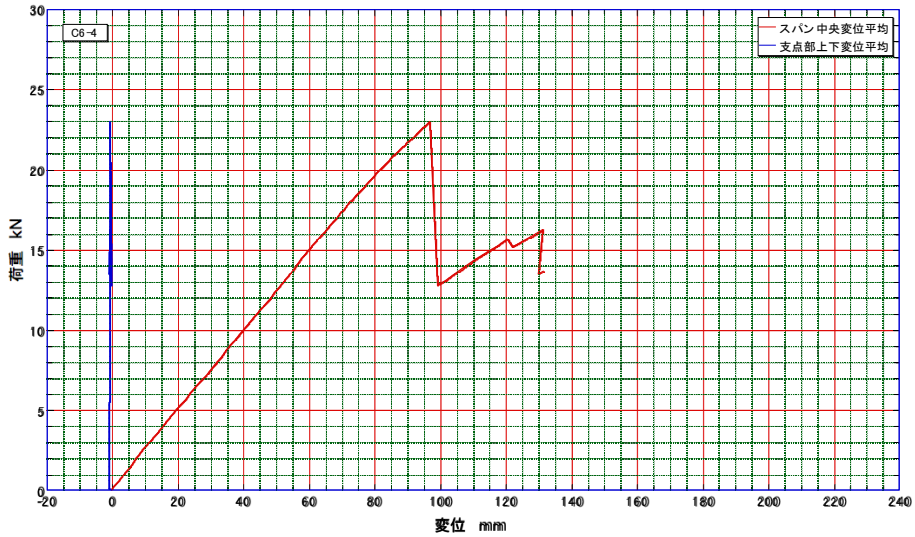


図２．１．１７　Ｃ６−４厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

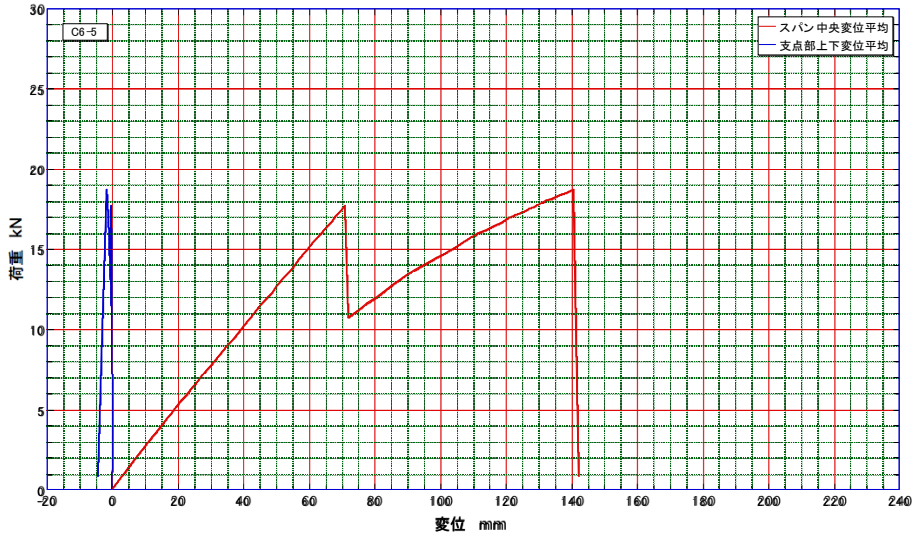


図２．１．１８　Ｃ６−５厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

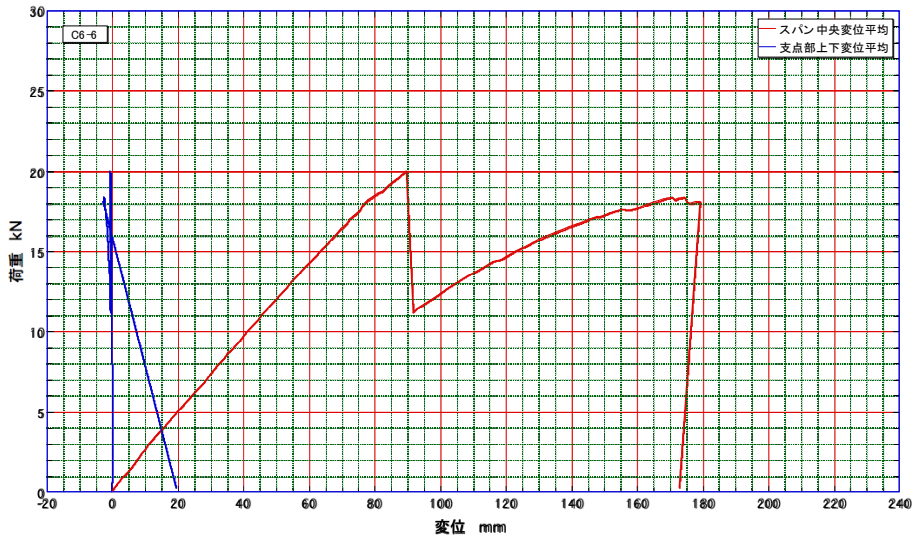


図２．１．１９　Ｃ６−６厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

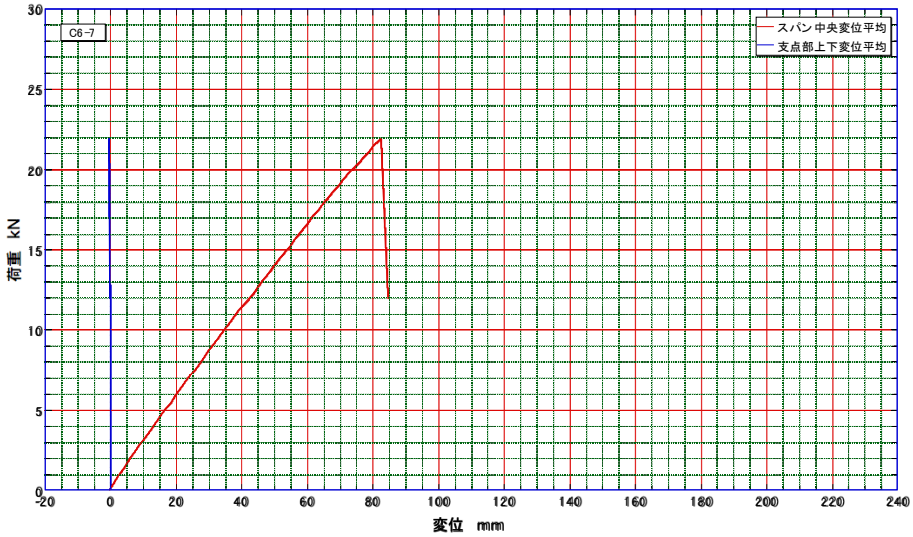


図２．１．２０　Ｃ６−７厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

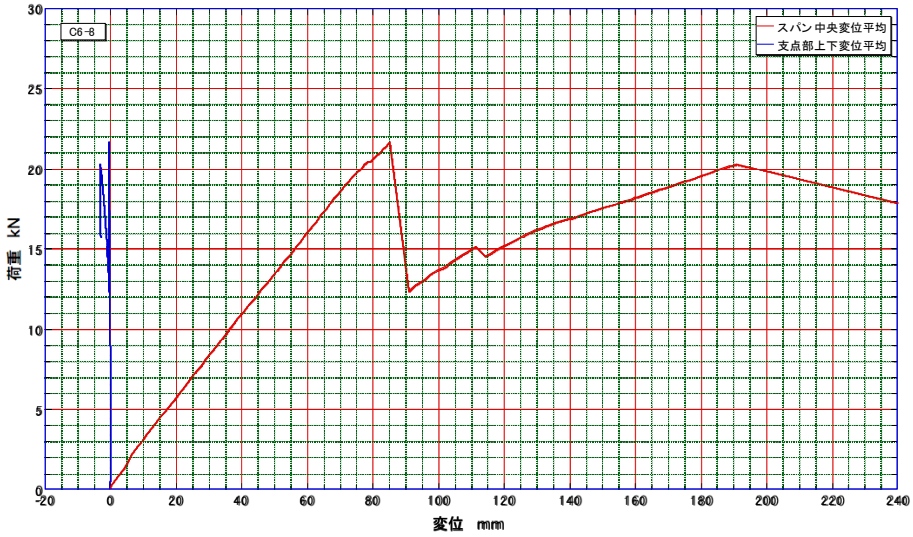


図２．１．２１　Ｃ６−８厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

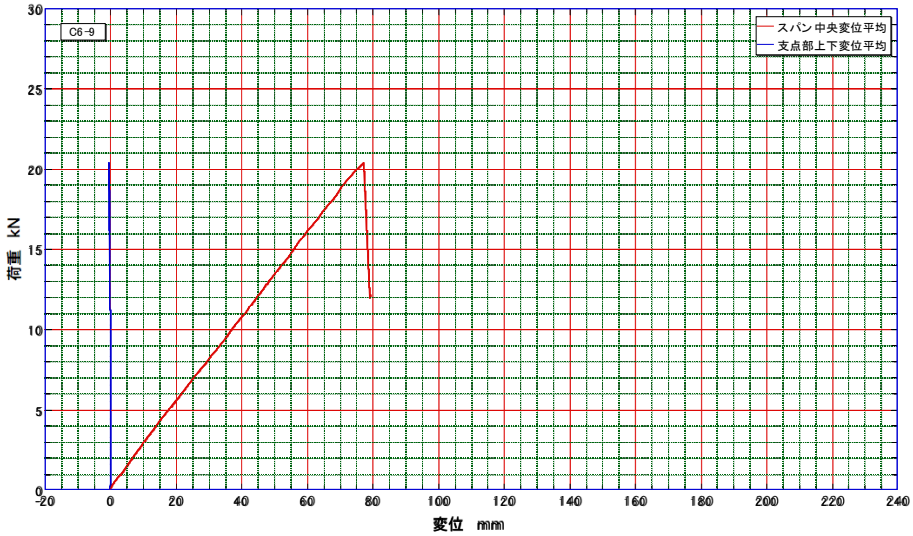


図２．１．２２　Ｃ６−９厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

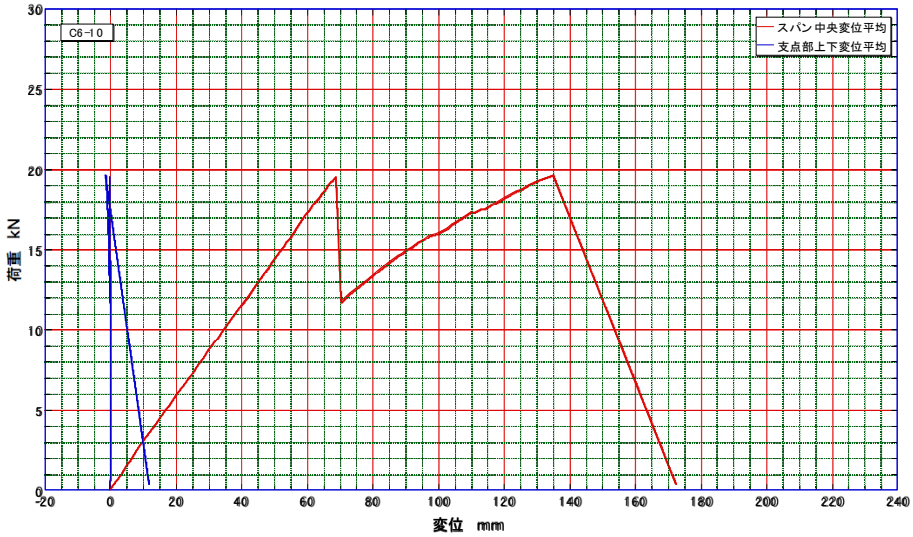


図２．１．２３　Ｃ６−１０厚さ 0.6㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

（２）厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材

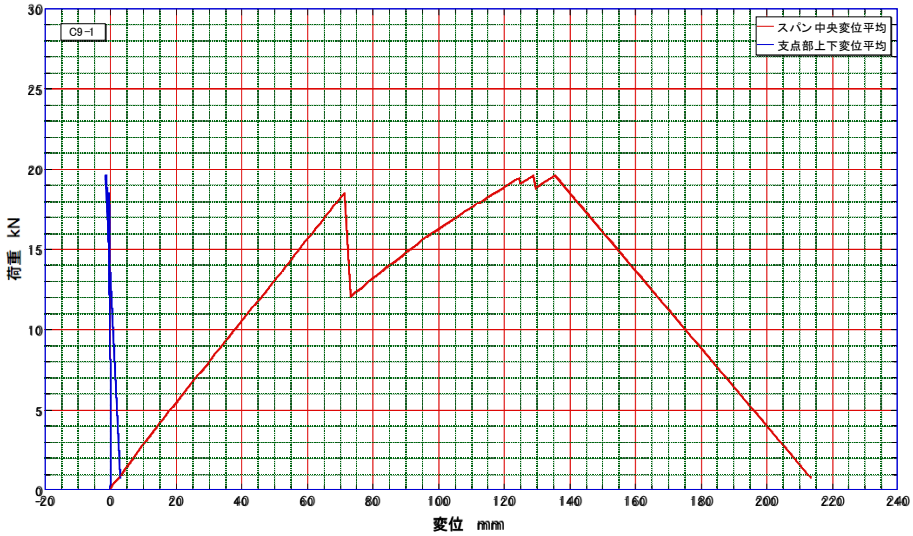


図２．１．２４　Ｃ９−１厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

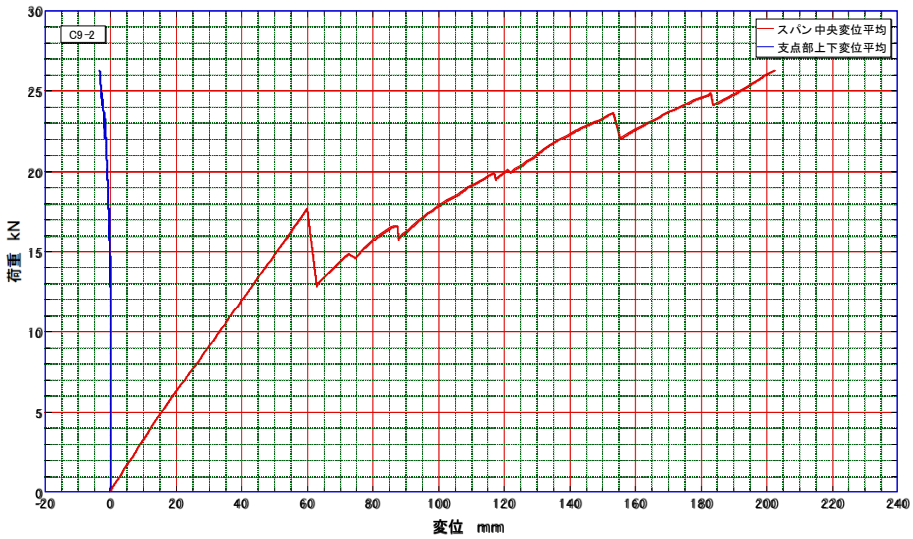


図２．１．２５　Ｃ９−２厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

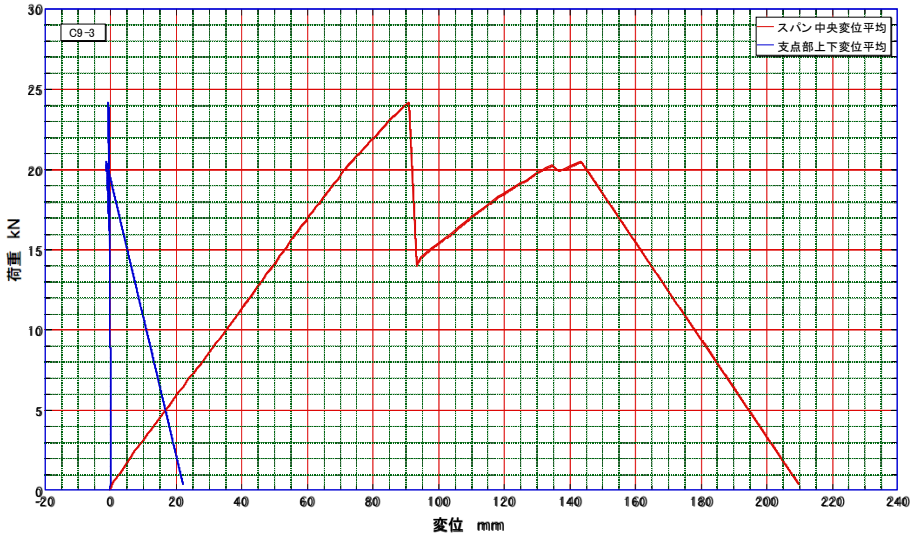


図２．１．２６　Ｃ９−３厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

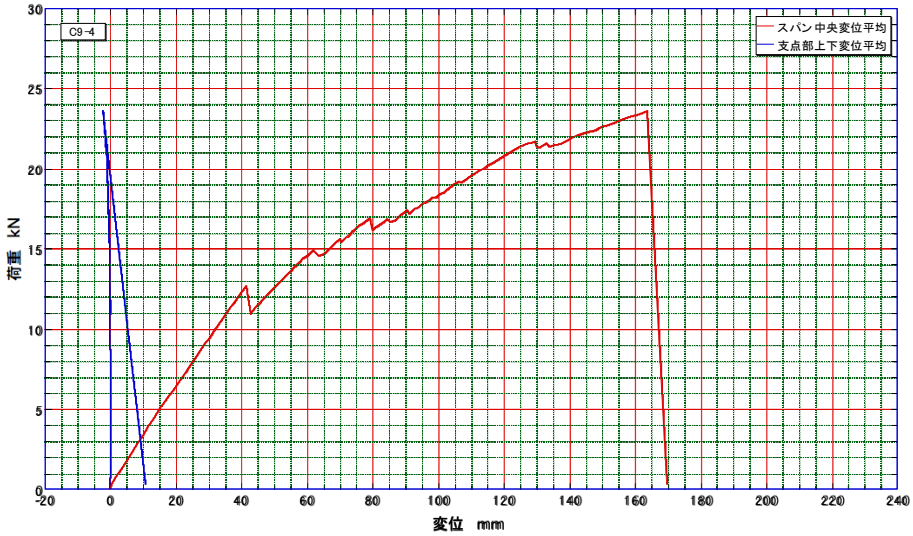


図２．１．２７　Ｃ９−４厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

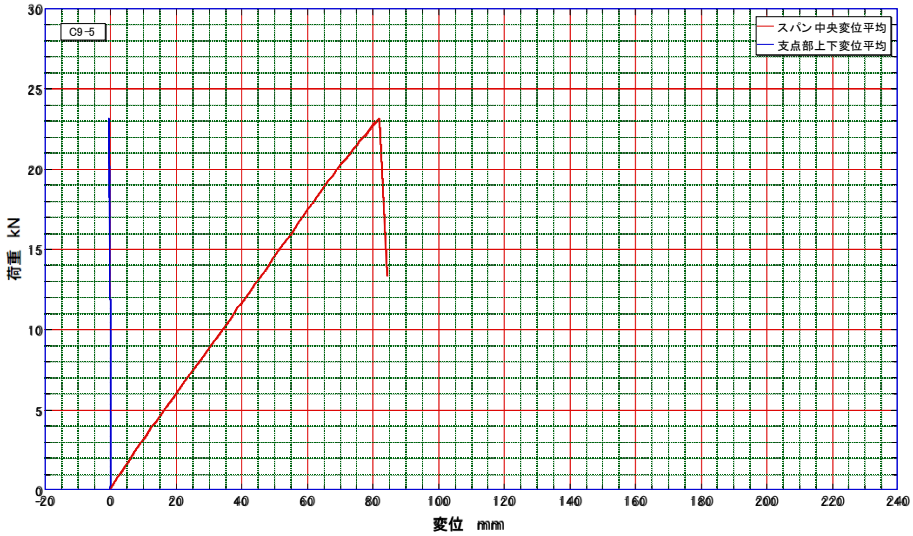


図２．１．２８　Ｃ９−５厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

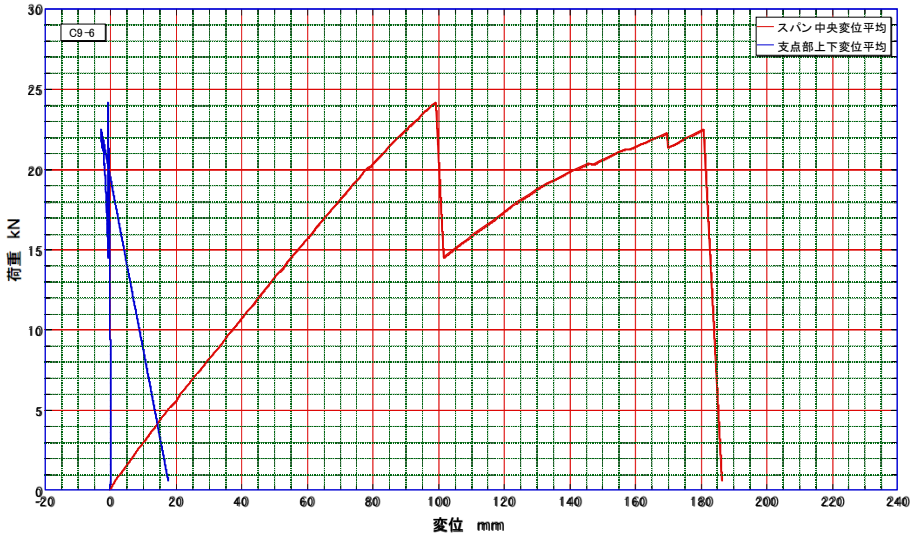


図２．１．２９　Ｃ９−６厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

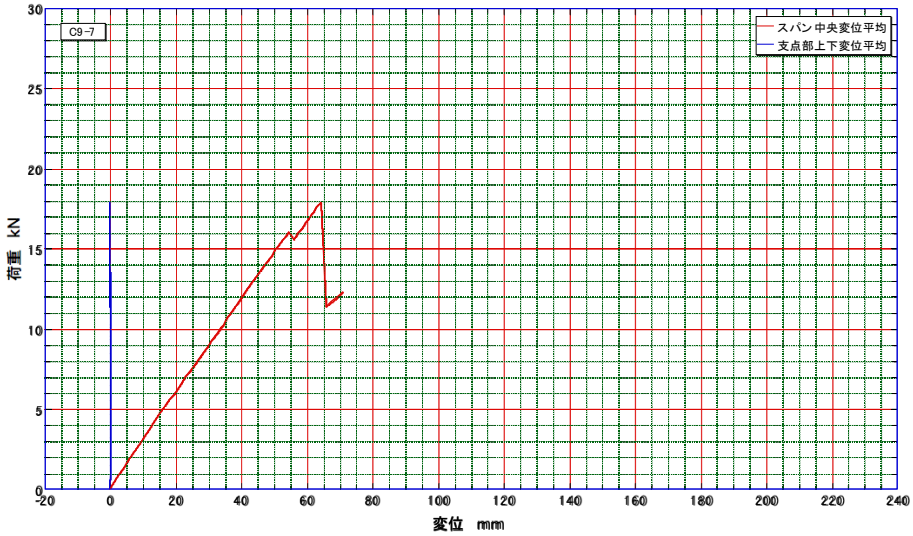


図２．１．３０　Ｃ９−７厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

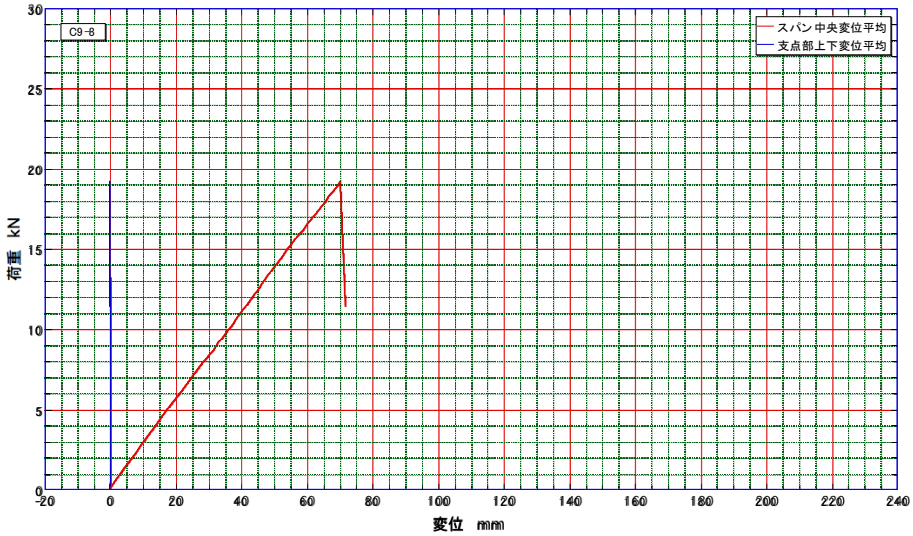


図２．１．３１　Ｃ９−８厚さ 0.9㎜ 炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

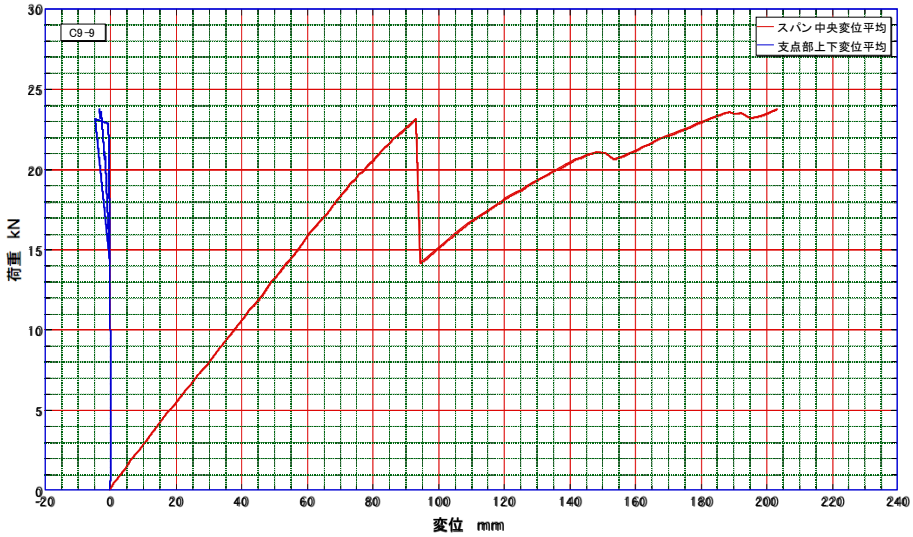


図２．１．３２　Ｃ９−９厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

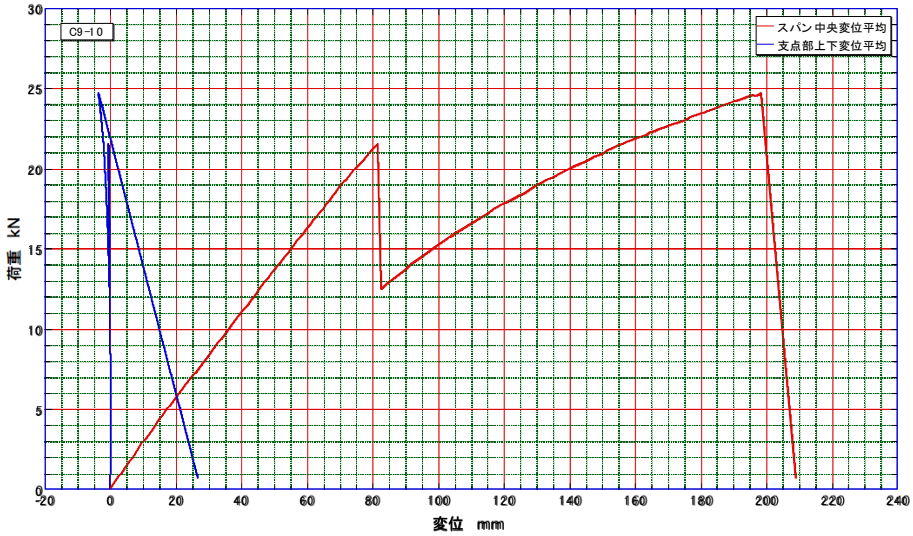


図２．１．３３　Ｃ９−１０厚さ0.9㎜炭素繊維シート入り集成材の荷重−変位曲線

2.2　長期曲げ試験

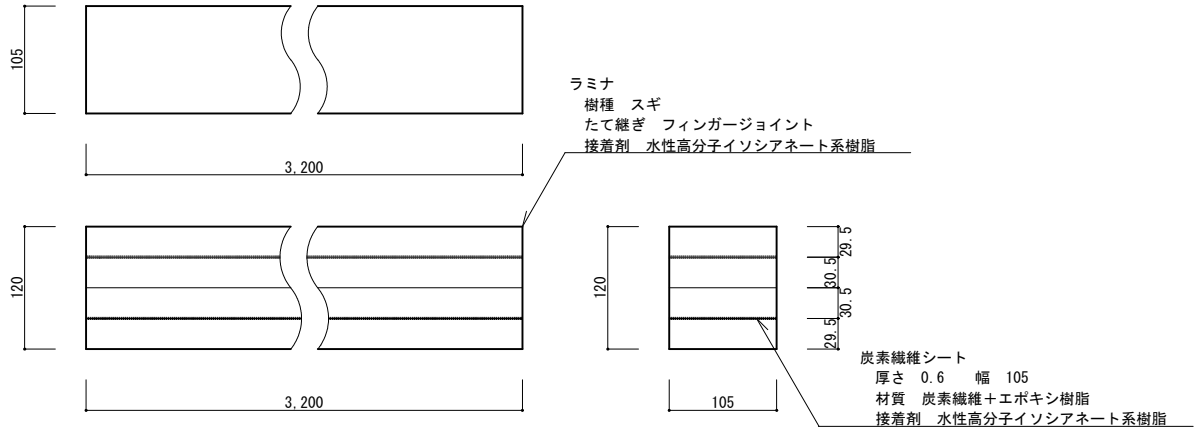
（１）試験体

試験体は、炭素繊維シートを挿入した断面寸法が幅 105㎜×高さ 120㎜、長さが 3200㎜ の木質系複合材料であり、炭素繊維シートの厚さが異なる２種類とした。試験体の一覧を表 2.2.1 に、試験体の詳細を図 2.2.1 に、試験体の含水率、密度及び曲げ剛性を表 2.2.2 に、荷重ーたわみ曲線を図 2.2.2 及び図 2.2.3 に、ラミナの曲げヤング係数を表 2.2.3 に示す。

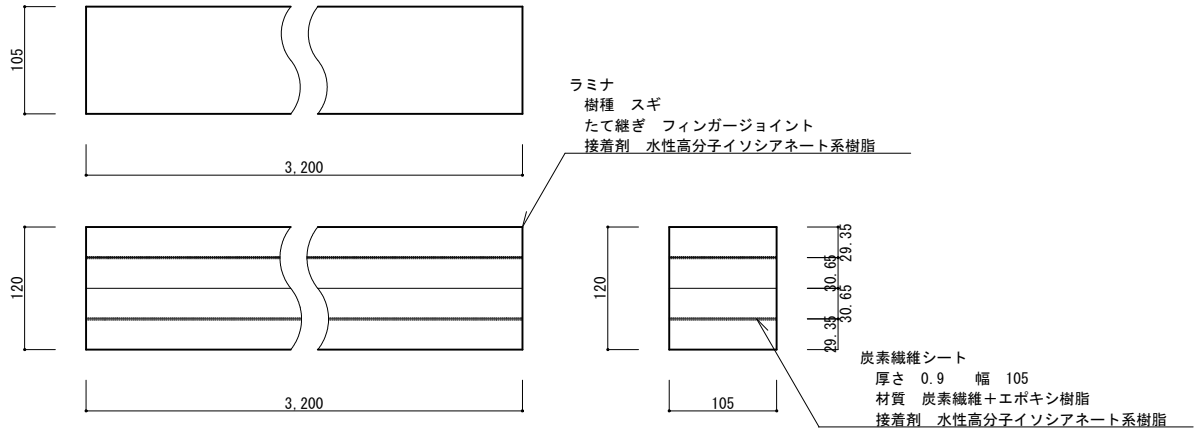
表 2.2.1　　試験体

試験体記号	寸法 ㎜	ラミナ			炭素繊維シート				数量
		樹種	たて継ぎ	接着剤	寸法 ㎜	材質	配置	接着剤	
Ｃ６	幅：105 高さ：120 長さ：3200	スギ	フィンガージョイント	水性高分子イソシアネート系樹脂	厚さ0.6 幅 105	炭素繊維＋エポキシ樹脂	上下各１枚	水性高分子イソシアネート系樹脂	6
Ｃ９					厚さ0.9 幅 105				6

単位 ㎜



試験体記号：Ｃ６



試験体記号：Ｃ９

図 2.2.1　　試験体

表 2.2.2　　試験体の含水率、密度及び曲げ剛性

試験体		含水率	密度	曲げ剛性
記号	番号	%	g/cm^3	$\times 10^{11}$ N・mm^2
C６	1	11.1	0.41	1.31
	2	13.9	0.43	1.34
	3	10.9	0.43	1.29
	4	11.1	0.43	1.22
	5	11.2	0.43	1.29
	6	11.5	0.43	1.37
	平均	11.6	0.43	1.30
C９	1	11.4	0.43	1.36
	2	11.8	0.43	1.31
	3	10.5	0.44	1.37
	4	10.2	0.45	1.41
	5	11.6	0.45	1.45
	6	12.7	0.45	1.40
	平均	11.4	0.44	1.38

（注）1. 測定は、試験体搬入後、恒温恒湿室（20℃、65%）で 3 週間程度の養生を行った後実施した。

2. 含水率の測定は木材水分計（電気抵抗式、測定範囲 7～80%）を使用して行い、表中の値は最外層のラミナで測定した 6 点（上下 3 点ずつ）の平均値である。

3. 密度は、測定した試験体質量（炭素繊維シートの質量を含む）を公称体積で除した値である。

4. 曲げ剛性は、3 等分 2 点荷重方式（支持スパン L=3m）による曲げ試験を行い、図 2.2.2 及び図 2.2.3 に示す荷重－たわみ曲線の初期荷重点と最終荷重点のデータを用い、次式より算出した。

曲げ剛性＝$23\times \Delta P\times L^3 / (1296\times \Delta \delta)$

ここで、ΔP：初期荷重点から最終荷重点の荷重増分

$\Delta \delta$ ：初期荷重点から最終荷重点のたわみ増分

試験体記号：Ｃ６

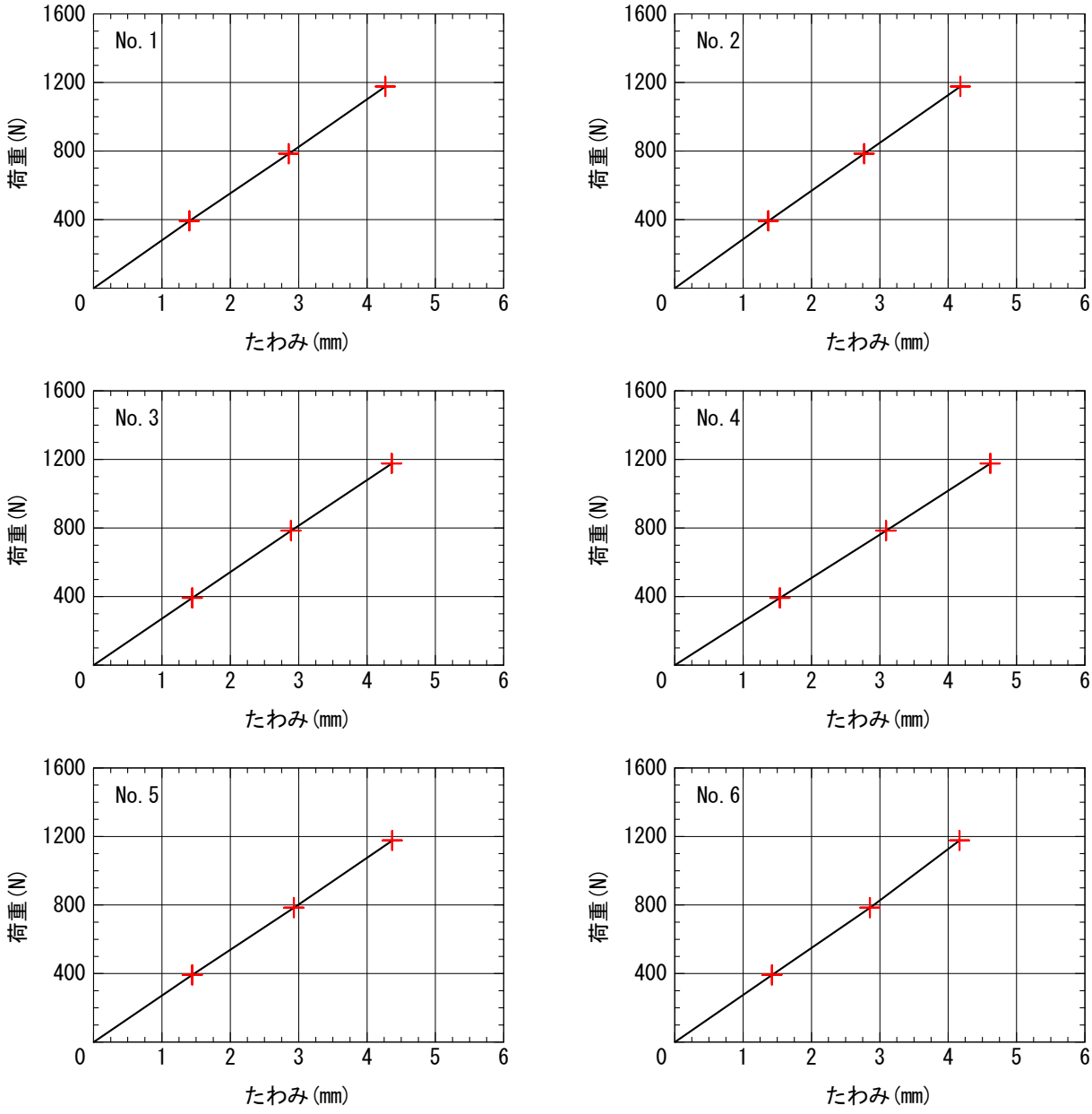


図 2.2.2　　荷重－たわみ曲線

試験体記号：Ｃ９

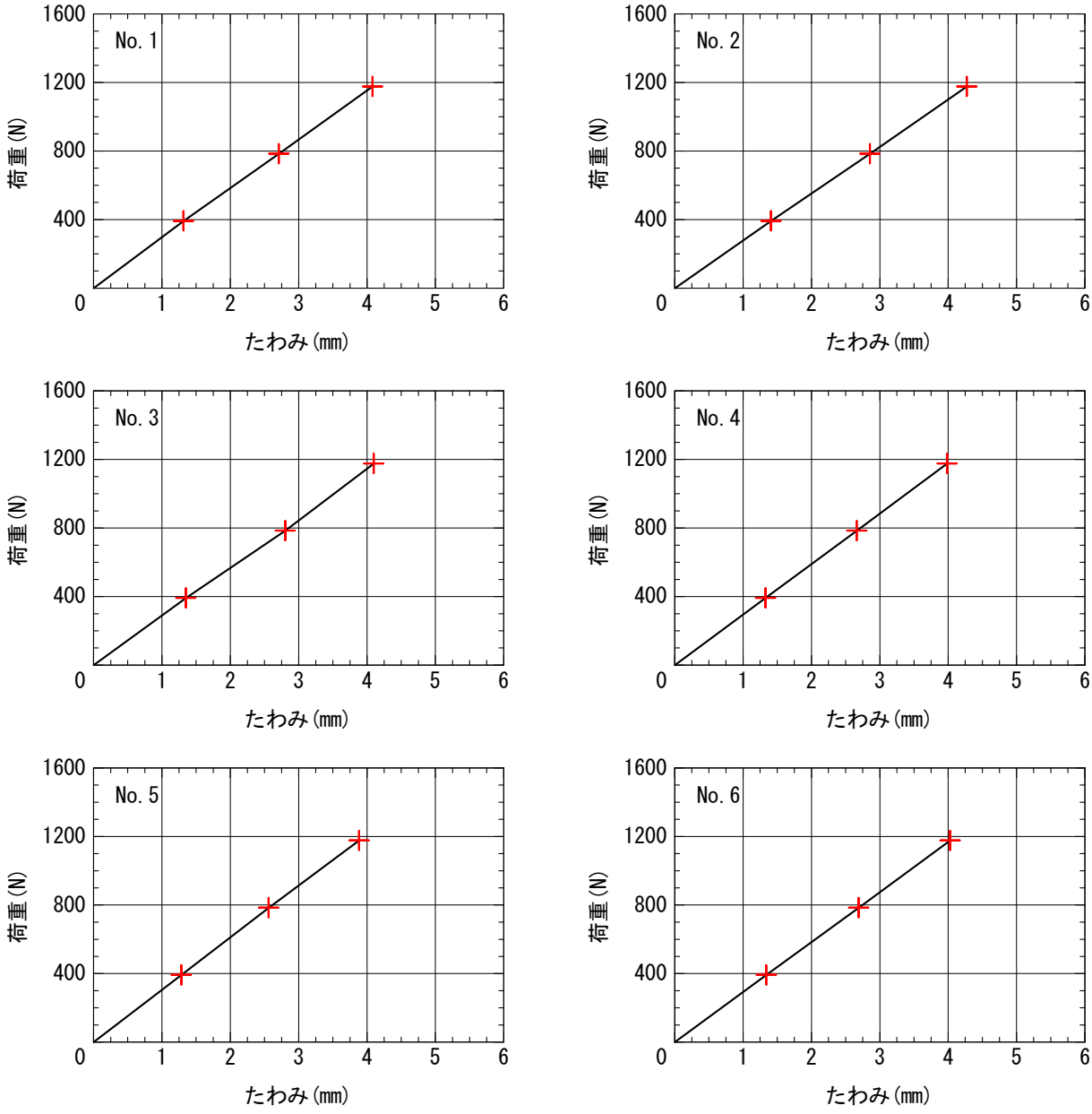


図 2.2.3　　荷重－たわみ曲線

表 2.2.3　　ラミナの曲げヤング係数

試験体		曲げヤング係数　$\times 10^3$ N/mm^2				
記号	番号	1 層目 （圧縮側最外層）	2 層目	3 層目	4 層目 （引張側最外層）	平均
Ｃ６	1	6.88	6.84	7.20	7.20	7.03
	2	8.14	7.64	6.72	7.11	7.40
	3	7.10	7.02	6.68	7.04	6.96
	4	7.08	7.31	7.24	6.89	7.13
	5	7.03	7.76	7.86	7.57	7.56
	6	6.87	7.59	7.52	7.39	7.34
Ｃ９	1	6.78	7.95	6.76	7.17	7.17
	2	7.43	7.25	6.73	6.73	7.04
	3	7.33	7.33	7.07	6.88	7.15
	4	8.18	7.68	8.10	7.73	7.92
	5	7.77	8.03	8.14	8.08	8.01
	6	7.49	7.30	8.20	7.69	7.67

（2）試験方法

試験方法を図 2.2.4 に、載荷装置及び測定装置の一覧を表 2.2.4 に、試験実施状況を写真 2.2.1 に示す。

試験は恒温恒湿室で実施した。てこ式の載荷ジグを使用して、試験体に 3 等分 2 点荷重方式による一定の曲げ荷重を加え、試験体が破壊するまでの荷重継続時間を測定した。

変位の測定は、試験体中央及び支持点の上下方向変位について行った。また、ひずみの測定は、図 2.2.4 に示す位置の木材の材軸方向ひずみについて行った。

なお、載荷ジグのキャリブレーション、各試験体の載荷荷重及びデータのサンプリング方法については後述する。

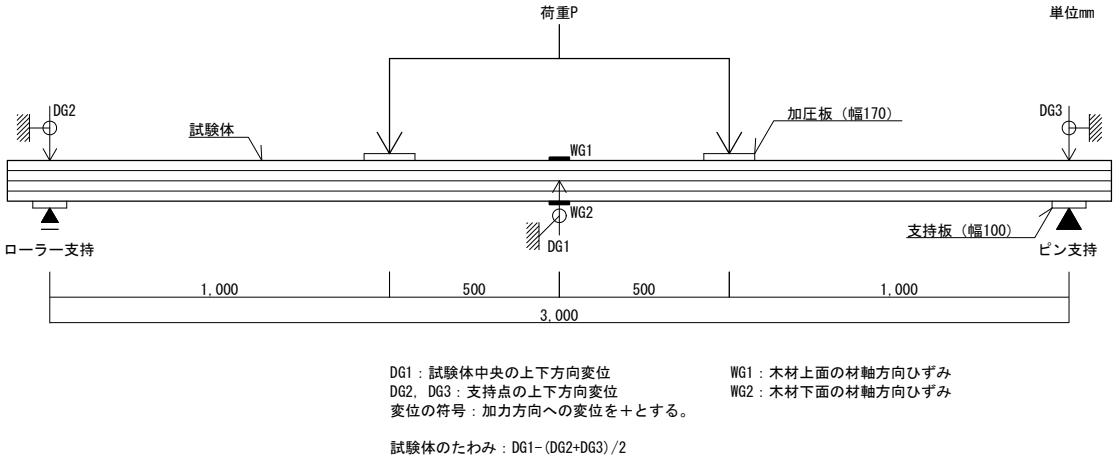


図 2.2.4　　試験方法

表 2.2.4　　載荷装置及び測定装置

種類	名称	仕様及び用途
載荷装置	恒温恒湿室	温度 20℃±2℃、湿度 65%±5%
	てこ式載荷ジグ	最大載荷容量：45kN、支持スパン：3000mm、6 台使用
	載荷おもり	鋼板及びおもり（鉛袋）
測定装置	電気式変位計	容量：500mm、感度：20×10^{-6}／mm、非直線性：0.3%RO 容量：50mm、感度：100×10^{-6}／mm、非直線性：0.2%RO
	ひずみゲージ	種類：木材長期測定用、検長：60mm、抵抗値：120Ω
	データロガー	変位及びひずみ測定用

写真 2.2.1　　試験実施状況

1）載荷ジグのキャリブレーション

試験に先立ち、載荷ジグ 6 台について、載荷点中央に発生する荷重とおもりの関係を測定した。おもりには鋼板を使用し、質量は 0.01kg 単位で測定した。載荷点中央の荷重は、センターホール型ロードセル（容量：50kN、ヒステリシス：0.3%RO、非直線性：0.3%RO）を使用して測定した。

載荷点中央の荷重とおもりの関係を図 2.2.5 に示す。図 2.2.5 より各載荷ジグの回帰直線は次式となり、これらを用い、所定の載荷荷重に対応するおもりの質量を算出した。

$$P = a \times W + b$$

ここで、P：載荷点中央の荷重、W：おもり、a、b：下表による。

載荷ジグ	1 号機	2 号機	3 号機	4 号機	5 号機	6 号機
a	0.0590	0.0589	0.0593	0.0587	0.0589	0.0591
b	8.793	8.895	8.849	8.852	8.846	8.884

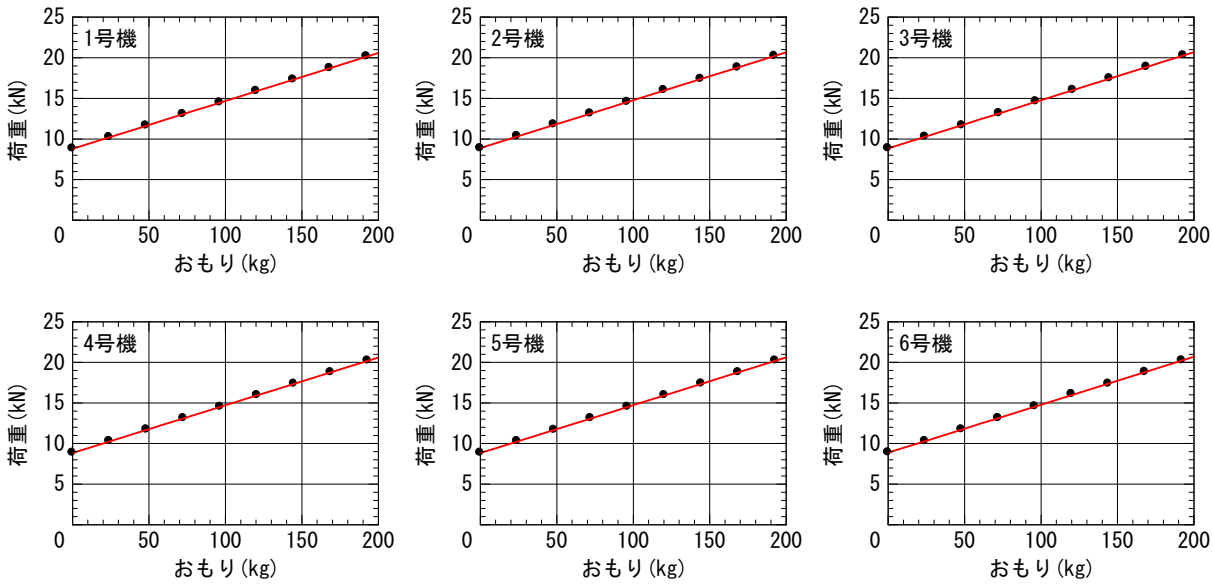


図 2.2.5　　載荷点中央の荷重とおもりの関係

２）各試験体の載荷荷重

各試験体の載荷荷重の設定値を表 2.2.5 に示す。なお、載荷の基準となる曲げ強度については、曲げ破壊試験で得られた最大荷重の平均値とした。

表 2.2.5　　載荷荷重の設定値

試験体		荷重比	載荷荷重	曲げ強度
記号	番号	%	kN	kN
Ｃ６	1	95	19.29	20.30
	2	90	18.27	
	3	85	17.26	
	4	80	16.24	
	5	75	15.23	
	6	70	14.21	
Ｃ９	1	95	19.97	21.02
	2	90	18.92	
	3	85	17.87	
	4	80	16.82	
	5	75	15.77	
	6	70	14.71	

３）データのサンプリング方法

載荷は、試験体に衝撃的な荷重が加わらないよう、加力部のバランスや試験体の変形状況を確認しながら徐々に行った。載荷終了までの時間は 5 分以内を目標とした。

変位及びひずみのサンプリングは、載荷終了後、600 秒までは 10 秒間隔で行った。その後、90 分までは 1 分間隔、次いで、400 分までは 5 分間隔で行い、以後、1 時間間隔で行った。

試験室の温度及び湿度の測定はデジタル温湿度計を使用して行い、試験期間中、1 時間間隔で測定した。測定結果を図 2.2.6 に示す。

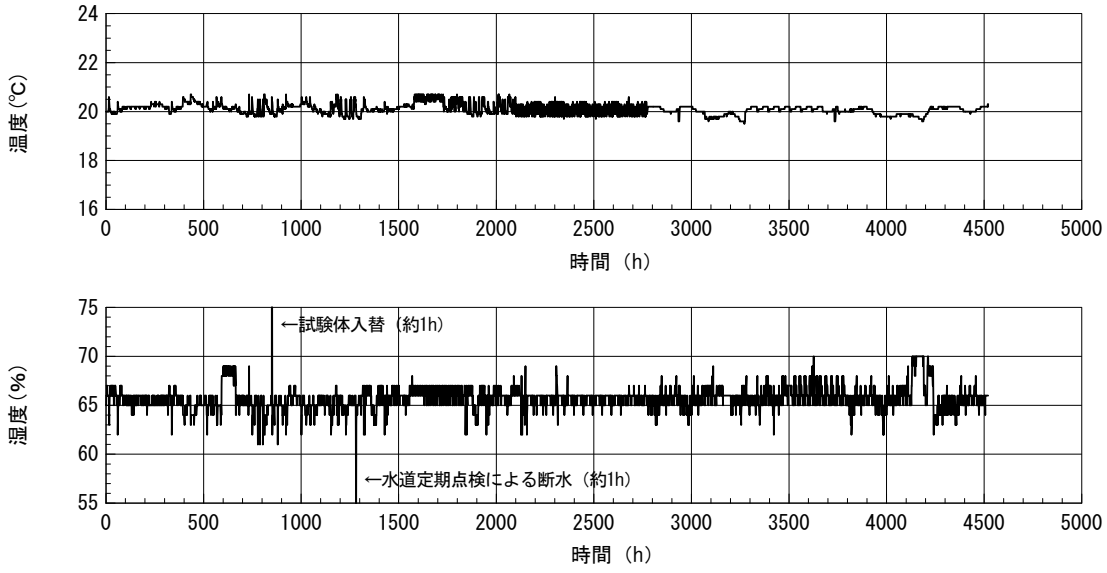


図 2.2.6　　試験室の温度及び湿度

（3）試験結果

1）試験結果の一覧を表 2.2.6 に、荷重比と荷重継続時間の常用対数の関係を図 2.2.7 に示す。なお、図 2.2.7 において、載荷中に破壊した試験体の荷重継続時間は 1 分として図示した。また、図中には参考として、建築基準法施行令第 89 条における荷重比と荷重継続時間の関係（青色の破線）及びマディソン・カーブ（赤色の実線、$y=108.4/x^{0.04635}+18.3$、ここで、x：破壊までの時間 sec、y：荷重比%）を示した。

2）たわみ及びひずみの測定結果を表 2.2.7 に示す。

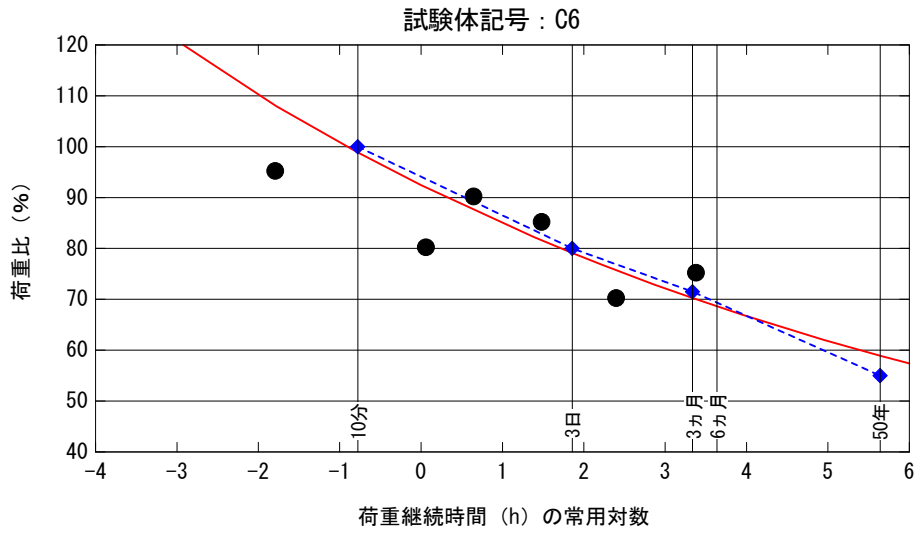
3）たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係を図 2.2.8～図 2.2.13 に示す。

4）試験体の破壊状況を写真 2.2.2～写真 2.2.13 に示す。

表 2.2.6　　試験結果

試験体		荷重比	載荷荷重	荷重継続時間			備考
記号	番号	%	kN	s	min	h	
C６	1	95	19.29	－	－	－	載荷中に破壊
	2	90	18.27	16510	275.2	4.59	－
	3	85	17.26	112810	1880.2	31.34	－
	4	80	16.24	4270	71.2	1.19	－
	5	75	15.23	8916443	148607.4	2476.79	－
	6	70	14.21	930010	15500.2	258.34	－
C９	1	95	19.97	5410	90.2	1.50	－
	2	90	18.92	44410	740.2	12.34	－
	3	85	17.87	(7741210)	(129020.2)	(2150.34)	載荷継続中
	4	80	16.82	134420	2240.3	37.34	－
	5	75	15.77	930020	15500.3	258.34	－
	6	70	14.71	674410	11240.2	187.34	－

（注）載荷継続中の試験体については、参考値として 1 月 30 日時点の載荷時間を（　）内に示した。



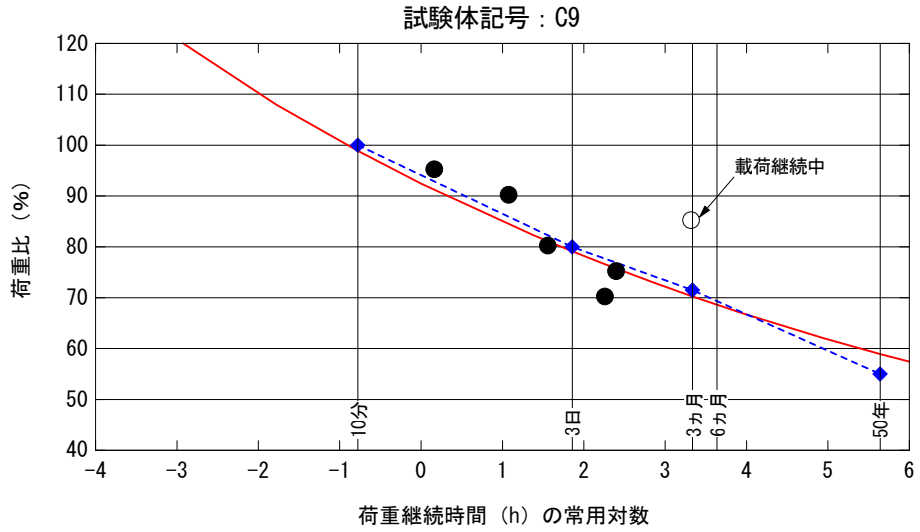


図 2.2.7　　荷重比と荷重継続時間の関係

表 2.2.7　　たわみ及びひずみの測定結果

試験体		荷重比	載荷時間	たわみ	木材のひずみ ×10^{-6}	
記号	番号	%	h	mm	WG1	WG2
Ｃ６	1	95	破壊直前	49.4	-3043	2924
	2	90	載荷直後	65.0	-3427	3516
			4.59	69.6	-3284	3703
	3	85	載荷直後	64.8	-4268	2906
			31.34	70.9	-4841	3048
	4	80	載荷直後	65.1	-3801	3501
			1.19	67.2	-3881	3586
	5	75	載荷直後	55.9	-3051	3380
			2476.79	75.3	-3688	4234
	6	70	載荷直後	48.2	-2629	ゲージアウト
			258.34	58.6	-2733	ゲージアウト
Ｃ９	1	95	載荷直後	70.8	-4260	4058
			1.50	74.3	-4482	4206
	2	90	載荷直後	70.1	-3795	4081
			12.34	73.8	-3890	4252
	3	85	載荷直後	60.8	-3564	3533
			(2150.34)	(73.5)	(-4406)	(4317)
	4	80	載荷直後	58.1	-3556	3857
			37.34	62.4	-3859	4154
	5	75	載荷直後	51.0	-3043	2982
			258.34	57.7	-3334	3262
	6	70	載荷直後	47.8	-3006	3033
			187.34	54.4	-3380	3400

（注）載荷継続中の試験体については、参考値として 1 月 30 日時点のデータを（　）内に示した。

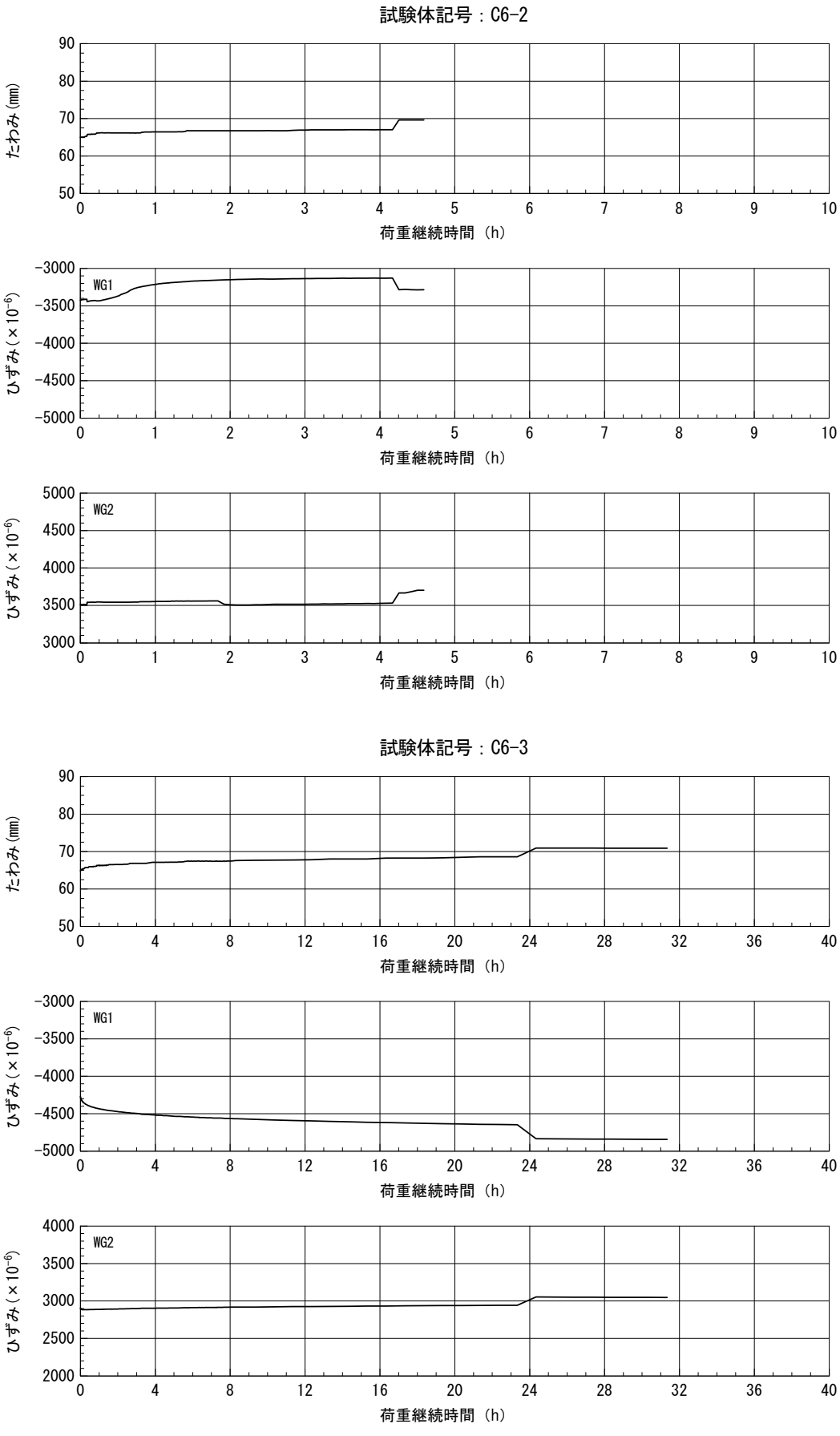


図 2.2.8　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

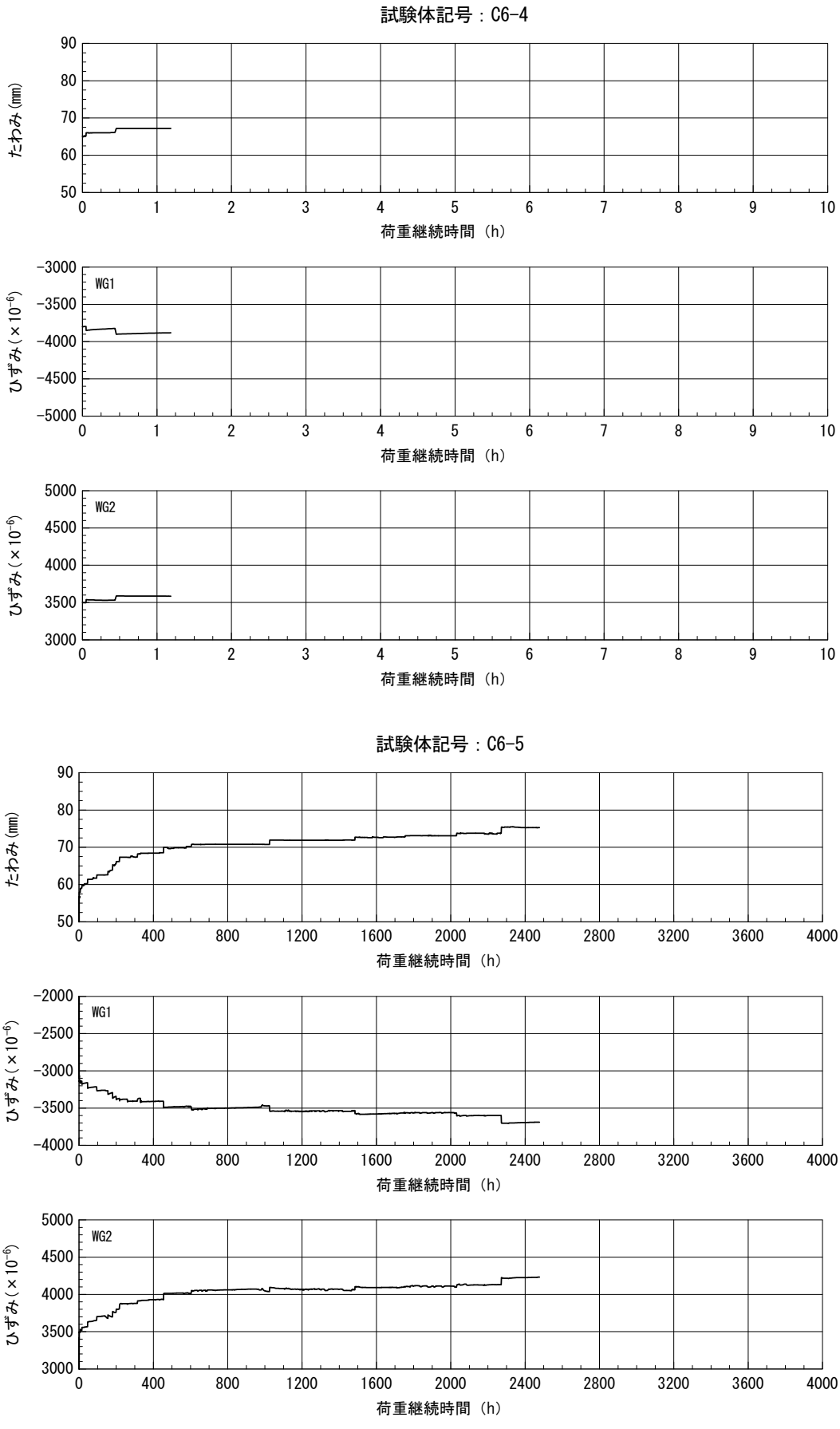


図 2.2.9　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

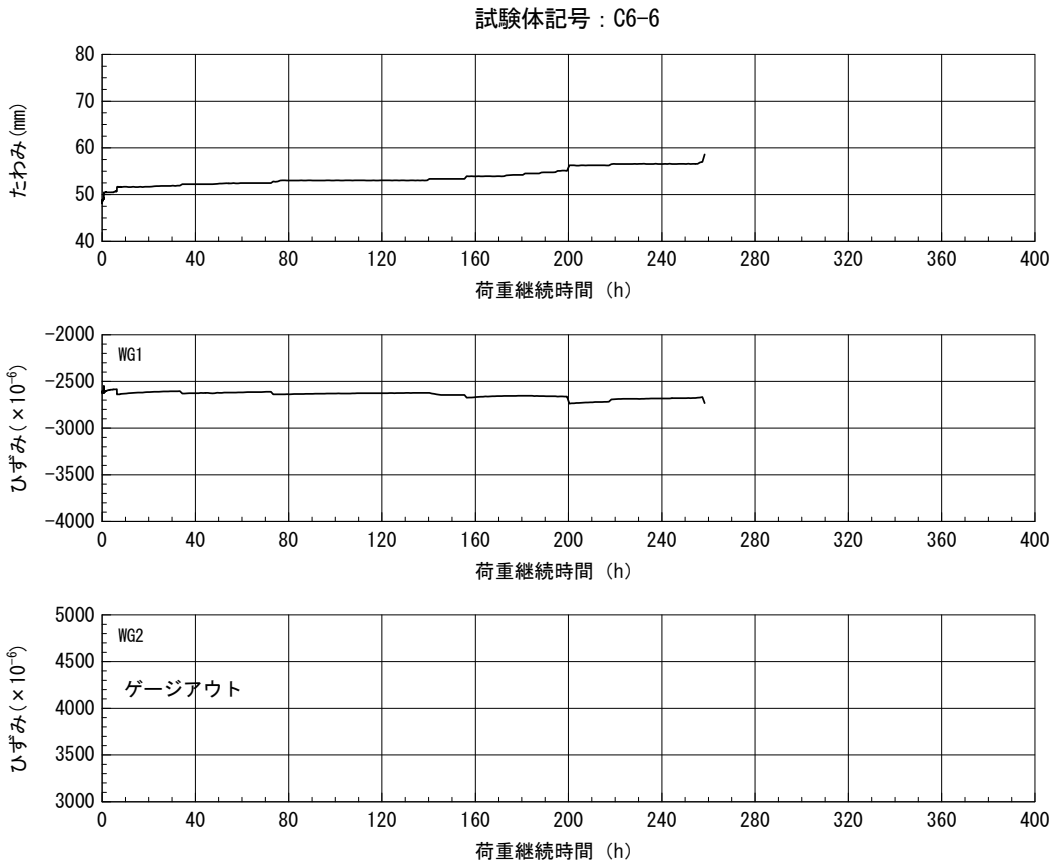


図 2.2.10　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

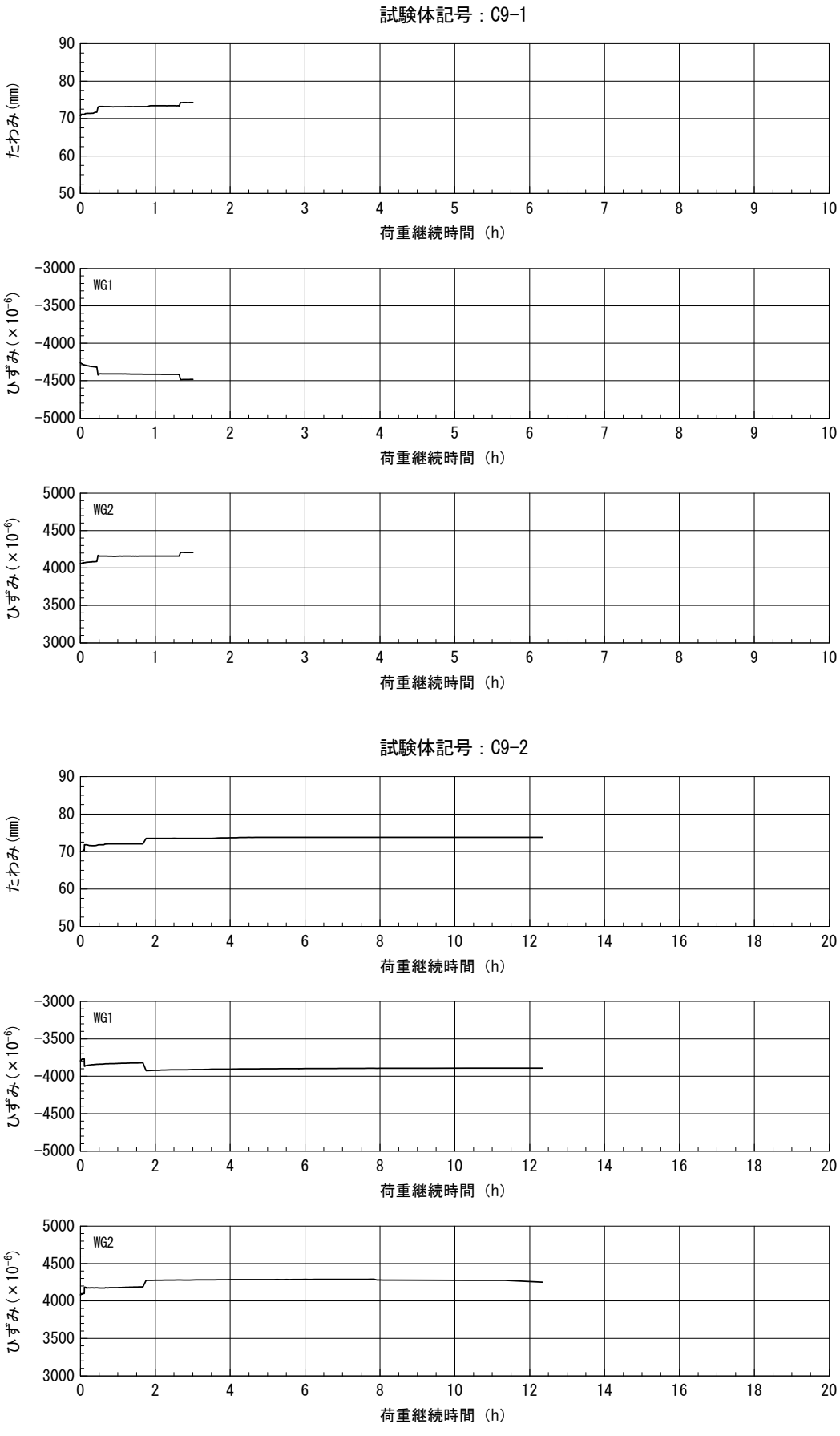


図 2.2.11　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

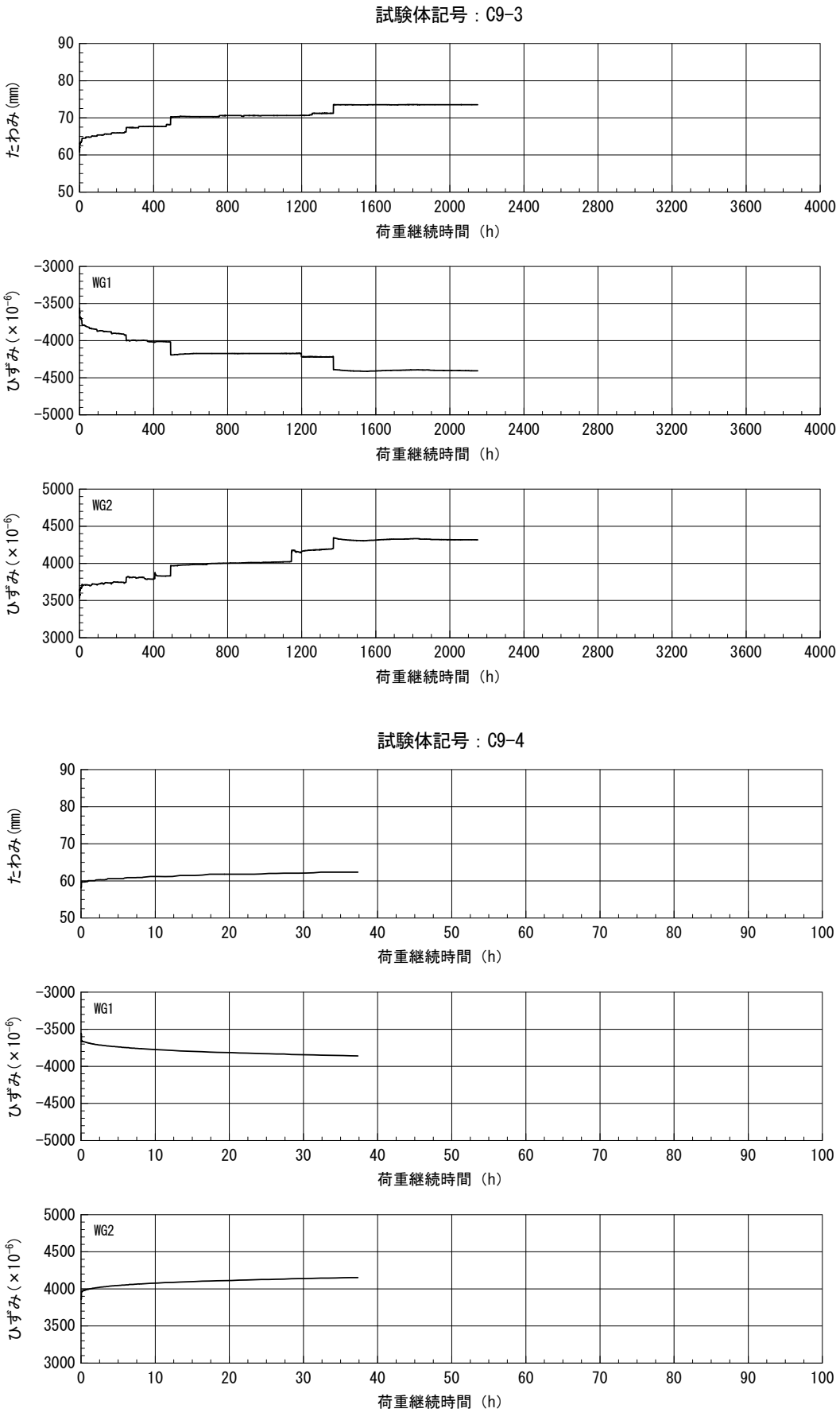


図 2.2.12　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

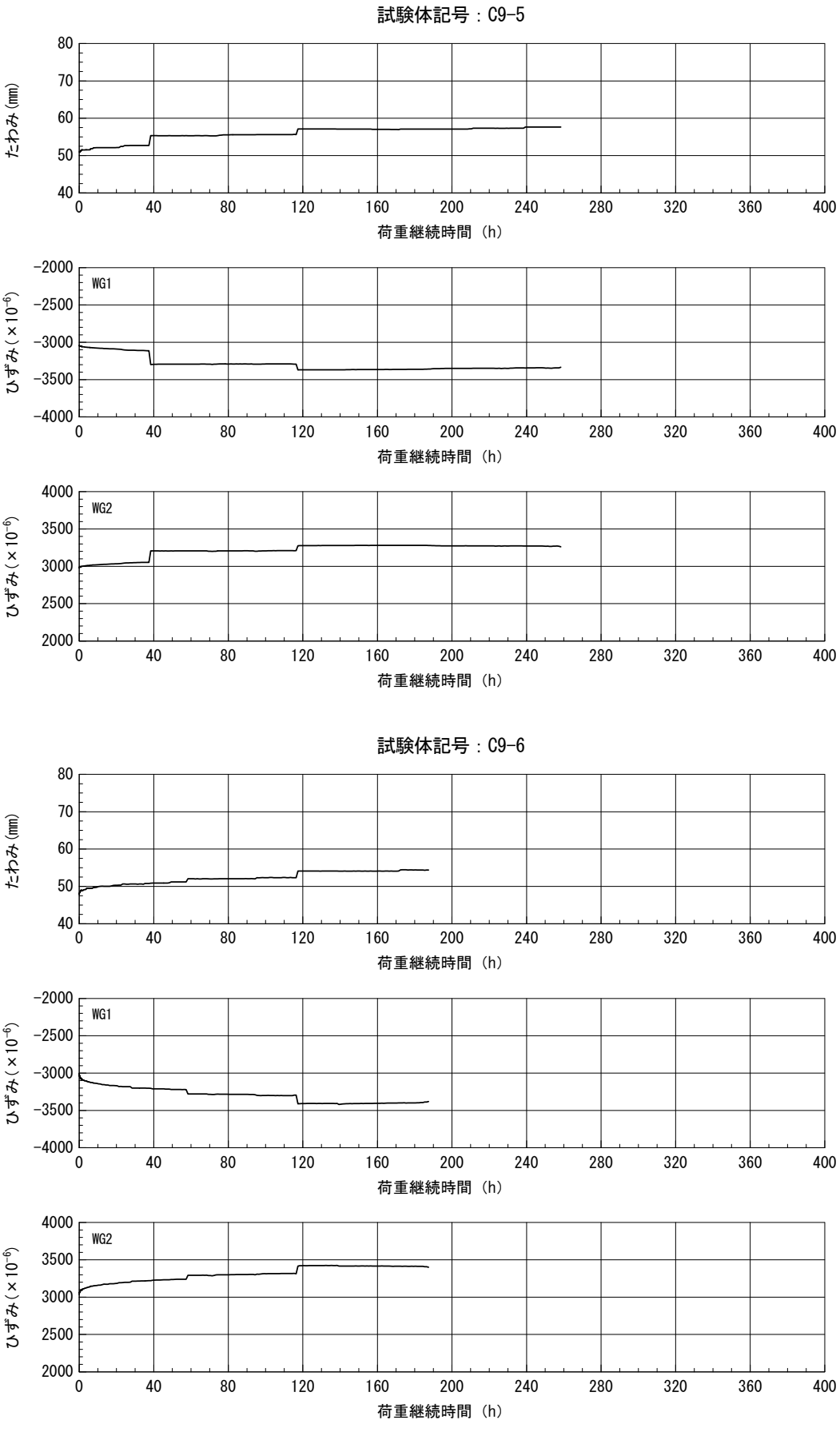


図 2.2.13　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

写真 2.2.2　破壊状況

試験体記号：C6-1

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.3　破壊状況

試験体記号：C6-2

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.4　破壊状況

試験体記号：C6-3

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.5　破壊状況

試験体記号：C6-4

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.6　破壊状況

試験体記号：C6-5

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.7　破壊状況

試験体記号：C6-6

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.8　破壊状況

試験体記号：C9-1

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.9　破壊状況

試験体記号：C9-2

フィンガージョイント部で破壊

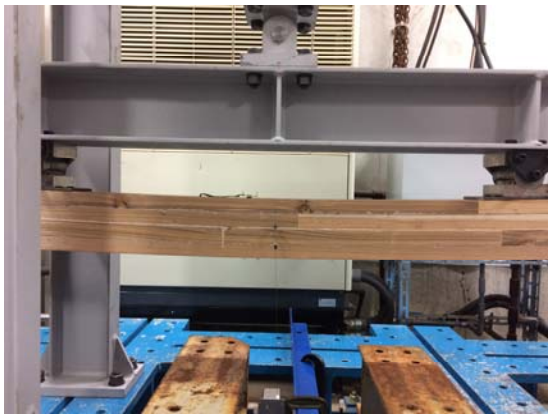


写真 2.2.10　破壊状況（載荷継続中）

試験体記号：C9-3

引張縁に一部割れ（節位置）

写真 2.2.11　破壊状況

試験体記号：C9-4

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.12　破壊状況

試験体記号：C9-5

フィンガージョイント部で破壊

写真 2.2.13　破壊状況

試験体記号：C9-6

フィンガージョイント部で破壊

第３章　木質系複合材料の接着接合部等の DOL 試験

3.1　木材、木材と接着剤の界面、異形鉄筋と接着剤の界面の DOL

3.1.1　予備試験

集成材(WG)、炭素繊維入集成材(CG)および異形鉄筋入集成材(SG)について、接着層の DOL 試験を行う前の予備試験を行った。

まず、昨年静的破壊試験を行った試験体の端から、WG および CG については、写真 1 および 2 のような椅子型試験体を採取した。SG については、写真 3 のように切断した後、写真 4 に示すように 4 つの小試験体に分割した。

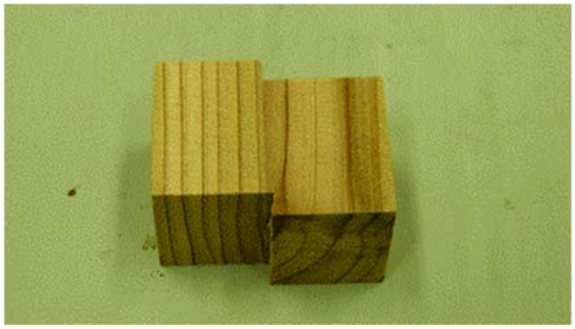


写真 1　椅子型試験体(WG 試験体)

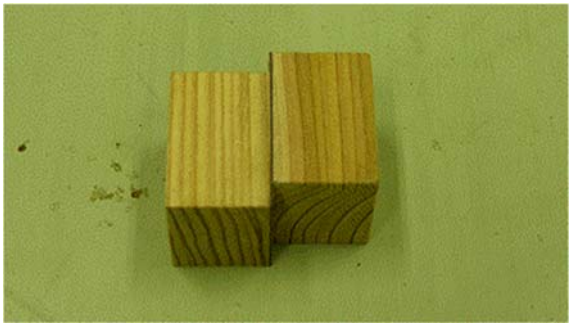


写真 2　椅子型試験体(CG 試験体)
中央に炭素繊維が見える

写真 3　SG 試験体(1)

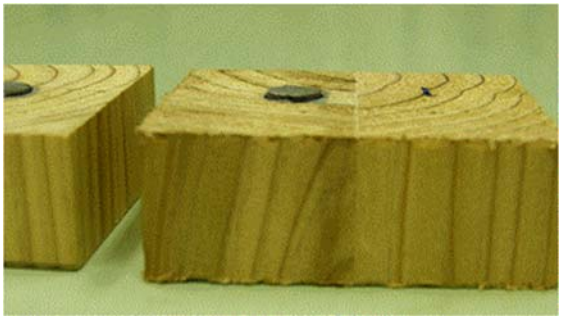


写真 4　SG 試験体(2)

3.1.1.1　SG 試験体における異形鉄筋押抜試験

写真 4 の試験体（以後 SGP と呼ぶ）について、異形鉄筋の押抜試験を行った。これは、異形鉄筋とエポキシ樹脂の界面に関する DOL 試験を行うための耐力を求めることが目的である。厚さは 20㎜ であり、異形鉄筋には節が約 6.7㎜ ピッチで配置してあるので、2 つは必ず節が存在していることになる。その様子を写真 5 に示した。写真 6 に示すように、SGP の下に厚さ 9㎜ の平鋼を置いてある。平鋼には写真 7 に示すように、径 11㎜ の孔が空いている。SGP の異形鉄筋が平鋼の孔の真上に来るように SGP をセットし、その上から異形鉄筋より少し小さめの丸棒で押し抜いた。異形鉄筋は長さ 20㎜、径は 9㎜ なので、加えた荷重を側面積で除した値を、異形鉄筋に加わるせん断応力とした。そのときのクロスヘッドの見かけの変位とせん断応力の関係を図 1 に示した。これより、最大せん断応力を求め、SGP の押抜耐力 PL とした。図 1 の場合、最大せん断応力は 3.34N/㎟ となった。押抜いた後の様子を、写真 8 に示した。異形鉄筋が押し抜けていることが分かる。試験はもう 1 体行っており、2 体目は 4.01N/㎟ であった。2 体の平均は 3.74N/㎟ である。

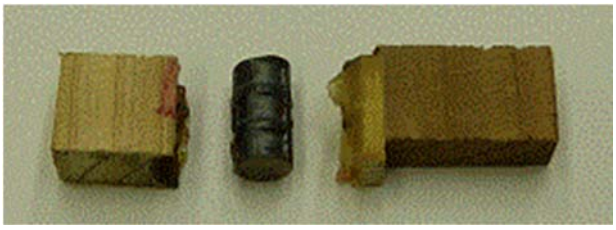


写真５　SG 試験体における異形鉄筋（節が２ケあることが分かる）

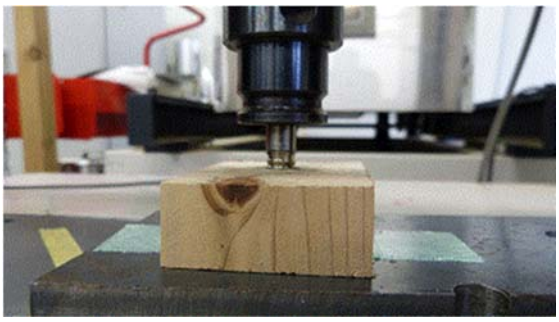


写真６　SGP の押抜試験

写真７　平鋼に空けた径 11㎜の孔

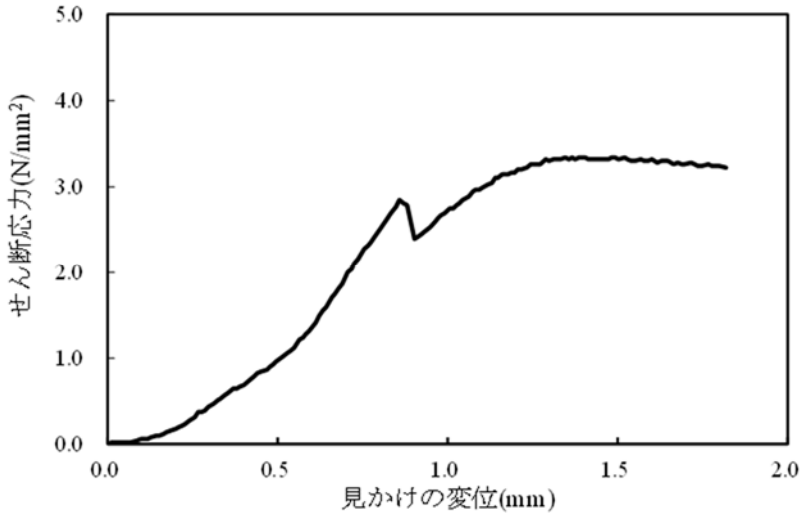


図１　SGP 押抜試験における見かけの変位とせん断応力の関係

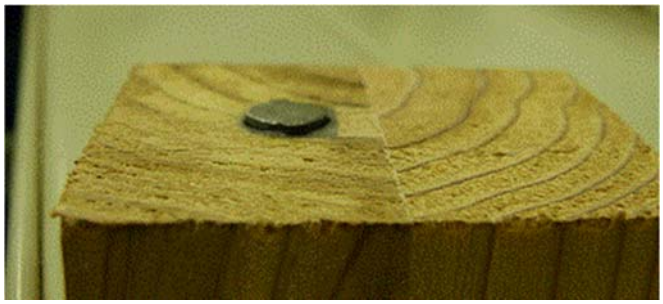


写真８　異形鉄筋が押し抜けている様子

3.1.1.2　WG および CG 試験体における椅子型せん断試験

写真 1 および 2 に示す WG 試験体および CG 試験体に関して、せん断試験を行った。試験の様子を写真 9 に、試験後の試験体を写真 10 に示した。このときのクロスヘッドの見かけの変位とせん断応力との関係を図 2 および図 3 に示した。

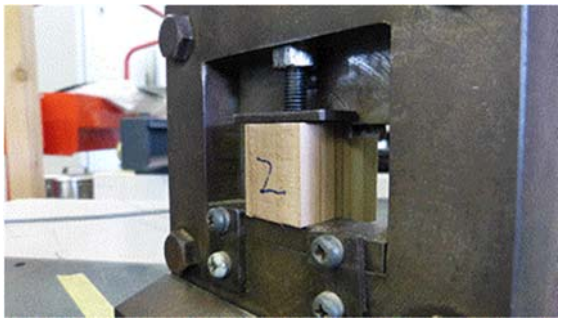


写真 9　WG、CG の椅子型せん断試験

写真 10　せん断試験後の試験体

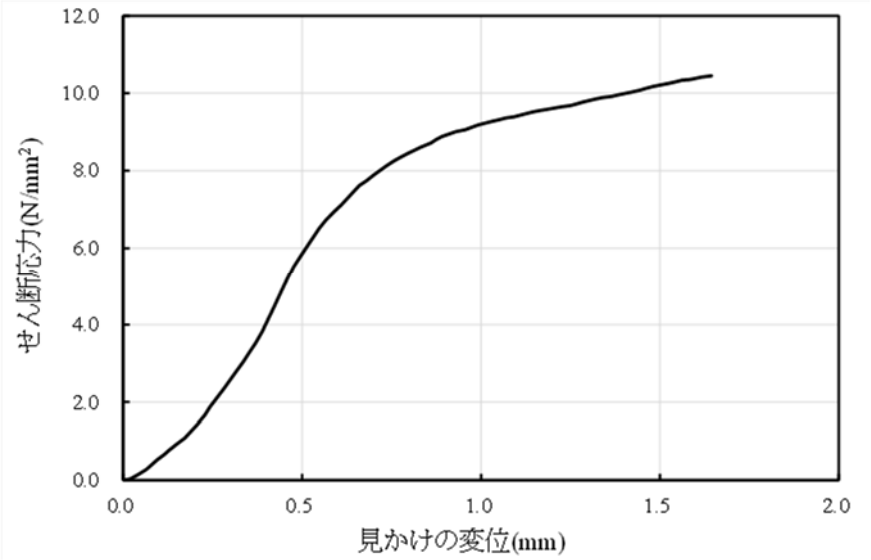


図 2　WG 試験体における見かけの変位とせん断応力の関係

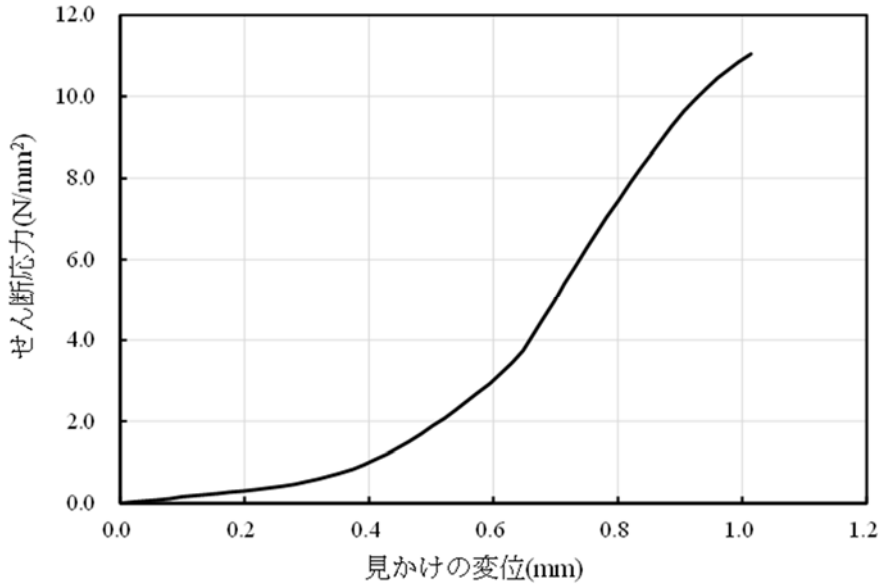


図3　CG 試験体における見かけの変位とせん断荷重の関係

WG 試験体については、昨年の曲げ試験体 W5 から採取した試験体で 5 体、W10 では 6 体のせん断試験を行った。また、CG 試験体では、C8 および C10 からは 5 体のせん断試験を行った。それらの最大せん断応力を表 1 に示した。

表 1　椅子型せん断試験における最大せん断応力(N/mm²)

試験体番号	W5	W10	C8	C10
1	10.4	5.6	11.0	9.5
2	11.0	7.9	10.6	8.1
3	10.9	9.1	13.1	10.2
4	10.1	8.1	9.5	8.7
5	9.8	8.5	-	7.9
6	-	8.0	-	-

3.1.1.3　SG 試験体におけるエポキシ樹脂と木部界面のせん断試験

SG 試験体については、異形鉄筋とエポキシ樹脂界面のせん断の他に、集成材とエポキシ樹脂界面のせん断試験も行う必要がある。異形鉄筋が入っているので、椅子型にするのは難しく、写真 11 に示すように、椅子型にせずにせん断試験を行った。写真 12 に示すように、集成材とエポキシ樹脂の界面にせん断荷重を加えようとした。試験の様子を写真 13 に示した。抑えが十分ではなかったことも理由として考えられるが、試験体が傾いてしまい、界面で破壊が生じなかった。その様子を写真 14 に示した。結果的にうまくいかなかった。そこで、写真 15 に示すような試験体を採取し、せん断試験を行った。写真 1、2 のように、両側を欠いた試験体にしようとし、グラインダーで異形鉄筋側を欠こうしたが、熱のためエポキシが溶け、写真 5 のように割れたしまった。そこで、写真 15 のように、片側だけ欠いた試験体として、写真 16 のようにせん断試験を行った。

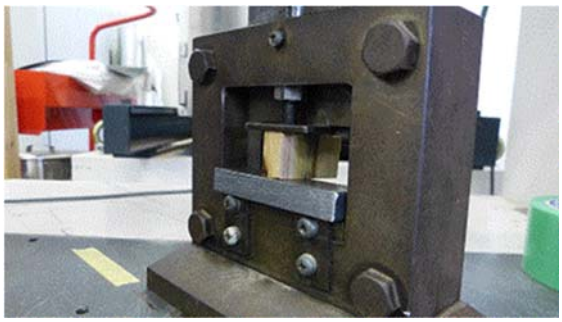


写真 11　集成材とエポキシ樹脂界面の試験体

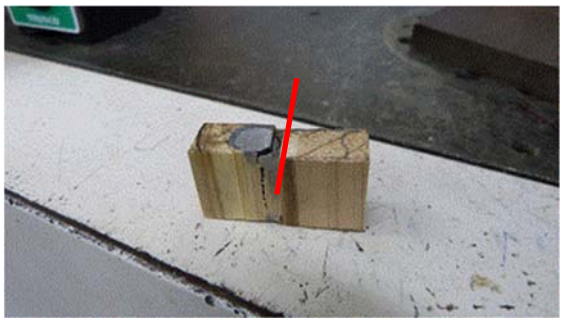


写真 12　せん断荷重を加える界面(赤線)

写真 13　せん断試験の様子

写真 14　せん断試験の様子

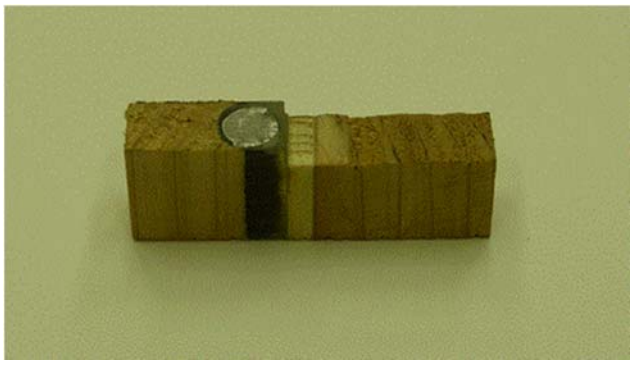


写真 15　片側だけ欠いた試験体

写真 16　せん断試験

最大せん断応力は、9.44N/mm^2 となった。また、写真 16 ではよく分からないが、あまり傾かないことも分かった。下面に切れ込みを入れるなどの改良が必要かもしないが、試験体の作製を考えると、この方式でやるしかないようである。

3.1.1.4　SGP 試験体における DOL 試験

SGP 試験体の DOL 試験を行った。まず、写真 17 に示すように、試験装置に取り付けた 4 つの変位計と写真 18 に示す挿入したロードセルで、上部のボルトにトルクを加えることにより、バネ定数を求めた。そのときの 4 つの変位計と荷重との関係を図 4 に示した。これよりバネ定数は 0.3484kN/mm と求められる。2 回目の測定ではバネ定数は 0.3454kN/mm となり、2 回の平均値では 0.3469kN/mm である。

写真 17　変位計

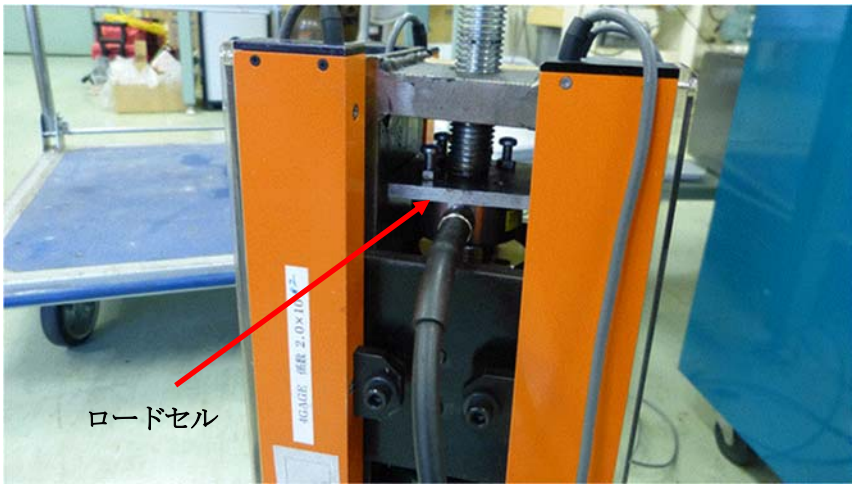


写真 18　ロードセル

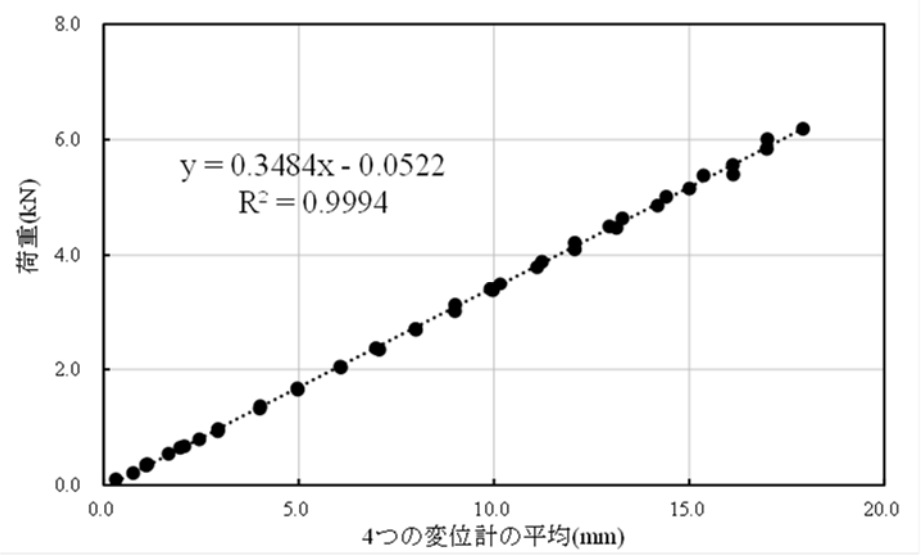


図 4　4 つの変位計の平均と荷重との関係

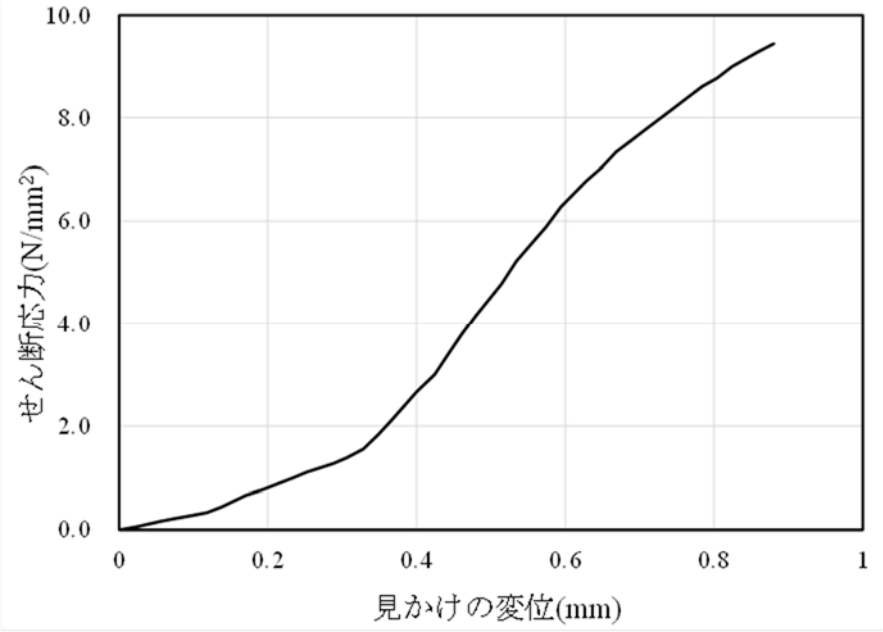


図５　エポキシと材界面における見かけの変位とせん断荷重の関係

SGP の DOL 試験では、2 体の平均 3.74N/mm² の 80%を加えることにした。バネ定数 0.3469kN/mm を用いて、変位を算出すると 10.78mm となる。写真 17 と同様、4 つの変位計の平均値が 10.78mm となるようにボルトにトルクを加えて放置した。その様子を写真 19 に示した。

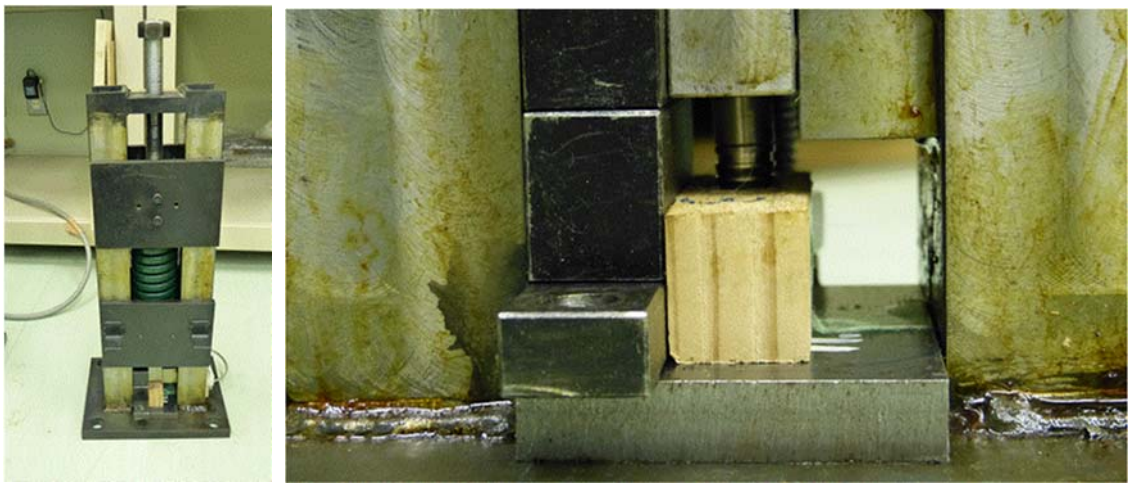


写真 19　SGP 試験体の DOL 試験
試験体の下には、写真６と同様に平鋼に径 11mm の孔が空いている

その後観察していたところ、3 日 8 時間 36 分で破壊していることが分かった。破壊の様子を写真 20 に示した。少しぼやけていて見えにくいが、異形鉄筋が押し抜けていることが分かる。

写真 20　SGP 試験体の DOL 試験破壊の様子

3.1.1.5　CG 試験体における DOL 試験

SGP 試験体と同様に、バネ定数を求め、C10 試験体から採取した 5 体の試験体の最大荷重の平均値 5.543kN の 80%となるように荷重を加えた。そのときの様子を写真 21 に示した。

写真 21　CG 試験体の DOL 試験

その後観察していたところ、15 日 10 時間 24 分で破壊していることが分かった。破壊の様子を写真 22 に示した。

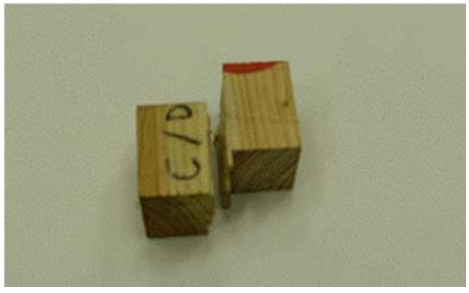


写真 22　CG 試験体の DOL 試験

3.1.2　本試験

3.1.1.4 で示してきた試験装置を用いて、1）木部のみのせん断による DOL 試験、2）異形鉄筋の押抜による DOL 試験、3）エポキシと木部界面接着層のせん断による DOL 試験を行った。1)は、集成材の接着層および炭素繊維層のせん断による DOL 試験と比較するためである。

3.1.2.1　木部のみのせん断 DOL 試験

木部のみのせん断による DOL 試験を行った。試験体の形状は写真1､2に示すように椅子型であるが、接着層や炭素繊維層はなく、木部のみのせん断である。昨年曲げ試験を行った集成材の上部から、木部のみの椅子型試験体を幅方向に 3 体連続で切り出し、両側の 2 体に対し静的せん断試験を行い、せん断強度（最大せん断応力）を求めた。両側 2 体個々の試験結果のヒストグラムを図 6 に示した。その後、両側 2 体の強度の平均値の 0.9、0.85、0.8、0.75、0.7 の応力（応力レベル）を真ん中の試験体に加えた DOL 試験を行った。3.1.1.4 で示したようにして荷重を載加中に破壊する試験体もあり、試験体が足りなくなったため、今度は集成材の下部から、上部と同様に木部のみの椅子型の試験体を幅方向に 3 体連続して切り出し、両側 2 体に対し静的せん断試験を行った。図 6 と同様に、両側 2 体個々の試験結果のヒストグラムを図 7 に示した。図 6 と 7 を比較すると、個所によりせん断強度が異なっていることが分かる。集成材の下部から採取した試験体は、応力レベル 0.75 に対し 2 体、0.9 に対し 1 体である。

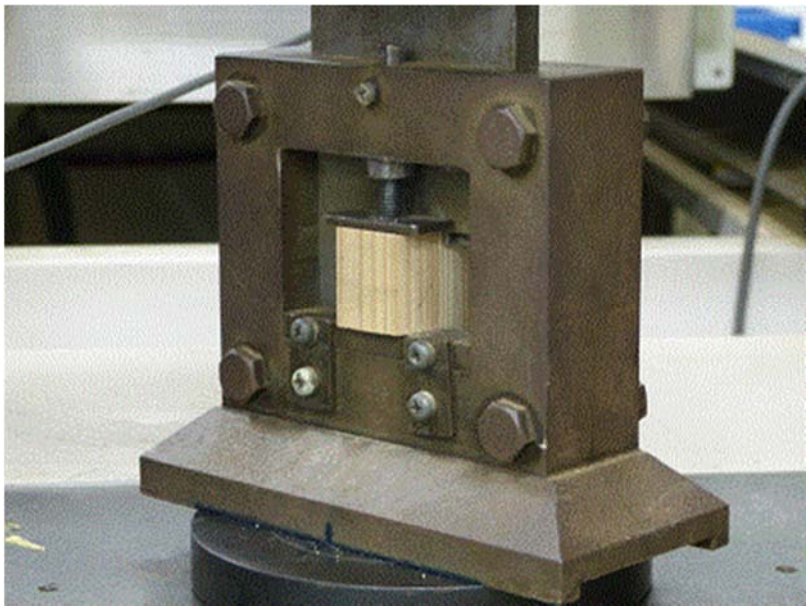


写真 23　木部のみの静的せん断試験の様子

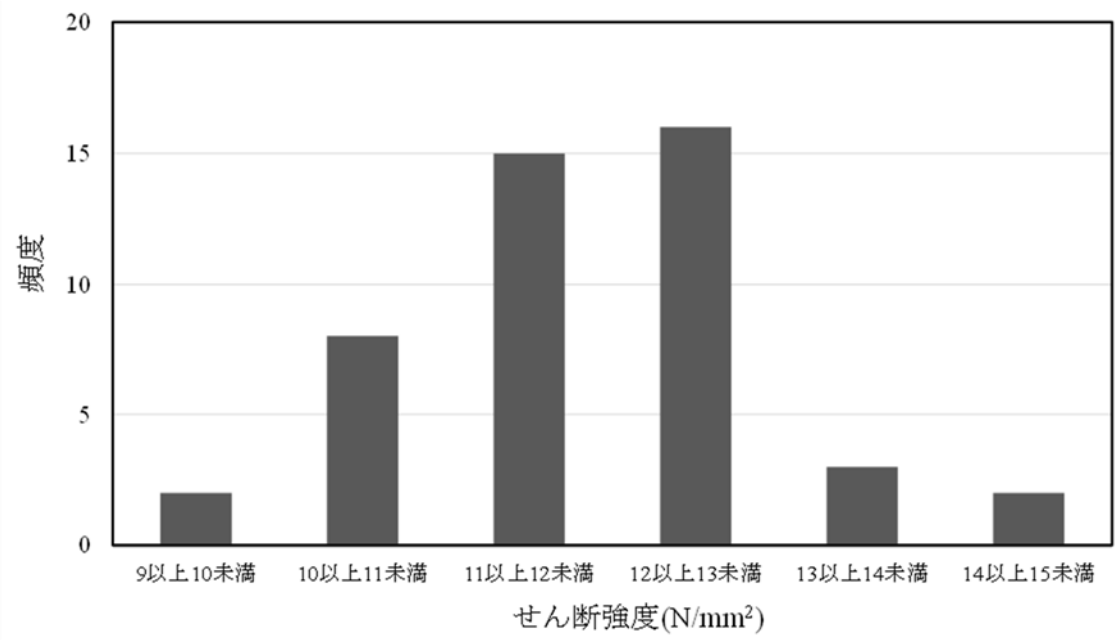


図6　木部のみの静的せん断試験のヒストグラム
（注）集成材の上部から試験体を採取

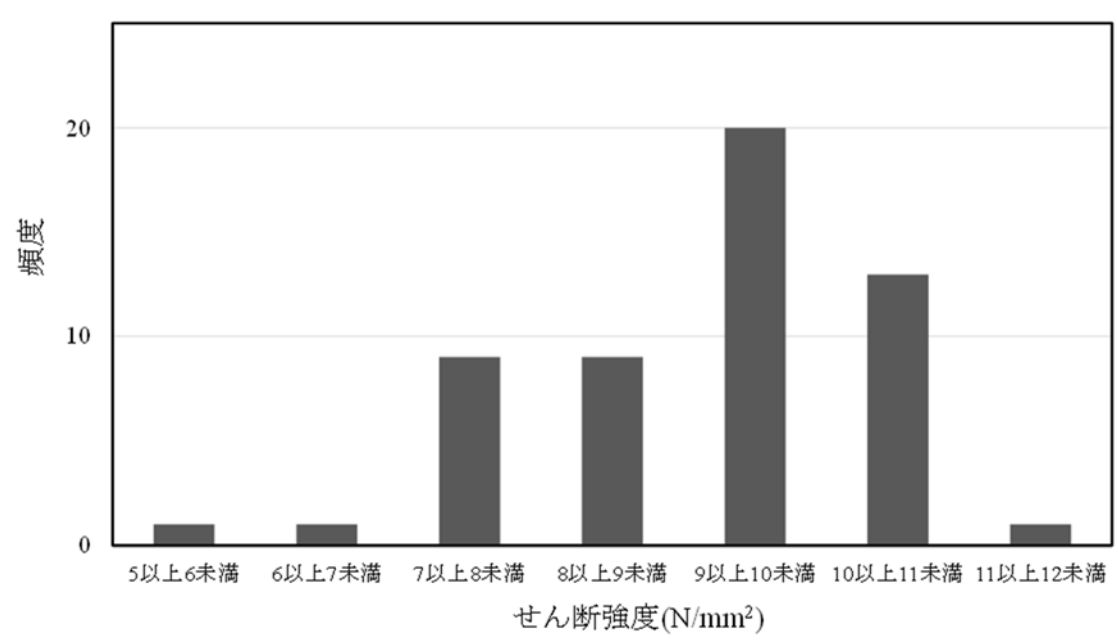


図7　木部のみの静的せん断試験のヒストグラム
（注）集成材の下部から試験体を採取

幅方向に連続する 3 体のうち、両側 2 体のせん断強度の平均値を降順に並べ、1 から順に番号を付けた。試験体は全部で 23 体あるので、1 番、7 番、13 番、19 番の試験体には応力レベル 0.7 を、2 番、8 番、14 番、20 番の試験体には応力レベル 0.75 を、というように、強いものにも弱いに同じ応力レベルが加わるようにして載加した。DOL 試験の結果を図 8 に示した。これまでのところ、破壊したのは 1 体だけで、他の 13 体は継続中である。すべての試験体がマジソンカーブよりも上に位置している

ように見える。UBC の Madsen 教授のせん断 DOL（チューブのねじれ試験）結果によれば、応力レベルによるが、数ヶ月まではマジソンカーブよりも上に位置し、その後下に位置している。これと同様の傾向なのかも知れないが、今後の結果を待たないと分からない。写真 24 に破壊面の写真を示した。

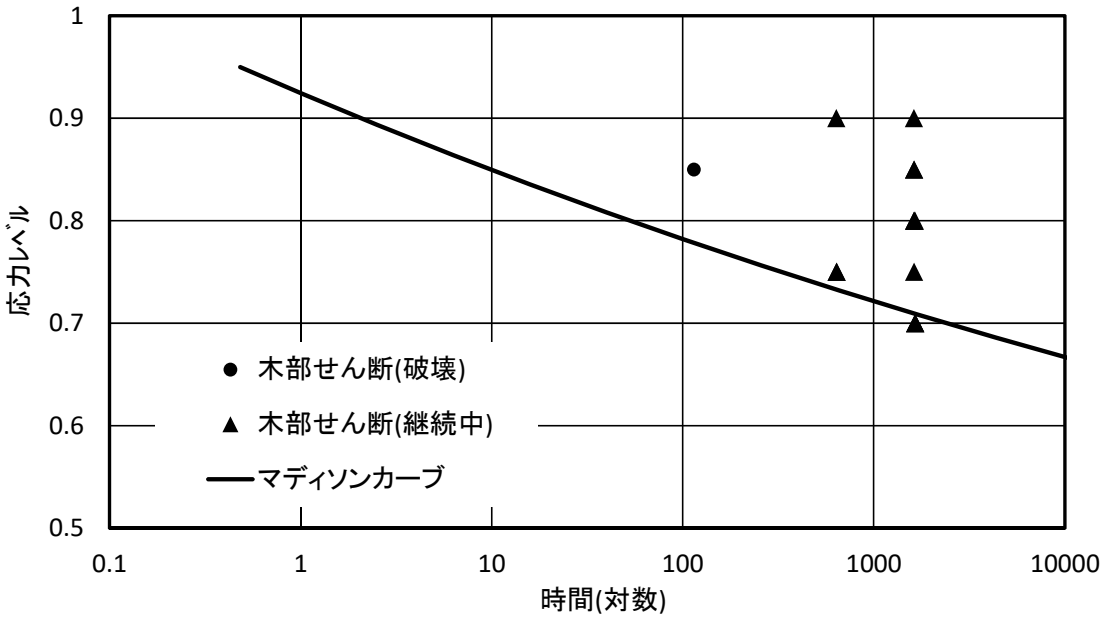


図 8　木部のせん断による DOL 試験結果

（注）▲の継続中は、マーカーが重なっており少なく見えるが、試験体数は全部で 13 体である。

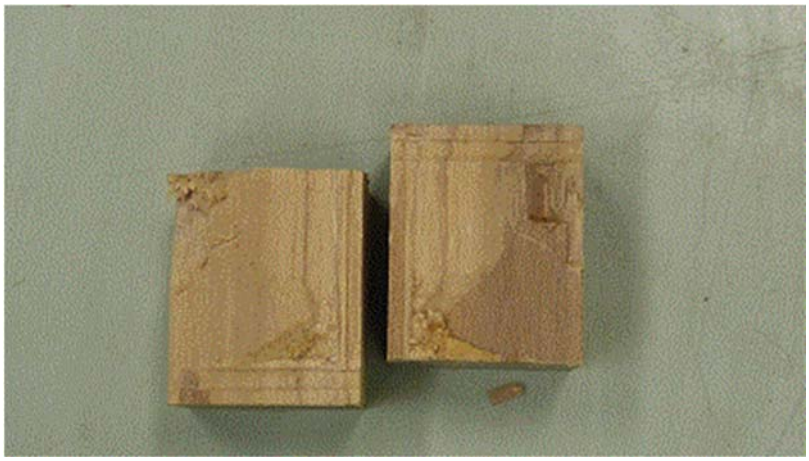


写真 24　木部のみのせん断 DOL 試験による破壊面

3.1.2.2　異形鉄筋押抜 DOL 試験

3.1.1.1 で示したように異形鉄筋入集成材を厚さ 20㎜ ごとに切り出すと、写真 25 に示すような試験体が採取できる。異形鉄筋の個所は 4 か所あるので、それらに番号を付けた。

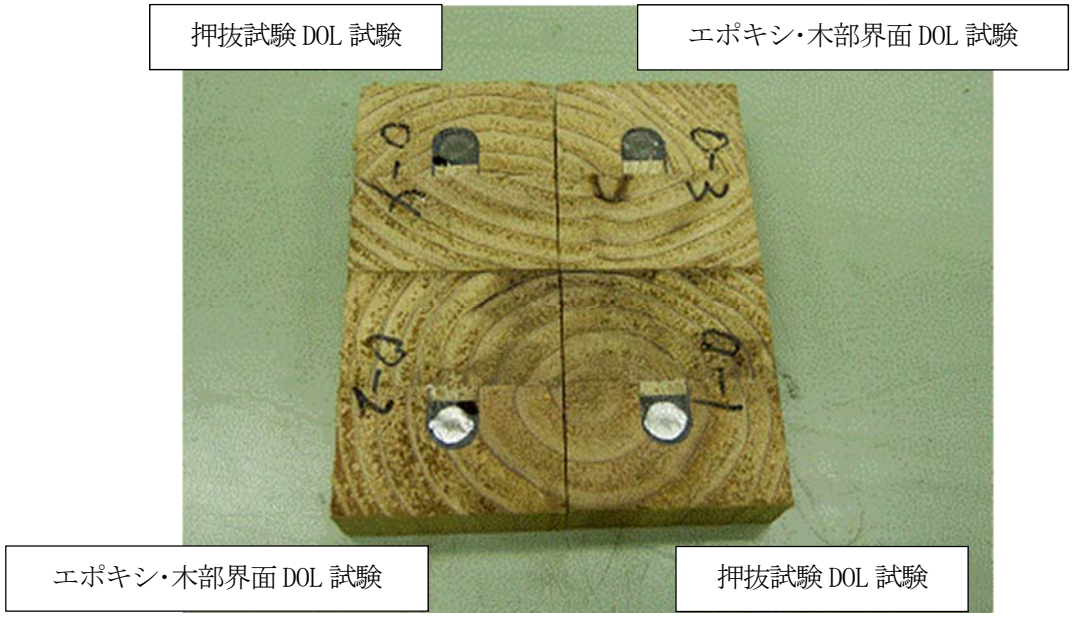


写真 25　異形鉄筋押抜試験体

押抜 DOL 試験には、写真 25 に示す 1 番と 4 番の異形鉄筋の個所を用いることにした。ただし、写真 25 の 0-2 および 0-4 に示すように、空隙のあるものは除外した。他の、2 番と 3 番の異形鉄筋の個所は、後述するエポキシ樹脂と木部界面のせん断 DOL 試験に用いた。厚さ 20㎜ ごとに切り出した写真 25 に示すような異形鉄筋が 4 か所ある試験体に番号を振り、1 番、3 番、・・・と奇数番号の試験体の、2 番と 4 番の異形鉄筋個所について、3.1.1.1 で示したように、静的押抜せん断試験を行い、押抜せん断強度を求めた。試験の様子を写真 26 に示した。また、個々の押抜せん断強度をまとめたヒストグラムを図 9 に示した。

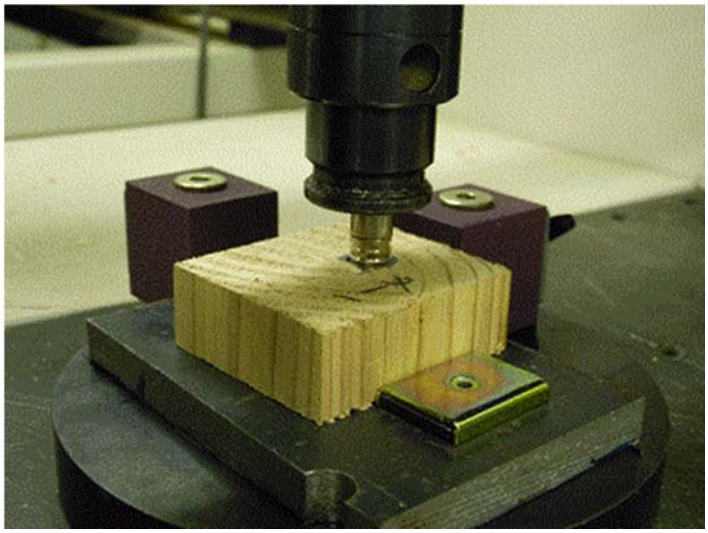


写真 26　異形鉄筋の静的押抜試験

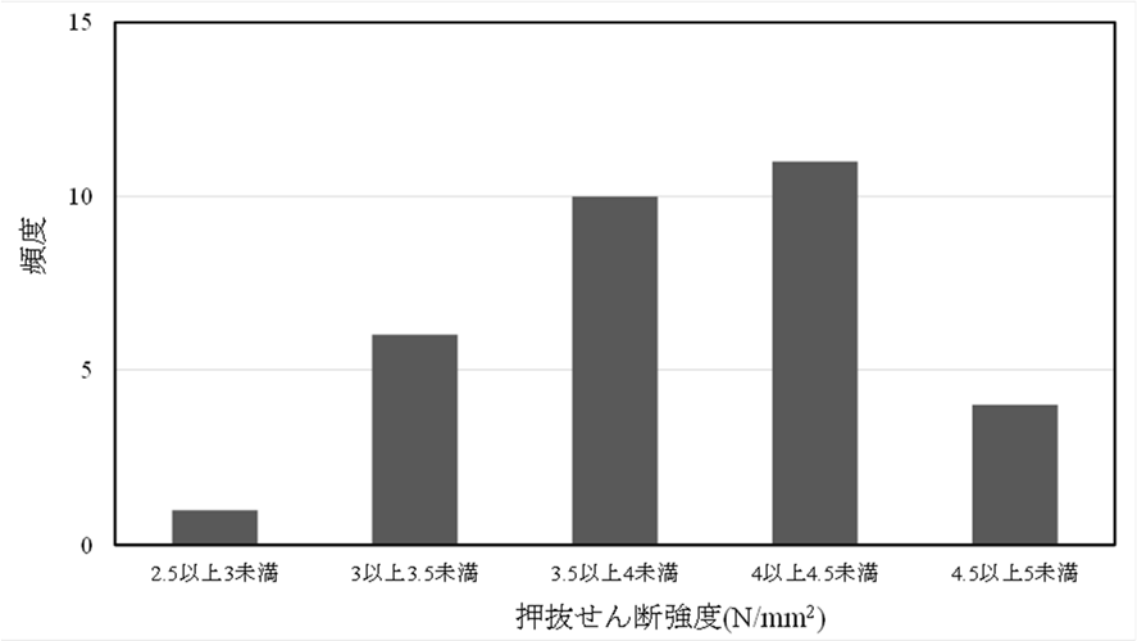


図 9　異形鉄筋の押抜せん断強度のヒストグラム

写真 25 に示す異形鉄筋 4 か所入りの試験体を連続して切り出し、奇数番号の押抜せん断強度の平均値を、偶数番号の試験体に加えた DOL 試験を行った。3.1.2.1 と同様に、奇数番号の押抜せん断強度の平均値を降順に並べ、1 から順に番号を付けた。試験体は全部で 32 体あるので、1 番、8 番、15 番、22 番の試験体には応力レベル 0.7 を、2 番、9 番、16 番、23 番の試験体には応力レベル 0.75 を、というように、強いものにも弱いに同じ応力レベルが加わるようにして載加した。DOL 試験の結果を図 10 に示した。これまでのところ、12 体が破壊し、残り 4 体は継続中である。これまでの結果では、マジソンカーブの周囲に位置しているようである。写真 27 に破壊面の写真を示した。

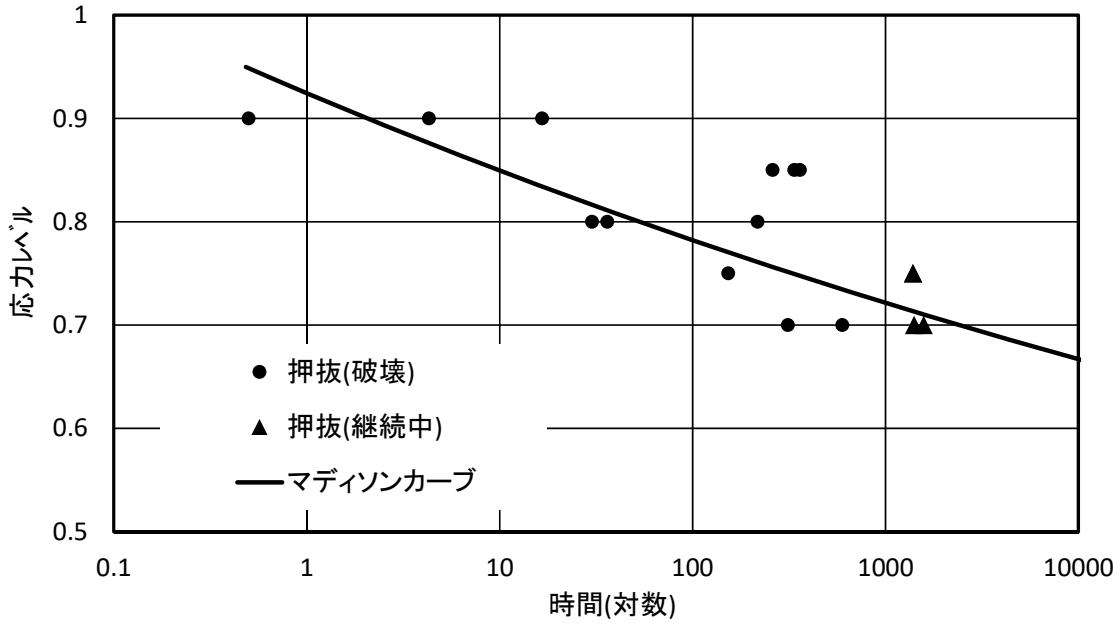


図 10　異形鉄筋押抜せん断 DOLDOL 試験結果

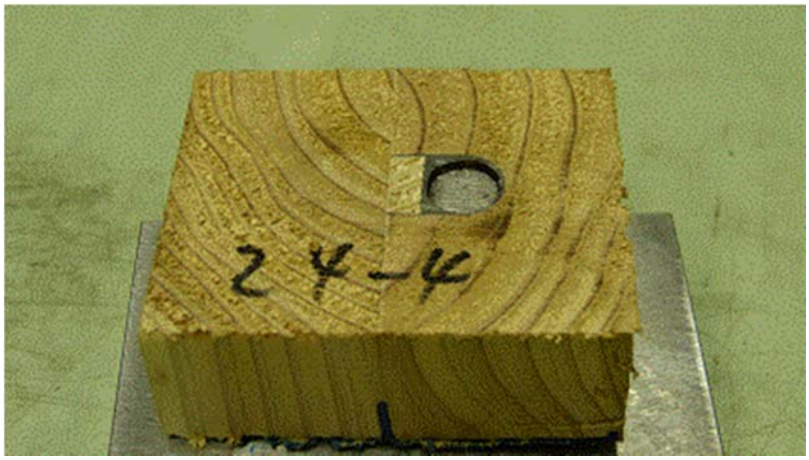


写真 27　異形鉄筋押抜 DOL 試験における破壊の様子

3.1.2.3　エポキシと木部界面のせん断 DOL 試験

予備試験では、写真 15 に示すように片側だけを欠いた試験体で行ったが、鋸で定寸に切断することが難しいことが分かった。そこで、写真 25 に示す試験体から、2 番と 3 番の個所から、写真 28 に示すように、エポキシ樹脂の幅 12㎜ となるように切り出した。そして、写真 29 に示すように、エポキシ樹脂と木部の界面にカッターで深さ 1㎜ の切れ目を上下に入れた。この試験体を用いて、写真 30 に示すように、せん断面が界面となるようにして、せん断試験を行った。破壊の様子を写真 31 に示した。エポキシ樹脂と木部の界面でせん断破壊している様子が分かる。

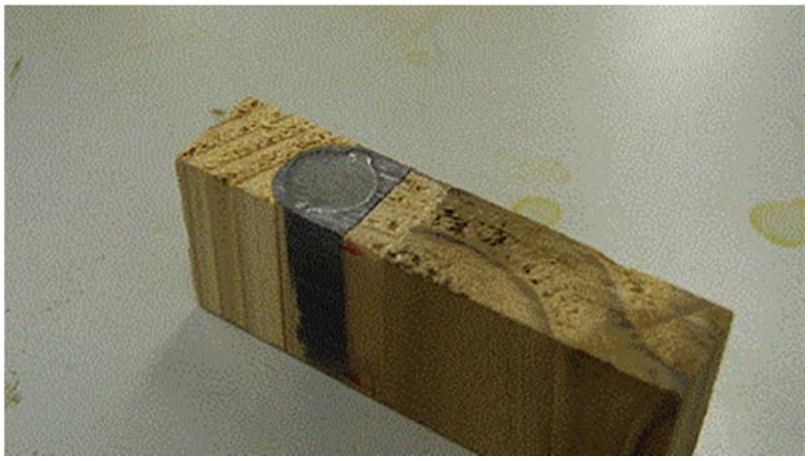


写真 28　エポキシ樹脂の幅 12㎜ となるように切りだした試験体

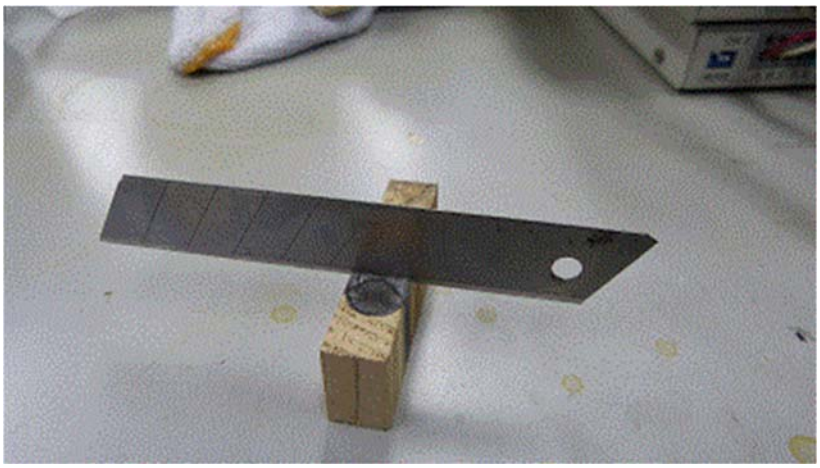


写真 29　エポキシ樹脂と木部の界面に深さ 1㎜ の切れ目を入れる

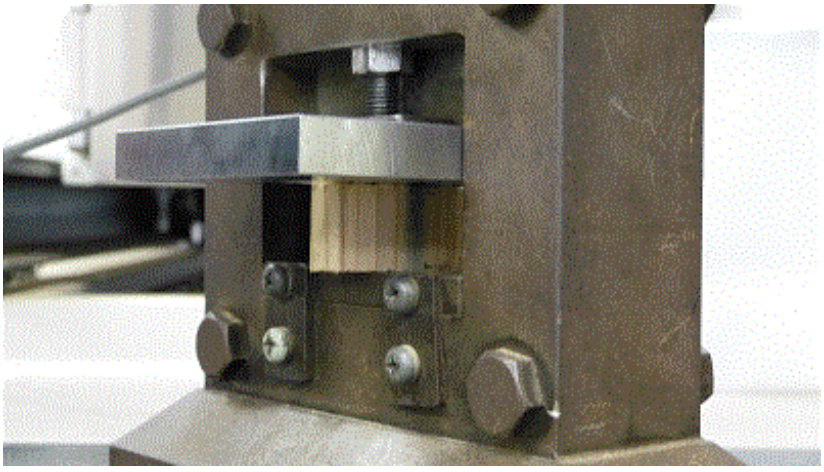


写真 30　エポキシ樹脂と木部の界面に関するせん断試験

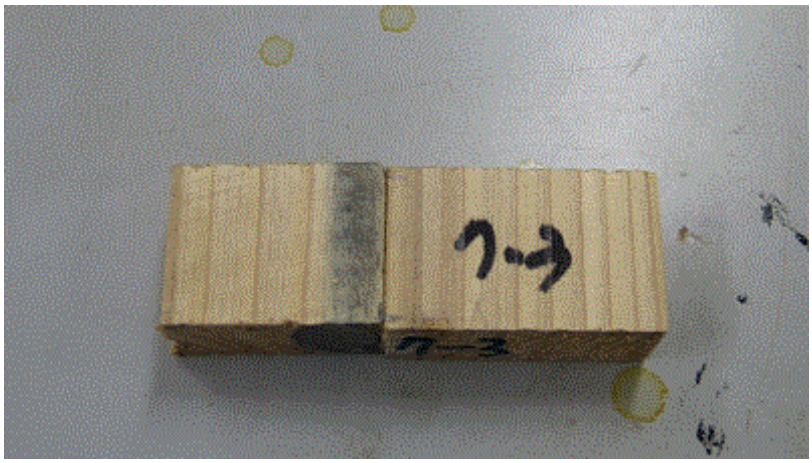


写真 31　エポキシ樹脂と木部の界面におけるせん断破壊

3.1.2.2 と同様に、写真 25 に示す 1 番、3 番、・・・と奇数番号の試験体の、1 番と 3 番のエポキシ樹脂と木部の界面について、写真 30 で示すように、静的せん断試験を行い、せん断強度を求めた。個々の押抜せん断強度をまとめたヒストグラムを図 11 に示した。

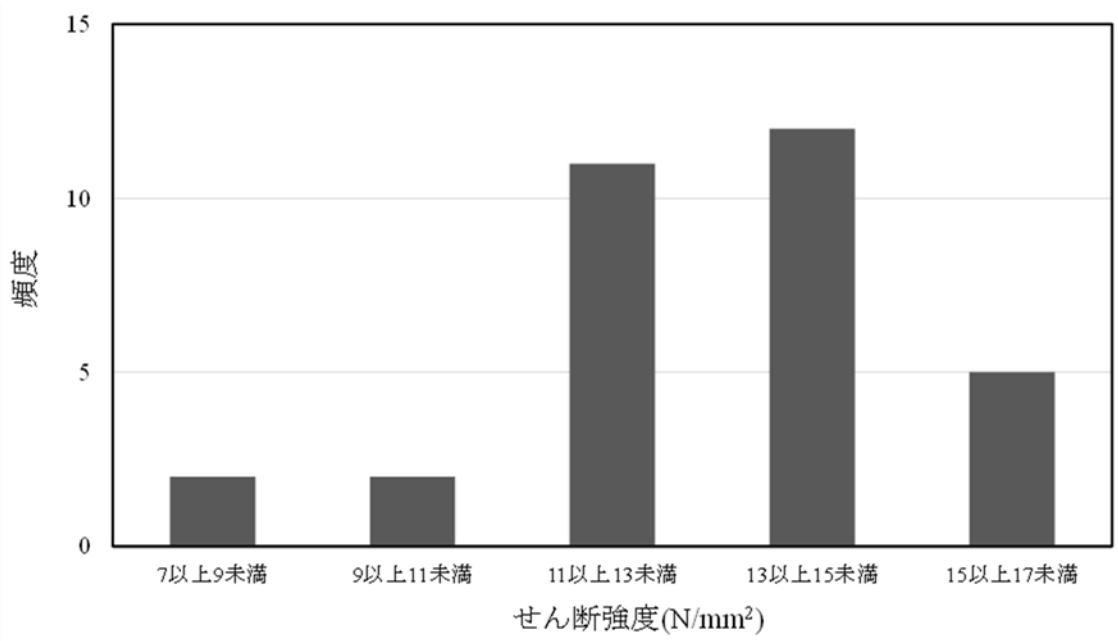


図 11　エポキシ樹脂と木部界面のせん断強度のヒストグラム

写真 25 に示すエポキシ樹脂のある試験体を連続して切り出し、奇数番号についてエポキシ樹脂と木部界面せん断強度の平均値を、偶数番号の試験体に加えた DOL 試験を行った。DOL 試験においても、エポキシ樹脂と木部の界面にせん断力が加わるように、写真 32 に示すように試験体を挟んで写真 17、18 に示す装置に設置した。3.1.2.1 と同様に、奇数番号の押抜せん断強度の平均値を降順に並べ、1 から順に番号を付けた。試験体は全部で 30 体あるので、1 番、8 番、15 番、22 番の試験体には応力レベル 0.7 を、2 番、9 番、16 番、23 番の試験体には応力レベル 0.75 を、というように、強いものにも弱いに同じ応力レベルが加わるようにして載加した。DOL 試験の結果を図 12 に示した。これまでのところ、12 体が破壊し、残り 2 体は継続中である。応力レベルの高い場合、マジソンカーブに比べ早く破壊しているようであり、全体的にもマジソンカーブの下に位置しているように見える。写真 33 に破壊面の写真を示した。エポキシ樹脂と木部の界面で破壊している様子が分かる。

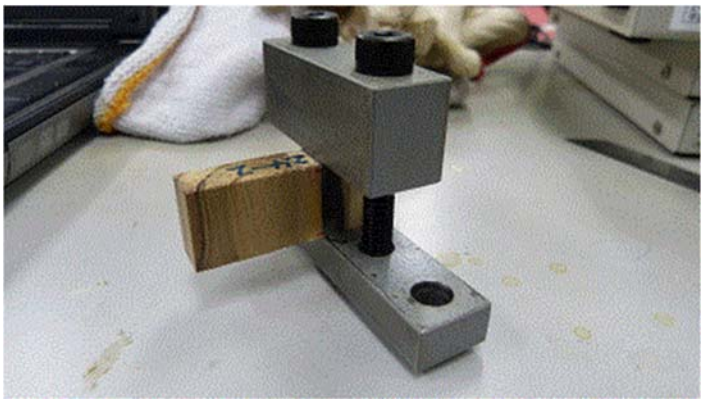


写真 32　DOL 試験装置に設置する治具に挟んだエポキシ樹脂と木部の界面試験体

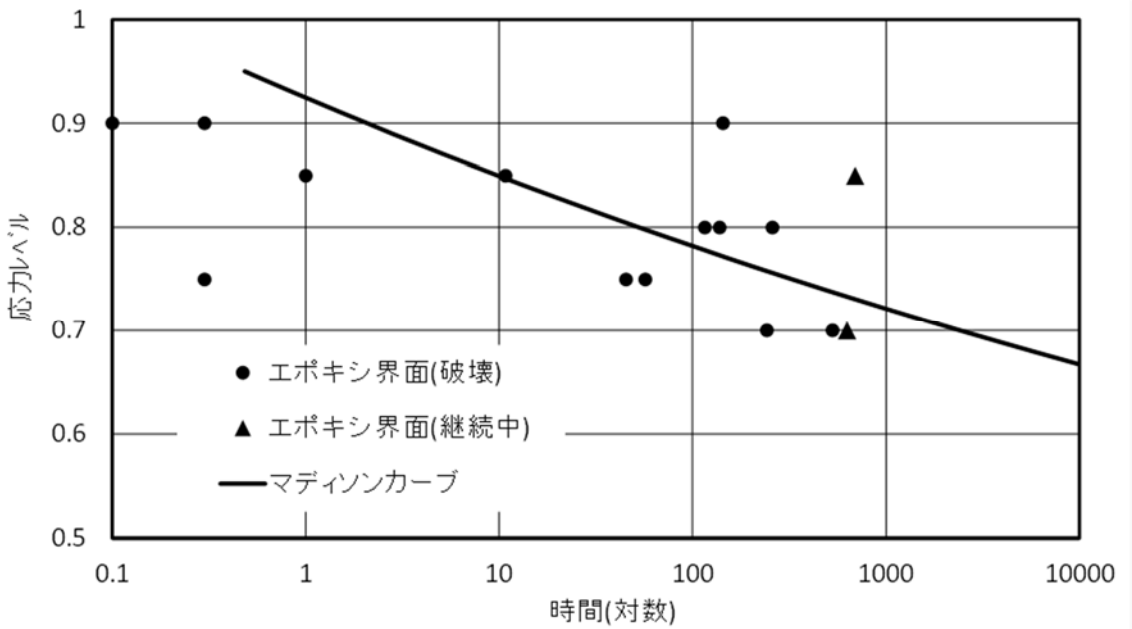


図 12　エポキシ界面の接着せん断による DOL 試験結果

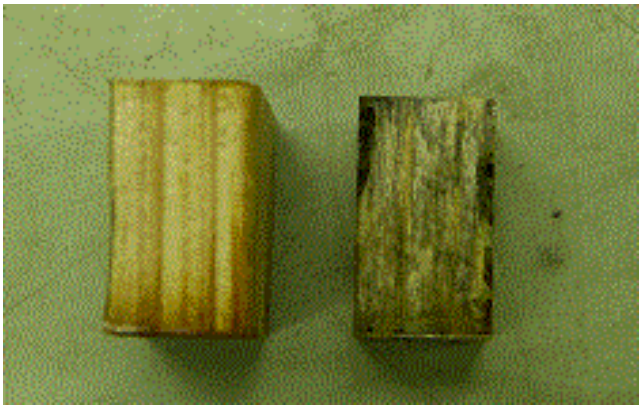


写真 33　破壊面

厚さ 0.6㎜ および 0.9㎜ の炭素繊維シートを用いた集成材の試験について、DOL 試験装置が空いていないため、現在静的せん断試験を行い、その後 DOL 試験を行う予定である。また、最後になってしまったが、写真 34 に、恒温恒湿室における DOL の様子と椅子型試験体の設置の様子を示した。

写真 34　恒温恒湿室における DOL の様子と椅子型試験体の設置の様子

3.2　木材と炭素繊維シートの接着の DOL

3.2.1　概要

木材と炭素繊維の接着接合部について、長期間継続的にせん断力が作用した場合のクリープ破壊性状を明らかにすることを目的として、木材と炭素繊維の接着接合部にせん断力を作用させたクリープ破壊試験を行った。

また、木材と炭素繊維の接着接合部にせん断力が継続的に作用した場合に接着部分が、クリープ破壊に至る時間を測定し、木材等に対して与えられている短期許容応力度に対する長期許容応力度の比率との比較において、同接合部のクリープ破壊性状について考察した。

3.2.2　実験概要

（1）試験体

ラミナ間に炭素繊維を有する集成材から、炭素繊維を含むように図 3.2.1 に示すような形状の試験体を切り出した。試験体は、幅 20㎜、長さ 25㎜、厚さ 15㎜の無欠点のスギ製材を 2 枚、幅-長さ面において炭素繊維を介して接着したものとした。せん断面の大きさは 20×20㎜とし、いす型の試験体とした。写真 3.2.1 に示すように繊維方向に連続する 3 体の試験体を採取し、両端の 2 体は短期試験に供し、中央の 1 体を長期荷重載荷試験に用いる試験体とした。

なお、試験体は 33 組 90 体作成し、短期せん断試験に 33 組 66 体、長期荷重載荷試験に 30 組 30 体供した。

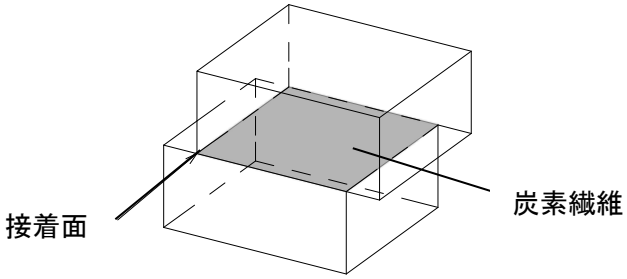


図 3.2.1　試験体の形状

写真 3.2.1　試験体の形状

（2）試験方法

前述の試験体に対して、短期試験とクリープ破壊試験を行った。

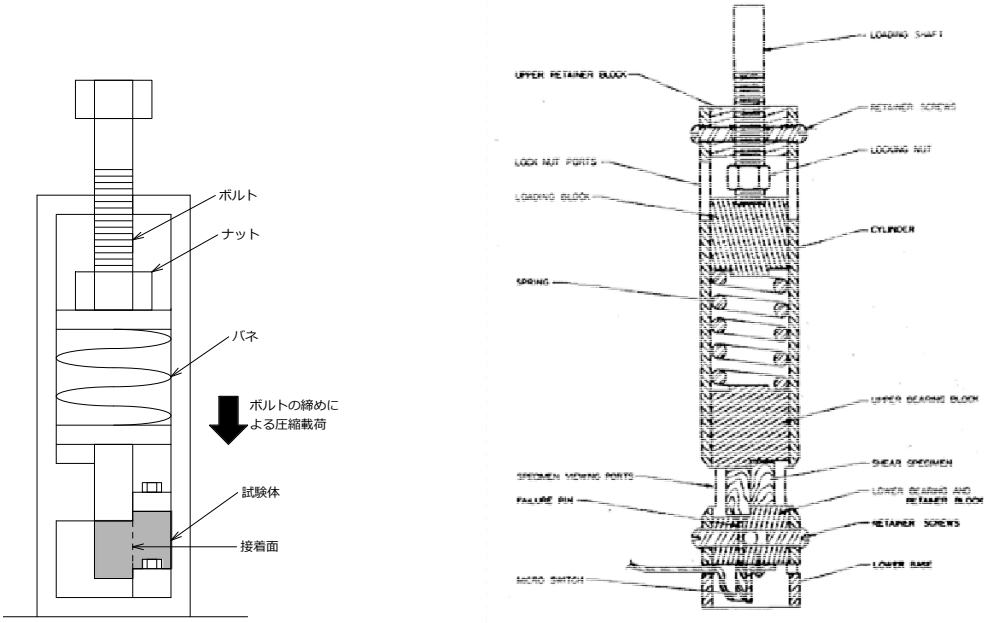
1）短期のせん断試験

図 3.2.2(a)に示す形状の加力治具を用いて試験体の短期のせん断試験を行った。図 3.2.2(a)に示す加力治具は、ASTM D4680－98(2011) Standard Test Method for Creep and Time to Failure of Adhesives in Static Shear by Compression Loading (Wood-to-Wood)に示されている治具（図 3.2.2(b)）に準じて作成したものであり、ボルトを締めることによりバネを収縮させ、バネの反力により試験体にせん断力を加える機構となっている。加力ジグは 30

体作成した。

図 3.2.3 に加力ジグに試験体を設置しない状態で加力したときの荷重変位曲線を示す。荷重変位曲線の傾きより、試験体のバネ定数は 0.356（kN/mm）であった。30 体のジグは若干の違いはあったもののいずれも同じバネ定数を示した。

短期のせん断試験においては、ボルトを鋼棒にとし、写真 3.2.2 に示すように万能試験機を用いて加力を行った。加力時の荷重と試験体の変位を測定した。



(a)加力ジグの形状　　(b)ASTM　D4680 に示されているジグ

図 3.2.2　加力ジグの形状

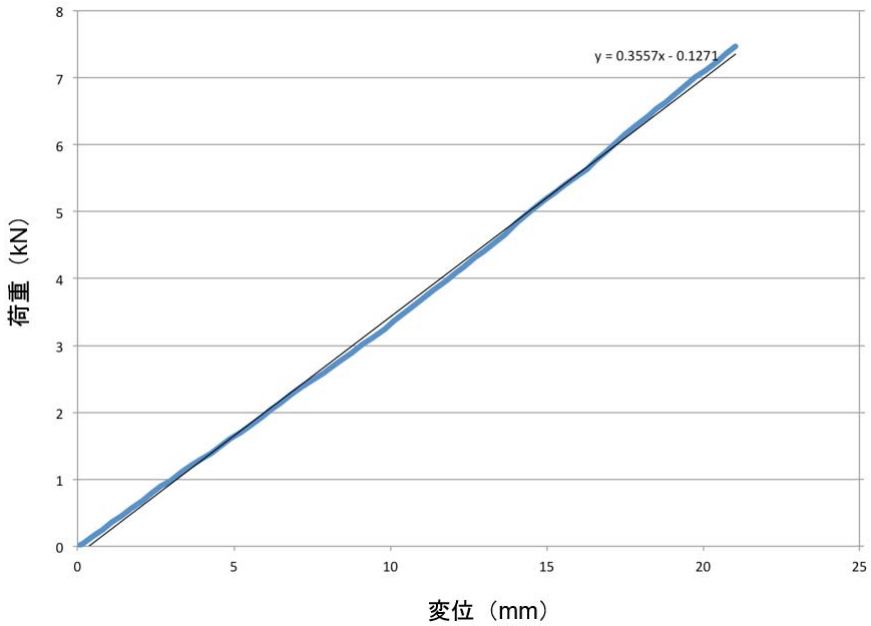


図 3.2.3　加力ジグに試験体を設置しないで加力したときの荷重変位曲線

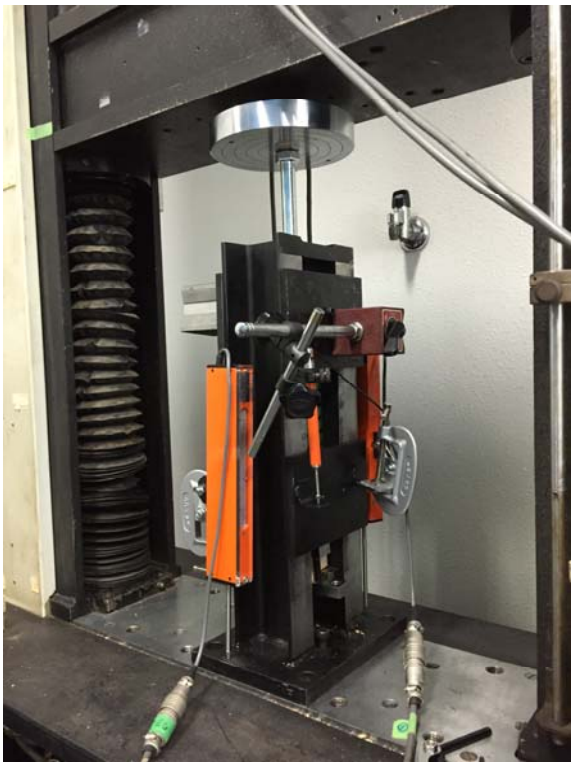
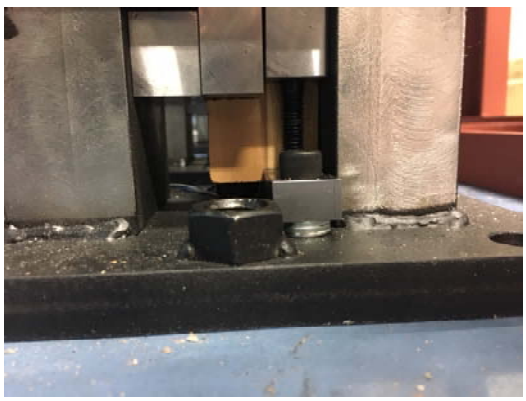


写真 3.2.2　短期のせん断試験の様子

２）長期荷重載荷試験

短期のせん断試験に用いたのと同じ加力ジグを使用し、長期荷重載荷試験を行った。前述のように、ジグのボルトを締めることによりバネを収縮させ、バネの反力により試験体にせん断力を加えた。なお、接着部のせん断変形量がきわめて小さい（最大荷重時 0.3㎜ 以下）であったので、長期荷重時に試験体が仮にその 2 倍（木材の曲げに対する変形増大係数）変形しても、バネの反力はほとんど変化せず、せん断面に作用するほぼ一定となる。

(a)加力ジグとタイマー



(b)試験体の様子

写真 3.2.3　長期荷重載荷試験の様子

長期荷重載荷試験において載荷した荷重は、短期せん断試験において得られた最大荷重の 90%、85%、80%、75%、70%とした。各荷重比について 6 体試験を行った。

写真 3.2.3 に長期荷重載荷試験の様子を示す。バネの反力により試験体に継続的に一定のせん断力を加え、試験体が破壊したときの時間を、タイマー（写真 3.2.3(a)の白色の計器）を用いて測定した。

3.2.3 結果及び考察

（１）短期試験の結果

表 3.2.1 に短期試験の結果を示す。せん断耐力は、約 3500(N)から 9500(N)の範囲にあり、せん断強度は約 8.5(N/mm^2)から 23.5(N/mm^2)の範囲にあった。このように試験体のせん断耐力及びせん断強度には、大きなばらつきがあった。

一方、同じ組に属する 2 体の試験体のせん断耐力の値の差については、40(N)から 4200(N)の範囲にあった。2 体のせん断耐力の差が特に大きかった 2 組と長期荷重載荷試験前に試験体が接着面で破壊した 1 組を除外し、計 30 組（体）について長期荷重載荷試験を行った。

表 3.2.1　短期試験の結果

試験体番号		最大荷重(N)	最大荷重の差(N)	荷重比	載荷する荷重(N)	試験体番号		最大荷重(N)	最大荷重の差(N)	荷重比	載荷する荷重(N)
1	1	5367	1706	75	3385.5	18	1	5658	416	90	4905.0
	3	3661					3	5242			
2	1	5138	1477	75	3385.5	19	1	6240	187	85	4632.5
	3	6615					3	6053			
3	1	6053	1186	90	4062.6	20	1	6344	249	70	3815.0
	3	4867					3	6095			
4	1	6220	540	85	3836.9	21	1	6615	825	70	3815.0
	3	6760					3	5790			
5	1	5450	41	85	3836.9	22	1	3931	2226	×	×
	3	5491					3	6157			
6	1	6011	354	80	3611.2	23	1	8154	666	75	5865.8
	3	6365					3	7488			
7	1	7405	1851	80	3611.2	24	1	5679	1019	75	5865.8
	3	5554					3	6698			
8	1	6469	1664	70	3159.8	25	1	5263	125	80	6256.8
	3	4805					3	5138			
9	1	4992	1809	70	3159.8	26	1	6656	561	75	5865.8
	3	3183					3	6095			
10	1	9797	208	70	3159.8	27	1	7031	562	90	7038.9
	3	9589					3	6469			
11	1	6802	1560	90	4062.6	28	1	5450	125	85	6647.9
	3	5242					3	5325			
12	1	6053	62	90	4062.6	29	1	6740	1852	70	5474.7
	3	5991					3	4888			
13	1	5991	292	×	×	30	1	7613	1477	85	6647.9
	3	5699					3	6136			
14	1	6469	4181	×	×	31	1	6178	686	90	7038.9
	3	2288					3	6864			
15	1	6011	249	80	3611.2	32	1	5761	457	80	6256.8
	3	5762					3	5304			
16	1	7509	645	80	3611.2	33	1	5699	604	85	6647.9
	3	6864					3	6303			
17	1	5595	41	75	3385.5						
	3	5554									

（２）クリープ破壊試験（長期荷重載荷試験）

表 3.2.1 にクリープ破壊試験に供した 30 体の試験体について、載荷した荷重の値と、同値の短期試験における最大荷重に対する荷重比を示す。また、表 3.2.3 に各試験体についてクリープ破壊に至った時間を示す。なお、同表の荷重継続時間の欄に”0”の記載がある試験体については、荷重載荷途中で試験体が破断したものである。

表 3.2.3　クリープ破壊に至った時間

試験体番号	荷重比	荷重継続時間	試験体番号	荷重比	荷重継続時間
1	75	継続中	18	90	1時間28分
2	75	2分	19	85	0
3	90	5日19時間18分	20	70	26日9時間6分
4	85	17分	21	70	4日17時間36分
5	85	0	23	75	1日0時間24分
6	80	0	24	75	1時間39分
7	80	0	25	80	13日21時間36分
8	70	16日21時間30分	26	75	継続中
9	70	継続中	27	90	4分
10	70	14日19時間24分	28	85	0
11	90	0	29	70	0
12	90	24分	30	85	0
15	80	0	31	90	0
16	80	0	32	80	8時間6分
17	75	0	33	85	0

図 3.2.4 に荷重比と破壊に至るまでの時間（分）の常用対数との関係を示す。また、同図にはマディソンカーブ（黒線）を合わせて示す。多くの試験体について、マディソンカーブによって求められる破壊に至る時間よりも短い時間で破壊していた。図 3.2.4 に示す 30 体の試験体のうち 5 体（試験継続中の 3 体を含む）はマディソンカーブによって求められる破壊に至る時間よりも長い時間で破壊していたが、その他の 25 体については、マディソンカーブによって求められる破壊に至る時間よりも短い時間で破壊していた。また、30 体中 13 体は荷重を加えている途中で破壊しており、長期荷重載荷試験における荷重方法に課題を残す。

全試験体（荷重載荷途中で破壊したものを含む）に対する回帰直線の回帰式は、

荷重比＝-2.00×log（荷重継続時間（分）の常用対数）＋83.65　　‥‥式(1)

となり、50 年すなわち、log(26280000 分)＝7.42 に対する荷重比は、68.8%と求まった。同値は、建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）よりも高い値であった。

一方、荷重載荷途中で破壊した試験体を除いた試験体に対する回帰直線の回帰式は、

荷重比＝-3.74×log（荷重継続時間（分）の常用対数）＋90.27　　・・・・式(2)

となり、50 年すなわち、log(26280000 分)＝7.42 に対する荷重比は、62.5%と求まり、建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）よりも高い値となった。

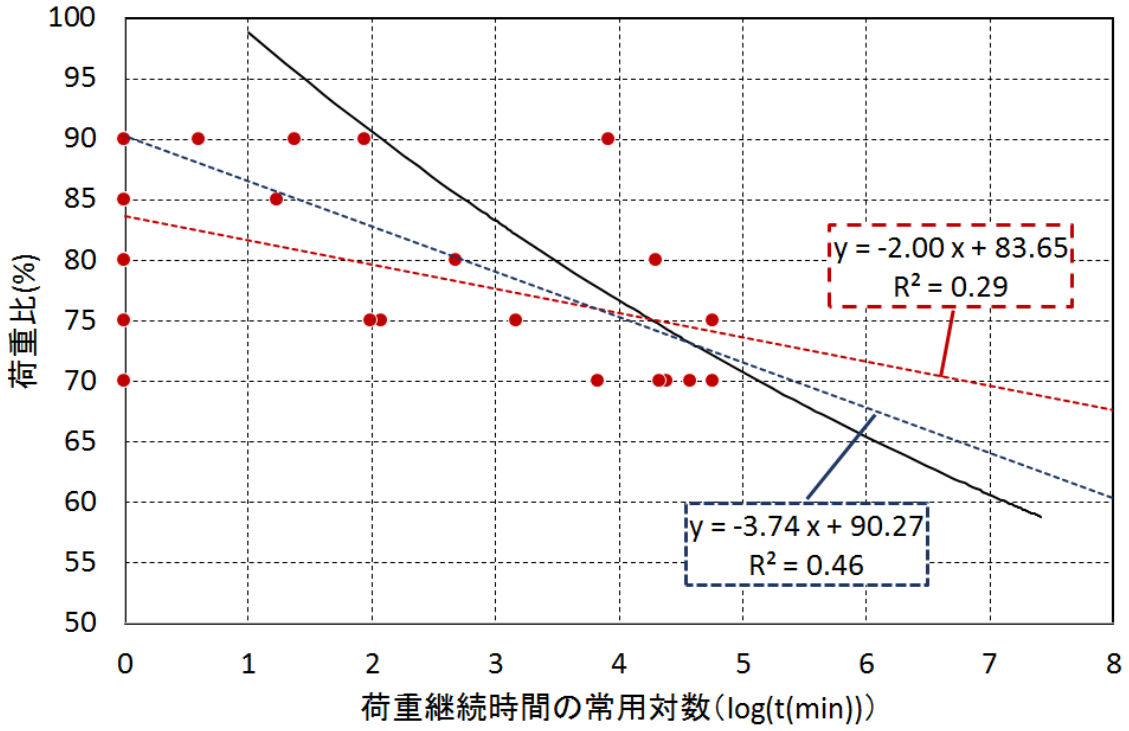


図 3.2.4　荷重比と破壊に至るまでの時間（分）の常用対数との関係

（解説）赤線は荷重載荷途中で破壊したものを含む回帰直線

青線は荷重載荷途中で破壊したものを除いた回帰直線

図 3.2.5 に同じ荷重比について 6 つの試験体が破壊に至った時間を平均した値について荷重比と荷重時間の常用対数との関係を示す。

全試験体（荷重載荷途中で破壊したものを含む）に対する回帰直線の回帰式は、

荷重比＝-4.79×log（荷重継続時間（分）の常用対数）＋88.73　　・・・・式(3)

となり、50 年すなわち、log(26280000 分)＝7.42 に対する荷重比は、53.1%と求まった。同値は、建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）を下回る。

一方、荷重載荷途中で破壊した試験体を除いた試験体に対する回帰直線の回帰式は、

荷重比＝-5.43×log（荷重継続時間（分）の常用対数）＋95.65　　・・・・式(4)

となり、50 年すなわち、log(26280000 分)＝7.42 に対する荷重比は、55.4%と求まり、建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）とほぼ同じ値となった。

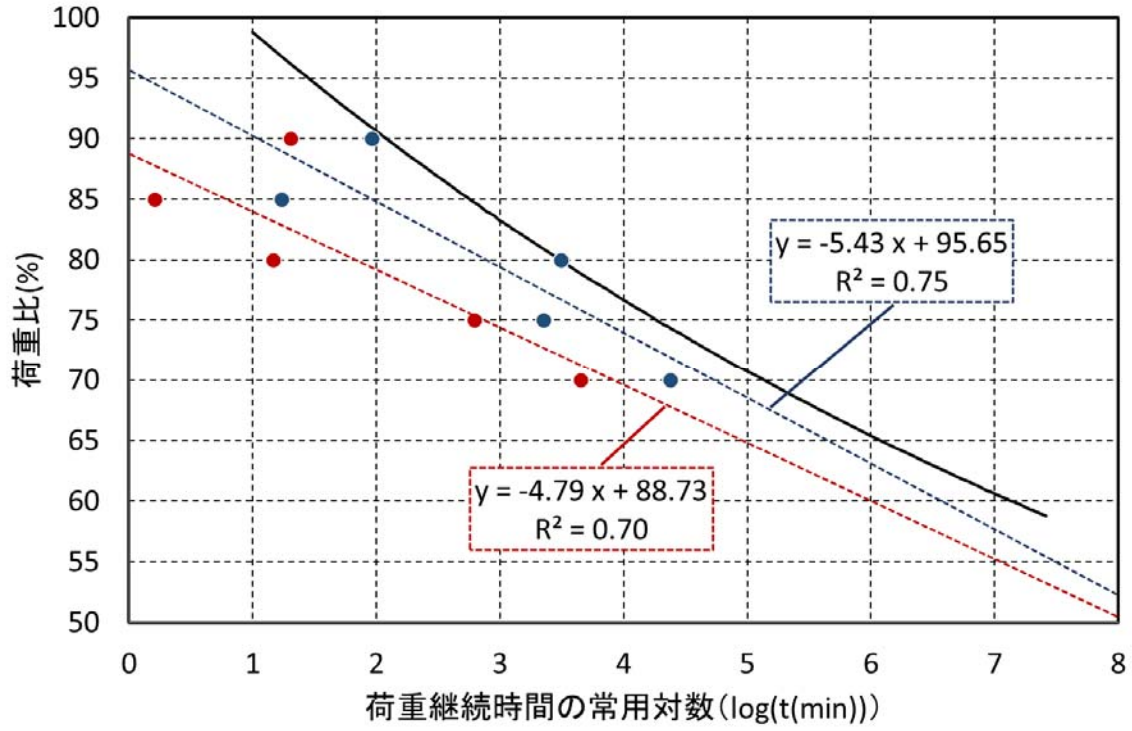


図 3.2.5　荷重比と破壊に至るまでの時間（分）（平均値）の常用対数との関係
（解説）赤線は荷重載荷途中で破壊したものを含む回帰直線
青線は荷重載荷途中で破壊したものを除いた回帰直線

3.2.4　まとめ

試験結果の概要について以下に記す。

（１）短期のせん断試験

① せん断耐力は、約 3500(N)から 9500(N)の範囲にあり、せん断強度は約 8.5(N/mm^2)から 23.5(N/mm^2)の範囲にあった。このように試験体のせん断耐力及びせん断強度には、大きなばらつきがあった。

（２）長期荷重載荷試験（クリープ破壊試験）

① クリープ破壊に至る時間は同じ荷重比であっても試験体により異なり、ばらつきが大きかった。

② 全試験体（荷重載荷途中で破壊したものを含む）の荷重継続時間の調整係数は、個々の試験体に対する回帰直線を用いて求めた場合 68.8%であった。また、各荷重比について破壊に至った時間の平均値に対する回帰直線を用いて求めた場合 53.1%であった。建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）と比較した場合、後者についてはやや下回る値となった。

③ なお、前者については、建築基準法で定める木材の長期に作用する力に対する許容応力度の短期に作用する力に対する許容応力度の比 0.55（55%）よりも高い値であったが、強度の推定誤差が大きい場合、個々の試験結果を直線回帰した結果より荷重継続時間の調整係数を求めると、推定誤差が小さい場合に比べて高く評価されるので、後者を用いて評価する方が安全側の評価となる。

第４章　鉄筋集成材梁のクリープ性能に関する長期載荷試験

4.1 はじめに

鉄筋集成材梁のクリープ性能を明らかにする目的で、鉄筋集成材梁の短期載荷試験と、長期載荷試験を実施する。鉄筋量に応じた鉄筋集成材梁のクリープ係数の評価式を整理する。

更に、既に終えている鉄筋集成材の DOL 試験結果を分析して、鉄筋量に応じた鉄筋集成材梁の DOL 値の評価式を整理する。

4.2　鉄筋量を変化させた鉄筋集成材梁の短期載荷試験とモーメント－曲率関係の評価方法

4.2.1　目的

長期載荷を行う梁断面と荷重レベル決めるために、梁の短期載荷を行う。鉄筋集成材では想定する鉄筋量の上限の断面までを対象にする。昨年の梁断面も考慮して、鉄筋量が一定間隔で変化する梁断面を対象にする。

4.2.2　試験体

断面の種類　　集成材の断面寸法　105x120 mm の１種類

下端筋と上端筋は等量とする。鉄筋比は全断面(105x120mm^2)に対して定義

短期載荷の断面

No.1 鉄筋なし，No2:2-D13(pt=2.02%)，No.3:3-D13(pt=3.02%)，

No.4:3-D16(pt=4.73%)の 4 種類

断面の形状を書きに示す。

試験体数　　鉄筋なしの No.1 の集成材は 3 体

鉄筋ありの No.2:2 体，No.3:1 体，No.4:1 体，計 7 体

使用材料　　スギ集成材

1)集成材（複合材料の母材）

寸法：長辺１２０×短辺１０５×長さ３２００（mm）

品質：ＪＡＳ同一等級構成集成材　４層ラミナ構成　Ｅ65Ｆ255

ラミナ仕様：スギ、　たて継ぎなし

接着剤：レゾルシノール樹脂接着

2)鉄筋

異形棒鋼　SD295A　D13，D16

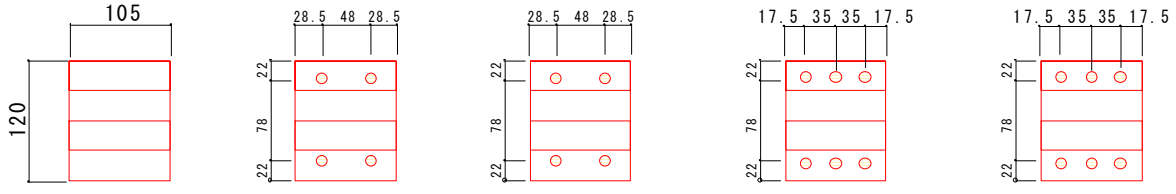
鉄筋配置：

ラミナ側縁から溝までの端あき　　21.5mm または 10.5mm または 8.5mm

ラミナ側縁から鉄筋芯までの水平距離 17.5mm または 28.5mm

鉄筋相互の水平距離 35mm または 48mm

鉄筋充填剤：エポキシ樹脂(コニシ E206)



No1:集材梁	昨年度:2－D10	No.2:2－D13	No.3:3－D13	No.4:3－D16
pt=0.0%	pt=1.13%	pt=2.02%	pt=3.02%	pt=4.73%
λe =1.00	λe =1.64	λe =2.15	λe =2.72	λe =3.69
φcr=2.00	φcr=1.42	φcr=1.28	φcr=1.21	φcr=1.14
λecr=0.50	λecr=1.16	λecr=1.67	λecr=2.25	λecr=3.24
増加率:1.00	増加率:2.31	増加率:3.34	増加率:4.50	増加率:6.49

図　4.2.1 試験体の断面と寸法

鉄筋入りのラミナの加工図を次ページに示す。
下記は実験計画時の値である。
集成材のヤング係数：Ew=7.93x103 N/mm2,　集成材の曲げ強度：Fw= 38.5 N/mm2
鉄筋のヤング係数　：Es＝1.95x103 N/mm2,　鉄筋の降伏強度　：σy=363.0 N/mm2
ヤング係数比:24.6　昨年度の長期載荷試験のデータを参照
λe：弾性時の曲げ剛性の増加率,　φcr：曲げ変形成分のクリープ係数
λecr：弾性時の曲げ剛性に対する変化率,　増加率：クリープ後の集成材に対する増加率

4.2.3　載荷

4 点曲げ載荷とした。2000kN 耐圧試験機で加力した。クロスヘッドの速度は 15mm/分とした。

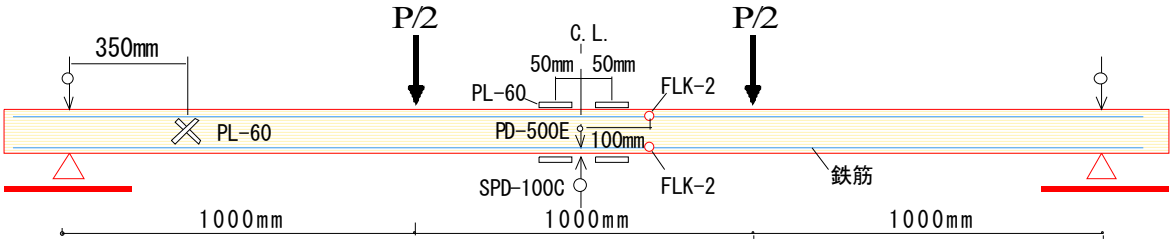


図 4.2.2 載荷状況と変形ひずみ測定状況

4.2.4　測定項目

中央たわみ(DP-500E,感度 20μ/mm 表裏各 1 カ所、S DP-100C,感度 20μ/mm 下端　梁幅中央 1 カ所,最大荷重直前まで計測)、支持点のめり込み変形(CDP-25,感度)、スパン中央の、上下の曲げ縁の集成材のひずみ'(いずれも 2 箇所, ひずみゲージ PL-60,検長:60mm)、集成材のせん断ひずみ(ひずみゲージ PL-60,検長:60mm, いずれも 2 枚使用)、上端と下端の鉄筋のひずみ(ひずみゲージ FLK-2, いずれも 2 枚使用)、変形計とひずみゲージは東京測器製、含水率(電気誘導計測)で測定した。加力終了後に、No.1 集成材で計測して含水率は下記のデータであった。
鉄筋集成材は鉄筋の影響で、正確に測定できなかった。

10.6%, 8.7%, 10.6%,

木へのひずみゲージの貼り付けは、加力日の前日に CNE 接着剤で貼付した。 鉄筋のひずみゲージは、鉄筋に貼り付けした後に、ラミナの溝に挿入して、接着剤を充填して、鉄筋入りのラミナを製造した。ゲージの検長の区間は、硬化後の接着剤がゲージのひずみを拘束しないように、ゲージの上面に蝋をコーティングした。鉄筋のゲージ位置と、そのリード線の引き出し位置を次ページの詳細図に示す。

図　4.2.3 鉄筋入りラミナの溝の加工寸法

加工された溝(左から No. 4, No. 3, No. 2)

鉄筋へのゲージ貼付

No. 2(2-D13)

No. 3(3-D13)

No. 4(3-D16)

接着剤充填前

写真　4.2.1 鉄筋へひずみゲージの貼付状況と鉄筋の溝の加工状況

ゲージの後処理

リード線の引き出し処理

加力前の設置状況

加力鉄骨のピン支点

加力鉄骨の一方向ピン

クロスゲージ(長期載荷用)

写真　4.2.2 鉄筋のひずみゲージの処理とリードの処理、加力状況、加力鉄骨の支点の状況およびクロスひずみゲージの貼付状況

4.2.5　荷重－変形関係と破壊状況

図 4.2.4 に各試験体の荷重－たわみ関係を比較して示す。荷重はスパン中央の鉛直荷重で、梁の左右のせん断スパンのせん断力は、それの 1/2 となる。たわみは、中央の鉛直変形から、左右の支点のめり込み鉛直変位の平均値を差し引いた。昨年の試験体 S4 も示している。

写真 4.2.3 に各試験体の破壊状況を示す。

集成材梁では、No.1-1 と No.1-3 は最大荷重時にスパン中央の純曲げ区間の下端のラミナが曲げ引張破断した。No.1-2 では、最大荷重の直前に、その下端のラミナにわずかな引張破断の兆候が生じたが、写真 4.2.3 最上段に示すようにせん断スパン区間で、ラミナの接着面に沿って、水平にはく離が生じて、せん断破壊した。いずれも、最大荷重後は急激に耐力を失った。

鉄筋集成材梁では、いずれも、鉄筋が降伏するまでは、線形比例関係を維持して、それ以降、剛性が低下して、最大荷重時に、純曲げ区間の下端のラミナが曲げ引張破断した。最大荷重後は、下端の曲げ引張側の鉄筋が、引張抵抗して、耐力を発揮した。

No.2 は２体、加力を行っている。No.2-2 の最大荷重までは、２体の荷重－変形関係は一致している。しかし、最大荷重が、No.2-2 は No.2-1 に対して 80%に留まった。破壊形式は両者とも同じであったため、下端のラミナの曲げ強度の違いが影響を与えたものと考えられる。

鉄筋集成材梁では比例限界の変形が、S4(昨年)が最も小さく、その次に No.4, No.2, No.3 の純になっている。これは木と鉄筋の特性または鉄筋量による影響で、後述する曲げ解析で説明される。表 4.1 に実験値に関する一覧を整理して示す。

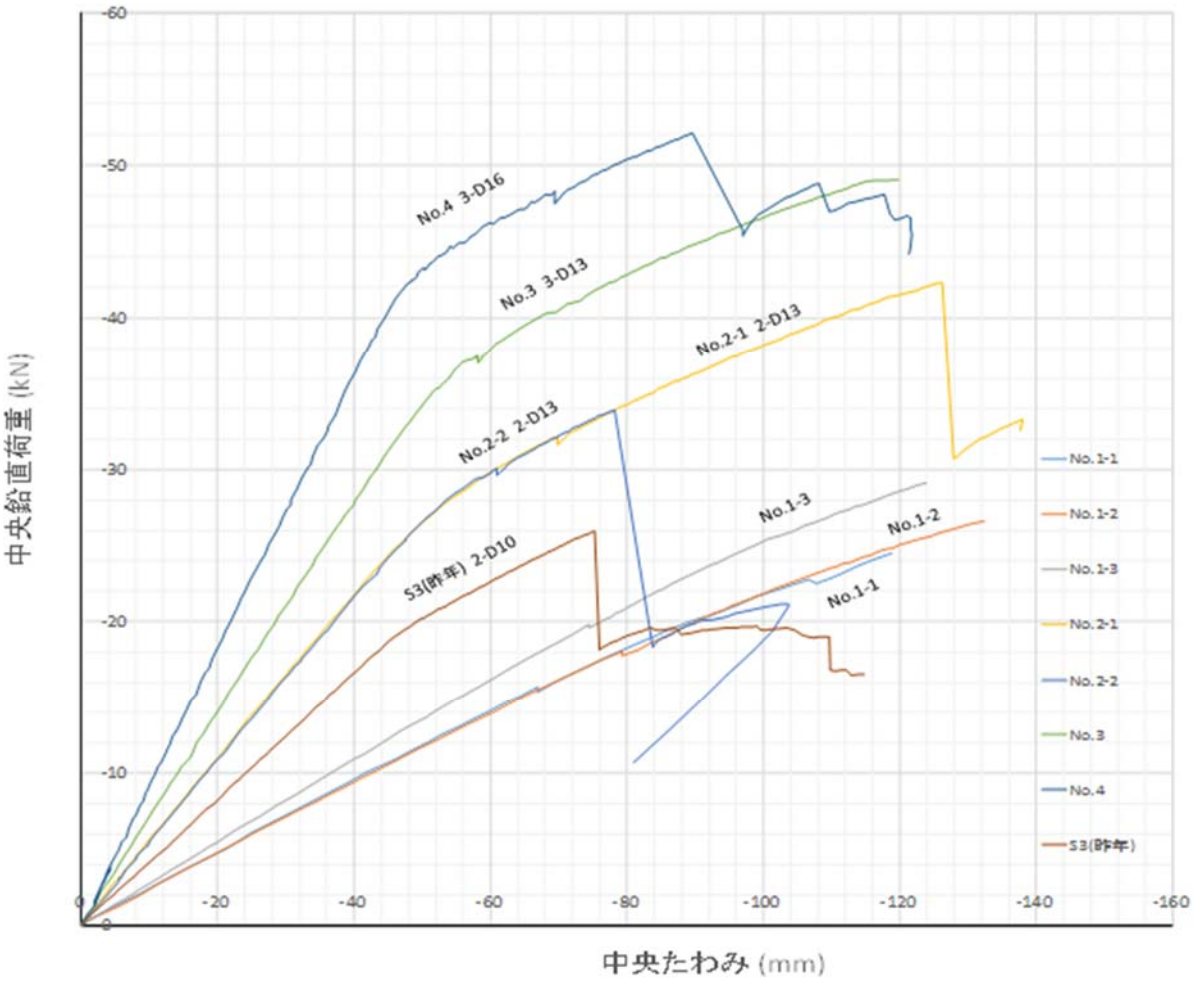
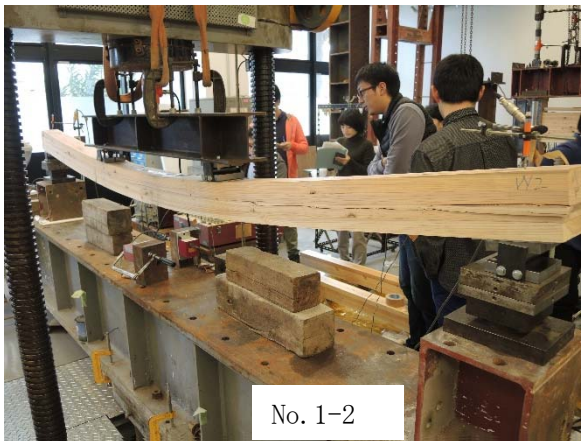
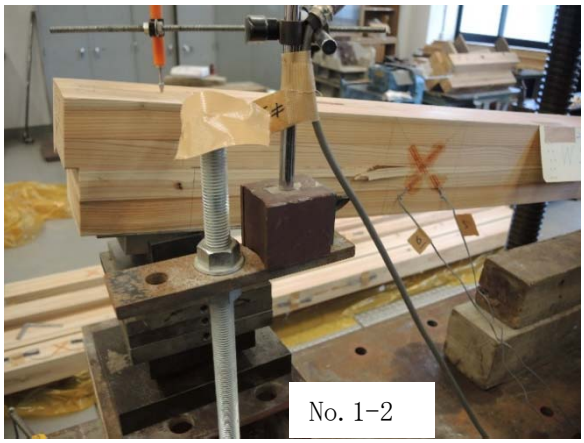
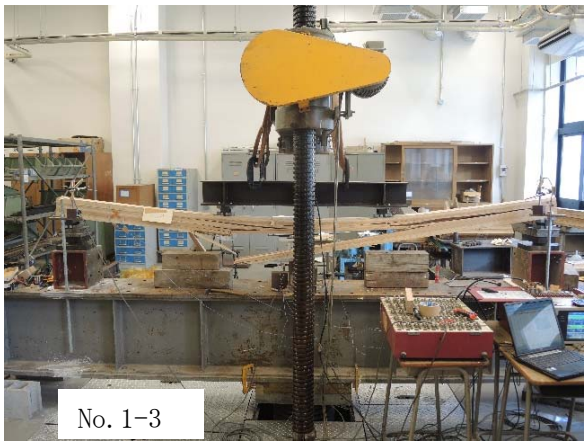


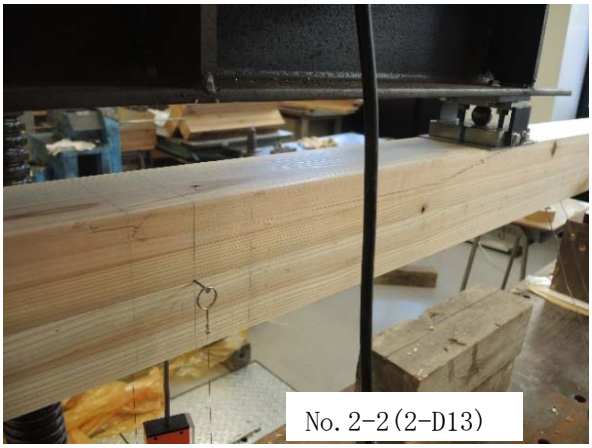
図　4.2.4 短期載荷による鉛直荷重－たわみ関係

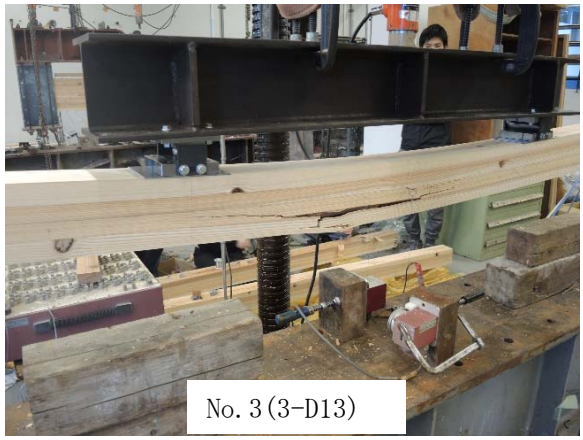

No. 1-2

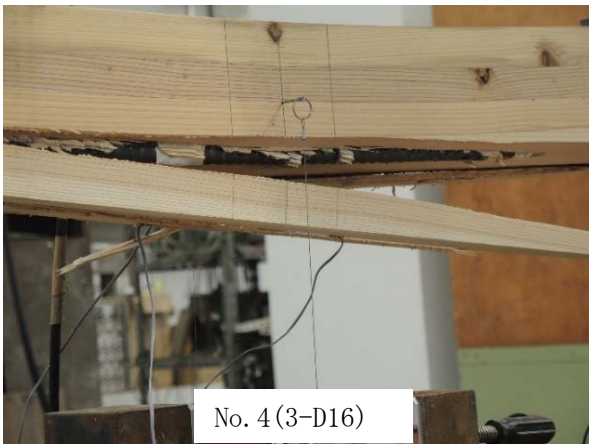

No. 1-2


No. 1-3

No. 2-1(2-D13)


No. 2-2(2-D13)


No. 3(3-D13)


No. 4(3-D16)

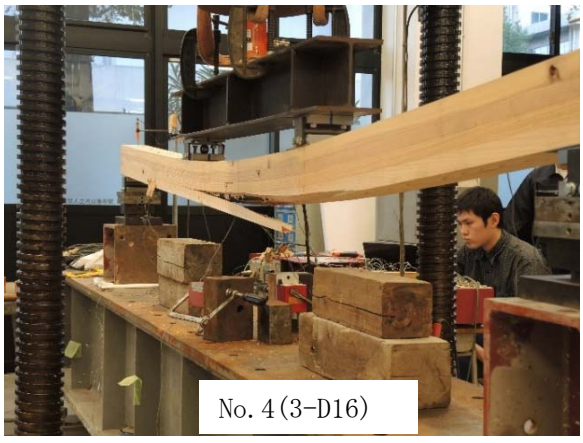

No. 4(3-D16)

写真　4.2.3　破壊状況

表 4.1 短期載荷の梁の実験値一覧

梁の種類	試験体	上端と下端の配筋	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	破壊形式	最大モーメント (kN·m)	曲げ強度 (N/mm^2)	曲げ強度の平均値	一次曲げ剛性 ($N·mm^2$)
集成材梁	No.1-1	無	−	24.50	曲げ	12.25	48.6	53.2	1.21E+11
	No.1-2	無	−	26.61	せん断	13.31	52.8		1.19E+11
	No.1-3	無	−	29.35	曲げ	14.68	58.2		1.37E+11
鉄筋集成材梁	No.2-1	2-D13	27.98	42.29	曲げ	21.15	83.9	−	2.86E+11
	No.2-2	2-D13	27.98	33.91	曲げ	16.96	67.3	−	−
	No.3	3-D13	35.34	49.05	曲げ	24.53	97.3	−	3.54E+11
	No.4	3-D16	41.86	52.09	曲げ	26.05	103.4	−	4.79E+11

曲げ強度とヤング係数は鉄筋を無視した断面で算出した見かけの値、曲げ剛性は木歪ゲージによる曲率による値

試験体	ヤング係数 (N/mm^2)	ヤング係数の平均値	二次曲げ剛性 ($N·mm^2$)	ヤング係数 (N/mm^2)	ヤング係数の平均値	二次剛性開始のモーメントと曲げ応力 (kN·m)	(N/mm^2)	平均値 (N/mm^2)
No.1-1	8031	8330	9.43E+10	6236	6031	8.05	32.0	35.6
No.1-2	7889		8.71E+01	5763		8.54	33.9	
No.1-3	9070		9.21E+01	6094		10.36	41.1	
No.2-1	18896	−	9.29E+01	6581	−	14.07	55.8	−
No.2-2	−	−	−	−	−	−	−	−
No.3	23384	−	8.57E+01	6300	−	18.08	71.8	−
No.4	31652	−	9.36E+01	7327	−	21.50	85.3	−

4.2.6　曲げ剛性とヤング係数および見かけのヤング係数と曲げ強度

図 4.2.5 にスパン中央のモーメントー曲率関係を示す。たわみから算出される見かけの曲率(青線)と、木の曲げ縁のひずみゲージによる曲率(赤線)の 2 種類の関係を示している。ひずみゲージは、本試験体では上下の曲げ縁にそれぞに二枚のひずみゲージを貼付している。それら曲げ縁のひずみの値は、わずかな差しか生じないでほぼ同一であった。それぞれの縁の二枚のゲージのひずみの平均値をひずみとして曲率を算出した。たわみによる曲率は、せん断変形を無視しているため、その影響により、全ての試験体において、ひずみゲージによる曲率より大きくなっている。たわみによる曲率は下記の式により算出した。

各試験体のひずみゲージに曲率の関係に対して、一次剛性と二次剛性に対して剛性の線を求めた。集成材梁でも二次剛性が生じた。それらの一次剛性と二次剛性を断面二次モーメントで除して、曲げヤング係数を算出した。断面二次モーメントは設計寸法を用いた。試験体の仕上がり寸法と設計寸法は殆ど誤差はないことを確認した。集成材梁の試験体においては同じ断面二次モーメントとした。

集成材は集成材の曲げのヤング係数を意味する。鉄筋集成材は鉄筋の効果を考慮した見かけのヤング係数になる。また、一次剛性と二次剛性の交点のモーメントと曲げ応力も算出した。これらも表 4.1 に示している。

ひずみゲージによる曲率

$$\phi = \{(\varepsilon t1 + \varepsilon t2) / 2 - (\varepsilon c1 + \varepsilon c2) / 2\} / D \qquad (4.2.1)$$

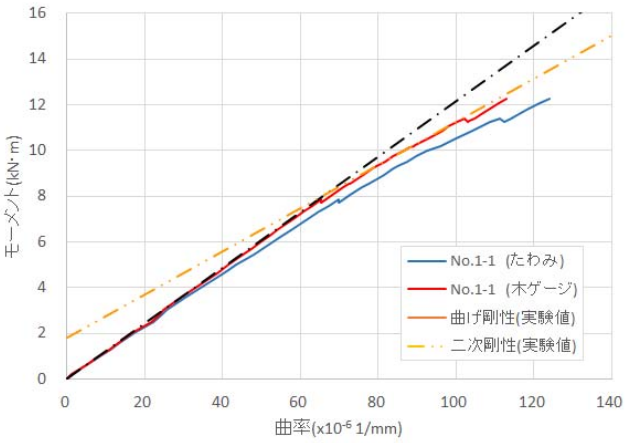
ここに、 $\varepsilon t1, \varepsilon t2$：曲げ引張縁(下端)の二枚のゲージのひずみ，正の値
$\varepsilon c1, \varepsilon c2$：曲げ圧縮縁(上端)の二枚のゲージのひずみ，負の値
D：曲げ引張縁と曲げ圧縮縁の距離、すなわち梁せい

たわみによる曲率

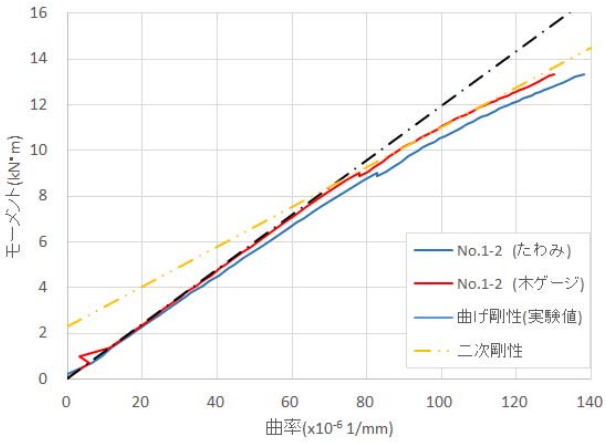
$EI=23P \cdot L^3/(1296\delta)$
$M=P/2 \cdot L/3$
$\phi = M/EI$

断面二次モーメント：$I = b D^3 / 12 = 105 \times 120^3 / 12$

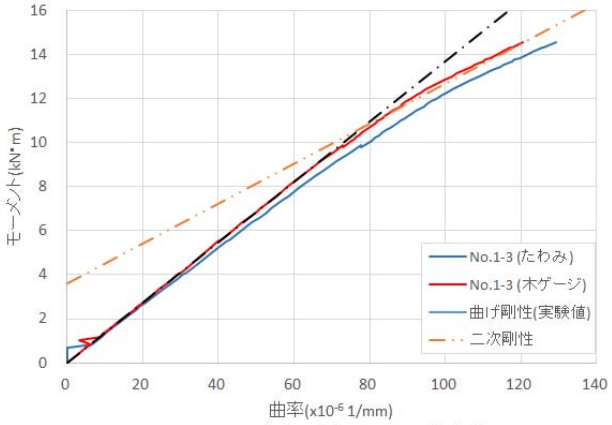
断面係数：$Z = b D^2 / 6 = 105 \times 120^2 / 6$



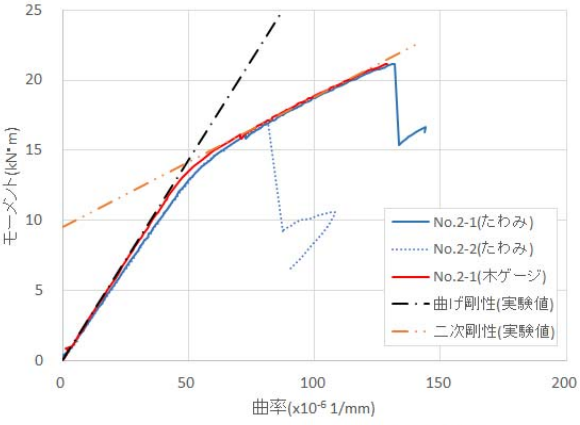
モーメント－曲率関係（No.1-1, 集成材）



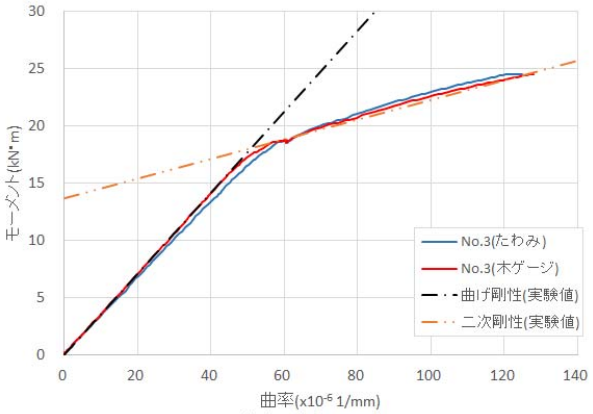
モーメント－曲率関係（No.1-2, 集成材）



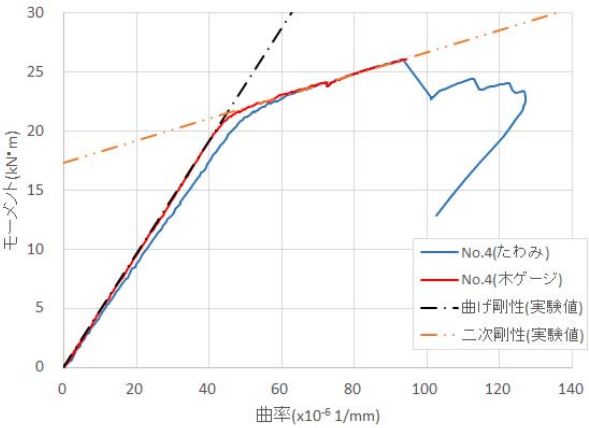
モーメント－曲率関係（No.1-3, 集成材）



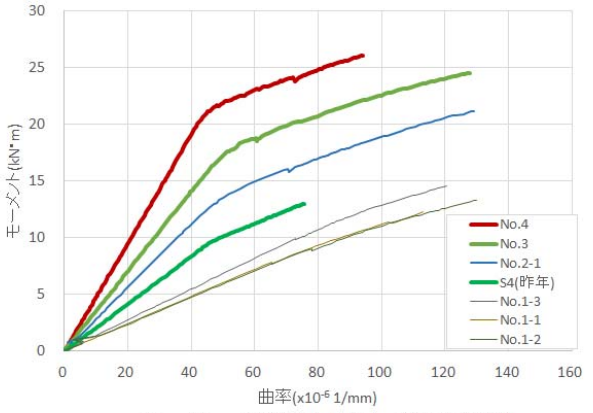
モーメント－曲率関係（No.2-1,2, 2-D13）



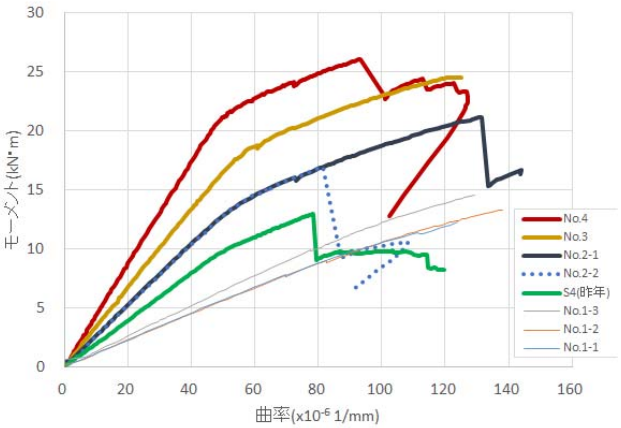
モーメント－曲率関係(No.3, 3-D13)



モーメント－曲率関係(No.4, 3-D16)



モーメント－曲率関係（木ゲージによる曲率）



モーメント－曲率関係(たわみによる曲率)

図　4.2.5　モーメント-曲率関係

4.2.7　鉄筋のヤング係数の修正係数

鉄筋のヤング係数は、鉄筋コンクリート部材の研究では、図 4.2.6 の応力－ひずみ関係に基づいて定義される。コンクリートと鉄筋のヤング係数比は 10 程度で、ヤング係数の微妙な違いは、部材の曲げ剛性にあまり影響を与えない。しかし、鉄筋集成材では、鉄筋により部材の曲げ剛性を、短期載荷時では 3.0～4.0 倍、長期再開時でクリープ抑制効果まで考慮すると 6.0～8.0 倍まで増加させる。鉄筋のヤング係数の定義が部材の曲げ剛性に大きく影響を与える。

鉄筋のひずみゲージは、写真 4.2.4 に示しているように節の間に貼り付けられて、応力を算出した断面積は公称断面積を用いている。図 4.2.7 に使用した D16 の節の形状を示す。節の間の断面積 a1 と節位置の断面積 a2 は異なる。この影響を考慮したヤング係数の修正係数を試算する。

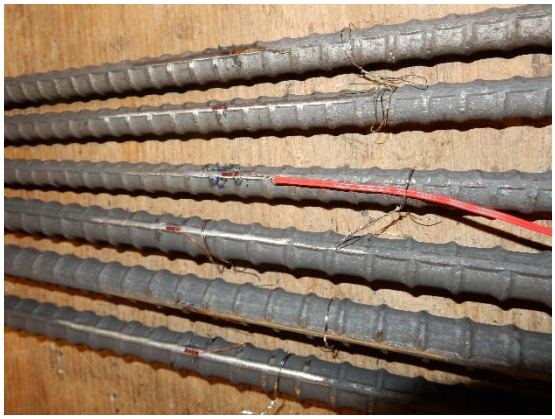


写真 4.2.4 引張試験片へのゲージの貼付状況

表 4.2 鉄筋引張試の特性値

鉄筋	番号	ヤング係数	降伏強度	破断強度
		Es (N/mm^2)	σy (N/mm^2)	σb (N/mm^2)
D13	1	1.92 x10^5	372	547
	2	1.91 x10^5	372	547
	3	1.93 x10^5	370	545
	平均	1.92 x10^5	371	547
D16	1	1.93 x10^5	354	502
	2	1.93 x10^5	354	502
	3	1.91 x10^5	357	494
	平均	1.92 x10^5	355	499

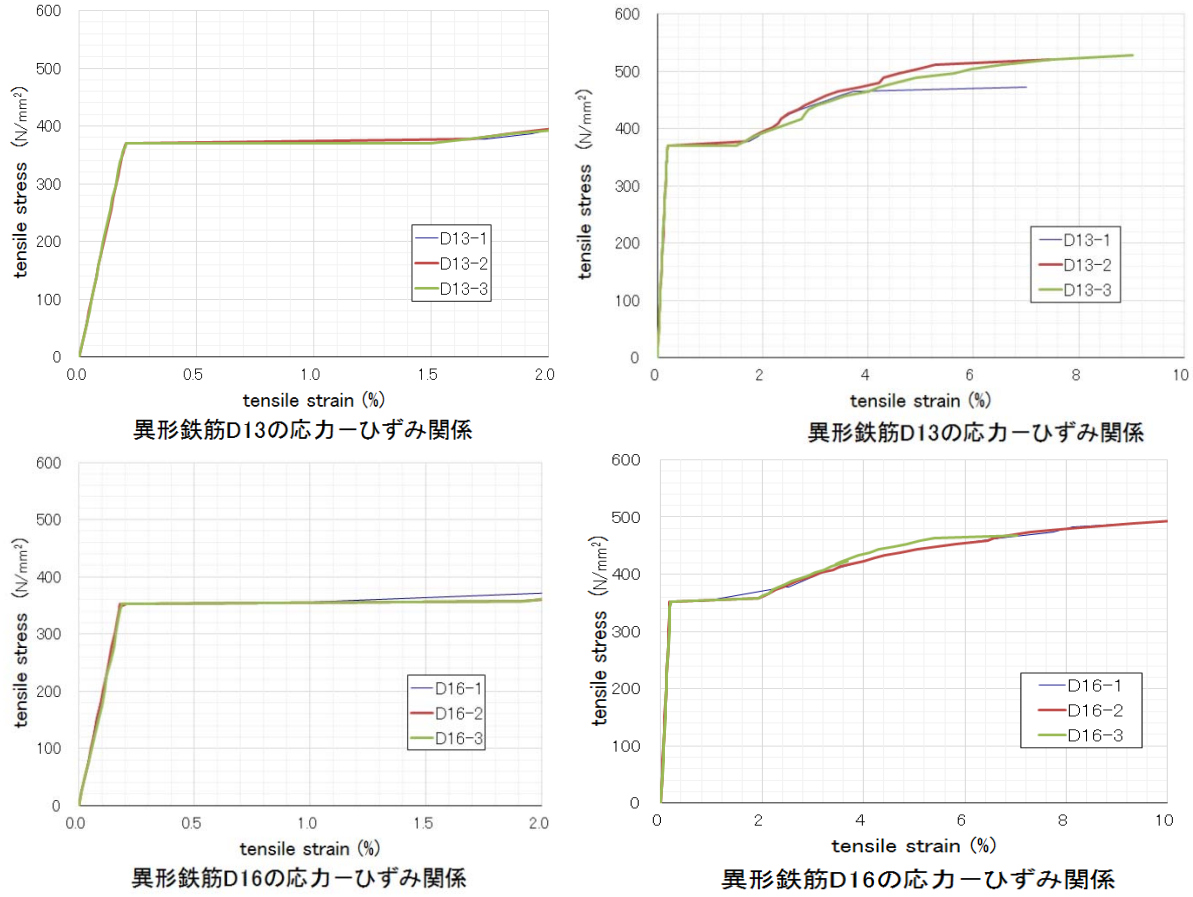


図　4.2.6　引張試験による鉄筋の応力-ひずみ関係

公称断面積 ao と、節の間に貼付されたひずみゲージのひずみ ε により定義されるヤング係数 Eso は下記の関係式で表される。

$$T / a_o = E_{so} \cdot \varepsilon \qquad (4.2.2)$$

ここに、T：鉄筋に対する引張荷重

しかし、節の間の断面積は a1 であり、そこでのヤング係数Esは下記の関係式を表す。

$$T / a_1 = E_s \cdot \varepsilon \qquad (4.2.3)$$

式(4.2.2)と式(4.2.3)よりEsは式(4.2.4)で表される。

$$E_s = (a_o / a_1) \cdot E_{so} \qquad (4.2.4)$$

ここに、Es:節の間の鉄筋のヤング係数，ao：鉄筋の公称断面積，
a_1：節の間の鉄筋の断面積，Eso：式(4.2.2)に基づくヤング係数

節の間のピッチ p の距離で生じる伸び量は式(4.2.5)で表される。

$$\Delta = (T / a_1) / Es \cdot w_1 + (T / a_2) / Es \cdot w_2 \qquad (4.2.5)$$

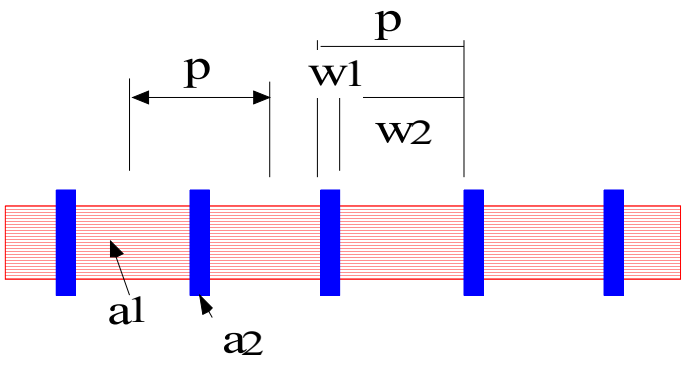
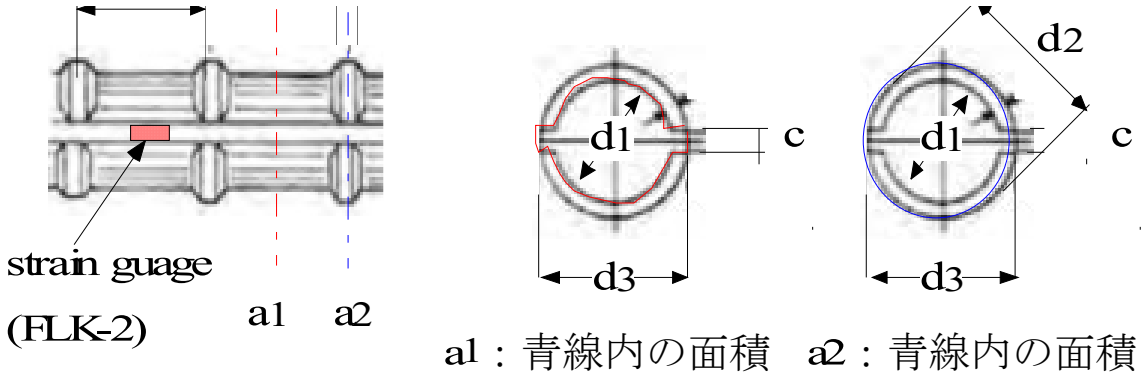


図4.2.7 ヤング係数を補正する軸バネモデルの断面積と軸長さ



a1：青線内の面積　a2：青線内の面積

図 4.2.8 D16 の節形状と寸法記号と鉄筋の断面積a1, a2

節形状の寸法を考慮した見かけのひずみは、節の間隔距離 p で除した比で表され、式(4.2.6)となる。さらに右辺の分子と分母分を公称断面積 ao で除すと、式(4.2.7)となる。

$$\Delta / p = (T / a_1) / Es \cdot (w_1 / p) + (T / a_2) / Es \cdot (w_2 / p) \quad (4.2.6)$$

$$\Delta / p = (T / ao) / (a_1/ao) / Es \cdot (w_1 / p) + (T / ao) / (a_2/ao) / Es \cdot (w_2 / p) \quad (4.2.7)$$

上式において Δ／p は、節の寸法を考慮したひずみ εso を意味して、T/ao は公称断面積に対する軸応力 σso を意味する。これらの記号を式(6)に代入して、それらの応力－ひずみ関係の形式に整理すると、式(4.2.8)となる。

$$\varepsilon so = \sigma so / (a_1/ao) / Es \cdot (w_1 / p) + \sigma so / (a_2/ao) / Es \cdot (w_2 / p)$$

$$\varepsilon so = \sigma so / Es \cdot \{1 / (a_1/ao) \cdot (w_1 / p) + \sigma so / (a_2/ao) \cdot (w_2 / p)\}$$

$$\sigma so = Es \cdot \varepsilon so / \{1 / (a_1/ao) \cdot (w_1 / p) + \sigma so / (a_2/ao) \cdot (w_2 / p)\} \quad (4.2.8)$$

式(4.2.8)に式(4.2.4)の Es を代入すると、鉄筋の節寸法を考慮する応力－ひずみ関係が誘導される。

$$\sigma so = \alpha \cdot Eso \cdot \varepsilon so \quad (4.2.9)$$

ここに、 $\alpha = (a_1/ao) / \{1 / (a_1/ao) \cdot (w_1 / p) + \sigma so / (a_2/ao) \cdot (w_2 / p)\}$

表 4.3 に本試験体に用いた異形鉄筋の寸法を示し、それらによる式(4.2.9)の記号の値を示す。修正係数 α は 1.09 または 1.19 となる。鉄筋の節寸法を考慮するヤング係数は、式(4.2.2)のヤング係数を 1.09 または 1.19 倍になる。

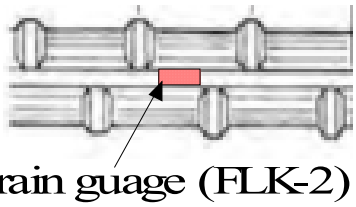


図 2.4.9 D13 の節形状

表 4.3 鉄筋の節形状の寸法と修正係数 α

寸法と比		D13	D16	備考
p	(mm)	9.10	10.00	節間隔
w1	(mm)	2.40	2.00	
w2	(mm)	7.10	8.00	
w1/p		0.26	0.20	
w2/p		0.78	0.80	
ao	(mm^2)	127.00	199.00	公称断面積
d1	(mm)	11.90	15.00	
a1	(mm)	115.12	183.31	
d2	(mm^2)	13.20	17.00	
d3	(mm)	13.20	17.30	
c	(mm)	3.00	3.30	
a2	(mm^2)	136.85	227.97	
a1/ao		0.91	0.92	
a2/ao		1.08	1.15	
ao/a1		1.10	1.09	
α		1.09	1.19	修正係数

4.2.8　せん断応力分の形状係数とせん断応力－せん断ひずみ関係およびせん断弾性係数

(1) せん断応力分の形状係数

せん断力を受ける矩形断面の部材は,断面内のせん断応力分布がパラボラ分布になる。最大のせん断応力τmax とせん断力の関係は式(4.2.10)で表される。

$$\tau_{max} = \kappa \cdot Q/A \qquad (4.2.10)$$

ここに, Q：部材のせん断力,A：部材の断面積

κ ：形状係数

一般の矩形断面では形状係数κは 1.5 である。しかし,鉄筋を考慮すると異なる。鉄筋を考慮する場合の形状係数κの誘導を以下に示す。

断面が一体で弾性体として抵抗する場合,断面内の最大のせん断応力τmax は式(4.2.11)で表される。

$$\tau_{max} = Q \cdot Sy/(b \cdot Ie) \qquad (4.2.11)$$

ここに, Q：作用せん断力,Sy：軸力が作用しない場合の中立軸より圧縮縁または引張縁までの断面一次モーメント, b：部材幅,Ie:鉄筋も考慮した集成材の断面二次モーメント

鉄筋は曲げ断面においては,ヤング係数比 n 倍の木の断面が集中しているとして取り扱える。中立軸より曲げ縁までの断面一次モーメント Sy は,矩形断面の半分の断面一次モーメントに引張鉄筋または圧縮鉄筋の等価な断面一次モーメントを加算したもので、式(4.2.12) で表される。

矩形断面に鉄筋の断面積を含めると,残りの効果の面積は鉄筋の断面積 As を(n-1)倍した面積となる。一方,鉄筋の効果を考慮した断面二次モーメントＩ　e は式(4.2.13)で表される。これらを式(4.2.11)に代入して整理するとτmax は式(4.2.14)で表される。

$$Sy = b \cdot D/8 + (n-1) \cdot As \cdot ys \qquad (4.2.12)$$

$$Ie = b \cdot D2/12 + 2 \cdot (n-1) \cdot As \cdot ys1 \qquad (4.2.13)$$

$$\tau_{max} = \kappa e \cdot Q/(b \cdot D) \qquad (4.2.14)$$

$$\kappa e = \{1/8 + (n-1) \cdot pt \cdot ys1\} / \{1/12 + 2 (n-1) \cdot pt \cdot ys12\} \qquad (4.2.15)$$

ここに,　n：Ew に対する Es のヤング係数比(=Ew/Es)

pt：断面(b･D)に対する張鉄筋比または圧縮鉄筋比,

pt （＝As/(b･D)）,As は引張鉄筋または圧縮鉄筋の断面積,　ys1＝ys/D,

ys：断面図心から引張鉄筋または圧縮鉄筋の重心までの距離

図 4.2.10 は ys1 が 0.4,n が 31.5 で,pt を変化させた場合の式(4.2.15)によるκe の変化である。κe は pt が 1.0%の場合,1.36 で,2.0%の場合,1.32 である。pt の増加に伴い,1.25 に収束する。同図は実用範囲（pt＝1.0～3.0%）である。

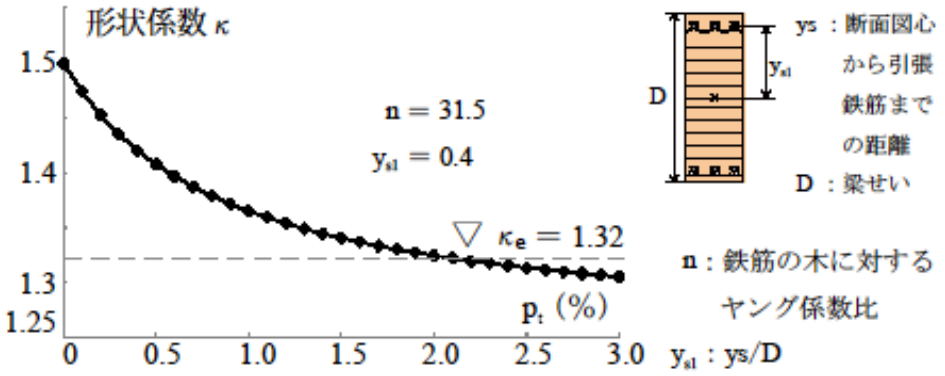


図　4.2.10　鉄筋比の増加に伴う形状係数　変化(ys1-0.4)

図 4.2.11 に形状係数と鉄筋比 pt の関係を示す。断面は対称断面として、引張鉄筋と圧縮鉄筋と同質で等量としている。梁せいに対する鉄筋位置の距離比 ys1 が本試験体では 0.32 である場合(赤線)と、0.4 の場合(青線)を示す。鉄筋集成材の ys1 は 0.4 程度を想定している。その距離比により形状係数は大きく影響を受ける。本試験体は赤線の場合で、各試験体の形状係数の位置を○で示す。集成材梁は 1.5 とするので、本試験体の鉄筋集成材の形状係数はあまり変化しないことになる。具体的数値は表 4.4 に示す。

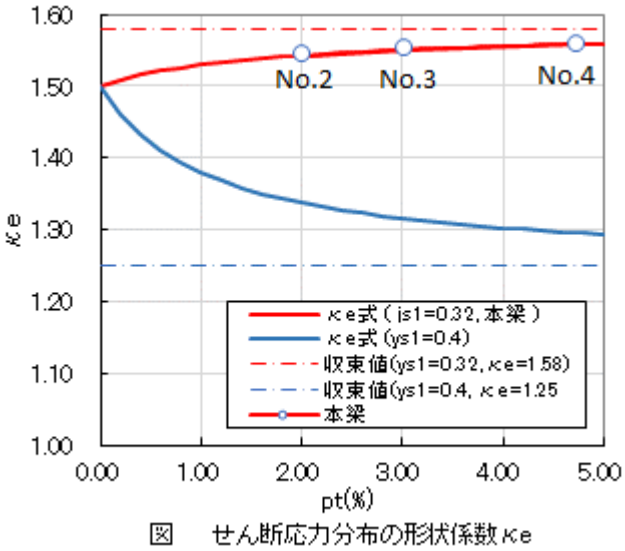


図　せん断応力分布の形状係数κe

図　4.2.11　本試験体の梁の形状係数と ys1 による変化

(3) せん断応力ーせん断ひずみ関係

図 4.2.13 にせん断応力ーせん断ひずみ関係を示す。せん断応力は、せん断スパンでの平均せん断応力に前述の形状係数をそれぞれ乗じた値とした。平均せん断力はせん断スパンのせん断力を梁断面積(105mmx120mm)で除した値とした。せん断ひずみγは、図 4.2.12 で示したクロスゲージの引張ひずみから圧縮ひずみを差し引いた値とした。

せん断応力：τmax＝κe･Q／（b･D）

せん断ひずみ：　γ＝εt－εc

ここに、κe：形状係数，Q：せん断力，
b：梁幅(105mm)，D：梁せい(120mm)
εt:引張ひずみ，εc:圧縮ひずみ

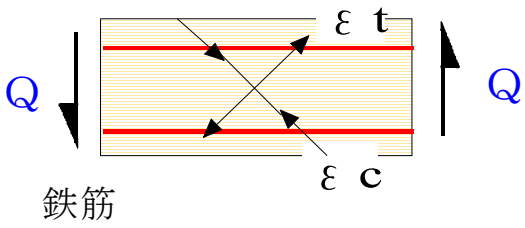


図 4.2.12 せん断ひずみに用いたひずみ

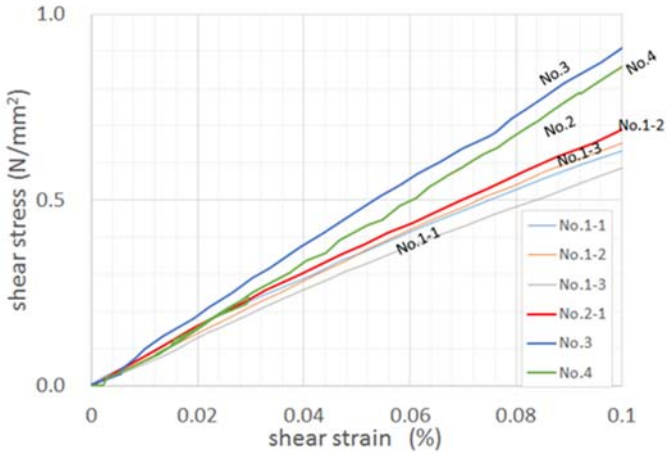
図 4.2.13 上段のせん断応力ーせん断ひずみ関係において、集成材梁に対して鉄筋集成材梁の剛性が大きく、鉄筋量が大きいほど、大きくなっているが、No.3 と No.4 ではほとんど違い生じない結果となっている。原因としては、クロスゲージは梁側面のひずみを測定していることが考えられる。

せん断力を受けると、鉄筋回りに付着応力が生じて、その付着応力が梁のせん断応力に広がっていく領域が存在して、梁側面では上端筋、または下端筋の高さ位置の近傍では、そのせん断ひずみが小さく、その領域も含んで、梁側面でひずみを測定すると、その測定されるひずみは小さ

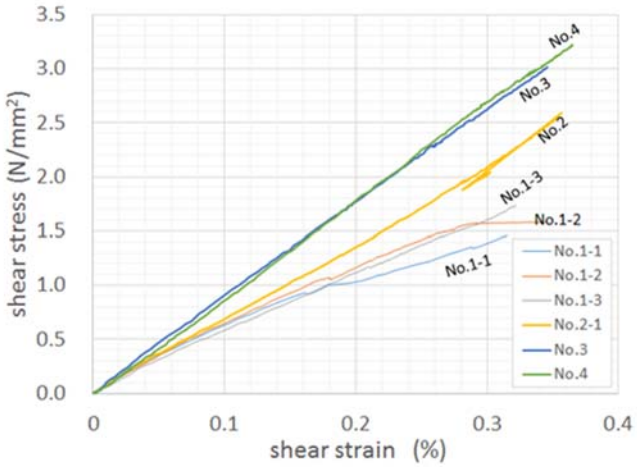
くなり、せん断応力－せん断ひずみ関係では、鉄筋量が多いほど、見かけ上、剛性が大きくなったと考えられる。これについては、今後、検討が必要である。

(4.2) せん断弾性係数

表 4.4 にせん断弾性係数を示す。最大荷重の 1/2 の時点で、その係数を特定した。この時点では全ての試験体で線形性は維持されていた。集成材のせん断弾性は、曲げヤング係数の 8330N/mm^2 の 1/14 にほぼ等しくなっている。鉄筋集成材で測定された係数は、それより大きくなるっている。



初期剛性



最終変形まで

図　4.2.13 梁のせん断応力-せん断ひずみ関係)

表 4.4 各試験体の形状係数とせん断弾性係数

梁の種類	試験体	上端と下端の配筋	鉄筋比 pt,pc(%)	形状係数 κe	せん断弾性係数 γ(1/2) (%)	τ(1/2) (N·mm^2)	G (N·mm^2)	Gの平均値 (N·mm^2)
集成材梁	No.1-1	無	0.00	1.500	0.121	0.74	614	605.8
	No.1-2	無	0.00	1.500	0.124	0.785	635	
	No.1-3	無	0.00	1.500	0.138	0.785	569	
鉄筋集成材梁	No.2-1	2-D13	2.02	1.543	0.195	1.32	677	-
	No.3	3-D13	3.02	1.550	0.171	1.52	889	-
	No.4	3-D16	4.74	1.558	0.199	1.77	888	-

形状係数は評価式による値、ひずみは木ひずみ歪ゲージによる値
γ(1/2)とτ(1/2)は最大荷重の50%のせん断ひずみとせん断応力
せん断応力は断面のせん断応力と形状係数を乗じた値

4.2.9 モーメントー曲率関係の評価

4.2.9.1 方針

図 4.2.14 に鉄筋集成材梁のモーメントー曲率関係を模式的に示す。後述するが図 4.2.10 における ys1 が 0.33 以上であれば、鉄筋集成材内の鉄筋の引張降伏と圧縮降伏が先行して、剛性が低下する。その後、集成材の曲げ剛性に近づき、集成材が比例限界に達して、集成材の二次剛性になる。それ後、集成材が曲げ引張縁で破断して最大荷重に達して、耐力低下が生じる。曲げ引張域の引張力を引張鉄筋が負担して、鉄筋のひずみ硬化と、曲げ圧縮域の合力の重心位置の移動に伴い、耐力とが増大する。

ここでは、弾性の曲げ剛性、鉄筋の降伏モーメント、降伏後の二次剛性、集成材の比例限界モーメント、集成材比例限界モーメント以降の三次剛性、最大モーメントなどの評価を先ず述べて、これらによるモーメントー曲率関係と実験結果を比較する。

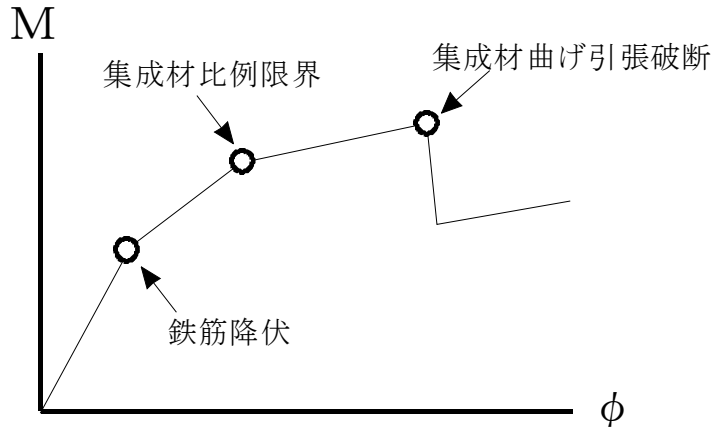


図 4.2.14 鉄筋集成材のモーメントー曲率関係

4.2.9.2 弾性曲げ剛性の推定方法

鉄筋コンクリート部材と同様に鉄筋を考慮する断面二次モーメントIeを用いて曲げ剛性を評価する。Ieは一般に用いられる慣用の式(4.2.16)を用いる。

$$Ie = B\cdot D^3/12 + (n-1)\cdot(at+ac)\cdot j^2+(n-1)\cdot nb\cdot \pi\cdot db^2/64 \qquad (4.2.16)$$

ここに，B：梁幅,D：梁せい,n：木材に対する鉄筋のヤング係数比
at：引張鉄筋の面積，ac：圧縮鉄筋の面積,j：図心軸から鉄筋までの距離，db：鉄筋の公称直径,nb：梁断面内の鉄筋の全本数

4.2.9.3 降伏モーメントの推定方法

既に誘導している梁の曲げに対する断面算定に関する許容曲げモーメントの評価式を用いる。以下に仮定と評価式を示す。鉄筋と集成材の許容応力度に、材料試験による鉄筋の降伏強度と、集成材の曲げ強度を用いる。また、それらのヤング係数も材料試験の値を用いる。いずれも材料試験値の平均値を用いる。ただし、鉄筋は 4.2.7 節で述べた修正係数を考慮する。

仮定

(1)中間区間では鉄筋と集成材が一体になって抵抗するものとする。

(2)曲げ材の各平面の断面は材のわん曲後も平面を保ち、各応力は中立軸からの距離に比例するものとする。すなわち、断面の平面保持の仮定を用いる。

梁材の許容曲げモーメント

モーメントを受ける材の曲率φは式(4.2.17)で表される。

$$\phi = M / (Ew \cdot Ie) \qquad (4.2.17)$$

ここに、φ：曲率
M：モーメント
Ew：集成材の繊維方向のヤング係数
Ie ：鉄筋も考慮した集成材部材の断面二次モーメント
Ie=Iw+(n−1)・Is
Iw：鉄筋を無視した集成材の断面二次モーメント
Is ：鉄筋の集成材の図心軸回りの断面二次モーメント
n：集成材の曲げのヤング係数に対する鉄筋のヤング係数比

梁断面内において中立軸から離れた距離を y とすると、y の位置の曲げによるひずみε(y)は式(4.2.18)で表される。これに式(4.2.17)を代入してモーメントについて整理すると式(4.2.20)が得られる。

$$\varepsilon(y) = \phi \cdot y \qquad (4.2.18)$$
$$\varepsilon(y) = M / (Ew \cdot Ie) \cdot y \qquad (4.2.19)$$
$$M = \varepsilon(y) \cdot (Ew \cdot Ie) / y \qquad (4.2.20)$$

ここに、y：中立軸から対象の位置までの距離、梁の場合、弾性範囲においては中立軸と断面図心は等しい。　ε(y)：y の位置の軸ひずみ

(1)鉄筋が許容応力度に達する時のモーメント Msa

最外縁の鉄筋が許容応力度 sfa に達する時の鉄筋のひずみεs は、ヤング係数 Es で sfa を除すことにより表される。

$$\varepsilon s = sfa / Es = sfa / n \cdot Ew \qquad (4.2.21)$$

ここに、sfa：鉄筋の許容応力度
Es：鉄筋のヤング係数
Ew：集成材の繊維方向のヤング係数
n　：Ew に対する Es のヤング係数比(=Es/Ew)

このεsを式(4.2.20)のε(y)として、中立軸から最外縁の鉄筋までの距離をysとすると、鉄筋が許容応力度 sfa に達する時の許容曲げモーメント Msa は最終的に式(4.2.22)で表される。

$$Msa = sfa / n \cdot (Ie / ys) \qquad (4.2.22)$$

ここに、sfa：鉄筋の許容応力度
Es：鉄筋のヤング係数
Ew：集成材の繊維方向のヤング係数
n　：Ew に対する Es のヤング係数比(=Es/Ew)
Ie ：鉄筋も考慮した集成材部材の断面二次モーメント
ys ：断面図心から最外縁の鉄筋までの距離、中立軸と断面図心は等しい。

(2)集成材が許容応力度に達する時のモーメント Mwa

集成材の最外縁が許容応力度 wfa に達する時の集成材の最外縁のひずみεw は、集成材のヤング係数 Ew で wfa を除すことにより表される。

$$\varepsilon w = wfa / Ew \qquad (4.2.23)$$

この εw を式(4.2.20)の $\varepsilon(y)$ として、中立軸から最外縁の距離を yw とすると、最外縁の集成材が許容応力度 wfa に達する時の許容曲げモーメント Mwa は最終的に式(4.2.24)で表される。

$$Mwa = wfa \cdot (Ie / yw) \qquad (4.2.24)$$

ここに、wfa：集成材の許容応力度
Ie：鉄筋も考慮した集成材部材の断面二次モーメント
yw：断面図心から最外縁までの距離、長方形断面の場合、梁せいの半分

(3)許容曲げモーメント Ma

梁の許容曲げモーメント Ma は、鉄筋と集成材の曲げ応力度が許容応力度を超えさせないために、式(4.2.22)の Msa と式(4.2.24)の Mwa の内、小さい値とすることになる。すなわち、式(4.2.25)とする。

$$Ma = \min(Msa \ , \ Mwa) \qquad (4.2.25)$$

4.2.9.4　曲げ降伏モーメント後の二次剛性

鉄筋の降伏ひずみは 0.2%程度で、集成材の曲げの比例限界の曲げ縁のひずみは 0.43%程度であった。一般には集成材の曲げ縁の破断ひずみも 0.4%を想定する。鉄筋集成材の断面において鉄筋が曲げ縁に近い位置に配筋されれば、鉄筋の降伏が、集成材の曲げ破断より、先行する。式(4.2.25)において、Ma は Msa により決定される。鉄筋が降伏すると、それ以降、ひずみ硬化までの荷重増加に対しては、集成材が抵抗する。すなわち、降伏後の曲げ剛性は集成材の曲げ剛性となる。ただし、鉄筋の断面積と、鉄筋まわりの木の欠損面積は除外した集成材の曲げ剛性 Ew･Iwe とする。

$$Ew \cdot Iwe = Ew \cdot \{ B \cdot D^{3}/12 - (at + ac + nb \cdot ab) \cdot j^{2} \} \qquad (4.2.26)$$

ここに、ab：鉄筋の溝における鉄筋のまわりの木の欠損面積(接着剤の断面積)、
ほかは式(4.2.16)に準ずる。

4.2.9.5　集成材の比例限界のモーメントと曲げ強度の推定方法

普通鉄筋で補強する梁では，鉄筋の降伏が先行するため，その梁の曲げ耐力は，集成材の曲げ耐力Mwに鉄筋の曲げ降伏モーメントsMyを単純に累加することにより近似すると考えられる。式(4.2.27)により近似する。

$$My = Mw + sMy \qquad (4.2.27)$$

ここに、Mw：梁の集成材の曲げ耐力で断面係数と曲げ強度の積、ただし、鉄筋の断面積と、鉄筋まわりの木の欠損面積は除外した集成材の断面係数を用いる。
sMy：鉄筋の降伏モーメントで $My = at \cdot \sigma y \cdot g$ で近似
at：引張鉄筋の面積，σy：鉄筋の降伏応力度
g：引張鉄筋と圧縮鉄筋の重心間距離

比例限界のモーメントでは、集成材の曲げ縁の応力を表 4.1 に示す集成材の比例限界時の曲げ応力として、曲げ強度のモーメントについては、集成材の曲げ引張強度として、Mw を計算する。

4.2.9.6　比例限界後の曲げ剛性の推定方法

式 (4.2.26)における Ew に、表 4.1 の集成材の比例限界後の接線剛性を用いる。

4.2.9.7　モーメントー曲率関係の推定結果

図 4.2.15 にスパン中央のモーメントー曲率関係(以後、M-φ関係)を実験値と計算値を比較して示す。実験値は、集成材の上下の曲げ縁に貼り付けられた木ゲージのひずみから算出される曲率、を用いた関係である。計算値は上記の推定方法により算出される M-φ関係である。また、○は、鉄筋が降伏する曲げ強度を示している。△は比例限界の曲げモーメントを意味している。□は最大曲げ強度を意味する。

計算結果は実験結果を概ね良好に推定している。

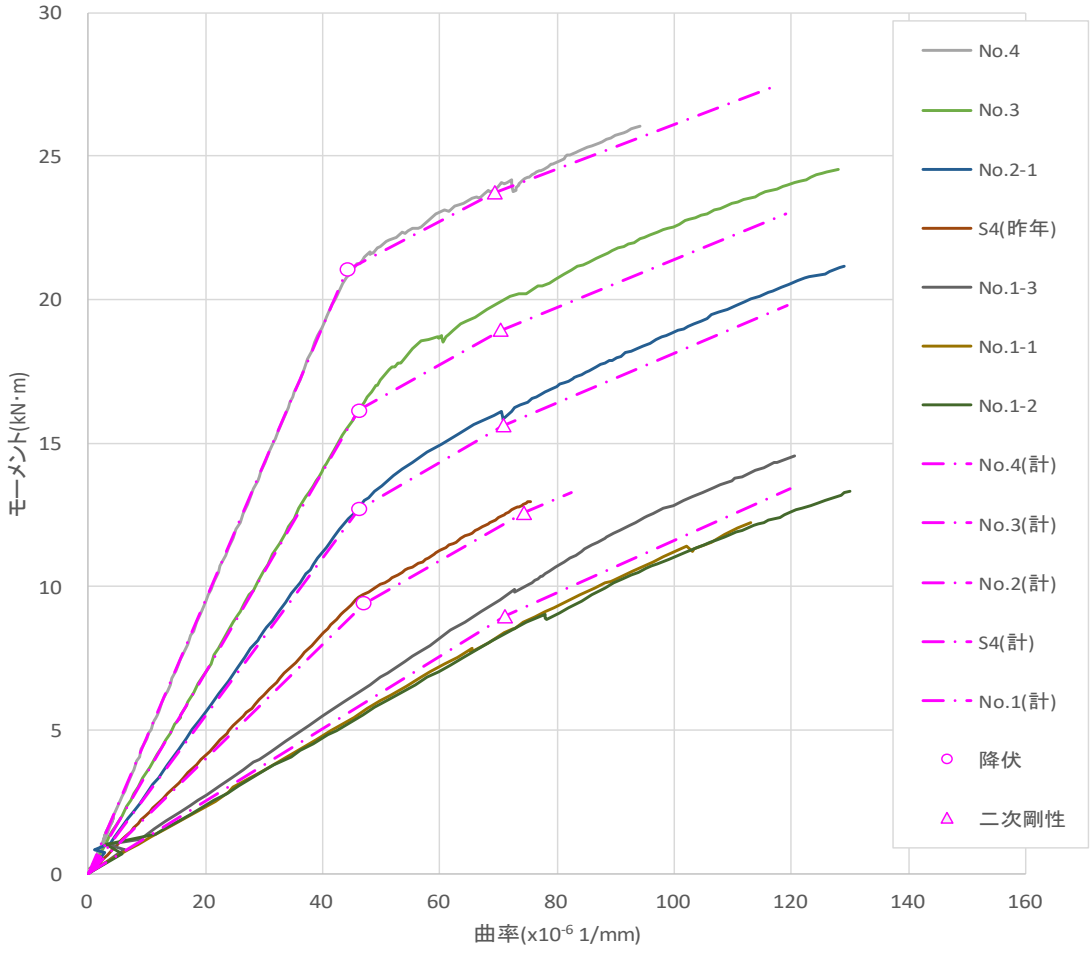
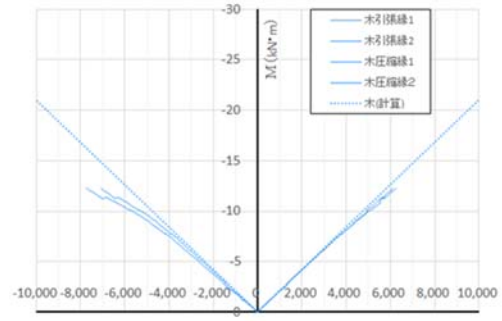


図　4.2.15 モーメントー曲率関係（木ゲージによる曲率)

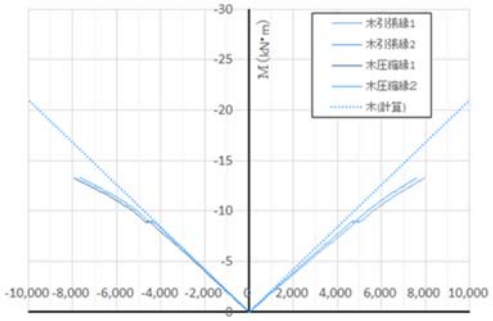
4.2.9.8　鉄筋と曲げ縁の木のひずみ挙動の推定結果

図 4.2.16 に鉄筋と曲げ縁の木のひずみと曲げモーメントとの関係を示す。曲げモーメントはスパン中央の値である。鉄筋と曲げ縁のひずみの計算値は式(4.2.19)から算出した。計算値は鉄筋集成材梁の曲げ縁と鉄筋のひずみをかなりの精度で推定している。平面保持を仮定して内部の応

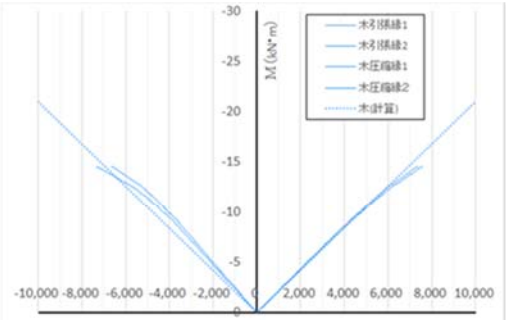
力状態やひずみ状態を推定できると判断できる。最大荷重時の圧縮鉄筋と引張鉄筋のひずみは、絶対値が 1%(10000μ)に達していない。鉄筋降伏後に生じるひずみ硬化の開始時のひずみは 1.5～2.0%である。最大荷重時では、鉄筋の軸応力度は降伏強度程度であった推測できる。



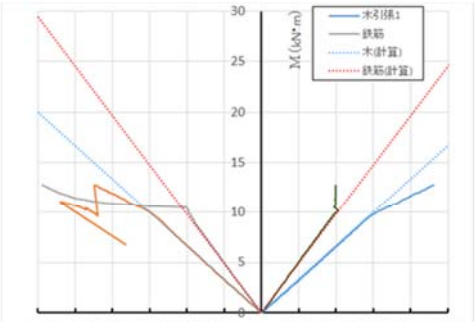
スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.1-1）



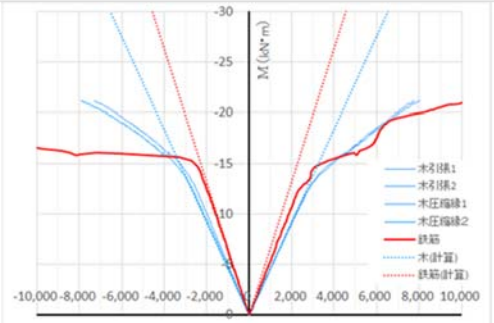
スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.1-2）



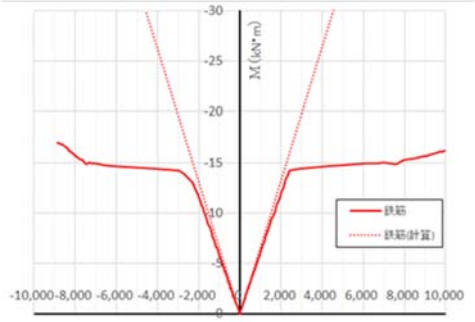
スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.1-3）



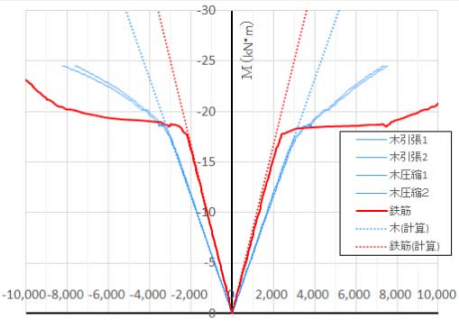
スパン中央のM-曲げ域のε関係（S4(昨年)）



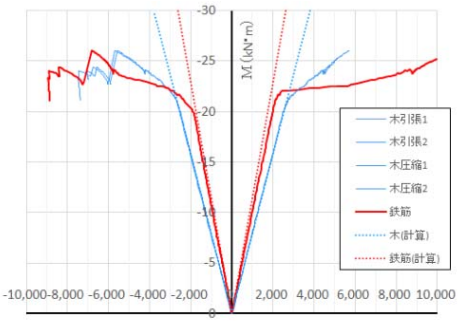
スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.2-1）



スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.2-2）



スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.3）



スパン中央のM-曲げ域のε関係（No.4）

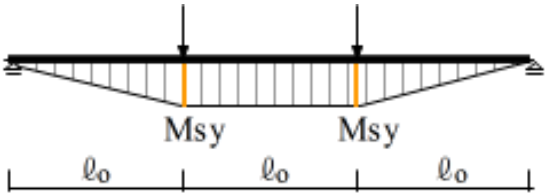
図　4.2.16　梁の鉄筋のひずみと木曲げ縁のひずみの変化

4.2.10　梁の荷重－たわみ変形関係の評価

上記で鉄筋集成材の曲げ剛性とせん断剛性の評価方法を整理した。これらに基づいて、鉄筋集成材梁の荷重－たわみ変形関係を評価した。曲げ変形成分は下記の図のように応力状態を分けて、各時点の変形を算出した。

第１段階：スパン中央で鉄筋が降伏する状態
第２段階：スパン中央で集成材の曲げ縁の応力が比例限界の応力に達する状態
第３段階：スパン中央で集成材の曲げ縁の応力が曲げ強度に達して、曲げ破壊する状態
各段階の応力状態での、各種の曲げ強度は、前述の方法の計算による計算値を用いた。

せん断変形はせん断スパンでは、せん断力は一様として、弾性として、鉄筋を考慮したせん断応力分布の形状係数と、集成材のせん断弾性係数を用いた。その結果を次頁に示す。　ピンクの点線は曲げ変形だけを考慮したもので、同色の一点鎖線はせん断変形も考慮したものである
せん断変形を考慮した方が実験値を推定している。計算値は、実験結果を精度よく推定する結果となっている。

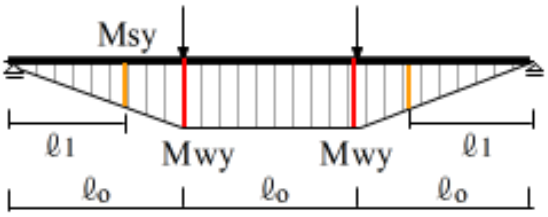


Msy：鉄筋が降伏するモーメント

第１段階　モーメント分布

EIe：鉄筋を考慮した弾性の曲げ剛性

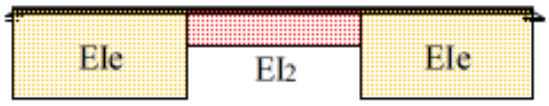
第１段階　曲げ剛性



Mwy：曲げ応力が比例限界に達するモーメント

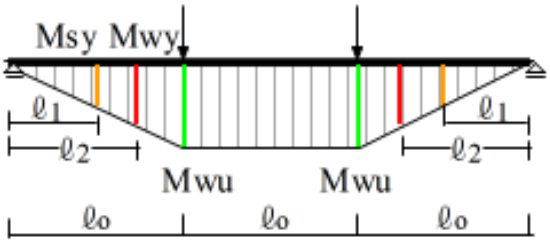
$\ell_1=(Msy/Mwy)\cdot\ell_o$

第２段階　モーメント分布



EI2：鉄筋が降伏した以降の二次曲げ剛性

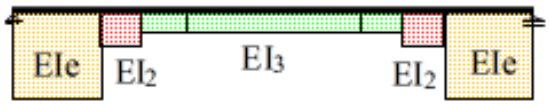
第２段階　曲げ剛性



Mwu：曲げ応力が曲げ強度に達するモーメント

$\ell_1=(Msy/Mwu)\cdot\ell_o,\quad \ell_2=(Mwy/Mwu)\cdot\ell_o$

第３段階　モーメント分布



EI3：曲げ縁が比例限界に達した以降の三次曲げ剛性

第３段階　曲げ剛性

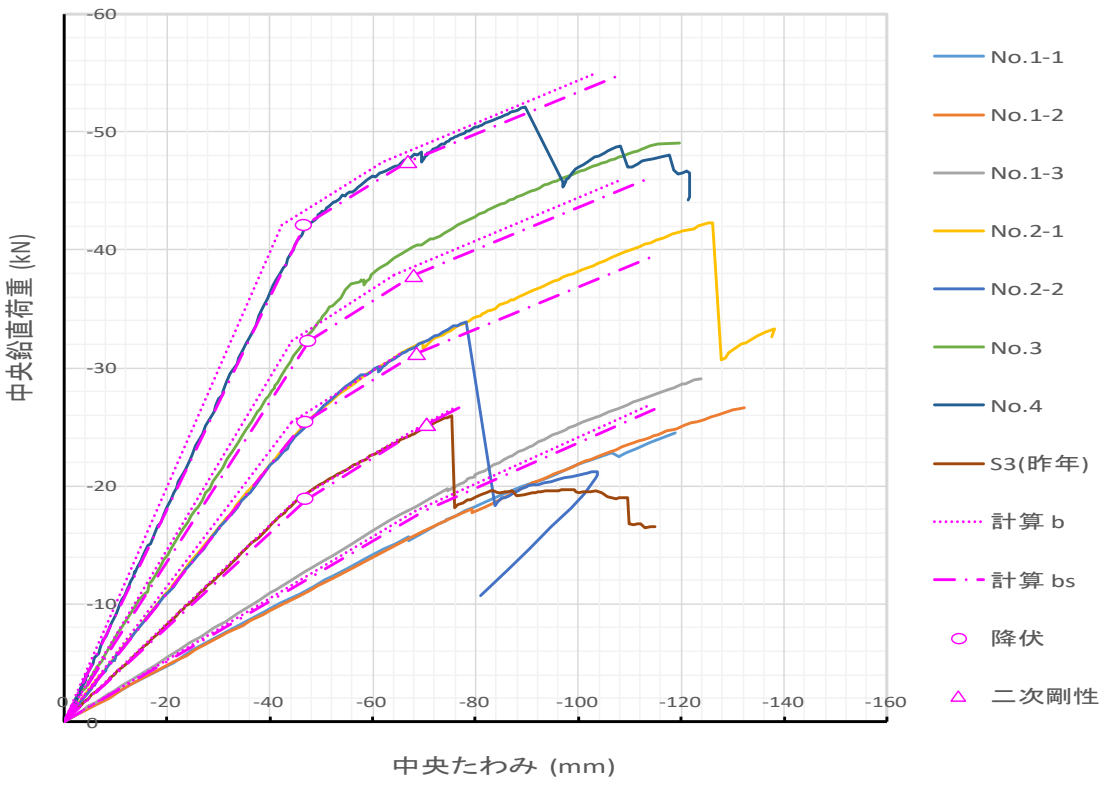


図　4.2.17 短期載荷による鉛直荷重ーたわみ関係

4.2.11　まとめ

(1) 鉄筋量を変化させた場合の鉄筋集成材のモーメント-曲率関係を明らかにした。まず、鉄筋が降伏して、その後、集成材の曲げ縁が比例限界に達して、集成材の曲げ縁が破断して、曲げ破壊した。曲げ破壊した以降も、引張側の曲げの引張力は鉄筋が、大変形まで負担した。鉄筋が降伏するまでは、比例関係が成立し、それ以降の骨格曲線も、最大荷重までは折れ線で表される。

(2) 鉄筋量が多くなると、鉄筋集成材の曲げ剛性に鉄筋のヤング係数が大きく影響を与える。　異形鉄筋のヤング係数の定義について文献を調べたが、等価体積の概念に基づいて断面積を定義して、この断面積を用いて強度を定義しており、鉄筋の軸剛性を等価に置き換える概念がないことが判明した。異形鉄筋の軸剛性について考察した。その結果、鉄筋の縦リブ、横節の寸法を考慮すると、縦リブの軸ひずみを測定して鉄筋の公称断面積を用いて整理される鉄筋の応力-ひずみ関係によるヤング係数の 110%程度になる可能性がある。

(3) 曲げ縁に貼付したひずみゲージによる曲率は、変位計による曲率より小さい。純曲げ区間の上下の曲げ縁で、それぞれ２箇所、ゲージを貼付して、ひずみがほぼ同じ値であることを確認した。これによる曲げ剛性から求まる曲げ変形に、せん断変形を可算して、鉄筋が降伏するまでの弾性剛性をかなりの精度で推定できた。これらのことから、ひずみゲージによる曲率が梁の曲率を表していると判断できる。

(4) 鉄筋集成材のモーメントー曲率関係は平面保持を仮定して精度よく推定できた。また、集成材の曲げ縁のひずみと、集成材内の鉄筋のひずみの挙動も、精度よく推定できた。これらの評価では、上記(2)で述べた鉄筋のヤング係数の増加率(110%)を用いた。

(5) 鉄筋集成材のせん断ひずみは、梁せいの面にクロスゲージを貼り付ける測定方法では、小さくなる傾向がある。

(6) 上記(4.2)のモーメントー曲率関係と、鉄筋を考慮したせん断剛性を用いて、鉄筋集成材梁の鉛直荷重ーたわみ関係を精度よく推定できた。ただし、最大荷重については、集成材の曲げ強度のばらつきが、推定精度に影響を与えた。

4.3 鉄筋量を変化させた鉄筋集成材梁の長期載荷試験とクリープ係数の評価式

4.3.1 目的

鉄筋集成材梁の長期たわみを測定して、鉄筋量が変化した場合の鉄筋集成材のクリープ係数を評価する方法を整備する。曲げ変形成分とせん断変形成分に分けて測定する。

4.3.2 試験体

短期載荷試験体のうち、集成材の No.1、鉄筋集成材の No.3 および No.4 について長期載荷を行う。試験体の製作条件は短期載荷の試験体と同じである。

4.3.3 長期載荷の荷重

四点曲げ載荷とする。長期載荷の荷重は、載荷を開始した時点で、梁のスパン中央の純曲げ区間の集成材の曲げ応力が等しくなるように設定する。鉄筋集成材の長期の曲げモーメントを作用させる鉛直荷重を長期載荷荷重とする。

長期載荷開始後は、実験室の温度と湿度は成り行きとする。

4.3.4 測定項目

中央たわみ、左右の支持点のめり込み変形、スパン中央の、上下の曲げ縁の集成材のひずみ'(いずれも２箇所)と鉄筋のひずみ、せん断スパンの集成材のせん断ひずみ、梁せいの伸縮変形、の含水率、湿度、室温、載荷用の鉄骨梁の片側の支点の鉛直反力。鉛直反力の測定はピン支持して測定できるロードセル(東京測器, CLA-20kNA)を用いた。

4.3.5 長期載荷時の曲げモーメント

短期試験により集成材の曲げ強度は 53.2N/mm^2 となった(表 4.1)。当初の計画では、昨年度の集成材短期載荷で得られた 10 本の梁の実験値の平均値 38.5N/mm^2 を想定した。この値であれば、鉄筋の軸応力度と、集成材の曲げ応力がほぼ同時に長期の許容応力度になる計画であった。しかし、昨年度は梁に用いたラミナ材がたて継ぎ(フィンガージョイント)ありで、梁試験体 10 本中、9 本がフィンガージョイントで破断しており、これにより曲げ強度が決定している。このことを考慮すると、今年の梁試験体にフィンガージョイントが設けられていたら、当然、前掲の 53.2N/mm^2 の値は減少する。また、この値に基づいて、長期再開時の荷重を設定すると、鉄筋集成材梁の鉄筋の応力が 313N/mm^2 となり、異形鉄筋 SD295 の長期の許容応力度 200N/mm^2 を大きく上回る。これらのことを考慮して、当初の計画とおり、38.5N/mm^2 を集成材の曲げ強度と想定して、梁のスパン中央の曲げモーメントが長期の許容曲げモーメントになる荷重を、それぞれの梁に作用させた。この場合、鉄筋集成材の鉄筋応力は、計算上、いずれも 226N/mm^2 となる。No.3 の鉄筋 D13 の降伏強度は、371N/mm2 No.4 の鉄筋 D16 は 355N/mm2 であり、SD345 の規格降伏応力度以上である。SD345 の鉄筋の長期の許容応力度は 220N/mm2 であり、今回、設定した長期載荷時の曲げモーメントは、SD345 の鉄筋を用いた鉄筋集成材の設計での長期の許容曲げモーメントに相当する値でもある。

4.3.6 初期の長期載荷の履歴

加力状況を図 4.3.1 と写真 4.3.1 に示す。加力鉄骨梁への鉛直荷重はアーム式で加力を行った。梁のスパン中央の集成材の曲げ縁の応力が、計算上、想定曲げ強度 38.5N/mm2 の 1.1/3 の応力になる荷重を設定荷重とした。表 4.3.1 に初期載荷の鉛直荷重と、その履歴を示す。まず、加力装置に問題が生じて No.3 の載荷が、No.1 と No.4 に較べて約 4 日半、遅れた。

また、4.2.7 節で述べたように、鉄筋のヤング係数の補正の必要性が判明して、これに伴い鉄筋集成材梁の長期の許容曲げモーメントも変更する必要が出てきた。また、試験体は 3 体であるが、所有する薄型ロードセルが 2 台しかなく、最初の段階では当初は No.1 と No.4 にセットして、No.3 の載荷開始からは No.3 と No.4 にセットした。No.1 は、目標荷重に対してキャリブレーションを行って、加力アームの位置を、毎日、朝夕、微調整して、維持した。しかし、1/11 には、新たに薄型ロードセルを入手して、No.1 にセットした。ロードセルの荷重は朝夕、確認して、微調整を行った。荷重の変動は目標値に対して 1%以下に納まった。

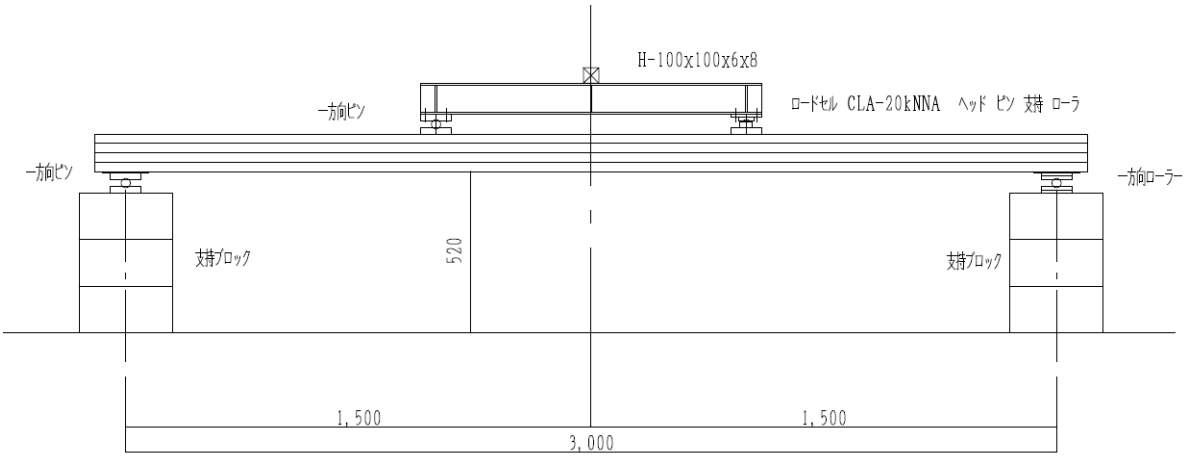
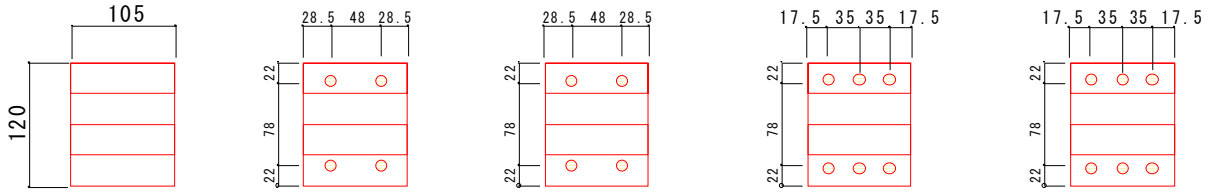


図　4.3.1 長期載荷の加力状況

表 4.3.1 長期載荷の開始と変更および梁中央鉛直荷重(kN)

日付	中央の鉛直荷重(kN)			備考
	No.1	No.3	No.4	鉛直荷重は加力鉄骨梁の片側の支点のロードセルの荷重を二倍した。
2016/12/17	7.12		23.24	No.1とNo.4に長期載荷開始
2016/12/22	↓	17.30	↓	No.3に長期載荷開始,　No.1のロードセルを取り外しNo.3に設置
2016/12/24	↓	19.04	26.02	No.3とNo.4の荷重を増加
2016/12/27	↓	19.48	26.62	No.3とNo.4の荷重を増加　荷重確定
2017/1/11	7.12	↓	↓	No.1にロードセルを設置
2017/1/26	↓	19.62	↓	No.3の荷重を増加(鉄筋周りの欠損面積にわずかな誤差)



No1:集材梁
pt=0.0%
λe =1.00
φcr=2.00
λecr=0.50
増加率:1.00

昨年度: 2－D10
pt=1.13%
λe =1.64
φcr=1.42
λecr=1.16
増加率:2.31

No.2: 2－D13
pt=2.02%
λe =2.15
φcr=1.28
λecr=1.67
増加率:3.34

No.3: 3－D13
pt=3.02%
λe =2.72
φcr=1.21
λecr=2.25
増加率:4.50

No.4: 3－D16
pt=4.73%
λe =3.69
φcr=1.14
λecr=3.24
増加率:6.49

図　4.3.2 長期載荷の試験体の断面と寸法

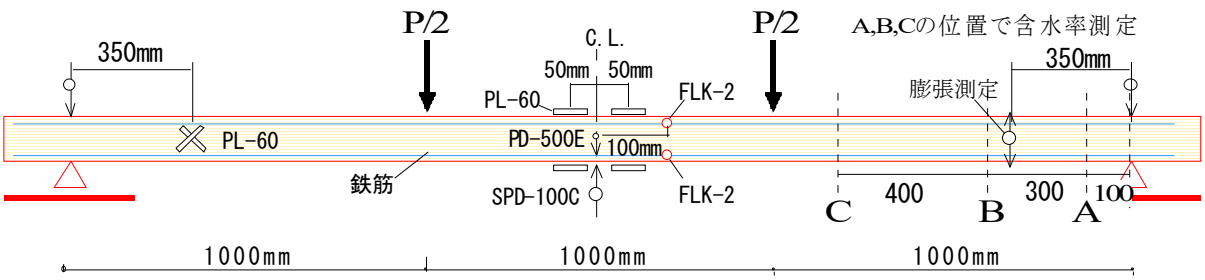


図 4.3.3 載荷状況と変形ひずみ測定状況

長期載荷の加力状況　手前:No.1,　中:No.3,　壁側:No.4

No.3,No.4の加力のアームと加力鉄骨梁

No.1 の加力アームとスパン中央の変形計

加力鉄骨梁の一方向ピン支持

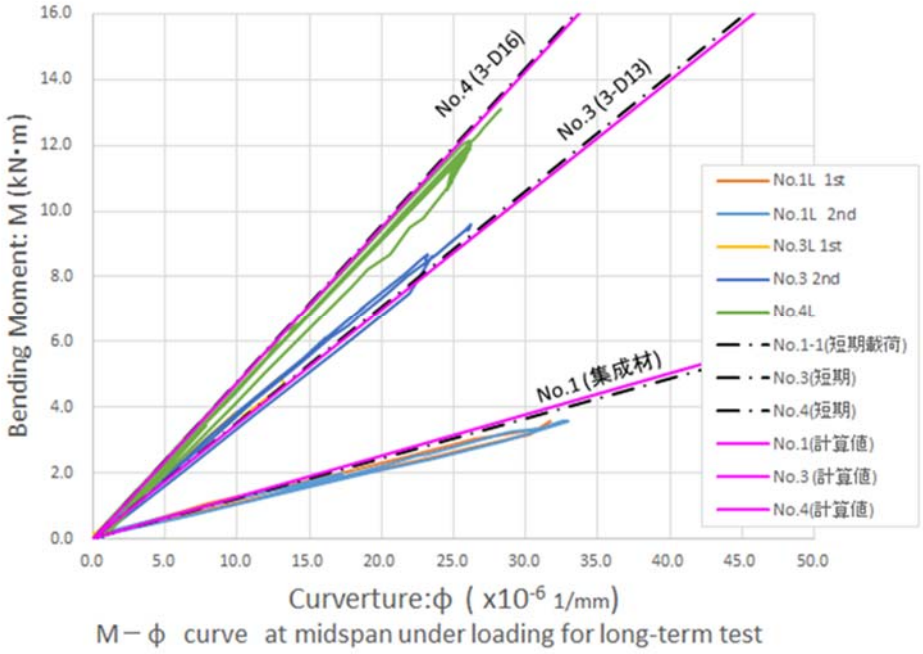
加力鉄骨梁のピン支持(No.1)

加力鉄骨梁のロードセルとピンの支持

写真　4.3.1　長期載荷の加力状況

4.3.7　長期載荷の荷重導入時の荷重変形関係とモーメントー変形関係

図 4.3.4 に長期載荷導入時の曲げモーメントー曲率関係を示す。曲げモーメントは梁のスパン中央の曲げモーメントで、作用鉛直荷重による曲げモーメントとした。曲率は図 4.2.5 で示した木ゲージのひずみによる。ループを描いている曲線が、導入時の関係である。各試験体とも、複数回、載荷と除荷の繰返し加力を行った。黒い一点鎖線は、短期載荷による実験の関係で、図で観られたように初期載荷は線形性が高いので、表　で示した初期の曲げ剛性の実験値に基づいて、直線で表した。ピンクの実線は、図 4.2.15 で示した計算の関係の初期の曲げ剛性である。No.4 は実験の剛性が、短期載荷の実験値と計算値とほぼ、一致している。No.3 は本実験値が多少、多くなっている。No.1 は実験値が、多少、小さくなっている。これらは、集成材のヤング係数のばらつきが影響を与えていると考えられる。図 4.3.5 に長期載荷導入時の鉛直荷重とスパン中央のたわみの関係を示す。



M－ϕ curve at midspan under loading for long-term test

図 4.3.4 長期載荷導入時のスパン中央のモーメント曲率関係(曲率:木ゲージによるひずみ)

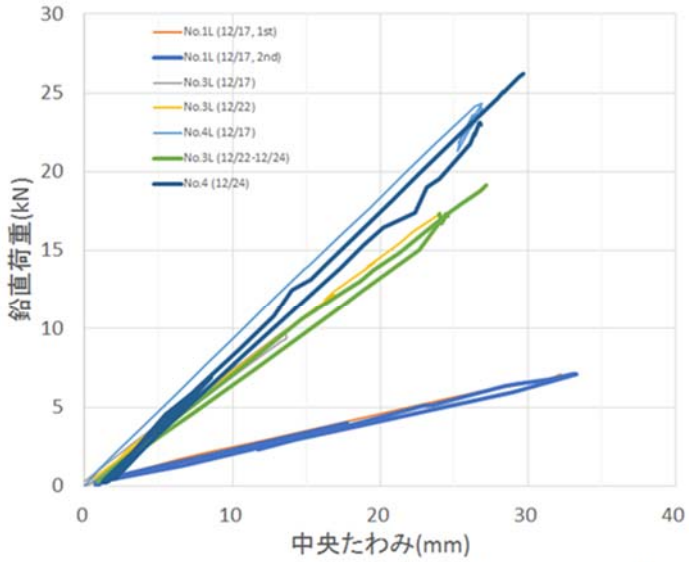
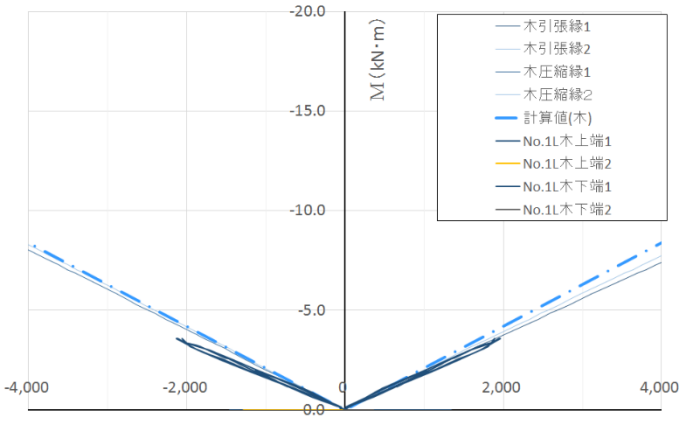


図 4.3.5　長期載荷時の荷重導入時の鉛直荷重ーたわみ関係

下記の図 4.3.6 に長期載荷導入時の曲げ縁の木のひずみと鉄筋ひずみの挙動を示す。縦軸はスパン中央のモーメントである。一点鎖線は計算値で、青線は木で、ピンクの線は鉄筋である。また、短期載荷の試験体のひずみも細線で示す。長期載荷の荷重レベルは長期許容曲げモーメントのレベルにされている。No.1 の長期載荷の実験値は、短期載荷の実験値と計算値より、圧縮側で小さくなっている。これが、図 4.3.4 で曲げ剛性が小さくなった原因である。No.3 と No.4 では、鉄筋と木のひずみは、短期載荷の実験値と計算値に近い値になっている。

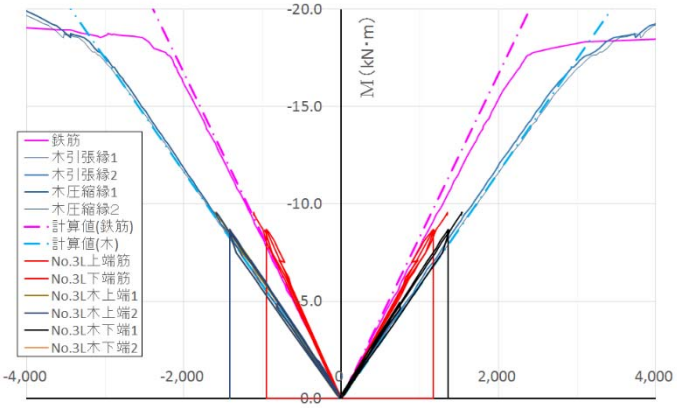
No.1(集成材)



曲げ圧縮側と曲げ引張側のひずみ(x10-6)

スパン中央の曲げモーメントと曲げ域のひずみ関係 (No.1-2)

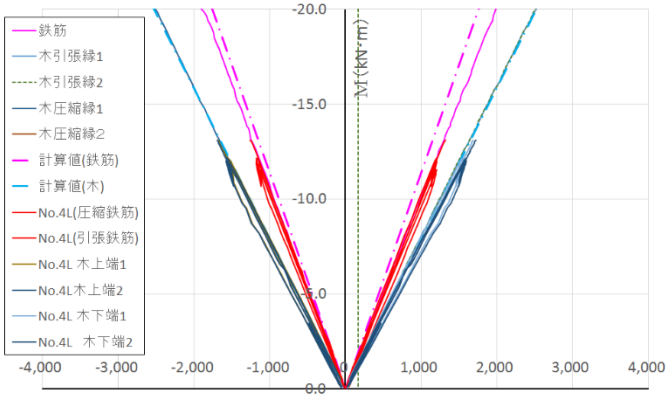
No.3(3-D13)



曲げ圧縮側と曲げ引張側のひずみ(x10-6)

スパン中央の曲げモーメントと曲げ域のひずみ関係 (No.3)

No.4(3-D16)



曲げ圧縮側と曲げ引張側のひずみ(x10-6)

スパン中央のM-曲げ域のε関係 (No.4)

図 4.3.6 長期載荷導入時のスパン中央の鉄筋と木曲げ縁のびすみとモーメントの関係

4.3.8　長期載荷時の実験結果

4.3.8.1　補正方法

4.3.6 節の表 4.3.1 で述べたように、鉄筋集成材梁の No.3 と No.4 では、長期載荷を開始した初期段階では、長期載荷の荷重レベルを複数回、引き上げた。この際、瞬間的に、変形とひずみに関する測定量が、増加した。これは、荷重レベルの増加に伴う変化量である。長期載荷時の長期性能を把握するためには、最終的に決定した荷重レベルで、初期載荷時からの変化を把握する必要がある。初期荷重に対する最終荷重のレベルの増加割合は、No.3 で 11.8% No.4 で 14.5%であり、あまり大きくない。ここでは、図 4.3.7 に示すように、各段階での長期荷重時の経時変化は最終荷重を初期から作用させていた場合では、同じものと仮定した。

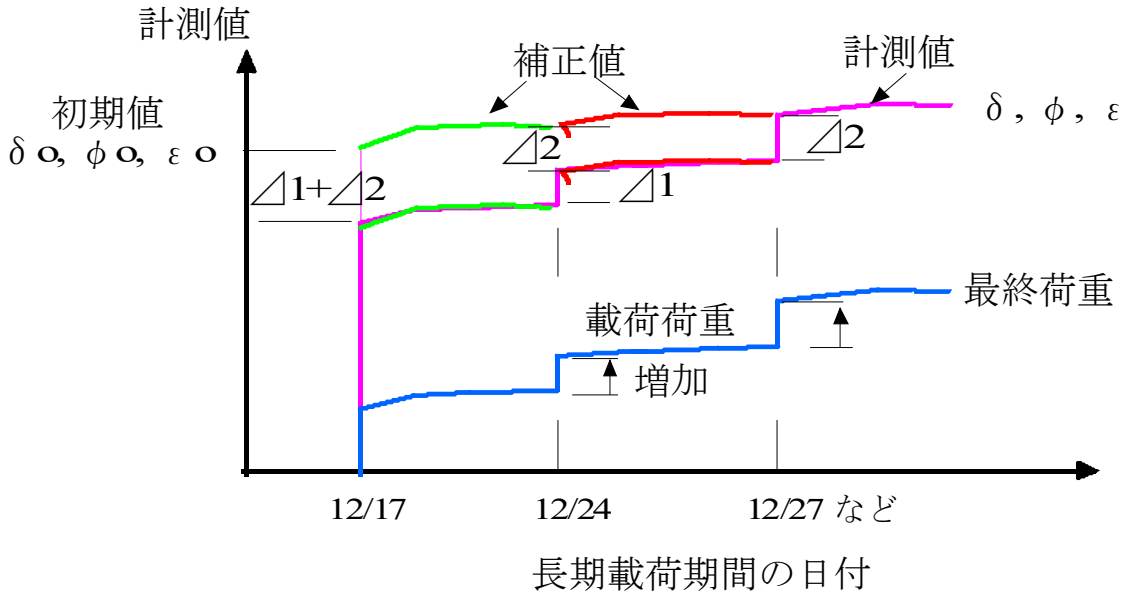


図 4.3.7　No.3とNo.4の初期載荷からの測定値の補正方法

4.3.8.2 補正後の各測定項目の経時変化

図 4.3.8 に電気誘導計測で測定した含水率の経時変化を示す。測定の位置は、図 4.3.3 で示している A, B, C の位置である。前述したように鉄筋集成材は測定しなかった。

図 4.3.9 に測定結果を示す。

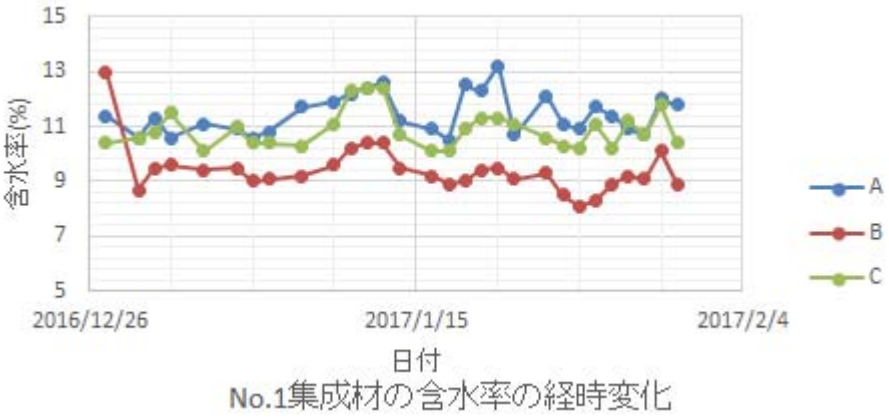
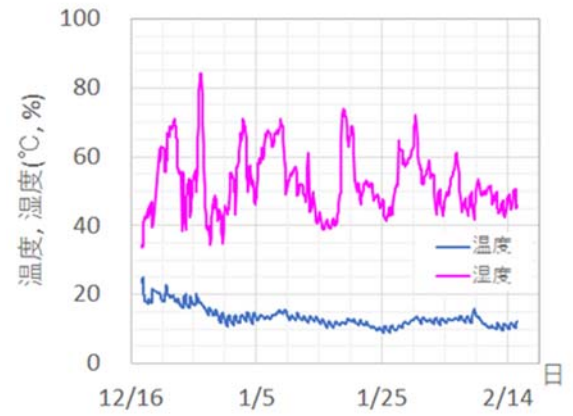
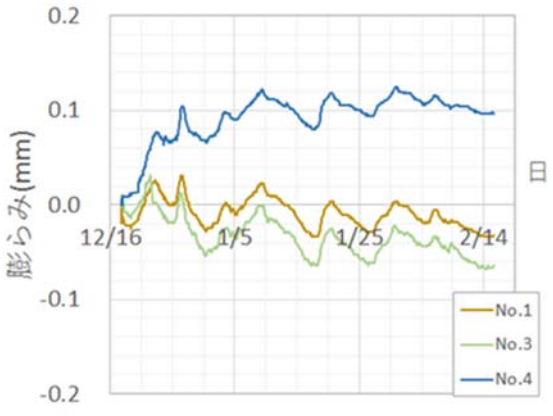


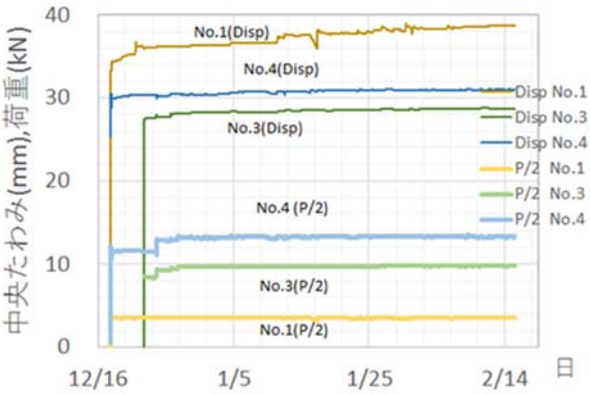
図 4.3.8　長期載荷時の No.1 集成材の含水率の経時変化



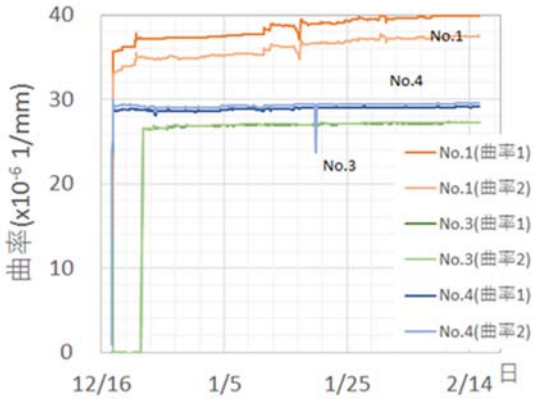
(a) 実験室の温度・湿度の経時変化



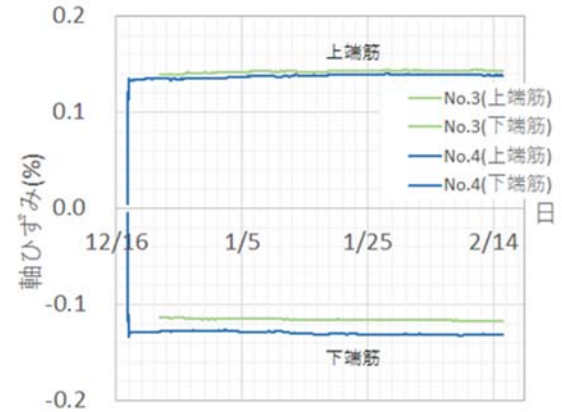
(b) 梁せいの膨らみ変形の経時変化



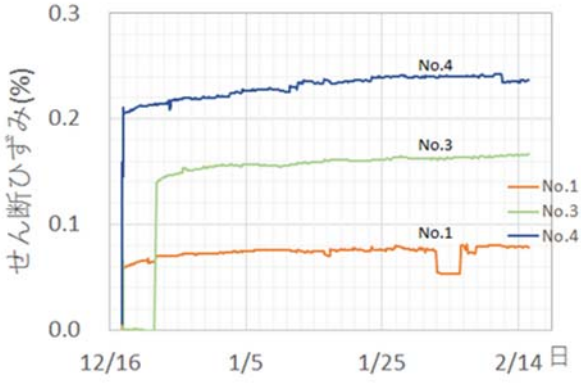
(c) 中央たわみの経時変化



(d) 曲率(木ゲージ)の経時変化



(e) 鉄筋のひずみの経時変化



(f) せん断ひずみ(木ゲージ)の経時変化

図 4.3.9 長期載荷時の測定項目の経時変化(補正後)

4.3.9　鉄筋集成材梁の曲率のクリープ曲率の評価と評価式

鉄筋集成材では長期再開時でも平面保持は成立するものとして、集成材梁 No.1 の曲率のクリープ特性を推定する。集成材の曲げ

4.3.9.1 集成材の曲げクリープ係数と曲げ剛性低下率

図 4.3.10 のようにスパン中央の曲率が長期載荷時間に伴って増大するものとする。この際、同じ位置のモーメントー曲率関係は図 4.3.11 となる。 t 時間後の曲げ剛性 EwI(t)は式(4.3.1)で表される。クリープ係数φw(t)を式(4.3.2)で表す。

$$EwI(t)=Mo/\phi w(t) \qquad (4.3.1)$$

ここに、Mo：長期載荷時のスパン中央の曲げモーメント，
Φw：(t)長期載荷時の時間後の曲率

$$\phi w(t)=\phi w(t)/\ \phi o \qquad (4.3.2)$$

ここに、φo：長期載荷開始時の弾性の曲率

$$\alpha w(t)=\ EwI(t)/EwI \qquad (4.3.3)$$

$$=Mo/\phi w(t)/\ Mo/\phi o$$
$$=\phi o\ /\phi w(t)$$
$$=1/\phi w(t)$$

ここに、EwI：集成材の初期弾性の曲げ剛性

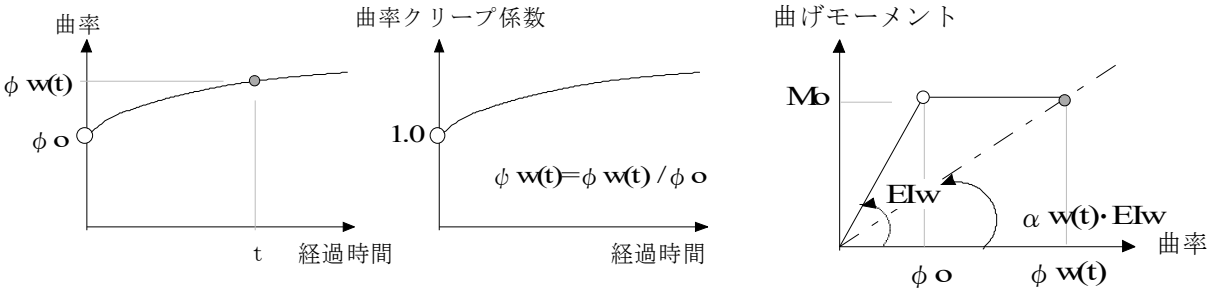
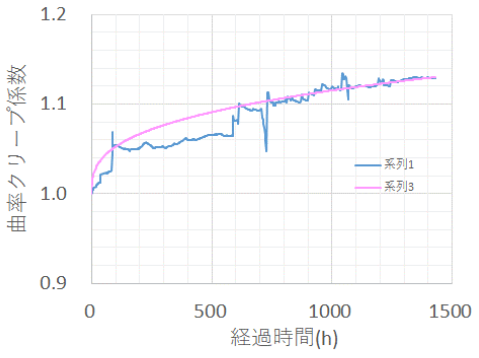


図4.3.10 スパン中央の曲率と曲率クリープ係数の経時変化　図4.3.11 スパン中央のモーメント曲率関係

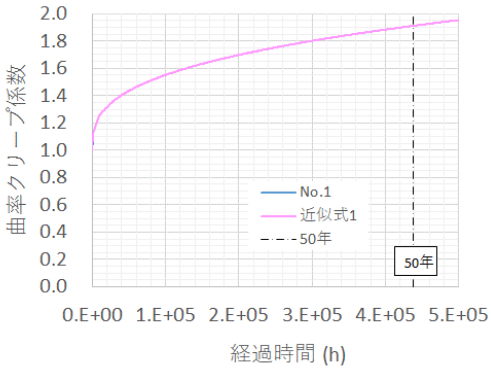
図 4.3.12 に No.1(集成材梁)の図 4.3.9(d)のデータに基づくクリープ係数 φw(t)を経時変化を示す。また、それデータに対して、現時点の下記の式()に示す近似式の曲線を示す。

$$\phi w(t)=1.0+0.011\ \ h^{\ 0.34} \qquad (4.3.4)$$

ここに、 h ：長期載荷開始時から経過した時間、単位は時間とする。



集成材の曲率クリープ係数の経時変化



集成材の曲率クリープ係数の経時変化

図 4.3.12 曲率クリープ係数と近似式による曲線

4.3.9.2　鉄筋集成材梁の曲げクリープ係数の推定

図 4.3.13(a)のようなにバネ係数 kw の木材のバネとバネ係数 ks の鉄筋のバネが並列に抵抗するバネモデルを考える。加力板は回転しないものとする。P で加力した場合の変形δo は式(4.3.5)で表される。またバネ係数 kw は経時により低下するものとする。その低下率をαt とすると，経時に伴う変形δt は式(4.3.6)で表される。

この場合のクリープ係数φは δt を δo で除して式(4.3.7)で表される。

$$\delta o = P/(kw+ks) \tag{4.3.5}$$

$$\delta t = P/(\alpha t \cdot kw+ks) \tag{4.3.6}$$

$$\phi e = \delta t / \delta o = (kw+ks)/(\alpha t \cdot kw+ks) \tag{4.3.7}$$

$$= (1+ks / kw)/(\alpha t+ks/kw) \tag{4.3.8}$$

上記は直線バネで説明したものであるが，図 4.3.13(b)の曲げバネの場合も同様である。鉄筋で梁を曲げ補強する場合，図 4.3.13(a)の直線バネのバネ係数を，それぞれ，木質梁の曲げバネ係数 kw と鉄筋の曲げバネ係数 ks とすると，変形δo を曲率φとみなせる。モーメントー曲率関係における曲げバネは曲げ剛性で表される。この場合の曲率のクリープ係数φは式(4.3.8)で表される。

$$\phi e(t) = \phi(t)/\phi o$$

$$= (1+EIs / EIw)/(\alpha w(t)+EIs / EIw) \tag{4.3.9}$$

ここに，EIw：木質梁の弾性曲げ剛性

EIs：鉄筋の梁断面における弾性曲げ剛性

αw(t)：木質梁の曲げ剛性の経時に伴う低下率，集成材のクリープ係数の逆数

式(4.3.9)において EIs が増加すると，αt は 1.0 以下であるので，曲率のクリープ係数φt が小さくなり，1.0 に収束する。φt が 1.0 であることは，クリープ変形を生じないことを意味する。すなわち EIs が増加するとクリープ変形が減少する。これが鉄筋のクリープ変形の抑制効果である。

図 4.3.14 に式(3.3.9)によるクリープ係数に、初期の弾性曲率を乗じて、計算される曲率の経時変化を示す。No.4 では No.1 の平均値の経時変化の集成材のクリープ係数(図 4.3.12 の青線)を用い、No.3 では No.1 の集成材のクリープ係数の近似曲線(図 4.3.12 のピンク)を用いた。

図 4.3.14 において鉄筋集成材梁の No.3 と No.4 とも、計算による推定値は、実験結果を精度よく推定している。

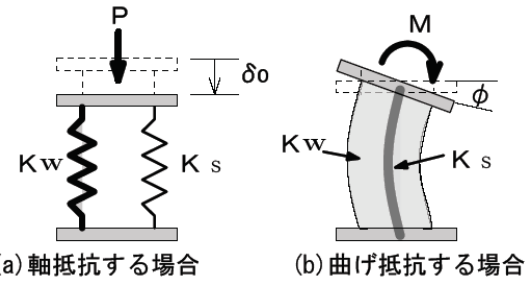


図 4.3.13 鉄筋集成材のクリープ係数の評価モデル

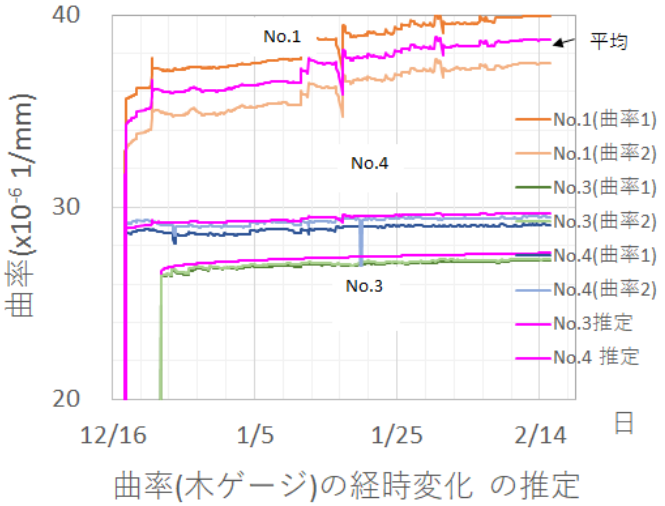


図 4.3.14 鉄筋集成材の曲率クリープの計算結果

4.3.9.3　強制加湿を行った鉄筋集成材梁の曲げクリープ係数の推定

塩屋は既に図 4.3.15 の鉄筋集成材梁の試験体に強制加湿を行い、クリープ変形(メカノソープクリープ)を促進させて、鉄筋の曲げクリープ変形の抑制効果を明らかにしている。図 4.3.19 にスパン中央の曲率の経時変化と、前節と同様の計算を行った推定値の比較を示す。クリープ係数で倍のまで進行している範囲を示している。この場合も、曲率のクリープの経時変化をかなりの精度で推定している。

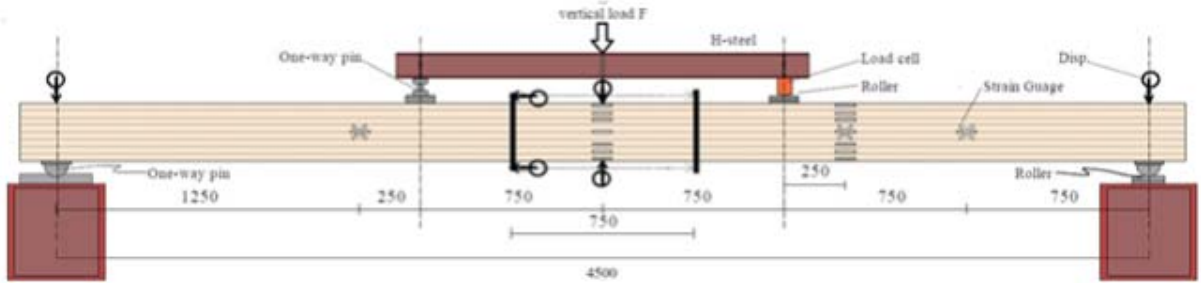


図 4.3.15　長期載荷の加力状況（2011 年 8 月から 2015 年 8 月まで載荷）

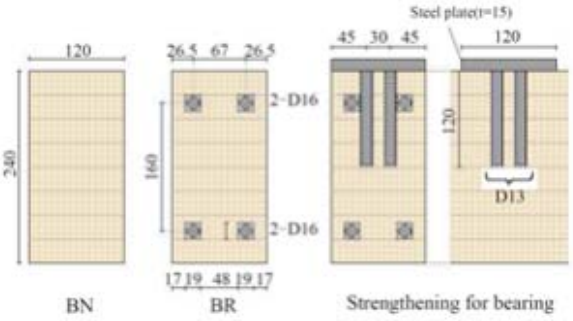


図 4.3.16 梁の断面とめり込み防止

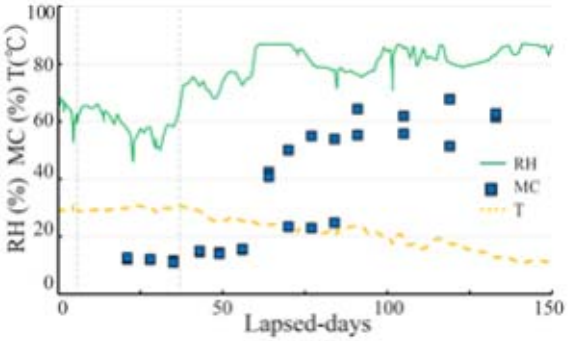


図 4.3.17 湿度、含水率、温度(8 月 2011 年)

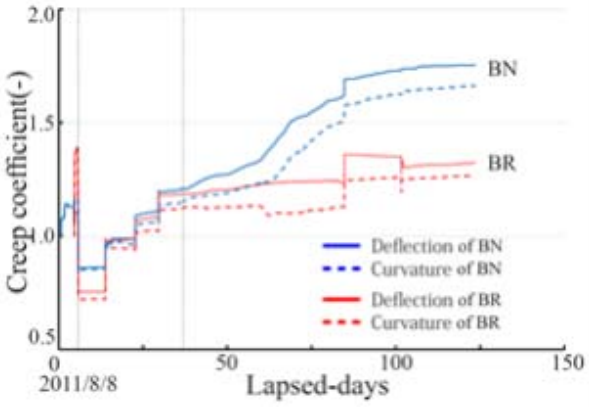


図 4.3.18　たわみと曲率のクリープ係数

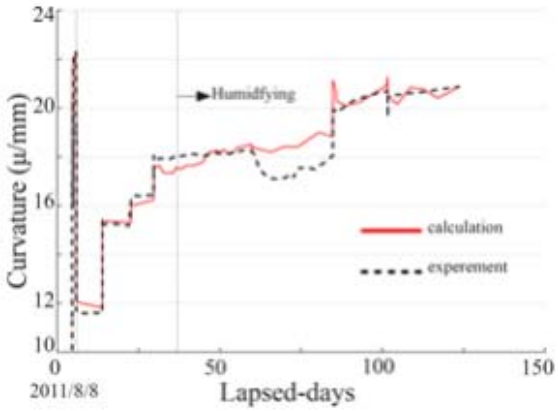


図 4.3.19　鉄筋集成材梁 BR の曲率の計算値と実験値の比較

4.3.9.4 設計での鉄筋集成材のクリープ係数

前節までに述べたように曲げクリープ係数は、式(4.3.9)で評価できる。設計での集成材のクリープ係数を、安全側で設定できる。図 4.3.20 に示す梁断面で、鉄筋比を増加させた場合の鉄筋集成材の曲げクリープ係数の変化を図 4.3.21 に示す。集成材のクリープ係数を 2.0 と 3.0 とし、曲げヤング係数をスギ 6500N/mm2 とベイマツ 10500N/mm2 を想定して、集成材に対する鉄筋のヤング係数比 n をそれぞれ、31.5,19.5 としている。鉄筋比 pt,pc が、零の場合、集成材のクリープ係数を意味する。鉄筋比の増加に伴って、クリープ係数が 1.0 に収束する。鉄筋集成材で想定している鉄筋比は 2.5%程度であり、その場合はかなり、曲げクリープ変形を抑制することになる。 梁のたわみのクリープ変形には、曲げ変形成分にせん断変形成分を可算して評価することになる。せん断クリープについては、今後、分析が必要である。

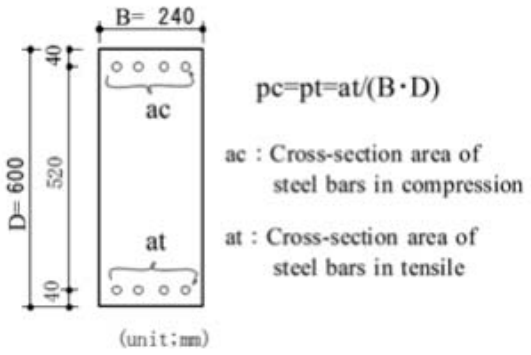


図 4.3.20　対象にした梁断面

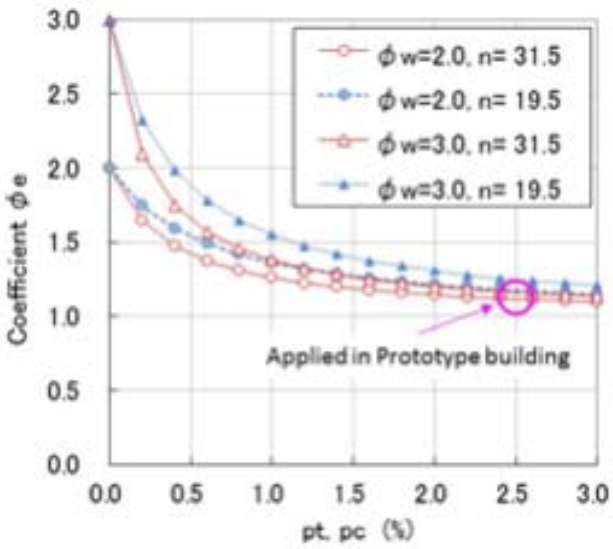


図 4.3.21　鉄筋の増加に伴う曲げクリープレ係数

4.3.10　まとめ

(1) 長期載荷実験の概要について述べて、長期載荷の荷重導入時の荷重－変形関係とモーメント－変形関係を分析して、長期載荷の荷重を設定した。
(2) 長期載荷開始(12/17)から 1/25 までの載荷データを図示した。
(3) 集成材の曲げクリープ係数から鉄筋集成材の曲げクリープ係数を評価する方法を提案して、現時点では、鉄筋集成材のクリープ係数を精度よく評価していることを述べた。
(4) 塩屋が既に行った強制加湿した実験でも、提案している曲げクリープ係数を、精度よくできていることを述べた。
(5)実際の設計で想定される梁断面で、主筋量を増加させた場合のクリープ係数を明示した。

4.4 鉄筋集成材の荷重継続時間に関わる係数の推定式と推定精度

鉄筋集成材の DOL 曲線と、平面保持が成立する条件の付着の検定方法について述べる。

4.4.1 鉄筋集成材の DOL の評価と評価式

(1)鉄筋集成材では、曲げ耐力・曲げ変形を評価する場合、平面保持が成立するものとする。
(2)集成材の DOL 曲線は Madison curve に従うものとする。
(3)曲げ破壊時は、鉄筋の降伏が先行して、その後、集成材か曲げ破壊して、曲げ耐力が決定するものとする。

曲げ破壊時の曲げ強度は鉄筋の挿入・接着により、集成材だけの曲げ強度より増加する。曲げ強度時に集成材が負担する曲げモーメントを Mw とし、鉄筋が負担する曲げモーメントを sMy とする。集成材が負担するモーメントに荷重継続時間に関わる係数を $\gamma w(t)$とする。鉄筋の負担する降伏モーメント sMy は荷重継続時間の影響を受けないものとする。想定する荷重継続時間 t のあとの鉄筋集成材の曲げ強度 Mu(t)は式(4.4.1)で表される。

$$Mu(t)=\gamma w(t)\cdot wM+sMy \tag{4.4.1}$$

短期載荷時の鉄筋集成材の曲げ強度は式(4.4.1)において、$\gamma w(t)$を 1.0 として表される。荷重継続時間 t に関わる鉄筋集成材の係数 $\gamma we(t)$は Mu(t)を Mw で除した比として推定できると考えられ、式(4.2.14)で表される。wM に対する sMy の比を α とすると、$\gamma we(t)$は式(4.2.15)で表される。

$$\gamma we(t)=\{\gamma w(t)\cdot wM+sMy\}/(wM+sMy) \tag{4.4.2}$$
$$=\{\gamma w(t)\cdot wM+\alpha\cdot wM\}/(wM+\alpha\cdot wM)$$
$$=\{\gamma w(t)+\alpha\}/(1.0+\alpha) \tag{4.4.3}$$

$\gamma w(t)$を Madison curve の式(4.4.4)に従うものとする。

$$\gamma w(t)=108.4/X^{0.04635}+18.3 \tag{4.4.4}$$

ここに、X：破壊までの経過時間(単位：秒)

昨年度から実施している試験体の鉄筋集成材の荷重継続時間に係数を算出する。試験体の寸法値は基本寸法として、集成材と鉄筋の材料特性値は材料試験値を用いる。以下に、具体的計算例を示す。

集成材のヤング係数：$Ew=7.93\times10^3\ N/mm^2$, 集成材の曲げ強度：$Fw=38.5\ N/mm^2$
鉄筋のヤング係数 ：$Es=1.1\times1.95\times10^3\ N/mm^2$, 鉄筋の降伏強度：$\sigma y=373.6\ N/mm^2$(降伏棚値)
鉄筋の溝の欠損を考慮した集成材の断面二次モーメント：

$$Iw=B\cdot D^3/12+\Sigma Ab\cdot yi^2=105\times120^3/12-2\times2\times\{\pi\cdot(12/2)^2/2+5\times12\}\times35^2=1.46\times10^7\ mm^2$$
$$Mw=Iw/(D/2)\cdot Fw=1.46\times10^7/(120/2)\cdot38.5=9.37\times10^6=9.37\ kN\cdot m$$
$$sMy=at\cdot\sigma y\cdot g=2\times71\times373.6\times(120-2\times23)=3.93\times10^6=3.93\ kN\cdot m$$
$$\alpha=sMy/Mw=3.93/9.37=0.419.$$

集成材の荷重継続時間に係わる係数 γw を 0.6 とすると、予想される本試験体の鉄筋集成材の荷重継続時間に γwe は以下となる。

$$\gamma we(t)=(\gamma w(t)+\alpha)/(1.0+\alpha)$$
$$=(0.6+0.419)/(1.0+0.419)$$
$$=0.718 \tag{4.4.5}$$

4.4.2　鉄筋集成材の DOL 曲線の評価

図 4.4.1 に昨年度、実施した集成材梁 W の短期載荷による最大鉛直荷重の分布を示す。縦軸は最大荷重で、横軸は試験体番号である。 σ は分散である。図 4.4.2 に昨年度、実施した鉄筋集成材梁 S の短期載荷による最大鉛直荷重の分布を示す。灰色の点線は、試験体 S の分散である。赤線は、集成材の分散を用いて、式(4.4.3)から算出される分散である。鉄筋集成材は分散が小さくなる傾向がある。これは、集成材が曲げ破壊する際、曲げ引張縁の集成材から鉄筋への応力分配が生じて、脆性的な破壊が緩和されることが考えられる。これについては、今後、解析的な検証が必要である。

図 4.4.3 に集成材の DOL と Madison curve および、分散の曲線を示す。DOL 値はほぼ分散の曲線の内側におさまっている。図 4.4.4 は鉄筋集成材梁 S について、同様に示したものである。鉄筋集成材の DOL 値もほぼ、点線の分散の曲線の内側におさまっている。当然、鉄筋集成材において、鉄筋量が増えると、集成材の強度のばらつきの影響が低下するので、式(4.4.3)と式(4.4.4)による DOL 値の推定精度は、向上することになる。

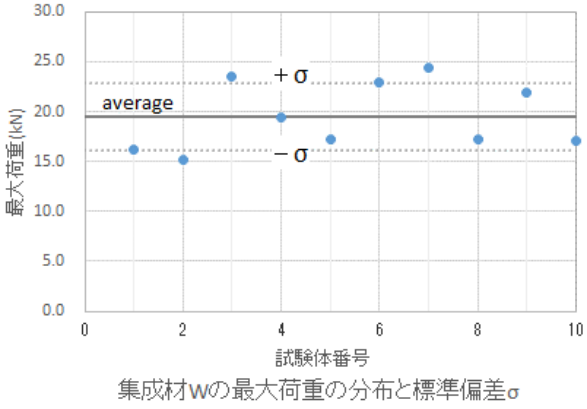


図 4.4.1

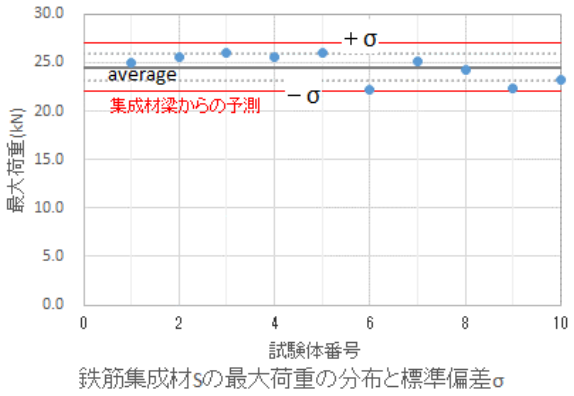


図 4.4.2

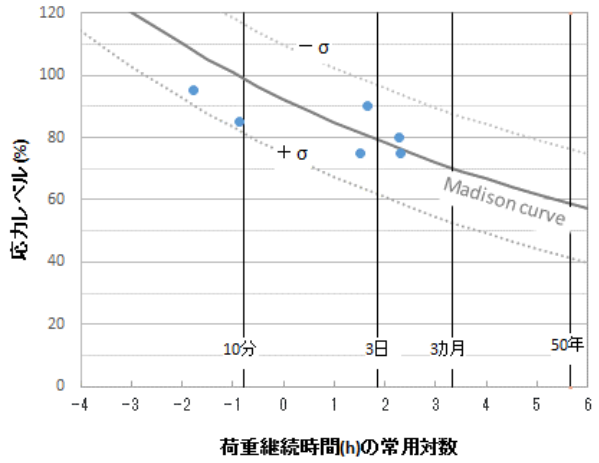


図 4.4.3

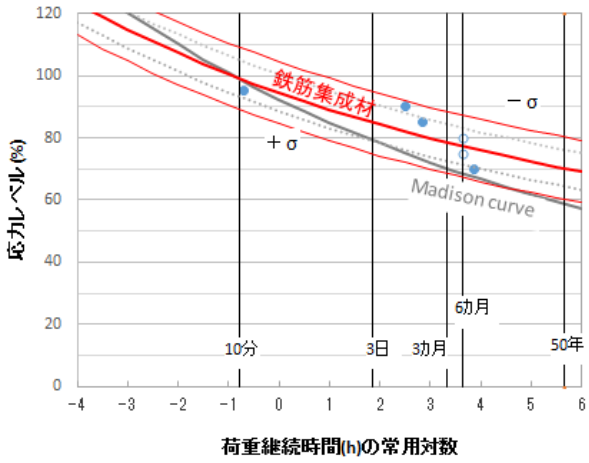


図 4.4.4

4.4.3　鉄筋量の多い鉄筋集成材の DOL 曲線の評価

前掲の昨年の鉄筋集成材梁 S の鉄筋比は 1.12%であった。鉄筋集成材は引張鉄筋比で 2.5%から 3.0%を想定している。今回の試験体では No.3 が 3.02%で、No.4 は 4.73%である。これらについて DOL 曲線を算出した。それらの結果を図 4.4.5 に示す。

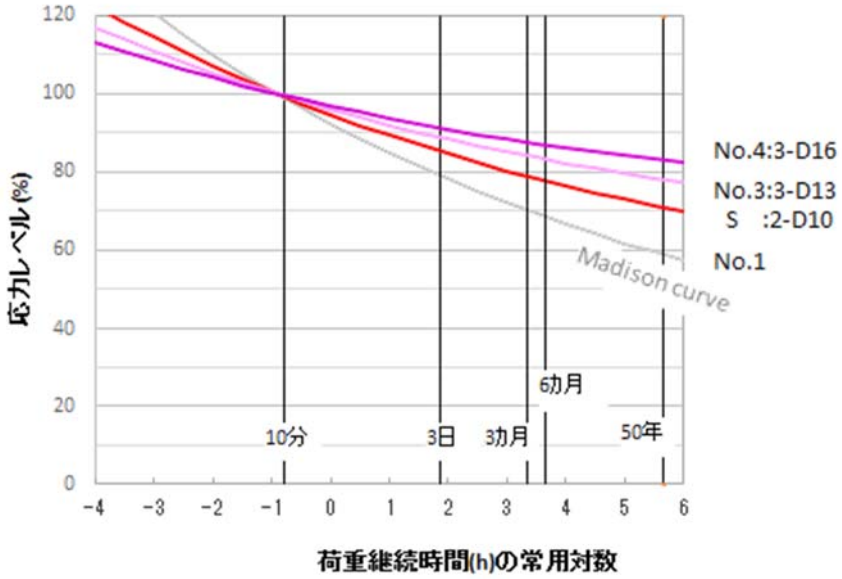


図 4.4.5　　鉄筋集成材の応力レベルと荷重継続時間の関係

鉄筋量が多くなると、鉄筋集成材の DOL 値に対する、集成材の強度の分散の占める割合が小さくなるため、DOL 曲線の推定精度も向上することになる。

4.4.4　平面保持が仮定できる条件と範囲

前節で述べた DOL 曲線では、曲げ降伏区間で断面に平面保持を仮定できることが前提であった。鉄筋集成材において、鉄筋が降伏すると、その鉄筋まわりの接着剤は破壊して、鉄筋と木の接着力が急激に低下する。鉄筋集成材は鉄筋が降伏した以降も、荷重が増加して、集成材が曲げ破壊して、曲げ耐力を発揮する。この為には、降伏していない区間で、鉄筋と集成材の付着応力が許容応力度より小さいことが求められる。その区間では、付着応力は、その区間が比較的、長い場合はせん断力による曲げ付着応力の検定をすればよい。一方、その区間が短い場合、定着長さの検定をすればよい。ここでは２種類の検定方法について述べる。

図 4.4.6 に示すようにスパン中央が曲げ破壊する場合、せん断スパンの区間でも、鉄筋の降伏モーメントを上回る領域が存在する。その区間の鉄筋の付着強度はかなり低下している。降伏していない弾性の区間で、定着を確保することになる。

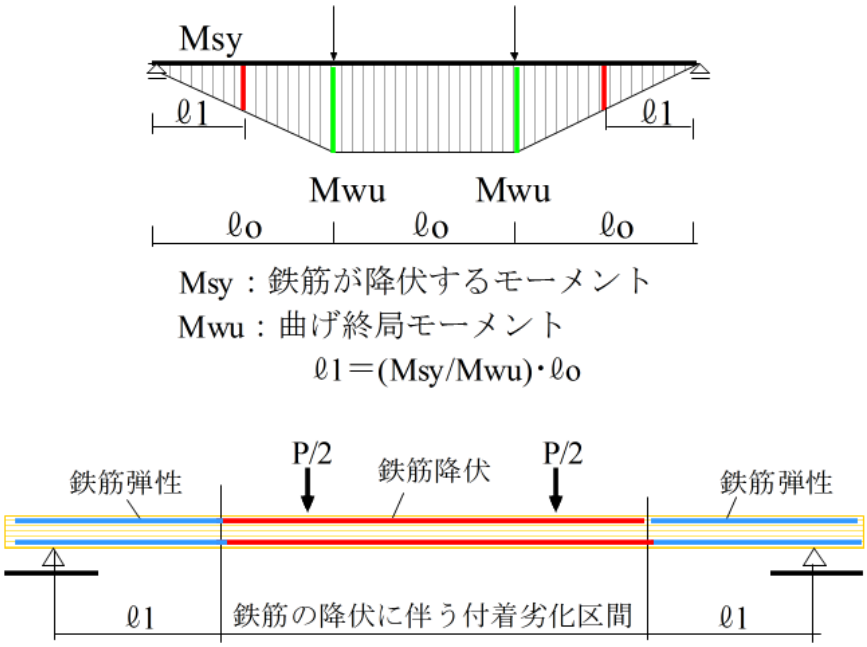


図 4.4.6 曲げ終局時の鉄筋の付着劣化区間と定着長さ

4.4.4.1　曲げ付着応力の検定

図 4.4.7 にせん断力が生じている区間の曲げ応力と鉄筋に生じる軸力の状況を示す。左右の断面で曲げモーメントの大きさが異なるので、鉄筋をずらす内力が生じる。その内力を鉄筋の表面の面積で除した応力が付着応力である。その付着応力は力の釣り合いより、以下のように表される。

図 4.4.7 に示すせん断力が生じている状態の微少区間 dx の釣り合いを考える。せん断力が生じているため，左側の断面でモーメントの増分が存在して，鉄筋をずらす力は鉄筋の dTs または dCs となる。これらは左端の鉄筋のひずみ増分 dε に鉄筋のヤング係数 Es と断面積 As を乗じたものであり，式(4.4.6)で表される。区間 dx における付着応力 τ の合力 dF は式(4.4.7)で表される。左断面の引張鉄筋の dε は曲率と中立軸位置から距離 yt の積であり，式(4.5.8)で表される。dM は式(4.5.9)で表される。dTs と dF を等しくおき，式(4.5.8)と式(4.5.9)を代入すると，τ は式(4.5.10)で表される。

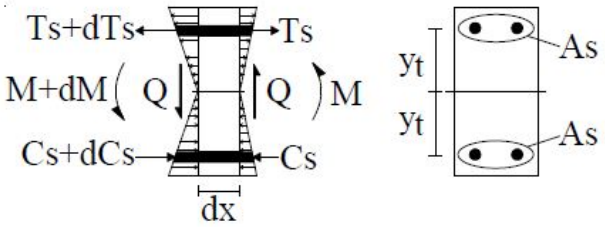


図 4.4.7　曲げ応力とせん断力

$$dTs = Es \cdot d\varepsilon \cdot As \qquad (4.4.6)$$

$$dF = \tau \cdot \phi \cdot dx \qquad (4.5.7)$$

$$d\varepsilon = dM/(Ew \cdot Ie) \cdot yt \qquad (4.5.8)$$

$$dM = Q \cdot dx \qquad (4.5.9)$$

$$\tau = Es \cdot As \cdot yt \cdot Q/(\phi \cdot Ew \cdot Ie) \qquad (4.5.10)$$

ここに，As，ϕ ：片側曲げ縁の鉄筋の総面積と総周長，
yt：図 4.4.7 参照

鉄筋コンクリートでは、曲げ引張側にひび割れが生じて、曲げ引張力を鉄筋だけで負担するが、鉄筋集成材では曲げ破壊するまでひび割れは生じないので、鉄筋コンクリートに較べて、発生する付着応力は小さくなる。その付着応力度が鉄筋集成材の許容付着応力より小さいことをすればよい。

4.4.4.2　定着長さの検定

図 4.4.8 に示すよう鉄筋の左右の弾性区間の長さが、梁せいに対し小さくなると、梁端の境界の影響が生じて、上記の曲げ付着応力の推定精度が低下する。この場合、弾性区間と降伏区間の境界で生じる鉄筋の軸力に対して、鉄筋の弾性の長さで、定着耐力を確保する必要がある。この為には、下記の式の検定が必要になる。この時、許容の付着応力度の設定は、今後、応力解析と実験が必要と考えられる。

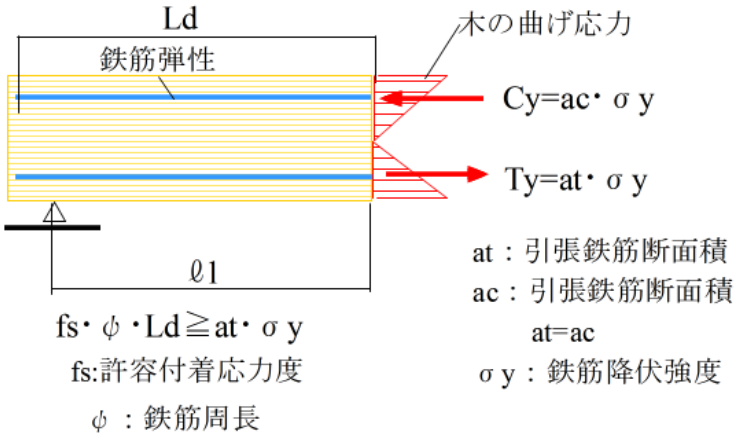


図 4.4.8 せん断スパンでの定着長さの検定

4.4.5 まとめ

(1) 鉄筋集成材の DOL 曲線の評価式を提案した。
(2) 昨年度、実施された集成材梁と鉄筋集成材の曲げ破壊の最大荷重の分散を考察して、集成材の分散から、鉄筋集成材の分散が推定できる。
(3) 鉄筋集成材の分散は、その推定値より、更に分散が、小さくなる現象が存在する。
(4) 鉄筋集成材の最大荷重の分散は、鉄筋量が増加すれば、より小さくなる。
(5) 鉄筋集成材の曲げ破壊の DOL の実験値を、提案した評価式による曲線と集成材の曲げ破壊の最大荷重の分散を用いることにより、評価できる。鉄筋量が増加すると、さらに、DOL 曲線の推定精度は向上する。
(6) 鉄筋集成材の DOL 曲線を適用できる条件として、部材の平面保持を仮定できる鉄筋の付着の検定方法と検定式を提案した。

第５章　長期性能の考え方の例

5.1　クリープ変形を用いた DOL 係数の算定

5.1.1　杉山の研究

木材梁のクリープ変形に対し、次のような理論的考察を行っている。

時間の経過につれ、圧縮応力度が変化する場合の応力度とひずみの関係は、クリープ関数を用い、コンクリートに対する近似式に準じた式が成立すると仮定する。この他に、次のことを仮定している。1) 梁の断面に対し、平面保持が成り立つ、2) 圧縮側最外縁応力は比例限度に達していない、3) 始め引張を受けていた断面の一部が、時間の経過とともに圧縮に代わり、クリープが進むとき、クリープひずみをクリープ関数 $\phi(t)$を用いて表す式を仮定する。つまり、図 1 のように考える。ここで、クリープ関数は、時間 0 のときのひずみと時間 t のときのひずみの比で、次式で定義される。

$$\phi(t)=\frac{\varepsilon(t)}{\varepsilon(0)}$$

したがって、時間 t のときのひずみは次式で算出される。

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0\{1+\phi(t)\}$$　（ε_0 ：初期ひずみ）

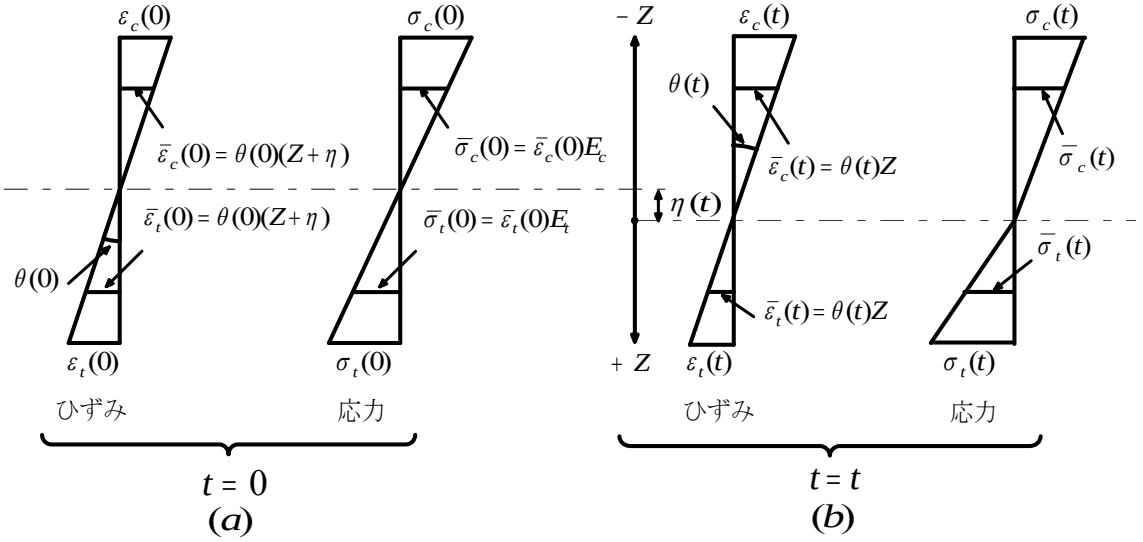


図 1　一定荷重が継続的に載荷されたはりの断面における応力とひずみ

継続荷重が載荷された直後のはりの断面の応力分布とひずみの関係は、(a)である。その後、時間 t が経過した後の応力分布とひずみの関係が(b)に示されている。上述したように、$\eta(t)$だけ中立軸が引張側にシフトすると考える。このことは、木材における引張クリープひずみは、圧縮クリープひずみよりも極めて小さいと考えられていることに基づいている。そこで、引張クリープを無視し、圧縮におけるクリープ関数を$\phi_c(t)$とし、断面内のモーメントの釣合から、次式が得られる。

$$\Theta=\frac{\frac{1}{16}\phi_c}{N\left(1+\frac{1}{4}\phi_c\right)-\frac{1}{16}\phi_c}=\frac{\theta(t)}{\theta(0)}、\quad N=\frac{\frac{1}{8}\phi_c+\frac{1}{16}{\phi_c}^2}{1+\phi_c+\frac{15}{64}{\phi_c}^2}=\frac{\eta(t)}{h}$$

ここで、Θ は回転角、h ははりのせいである。また、N は中立軸の移動率である。

以上より、圧縮縁のひずみの増加率 ε_c'、圧縮縁の応力度の変化率 σ_c' は次式で表される。

$$\varepsilon_c'=\frac{\varepsilon_c(t)}{\varepsilon_c(0)}=\Theta(1+2N)、\quad \sigma_c'=\frac{\sigma_c(t)}{\sigma_c(0)}=\frac{1}{1+\frac{1}{2}\phi_c}\left[\Theta(1+2N)-\frac{1}{2}\phi_c\right]$$

また、引張縁のひずみの増加率 ε_t'、引張縁の応力度の変化率 σ_t' は次式で表される。

$$\varepsilon_t'=\frac{\varepsilon_t(t)}{\varepsilon_t(0)}=\Theta(1-2N)、\quad \sigma_c'=\frac{\sigma_t(t)}{\sigma_t(0)}=\Theta(1-2N)$$

これらを見ると、すべてクリープ関数 $\phi_c(t)$ だけの関数であり、継続載荷荷重の大小とは無関係である。

次に、$\phi_c(t)$ が 0～2 までの範囲に対し、応力およびひずみの変化率を図示すると図 2 となる。引張側のひずみと応力の変化率は同じである。図 2 を見ると、次のようなことが分かる。

1) 梁の回転角が増加し、クリープ変形をしている。
2) 圧縮側のひずみの増加が大きいが、圧縮応力の変化率はそれほどでもない。
3) 引張側のひずみの増加よりも、圧縮側のひずみの増加の方がかなり大きい。
4) 中立軸は引張側に移動している。

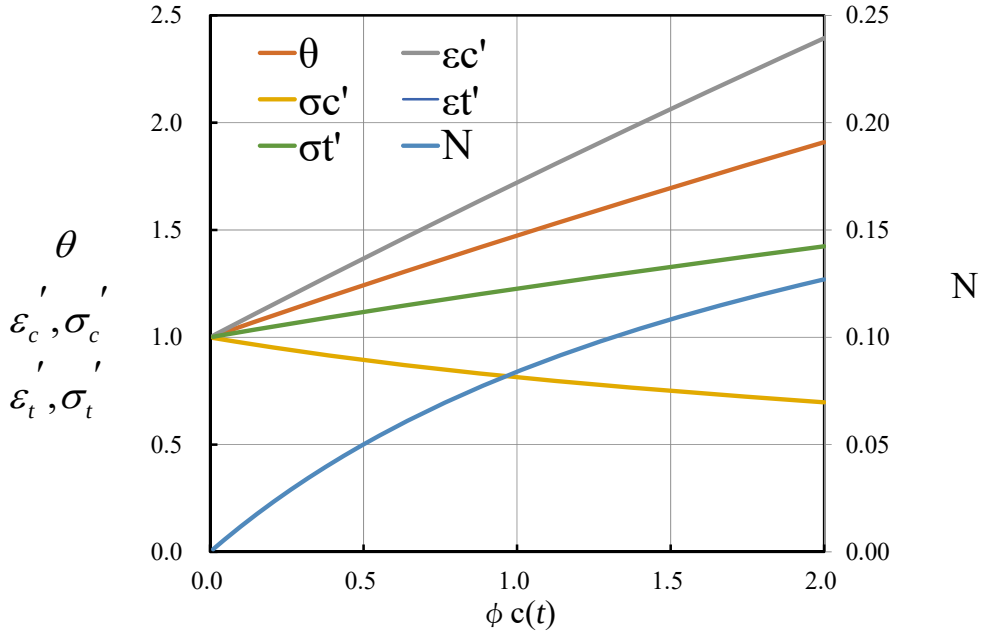


図 2　圧縮側のクリープ関数を基にした応力およびひずみの変化率

5.1.2　桑村の研究

桑村は、木材のクリープ限度を明らかにする目的で、縦圧縮試験および圧縮クリープ試験を行い、次のような考察を行っている。用いた試験体は、スギおよびSPFの気乾材で、木理通直な無欠点小試験体である。また、クリープ試験は、マッチングした試験体を用い、温度 26±1℃に保ち、水分の放散を防ぐために試験体の側周をフィルムでラッピングしている。

クリープ試験におけるひずみと時間の関係を、次式で表し、二次クリープから A および n を求めている。

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0+At^n$$

応力比(SL)と A/ε_0 の関係を図3および4に表した。また、図5および6に SL と n との関係を示した。これらを見ると、SL が0.8を超えると、かなり変動していることが分かる。特にスギは顕著である。また、静的試験およびクリープ試験の終局状態は、繊維の座屈であり、試験体の長さ方向のごく短い区間で生じていることを指摘している。圧縮強さに対する比例限度応力は、スギで0.59～0.76、SPFで0.65～0.68であった。

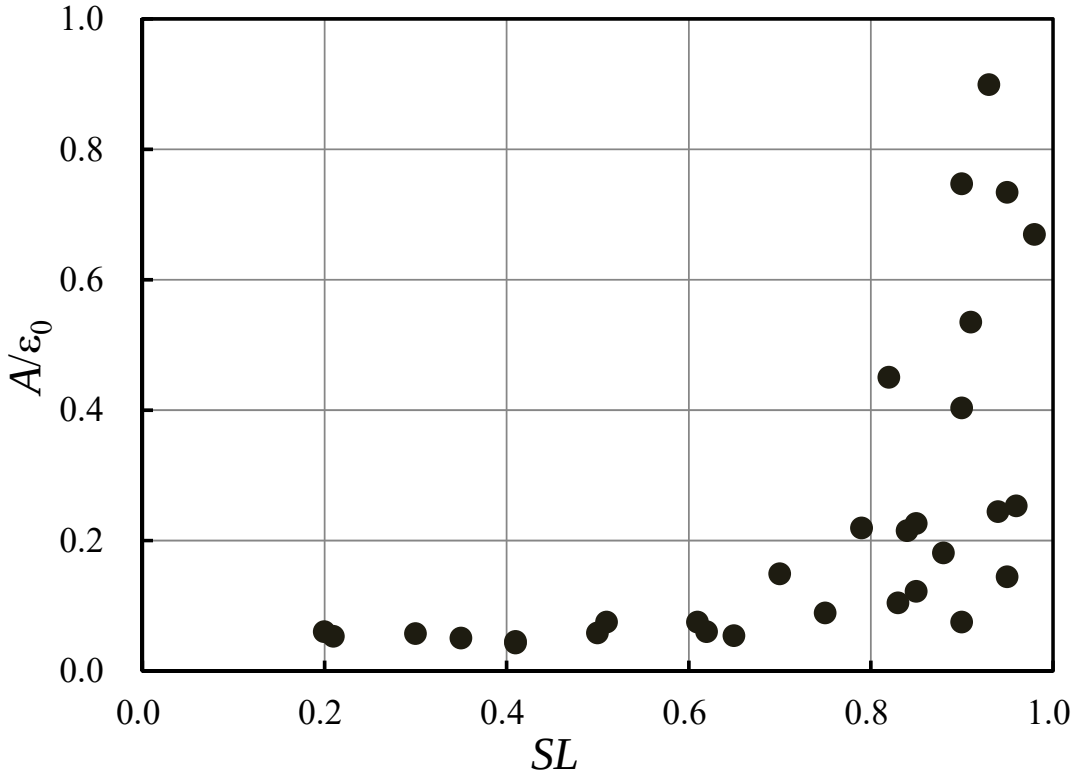


図3　応力比(SL)と A/ε_0 の関係（スギ）

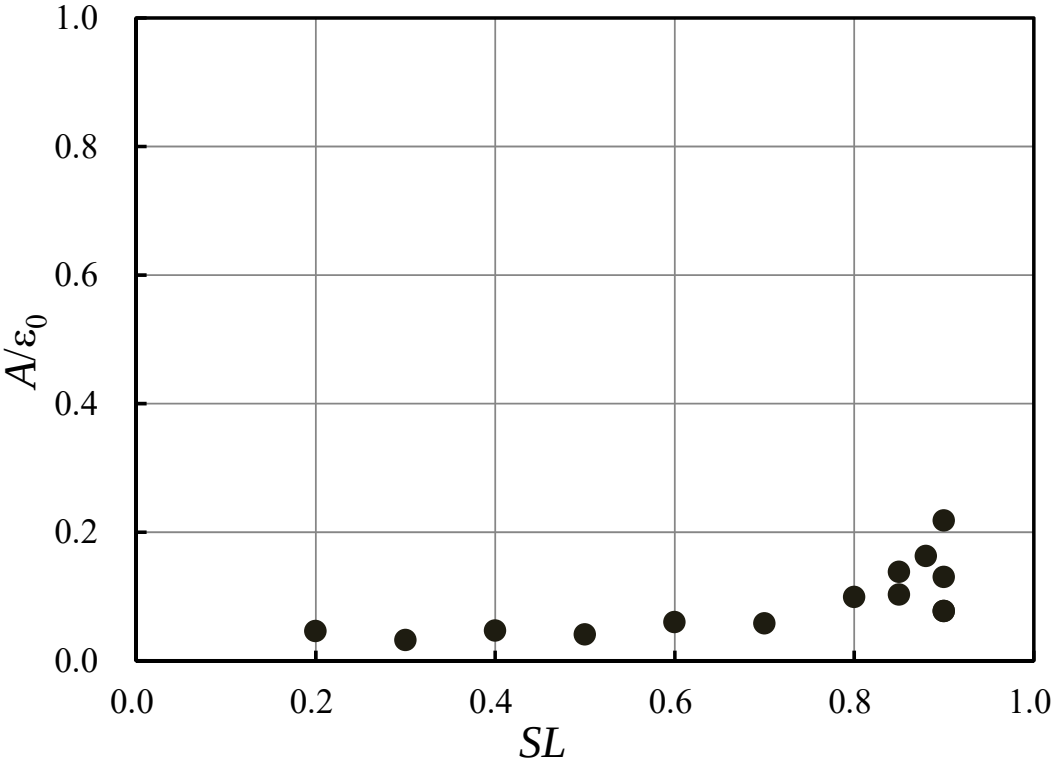


図 4　応力比(*SL*)と A/ε_0 の関係（SPF）

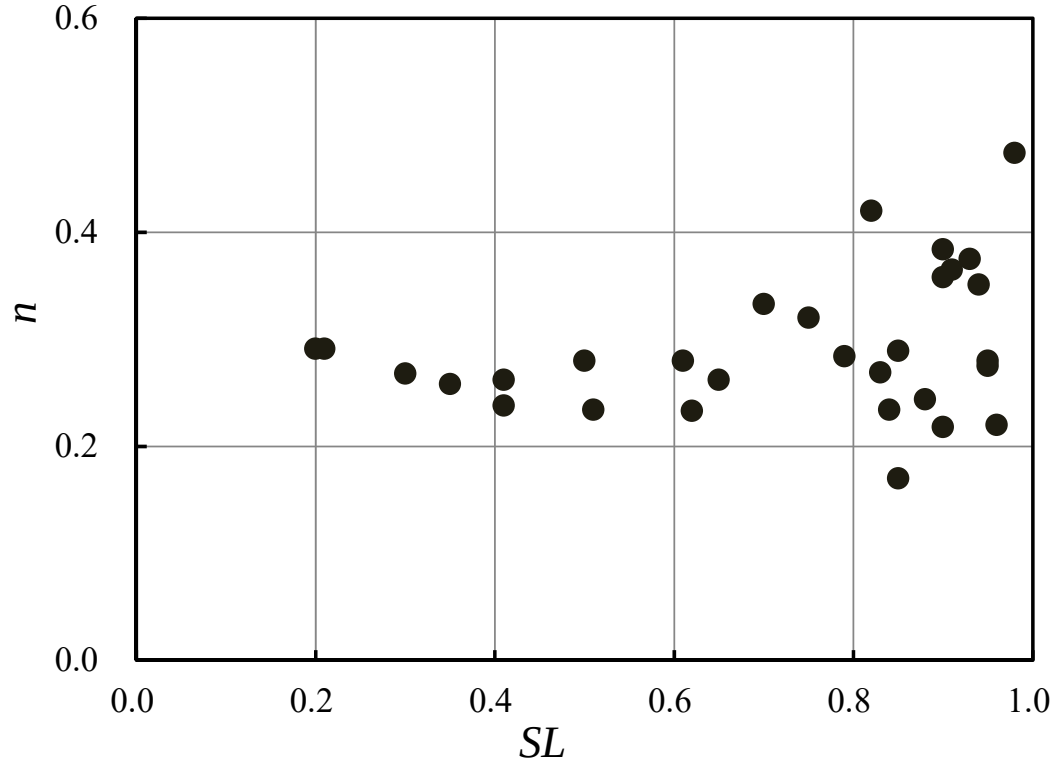


図 5　応力比(*SL*)と *n* の関係（スギ）

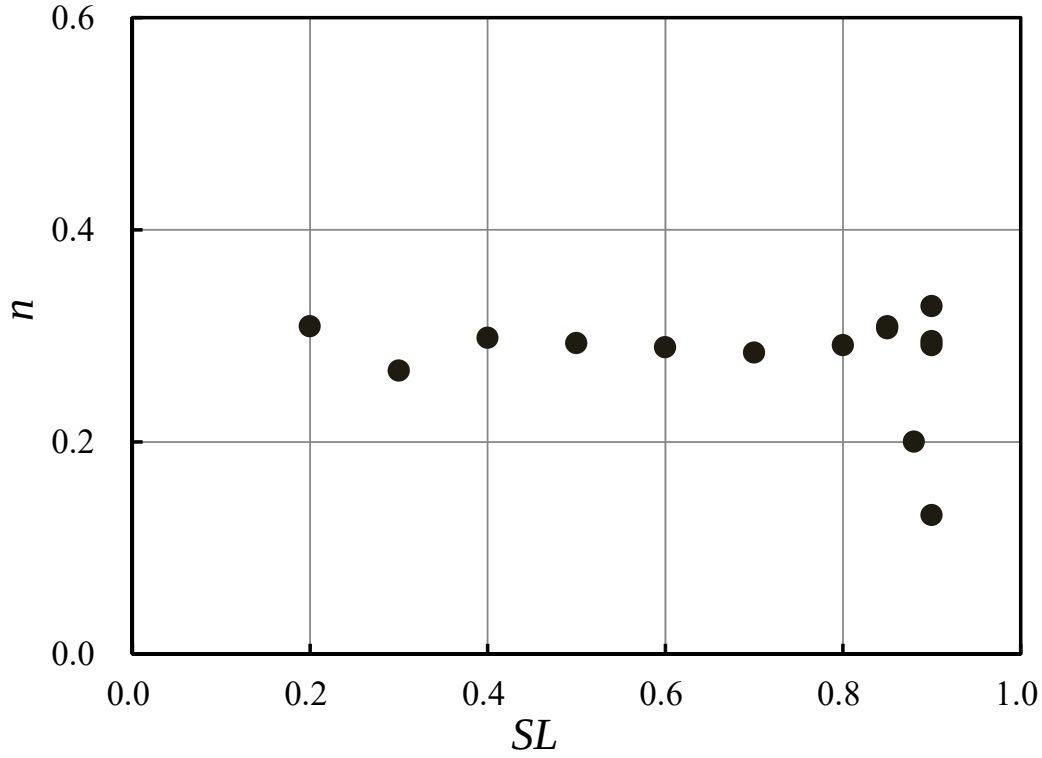


図 6　応力比(*SL*)と *n* の関係（SPF）

5.1.3　杉山の理論および桑村の実験値を用いた破壊時間の算出

5.1.3.1　木材のみの場合

以上の 2 つの文献を用いて、曲げに対する破壊時間を算出してみるが、次のことを仮定する。

1) 杉山は圧縮側最外縁応力は比例限度に達していないとしているが、ここでは、比例限度を超えても、杉山の仮定が成り立つとする。

2) 終局的な破壊は、引張縁の引張破壊とする。そのひずみは、報告書より 4000 μ m とする。

また、２．で示したように、*SL* が 0.8 を超えるとかなり変動しているが、マジソンカーブとの比較を行うために、*SL* が 0.6 以上の場合を考え、桑村の文献より、スギおよび SPF を統合し、少々強引だが、A/ε_0 の平均値 0.25、n の平均値 0.29 とする。スギのヤング係数を 6000N/mm^2、引張強度を 24N/mm^2 とする。

木材のみの場合、破壊までの時間と *SL* の関係を図 7 に示した。これを見ると、SL が小さい場合、マジソンカーブよりも早く破壊してしまうことになる。図 8 に既往の文献との比較を示した。これを見ると、実大材の実験値とマジソンカーブの中間に位置しているようである。

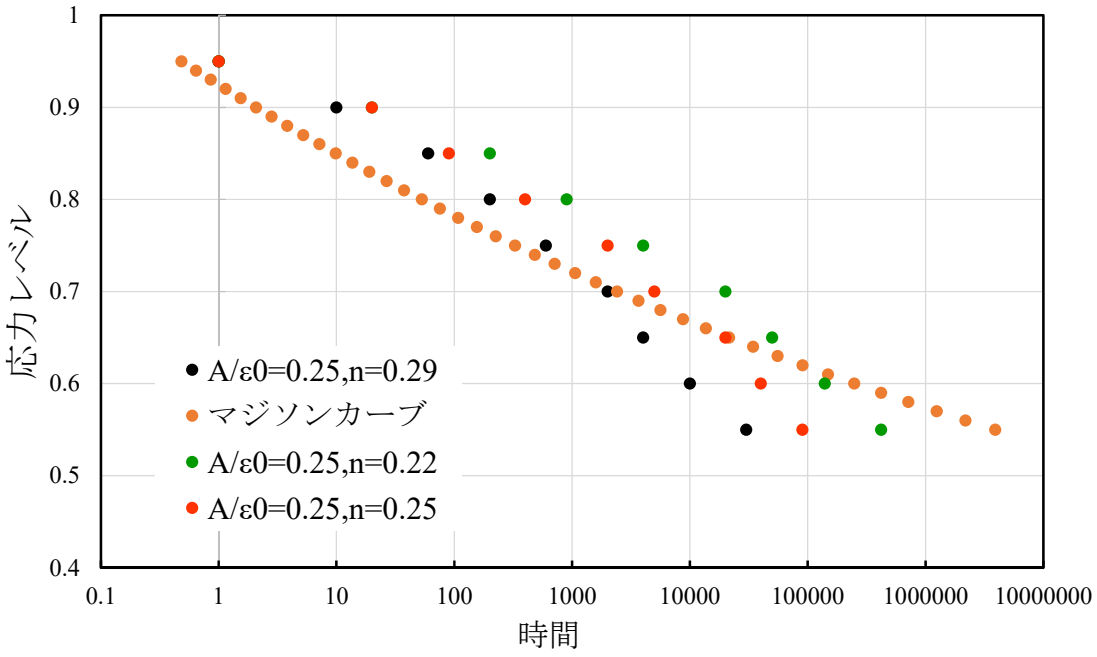


図 7　杉山理論を用いた破壊時間と応力レベルの関係

50 年＝438000 時間

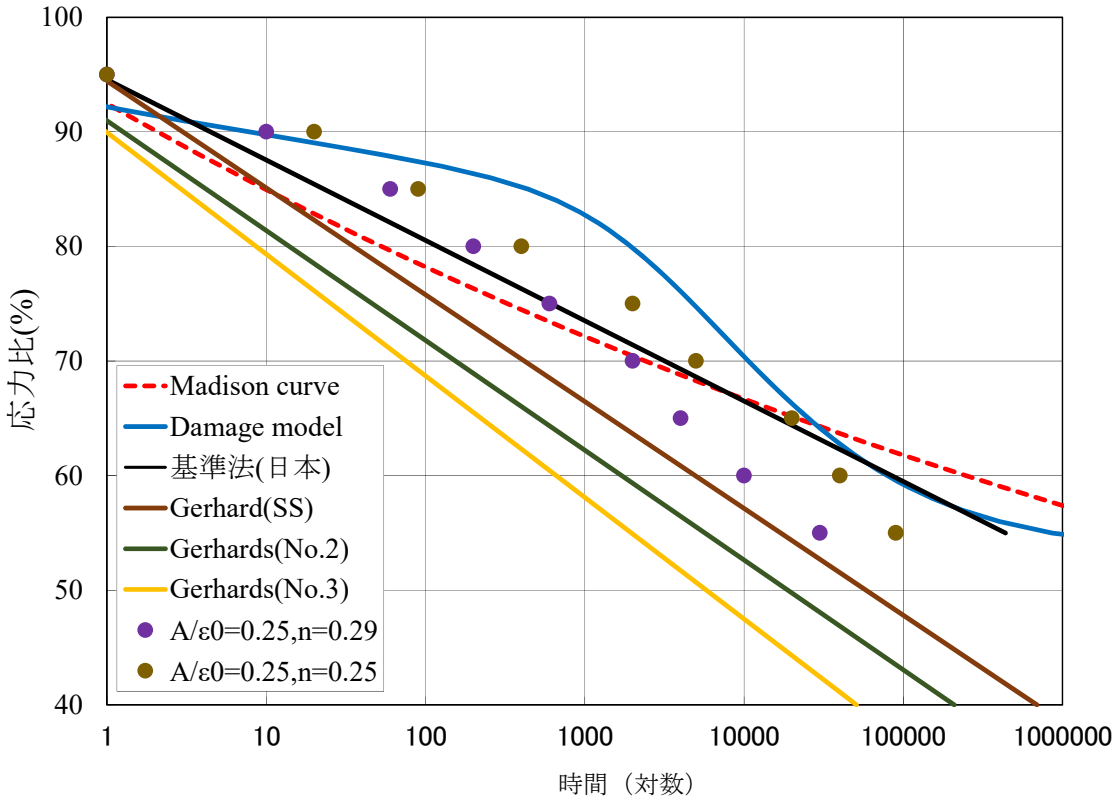


図 8　既往の文献との比較

5.1.3.2　鉄筋入り集成材の場合

鉄筋入り集成材の場合は、次のように考える。鉄筋入り集成材の梁における中立軸から y の距離でのひずみは次式で算出される。

$$\varepsilon(y)=\frac{M}{E_w\cdot I_e}y、\quad I_e=I_w+(n-1)\cdot I_s \qquad (1)$$

I_w：鉄筋を無視した集成材の断面二次モーメント

I_s：鉄筋の集成材の図心まわりの断面二次モーメント

n：集成材の曲げヤング係数に対する鉄筋のヤング係数比

(1)式によれば、集成材のみの場合に比べ、鉄筋が入ると梁のひずみは小さくなる。また、鉄筋はクリープしないと仮定する。一方、木材は粘弾性体であり、クリープしようとするが、鉄筋が入っているために、クリープひずみ ε_e は木材のみの場合のひずみ ε_w に比べ抑えられる。このことを、クリープ関数が抑えられる仮定し、木材のみのクリープ関数 ϕ_w と鉄筋入り集成材のクリープ関数 ϕ_e の比は、(1)式より、次式が成り立つと仮定する。

$$\frac{\phi_e}{\phi_w}=\frac{I_w}{I_e} \qquad (2)$$

(2)式の妥当性は後述するが、ここで概略を説明する。鉄筋入り集成材の場合、一定荷重載荷によるひずみは次式で近似できる。E_w および E_s は、それぞれ集成材および鉄筋のヤング係数である。また、ε_0 は初期ひずみ、σ_{w0} は集成材が負担する初期荷重、η は集成材の粘性をダッシュポットで表したときの粘性係数である。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{w0}}{E_s}\left(1 - 1 + \frac{E_s E_w}{E_s + E_w}\frac{1}{\eta}t\right) = \varepsilon_0 + \frac{E_w}{E_s + E_w}\frac{\sigma_{w0}}{\eta}t \qquad (2\text{-}1)$$

一方、集成材のみの場合には、次式で表すことができる。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_w}{\eta}t \qquad (2\text{-}2)$$

以上より、次式が得られる。

$$\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_w - \varepsilon_{w0}} = \frac{\dfrac{E_w}{E_s + E_w}\dfrac{\sigma_w}{\eta}t}{\dfrac{\sigma_w}{\eta}t} = \frac{E_w}{E_s + E_w} = \frac{\dfrac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{s0}}}{\dfrac{\varepsilon_w - \varepsilon_{w0}}{\varepsilon_{w0}}} = \frac{\phi_s}{\phi_w} \qquad (2\text{-}3)$$

E_w、E_s+E_wは、梁の場合$(EI)_w$、$(EI)_s$に相当するので、(2)式が成り立つことになる。ε_{s0}と ε_{w0}が等しいことを証明する必要があるが、次にように考えられる。

yを梁の中立軸からの距離、yにおけるひずみを ε とすれば、梁に加わるモーメントMと ε には次式の関係がある。

$$\frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon}{y}$$

鉄筋入り集成材および集成材のみの場合の破壊モーメントをそれぞれ M_s、M_wとする。また、破壊はいずれも引張側の最外縁で生じると仮定し、そのときの引張ひずみを ε_T= 一定とすると、次式が成り立つ。ただし、yは中立軸から引張側最外縁までの距離である。$\varepsilon_0 = \varepsilon_s = \varepsilon_w$である。

$$\varepsilon_T = \frac{M_s}{(EI)_s}y \text{、} \quad \varepsilon_T = \frac{M_w}{(EI)_w}y$$

DOL 試験は、M_s、M_wとに対し、α という応力レベルでモーメントを加える。そのとき生じる初期ひずみを ε_{s0}、ε_{w0}とすると

$$\varepsilon_{s0} = \frac{M_s \times \alpha}{(EI)_s} \times y = \frac{\varepsilon_T \times (EI)_s \times \alpha \times \dfrac{1}{y}}{(EI)_s} \times y = \varepsilon_T \times \alpha$$

$$\varepsilon_{w0} = \frac{M_w \times \alpha}{(EI)_w} \times y = \frac{\varepsilon_T \times (EI)_w \times \alpha \times \dfrac{1}{y}}{(EI)_w} \times y = \varepsilon_T \times \alpha$$

したがって、ε_{s0}と ε_{w0}が等しいということが分かる。

(2)式を用いて、鉄筋入り集成材の破壊までの時間と SL の関係を図 9 に示した。図 7 と比較すると、当然であるが、破壊時間が延びている。

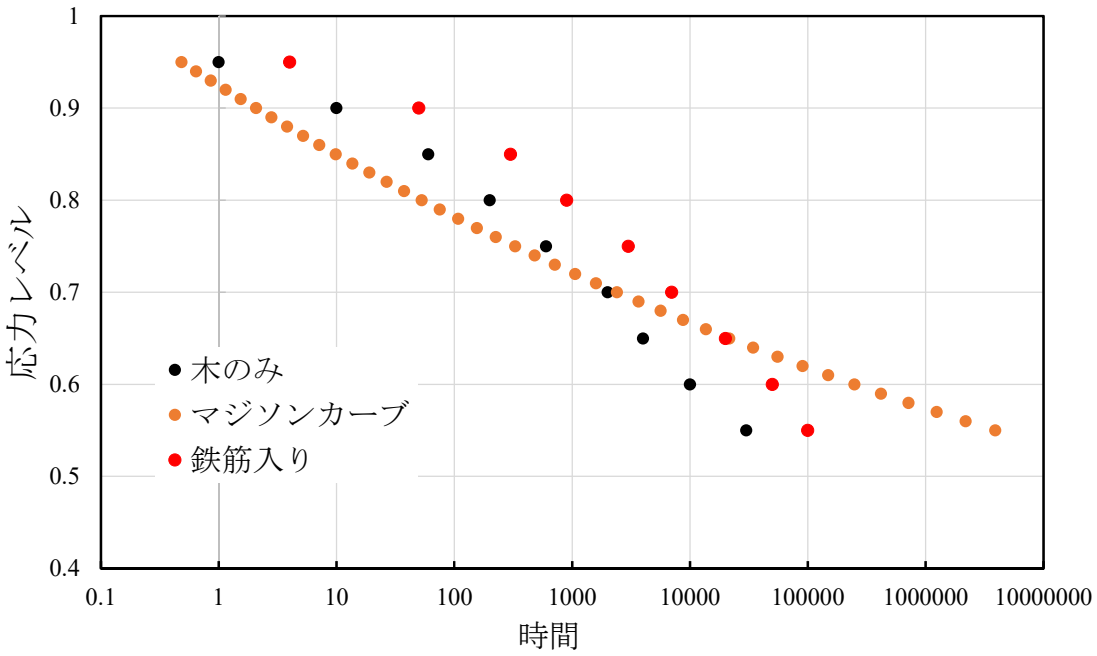


図 9　鉄筋入り集成材の破壊時間と応力レベルの関係

5.1.4　(2)式の妥当性

(2)式の妥当性を考えるために、鉄筋入り集成材の圧縮側をモデル化したものを図10に示した。左側が鉄筋、右側が集成材である。このモデルに一定荷重 σ が加わったとき、次式が成り立つ。ただし、σ は一定であるが、σ_s、σ_wは変化する。

$$\sigma=\sigma_s+\sigma_w=\text{const} \qquad (3)$$

ひずみ ε は、鉄筋、集成材とも同じであるから、次式が成り立つ。

$$\sigma_s=\varepsilon\cdot E_s \qquad (4)$$

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{\sigma_w}{\eta}+\frac{1}{E_w}\frac{d\sigma_w}{dt} \qquad (5)$$

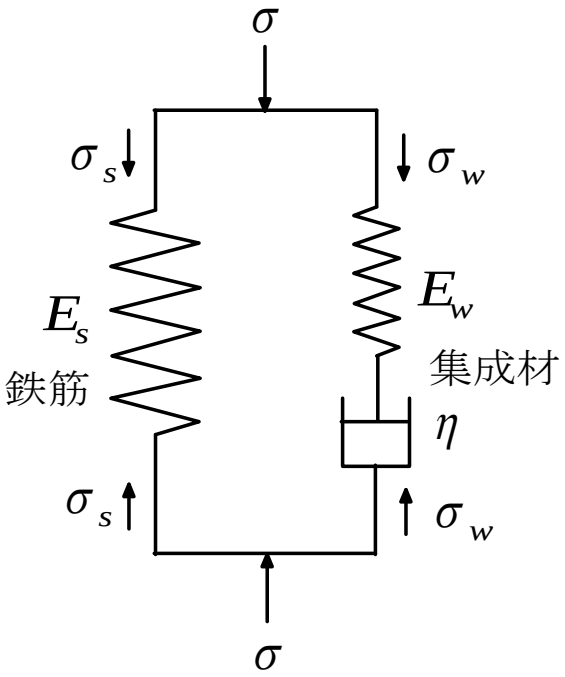


図 10　鉄筋入り集成材のクリープモデル

(3)式より

$$\frac{d\sigma}{dt}=\frac{d\sigma_s}{dt}+\frac{d\sigma_w}{dt}=0 \qquad (3')$$

(4)式より

$$\frac{d\sigma_s}{dt}=E_s\frac{d\varepsilon}{dt} \qquad (4')$$

(3')、(4')式より

$$E_s\frac{d\varepsilon}{dt}+\frac{d\sigma_w}{dt}=0$$

これより

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=-\frac{1}{E_s}\frac{d\sigma_w}{dt} \qquad (6)$$

(6)式を(5)に代入して

$$-\frac{1}{E_s}\frac{d\sigma_w}{dt}=\frac{\sigma_w}{\eta}+\frac{1}{E_w}\frac{d\sigma_w}{dt}$$

$$-\frac{E_s+E_w}{E_sE_w}\frac{d\sigma_w}{dt}=\frac{\sigma_w}{\eta}$$

これを積分して

$$\sigma_w=C_1\cdot e^{-\frac{E_sE_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t}$$

t=0 のとき、$\sigma_w=\sigma_{w0}$ とすると、$C_1=\sigma_{w0}$ となる。つまり、次式となる。

$$\sigma_w=\sigma_{w0}\cdot e^{-\frac{E_sE_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t} \qquad (7)$$

(7)式を微分して

$$\frac{d\sigma_w}{dt} = -\frac{E_s E_w}{E_s + E_w}\frac{\sigma_{w0}}{\eta}\cdot e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t}$$

これを(6)式に代入して

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = -\frac{1}{E_s}\left(-\frac{E_s E_w}{E_s + E_w}\frac{\sigma_{w0}}{\eta}\right)\cdot e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t} = \frac{E_w}{E_s + E_w}\frac{\sigma_{w0}}{\eta}e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t}$$

これを積分して

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{w0}}{\eta}\frac{E_w}{E_s + E_w}\left(-\frac{E_s + E_w}{E_s E_w}\eta\right)\cdot e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t} + C_2$$

$$= -\frac{\sigma_{w0}}{E_s}e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t} + C_2$$

t=0 のとき、 $\varepsilon = \varepsilon_0$ とすると

$$\varepsilon_0 = -\frac{\sigma_{w0}}{E_s} + C_2$$

これより

$$C_2 = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{w0}}{E_s}$$

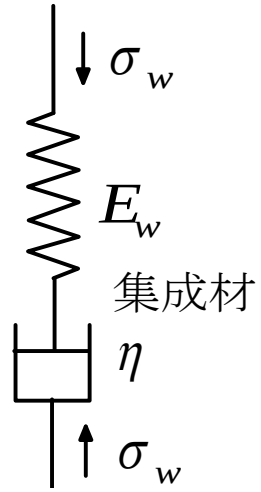


図 11　集成材のみのクリープモデル

したがって、

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{w0}}{E_s}\left(1 - e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t}\right) \qquad (8)$$

指数項をマクローリン展開すると次式が成り立つ。

$$e^{-\frac{E_s E_w}{E_s+E_w}\frac{1}{\eta}t} = 1 - \frac{E_s E_w}{E_s + E_w}\frac{1}{\eta}t + \cdots$$

第 2 項までの近似式とすると、(8)式は次式となる。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_{w0}}{E_s}\left(1 - 1 + \frac{E_s E_w}{E_s + E_w}\frac{1}{\eta}t\right) = \varepsilon_0 + \frac{E_w}{E_s + E_w}\frac{\sigma_{w0}}{\eta}t \qquad (8')$$

ここで、図 11 に示すように、集成材のみの場合を考えると、(5)式が成り立つ。ただし、この場合は、σ_w= const.であるから、(5)式は次式となる。

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma_w}{\eta}.$$

これを積分して

$$\varepsilon = \frac{\sigma_w}{\eta}t + C_3$$

t=0 のとき、 $\varepsilon = \varepsilon_0$ とすると、$C_3 = \varepsilon_0$ となるので、次式となる。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_w}{\eta} t \qquad (9)$$

(8')式より

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{s0} = \frac{E_w}{E_s + E_w} \frac{\sigma_{w0}}{\eta} t$$

(9)式より

$$\varepsilon_w - \varepsilon_{w0} = \frac{\sigma_w}{\eta} t$$

これより

$$\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_w - \varepsilon_{w0}} = \frac{\dfrac{E_w}{E_s + E_w} \dfrac{\sigma_w}{\eta} t}{\dfrac{\sigma_w}{\eta} t} = \frac{E_w}{E_s + E_w} = \frac{\dfrac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{s0}}}{\dfrac{\varepsilon_w - \varepsilon_{w0}}{\varepsilon_{w0}}} = \frac{\phi_s}{\phi_w} \qquad (10)$$

図 10 を梁と考えれば、E_w、E_s+E_w は$(EI)_w$、$(EI)_s$ に相当するので、(2)式が成り立つことになる。また、(10)式中で、 ε_{s0} と ε_{w0} が等しいことを証明する必要がある。

y を梁の中立軸からの距離、y におけるひずみを ε とすれば、梁に加わるモーメント M と ε には次式の関係がある。

$$\frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon}{y}$$

鉄筋入り集成材および集成材のみの場合の破壊モーメントをそれぞれ M_s、M_w とする。また、破壊はいずれも引張側の最外縁で生じると仮定し、そのときの引張ひずみを ε_T = 一定とすると、次式が成り立つ。ただし、y は中立軸から引張側最外縁までの距離である。$\varepsilon_0 = \varepsilon_s = \varepsilon_w$ である。

$$\varepsilon_T = \frac{M_s}{(EI)_s} y \text{、} \quad \varepsilon_T = \frac{M_w}{(EI)_w} y \qquad (11)$$

DOL 試験は、M_s、M_w とに対し、α という応力レベルでモーメントを加える。そのとき生じる初期ひずみを ε_{s0}、ε_{w0} とすると

$$\varepsilon_{s0} = \frac{M_s \times \alpha}{(EI)_s} \times y = \frac{\varepsilon_T \times (EI)_s \times \alpha \times \dfrac{1}{y}}{(EI)_s} \times y = \varepsilon_T \times \alpha$$

$$\varepsilon_{w0} = \frac{M_w \times \alpha}{(EI)_w} \times y = \frac{\varepsilon_T \times (EI)_w \times \alpha \times \dfrac{1}{y}}{(EI)_w} \times y = \varepsilon_T \times \alpha$$

したがって、 ε_{s0} と ε_{w0} が等しいということが分かる。

5.1.5　無欠点小試験体を用いた曲げクリープ試験

杉山の仮定、つまり図 1 が成り立つかどうか、次のようにして確かめることを試みた。

断面 20mm×20mm のスギ柾目無欠点小試験体（A と呼ぶ）を用いて、曲げクリープ試験を行った。柾目と言っても、なかなか真の意味での柾目材は採取しづらいため、写真 1 に示すように、荷重は放射方向、つまり、年輪に対し直交方向に加えた。クリープ試験に用いる試験体の両サイドから試験体を採取し、それらの破壊試験を行った上で、応力レベルを決めればよかったが、割や節などの欠点が含まれていない試験体を 2 体ないし 3 体連続して採取することが難しく、荷重は 150N としたが、比例限度内と考えられる。曲げ試験は、スパン 300mm、3 等分点 2 点荷重方式で行った。ひずみゲージは、スパン中央の、断面中央、中央から上下 5mm ずつの位置に貼った。恒温恒湿室で行うべきであるが、あいにく固定荷重を載荷できる治具がなく、万能試験機のある通常の実験室で行った。また、写真 2 に示すように、試験体はラップで数重にしっかりと包んだので、含水率の変化はないものと考えらえる。試験体スパン中央の下面で測定した初期たわみからヤング係数を算出すると、3,914N/mm^2、150N を加えた場合、荷重点間に生じるモーメントからひずみゲージ位置のひずみを求めると 722×10^{-6} となる。

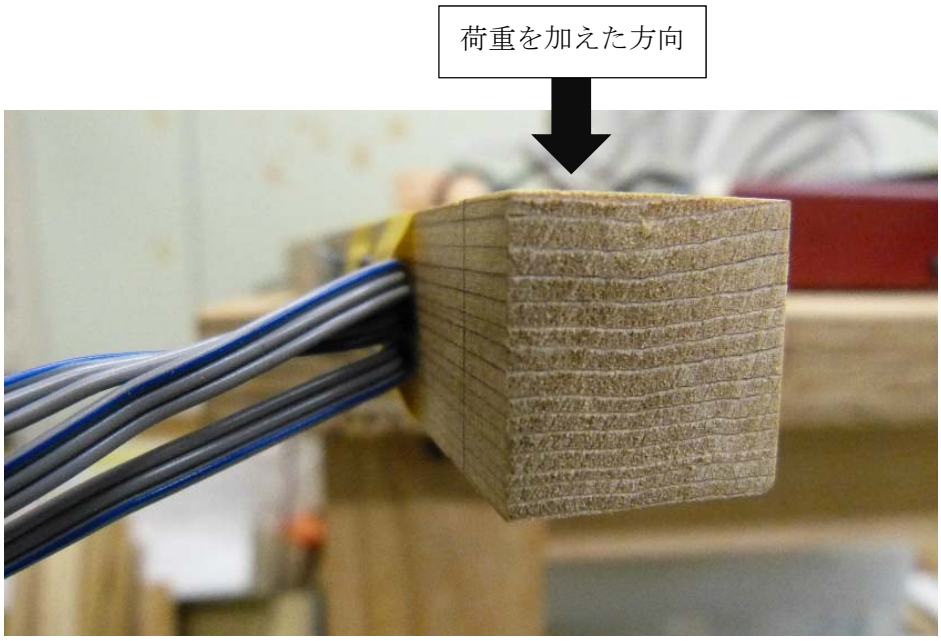


写真 1　曲げクリープ試験の荷重方向

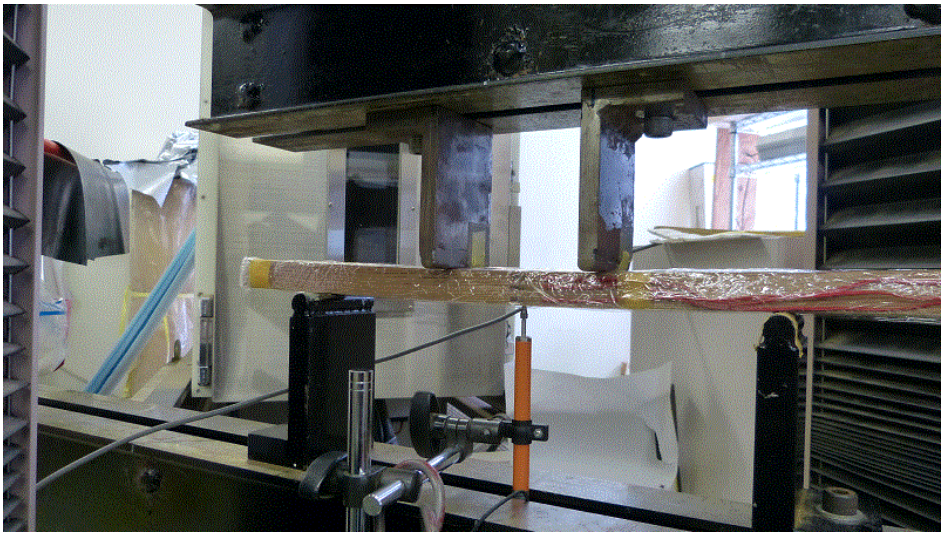


写真 2　ラップで包んだ無欠点小試験体の曲げクリープ試験

時間経過にともなうひずみの推移を図 12 に示した。ひずみ値はヤング係数をもとに算出した値に近いことが分かる。温度や湿度が制御できない実験室なので、室内の温度が変化するとひずみも変化しることを考慮すると、長期的な傾向としてはほとんど変化していないのではないかと考えられる。そこで、図 12 から荷重を載加してから 12 時間以内は温度が変化していないと考えられるので、そこを拡大し、図 13～15 に、それぞれ引張側ひずみ、中央付近ひずみ、圧縮側ひずみの推移を示した。設定荷重 150N に達したのは 1 分 36 秒後であり、それ以後は引張ひずみが増加し、圧縮ひずみは減少していることが分かる。しかし、12 時間後には、ほぼ一定に達している。

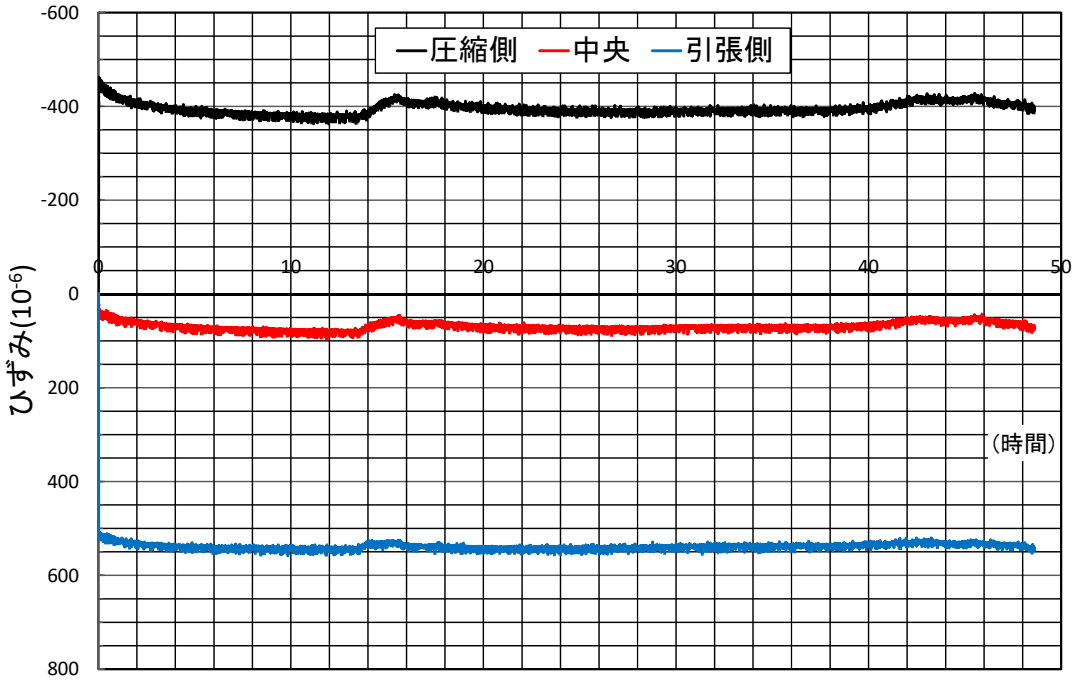


図 12　試験体 A における時間経過にともなうひずみの推移

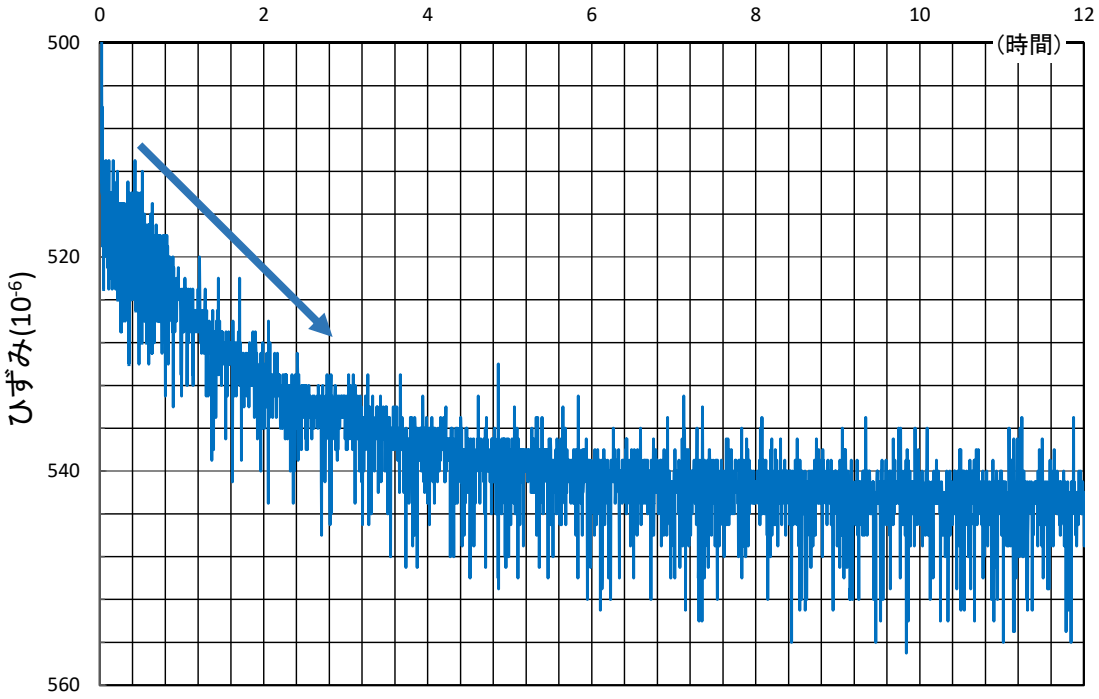


図 13　試験体 A における時間経過にともなう引張側ひずみの推移

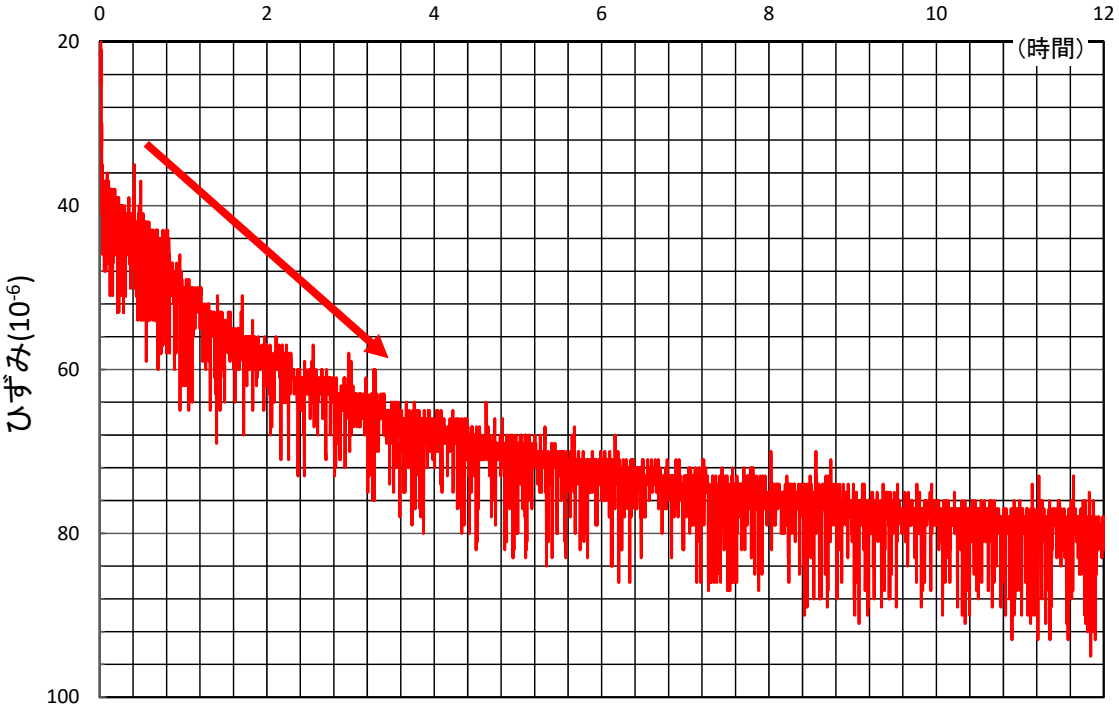


図 14　試験体 A における時間経過にともなう中央付近ひずみの推移

また、図 16 に、スパン中央のたわみの推移を示した。12 時間くらいまではたわみが減少していることが分かる。これらのことから、温度の低下によるたわみの減少、および、図 17 に示す第一次クリープが生じたのではないかと思われる。しかし、これ以降温度変化によるたわみの変化しか生じておらず、150N という荷重では第二次クリープは生じていないのではないかと思われる。

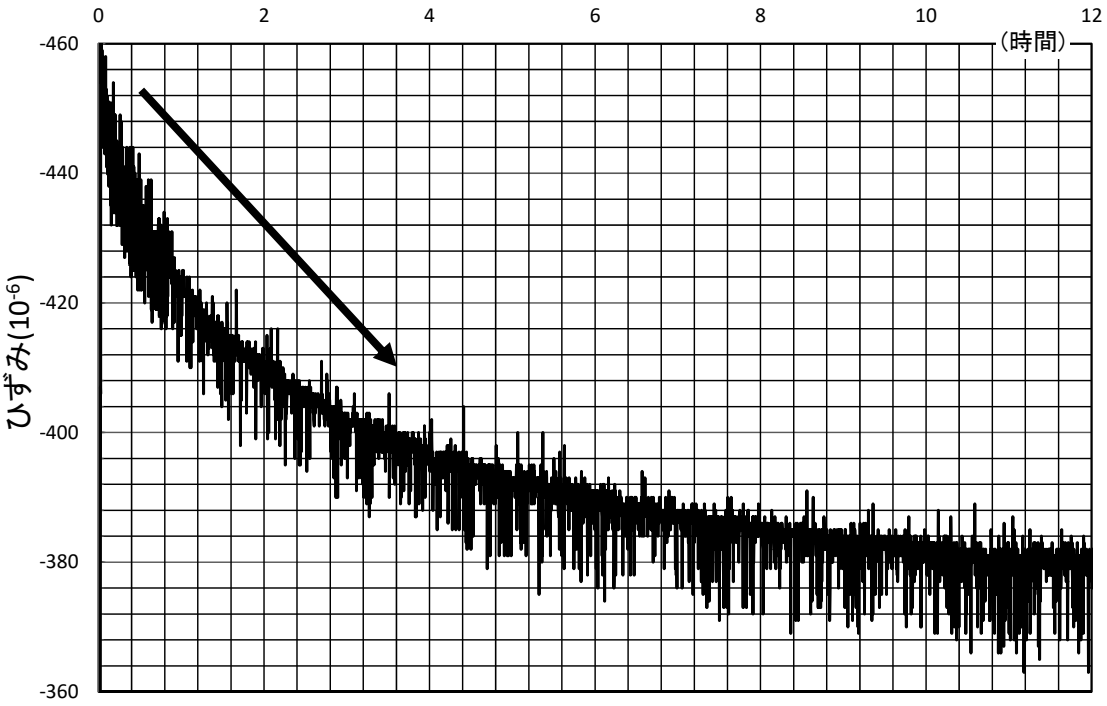


図 15　試験体 A における時間経過にともなう圧縮側ひずみの推移

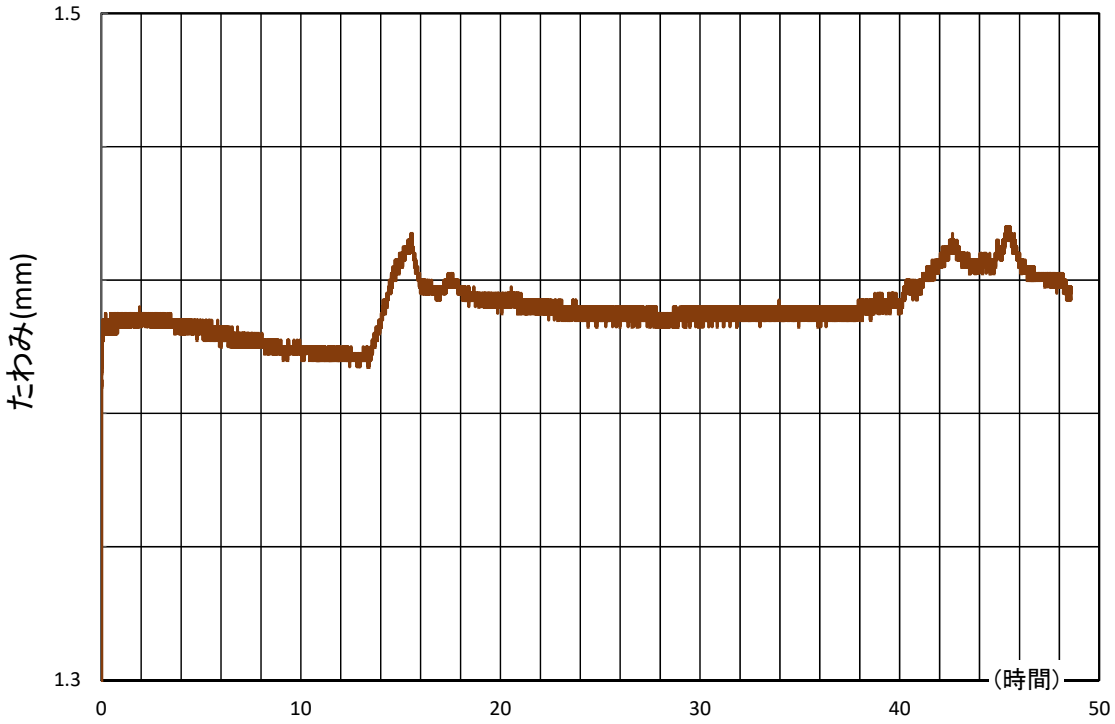


図 16　試験体 A における時間経過にともなうスパン中央のたわみの推移

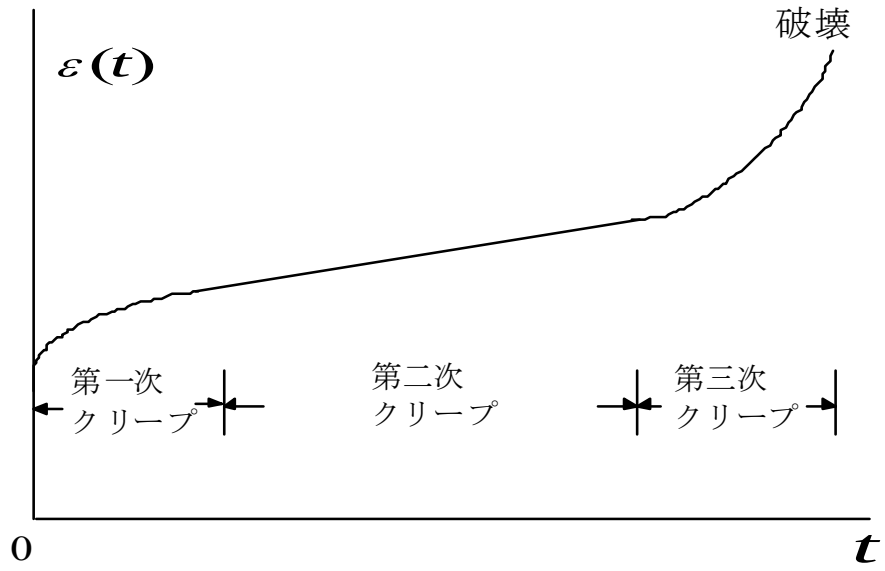


図 17　クリープ変形の模式図

そこで、樹種、断面寸法は同じで、試験体 A とは異なる試験体 B に、250N の荷重を加えた曲げクリープ試験を行い、その結果を図 18 に示した。荷重が大きいためひずみも大きいが、試験体 A と同様に、温度の変化によりひずみが変化している。しかし、14 時間以降はほとんど変化していないことが分かる。

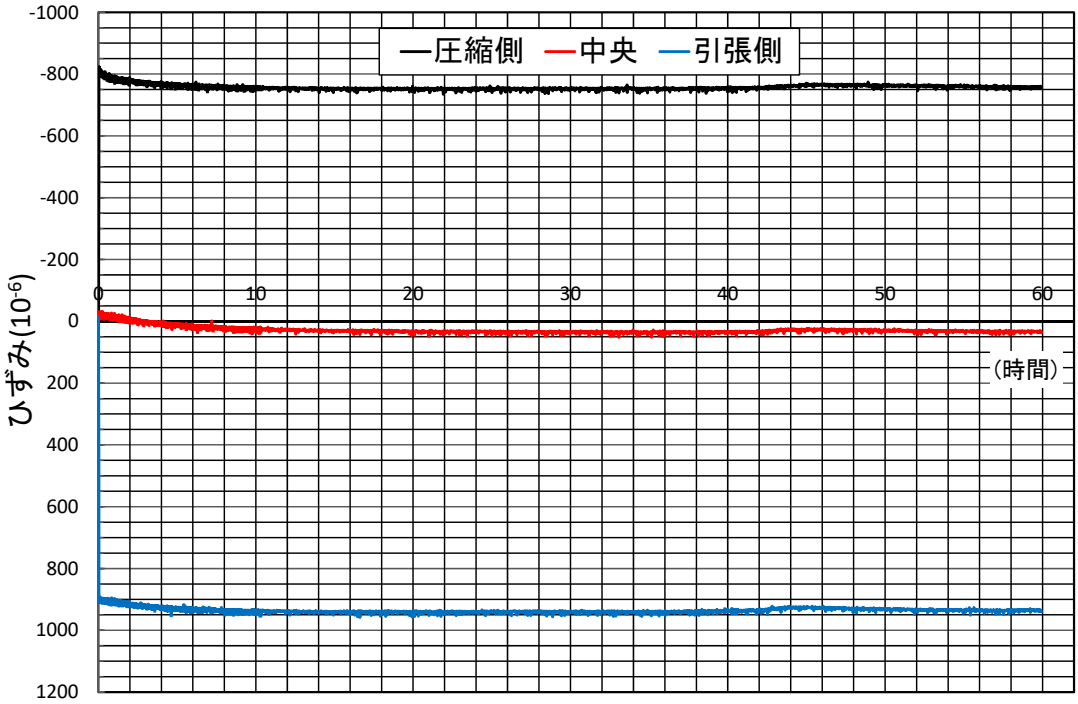


図 18　試験体 B における時間経過にともなうひずみの推移

試験体 A と同様に、図 19、20 に、それぞれ引張側ひずみ、圧縮側ひずみの推移を示した。また、図 21 に、スパン中央のたわみの推移を示した。

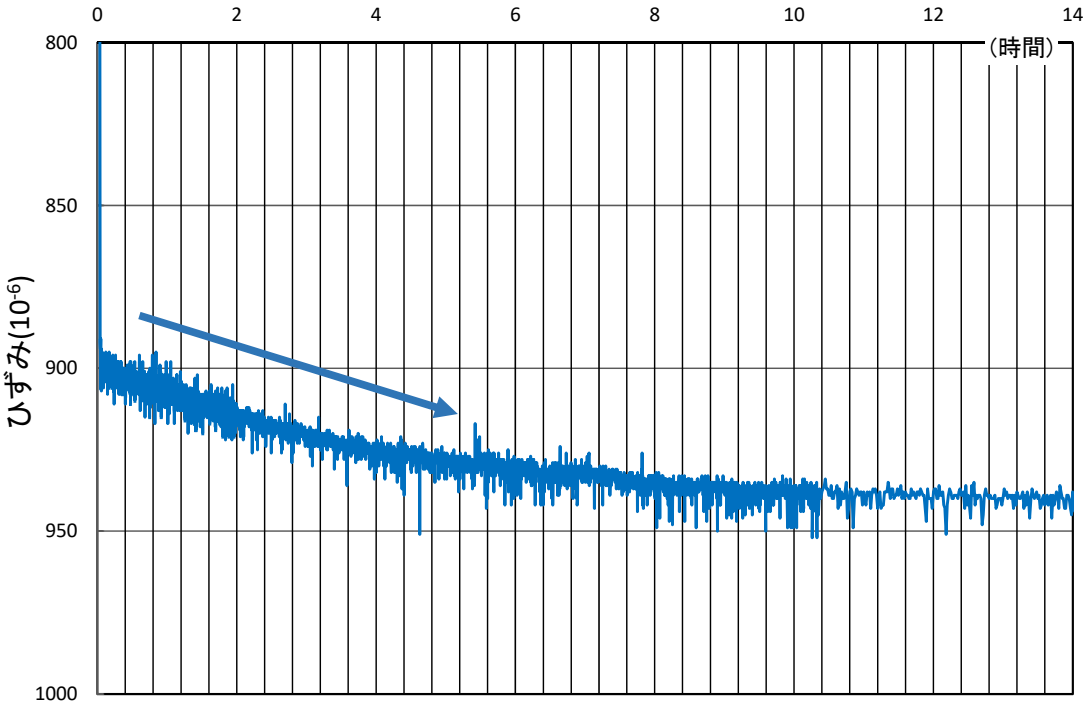


図 19　試験体 B における時間経過にともなう引張側ひずみの推移

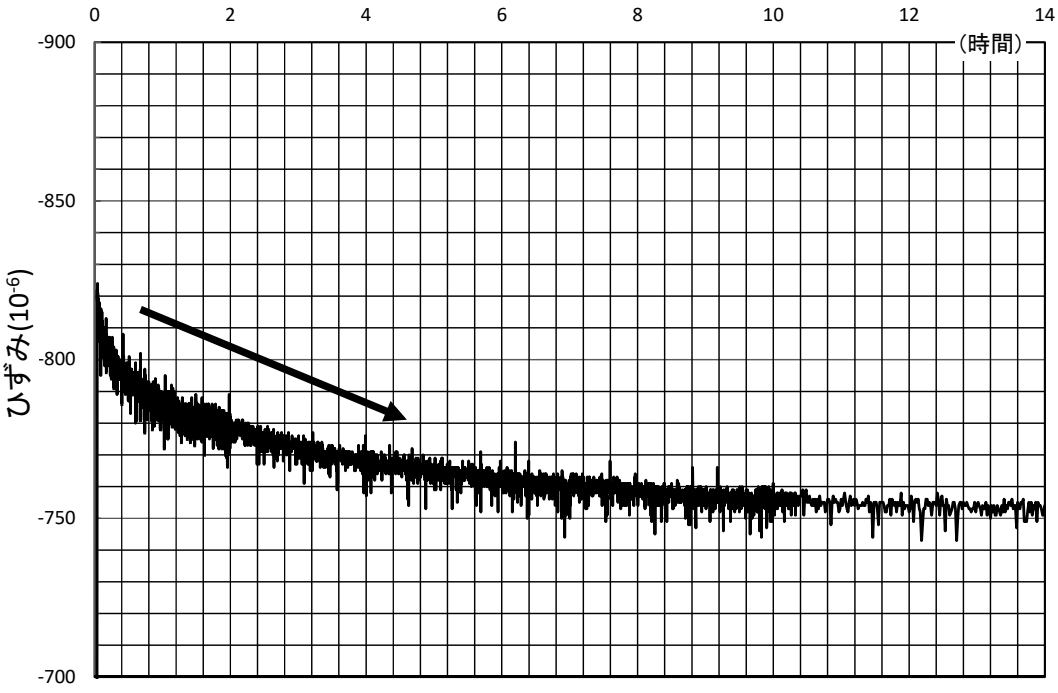


図 20　試験体 B における時間経過にともなう圧縮側ひずみの推移

設定荷重 250N に達したのは 2 分 32 秒後であり、それ以後は引張ひずみが増加し、圧縮ひずみは減少していることが分かる。しかし、試験体 A と同様 14 時間後には、ほぼ一定に達している。また、室内の温度変化によるたわみの変動が見受けられるが、ほとんど変化していないと考えてよいのではないだろうか。試験体 A と同様、第一次クリープが生じ、第二次クリープは生じていないのではないかと思われる。

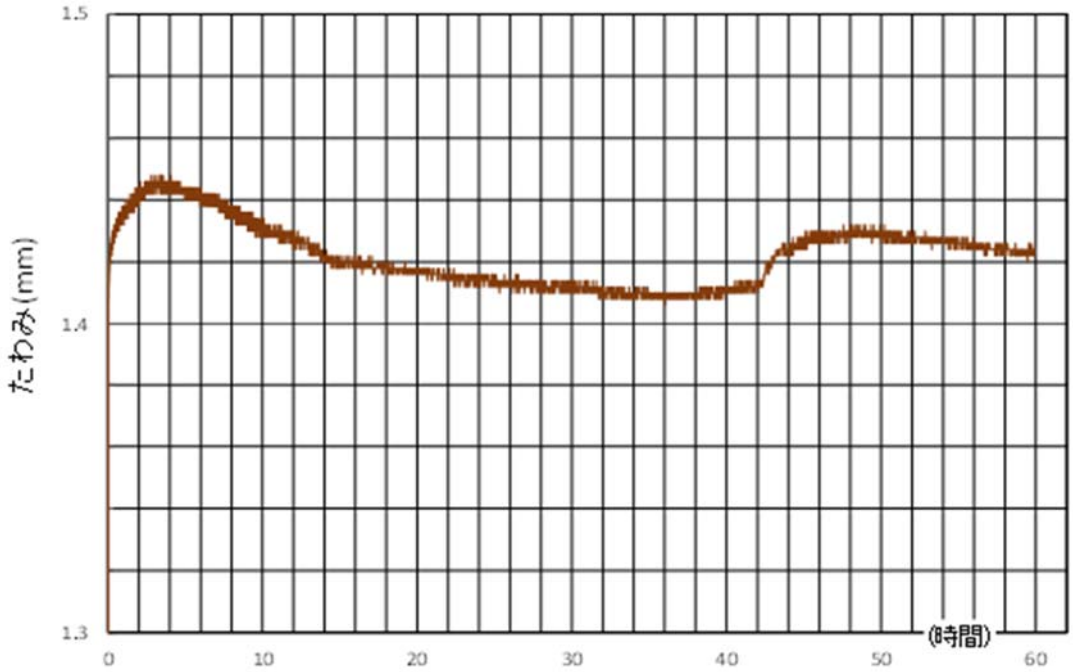


図 21　試験体 B における時間経過にともなうスパン中央のたわみの推移

さらに、試験体 C には 300N の荷重を加えたクリープ試験を行った。このときの結果を図 22 に示した。これを見ると、試験体 A および B とは傾向が異なっていることが分かる。引張側ひずみ、圧縮側ひずみ別に表したのが図 23、24 である。引張側ひずみ、圧縮側ひずみ両方とも増加していることが分かる。また、図 25 に、スパン中央のたわみの推移を示した。これらを見ると、第二次クリープが生じていると考えられる。また、引張ひずみの増加よりも、圧縮ひずみの増加の方が大きい。このことは、杉山理論を裏付けているのではないかと考えられる。

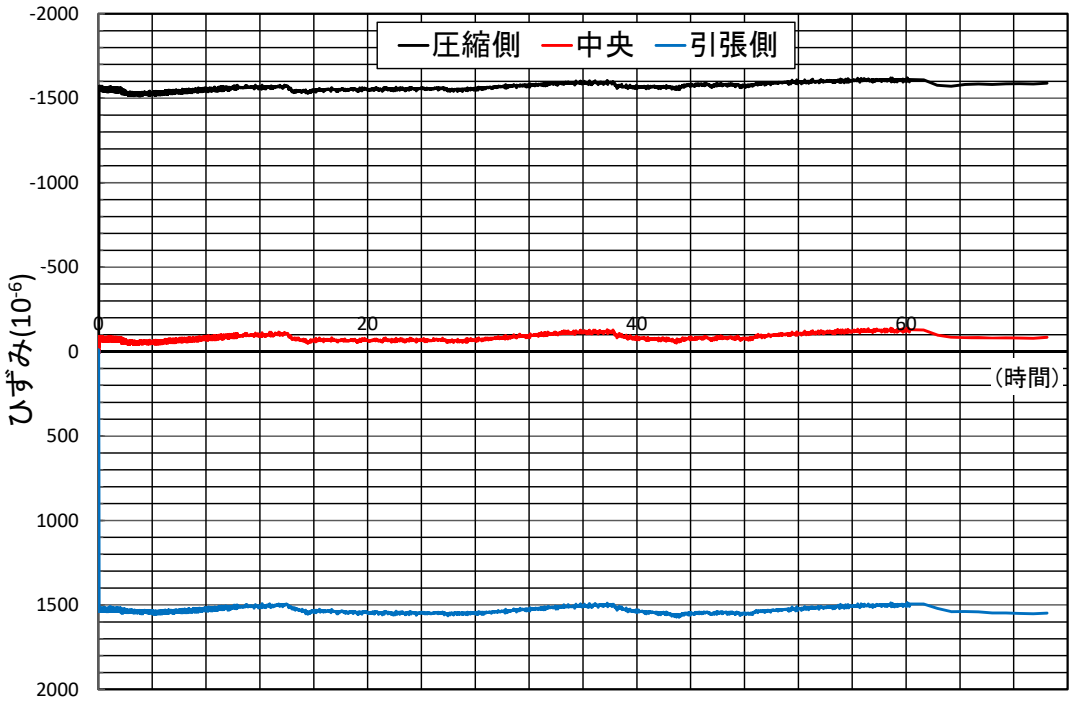


図 22　試験体 C における時間経過にともなうひずみの推移

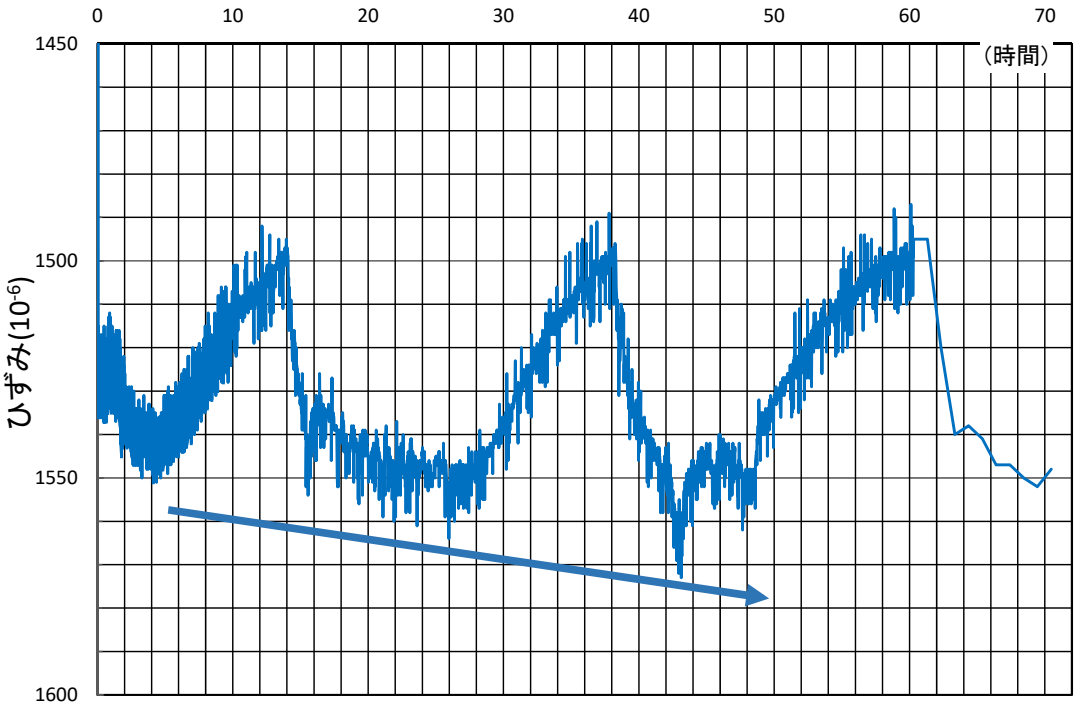


図 23　試験体 C における時間経過にともなう引張側ひずみの推移

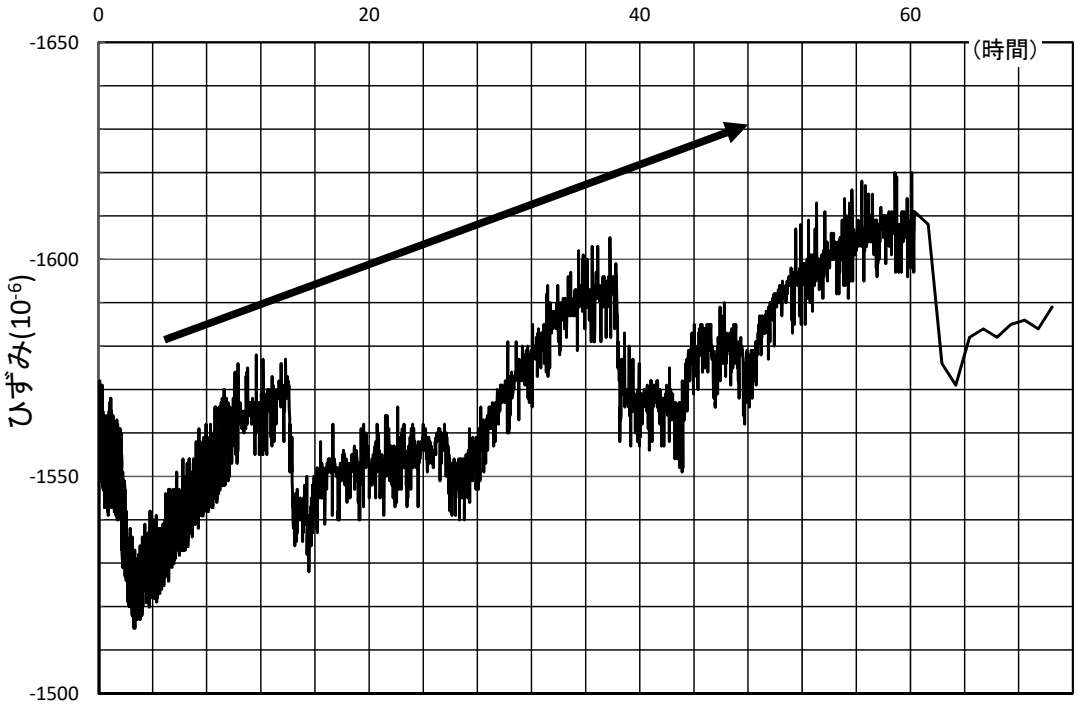


図 24　試験体 C における時間経過にともなう圧縮側ひずみの推移

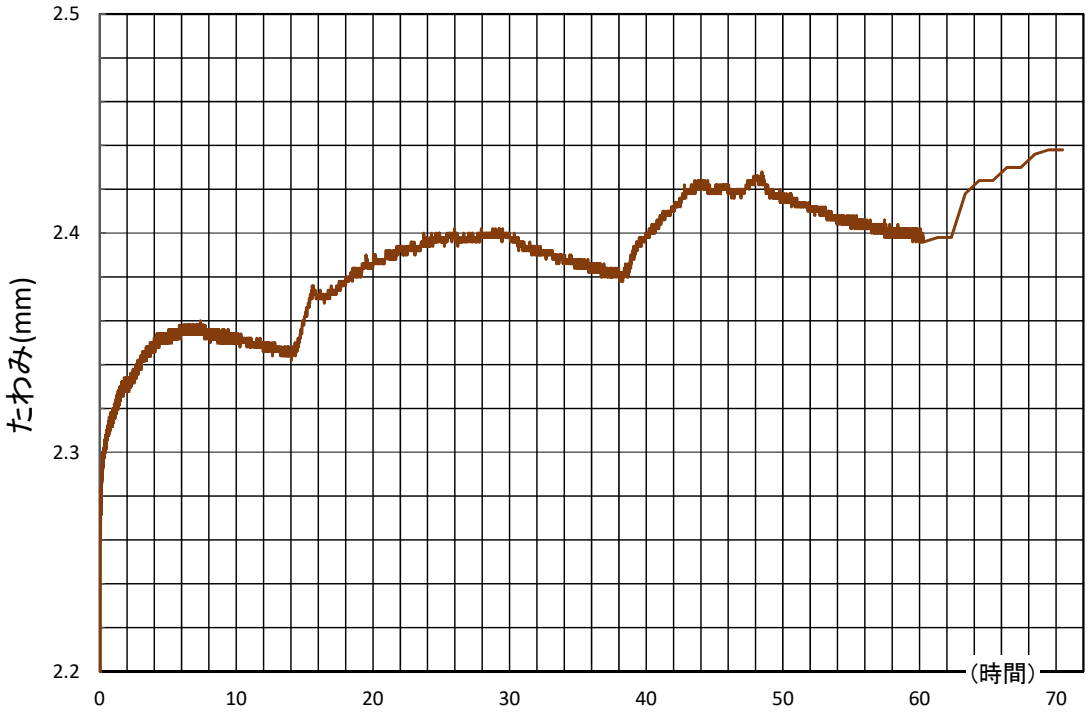


図 25　試験体 C における時間経過にともなうスパン中央のたわみの推移

5.1.6 まとめ

無欠点小試験体を用いて、図 1 に示すようなクリープモデルの妥当性を示した。つまり、クリープ変形の進展にしたがい、引張側よりは圧縮側のひずみが増加していくことを実験的に示した。また、鉄筋入集成材および集成材を図 10 および図 11 に示すようなモデル化を行い、クリープ関数を求めた。これらのクループ関数を用いて、終局的な破壊を引張縁の引張破壊とすると、破壊までの時間を求めることができ、同じ応力レベルに対し、鉄筋入集成材の方が集成材よりも破壊するまでの時間が長くなることが示された。

このように、クリープ変形を生じにくい鉄などの材料と木材を組み合わせた複合材料について、荷重継続時間の影響に関する解析を、モデルを用いて理論的に解明することが可能である。論理的な齟齬がなければ、理論的解析により、新しい複合材料の基準強度算定を認める可能性も考えてみる必要があるのではないだろうか。

文献

1) 杉山英男：木材ばりのクリープ性状の理論的考察（その１）－木材および木質材料を用いた構造の断面設計の新体系確立のための提案と考察―（第 1 報）、日本建築学会論文報告集、第 155 号、p.9-16、昭和 44 年 1 月.

2) 桑村　仁：鉄骨木質構造の発展に向けた木材の粘弾性に関する研究、その 1～3、2011 年度日本建築学会関東支部研究報告集I、449-460、2012 年 3 月.

5.2　欧米における荷重継続時間の影響係数に関する取り扱い

5.2.1　はじめに

欧州、カナダおよびアメリカにおける荷重継続時間の影響(DOL)係数に関する取り扱いについて紹介する。特に、　ユーロコード（Structural Timber Design to Eurocode 5）において、異なった木質材料を組み合わせた木質部材の基準強度算定に対し、DOL 係数がどのように取り入れられているのかについて紹介する。該当すると考えられる個所は、第 7 章「Chapter 7 Design of Composite Timber and Wood-Based Sections：木材や木質材料を組み合わせた複合材料の設計」であるが、まず、ユーロコードの概略を紹介する。ユーロコードは限界状態設計（Limit States Design：LSD）を採用しており、わが国における許容応力度設計とは異なっているからである。また、カナダおよびアメリカの規準において、ユーロコード第 7 章で紹介されている複合材料の強度設計における DOL 係数の取り扱いについても紹介する。

5.2.2　ユーロコードの概略

5.2.2.1　LSD の原則と設計

構造物が、設計のクライテリアを満足できるか、できないかという状態が限界状態である。限界状態には様々なものが考えられるが、通常次の 2 つを考える。

終局限界状態（Ultimate Limit States：ULS）－構造物の破壊、崩壊に関わる状態

使用限界状態（Serviceability Limit States：SLS）－変形や振動など通常の使用状態に関わる状態

次に、構造物は、耐用期間内に生じる作用や環境要因に対し、設計されなければならないので、ユーロコードでは、次の 4 つの条件を想定している。

持続的設計条件（persistent design situations）－通常の使用条件（自重、風や雪などの外力）

一時的設計条件（transient design situations）－建設中や修復中などの一時的な条件

偶発的設計条件（accidental design situations）－爆発などの偶発的な条件

地震（seismic）－地震により発生する条件

5.2.2.2　ULS

人々や構造物の安全性に関する状態である。具体的に木造に関連するものとしては、次の 5 つがあげられる。

・構造物全体あるいは一部の平衡状態の消失
・過度の変形による破壊
・機械的な破壊
・破断による破壊
・構造安定性の喪失による破壊

5.2.2.3　SLS

構造物の機能に関係することや過度な変形、亀裂などの見かけに関する状態、使用者の快適性に関する状態である。まず、計画の当初から、不可逆的な状態と可逆的な状態との間の違いを明確にすべきである。不可逆的な状態では、使用限界状態を満たさない状態を引き起こす作用が取り除かれたとしても、使用限界状態は永久に満たされないであろう。一方、可逆的な状態では、使用限界状態を満たさない状態を取り除けば、使用限界状態は満たされることになる。ユーロコードでは、次の 3 つに分類される。

・使用限界状態を満たさない状態は許容されない場合－決められた組合せ（characteristic combination）が用いられる

・反復し、作用時間も超過してしまう状態が建築主によって許容される場合－繰り返し組合せ（frequent combination）が用いられる
・長時間作用する状態が建築主によって許容される場合－準永久組合せ（quasi-permanent combination）が用いられる

5.2.2.4　作用（actions）

荷重は作用（action）と呼ばれるカテゴリーに分類される。作用は、永久作用（Permanent actions：*G*）、変動作用（Variable actions：*Q*）、偶発作用（Accidental actions：*A*）に分類される。永久作用は、不変で時間経過にともなう変動が極めて小さい作用であり、自重、固定設備、建具類などで、荷重で言えば固定荷重である。変動作用は、時間の経過とともに変動する作用であり、荷重で言えば風荷重や積雪荷重、熱負荷である。偶発作用は、爆発や衝撃力である。各作用の単独の特性値は、永久作用では G_k、変動作用では Q_k、偶発作用では A_k で表されるが、変動作用には、次のような特性値もある。1 つ目は、結合値（combination value：$\psi_0 Q_k$）であり、終局限界状態や不可逆的な使用限界状態の検証に使われる。2 つ目は、頻繁値（frequent value：$\psi_1 Q_k$）であり、偶発的な作用を含む ULS および可逆的な SLS の検証に使われる。3 つ目は、準永久値（quasi-permanent value：$\psi_2 Q_k$）であり、ULS および SLS の長期的な影響、地震を含む偶発的な作用の組合せにおける ULS の検証に使われる。ψ_0、ψ_1、ψ_2 は、作用の特性値を減ずる係数である。ψ_0 は結合値で、各荷重が同時生起する確率を考慮するため、特性値を減ずるための係数である。ψ_1 は時間に関わるもので、作用の上限値を設定するための係数で、建物の場合、作用する超過時間の割合が再現期間の 1%となるように設定されている。また、ψ_2 も時間に関わるもので、木造では、クリープ荷重を導きだすために、変動作用を等価な永久作用（準永久作用）に変換する係数である。床では、作用する超過時間の割合が再現期間の 50%となるように設定されている。風荷重、温度荷重および標高が 1000m 未満の区域における積雪荷重の場合には、ψ_2 の値は 0 である。ψ_2 の値を表 1 に示した。

また、作用の特性値を算出しなければならないが、この場合同時に生起すると考えられる作用を組合せなければならない。LSD では、作用を組合せる場合、主作用と従作用に分けて考える。

表 1　係数 ψ の値

変動作用		ψ_0	ψ_1	ψ_2
建物に加わる荷重	分類 A：住居区域	0.7	0.5	0.3
	分類 B：商業区域	0.7	0.5	0.3
	分類 C：群衆区域	0.7	0.7	0.6
	分類 H：屋根（積雪荷重や風荷重と同時には作用しない）	0.7	0	0
雪荷重（標高 1000m 未満の区域）		0.5	0.2	0
風荷重		0.5	0.2	0

5.2.2.5　荷重継続時間等級（Load duration classes）

荷重継続時間の影響に関する等級は、表 2 に示すように分類されている。

表 2　荷重継続時間の影響に関する等級

等級	継続時間	例
永久荷重	10 年超	自重
長期荷重	6 ヵ月～10 年以内	倉庫（屋根裏を含む）の貯蔵物、水槽

中期荷重	1 週間～6 ヵ月以内	積載荷重
短期荷重	1 週間未満	雪、屋根の維持管理のための人、事故後の残存構造物
瞬間荷重	瞬間	風、衝撃、爆発

5.2.2.6　様々な調整係数

使用環境に関する等級（Service　classes）は、表 3 に示すように分類されている。また、荷重継続時間の影響を考慮した係数 k_{mod} の値は、表 4 に示されている。

表 3　使用等級

使用等級 1	針葉樹の含水率が 12%を超えない環境 温度が 20℃で、相対湿度が年間に数週間 65%を超えるような環境
使用等級 2	針葉樹の含水率が 20%を超えない環境 温度が 20℃で、相対湿度が年間に数週間 85%を超えるような環境
使用等級 3	針葉樹の含水率が 20%を超える環境

表 4　k_{mod} の値

材料	使用等級	永久荷重	長期荷重	中期荷重	短期荷重	瞬間荷重
製材	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
集成材	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
LVL	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
合板	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
OSB	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90

材料の材質や寸法の変動とともに、構造設計する場合のモデル化における不確実性を考慮した部分係数 γ_M の値は、表 5 に示されている。

表 5　材料の材質および耐力における部分係数 γ_M

状態および組合せ			γ_M
ULS における基本的組合せ	製材（保存処理を行った製材も含む）		1.3
	集成材		1.25
	LVL、合板、OSB		1.2
	パーティクルボード		1.3
	ファイバーボード、ハードボード、MDF		1.3
	メタルプレート	固定強度	1.3
		プレート強度	1.15
	メタルプレート以外の接合		1.3
ULS における事故的組合せ	すべての材料および接合		1.0
SLS におけるすべての組合せ	すべての材料および接合		1.0

5.2.2.7　SLS における変形

部材や構造物の変形は、次の 2 つの段階で算定されなければならない。

(i) 荷重が加わったときであり、瞬間変形 u_{inst} と呼ばれる。

(ii) その後、時間に関わる変形（クリープ変形 u_{creep}）が生じ、これは終局変形 u_{fin} と呼ばれる。

また、変形は、次に示す 2 通りの方法で算出されるが、これらはクリープ挙動に依存している。

(a) 同じクリープ挙動を有する部材や要素、接合部からなる構造物

クリープ変形は、変形係数 k_{def} を用いて、次式で求められる。

$$u_{creep} = k_{def} \times u_{inst}$$

したがって、終局変形は次式となる。

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = u_{inst}(1 + k_{def})$$

変形係数 k_{def} の値を、表 6 に示す。

表 6　変形係数 k_{def} の値

材料と規格		使用等級 1	使用等級 2	使用等級 3
製材	EN14081-1	0.60	0.80	2.00
集成材	EN14080	0.60	0.80	2.00
LVL	EN14374、EN14279	0.60	0.80	2.00
合板	EN636-1	0.80	－	－
	EN636-2	0.80	1.00	－
	EN636-3	0.80	1.00	2.50
OSB	EN300-タイプ OSB/2	2.25	－	－
	EN300-タイプ OSB/3、OSB/4	1.50	2.25	－

作用が永久ではない場合、クリープの影響を等価な永久作用に変換しなければならない。これは、作用の準永久値を用いることによって行うことができる。以下に、作用別に算出方法を示す。

(i) 部材や接合部に作用する永久作用 G

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} + u_{creep,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def})$$

(ii) 部材や接合部に作用する主たる変動作用 Q_1

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} + u_{creep,Q,1} = u_{inst,Q,1}(1 + \psi_2 k_{def})$$

(iii) 部材 i や接合部 i に作用する従たる変動作用 Q_i

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} + u_{creep,Q,i} = u_{inst,Q,i}(1 + \psi_2 k_{def})$$

(iv) n 個の作用における終局変形

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \sum_{n=1}^{n} u_{fin,Q,i}$$

(b) 異なったクリープ挙動を有する部材や要素、接合部からなる構造物

このような場合、クリープ挙動は剛性や応力分布に影響を及ぼすので、瞬間変形とクリープ変形の間には、線形的な関係は成り立たない。瞬間変形は、上述したようにして算出することができるが、クリープ変形は瞬間的な荷重条件（準永久荷重の組合せではない）と低減した構造要素の剛性を用いた線形弾性解析から算出できる。

5.2.2.8　変形に及ぼす荷重継続時間

5.2.2.8.1　SLS 解析

SLS では、瞬間変形時および終局変形時におけるクライテリアと整合させるために、両時点での変形解析をしなければならない。このとき、異なった時間依存性を有する部材や要素からなる構造物では、剛性に及ぼすクリープの影響を考慮しなければならない。変形解析は、次に示すようにして行う。

(a) 瞬間変形時では、適切な弾性係数の平均値 E_{mean}、せん断弾性係数の平均値 G_{mean}、すべり係数

の平均値 K_{ser} の平均値を用いて、剛性を算出する。
(b) 最終変形時では、構造物が線形挙動を示し、同じクリープ挙動を有する部材、要素からなる場合、クリープ挙動は応力の挙動に影響を及ぼすことはなく、結果的に剛性は瞬間変形時に算出した値と同じ値を維持する。
(c) 終局変形時では、異なったクリープ挙動を有する部材、要素からなる場合、クリープ挙動が変形挙動に影響を及ぼしてしまうため、次式にしたがい、終局弾性係数の平均値 $E_{mean,fin}$、終局せん断弾性係数の平均値 $G_{mean,fin}$、および終局すべり係数の平均値 $K_{ser,fin}$ を用いて、低減した剛性を算出する。

$$E_{mean,fin}=\frac{E_{mean}}{(1+k_{def})}、\ G_{mean,fin}=\frac{G_{mean}}{(1+k_{def})}、\ K_{ser,fin}=\frac{K_{ser}}{(1+k_{def})}$$

したがって、SLS における弾性係数の設計値 $E_{d,SLS}$、せん断弾性係数の設計値 $G_{d,SLS}$、およびすべり係数の設計値 $K_{d,SLS}$ は、次式で算出する。

$$E_{d,SLS}=\frac{E_{mean}}{(1+k_{def})}、\ G_{mean,fin}=\frac{G_{mean}}{(1+k_{def})}、\ K_{ser,fin}=\frac{K_{ser}}{(1+k_{def})}$$

5.2.2.8.2　ULS 解析

ULS では、以下のようにして、強度および安定性を確認しなければならない。
(a) 図 1 に示す構造物の 1 次線形弾性解析で、構造物内の剛性分布が内部応力分布に影響を及ぼさない場合、適切な弾性係数の平均値 E_{mean}、せん断弾性係数の平均値 G_{mean}、すべり係数の平均値 K_{ser} の平均値を用いて、剛性を算出する。
(b) 構造物の 1 次線形弾性解析で、部材や要素、接合部の時間依存性が異なる場合、構造物内の剛性分布が内部応力分布に影響を及ぼす。終局状態では、次式にしたがい、終局弾性係数の平均値 $E_{mean,fin}$、終局せん断弾性係数の平均値 $G_{mean,fin}$、および終局すべり係数の平均値 $K_{ser,fin}$ を用いて、低減した剛性を算出する。

$$E_{mean,fin}=\frac{E_{mean}}{(1+\psi_2 k_{def})}、\ G_{mean,fin}=\frac{G_{mean}}{(1+\psi_2 k_{def})}、\ K_{ser,fin}=\frac{K_{ser}}{(1+\psi_2 k_{def})}$$

(c) 構造物の 2 次線形弾性解析では、適切な弾性係数、せん断弾性係数、すべり係数を用いて、剛性を算出する。

したがって、ULS における弾性係数の設計値 $E_{d,ULS}$、せん断弾性係数の設計値 $G_{d,ULS}$、およびすべり係数の設計値 $K_{d,ULS}$ は、次式で算出する。K_u は、瞬間変形時における ULS のための接合部のすべり係数である。

(a) $E_{d,ULS}=E_{mean}$、$G_{d,ULS}=G_{mean}$、$K_{d,ULS}=K_{mean}$

(b)終局状態 $E_{d,ULS}=\frac{E_{mean}}{(1+\psi_2 k_{def})}$、$G_{d,ULS}=\frac{G_{mean}}{(1+\psi_2 k_{def})}$、$K_{d,ULS}=\frac{K_{ser}}{(1+\psi_2 k_{def})}$

(c) $E_{d,ULS}=\frac{E_{mean}}{\gamma_M}$、$G_{d,ULS}=\frac{G_{mean}}{\gamma_M}$、$K_{d,ULS}=K_u$

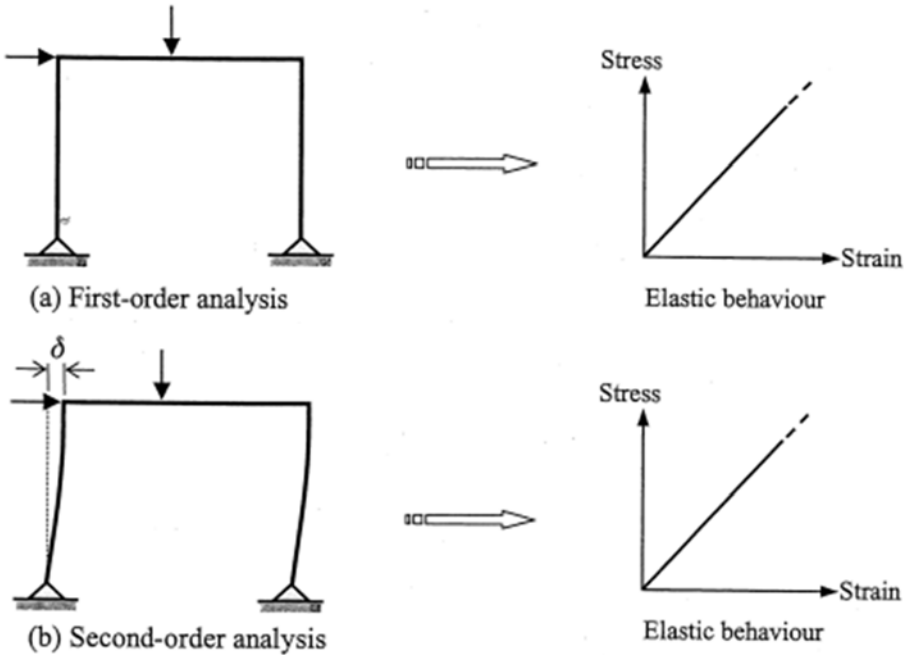


図 1　1 次および 2 次線形弾性解解析（first- and second-order linear elastic analysis）

5.2.2.9　第 7 章　木材や木質材料を組み合わせた複合材料の設計

図 2 に示すような複合材料、つまり、薄いウェブの梁（I 型梁）あるいは薄いフランジの梁（箱型梁）に関する設計手法を示している。このような材料の最大の利点は、高剛性で自重の割には大きな荷重を負担することができるということである。また、図 2 に示すような材料は、床、屋根など、木造ではいたるところに使われている。ウェブとフランジなどの要素同士は、複合材料が単一のユニットとして機能するために、接着により接合されている。言い換えれば、要素間にはすべりは生じないという仮定で設計されている。通常、ウェブとフランジは、異なった材料で作られている。例えば、I 型梁の場合、ウェブは合板や OSB、フランジは構造用製材や LVL、集成材である。要素同士が効率的に働くよう、信頼性の高い接着接合が要求されるため、要素は欠点の少ない材料を用いて、高い品質管理の下で製造される。

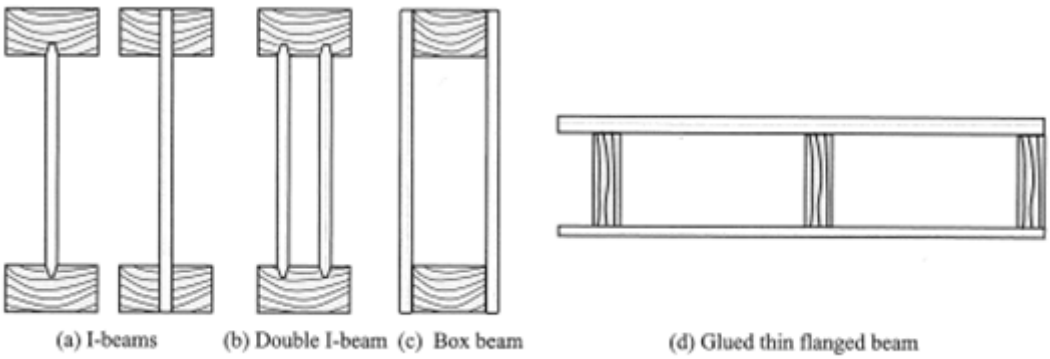


図 2　複合材料の例

5.2.2.9.1　強度設計

図 2 に示した複合材料は、鉛直荷重を負担する梁として用いられるのが一般的である。したがって、曲げモーメントを受けた場合の応力解析は、次に示す 2 つの仮定の下に成り立つ梁理論を用いている。

1) 断面形不変の仮定： 断面形は，梁がたわんだ後も変化しない。

2) Bernoulli-Euler の仮定： 梁を側面から見た場合、その面内ではせん断変形が生じず、直交していた 2 直線は梁がたわんだ後も直交を保つ。

梁理論によれば、断面に生じるひずみは線形であり、図 3 に示すように中立軸からの距離に比例している。また、ウェブとフランジのヤング係数は異なるので、弾性係数を同じと仮定し、断面を変換した等価断面法を用いて応力解析が行われるのが一般的である。さらに、スパンに対するフランジ幅の比はかなり小さいので、シェアラグ（せん断遅れ）は無視する。文献には、SLS における変形解析や箱型梁の解析も記されているが、ここでは荷重継続時間の影響に係わる、I 型梁におけるウェブとフランジにおける強度解析のみを紹介する。

5.2.2.9.2　強度解析

強度解析は、ULS に対して行われる。曲げが加わった場合のウェブにおける弾性域での応力分布が図 3 に示されている。このような応力状態に加え、中立軸方向に働く軸力も含めて解析する。曲げに抵抗する床梁が第一の機能であるが、軸力を考慮する場合には、複合応力下でのフランジ引張側における引張曲げ応力が重要となる。

ウェブやフランジなどの要素は、異なったクリープ挙動を示すため、荷重継続時間や含水率によって、曲げ応力は変動する。したがって、このような影響を考慮に入れて解析しなければならない。応力分布は、荷重が加わった瞬間の状態で解析されるが、クリープ挙動が生じる状態では、強度に関係する最大の応力を引き起こす荷重に調整した、終局剛性平均値を用いて解析が行われる。これらの値は、次式で算出される。

(a) 荷重が加わった瞬間の状態

$$E_{\mathrm{d,ULS}}=E_{\mathrm{mean}}、\ G_{\mathrm{d,ULS}}=G_{\mathrm{mean}}$$

(b) 最終剛性平均値に関連した状態

$$E_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}、\ G_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}$$

ここで、各記号の意味は以下である。

$E_{\mathrm{d,ULS}}$：終局限界状態における弾性係数の設計値

$G_{\mathrm{d,ULS}}$：終局限界状態におけるせん断弾性係数の設計値

E_{mean}：要素の弾性係数の平均値

G_{mean}：要素のせん断弾性係数の平均値

k_{def}：変形係数（表 6）

ψ_2：強度に関係した最大の応力を引き起こす作用の準永久値（quasi-permanent）に換算するための係数（表 1）

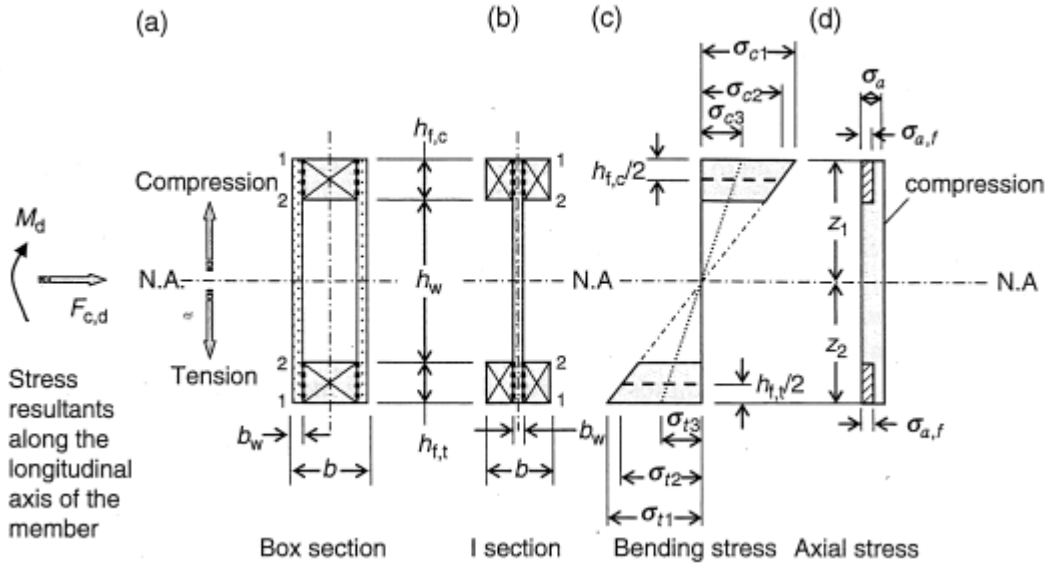


図 3　ウェブと応力

等価断面法は次の仮定にしたがって、用いられる。

(i) フランジは、変形係数 $k_{def,f}$ および平均弾性係数 $E_{mean,f}$ を有する

(ii) ウェブは、変形係数 $k_{def,w}$ および平均弾性係数 $E_{mean,w}$ を有する

等価断面積 A_{ef}、等価断面二次モーメント I_{ef} は次式で算出できる。

(a) 瞬間時点

$$A_{ef,f} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)A_w \text{、} \quad I_{ef,f} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)I_w$$

(b) 終局平均剛性に関連した終局時点

(i) 永久作用 G による設計

$$A_{ef,fin} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)\left(\frac{1+k_{def,f}}{1+k_{def,w}}\right)A_w \text{、} \quad I_{ef,fin} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)\left(\frac{1+k_{def,f}}{1+k_{def,w}}\right)I_w$$

(ii) 変動作用 Q_i による設計

$$A_{ef,fin} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)\left(\frac{1+\psi_{2,i}k_{def,f}}{1+\psi_{2,i}k_{def,w}}\right)A_w \text{、} \quad I_{ef,fin} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}\right)\left(\frac{1+\psi_{2,i}k_{def,f}}{1+\psi_{2,i}k_{def,w}}\right)I_w$$

A_f、A_w はそれぞれフランジ、ウェブの断面積であり、

図 3a： $A_f = (b-2b_w)(h_{f,c}+h_{f,t})$ 、図 3b： $A_f = (b-b_w)(h_{f,c}+h_{f,t})$

図 3a： $A_w = 2b_w(h_w+h_{f,c}+h_{f,t})$ 、図 3b： $A_w = b_w(h_w+h_{f,c}+h_{f,t})$

また、I_f、I_w は、それぞれフランジ、ウェブの断面二次モーメントである、

5.2.2.9.2.1　フランジにおける応力

(a) 曲げ応力

曲げによる最大応力は、最外縁、つまり図 3 で表される中立軸からの位置 z_1 および z_2 で生じる。

瞬間時および終局時における z_1 および z_2 の位置は、それぞれ $z_{1,nst}$、$z_{2,inst}$ および $z_{1,fin}$、$z_{2,fin}$ と表される。曲げと軸力の組合せによる、z_1 における最大設計圧縮応力は、次式で算出される。
瞬間時では

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{c1} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{1,inst} \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{c1} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,fin}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} z_{1,fin} \right)$$

同様に、曲げと軸力の組合せによる、z_2 における最大設計引張応力は、次式で算出される。
瞬間時では

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{t1} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{2,inst} \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{t1} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,fin}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} z_{2,fin} \right)$$

ユーロコードでは、クライテリアは次式となる。

$$\sigma_{f,inst,c,max,d}、\ \sigma_{f,fin,c,max,d}、\ \sigma_{f,inst,t,max,d}、\ \sigma_{f,fin,t,max,d} \le f_{m,d}$$

$f_{m,d}$ は設計曲げ基準強度であり、次式で求められる。

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot k_{sys} \cdot k_{m,k} / \gamma_M$$

k_{sys} はシステム係数、k_h は寸法調整係数、$f_{m,k}$ は曲げ基準強度である。
(b) 圧縮応力
曲げ応力に圧縮応力を加えたフランジにおける圧縮応力の平均値は次のように表される。
瞬間時では

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{c2} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(z_{1,inst} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{c2} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,fin}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(z_{1,fin} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right)$$

ユーロコードでは、設計規準は次式となる。

$$\sigma_{f,inst,c,max,d}、\ \sigma_{f,fin,c,max,d} \le k_c f_{c,o,d}$$

$f_{c,o,d}$ は修正圧縮基準強度であり、次式で求められる。

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

$f_{t,0,d}$ はフランジに用いられている材料の設計引張強度、$f_{t,o,k}$ はフランジに用いられている材料の繊維に平行な引張基準強度である。k_h は寸法調整係数である。

(c) 引張応力

曲げ応力に引張応力を加えたフランジにおける引張応力の平均値は次のように表される。

瞬間時では

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{t2} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(z_{2,inst} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{a,f} + \sigma_{t2} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,fin}} + \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(z_{2,fin} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right)$$

ユーロコードでは、設計規準は次式となる。

$$\sigma_{f,inst,t,max,d}、\ \sigma_{f,fin,t,max,d} \le f_{t,o,d}$$

$f_{c,o,d}$ は修正圧縮基準強度であり、次式で求められる。

$$f_{t,o,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}$$

$f_{c,0,d}$ はフランジに用いられている材料の設計圧縮強度、$f_{c,o,k}$ はフランジに用いられている材料の繊維に平行な圧縮基準強度である。k_c は横座屈を考慮するための係数である。

5.2.2.9.2.2　ウェブにおける応力

(a) 曲げ応力

曲げと軸方向の圧縮力の組合せによる、圧縮側 z_1 におけるウェブの最大設計圧縮応力は、次式で算出される。

瞬間時では

$$\sigma_{w,inst,c,d} = \sigma_a + \sigma_{c3} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{1,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{w,inst,c,d} = \sigma_a + \sigma_{c3} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{1,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1+\psi_2 k_{def,f}}{1+\psi_2 k_{def,w}} \right)$$

同様に、引張側 z_2 における最大設計引張応力は、次式で算出される。

瞬間時では

$$\sigma_{w,inst,t,d} = \sigma_a + \sigma_{t3} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{2,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right)$$

終局時平均値状態では

$$\sigma_{w,inst,c,d} = \sigma_a + \sigma_{t3} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef,inst}} z_{2,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1+\psi_2 k_{def,f}}{1+\psi_2 k_{def,w}} \right)$$

ユーロコードでは、設計規準は次式となる。

$$\sigma_{w,inst,c,d}、\ \sigma_{w,fin,c,d} \le f_{c,w,d}$$

$$\sigma_{w,inst,t,d}、\ \sigma_{w,fin,t,d} \le f_{t,w,d}$$

$f_{c,w,d}$、$f_{t,w,d}$は、それぞれ圧縮基準強度、引張基準強度であり、次式で求められる。

$$f_{c,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,w,k}}{\gamma_M}、\quad f_{t,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{t,w,k}}{\gamma_M}$$

$f_{c,w,k}$、$f_{t,w,k}$は、ウェブに用いられている材料の圧縮基準強度、引張基準強度である。

(b) せん断による座屈およびせん断応力の検証

せん断による座屈解析は、ウェブの座屈抵抗を検証することによって行われるが、ユーロコードにおける検証は、安全側に立ち、次式に示す簡便な設計規準が用いられている。

$$h_w \le 70 b_w$$

この式は、軸力が見かけの圧縮応力を生じる場合にだけ適用できるということに留意する必要がある。ウェブにおけるせん断応力は変化するが、$h_w \le 35 b_w$の場合、せん断応力が均一に分布していると仮定すると、せん断に抵抗するウェブのせいは$h_w + 0.5(h_{f,t} + h_{f,c})$と表すことができる。しかし、$35 b_w < h_w \le 70 b_w$の範囲では、せん断抵抗は座屈安定効果により減少すること、また、I 型梁や箱型梁ではせん断応力は均一に分布していると仮定すれば、ウェブのせいはh_wに依存しており、次式で算出される。

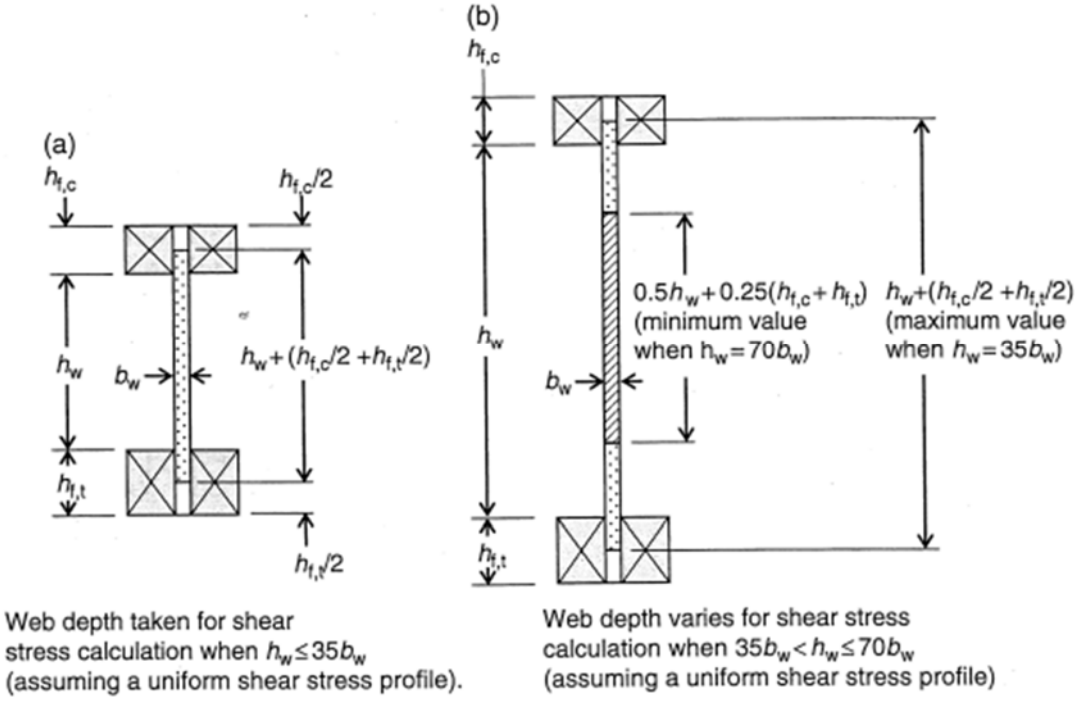


図 4　ウェブの強度に関するクライテリア

$$F_{v,w,Ed} = \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \dfrac{0.5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & h_w \le 35 b_w \\ 35 b_w^{\,2} \left(1 + \dfrac{0.5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & 35 b_w < h_w \le 70 b_w \end{cases}$$

$$f_{v,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M}$$

$F_{v,w,Ed}$：各ウェブに働く設計せん断力
$f_{v,0,d}$：ウェブの設計シェア強度
$f_{v,k}$：ウェブの基準シェア強度

(c) ウェブとフランジの境界における接着せん断応力

フランジに生じる水平せん断応力は、接着層を通してフランジとウェブの境界に伝達される。この場合の限界設計状態は、ウェブのローリングシェア強度となる。設計せん断応力は、次式で表される。

瞬間時では

$$\tau_{inst,mean,d} = \frac{V_d S_{f,inst}}{I_{ef,inst}(n h_f)}$$

終局時平均値状態では

$$\tau_{fin,mean,d} = \frac{V_d S_{f,fin}}{I_{ef,fin}(n h_f)}$$

・$\tau_{inst,mean,d}$：フランジとウェブ間の接着層における瞬間変形時の設計水平せん断応力
・$\tau_{fin,mean,d}$：フランジとウェブ間の接着層における終局変形時の設計水平せん断応力
・V_d：せん断応力が最大となる位置での設計せん断力
・$S_{f,inst}$：瞬間変形時におけるウェブを除くフランジの中立軸に関する断面 1 次モーメント
・$S_{f,fin}$：終局変形時におけるウェブを除くフランジの中立軸に関する断面 1 次モーメント
・h_f：フランジのせいで、$h_{f,c}$ か $h_{f,t}$ のどちらか
・n：フランジとウェブの接着層の数

ユーロコードでは、フランジのせいが 4bw よりも大きい場合、図 3 の 2 の位置近傍における応力集中の影響を考慮しており、設計式は次式となる。

$$\tau_{inst,mean,d}、\ \tau_{fin,mean,d} \le \begin{cases} f_{v,90,d} & h_f \le 4 b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\dfrac{4 b_{ef}}{h_f}\right)^{0.8} & h_f > 4 b_{ef} \end{cases}$$

$$f_{v,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{\tau,k}}{\gamma_M}$$

・$f_{v,90,d}$：ウェブの設計ローリングシェア応力
・$f_{\tau,k}$：ウェブの基準ローリングシェア強度

・$b_{ef}=\begin{cases} b_w & \text{箱型梁} \\ \dfrac{b_w}{2} & \text{I型梁} \end{cases}$

5.2.2.10　設計例

設計例で示す。図 5 に示すような I 型梁の設計例である。フランジは製材、ウェブは合板である。表面単板の繊維方向はスパンに平行、ウェブは連続しており、継ぎ目はない。スパン全長にわたって横方向は拘束されている。また、端部は曲げねじれ剛性を確保するために、製材のブロッキングが用いられている。自重は 0.9kN/m^2、変動作用の中期荷重（積載荷重）は 2.0kN/m^2 である。フランジに用いられている製材の等級は C18、合板は 5 層で厚さ 12.5mm のカナダ針葉樹合板である。使用等級は 2 である。以下、振動を除いた ULS に対する設計、および中期の軸方向の圧縮力 0.5kN が加わった場合の ULS に対する設計について照査する。

(1)寸法

スパン L_e=4.0m、梁のせい H=250mm、梁のピッチ B_s=0.45m、

フランジの幅 b_f=45mm、フランジのせい h_f=50mm

ウェブの幅 b_w=12.5mm、フランジ間のせい $h_w=H-2\cdot h_f$=150mm

ウェブの断面積 $A_w=b_w\times H=3.13\times10^{-3}$m^2、$b_f=b_w/2$=6.25mm

(2)材料

・製材

曲げ基準強度 $f_{m,k}$=18N/mm^2

繊維方向の圧縮基準強度 $f_{c,0,k}$=18N/mm^2

繊維方向の引張基準強度 $f_{t,0,k}$=11N/mm^2

繊維方向の弾性係数 $E_{0,mean}$=9.0kN/mm^2

・カナダ産針葉樹合板

圧縮基準強度 $f_{p,c,90,k}$=9.7N/mm^2

引張基準強度 $f_{p,t,90,k}$=7.4N/mm^2

基準せん断強度 $f_{p,v,k}$=3.5N/mm^2

ローリングシェア基準強度 $f_{p,\tau,k}$=0.64N/mm^2

弾性係数 $E_{p,c,90,mean}$=3.906kN/mm^2

せん断弾性係数 $G_{w,mean}$=0.430N/mm^2

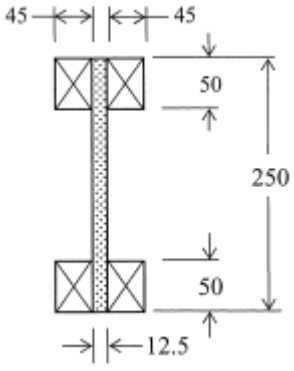


図 5　設計例

(3) 部分係数

永久作用 γ_G=1.35、変動作用 γ_Q=1.5

変動作用の組合せ値$\psi_0 = 0.7$、変動作用の準永値$\psi_2 = 0.3$

製材の ULS における材料係数γ_M=1.3、合板の ULS における材料係数γ_M=1.2

(4) 作用

永久作用（自重）G_k=0.9kN/m^2、中期変動作用（積載荷重）Q_k=2.00kN/m^2

軸方向における中期作用 Ql_k=0.5kN

(i) ULS

(a) 軸方向の荷重がない場合

クリティティカルな荷重組合せによる設計荷重$F_d = (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot B_s = 1.9\text{kN/m}$

クリティティカルな荷重組合せによる設計モーメント$M_d = \dfrac{F_d \cdot L_e^{\,2}}{8} = 3.79\text{kN} \cdot \text{m}$

クリティティカルな荷重組合せによる設計せん断力$V_d = F_d \dfrac{L_e}{2} = 3.79\text{kN}$

(b) 軸方向の荷重がある場合

軸方向の設計荷重$F_{c,d} = \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Ql_k = 0.53\text{kN}$

(ii) SLS

永久作用による設計荷重$F_{SLS,G} = G_k \cdot B_s = 0.41\text{kN/m}$

変動作用による設計荷重$F_{SLS,Q} = Q_k \cdot B_s = 0.9\text{kN/m}$

(5) 調整係数

使用環境 2 における永久荷重継続時間係数$k_{mod,prm} = 0.6$

使用環境 2 における中期荷重継続時間係数$k_{mod,med} = 0.8$

システム係数$k_{sys} = 1.0$

曲げおよび軸方向引張力に関する製材の寸法調整係数$k_h = \min\left[\left(\dfrac{150\text{mm}}{h_f}\right), 1.3\right]$

使用環境 2 における製材の変形係数$k_{def,f} = 0.8$

使用環境 2 における合板の変形係数$k_{def,f} = 1.0$

圧縮側のフランジにおける座屈拘束係数$k_c = 1.0$

(5) 等価断面における寸法

(i) 瞬間時

ウェブの等価厚さ $b_{\mathrm{w,tfd}} = \left(b_{\mathrm{w}} \cdot \frac{E_{\mathrm{p,c,90,mean}}}{E_{\mathrm{0,mean}}} \right) = 5.5\mathrm{m}$

フランジの断面二次モーメント $I_{\mathrm{ef,f}} = \frac{2 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot H^3}{12} - \frac{2 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot (H - 2 \cdot f_{\mathrm{f}})^3}{12}$

フランジの断面二次モーメント $I_{\mathrm{ef,w}} = \frac{2 \cdot b_{\mathrm{w,tfd}} \cdot H^3}{12}$

断面積 $A_{\mathrm{ef,inst}} = 2 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot h_{\mathrm{f}} + b_{\mathrm{w,rfd}} \cdot H = 5.88 \times 10^3 \mathrm{mm}^2$

I 型梁の等価断面二次モーメント $I_{\mathrm{ef}} = I_{\mathrm{ef,w}} + I_{\mathrm{ef,w}} = 9.9 \times 10^7 \mathrm{mm}^4$

(ii) 終局時

まず、最大の応力を求めるために、次式で永久作用と変動作用に関する比を算出する。

$$r = \frac{\gamma_{\mathrm{G}} \cdot G_k}{k_{\mathrm{mod,perm}}} \cdot \frac{k_{\mathrm{mod,med}}}{\gamma_{\mathrm{Q}} \cdot Q_k + \gamma_{\mathrm{G}} \cdot G_k} = 0.38$$

1.0 より小さいので、変動作用の組合せの方が、大きな応力を生じる。したがって、ψ_2 を用いる。

変動作用における準永久値を用いた等価厚さ

$$b_{\mathrm{c,w,tfd}} = \left(b_w \cdot \frac{E_{\mathrm{p,c,90,mean}}}{E_{\mathrm{0,mean}}} \right) \cdot \frac{1 + \psi_2 \cdot k_{\mathrm{def,f}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\mathrm{def,w}}} = 5.25\mathrm{mm}$$

断面積 $A_{\mathrm{ef,fin}} = 2 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot h_{\mathrm{f}} + b_{\mathrm{cw,rfd}} \cdot H = 5.81 \times 10^3 \mathrm{mm}^2$

I 型梁の等価断面二次モーメント $I_{\mathrm{c,ef}} = I_{\mathrm{ef,w}} + I_{\mathrm{c,ef,w}} = 9.87 \times 10^7 \mathrm{mm}^4$

(6) フランジとウェブにおける曲げ応力の照査

通常、フランジの平均弾性係数はウェブよりも大きいので、終局変形時におけるフランジの応力と瞬間変形時におけるウェブの応力を照査すればよい。

(a) 軸方向の荷重がない場合

ULS における設計は、永久作用と中期変動作用の組合せによって行われる。

終局時の曲げによるフランジの応力

フランジの上下最外縁における応力 $\sigma_{\mathrm{f,c,max,d,c}} = \frac{M_{\mathrm{d}}}{I_{\mathrm{c,ef}}} \cdot \frac{H}{2} = 4.8\mathrm{N/mm}^2$

フランジの曲げ強度 $f_{\mathrm{m,d}} = \frac{k_{\mathrm{mod,med}} \cdot k_{\mathrm{h}} \cdot k_{\mathrm{sys}} \cdot f_{\mathrm{m,k}}}{\gamma_{\mathrm{M}}} = 13.8\mathrm{N/mm}^2 > 4.8\mathrm{N/mm}^2$

終局時の曲げによるフランジの応力

ウェブの応力 $\sigma_{\mathrm{c,fin,c,d}} = \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2} \left(\frac{E_{\mathrm{p,c,90,mean}}}{E_{\mathrm{0,mean}}} \right) \cdot \left(\frac{1 + \psi_2 \cdot k_{\mathrm{def,f}}}{1 + \psi_2 \cdot k_{\mathrm{def,w}}} \right) = 2.02\mathrm{N/mm}^2$

ウェブの曲げ応力 $\sigma_{c,fin,c,d} = \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2}\left(\frac{E_{p,c,90,mean}}{E_{0,mean}}\right) = 2.11\text{N/mm}^2$

圧縮側におけるウェブの強度 $f_{c,w,d} = \frac{k_{mod,med} \cdot k_{sys} \cdot f_{p,c,90,k}}{\gamma_{pM}} = 6.47\text{N/mm}^2 > 2.11\text{N/mm}_2$

引張側におけるウェブの強度 $f_{t,w,d} = \frac{k_{mod,med} \cdot k_{sys} \cdot f_{p,t,90,k}}{\gamma_{pM}} = 4.93\text{N/mm}^2 > 2.11\text{N/mm}^2$

終局時における軸応力によるフランジの応力

軸力による上限最外縁におけるフランジの応力

$\sigma_{f,fin,c,d} = \frac{M_d}{I_{c,ef}} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{h_f}{2}\right) = 3.84\text{N/mm}^2$

圧縮側の軸強度 $f_{c,0,d} = \frac{k_{mod,med} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 11.08\text{N/mm}^2 > 3.84\text{N/mm}^2$

横座屈を考慮した軸強度 $k_c \cdot f_{c,0,d} = 1.08\text{N/mm}^2$

引張側の軸強度 $f_{t,0,d} = \frac{k_{mod,med} \cdot k_h \cdot k_{sys} \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 8.43\text{N/mm}^2 > 3.84\text{N/mm}^2$

(b) 軸方向の荷重がある場合

ULS における設計は、永久作用と中期変動作用の組合せによって行われる。

終局時の曲げによるフランジの応力

フランジの上側最外縁における応力

$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{ef,fin}} + \frac{M_d}{I_{c,ef}} \cdot \frac{H}{2} = 4.89\text{N/mm}^2 < 13.8\text{N/mm}^2$

終局時の曲げによるウェブの応力

圧縮側の終局時のウェブの曲げ応力

$\sigma_{w,fin,c,d} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2}\right)\left[\left(\frac{E_{p,c,90,mean}}{E_{0,mean}}\right) \cdot \left(\frac{1+\psi_2 \cdot k_{def,f}}{1+\psi_2 \cdot k_{def,w}}\right)\right] = 2.05\text{N/mm}^2 < 6.47\text{N/mm}^2$

圧縮側の瞬間時のウェブの曲げ応力

$\sigma_{w,inst,c,d} = \left(\frac{F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2}\right)\left[\left(\frac{E_{p,c,90,mean}}{E_{0,mean}}\right)\right] = 2.05\text{N/mm}^2$

この値は、5%ほど瞬間時の状態を上回っている

引張側の終局時のウェブの曲げ応力

$\sigma_{w,fin,c,d} = \left(\frac{-F_{c,d}}{A_{ef,inst}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2}\right)\left[\left(\frac{E_{p,c,90,mean}}{E_{0,mean}}\right) \cdot \left(\frac{1+\psi_2 \cdot k_{def,f}}{1+\psi_2 \cdot k_{def,w}}\right)\right] = 1.97\text{N/mm}^2 < 6.47\text{N/mm}^2$

引張側の瞬間時のウェブの曲げ応力

$$\sigma a l_{\mathrm{w,inst,c,d}} = \left(\frac{-F_{\mathrm{c,d}}}{A_{\mathrm{ef,inst}}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \frac{H}{2} \right) \left[\left(\frac{E_{\mathrm{p,c,90,mean}}}{E_{\mathrm{0,mean}}} \right) \right] = 2.07 \mathrm{N/mm^2}$$

この値は、5%ほど瞬間時の状態を上回っている

終局時の軸力によるフランジの応力

圧縮側のフランジの軸応力

$$\sigma a_{\mathrm{f,fin,c,d}} = \frac{F_{\mathrm{c,d}}}{A_{\mathrm{ef,inst}}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{h_f}{2} \right) = 3.93 \mathrm{N/mm^2} < 13.8 \mathrm{N/mm^2}$$

引張側のフランジの軸応力

$$\sigma a_{\mathrm{f,fin,t,d}} = \frac{-F_{\mathrm{c,d}}}{A_{\mathrm{ef,inst}}} + \frac{M_d}{I_{ef}} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{h_f}{2} \right) = 3.75 \mathrm{N/mm^2} < 13.8 \mathrm{N/mm^2}$$

(7) ウェブに横座屈とせん断応力の照査

座屈しない条件は $h_{\mathrm{w}} \leq 70 b_{\mathrm{w}}$ であり、$\frac{h_{\mathrm{w}}}{b_{\mathrm{w}}} = 12 < 70$ であるから、座屈しない

ウェブのせん断強度

ウェブのせん断強度 $f_{\mathrm{v,0,d}} = \frac{k_{\mathrm{mod}} \cdot k_{\mathrm{sys}} \cdot f_{\mathrm{p,v,k}}}{\gamma_{\mathrm{M}}} = 2.33 \mathrm{N/mm^2}$

ウェブによって負担できるせん断力

$$F_{\mathrm{v,w,Ed}} = \begin{cases} b_{\mathrm{w}} \cdot h_{\mathrm{w}} \cdot \left(1 + \frac{0.5(h_{\mathrm{f,t}} + h_{\mathrm{f,c}})}{h_{\mathrm{w}}} \right) f_{\mathrm{v,0,d}} & h_{\mathrm{w}} \leq 35 b_{\mathrm{w}} \\ 35 b_{\mathrm{w}}{}^2 \cdot \left(1 + \frac{0.5(h_{\mathrm{f,t}} + h_{\mathrm{f,c}})}{h_{\mathrm{w}}} \right) f_{\mathrm{v,0,d}} & 35 b_{\mathrm{w}} < h_{\mathrm{w}} \leq 70 b_{\mathrm{w}} \end{cases}$$

よって、$F_{\mathrm{v,w,Ed}}$=5.83×10^{3}N であり、設計せん断力は 3.79×10^{3}N なので、OK。

ウェブとフランジの境界における接着層のせん断強度

瞬間時

設計せん断力 $V_{\mathrm{d}} = 3.79 \times 10^3 \mathrm{N}$

中立軸に関するフランジの断面 1 次モーメント $S_{\mathrm{f}} = 2 \cdot b_{\mathrm{f}} \cdot h_{\mathrm{f}} \cdot \left(\frac{H}{2} - \frac{h_{\mathrm{f}}}{2} \right) = 4.5 \times 10^{-4} \mathrm{m^3}$

フランジにおける接着層の全長 $2 \cdot h_{\mathrm{f}} = 0.1 \mathrm{m}$

接着層におけるせん断応力 $\tau_{\mathrm{mean,d}} = \frac{V_{\mathrm{d}} S_{\mathrm{f}}}{I_{\mathrm{ef}} \cdot 2 \cdot h_{\mathrm{f}}} = 0.17 \mathrm{N/mm^2}$

終局時

接着層におけるせん断応力 $\tau_{c,mean,d} = \dfrac{V_d S_f}{I_{ef} \cdot 2 \cdot h_f} = 0.17\mathrm{N/mm^2}$

ウェブのローリングせん断強度 $f_{v,l,90,d} = \dfrac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{p,r,k}}{\gamma_{pM}} = 0.43\mathrm{N/mm^2}$

$$f_{v,90,d} = \begin{cases} f_{v,l,90,d} & h_f \le 4b_{ef} \\ f_{v,l,90,d}\left(\dfrac{4b_{ef}}{h_f}\right)^{0.8} & h_f > 4b_{ef} \end{cases}$$ から、$f_{v90,d}$=0.25N/mm^2

ローリングシェア強度の方が大きいので、OK。

5.2.3　カナダの建築基準における DOL 係数の取り扱い [2)]

現行のカナダの木構造設計規準は、CSA Standard O86-4 Engineering Design in Wood であり、ユーロコードと同様、限界状態設計である。その中で、DOL 係数 K_D は表 7 の通りで、ユーロコードのように材料により異なるわけではなく、一つしか存在しない。また、長期荷重 P_L が標準荷重 P_S よりも大きい場合、K_D は次式で算出することになっている。基準強度は、表 7 における標準に基づいた強度である。

$$K_D = 1.0 - 0.50\log\left(\frac{P_L}{P_S}\right) \ge 0.65$$

表 7　荷重継続時間の区分と K_D の値

荷重継続時間	K_D	説明
短期	1.15	荷重が加わる期間が連続あるいは累積して 7 日以内（風圧力、地震、仮設や下部構造、衝撃力など）
標準	1.00	短期と長期の間（積雪荷重、積載荷重、自動車の輪荷重、他の荷重と組合せる場合の固定荷重）
長期	0.65	構造物の耐用期間中ずっと加わる荷重（固定荷重、据え付けの機械設備など）

ユーロコードで示した複合材料の設計については、次のようにして行う。

1) 曲げを受ける場合、フランジの圧縮側および引張側に生じる応力に対し、フランジに用いる材料の基準圧縮強度および基準引張強度から算定されるモーメントが複合材料の設計耐力となる。このとき用いるフランジの基準圧縮強度および基準引張強度に K_D を乗じて設計強度を算出している。

2) ウェブにおける中立軸に生じるせん断応力に対し、ウェブに用いる材料の基準せん断強度から算定されるせん断力がウェブの設計せん断耐力となる。このとき用いるウェブの基準せん断強度に K_D を乗じて設計強度を算出している。

3) フランジとウェブの境界における接着層に生じる応力に対し、フランジおよびウェブに用いる材料の基準せん断強度から算定されるせん断力が複合材料の設計耐力となる。このとき用いるフランジおよびウェブの基準せん断強度に K_D を乗じて設計強度を算出している。

5.2.4 アメリカの建築基準における DOL の取り扱い[3)]

アメリカの設計基準は、National Design Specification of Wood Construction に示されており、許容応力度設計と荷重耐力係数倍設計（限界状態設計と同）の 2 本立てであるが、DOL 係数 C_D は、許容応力度設計にしか用いないことになっている。その値を表 8 に示す。カナダと同様、材料により異なるわけではなく、一つしか存在しない。複合材料の設計は、カナダとほぼ同じである。

表 7　荷重継続時間の区分と C_D の値

荷重継続時間	C_D	荷重の例
永久	0.9	固定荷重
10 年	1.0	積載荷重
2 ヶ月	1.15	積雪荷重
7 日	1.25	仮設荷重
10 分	1.6	風荷重、地震荷重
衝撃	2.0	衝撃荷重

5.2.5 まとめ

以上、欧米における DOL 係数の取り扱いの概略と複合材料の設計について紹介してきた。ユーロコードにおける荷重継続時間の影響に関する取り扱いが、非常に精緻になっていることがお分かりいただけたのではないかと思う。そこで、最後に、ユーロコードにおける荷重継続時間の影響に関する取り扱いを、以下にまとめる。

最も注目すべき点は、同じ時間依存性を有する部材や要素からなる構造物と、異なった時間依存性を有する部材や要素からなる構造物を分けて設計している点である。つまり、部材や要素のクリープ挙動が異なると、構造物内の剛性分布に影響を及ぼすため、内部応力分布にも影響を及ぼしてしまうからである。わが国では、材料が異なっても、荷重継続時間の影響係数やクリープ変形係数（あるいは変形増大係数）は同じであるが、ユーロコードは表 4（再掲）や表 6（再掲）に示すように、材料によって異なっている。木質材料の挙動は木材と異なっており、木質材料の方が、木材よりも荷重継続時間の影響が大きいことは昨年の報告書でも紹介している。これらの係数を用いて、複合材料の時間に依存した応力解析を行い、性能を照査している。したがって、表 4､6 に示された材料で I 型梁を構成するならば､自由に設計できるということである｡簡単に、ユーロコードにおける強度設計を再掲する。

使用限界状態では、瞬間変形時および終局変形時における変形解析をしなければならない。このとき、異なった時間依存性を有する部材や要素からなる構造物では、剛性に及ぼすクリープの影響を考慮しなければならず、変形解析は、次に示すようにして行う。

(a) 瞬間変形時では、適切な弾性係数の平均値 E_{mean}、せん断弾性係数の平均値 G_{mean}、すべり係数の平均値 K_{ser} の平均値を用いて、剛性を算出する。

(b) 最終変形時では、構造物が線形挙動を示し、同じクリープ挙動を有する部材、要素からなる場合、クリープ挙動は応力の挙動に影響を及ぼすことはなく、結果的に剛性は瞬間変形時に算出した値と同じ値を維持する。

(c) 終局変形時では、異なったクリープ挙動を有する部材、要素からなる場合、クリープ挙動が変形挙動に影響を及ぼしてしまうため、次式にしたがい、終局弾性係数の平均値 $E_{mean,fin}$、終局せん断弾性係数の平均値 $G_{mean,fin}$、および終局すべり係数の平均値 $K_{ser,fin}$ を用いて、低減した剛性を算出する。

$$E_{\mathrm{mean,fin}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}、\ G_{\mathrm{mean,fin}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}、\ K_{\mathrm{ser,fin}}=\frac{K_{\mathrm{ser}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}$$

したがって、SLS における弾性係数の設計値 $E_{\mathrm{d,SLS}}$、せん断弾性係数の設計値 $G_{\mathrm{d,SLS}}$、およびすべり係数の設計値 $K_{\mathrm{d,SLS}}$ は、次式で算出する。

$$E_{\mathrm{d,SLS}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}、\ G_{\mathrm{mean,fin}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}、\ K_{\mathrm{ser,fin}}=\frac{K_{\mathrm{ser}}}{(1+k_{\mathrm{def}})}$$

終局限界状態では、次のようにして、強度および安定性を確認しなければならない。

(a) 図 1 に示す構造物の 1 次線形弾性解析で、構造物内の剛性分布が内部応力分布に影響を及ぼさない場合、適切な弾性係数の平均値 E_{mean}、せん断弾性係数の平均値 G_{mean}、すべり係数の平均値 K_{ser} の平均値を用いて、剛性を算出する。

(b) 構造物の 1 次線形弾性解析で、部材や要素、接合部の時間依存性が異なる場合、構造物内の剛性分布が内部応力分布に影響を及ぼす。終局状態では、次式にしたがい、終局弾性係数の平均値 $E_{\mathrm{mean,fin}}$、終局せん断弾性係数の平均値 $G_{\mathrm{mean,fin}}$、および終局すべり係数の平均値 $K_{\mathrm{ser,fin}}$ を用いて、低減した剛性を算出する。

$$E_{\mathrm{mean,fin}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}、\ G_{\mathrm{mean,fin}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}、\ K_{\mathrm{ser,fin}}=\frac{K_{\mathrm{ser}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}$$

(d) 構造物の 2 次線形弾性解析では、適切な弾性係数、せん断弾性係数、すべり係数を用いて、剛性を算出する。

したがって、終局限界状態における弾性係数の設計値 $E_{\mathrm{d,ULS}}$、せん断弾性係数の設計値 $G_{\mathrm{d,ULS}}$、およびすべり係数の設計値 $K_{\mathrm{d,ULS}}$ は、次式で算出する。K_{u} は、瞬間変形時における ULS のための接合部のすべり係数である。

(a) $E_{\mathrm{d,ULS}}=E_{\mathrm{mean}}$、$G_{\mathrm{d,ULS}}=G_{\mathrm{mean}}$、$K_{\mathrm{d,ULS}}=K_{\mathrm{mean}}$

(b)終局状態 $E_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}$、$G_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}$、$K_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{K_{\mathrm{ser}}}{(1+\psi_2 k_{\mathrm{def}})}$

(c) $E_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{E_{\mathrm{mean}}}{\gamma_M}$、$G_{\mathrm{d,ULS}}=\frac{G_{\mathrm{mean}}}{\gamma_M}$、$K_{\mathrm{d,ULS}}=K_{\mathrm{u}}$

以上のような応力解析を行った上で、表 6 に示す荷重継続時間の影響などの調整係数を考慮した設計強度を用いて、照査することになる。

表 4　k_{mod} の値

材料	使用等級	永久荷重	長期荷重	中期荷重	短期荷重	瞬間荷重
製材	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
集成材	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
LVL	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
合板	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90
OSB	1	0.30	0.45	0.65	0.85	1.10
	1	0.40	0.50	0.70	0.90	1.10
	2	0.30	0.40	0.55	0.70	0.90

表 6　変形係数 k_{def} の値

材料と規格		使用等級 1	使用等級 2	使用等級 3
製材	EN14081-1	0.60	0.80	2.00
集成材	EN14080	0.60	0.80	2.00
LVL	EN14374、EN14279	0.60	0.80	2.00
合板	EN636-1	0.80	―	―
	EN636-2	0.80	1.00	―
	EN636-3	0.80	1.00	2.50
OSB	EN300-タイプ OSB/2	2.25	―	―
	EN300-タイプ OSB/3、OSB/4	1.50	2.25	―

引用文献

1) Jack Porteous and Abdy Kermani : Structural Timber Design to Eurocode 5 2nd Edition, WILLEY-BLACKWELL, A John Wiley & Sons, Ltd., Publication, 2013.

2) Wood Design Manual 2015, Canadian Wood Council, 2016.

3) National Design Specification of Wood Construction 2015 edition, American Wood Council, 2016.

第７章　まとめと今後の課題

本事業は、鉄筋や炭素繊維等の異素材と木質系材料について、それぞれの利点を活かした形で組み合わせ、優れた複合建築資材として、実用化・普及に資することを目的とした委託事業である。

複合材料のような新材料を構造材料として、広く利用できるようにするには、建築基準法上の基準強度を得て設計上使いやすくすること等が必要であると考えられる。

また、複合材料は、木質系材料と異種材料を接着剤により一体化したものである。木質系材料と異種材料については、それぞれ個々に基準強度が与えられている場合が多いことを考えると、接着剤により異種材料を木質系材料に付着させる付着強度の評価方法を確立させ、その評価方法を法的に位置づけることも、このような複合材料を利用しやすくする一つの方法であると考えられる。よって、そのための検討もしておく必要がある。しかし、この方向からの検討は、過去にあまり例がなく、これは長期的な課題と考えられる。

したがって、複合材料を広く利用できるようにするためには、やはり、建築基準法上の基準強度を得ることが現実的な手段である。そのためには、当該複合材料の JIS 又は JAS の制定・法第 37 条に規定する指定建築材料への追加が必要であると考えられる。

そこで、昨年度および本年度、仮に指定建築材料のうち木質接着成形軸材料の品質に関する技術的基準（平成 12 年建設省告示第 1446 号）を準用し、費用と時間の面で一民間企業が実施するにはハードルが高いと考えられる「各強度に対する荷重継続時間の調整係数」について、長期性能の基礎的知見を収集し、それら課題の解決に向けての検討を行うこととした。

本年度（平成 28 年度）は、以下のような結果を得た。

（１）炭素繊維シート挿入タイプの短期試験の結果

最大耐力について、炭素繊維シート挿入複合材の試験の結果を得た。本年度は、昨年度の厚さ 0.3 ㎜に加え、0.6 ㎜、0.9 ㎜の炭素繊維シートを挿入したものについて試験を実施した。試験体は各々10 体である。最大耐力の平均値は、昨年実施した集成材のみ、炭素繊維シート 0.3 ㎜、本年度実施した 0.6 ㎜、0.9 ㎜の順に 19.5ｋN,17.5ｋN、20.3ｋN、20.2ｋN であった。また、最大耐力の変動係数は 0.175,0.093,0.083、0.183 であった。なお、0.9 ㎜については 1 体が節の存在で著しく耐力が低かった。最大耐力の平均値はこれを除いた場合 21.0 となっている。また、変動係数も、0.13 となる。

昨年度は最大耐力の平均値では必ずしも、炭素繊維シートを入れることで補強効果があるとは言えず、5%下限値で評価する設計耐力についてみれば、炭素繊維シートを入れることで補強効果があるとしていた。しかし本年度、炭素繊維シートの量を増やすことで、設計用耐力で見た場合はもちろん、最大耐力の平均値でみても補強効果があることが示された。

なお、同時に実施した減圧加圧剥離試験で、多くの試験体で剥離が認められた。0.6 ㎜の炭素繊維シートでは 10 体中 3 体、0.9 ㎜の炭素繊維シートでは 10 体中 8 体が JAS の基準を満たしていなかった。これは今回の炭素繊維シートの厚さが 1 ㎜以下と薄いため、接着性を向上させるための表面処理を行わなかったためであると考えられている。

（２）炭素繊維シート挿入タイプの長期試験の結果

現在までに、炭素繊維シート厚さ 0.9 ㎜の荷重比 85%（＝載荷荷重の短期試験での破壊荷重に対する比）の試験体以外については予定した試験が終了している。それらの結果をマジソンカーブと比較すると、おおむね同程度の結果である。また、平成 27 年度に実施した集成材の結果と比

較しても同程度の結果であることから、今回の試験体程度の断面構成の炭素繊維シート入り集成材においては、集成材の荷重継続時間影響係数を用いることで特に大きな問題はなさそうであると考えている。荷重継続時間について、炭素繊維シート 0.6 ㎜と 0.9 ㎜を比較すると、わずかであるが 0.9 ㎜の方が長くなる傾向を示した。これは炭素繊維シートを多く入れれば、荷重継続時間の影響がより緩和されることを示唆しているとみることができる。

（3）複合材料の構成要素の長期性能に関する実験の結果

昨年度実施した集成材の試験体の損傷していないとみられる部分から椅子型試験体を取り出し、短期試験に加え長期せん断試験を実施した。長期試験の荷重レベルは短期試験の結果の破壊荷重の 0.9、0.85、0.8、0.75、0.7 とした。その結果はいずれも、マジソンカーブより、上位に位置していた。これは、荷重継続時間影響係数について、通常の集成材の値より大きな値が採れそうだということを示したものと考えている。

同様に、鉄筋入り集成材により鉄筋の押し抜き試験ができるよう試験体を取り出し、試験を実施した。これは鉄筋とエポキシ樹脂の界面の DOL 試験になる。その結果は、ほぼマジソンカーブに近いものであった。

鉄筋入りと木材の間のエポキシ樹脂の界面については、椅子型試験と同様のせん断試験を実施した。その結果、応力レベルが高いときはマジソンカーブの下に、応力レベルが高いときは上にある傾向がみられた。

炭素繊維入り試験体の木材と炭素繊維とのエポキシ樹脂の界面の試験を椅子型試験で実施した。その結果はマジソンカーブの周りで大きくばらついていた。ただし、短期試験の結果も大きくばらついており、試験の方法等を含め、問題があるように思われた。

（4）鉄筋入り集成材のクリープ性能の関する試験

鉄筋入り集成材のクリープ性能を明らかとするため、短期試験と長期試験を実施した。鉄筋量は鉄筋比にして、昨年実施した 1.13%に加え、2.02%、3.02%、4.73%である。短期試験で得られた最大耐力は鉄筋比が 2.02%、3.02、4.73%でそれぞれ 38.1kN、49.05ｋN、42.09kN であった。鉄筋量を変化させた短期試験の荷重―たわみ関係は、鉄筋の降伏耐力、集成材の比例限界耐力および、それまでの剛性を、鉄筋と集成材の特性を用いて平面保持を仮定した曲げ解析により、良い精度で予測できた。

長期試験の結果、集成材のクリープ係数と、鉄筋と集成材の曲げモーメントの負担率から算出される、鉄筋量に応じた鉄筋集成材のクリープ係数の予測は、精度よく予測できていることが示された。

（5）荷重継続時間に関わる文献調査

木製梁のクリープ変形に関し、杉山の研究、桑村の研究を用いて検討した。また、欧米における荷重継続時間の取り扱いについて調査した。特にユーロコードで DOL 係数がどのように採り入れられているかについて詳細に紹介した。ユーロコードでは、クリープ変形の異なる材料について、分類している。したがって、荷重継続時間に関する調整係数も異なる値を採用している。それらを混用する場合は、弾性係数については平均値を用いる等により対応している。

以上、これまでに得られた知見をまとめる。

・　集成材に鉄筋および炭素繊維シートを挿入した、鉄筋入り集成材、炭素繊維シート入り集成材とも、荷重継続時間影響係数は、緩和される方向にある。

・　集成材に鉄筋および炭素繊維シートを挿入することで、集成材の耐力、剛性を高める効果がある。
・　集成材の鉄筋を挿入した場合の剛性については、理論的な検討から予測することが可能である。また、荷重継続時間影響係数も同様である。
・　炭素繊維シートついては、現状では、接着方法等に検討の余地が残っている。

なお、これは余談であるが、複合材料が JIS 又は JAS 制定・指定建築材料の追加を目指す場合、業界から当該材料についての需要が大きいことが示されることが重要であり、本事業で行う技術的な検討に加え、認定申請を行う民間企業において、複合材料の製作に関わる品質管理体制等の確立させておく必要がある。

参考資料

1. 「平成２７年度　ＣＬＴ等新たな製品・技術の開発・普及事業（住宅等における新たな製品・技術開発）木質系複合材料の長期構造性能の検討」の 4.3 長期構造性能に関する続報

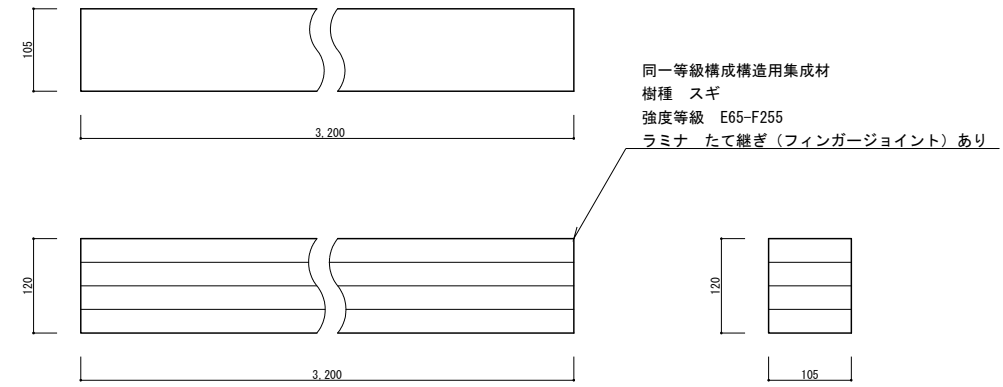
４．３．１　試験体

試験体は、断面寸法が幅 105㎜×高さ 120㎜ の木質系複合材料であり、構造用集成材、ラミナに補強材として異形鉄筋を挿入した複合材料、ラミナ間に補強材として炭素繊維シートを挿入した複合材料の３種類である。試験体の一覧を表 4.3.1.1 に、試験体の詳細を図 4.3.1.1 に、試験体の含水率、密度、曲げ剛性及び曲げヤング係数を表 4.3.1.2 に、荷重－たわみ曲線を図 4.3.1.2～4 に、ラミナの曲げヤング係数を表 4.3.1.3 に、鉄筋の引張試験結果を表 4.3.1.4 に、応力－ひずみ曲線を図 4.3.1.5 に示す。

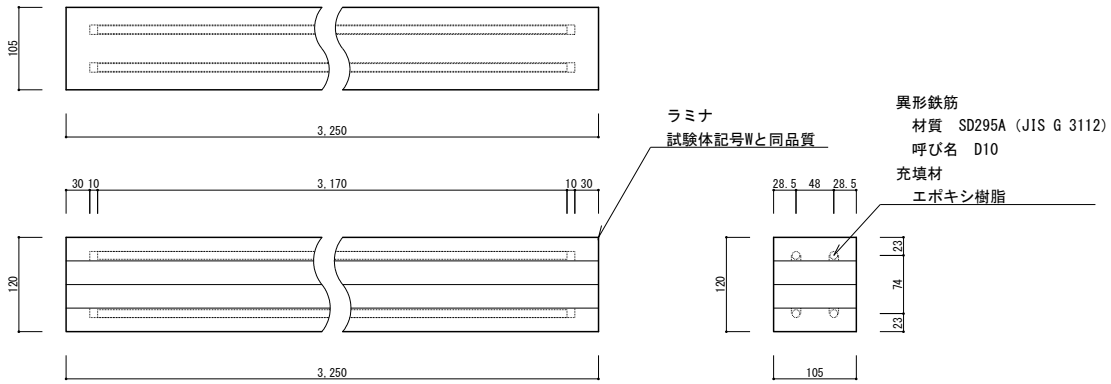
表 4.3.1.1　　試験体

試験体記号	寸法 mm	母材	補強材	数量
W	幅：105 高さ：120 長さ：3200	・同一等級構成構造用集成材 ・樹種　スギ ・積層数　4 ・強度等級　E65-F255 ・ラミナ たて継ぎ（フィンガージョイント）あり ・ラミナ相互の接着剤 水性高分子イソシアネート系樹脂		8
S	幅：105 高さ：120 長さ：3250	・ラミナ 上記と同品質のものを使用 ・ラミナ相互の接着剤 水性高分子イソシアネート系樹脂	・材質　SD295A（JIS G 3112） ・配筋 上下とも 2-D10 ・充填材 エポキシ樹脂	8
C	幅：105 高さ：120 長さ：3200		・材質 炭素繊維シート（炭素繊維＋エポキシ樹脂、繊維体積率 60%） ・断面寸法 厚さ 0.3㎜、幅 90㎜ ・配置 上下とも 1 枚 ・ラミナとの接着剤 水性高分子イソシアネート系樹脂	8

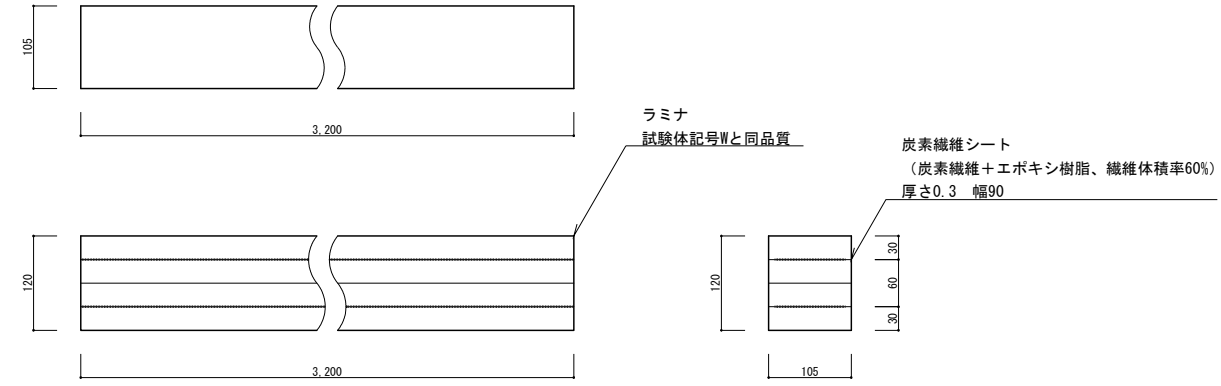
単位 mm



試験体記号：W



試験体記号：S



試験体記号：C

図 4.3.1.1　　試験体

表 4.3.1.2　　試験体の含水率、密度、曲げ剛性及び曲げヤング係数

試験体		含水率	密度	曲げ剛性	曲げヤング係数 $\times 10^3$ N/mm^2	
記号	番号	%	g/cm^3	$\times 10^{11}$ N・mm^2	載荷式	打撃振動式
W	1	12.7	0.42	1.21	8.0	8.6
	2	13.4	0.42	1.20	8.0	8.1
	3	12.2	0.43	1.19	7.9	8.3
	4	12.0	0.43	1.33	8.8	9.2
	5	12.2	0.43	1.23	8.2	8.1
	6	12.9	0.44	1.33	8.8	9.4
	7	12.5	0.44	1.21	8.0	9.2
	8	13.3	0.44	1.22	8.0	8.6
	平均	12.7	0.43	1.24	8.2	8.7
	標準偏差	0.52	0.008	0.057	0.37	0.52
	変動係数	0.041	0.019	0.046	0.045	0.060
S	1	13.7	0.43	2.03		
	2	13.6	0.44	2.07		
	3	13.0	0.45	2.05		
	4	13.9	0.45	2.05		
	5	13.8	0.46	2.06		
	6	13.2	0.46	2.08		
	7	13.8	0.47	2.02		
	8	13.7	0.45	2.00		
	平均	13.6	0.45	2.05		
	標準偏差	0.32	0.010	0.027		
	変動係数	0.023	0.023	0.013		
C	1	13.6	0.42	1.23		
	2	14.6	0.42	1.12		
	3	14.1	0.43	1.26		
	4	13.8	0.44	1.25		
	5	13.1	0.44	1.22		
	6	13.1	0.45	1.23		
	7	14.0	0.45	1.23		
	8	14.2	0.45	1.23		
	平均	13.8	0.44	1.22		
	標準偏差	0.53	0.013	0.043		
	変動係数	0.038	0.029	0.035		

（注）1. 測定は、試験体搬入後、恒温恒湿室（20℃、65%）で 2～3 週間の養生を行った後実施した。

2. 含水率の測定は木材水分計（電気抵抗式、測定範囲 7～80%）を使用して行い、表中の値は最外層のラミナで測定した 6 点（上下 3 点ずつ）の平均値である。

3. 密度は、測定した試験体質量を体積（公称寸法より算出）で除した値である。なお、試験体記号Ｓについては、鉄筋の質量（公称寸法及び公称単位質量より算出）を差し引いた値を試験体質量とした。また、試験体記号Ｃについては、炭素繊維の質量（公称寸法及び公称単位質量より算出）を差し引いた値を試験体質量とした。

4. 曲げ剛性は、3 等分 2 点荷重方式（支持スパン L=3m）による曲げ試験を行い、荷重－たわみ曲線の初期荷重点と最終荷重点のデータを用い、次式より算出した。

曲げ剛性＝$23\times \Delta P\times L^3 / (1296\times \Delta \delta)$

ここで、ΔP: 初期荷重点から最終荷重点の荷重増分

$\Delta \delta$ ：初期荷重点から最終荷重点のたわみ増分

5. 試験体記号 W の載荷式による曲げヤング係数は、曲げ剛性を断面二次モーメント（$105\times 120^3 / 12$ mm^4）で除した値である。

6. 試験体記号 W の打撃振動式による曲げヤング係数の測定は、株式会社エーティーエー製のグレーディングマシン（HG-2001）を使用して行った。

試験体記号：W

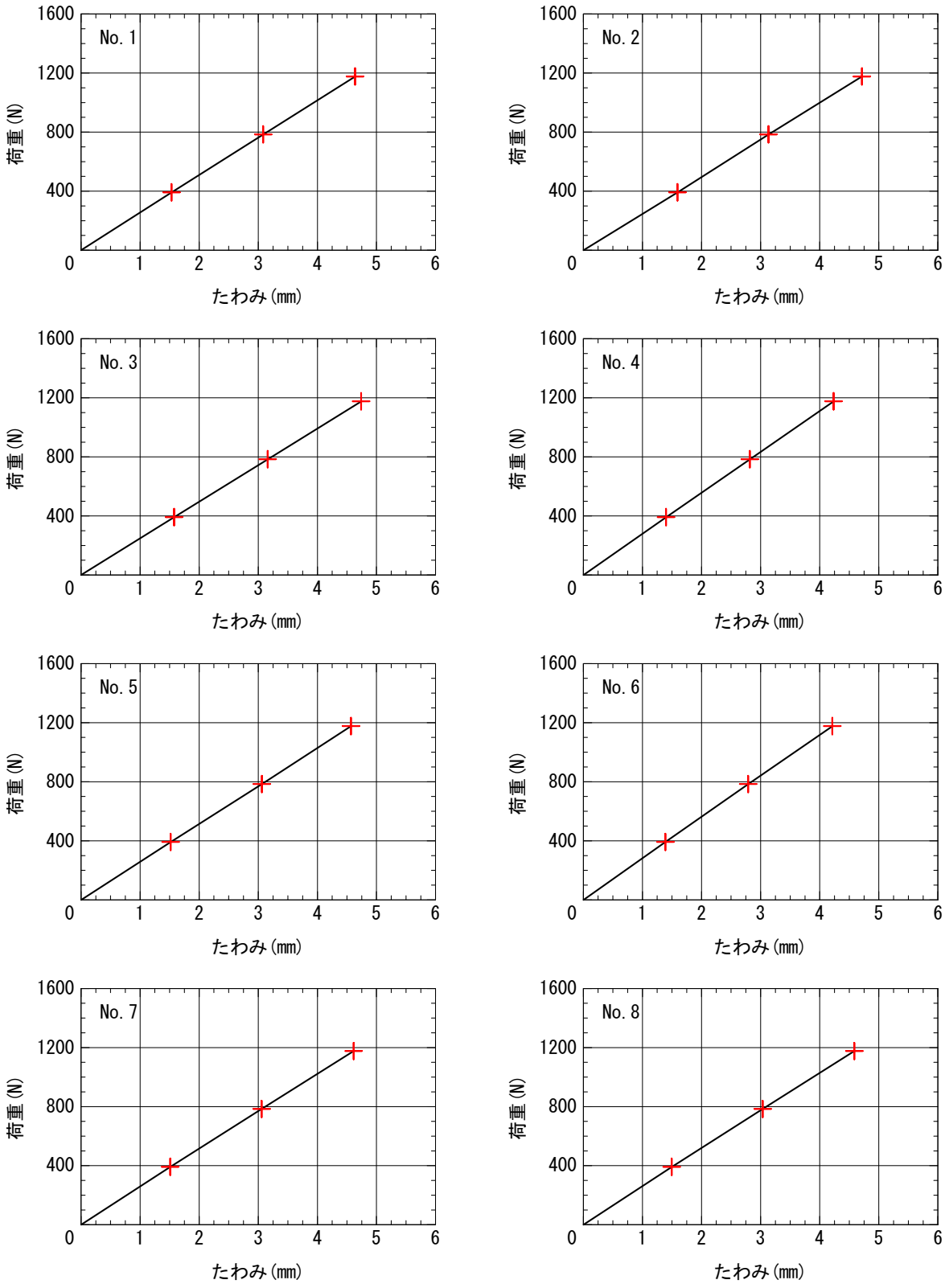


図 4.3.1.2　　荷重－たわみ曲線

試験体記号： S

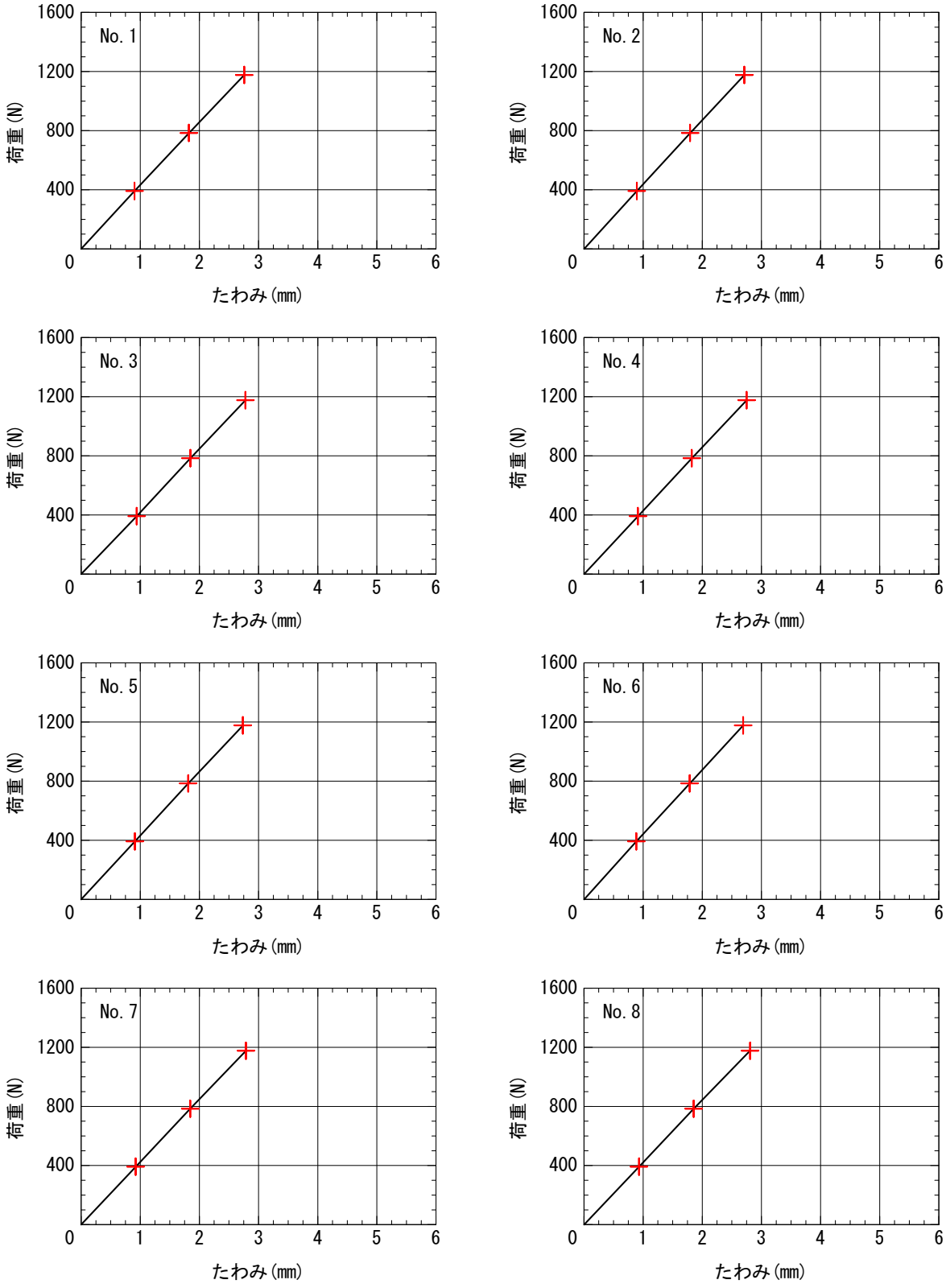


図 4.3.1.3　　荷重－たわみ曲線

試験体記号：C

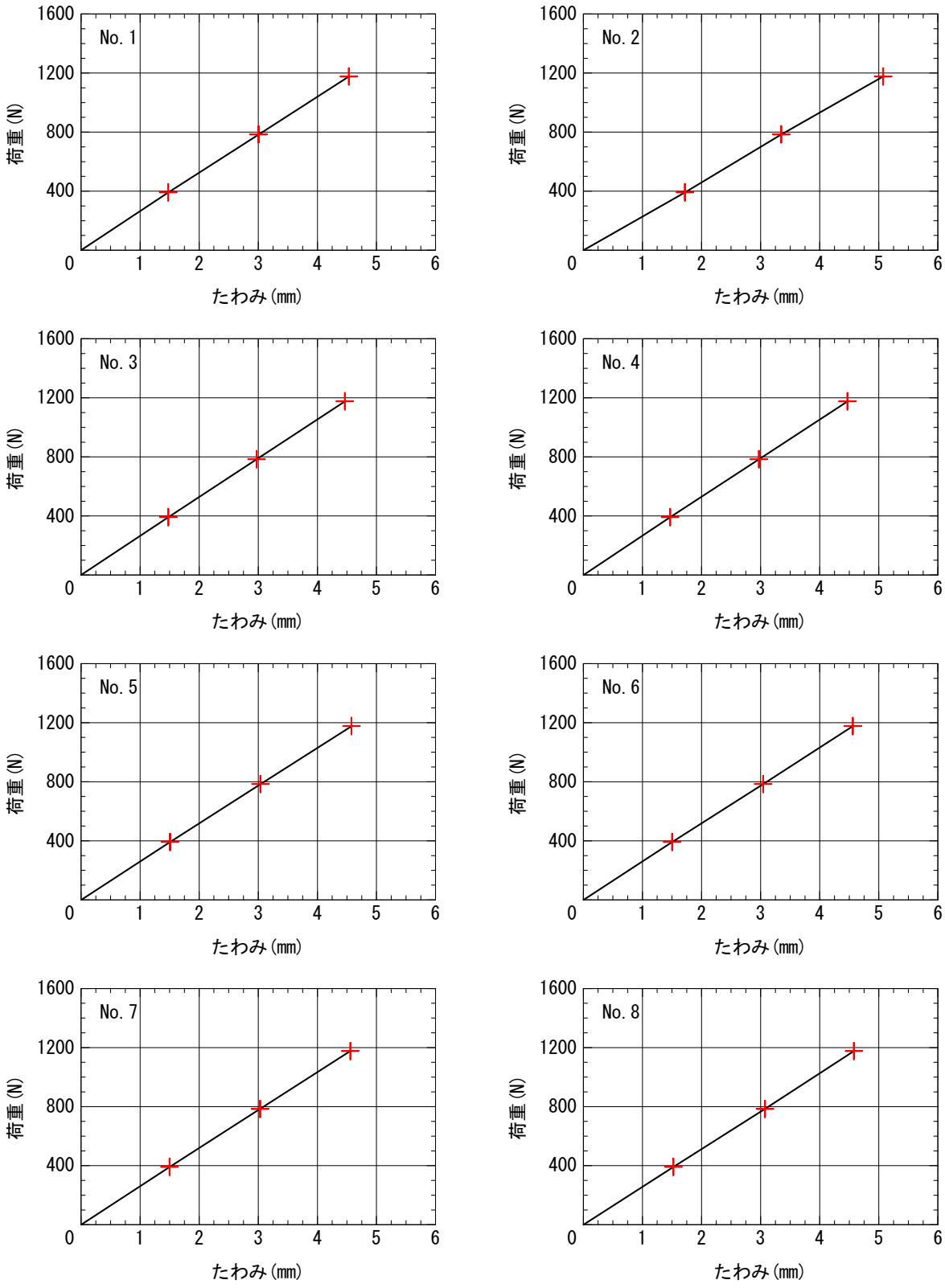


図 4.3.1.4　　荷重－たわみ曲線

表 4.3.1.3　　ラミナの曲げヤング係数

試験体		曲げヤング係数　$\times 10^3$ N/mm^2			
記号	番号	1 層目 （圧縮側最外層）	2 層目	3 層目	4 層目 （引張側最外層）
W	1	6.12	7.41	8.15	7.96
	2	7.07	5.75	8.33	7.40
	3	6.50	8.24	8.08	7.13
	4	8.53	7.63	7.67	7.30
	5	6.96	6.90	7.32	8.25
	6	7.46	9.05	8.10	8.47
	7	6.77	7.84	8.10	8.10
S	1	7.55	8.09	7.46	7.46
	2	7.73	7.70	7.70	8.14
	3	7.98	7.91	7.36	8.11
	4	7.95	7.75	7.98	7.56
	5	8.10	8.59	7.28	8.39
	6	8.32	8.10	7.97	7.82

（注）ラミナの配置は本試験時の配置である。

表 4.3.1.4　　2 号試験片による鉄筋（D10、SD295A）の引張試験結果

番号	降伏点 N/mm^2	引張強さ N/mm^2	破断伸び %	破断位置	ヤング率 $\times 10^5$ N/mm^2
1	363	523	25.4	A	1.92
2	362	524	28.5	A	1.98
3	365	525	25.7	A	1.96
平均	363	524	26.5	―	1.95

（注）1. 降伏点は、最初に試験力の減少が観察されるより前の応力の最大値である。
2. ヤング率は、応力－ひずみ曲線から算出し、降伏点の 1/3 の点と 2/3 の点を結んだ直線の勾配とした。なお、ひずみの測定は、原標点間中央のリブ 2 ヵ所にひずみゲージ（軟鋼用、検長 2mm、抵抗値 120Ω）を貼付して行い、ひずみの値は 2 点の平均値とした。

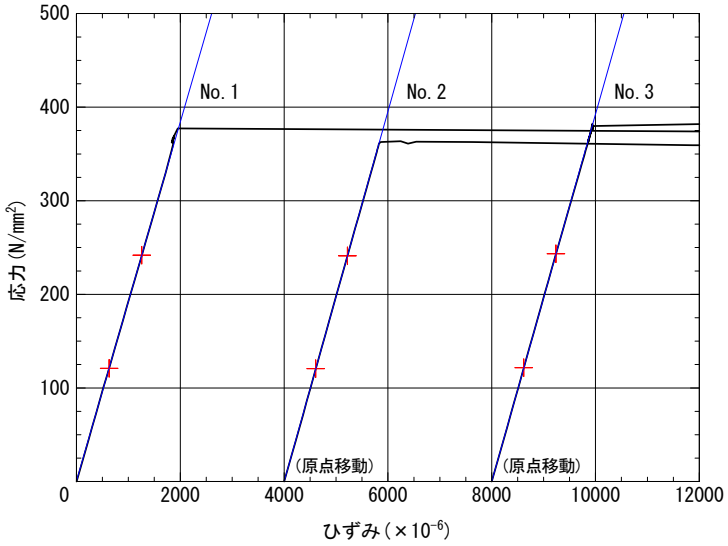


図 4.3.1.5　　応力－ひずみ曲線

４．３．２　試験方法

試験方法を図 4.3.2.1 に、載荷装置及び測定装置の一覧を表 4.3.2.1 に、試験実施状況等を写真 4.3.2.1～6 に示す。

試験は恒温恒湿室で実施した。てこ式の載荷ジグを使用して、試験体に 3 等分 2 点荷重方式による一定の曲げ荷重を加え、試験体が破壊するまでの荷重継続時間を測定した。

変位の測定は、試験体中央及び支持点の上下方向変位について行った。また、ひずみの測定は、木材及び鉄筋の材軸方向ひずみについて行った。

なお、載荷ジグのキャリブレーション、各試験体の載荷荷重及びデータのサンプリング方法については後述する。

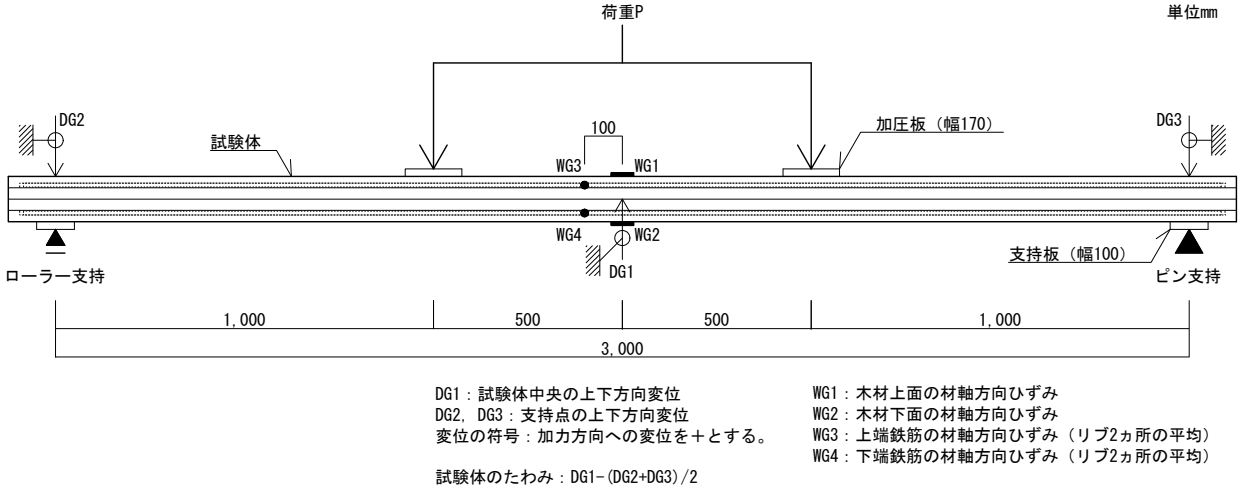


図 4.3.2.1　　試験方法

表 4.3.2.1　　載荷装置及び測定装置

種類	名称	仕様及び用途	
載荷装置	恒温恒湿室	温度 20℃±2℃、湿度 65%±5%	
	てこ式載荷ジグ	最大載荷容量：45kN、支持スパン：3000㎜、6 台使用	
	載荷おもり	鋼板及びおもり（鉛袋）	
測定装置	電気式変位計	容量：500㎜、感度：20×10^{-6}／㎜、非直線性：0.3%RO 容量：50㎜、感度：100×10^{-6}／㎜、非直線性：0.2%RO	
	ひずみゲージ	木材用	種類：木材長期測定用 検長：60㎜、抵抗値：120Ω
		鉄筋用	種類：軟鋼用 検長：2㎜、抵抗値：120Ω
	データロガー	変位及びひずみ測定用	

写真 4.3.2.1　試験実施状況（全景）

写真 4.3.2.2　おもりの設置状況

写真 4.3.2.3　載荷点の状況

写真 4.3.2.4　載荷点の状況

写真 4.3.2.5　支持点（ローラー）の状況

写真 4.3.2.6　支持点（ピン）の状況

（1）載荷ジグのキャリブレーション

試験に先立ち、載荷ジグ 6 台について、載荷点中央に発生する荷重とおもりの関係を測定した。おもりには鋼板を使用し、質量は 0.01kg 単位で測定した。載荷点中央の荷重は、センターホール型ロードセル（容量：50kN、ヒステリシス：0.3%RO、非直線性：0.3%RO）を使用して測定した。

載荷点中央の荷重とおもりの関係を図 4.3.2.2 に示す。図より各載荷ジグの回帰直線は次式となり、これらを用い、所定の載荷荷重に対応するおもりの質量を算出した。

$P = a \times W + b$

ここで、P：載荷点中央の荷重、W：おもり、a、b：下表による。

載荷ジグ	1 号機	2 号機	3 号機	4 号機	5 号機	6 号機
a	0.0590	0.0589	0.0593	0.0587	0.0589	0.0591
b	8.793	8.895	8.849	8.852	8.846	8.884

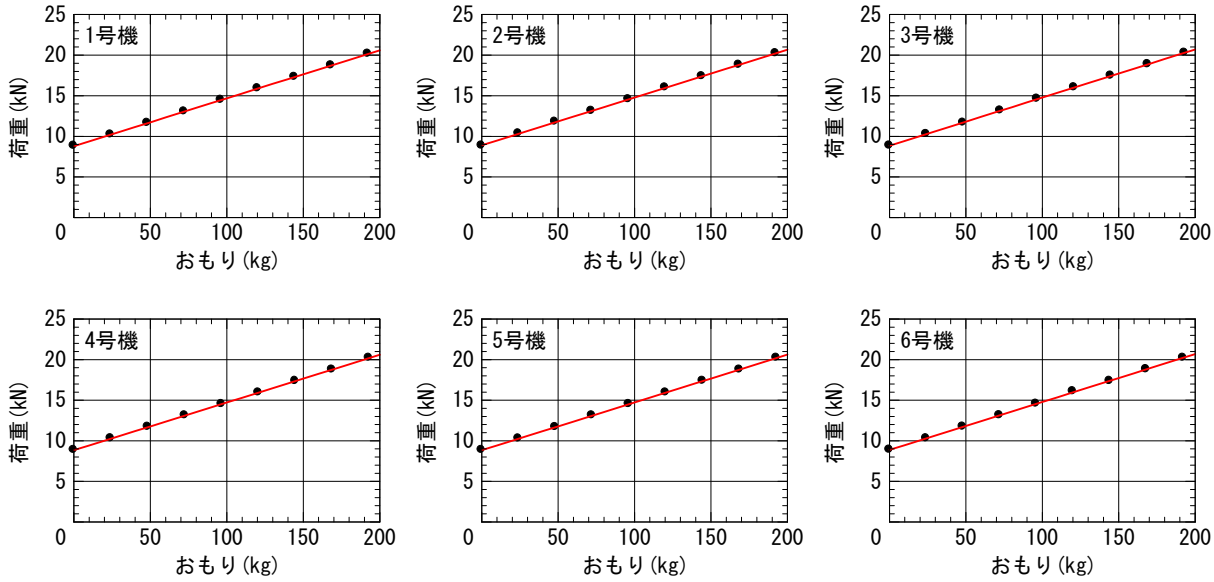


図 4.3.2.2　　載荷点中央の荷重とおもりの関係

（2）各試験体の載荷荷重

各試験体の載荷荷重の設定値を表 4.3.2.2 に示す。なお、載荷の基準となる曲げ強度については、曲げ破壊試験で得られた最大荷重の平均値とした。

表 4.3.2.2　　載荷荷重の設定値

試験体		荷重比	載荷荷重	曲げ強度
記号	番号	%	kN	kN
W	1	95	18.522	19.497
	2	90	17.547	
	3	85	16.572	
	4	80	15.598	
	5	75	14.623	
	6	75	14.623	
	7	70	13.648	
S	1	95	23.309	24.536
	2	90	22.082	
	3	85	20.856	
	4	80	19.629	
	5	75	18.402	
	6	70	17.175	
C	1	95	16.597	17.471
	2	90	15.724	
	3	85	14.850	
	4	80	13.977	
	5	80	13.977	
	6	75	13.103	
	7	70	12.230	

（3）データのサンプリング方法

載荷は、試験体に衝撃的な荷重が加わらないよう、加力部のバランスや試験体の変形状況を確認しながら徐々に行った。載荷終了までの時間は約 5 分程度であった。

変位及びひずみのサンプリングは、載荷終了後、600 秒までは 10 秒間隔で行った。その後、90 分までは 1 分間隔、次いで、400 分までは 5 分間隔で行い、以後、1 時間間隔で行った。

試験室の温度及び湿度の測定はデジタル温湿度計を使用して行い、1 時間間隔で測定した。測定結果を図 4.3.2.3 に示す。

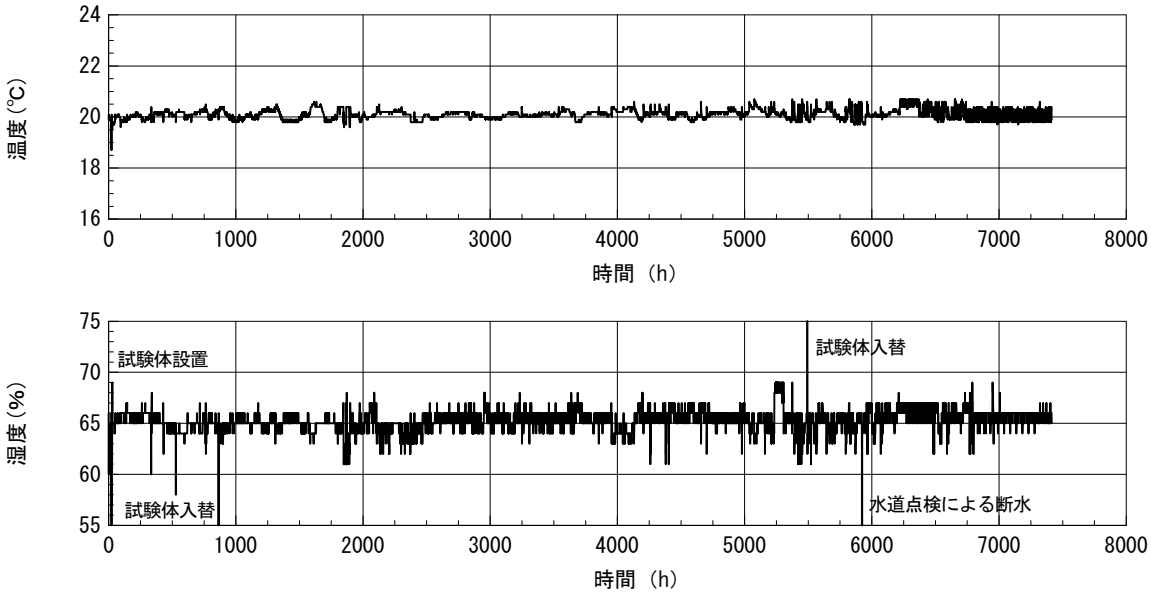


図 4.3.2.3　　試験室の温度及び湿度

４．３．３　試験結果

（１）試験結果の一覧を表 4.3.3.1 に、荷重比と荷重継続時間の常用対数の関係を図 4.3.3.1 に示す。なお、図において、載荷中に破壊した試験体の荷重継続時間は 1 分として図示した。また、図中には参考として、建築基準法施行令第 89 条における荷重比と荷重継続時間の関係（青色の破線）及びマディソン・カーブ（赤色の実線、$y=108.4/x^{0.04635}+18.3$、ここで、x：破壊までの時間 sec、y：荷重比%）を示した。

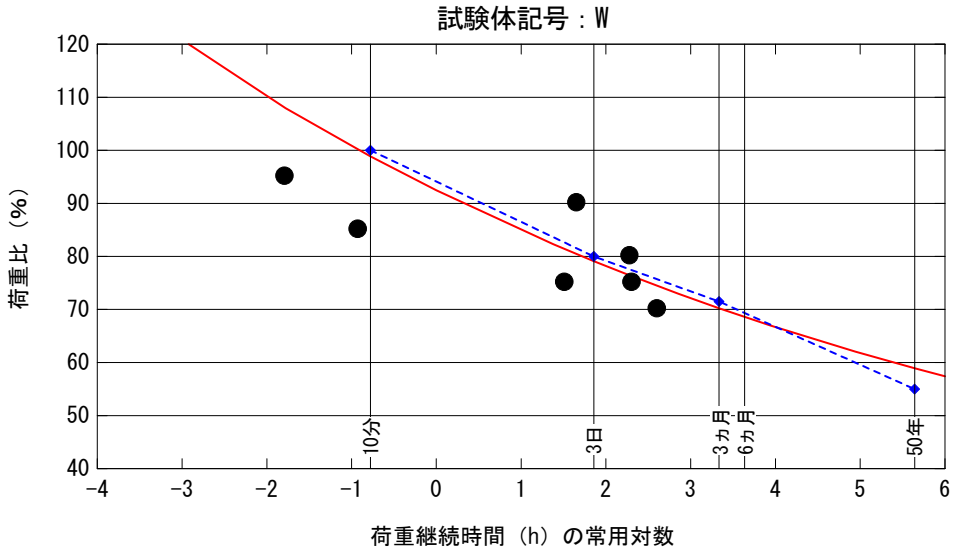
（２）たわみ及びひずみの測定結果を表 4.3.3.2 に示す。

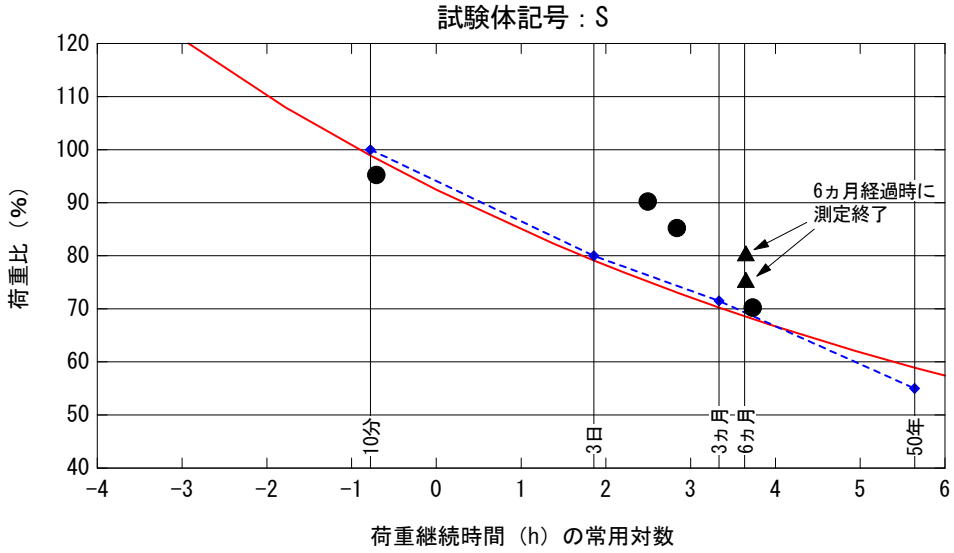
（３）たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係を図 4.3.3.2～14 に示す。

（４）試験体の破壊状況を写真 4.3.3.1～20 に示す。

表 4.3.3.1　　試験結果

試験体		荷重比	載荷荷重	荷重継続時間			備考
記号	番号	%	kN	s	min	h	
W	1	95	18.522	－	－	－	載荷中に破壊
	2	90	17.547	166810	2780.2	46.34	－
	3	85	16.572	440	7.3	0.12	－
	4	80	15.598	706810	11780.2	196.34	－
	5	75	14.623	120010	2000.2	33.34	－
	6	75	14.623	746420	12440.3	207.34	－
	7	70	13.648	1488010	24800.2	413.34	－
S	1	95	23.309	730	12.2	0.20	－
	2	90	22.082	1160410	19340.2	322.34	－
	3	85	20.856	2560810	42680.2	711.34	－
	4	80	19.629	17187610	286460.2	4774.34	6ヵ月経過時に測定終了
	5	75	18.402	16993210	283220.2	4720.34	6ヵ月経過時に測定終了
	6	70	17.175	20056810	334280.2	5571.34	－
C	1	95	16.597	22510	375.2	6.25	－
	2	90	15.724	91210	1520.2	25.34	－
	3	85	14.850	8007610	133460.2	2224.34	－
	4	80	13.977	156010	2600.2	43.34	－
	5	80	13.977	13210	220.2	3.67	－
	6	75	13.103	8886010	148100.2	2468.34	－
	7	70	12.230	16096810	268280.2	4471.34	－





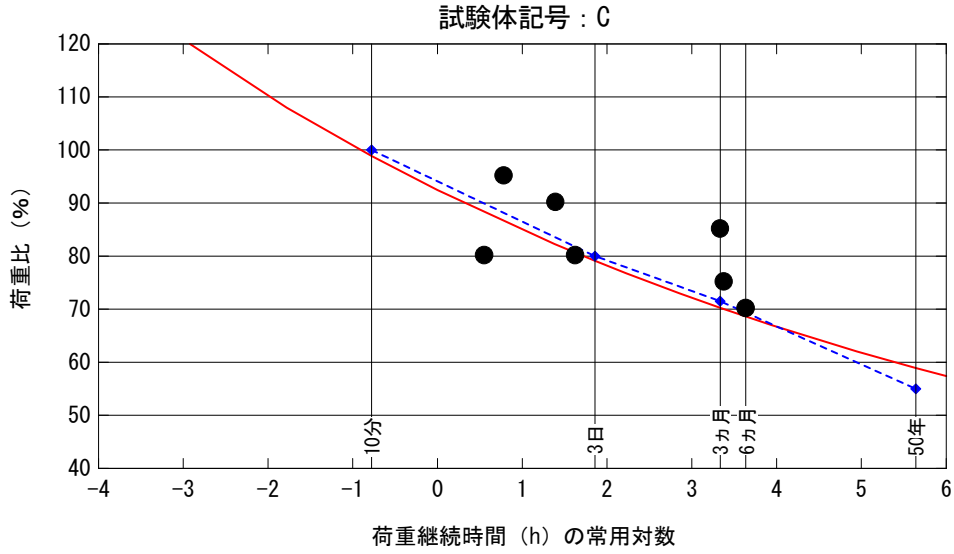


図 4.3.3.1　　荷重比と荷重継続時間の関係

表 4.3.3.2　　たわみ及びひずみの測定結果

試験体		荷重比	載荷時間	たわみ	木材のひずみ ×10^{-6}		鉄筋のひずみ ×10^{-6}	
記号	番号	%	h	mm	WG1	WG2	WG3	WG4
W	1	95	破壊直前	64.2	-4224	3880		
	2	90	載荷直後	72.6	-4277	4256		
			46.34	90.4	-5551	4875		
	3	85	載荷直後	69.3	-4204	3752		
			0.12	72.2	-4441	3870		
	4	80	載荷直後	57.6	-3431	3413		
			196.34	66.8	-4081	3928		
	5	75	載荷直後	60.0	-3542	3194		
			33.34	70.3	-3942	3500		
	6	75	載荷直後	54.5	-3322	3170		
			207.34	72.2	-4270	4183		
	7	70	載荷直後	55.8	-3433	3044		
			413.34	79.7	-5240	4636		
S	1	95	載荷直後	63.1	-3906	3729	-8228	1575
			0.20	65.2	-4091	3540	-8409	1544
	2	90	載荷直後	53.3	-2972	3256	-1347	2348
			322.34	67.4	-3796	3914	-1389	3599
	3	85	載荷直後	49.7	-3185	3070	-1882	3527
			711.34	63.1	ゲージアウト	4174	-1924	4471
	4	80	載荷直後	46.6	-2670	2731	-1694	1777
			4774.34	59.1	-3323	3464	ゲージアウト	1654
	5	75	載荷直後	43.0	-2490	2499	-1662	2068
			4720.34	54.3	ゲージアウト	3286	-1972	2039
	6	70	載荷直後	40.6	-2108	2532	-1496	1592
			5571.34	54.1	-2385	3059	-1726	1514
C	1	95	載荷直後	66.9	-3650	3850		
			6.25	72.7	-4001	4206		
	2	90	載荷直後	70.2	-3879	4378		
			25.34	77.9	-4120	4778		
	3	85	載荷直後	58.1	-3224	3168		
			2224.34	72.3	-3856	3926		
	4	80	載荷直後	56.8	-2791	3003		
			43.34	62.1	-2937	3185		
	5	80	載荷直後	56.0	-3182	3017		
			3.67	59.5	-3406	3309		
	6	75	載荷直後	52.1	-3083	3043		
			2468.34	68.1	-4248	3267		
	7	70	載荷直後	48.7	-2915	3234		
			4471.34	67.1	-4128	3695		

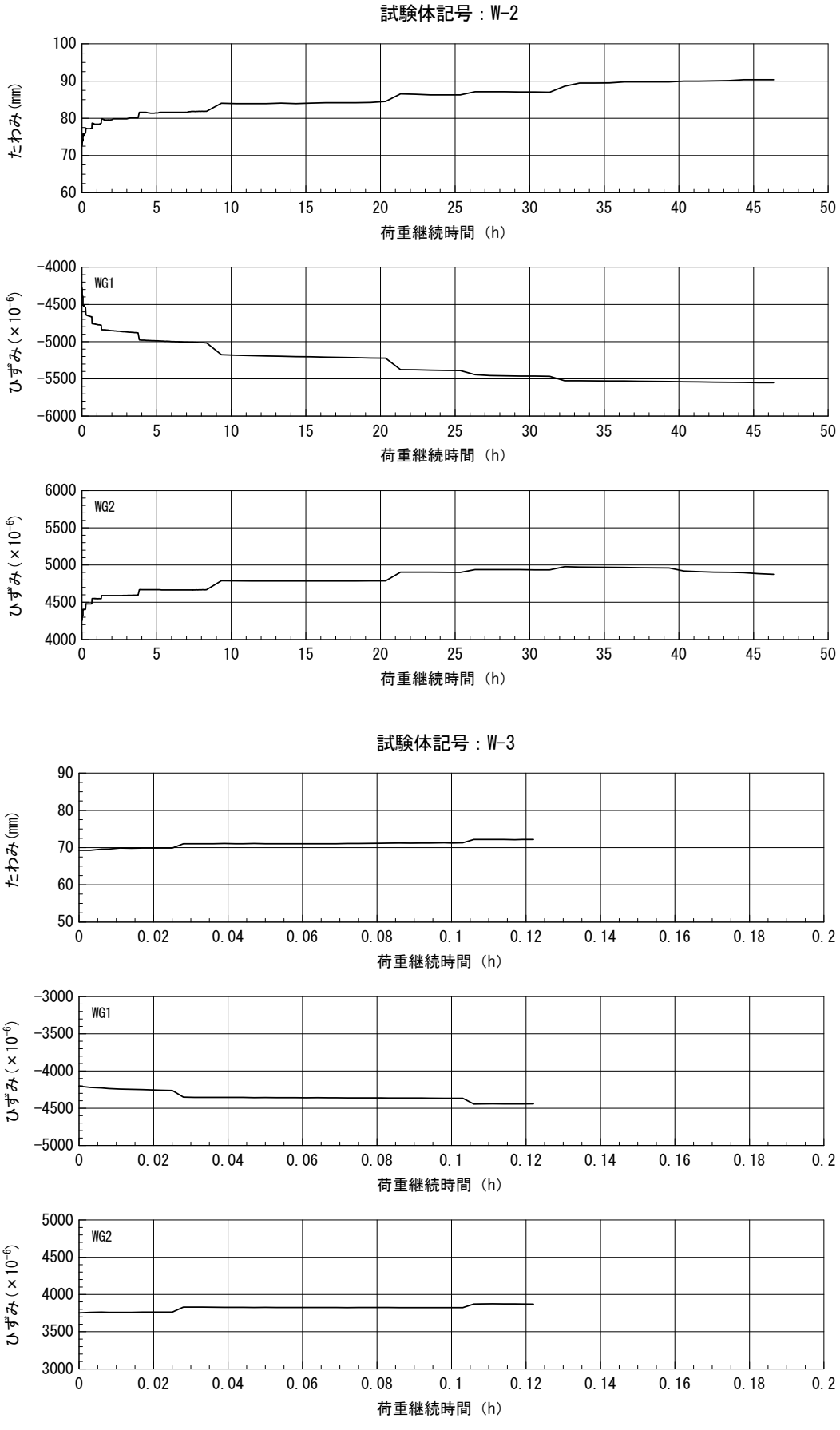


図 4.3.3.2　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

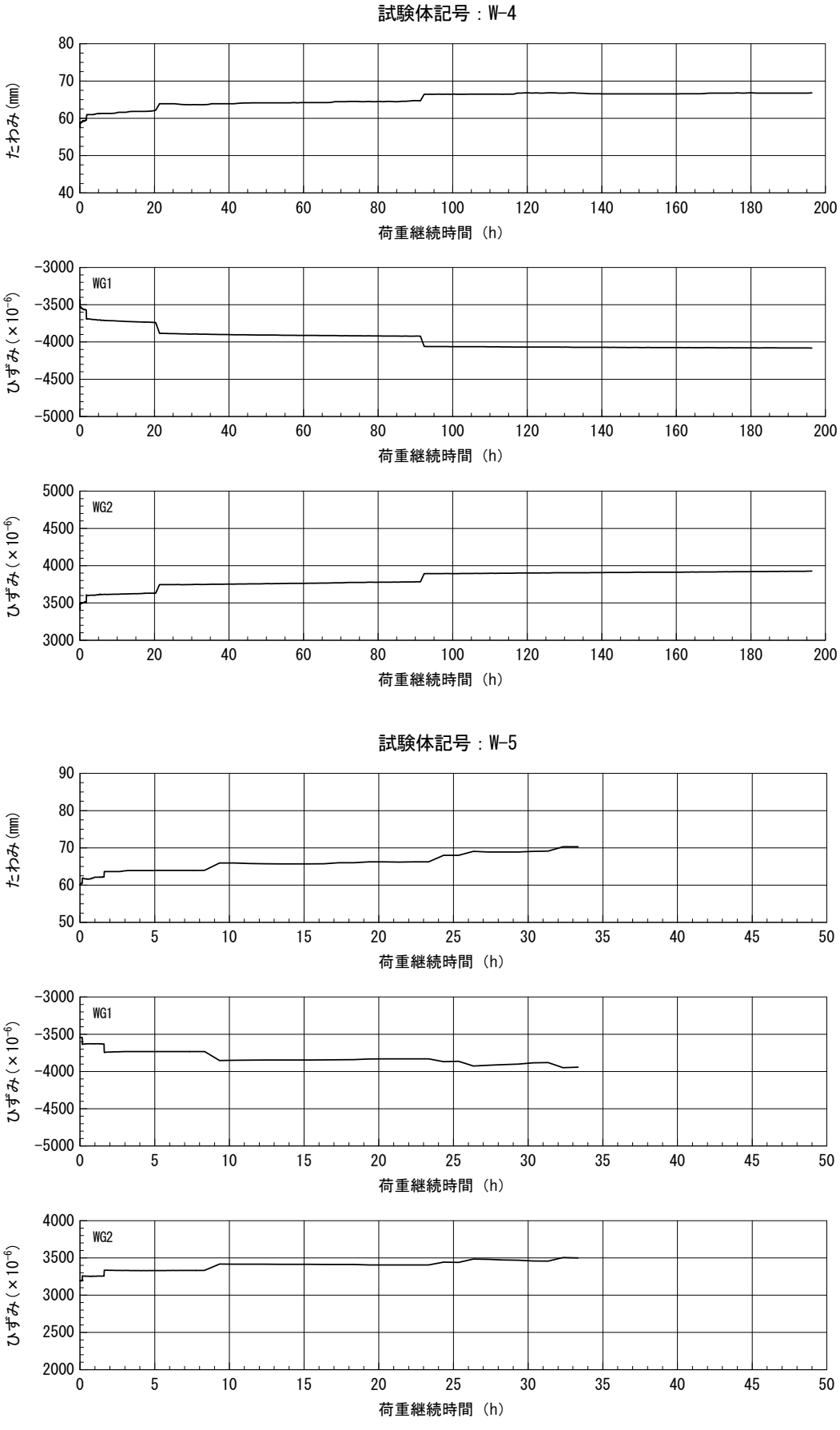


図 4.3.3.3　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

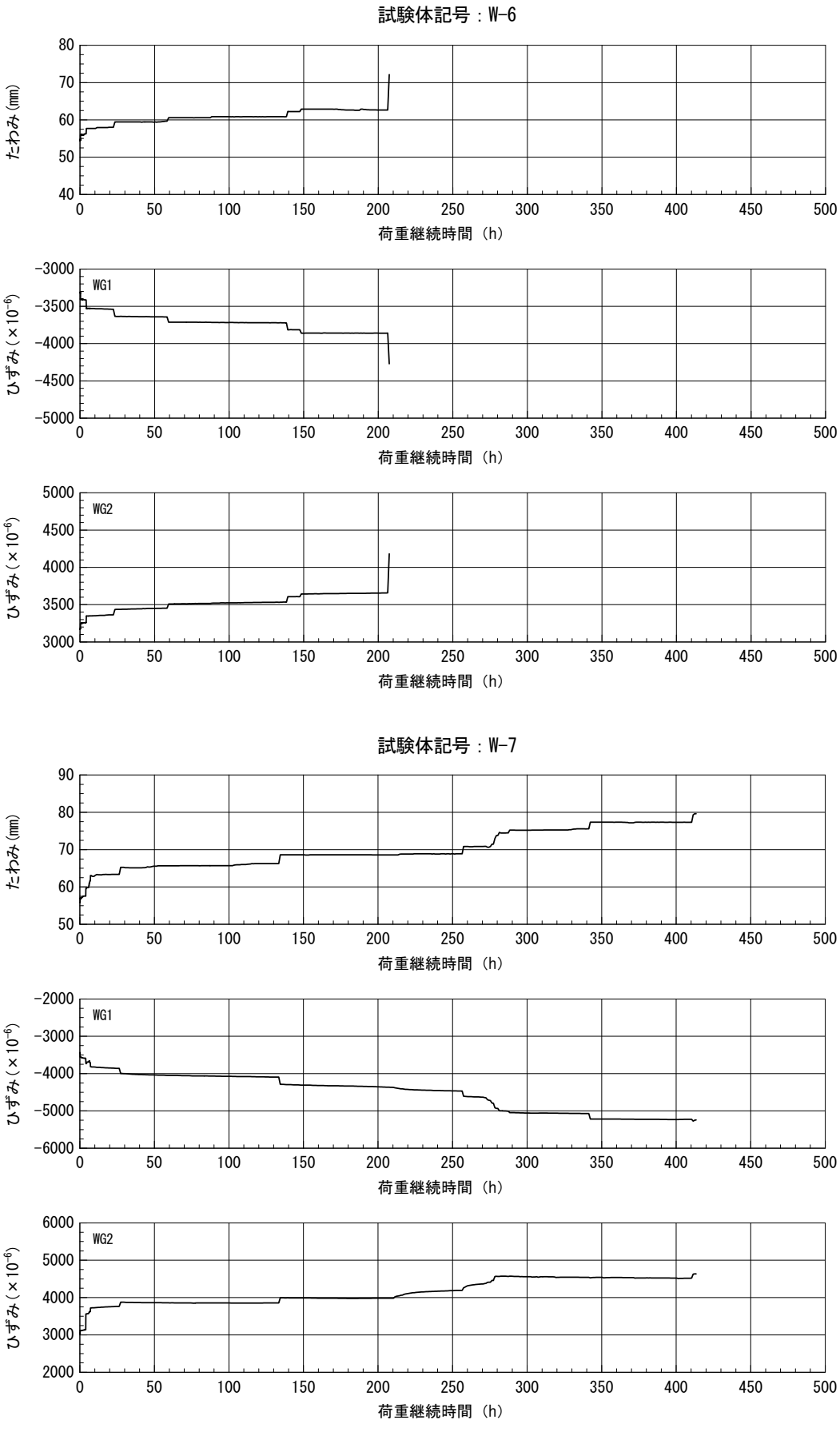


図 4.3.3.4　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

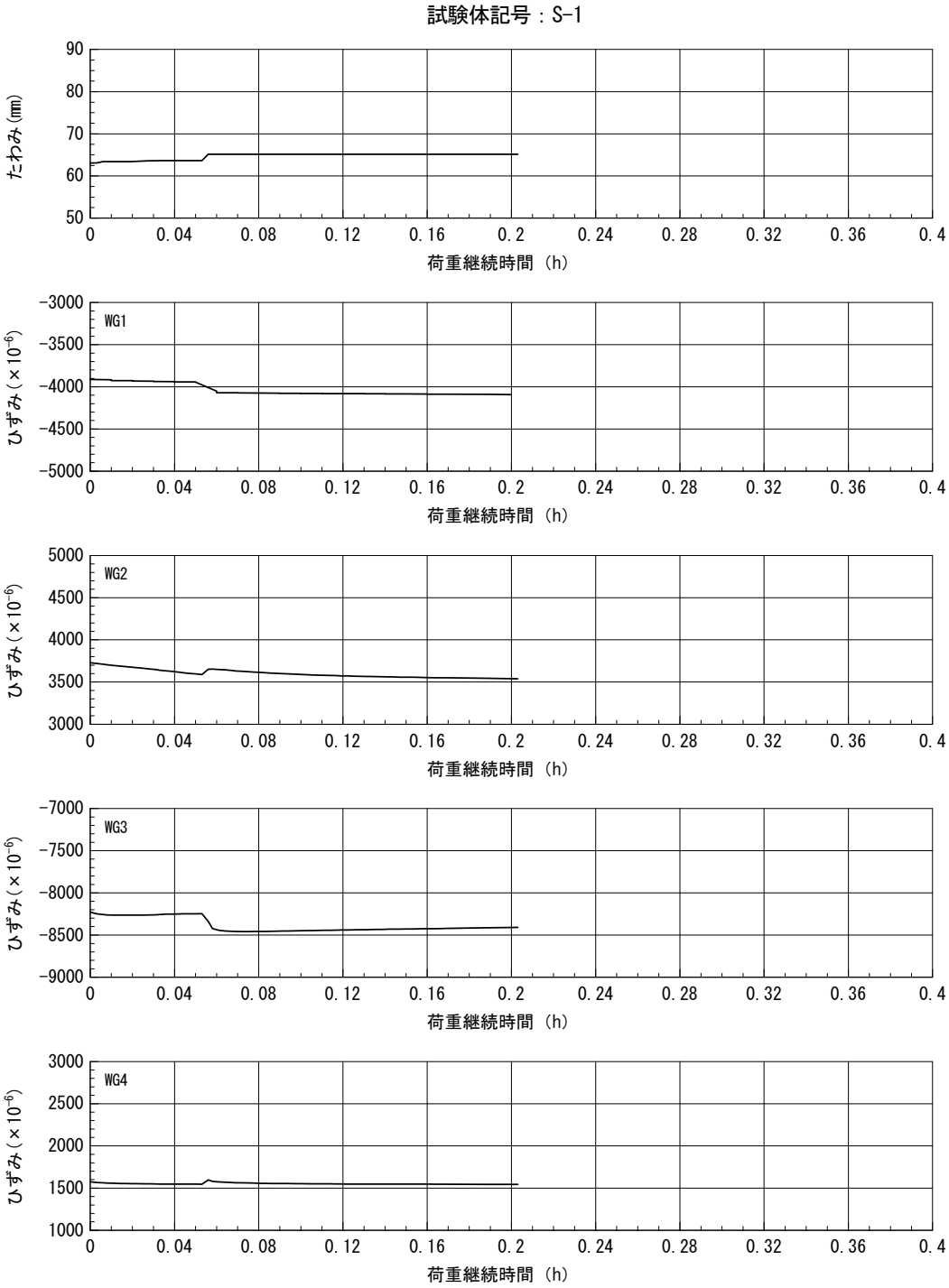


図 4.3.3.5　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

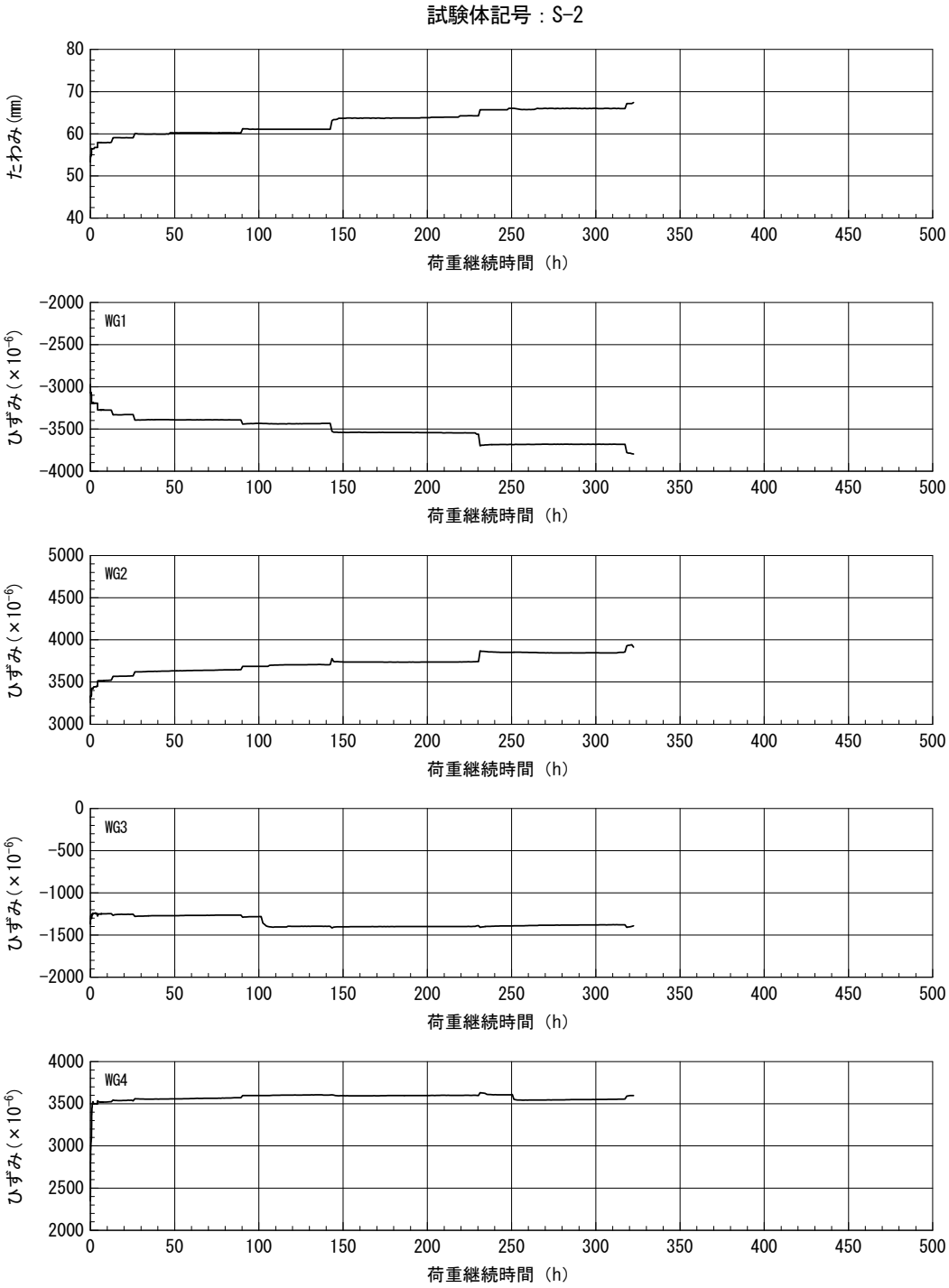


図 4.3.3.6　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

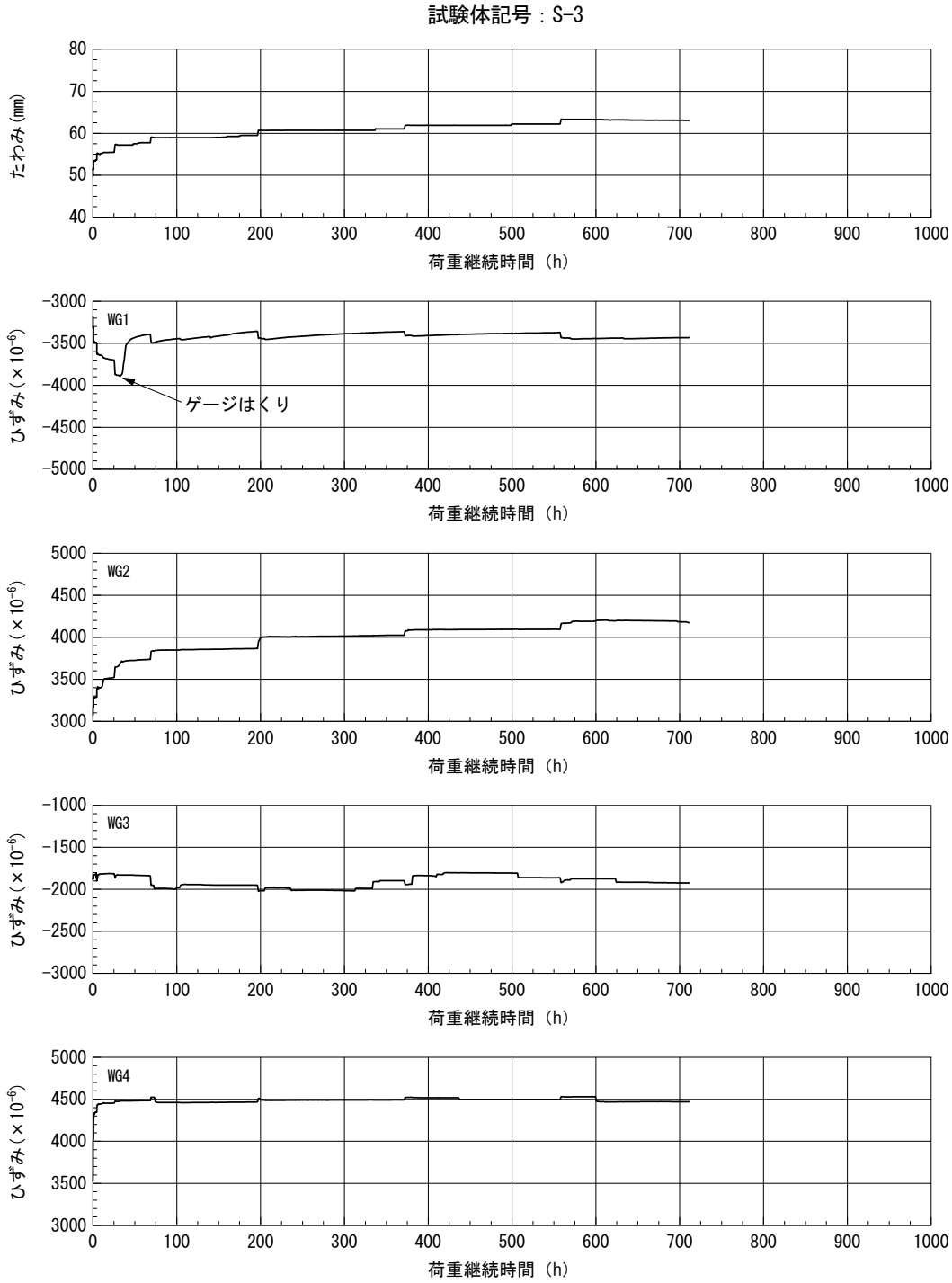


図 4.3.3.7　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

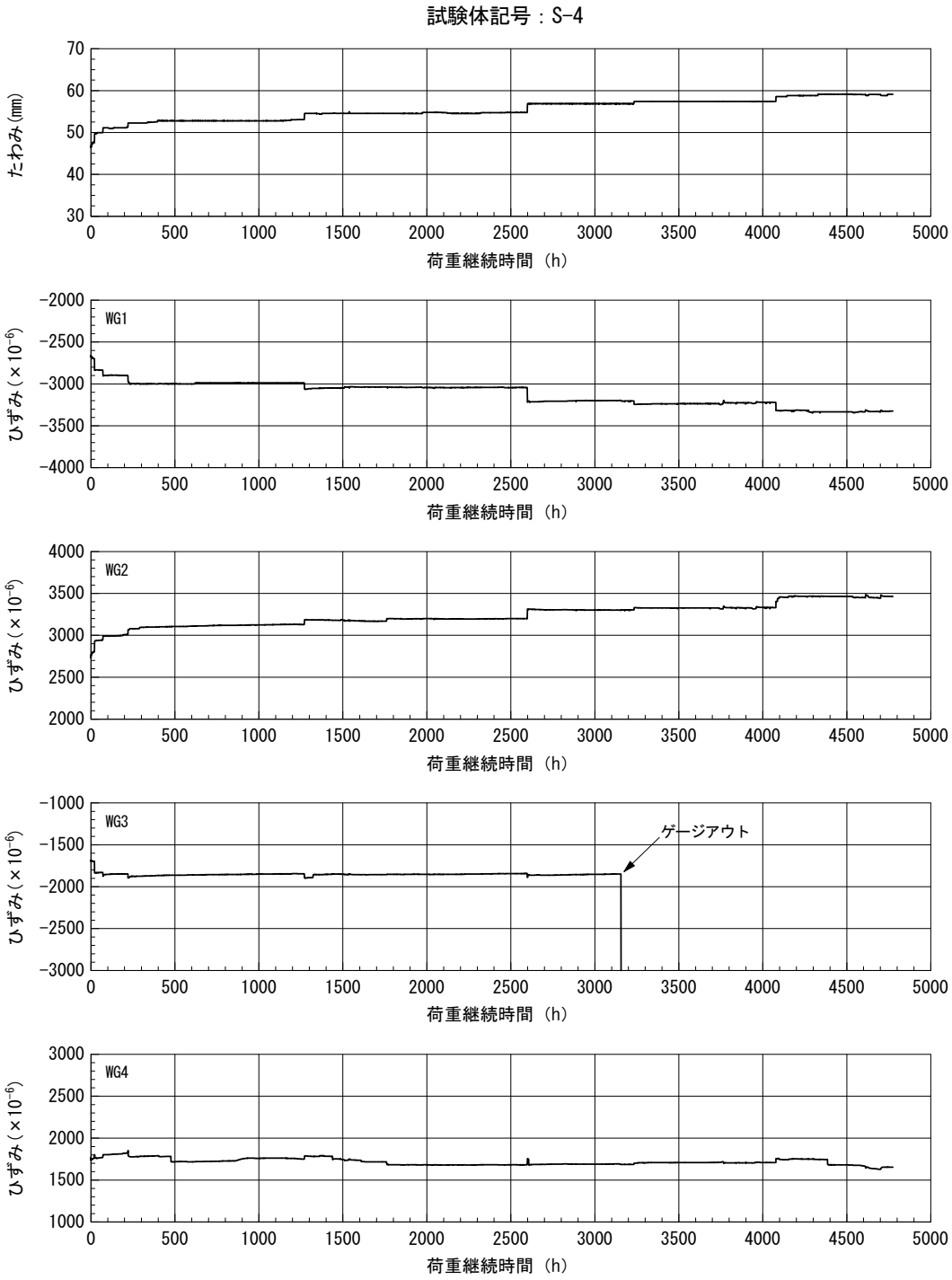


図 4.3.3.8　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

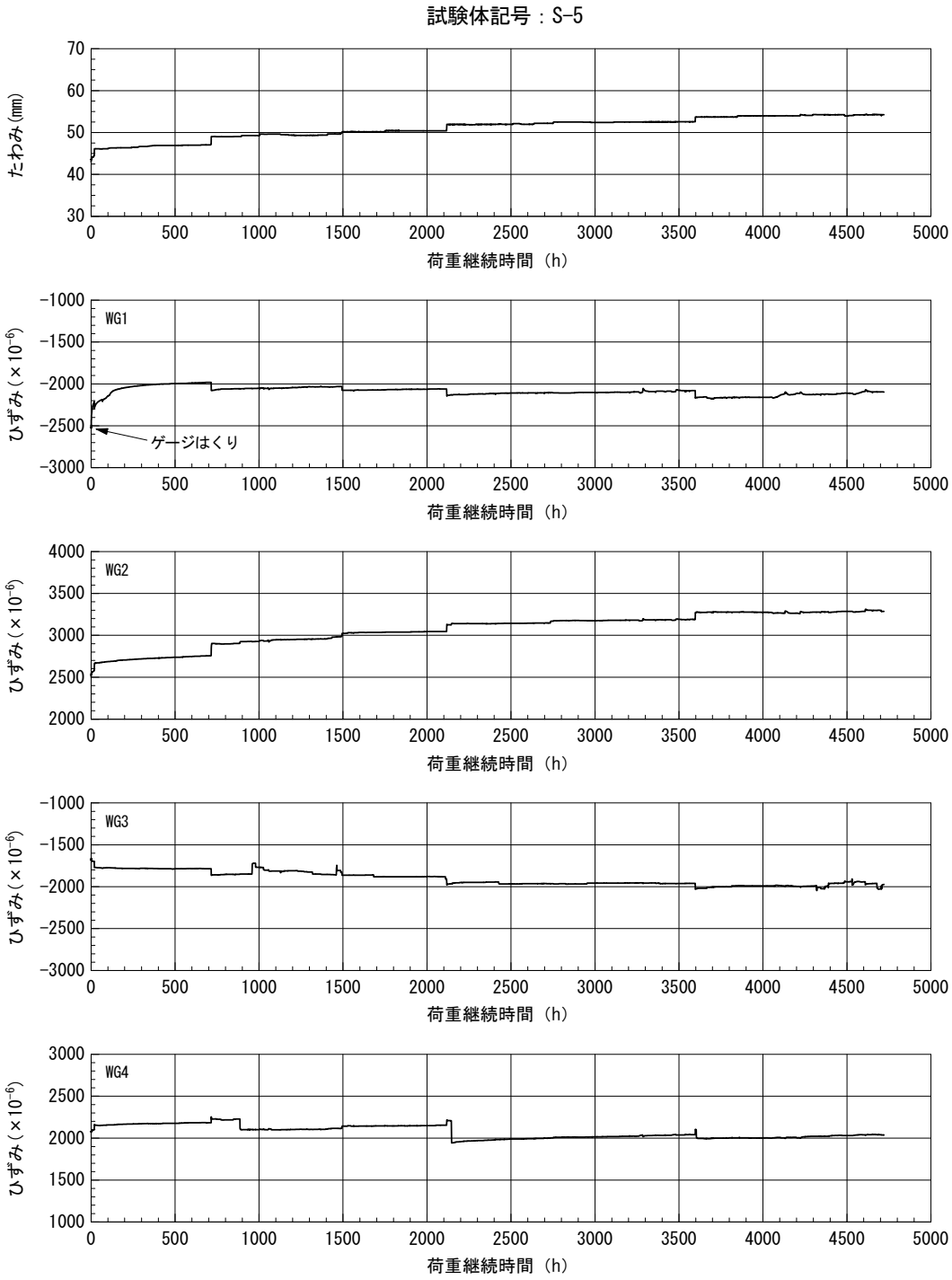


図 4.3.3.9　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

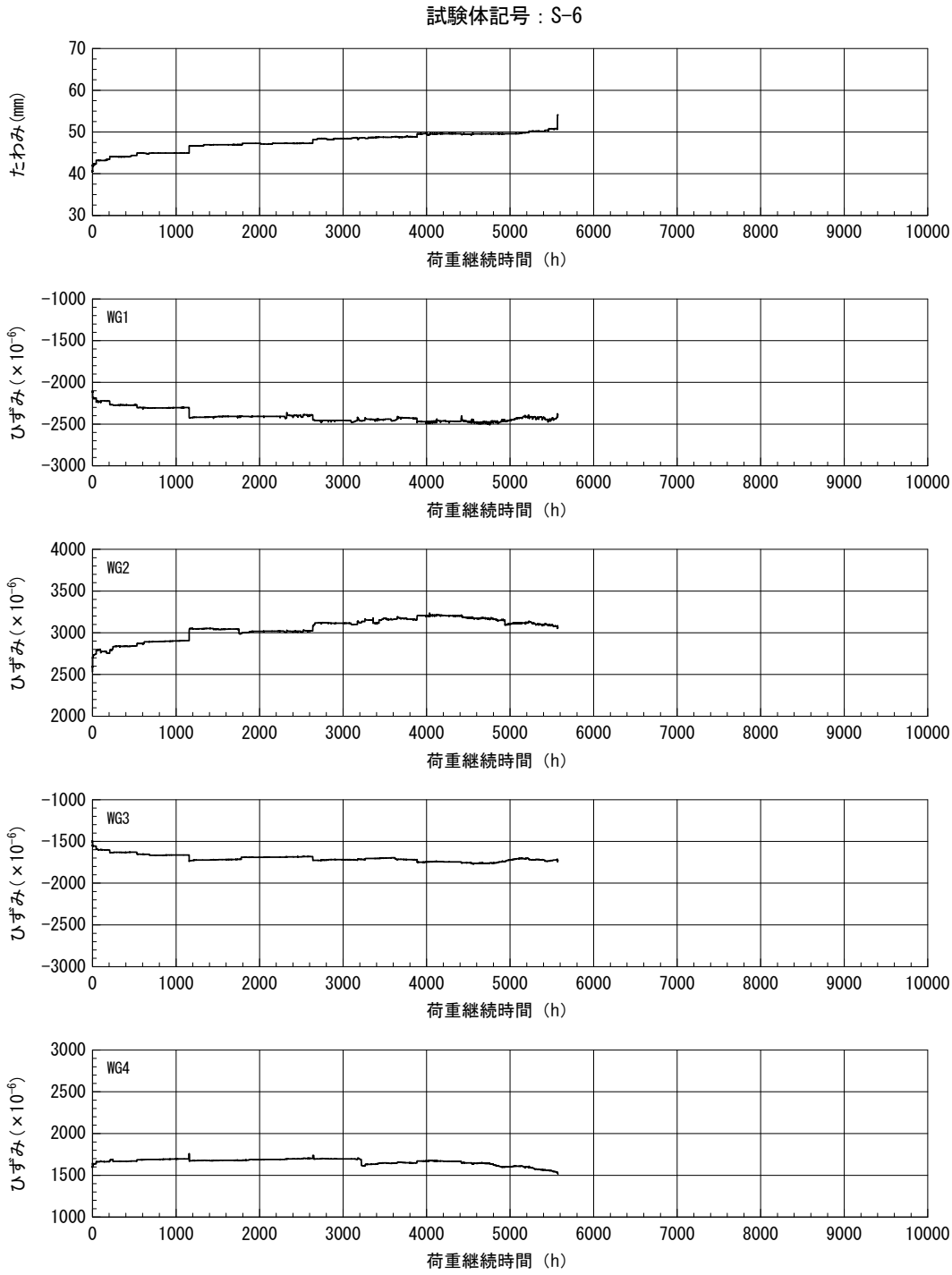


図 4.3.3.10　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

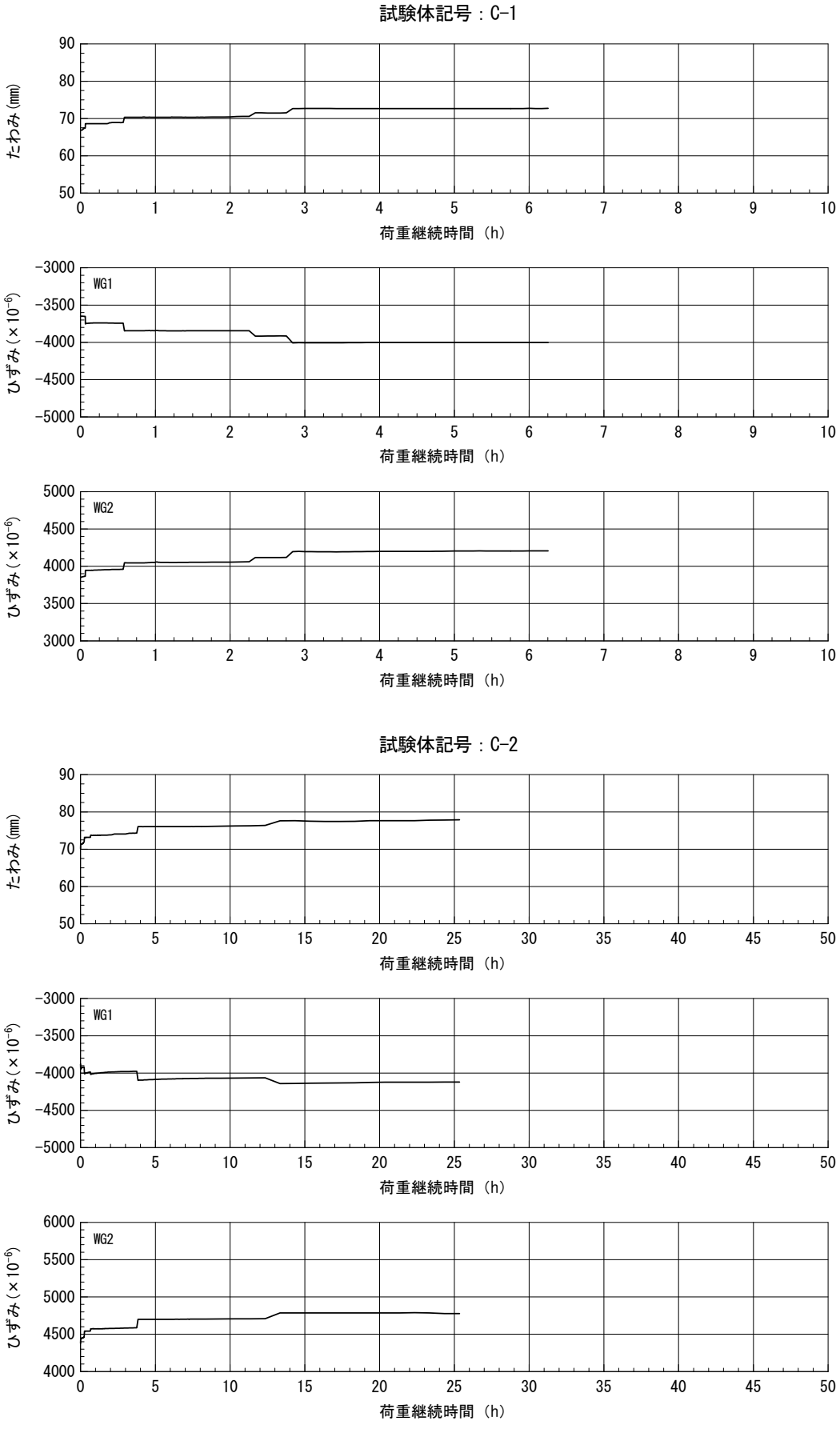


図 4.3.3.11　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

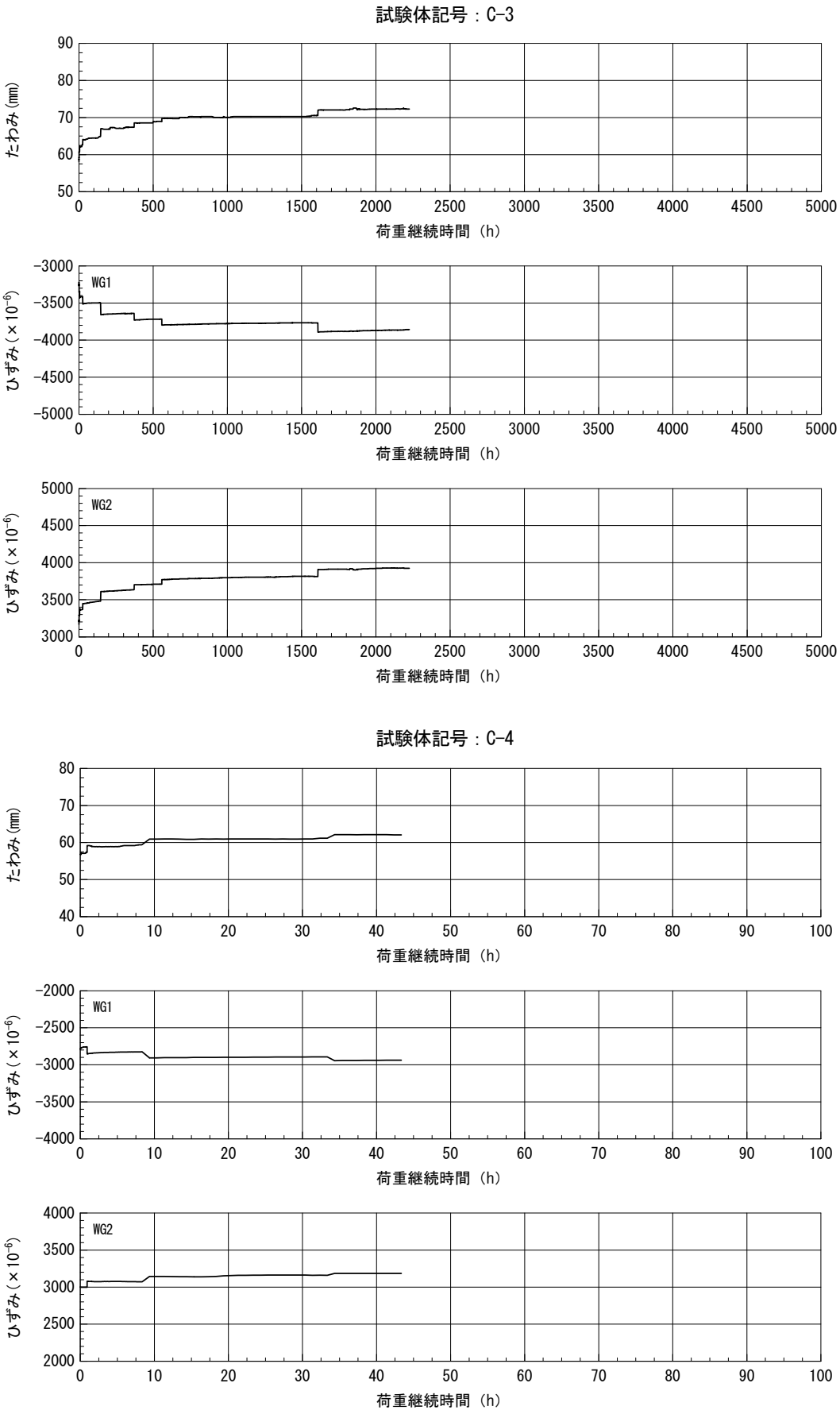


図 4.3.3.12　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

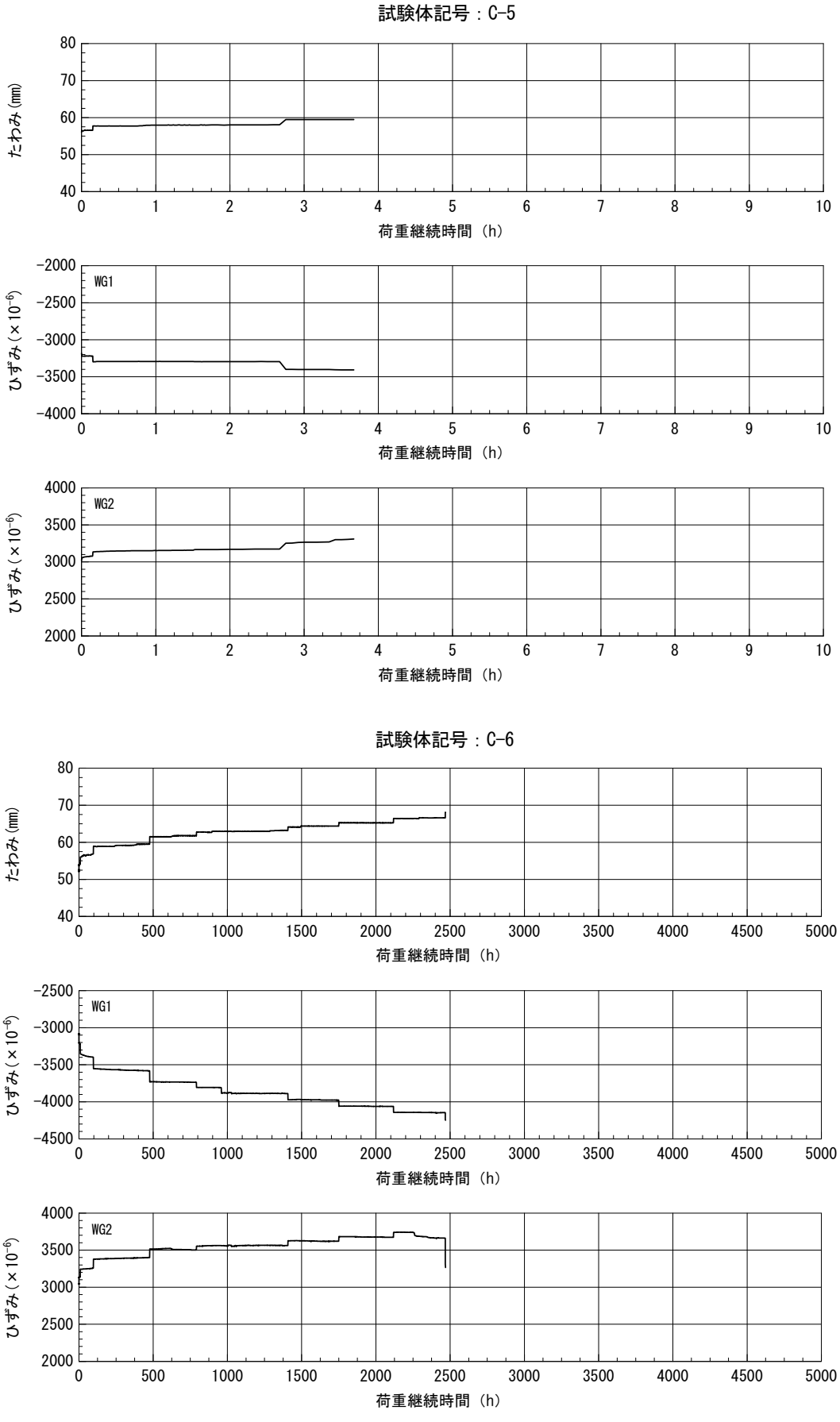


図 4.3.3.13　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

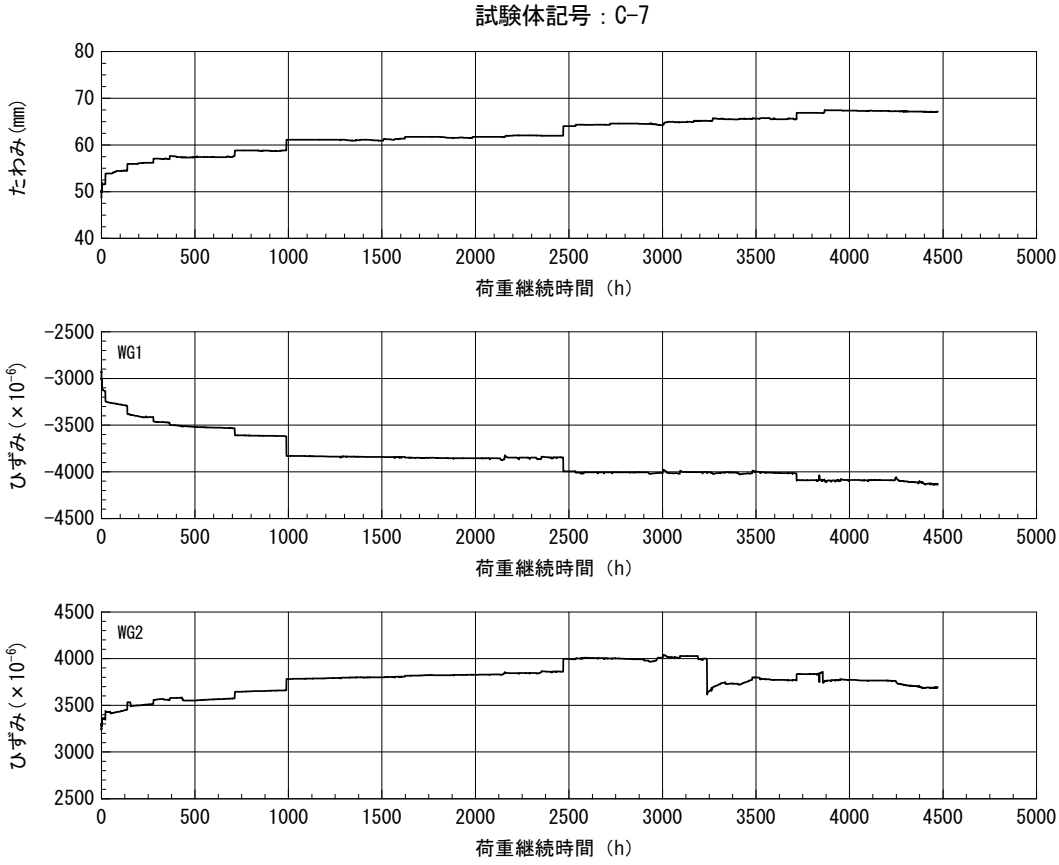


図 4.3.3.14　　たわみ及びひずみと荷重継続時間の関係

写真 4.3.3.1　破壊状況

試験体記号：W-1

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.2　破壊状況

試験体記号：W-2

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.3　破壊状況

試験体記号：W-3

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.4　破壊状況

試験体記号：W-4

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.5　破壊状況

試験体記号：W-5

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.6　破壊状況

試験体記号：W-6

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.7　破壊状況

試験体記号：W-7

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.8　破壊状況

試験体記号：S-1

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.9　破壊状況

試験体記号：S-2

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.10　破壊状況

試験体記号：S-3

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.11　破壊状況

試験体記号：S-4

6ヵ月経過時に測定終了

写真 4.3.3.12　破壊状況

試験体記号：S-5

6ヵ月経過時に測定終了

写真 4.3.3.13　破壊状況
試験体記号：S-6
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.14　破壊状況
試験体記号：C-1
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.15　破壊状況
試験体記号：C-2
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.16　破壊状況
試験体記号：C-3
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.17　破壊状況
試験体記号：C-4
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.18　破壊状況
試験体記号：C-5
フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.19　破壊状況

試験体記号：C-6

フィンガージョイント部で破壊

写真 4.3.3.20　破壊状況

試験体記号：C-7

フィンガージョイント部で破壊

参考資料

2. 木質系複合材料の長期構造性能検討委員会議事要旨

第１回木質系複合材料の長期構造性能検討委員会　議事要旨

１．日時

平成２８年5月２６日（木）１０：００～１２：００

２．会場

赤坂T-ＦＲＯＮＴビル ３階 貸会議室

３．出席予定者（順不同、敬称略、下線は欠席）

委 員 長：五十田博

委　　員：河合直人、塩屋晋一、渋沢龍也、槌本敬大、中川貴文、中島史郎、中村昇、宮武敦、宮林正幸、安村基

協力委員：室星啓和

オブザーバー：長瀬諭司、松尾淳、村田忠、庄司秀雄

行　　政：中熊靖、服部浩治、原章仁

事 務 局：金子弘、岡田恒、鴛海四郎、佐野敦子、鈴木圭

４．配付資料

資料１　平成 28 年度計画のアウトライン

資料２　木質系複合材料のクリープ破壊に関する実験計画（案）

資料３　接着層の DOL 試験を用いた複合材料の DOL 推定

資料４　クリープ変形を用いた DOL 係数の算定

資料５　繰り返し強制加湿による鉄筋集成材梁のクリープ係数に関する長期載荷の計画

資料６　２０１６年度の実大材の曲げ長期載荷試験計画案

参考１　平成 27 年度の実験概要

参考２　炭素繊維強化プラスチック（CFRP）について

５．議事

(1) 平成 27 年度実験概要の報告

平成 27 年度の実験の概要と現在の長期曲げ試験の状況が報告された。

(2) 平成 28 年度の計画

平成 28 年度の計画の概要とスケジュールが説明された。

1) 各種要素試験

各種要素試験の計画の説明の後意見交換を行い、次の事項を決定した。

① 鉄筋と木材の接着のクリープ試験は鉄筋の押し抜きタイプとする。

② 木材と炭素繊維シートの接着のクリープ試験は提案された２案のうちＡタイプとする。

③ 木材と木材の接着のクリープ試験は木材の繊維方向が互いに平行になるように接着したものを対象とする。

④ スギのせん断クリープ試験を行う。

なお、委員から次のような意見があった。

① 鉄筋の押し抜き試験は､試験体の下に置く受け板の穴の大きさや試験体の長さ等の影響が大きいため、これまでに行われた試験をもとに十分な検討を行う必要がある。

② ASTM D4680 の試験装置は大きな荷重をかけることが難しいため、試験体の縮尺をどうするか考えなければならない。鉄筋は D10 程度が適当か。

③ ASTM D4680 の試験装置では、変位と荷重の関係をあらかじめ求めておき、変位を目安にして載荷を行う。

④ 試験データの汎用性を考えると押し抜き試験ではなくいす型の試験体で鉄と木材の接着のクリープ試験も行っておいた方がよいのではないか。

⑤ 鉄筋入り集成材の場合は木材とエポキシ樹脂の界面で破壊することから鉄筋を含む試験は行わなくてもよいという考え方もある。

2) 長期曲げ試験

今年度新たに作製する長期曲げ試験用の試験体の計画について説明の後意見交換を行い、次の事項を決定した。

① 炭素繊維シート厚さ 0.6㎜ のものと 0.9㎜ にものを作製し､短期試験の結果から判断していずれかを長期試験に供することとする。

3) 繰返し強制加湿による鉄筋入り集成材梁のクリープ係数に関する長期載荷

繰返し強制加湿による鉄筋入り集成材梁の長期載荷試験の計画について説明が行われた後意見交換を行った。委員から次のような意見があった。

① 強制加湿を行うと木材のヤング係数が下がるので､強制加湿をせず長期載荷試験を行った方がよい。何とかして長期載荷試験を行えないか。

② 接着への湿度の影響はないものと考えてよいのか。

③ これは複合材料の評価システムを構築するための実験である。

4) 調査等

クリープ関数を理論的に求める方法について説明が行われた後意見交換を行い、引き続き検討を進めることとした。委員から次のような意見があった。

① 杉山先生の理論は無欠点小試験体を対象としたものである。

② 継続荷重が載荷された場合断面の応力分布の中立軸が引張り側にシフトすることを実験で確かめたい。

第２回木質系複合材料の長期構造性能検討委員会　議事要旨

１．日時

平成２８年１２月１日（木）１８：００～２０：３０

２．会場

ＴＫＰ新橋内幸町ビジネスセンター カンファレンスルーム６１０

３．出席者（順不同、敬称略、下線は欠席予定者）

委 員 長：五十田博
委　　員：河合直人、塩屋晋一、渋沢龍也、槌本敬大、中川貴文、中島史郎、中村昇、宮武敦、宮林正幸、安村基
協力委員：室星啓和
オブザーバー：長瀬諭司、松尾淳、村田忠、庄司秀雄
行　　政：服部浩治、原章仁、中熊靖、佐藤宏治、松本潤朗、高木淳一郎、野口雄史
事 務 局：金子弘、岡田恒、鴛海四郎、佐野敦子、鈴木圭

４．配付資料

資料１　前回議事要旨案
資料２　炭素繊維シート入り集成材の曲げ試験
資料３　平成 27 年度の続報･木質系複合材料の曲げ強さに対する荷重継続時間の測定試験
資料４　複合材料の DOL 試験
資料５　[木･炭素繊維･木]接合のクリープ破壊試験 中間報告
資料６　鉄筋集成材梁のクリープ試験
資料７　クリープ変形を用いた DOL 係数の算定
資料８　ユーロコードにおける DOL 係数の取り扱い
資料９　事業報告書の目次案･今後のスケジュール
参考１　委員名簿
参考２　平成 27 年度の実験概要

５．議事

(1) 前回議事の確認

前回議事の確認を行い、議事要旨案を承認した。

(2) 試験･調査･検討状況の報告

事務局より本事業の目的について説明が行われた後、各報告が行われた。

1) 短期曲げ試験

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① いずれの厚さの炭素繊維シートを入れた複合材料でも、試験体が曲げ破壊をする時点の炭素繊維シートの応力負担は少ないと考えられ、結果は集成材とあまり変わらない。

② 厚さ 1㎜ 程度の薄い炭素繊維シートは接着性を向上させるための表面処理ができない。このことが今回の減圧加圧はく離試験の結果につながったと思う。実際にはシートではなく 15㎜ や 30㎜ の薄板等の使用を検討しており、表面処理を行えば接着性能に問題はない。

2) 長期曲げ試験

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 長期載荷中に圧縮側の変化があったのであれば教えて欲しい。

3) 接着接合部等の DOL 試験

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 今回の鉄筋の押抜き試験は支持盤に鉄筋の節のより少し大きい径の孔を空けており、接着剤付近の DOL を測定している。一方、支持盤に接着剤部分より大きい孔を空けた場合は最も弱い部分である木材のせん断で破壊すると予想される。接着の部分が木材よりも強いことを確認するためだけであれば後者の孔径でよいという考え方もできる。

② 鉄筋入り集成材では、鉄筋の降伏が始まり鉄筋表面の黒皮が剥がれても節があるため鉄筋はずれにくい。節が効いていると考えられるので鉄筋と接着剤の界面の接着を確認する必要はないのではないか。

4) 鉄筋集成材梁のクリープ試験

資料説明の後意見交換を行い、次の事項を決定した。

① クリープ試験では、集成材の短期試験の最大荷重時の応力の 1.1/3 倍の応力がそれぞれの鉄筋入り集成材にかかるように載荷する。設計上の値に対して実際の強度が高いため、その分割り増した荷重をかけることになる。

② 鉄筋入り集成材は応力緩和して木材の応力負担が減るため DOL 係数は 0.55 より上がるという考え方もできるが、本事業ではそこまで踏み込まないこととする。

委員から次のような意見が出された。

① クリープ試験は鉄筋入り集成材のクリープ係数が２より小さくなることを示した理論を確認するために行う。２より小さいクリープ係数を認めるかどうかは別の議論が必要となる。

5) クリープ変形を用いた DOL 係数の算定

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 文献等では、応力比が小さい場合、実大材は無欠点小試験体より早く壊れる傾向がみられる。

② これ以下なら破壊しないという応力比があるとすれば、そこを下回っても破壊に至る方法には問題がある。

6) ユーロコードにおける DOL 係数の取扱い

資料説明の後意見交換を行った。

(3) まとめ方について

1) 報告書目次と執筆担当者

報告書目次と執筆担当者について確認した。

2) 今後のスケジュールの確認

今後のスケジュールについて確認した。次回委員会開催日は 2 月 8 日、2 月 22 日を候補日とし、本日欠席の委員の予定を伺った上で決定することとした。

第３回木質系複合材料の長期構造性能検討委員会　議事要旨

１．日時

平成２９年2月８日（水）１８：００～２１：００

２．会場

スタンダード会議室 虎ノ門ＳＱＵＡＲＥ ４階

３．出席者（順不同、敬称略、下線は欠席者）

委 員 長：五十田博
委　　員：河合直人、塩屋晋一、渋沢龍也、槌本敬大、中川貴文、中島史郎、中村昇、
　　宮武敦、宮林正幸、安村基
協力委員：室星啓和
オブザーバー：長瀬諭司、松尾淳、村田忠、庄司秀雄
行　　政：服部浩治、原章仁、中熊靖、佐藤宏治、松本潤朗、高木淳一郎、野口雄史
事 務 局：金子弘、岡田恒、鴛海四郎、佐野敦子、鈴木圭

４．配付資料

資料１　前回議事要旨案
資料２　事業報告書案　表紙～第１章　事業概要
資料３　事業報告書案　第２章　2.1 短期曲げ試験
資料４　事業報告書案　第２章　2.2 長期曲げ試験
資料５　事業報告書案　第３章　3.1 木材、木材と接着剤の界面、異形鉄筋と
　　接着剤の界面の DOL
資料６　事業報告書案　第３章　3.2 木材と炭素繊維シートの接着の DOL
資料７　事業報告書案　第４章　鉄筋集成材梁のクリープ性能に関する長期載荷試験
資料８　事業報告書案　第５章　5.1 クリープ変形を用いた DOL 係数の算定
資料９　事業報告書案　第５章　5.2 ユーロコードにおける荷重継続時間の取扱い
資料 10　事業報告書案　第６章　まとめと今後の課題
参考１　平成 27 年度の実験概要
参考２　ＪＡＳ制度見直し

５．議事

(1) 前回議事の確認

前回議事の確認を行い、議事要旨案を承認した。

(2) 事業報告書の検討

1) 事業概要

資料説明の後意見交換を行い、次の事項を決定した。

① 目的では昨年度実施した内容にも触れることとし、DOL 係数を求める試験が材料開発の一つになっているという表現については再考する。

② 実施内容の記載内容を各試験の担当者が確認する。

2) 木質系複合材料の曲げ試験

2-1）短期曲げ試験

資料説明の後意見交換を行った。

2-2）長期曲げ試験

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 長期曲げ試験の結果の図に回帰直線を引き DOL 係数を求めることは可能であるが、試験体数が少ないため大きく外れた値の影響が出やすい。

② 告示で定められている試験法では、10 体ずつ 3 つの応力レベルで試験し、そのうち 1 つの応力レベルは半数以上の試験体が破壊まで 6 か月を超えることとなっている。今年度の試験体は 6 か月を超えているものが少ないため、結果を判断できない。

③ 半数以上の試験体が破壊まで 6 か月を超えることとする理由は何か。

また、次の事項を決定した。

① 第 6 章のまとめに長期曲げ試験の結論を次の主旨で記載する。

昨年度と今年度の長期曲げ試験の結果より、鉄筋入り集成材の DOL 係数は集成材と同等以上、炭素繊維シート入り集成材の DOL 係数は集成材と同等程度と判断できる。

3）木質系複合材料の接着接合部等の DOL 試験

3-1）木材、木材と接着剤の界面、異形鉄筋と接着剤界面の DOL

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 木材のせん断強度より木材とエポキシ界面のせん断強度のほうが高いため、木材とエポキシ界面の DOL 試験のデータは木材のせん断強度を基準にすればマディソンカーブの上になると思われる。

② 今回の異形鉄筋の押抜きせん断試験の結果は既存のデータと比較すると低い。

③ 今回の異形鉄筋の押抜きせん断試験はエポキシを支持して行ったが、木部を支持して行った場合は最も弱い木部で破壊する。

④ 木部のせん断の DOL 試験は、マディゾンカーブに代表される曲げの DOL 試験とは異なり、なかなか破壊に至らない。

⑤ 木材のせん断強度の試験結果がスギのデータとしては高めなのでできれば樹種、密度等を確認して欲しい。

3-2）木材と炭素繊維シートの接着の DOL

資料説明の後意見交換を行い、次の事項を決定した。

① 短期試験の最大荷重のばらつきが大きいため長期試験の荷重の推定が非常に難しい。DOL を求めるには試験体が小さすぎるなどの理由が考えられるため、試験データの解釈及び試験・評価方法の検討の必要性について報告書に記載する。

4）鉄筋集成材梁のクリープ性能に関する長期載荷試験

資料説明の後意見交換を行い、委員から次のような意見が出された。

① 今後気温の上昇に伴って変形が増大するので今後も実験を続けて欲しい。

② 鉄筋の定着等は強度を保持するための必要条件であり、DOL とは直接関係ないと思われる。

③ 鉄筋入り集成材は木材の基準強度に鉄筋の応力負担分を割増して設計する。長期で鉄筋の応力負担が増え鉄筋が降伏するようなレベルには設定しない。

④ DOL とクリープの関係は検討の余地がある。

5）長期性能の考え方の例

5-1）クリープ変形を用いた DOL 係数の算定

資料説明の後意見交換を行った。

5-2）ユーロコードにおける荷重継続時間の取扱

資料説明の後意見交換を行った。

6) まとめと今後の課題

木質系複合材料の今後の方向の一つとして JAS 規格の制定が考えられるため、JAS 制度の見直しについて説明を受けた。

次に報告書案の説明の後意見交換を行い、指摘事項をもとに修正することとした。

(3) その他

本日の検討結果を踏まえて報告書案を修正し、2 月 17 日までに事務局に送付することとした。