

参考資料 2-A 高強度鋼を用いた部材・接合部・架構の実験

1. 検討の概要

高強度鋼材 HSA700 による柱梁主架構と鋼材ダンパーを組み合わせた高性能架構を想定し、部材および接合部設計に関し想定される各種のクライテリアの分析および評価を行うことを目的とした実験的検討を行った。高強度鋼材を用いた主架構の課題としては、以下のようなものが挙げられる。

- 1) 繰返し荷重下の溶接接合部の性能が十分に解明されていない高強度鋼材主架構において、鋼材ダンパーがエネルギー吸収を開始した後大きな層間変形まで弾性域を保ち、安定した繰返し変形性能をもつための柱梁接合部条件の検討。
- 2) 通常の設計規準において上記性能を確保するための F 値の設定の参考となる実験的データの蓄積。
- 3) 上記性能を確保するための幅厚比制限の設定。弾性限内での使用を前提とする高強度鋼骨組では、塑性変形能力を期待し得るまでの幅厚比制限は不要となるものと考えられる。
- 4) 溶接部がクリティカルとされない接合方式の可能性の検討。

上記諸課題に対し、(1) 高強度鋼 H 形柱とスプリットティーによる乾式接合部に関する実験、(2) ウェブ幅厚比を変化させた高強度鋼 H 形梁材の曲げせん断実験、(3) 高強度鋼角形鋼管-H 形鋼梁接合部に関する実験、(4) 高強度鋼柱梁と鋼材ダンパーを組み合わせた十字架構の繰返し載荷実験を実施した。それぞれの実験目的および結果について、次節以降に報告する。

なお、高強度鋼 HSA700 の応力-歪関係は各節またはその添付資料中にそれぞれ示すが、溶接材料に関しては下記の特性の溶接材料を共通して用いる。降伏耐力、引張り強さ共に、母材に対しアンダーマッチングとなっている点に注意が必要である。

表 1.1 溶接材料の機械的性質(ミルシートによる)

材質	径(mm) (mm)	0.2%耐力 (N/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)	伸び (%)	吸収エネルギー	
					温度(°C)	(J)
MG-80	1.2	686	780	21	-20	108

2. 高強度鋼H形柱とスプリットティによる乾式接合部の実験

2.1 はじめに

柱梁接合部での脆性破壊を確実に防ぐための高度な溶接管理を期待できない小規模な中低層鋼構造建築骨組を対象として、スプリットティを介しボルト接合のみによって柱梁接合部を構成する接合詳細(図 2.1)について、その半剛接合部としての性能に関する研究が行われている。本研究では、高強度鋼材を用いてこのような柱梁接合部を構成する場合の力学的挙動を調べることを目的とする。

本研究で対象とする高強度鋼材は塑性変形能力が乏しいため、極限地震時にも架構が弾性挙動に収まるよう、弾性設計に用いられることが想定される。通常の構造設計では、弾性設計を行う場合でも接合部の全ての箇所の応力が降伏応力以下に留まることを厳密に確かめることはせず、巨視的に考えて各部の公称応力が降伏応力を上回らないことを確かめるのが一般的だろう。この場合、接合部の形状の複雑さによる応力集中が避けられないため、接合部全体が巨視的には弾性挙動していても局部的には降伏してしまう箇所が発生する。通常の鋼材では素材がある程度の塑性変形能力を有しているため、接合部の弾性挙動時にこのような部分的な降伏が問題となることはなかった。しかし、本研究で対象とする高強度鋼材では素材の塑性変形能力が乏しいため、例え局部的な降伏であってもその箇所を起点とする接合部の破壊につながる恐れがある。そのため、設計においては「局所的に見ても接合部各部が弾性範囲にある」ような限界状態に対応する接合部耐力が必要となるだろう。そこで、本研究では、接合部各部が局所的に見ても概ね弾性範囲にとどまっているような接合部耐力を局部弾性限耐力と定義し、研究対象とする接合部について試みに局部弾性限耐力を算出している。

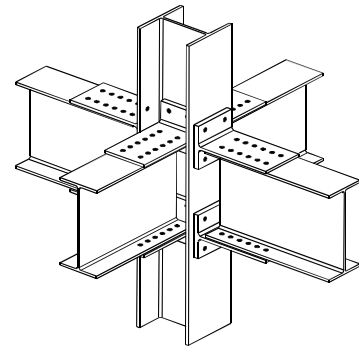


図 2.1 スプリットティを介したH形鋼柱-H形鋼梁接合部

2.2 試験体

本研究では、図 2.1 の柱梁接合部のうち、(1)柱H形鋼のフランジ-スプリットティ接合部、または(2)柱H形鋼のウェブ-スプリットティ接合部を対象として局部引張実験を行う。試験体は全3体で(図 2.2)、フランジ-スプリットティ接合部試験体 1 体(試験体名 HCF-H)とウェブ-スプリットティ接合部試験体 2 体(ウェブ裏面に補強 ST がないかあるかで 2 体、試験体名 HCW-N-H, HCW-S-H)である。H 形鋼柱相当部はBH-350×350×12×19(YS650)、スプリットティはPL-25(YS650)を溶接して組み立てた。

なお、本試験体は実大建物の概ね 1/2 程度の部材サイズで、スプリットティに接続される梁のフランジ厚がスプリットティフランジ厚の 1/2~1/3 程度であれば梁の弾性限モーメントの伝達が可能となるよう想定している。

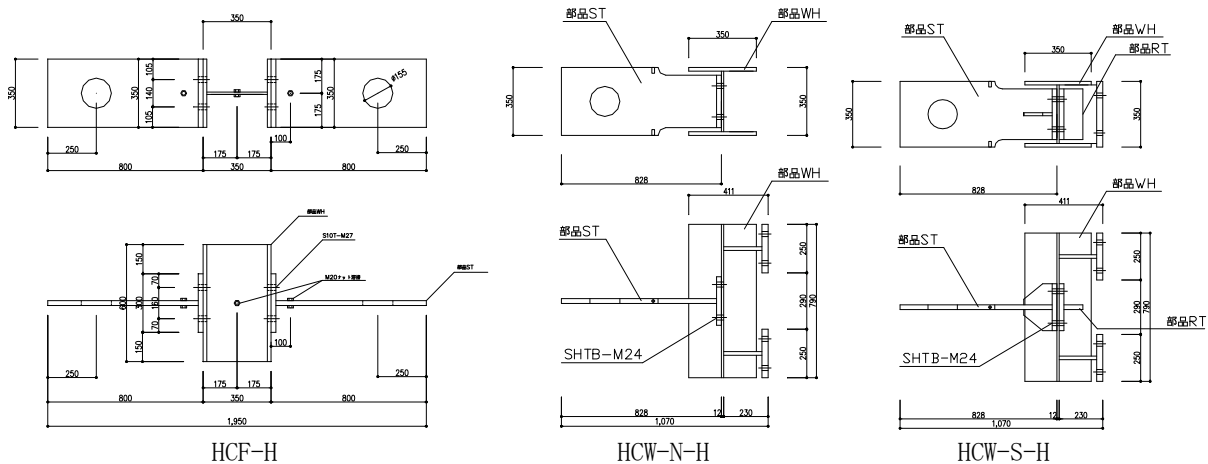


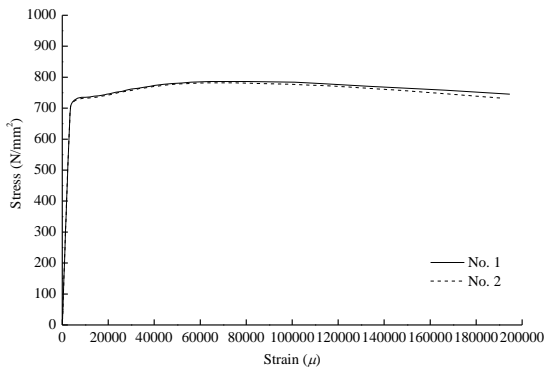
図 2.2 試験体一覧

2.3 鋼材の機械的性質

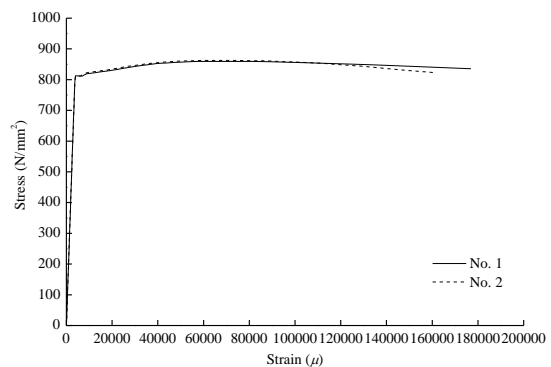
試験体に用いた鋼板(高強度鋼材 HSA700)とトルシア形高力ボルト(S10T-M27, SHTB-M24)の素材試験を行って得られた各鋼材の降伏応力 σ_y と最大応力 σ_u を表 2.1 に示す。フランジ(PL-19)、ウェブ(PL-12)、スプリットティ(PL-25)に用いた高強度鋼材の応力-ひずみ関係を図 2.3 に示す。

表 2.1 素材試験結果

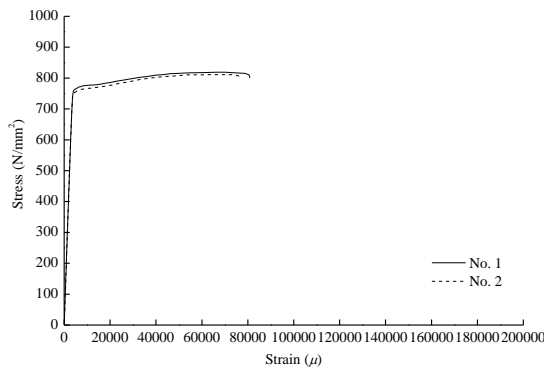
部材	(部位)	鋼種	公称板厚 (mm)	実測板厚平均 (mm)	素材試験片 No.	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	YR (%)
BH-350×350×12×19	フランジ	HSA700	19	19.54	19-1	713.1	786.3	90.7
					19-2	721.8	784.4	92.0
					平均	717.4	785.3	91.4
	ウェブ		12	11.96	12-1	808.5	855.3	94.5
					12-2	812.9	863.1	94.2
					平均	810.7	859.2	94.4
溶接組立スプリットティ	フランジ・ウェブ	25	25.63	25-1	769.5	815.4	94.4	
				25-2	756.3	811.3	93.2	
				平均	762.9	813.4	93.8	
トルシア形高力ボルト	-	S10T-M27	-	-	1	979.6	1061.2	92.3
					2	955.4	1043.0	91.6
					平均	967.5	1052.1	92.0
		SHTB-M24			1	1199.0	1308.3	91.7
					2	1155.0	1299.6	88.9
					平均	1177.0	1304.0	90.3



(a) PL-19(フランジ部)



(b) PL-12 (ウェブ部)



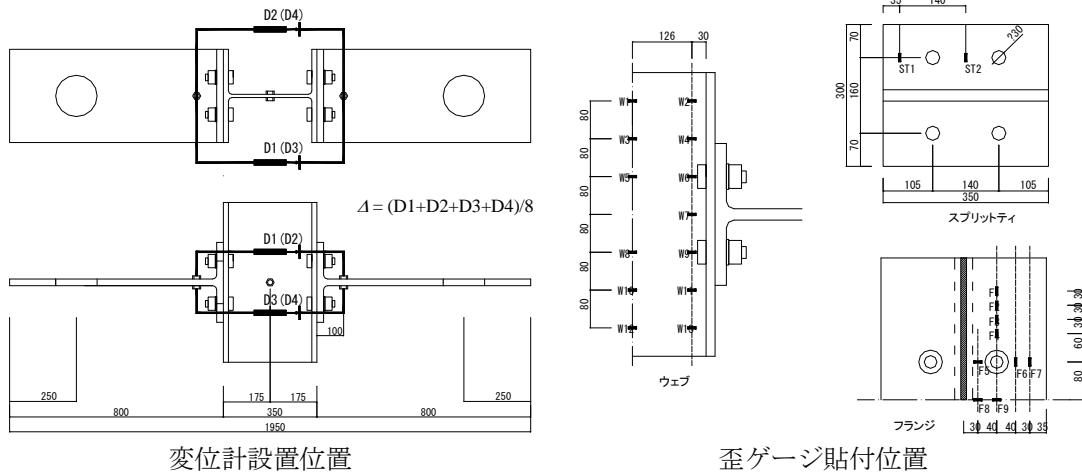
(c) PL-25(スプリットティ)

図 2.3 鋼材の応力-ひずみ関係

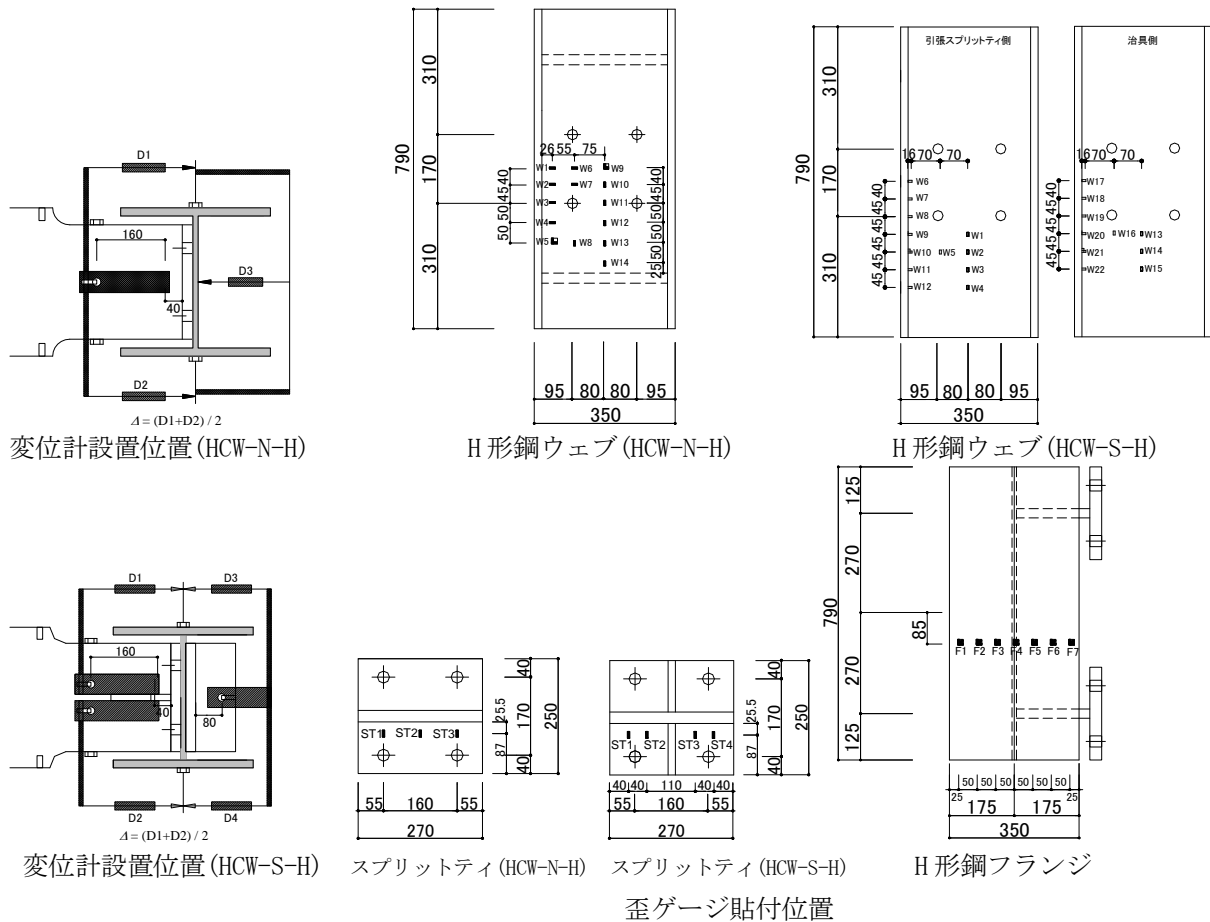
2.4 測定計画

図 2.4 に各試験体での変位計設置位置、歪ゲージ貼付位置を示す。

変位計は、接合部局部の変形量 Δ を計測するために、各試験体に 3 または 4 本設置した。歪ゲージは、既往の実験研究の結果に基づいて、柱相当部のウェブ、フランジ、及びスプリットティフランジの降伏線ができる可能性があるとは推測される箇所を中心に貼付した。



(a) 試験体 HCF-H



(b) 試験体 HCW-N-H, HCW-S-H

図 2.4 各試験体における測定計画

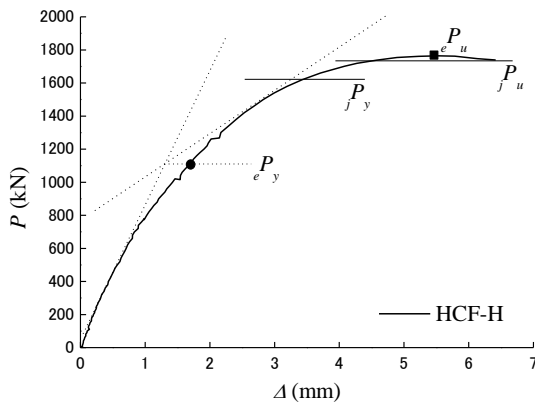
2.5 実験結果

(1) 引張荷重-接合部変形関係

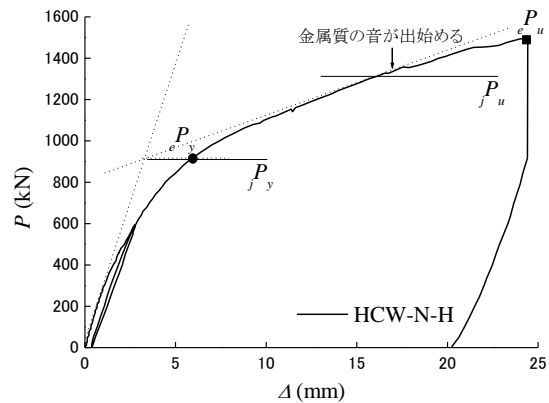
図 2.5 に載荷実験で得られた各試験体の引張荷重 P -接合部変形 Δ 関係の結果を示す。各試験体の P - Δ 関係曲線を見ると、試験体 HCW-N-H では弾性域と塑性域がある程度区別できるのに対し、試験体 HCF-H, HCW-S-H では弾性域と塑性域を明瞭に区別し難く、曲線の形状に違いが見られる。このことは、試験体ごとの耐力決定部位の違いによると考えられる。同図中には、各試験体の降伏(全塑性)耐力 eP_y と最大耐力 eP_u をプロットしている。なお、降伏(全塑性)耐力 eP_y は、実験で得られた P - Δ 曲線から General Yield Point 法により決定した (P - Δ 曲線における最大耐力時変形の 1/2 の変形における接線と最大耐力の 1/3 の耐力時における接線の交点から降伏耐力を定める方法、図中点線は同法で用いた補助線)。また、一般の建築構造用鋼材に対して行われた同様の接合部に関する既往の実験研究^{1, 2)}で提案されている降伏線理論による耐力評価式を用いて算出した降伏(全塑性)耐力 fP_y と最大耐力 fP_u も同図中に併せて示す。

接合部の降伏(全塑性)耐力 eP_y 時の変形量は、スプリットティを介して接続する H 形鋼板要素の幅に対する比で表すと、試験体 HCF-H で H 形鋼フランジ半幅の約 1%、試験体 HCW-N-H で H 形鋼ウェブ幅の約 1.9%、試験体 HCW-S-H で H 形鋼ウェブ幅の約 0.5% となった。これらの値は、角形鋼管について鋼管幅の 1% の面外変形を使用限界とする既往の提案³⁾と比べて大きく異なるものでないと言える。また、この変形量は、スプリットティに接続すると想定される梁フランジが弾性限に達する時の接合部変形の 1/2 程度の変形量にあたる。また、これらの変形量は梁幅の 10 倍程度のフランジ長さが弾性限に達する変形量と対応しており、剛節の柱梁接合部と比べてこの程度梁が長くなった程度の剛性低下を生ずると言える。

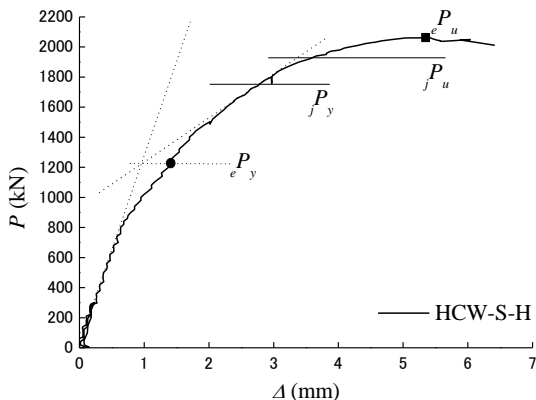
写真 2.1 に実験の実施状況を示す。



(a) 試験体 HCF-H



(b) 試験体 HCW-N-H



(c) 試験体 HCW-S-H



写真 2.1 実験実施時の状況

図 2.5 引張荷重 (P)-接合部変形 (Δ) 関係

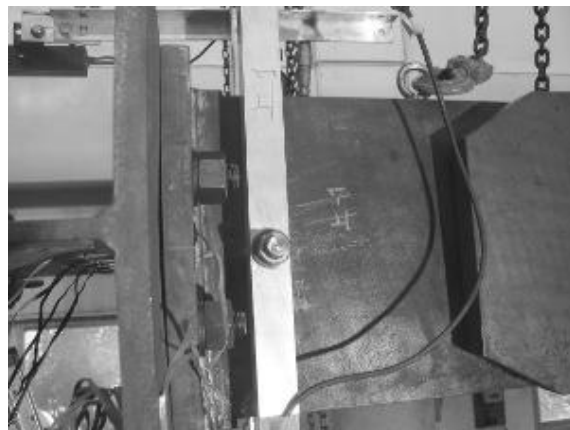
(2) 試験体の変形状況

写真 2.2 に、各試験体の特徴的な変形の状況を示す。

試験体 HCF-H では、ボルト離間と H 形鋼フランジならびにスプリットティフランジのわずかな面外変形が観察された後、ボルト破断によって耐力を失った(写真 2.2 (a))。H 形鋼フランジとスプリットティフランジの面外変形がわずかであることから、これらの部位は全体的に弾性にとどまっていると推測される。

試験体 HCW-N-H では、ボルト破断のみによってではなく、ボルト破断とスプリットティ溶接部の亀裂発生によって耐力を失った(写真 2.2 (b))。実験中、引張荷重 $P = 1327 \text{ kN}$ の時から試験体より金属質の音が出始めたことを確認しており(図 2.5(b))、この時点から亀裂が成長し始めて徐々に進展していったと推測される。これは $P-\Delta$ 関係曲線において明瞭な降伏が観察された後の現象であるため、スプリットティ溶接部亀裂は降伏の主要因ではないと考えられる。一方、ウェブには大きな面外残留変形が発生していた(写真 2.2 (b))。このウェブ面外変形が試験体の降伏現象を支配していたと考えられる。

試験体 HCW-S-H では、わずかにボルト離間が観察された後、ボルト破断によって耐力を失った。実験後の各部位を観察してもほとんど残留変形は見られなかったため、ボルトを除く各部位は弾性にとどまっていると推測される。

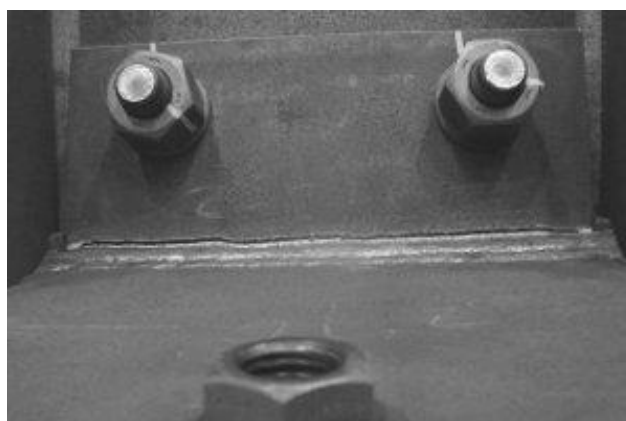


ボルト離間と H 形鋼フランジ・スプリットティフランジ面外変形の状況(最大耐力時)

(a) 試験体 HCF-H



ウェブの面外変形



溶接組立スプリットティの溶接部の亀裂

(b) 試験体 HCW-N-H

写真 2.2 試験体の変形状況

(3) 接合部耐力

実験で得られた各試験体の降伏(全塑性)耐力 eP_y と最大耐力 eP_u を表 2.2 に示す。また、同表には、降伏線理論による耐力評価式^{1,2)}を用いて算出した降伏(全塑性)耐力 jP_y と最大耐力 jP_u を併せて示している。耐力評価式においては複数の降伏・終局機構を想定して求めた耐力の最小値を耐力予測値としているが、本実験試験体について耐力予測値を決定した降伏・終局機構を図 2.6 に示す。

表 2.2 によると、最大耐力については、どの試験体においても予測値と実験値がよく対応していることがわかる。試験体 HCF-H, HCW-N-H ではボルトの伸び変形とスプリットティフランジの曲げ変形が連成する終局機構、試験体 HCW-S-H ではボルトの伸び変形による終局機構(図 2.6)で予測値が定まっており、各試験体の変形状況と終局機構がおおむね符合していることがわかる。一方、降伏(全塑性)耐力については、試験体 HCW-N-H では予測値と実験値が一致しているが、その他の試験体では予測値が実験値に対して過大な評価を与えていることがわかる。この過大評価の理由は、一般の鋼材に対して行った既往の実験研究と違って、今回の研究では板要素の曲げ降伏がほとんど生じなかったため既往の実験研究と $P-\Delta$ 関係曲線の形状が異なっており、既往の研究で用いた General Yield Point 法で降伏耐力実験値 eP_y を適切に評価できていないことであろう。 $P-\Delta$ 関係曲線からの適切な降伏(全塑性)耐力決定方法については、今後の検討課題としたい。

表 2.2 各試験体の耐力(実験値、予測値)

試験体名	eP_y (kN)	jP_y (kN) (機構名)*	eP_y/jP_y	eP_u (kN)	jP_u (kN) (機構名)*	eP_u/jP_u
HCF-H	1119	1620 (Y-TB)	0.69	1764	1731 (U-TB)	1.02
HCW-N-H	925	926 (Y-HW)	1.00	1495	1315 (U-HWB)	1.14
HCW-S-H	1225	1755 (Y-BB)	0.70	2060	1925 (U-BB)	1.07

*: 降伏線理論による既往の耐力評価式^{1, 2)}での想定降伏・終局機構の名称

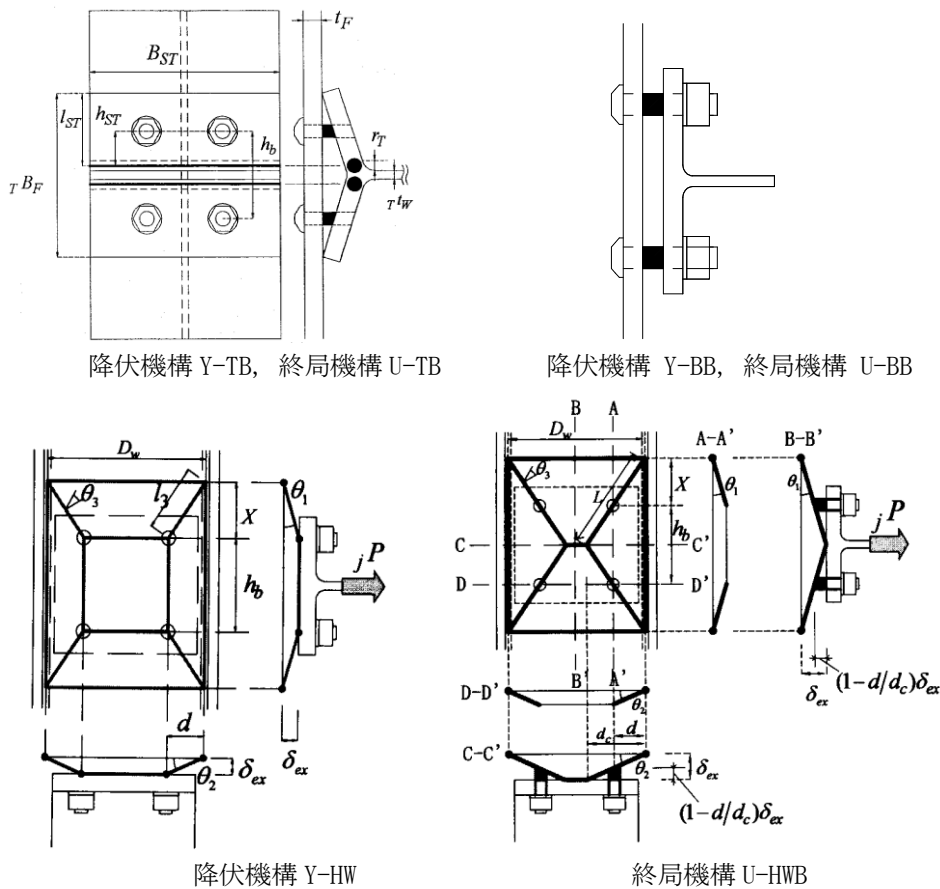
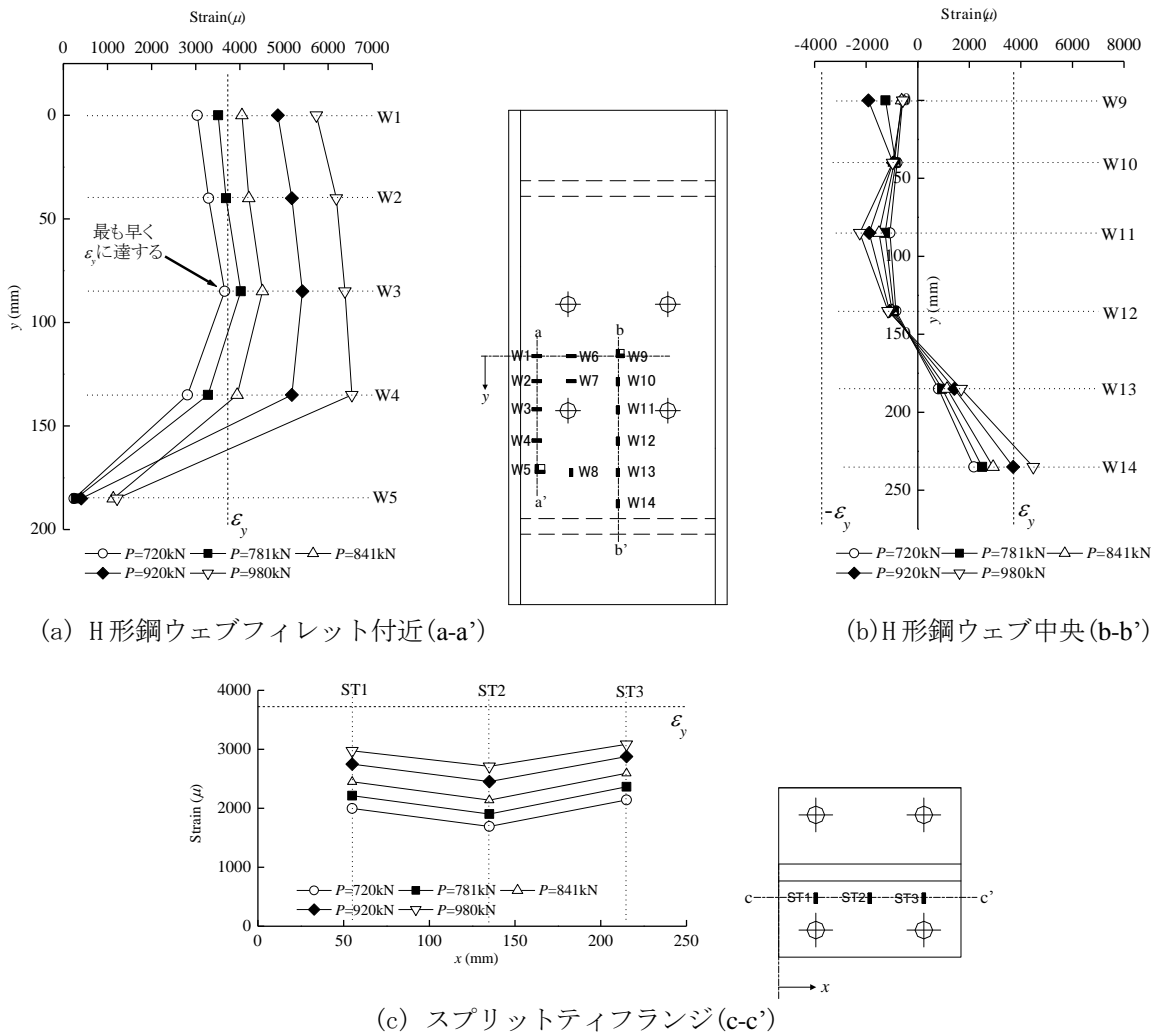


図 2.6 想定される降伏・終局機構^{1, 2)}

(4) ひずみ分布

「(2) 試験体の変形状況」で既に述べた通り、試験体の板要素に大きな変形が観察されて明らかに塑性化したと判断できたのは試験体 HCW-N-H のみだった。そこで、各試験体の板要素におけるひずみ分布の一例として、試験体 HCW-N-H における各部(H形鋼フィレット付近、ウェブ中央部、スプリットティフランジ)のひずみ分布を図 2.7 に示す。同図によると接合部の降伏(全塑性)耐力時($\epsilon_y P_y = 925 \text{ kN}$)よりも早期に降伏ひずみ $\epsilon_y (= \sigma_y / E)$ に至る箇所があることがわかり、最も早く降伏ひずみに達するのはウェブ内ボルト孔横のフィレット部で、そのときの引張荷重は $P = 720 \text{ kN}$ であった(図 2.7(a))。

同様に各試験体のひずみ分布を見たところ、試験体 HCF-H では(試験体 HCW-N-H と同様に)H 形鋼フランジのボルト孔横のフィレット部が最も早く降伏ひずみに達した。試験体 HCW-S-H では、スプリットティフランジの貼付箇所を除いて降伏ひずみに達した箇所はなかった。



(a) H形鋼ウェブフィレット付近(a-a')

(b) H形鋼ウェブ中央(b-b')

(c) スプリットティフランジ(c-c')

図 2.7 ひずみ分布 (試験体 HCW-N-H)

2.6 接合部の局部弾性限耐力

本研究で取り扱った接合部を対象として、接合部が局部的にも弾性範囲に留まっているような最大の引張荷重、つまり局部弾性限耐力 P_{elim} を算出してみる。具体的には、試験体に貼付したひずみゲージで測定した各部のひずみが各部鋼材の降伏ひずみ ϵ_y を超えないような最大の引張荷重 P を局部弾性限耐力 P_{elim} とした。なお、ボルトにはひずみゲージを貼付しなかったため、ボルトが降伏ひずみ ϵ_y に到達した時の引張荷重は特定できないので、ボルトは降伏ひずみ ϵ_y 到達箇所の候補から除外されている。

表 2.3 に各試験体の弾性限耐力 P_{elim} を、降伏(全塑性)耐力の実験値 $\epsilon_y P_y$ ならびに評価値 $\epsilon_y P_y$ 、最大耐力

の実験値 eP_u ならびに評価値 eP_u と比較して示す。例えば、試験体 HCW-N-H では接合部ボルト孔横のフィレット部でのひずみが最も早く降伏ひずみに達するので、その時の引張荷重が局部弾性限耐力 P_{elim} となり $P_{elim} = 720$ kN となる。このとき、局部弾性限耐力の降伏耐力に対する割合は $P_{elim}/eP_y = P_{elim}/jP_y = 0.78$ であり、接合部の降伏(全塑性)耐力の 78%が接合部の局部弾性限耐力となっている。他の試験体では、試験体 HCF-H で $P_{elim}/jP_y = 0.71$ 、試験体 HCW-S-H で $P_{elim}/jP_y = 0.97$ であり、局部弾性限耐力の降伏耐力に対する割合が試験体によって大きく異なっていることがわかる。

表 2.3 に示した局部弾性限耐力 P_{elim} の算出においては、ボルトのひずみを評価の対象としていない。ボルトの応力(ひずみ)状態を考慮した局部弾性限耐力の定義については、機会を改めて検討したい。

表 2.3 各試験体の局部弾性限耐力 P_{elim}

試験体名	P_{elim} (kN)	ϵ_s 再早到達箇所 (ひずみゲージ符号)	P_{elim}/eP_y	P_{elim}/jP_y	P_{elim}/eP_u	P_{elim}/jP_u
HCF-H	1150	フランジボルト孔近くのフィレット(F5)	1.03*	0.69	0.65	0.66
HCW-N-H	720	ウェブボルト孔近くのフィレット(W3)	0.78	0.78	0.48	0.55
HCW-S-H	1701	スプリットティのフランジ(ST4)	1.39*	0.97	0.83	0.88

*: 参考値 (eP_y の評価が適切でないため)

2.7 まとめ

スプリットティを介してボルト接合のみで構成する接合部について、高強度鋼材を用いた場合の力学挙動を載荷実験で確かめた。その結果、通常の建築用鋼材の場合に比べて部材を構成する板要素の曲げ耐力が大きくなるため、高力ボルトの耐力が接合部の耐力を支配する傾向があることがわかった。それに伴い、接合部の降伏(全塑性)耐力時にフランジとウェブをおおむね弾性範囲に留めることができることがわかった。一部の試験体ではスプリットティの完全溶込み溶接部に早期に亀裂が発生したことから、現状の高強度鋼材と溶接材料の組み合わせを前提とする限りでは、完全溶込み溶接部に大きな応力を作用させないように注意する必要があるだろう。

また、実験で得られた接合部各部のひずみに基づいて、局所的にも降伏しないような接合部の局部弾性限耐力 P_{elim} を試みに算出した。例えば、試験体 HCW-N-H では降伏(全塑性)耐力の 78%が局部弾性限耐力だった。この低減係数の値は接合部の種類(降伏機構の種類)や接合詳細などに依存して大きく変化するものであり、局部弾性限耐力を適切に設定して設計に用いるためにはさらなる研究が必要である。

参考文献

- 1) 江波戸和正, 森田耕次, 照沼美穂, 野本篤史: H 形鋼-スプリットティ・高力ボルト接合部の引張耐力に関する研究, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 11 巻, 第 42 号, pp. 41~54, 2004 年 6 月
- 2) 原田幸博, 江波戸和正, 森田耕次: H 形鋼ウェブ-スプリットティ形式高力ボルト引張接合部の力学的性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 614 号, pp. 123~130, 2007 年 4 月
- 3) International Institute of Welding (IIW). (1989). "Design recommendations for hollow section joints - predominantly statically loaded." IIW Doc. XV-701-89, 2nd Ed., IIW Subcommission XV-E, Helsinki, Finland.

3. 幅厚比を変化させた高強度鋼 H 形断面梁の曲げせん断実験

3.1 はじめに

本報告は、降伏応力度が 700N/mm^2 を超えるような高強度鋼 (HSA700) を使用した場合の比較的幅厚比の大きな H 形断面梁について繰返し荷重実験及び一方向荷重実験を行い、その弾性範囲内を前提とした使用の可能性について検討したものである。特に弾性範囲内において数度の繰返し荷重を受けた際の影響、梁端部溶接の影響について検討している。同時に現行規準の幅厚比制限値についても緩和できることを示唆している。さらに、予期せぬ大変形を受けた場合の塑性域での挙動についても若干の考察を加えている。

3.2 高強度鋼を用いた H 形断面梁の実験概要

実験は片持ち梁形式の繰返し荷重実験及び単純梁形式の一方向単調荷重実験である。試験体はいずれも、フランジとウェブを両面隅肉溶接にて組立てた溶接組立 H 形断面である。繰返し荷重実験に供する試験体は、エンドプレートにフランジを完全溶込み溶接、ウェブは隅肉溶接で接合した。単調荷重実験に供される試験体は、梁通し型で製作し、梁端部溶接の影響を排除してある。繰返し荷重のための試験体図を図 3.1 に、一方向荷重の梁通し型の荷重形式及び梁形式を図 3.2 に示す。なお溶着金属の強度は本実験で使用した鋼材よりも低い。

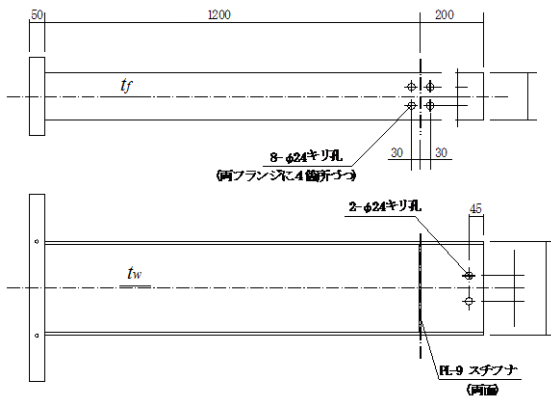


図 3.1 繰返し荷重試験体

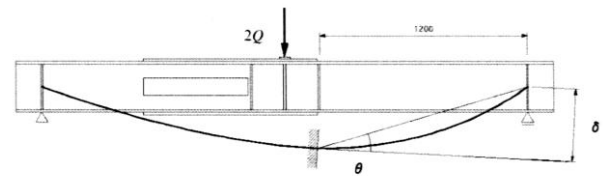


図 3.2 荷重形式図 (単調荷重)

構成要素の幅厚比を図 3.3 に示している。図中、●で示したものが今回の試験体である。試験体はウェブ幅厚比が比較的大きなものを選択している。図中の幅厚比区分は文献 1) -3) を参考とし、ランクを決定する際の応力度は 750N/mm^2 としている。なお、表 3.1 に試験体一覧、表 3.2 に鋼材の機械的性質を示す。また応力度-ひずみ度関係の一例を図 3.4 に示す。

繰返し荷重は、部材変形によって制御し、交番変位漸増繰返し荷重としている。梁端部モーメントが降伏モーメントに達した時の弾性部材変位 δ_F を基本としている。また降伏モーメントを求める際の降伏応力度 σ_F の代わりに F 値を用いて求めた δ_F においても繰返しを行った。 δ_F 、 δ_F はせん断変形分も考慮している。なお、 F 値は 600N/mm^2 と仮定し δ_F を求め、降伏応力度は各試験体のフランジのものを用いて試験体毎に δ_F を求めている。

弾性範囲内での挙動を重点的に調べるため、 F 値に相当する変位 δ_F での繰返しを 5 回、変位 δ_F での繰返しを 5 回行い、その後は δ_F を基本として、明確な耐力低下が確認されるまで、 $2\delta_F$ 、 $3\delta_F$ 、 $4\delta_F$ 、... でそれぞれ 3 回ずつの繰返し荷重を行った。なお部材に横座屈が発生しないよう適宜横方向の変位を拘束している。

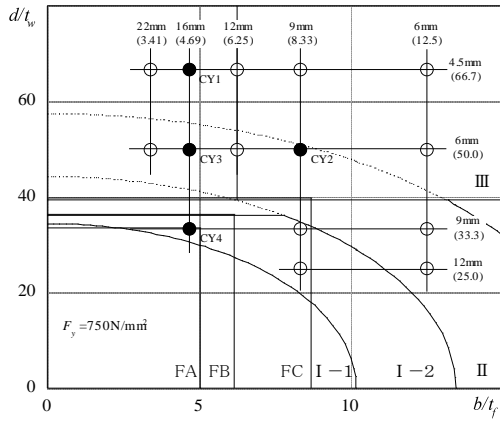


図 3.3 構成板要素の幅厚比関係

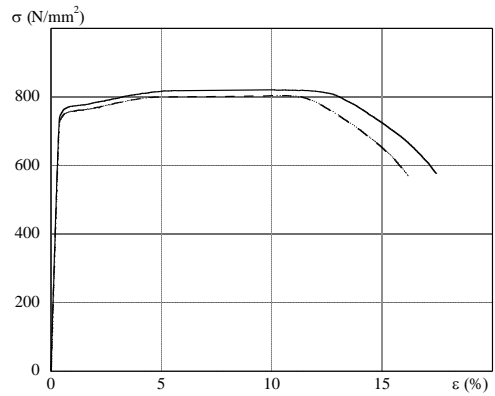


図 3.4 引張試験から得られた
応力度-ひずみ度関係 (t=16mm)

表 3.1 試験体形状測定結果

	断面形状	梁せい	フランジ幅	フランジ板厚	ウェブ板厚	せん断スパン
		H(mm)	B(mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	L(mm)
CY1	H-300×150×4.5×16	301	150	15.9	4.6	1200
CY2	H-300×150×6×9	301	150	9	6.1	1200
CY3	H-300×150×6×16	302	150	15.8	6.1	1200
CY4	H-300×150×9×16	301	150	16	9.1	1200

表 3.2 鋼材の機械的性質

	平均板厚 t (mm)	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)
6mm-1	6.16	774	833
6mm-2	6.21	776	832
9mm-1	9.23	776	849
9mm-2	9.08	794	860
12mm-1	15.8	761	820
12mm-2	15.8	749	805

3.3 高強度鋼を用いた H 形断面梁の弾性挙動

図 3.5 は各試験体の繰返し載荷より得られた荷重変位関係の初期の 10 ループのみを取出したものであり、梁端部モーメントが計算上の降伏モーメント以内での繰返し挙動を示したものである。図中には、降伏モーメント M_y に対応するせん断力 Q_y の値及び弾性許容モーメント M_F に対応するせん断力 Q_F の値も示している。いずれの試験体も荷重変位関係は直線性を保ち、繰返しに伴う非線形性は全く見られない。この直線の傾き、即ち梁の剛性は、それぞれ CY1 : 22.1kN/mm, CY2 : 16.7kN/mm, CY3 : 24.7kN/mm, CY4 : 26.7kN/mm であった。これらの値は、いずれも理論計算値の約 9 割程度であった。

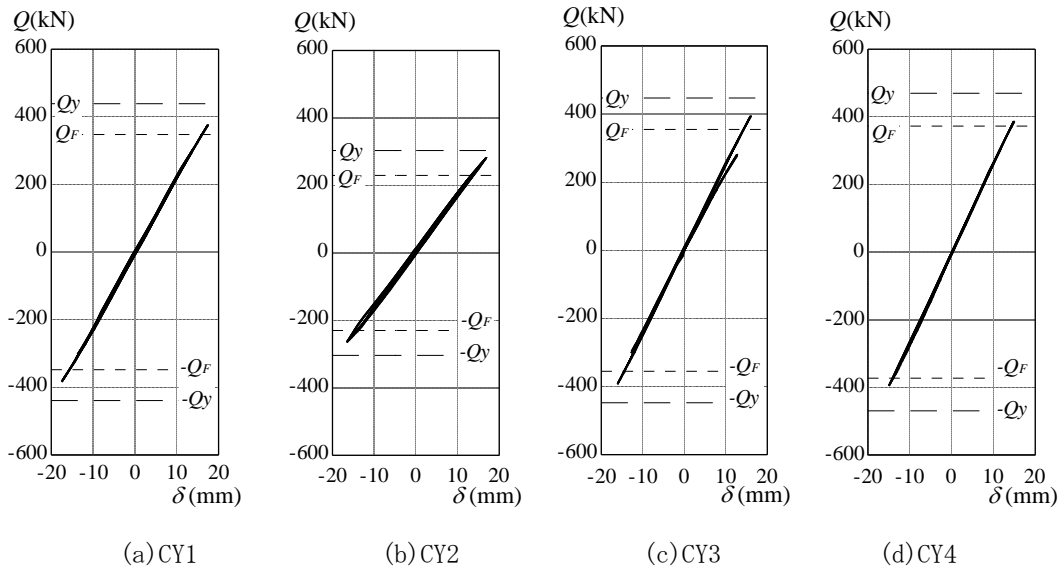


図 3.5 弾性範囲の荷重変位関係

図 3.6 に繰返し試験体の貼付したひずみゲージより算出した材軸方向ひずみ分布を示している。上下の分布がフランジとウェブの接合線上位置でのフランジひずみ分布であり、左の分布が端部から 30mm 離れた位置に貼付した裏表のひずみゲージの値の平均値としてのウェブひずみ分布である。これらのひずみ分布は、弾性域における繰返し過程のものであり、 δ_F 及び δ_y はそれぞれ 5 ループ目の値を用いている。実線が δ_F 時、破線が δ_y 時のものである。また図中には降伏ひずみ ε_y (σ_y/E)、弾性許容ひずみ ε_F (σ_F/E) の値も示してある。

いずれの図でも特徴的な点は、ウェブのひずみ分布が典型的な三角形分布となっておらず、いくらかエンドプレート型にした影響が表れている。その影響もあり、フランジのひずみ分布は直線的とはならず、端部でひずみ度が大きくなる傾向にある。その傾きから延長して得られるひずみ度の値は、 δ_F 時で ε_F を超え、 δ_y 時で ε_y を超えているものと推測できる。その他の位置では全て、それぞれ ε_F 、 ε_y に収まっている。したがって荷重レベルでは弾性範囲にある場合でも梁端部等では局所的に弾性ひずみレベルを超えている可能性は十分あり得る。

ただし、 δ_F 時の端部においても ε_y を超えていると思われる箇所は少なく、荷重レベルを F 値相当におさえておけば、局所的な塑性化も抑止できると考えられる。ただ、この場合には適切な F 値設定が必要であるが、この実験で想定した 600N/mm^2 は妥当な値であると思われる。

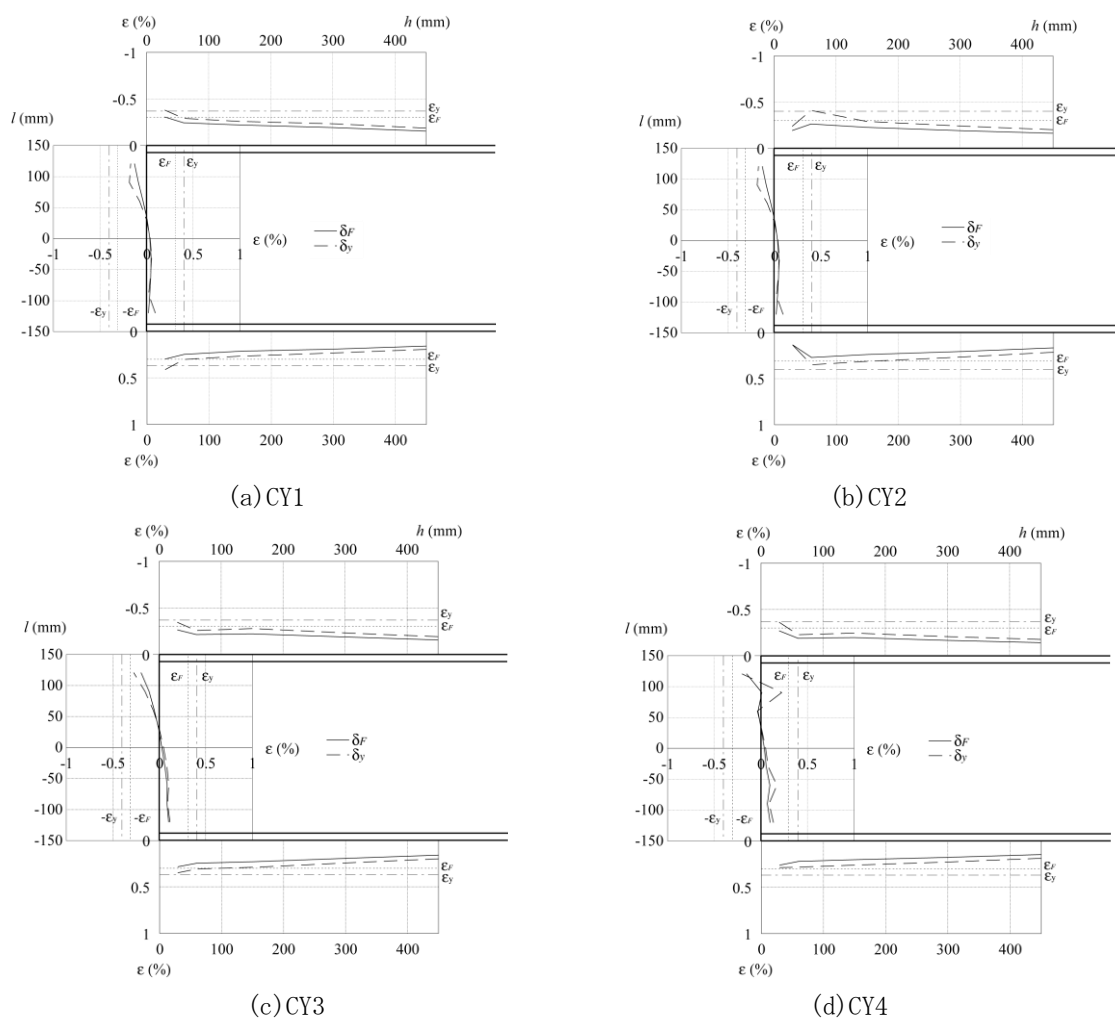


図 3.6 材端部におけるひずみ分布

3.4 梁に作用する応力状態及び構成板要素の連成局部座屈を考慮した幅厚比制限値

本報告では、比較的ウェブ幅厚比の大きな範囲の H 形断面の梁に対して荷重実験を行った。図 3.3 に示すように、今回計画した試験体の多くはウェブ幅厚比を満たしていない。これは、既往の研究 4), 5) において指摘されている、部材の応力状態によっては現行規準¹⁾、指針²⁾、基準³⁾の幅厚比制限、区分が厳しすぎるという知見、を実験的に検証するためである。

図 3.7 に実験から得られた見かけ上の降伏耐力と連成局部座屈を考慮した基準化幅厚比の関係を示す。実験から得られた見かけ上の降伏耐力としては、弾性剛性に対して剛性が 1/6 に低下した時点を持って降伏耐力とした。この値を全塑性モーメントに対応するせん断力で基準化している。基準化幅厚比は式 (3.1), (3.2) で表される R である⁴⁾。

$$R = \frac{d/t_w}{BTW} = \frac{b/t_f}{BTF} \dots \dots \dots (3.1)$$

$$\left(\frac{BTW}{BTW0}\right)^3 + \left[4.63 - 125 \left(\frac{\sqrt{E/\sigma_y}}{BTW0}\right)^3\right] \left(\frac{BTF}{\sqrt{E/\sigma_y}}\right)^3 = 1 \dots \dots \dots (3.2)$$

$$\frac{BTW0}{\sqrt{E/\sigma_y}} = \begin{cases} 4.9 & \alpha < 1/6 \\ 5.75 - 5.1\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 3.2 & \alpha > 1/2 \end{cases} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w}\right) \frac{\beta}{\lambda_w} \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで BTW : ウェブ幅厚比制限値, BTF : フランジ幅厚比制限値, A_w : ウェブ断面積, A_f : フランジ断面積, β : 曲げ勾配 ($0 \leq \beta \leq 2$, 0: 均等曲げ, 2: 逆対称曲げ), λ_w : ウェブ辺長比, E : ヤング係数, σ_y : 各板要素の降伏応力度である。ここで, α が 1/2 以上のものはせん断型, α が 1/6 以下のものは曲げ型の局部座屈形式として分類できる。この新たに提案する式 (3.2) の幅厚比制限値は、部材に作用する応力状態及び板要素相互の連成挙動を考慮したものである。また板要素が降伏するまで座屈しないという現行規準の考え方を基本的には踏襲し、同様の求め方により得られたものである。

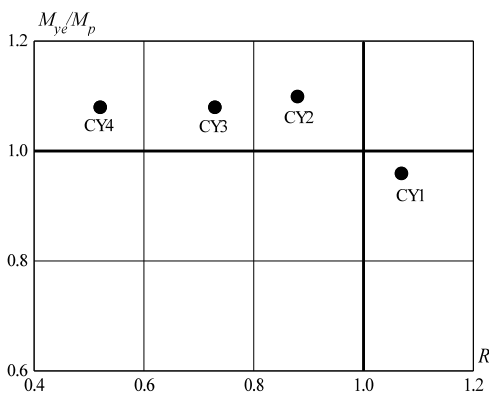


図 3.7 連成局部座屈及び荷重条件を考慮した幅厚比制限による耐力確保

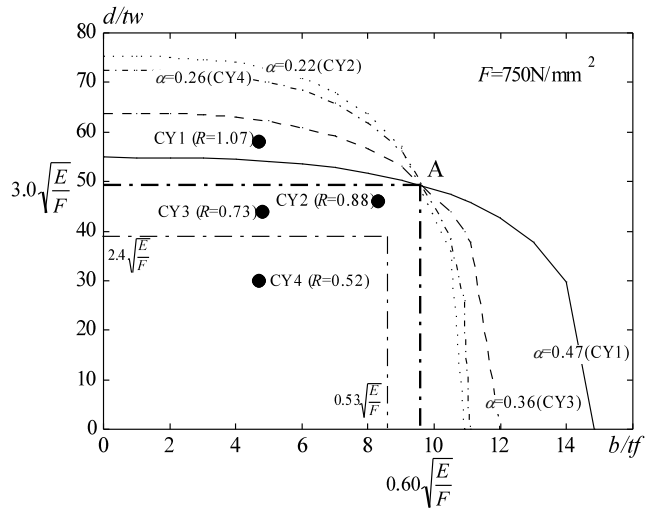


図 3.8 幅厚比制限値の提案

図 3.7 を見る限りで H が 1 以下のもの、すなわち式 (3.2) を満たす幅厚比の試験体は、見かけ上の降伏耐力が全塑性耐力を確保できていることがわかる。したがって現行規準の幅厚比制限値を満足しないものでも、式 (3.2) の幅厚比制限値を満たすことで降伏耐力を確保することが可能といえる。図 3.8 には図 3.7 と表現を変えて、本実験における試験体の幅厚比と式 (3.2) から得られる各試験体に対応した幅厚比曲線を示している。図 3.7 でみたように、CY2, CY3, CY4 は式 (3.2) の幅厚比制限値を満たしている。

以上の考察より、本報告では許容応力度設計に準拠した新たな幅厚比制限値として、部材に作用する応力状態と板要素の連成効果を考慮した式 (3.2) を提案する。この曲線は簡便化のために、図 3.8 に示す点 A を全ての制限曲線が通るように設定している。従ってこの点 A と原点からなる長方形の範囲（一点鎖線で示す外側の領域）にある部材の板要素は、安全側で降伏まで座屈しないことになる。かなり安全側ではあるが、簡便には板要素単独でフランジに対しては $0.6\sqrt{E/F}$ 、ウェブに対しては $3.0\sqrt{E/F}$ を用いても良い。

3.5 高強度鋼を用いた H 形断面梁の塑性変形状

図 3.9～3.12 に各試験体の荷重変位関係を示す。グラフ中の●印はウェブが、◆印はフランジが局部座屈した点を示している。これら局部座屈発生 の判定は各板要素に貼付したひずみゲージの値の差が急増したこと及び目視をもって行っている。また▼印は板要素に初めてき裂が生じた点を示しており、き裂発生後の履歴曲線は破線で示している。

(1) CY1 (H-300×150×4.5×16) の繰返し性状

図 3.9 に CY1 の荷重変位関係を示す。 $2\delta_y$ の第 1 ループ正側において初めてウェブに局部座屈が生じ、その後負側に移行する際に二回、座屈波形の急激な反転とともに一時的な荷重の低下がみられた。それ以降の $2\delta_y$ の各ループについても同様に正負の逆転に伴う座屈波形の反転が見られたが、その傾向は徐々に穏やかになった。また $3\delta_y$ の第 1 ループ負側において目視でウェブ中央部のき裂を確認した。写真 3.1 に最終変形状態を示す。ウェブの下半分が大きく波打っている様子がわかる。

(2) CY2 (H-300×150×6×9) の繰返し性状

図 3.10 に CY2 の荷重変位関係を示す。履歴曲線は、最終ループに至るまではおおむね安定した紡錘型の履歴を示している。 $2\delta_y$ の第 1 ループ正側で初めてフランジの局部座屈を確認した。主にウェブの変形によってエネルギーを吸収した CY1 と比較して、CY2 は主にフランジが変形することでエネルギー吸収したものと考えられる。 $3\delta_y$ の第 3 ループ目でウェブとフランジの接合線溶接部にき裂が生じ、荷重が低下したため、実験を終了した。写真 3.2 に最終変形状態を示す。試験体の根元部分がくびれ、フランジが大きく変形している。

(3) CY3 (H-300×150×6×16) の荷重変位関係

図 3.11 に CY3 の荷重変位関係を示す。 $2\delta_y$ までは履歴曲線は安定した紡錘形を描いていたが、 $3\delta_y$ の第 1 ループにおいて、梁端部フランジ溶接部が破断し、一気に荷重が低下した。その他には変形箇所及び破断箇所はない。写真 3.3 に最終変形状態を示す。フランジ端部の溶接部が破断している。

(4) CY4 (H-300×150×9×16) の荷重変位関係

図 3.12 に CY4 の荷重変位関係を示す。CY3 と同じく、 $2\delta_y$ までは履歴曲線は安定した紡錘形を示している。 $2\delta_y$ の第 3 ループ負側において梁端部フランジ溶接部にき裂が発生した。実験の進行に伴いき裂が広がっていき、最終的にウェブ、フランジにまで及んだ。写真 3.4 に最終変形状態を示す。き裂がフランジ溶接部よりフランジ本体にまで進展している。

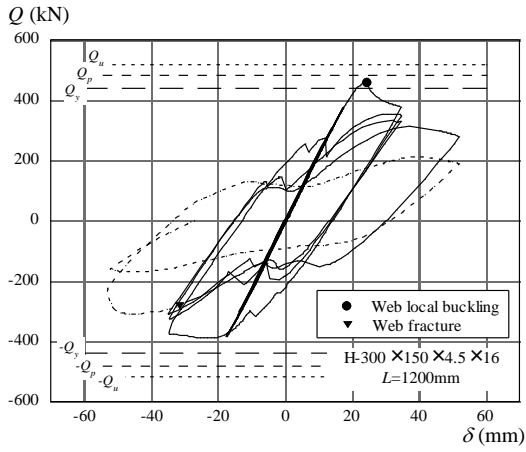


図 3.9 荷重変位関係 (CY1)



写真 3.1 最終変形状態 (CY1)

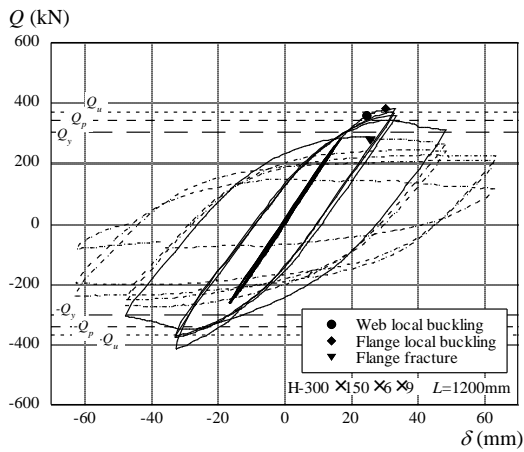


図 3.10 荷重変位関係 (CY2)



写真 3.2 最終変形状態 (CY2)

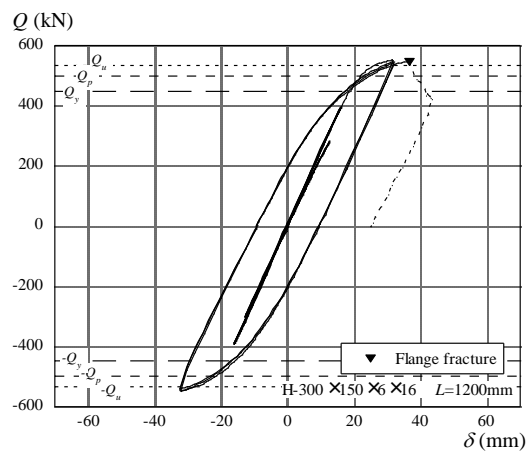


図 3.11 荷重変位関係 (CY3)



写真 3.3 最終変形状態 (CY3)

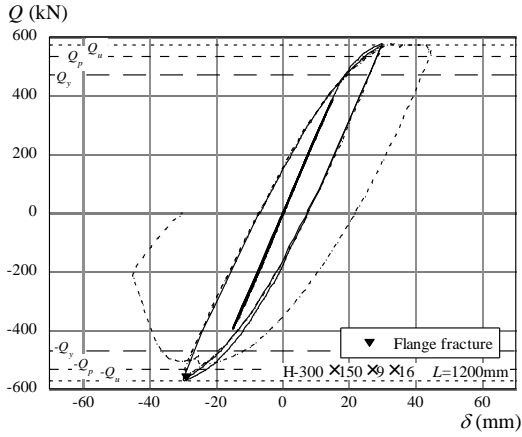


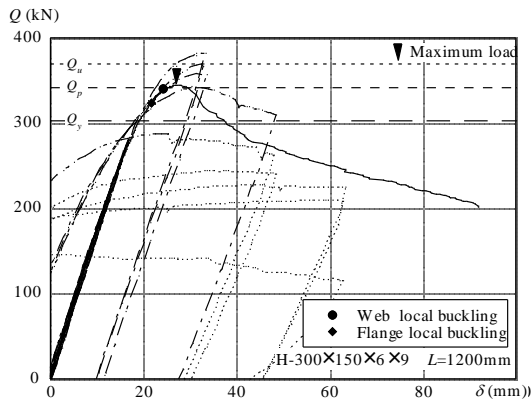
図 3.12 荷重変位関係 (CY4)



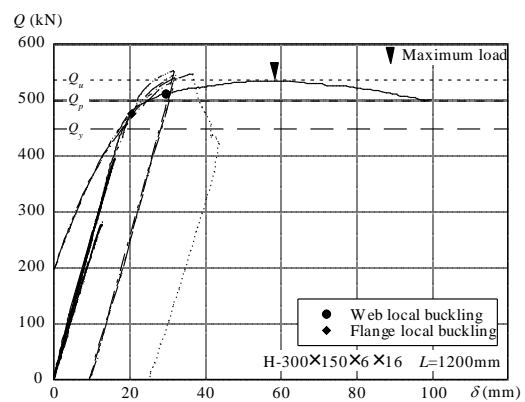
写真 3.4 最終変形状態 (CY4)

3.6 梁の変形性状に及ぼす荷重形式及び溶接部の影響

図 3.13 に梁通し型で作成した試験体の単調荷重による荷重変位関係の一例を示す。図中の▼印は最大耐力点を示している。また一点鎖線及び点線で同一断面の繰返し荷重による履歴曲線も示している。いずれの試験体も降伏モーメントまでの弾性時挙動はエンドプレート型、梁通し型に関わらず断面形が同じであれば同じであった。またいずれの試験体も崩壊形式はエンドプレート型、梁通し型に関わらず断面形が同じであれば同じであった。ただ崩壊形式が局部座屈によるもの (CY1, CY2) か梁端部破断によるもの (CY3, CY4) かでその崩壊挙動に違いが見られた。



(a) CY2

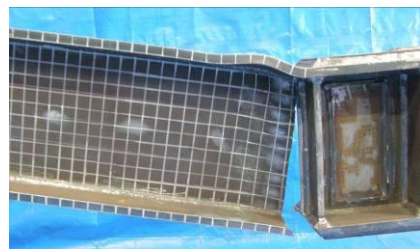


(b) CY3

図 3.13 端部条件及び荷重条件による荷重変位関係への影響



(a) CY2



(b) CY3

写真 3.5 梁通し型試験体の最終崩壊形式例

CY1, CY2 の局部座屈で最大耐力が決定する試験体ではエンドプレート型、梁通し型の違いによる荷重変位関係の違いもなく、繰返し挙動は単調載荷の結果よりほぼ推測することができる。これに対して、CY3, CY4 のものは、エンドプレート型で繰返した場合には、 $2\delta_s$ 程度でき裂が発生し急激に耐力劣化するのに対して、溶接部での局所的なひずみ集中がない梁通し型の場合には、材料そのものの延性破壊性状が荷重変位関係に現れたものと思われる。

写真 3.5 に CY2, CY3 の最終変形状態を示す。局部座屈で崩壊する試験体 CY2 は写真 3.2 に示すエンドプレート型のものと同様な局部座屈波形が発生している。また梁端部で崩壊した CY3 のものは、写真では判りづらいが、梁フランジ幅及び板厚が端部において減少している。

3.7 まとめ

溶接組立て H 形断面梁の載荷実験を行い、降伏モーメントまでの弾性範囲であれば繰返し荷重を受けた場合であっても問題ないことを確認した。ただし局所的な塑性化の可能性を指摘し、局所的な塑性化を避けるためには、荷重レベルを F 値から求まる耐力まで下げておく必要があることを明らかにした。本実験の範囲では、 F 値は降伏応力度の 8 割程度、引張強さの 7 割程度である $600\text{N}/\text{mm}^2$ としておくことで、局所的な塑性化をほぼ避けることができると考えられる。

また現行規準の幅厚比制限を満足しない梁であっても、降伏モーメントに対応する耐力を確保できることを明らかにし、その幅厚比制限値としては文献 4) で提案されている連成局部座屈を考慮した制限値が妥当であることを示した。ここでは安全側の幅厚比として、ウェブ、フランジの各板要素に単独の幅厚比制限値を提示した。

また梁端部に溶接を用いることは、想定外の荷重に対して若干の塑性変形能力を有するものの、極めて脆性的な破壊形式となることを明らかにした。梁端部に溶接を用いることは塑性変形性能の点において賢明とはいえないことから、溶接梁端部にはハンチ部を設けることや何らかの乾式工法を用いるのが妥当であると判断する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-，2005.9
- 2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1990.2
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 4) 五十嵐規矩夫，王韜：連成座屈を考慮した H 形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限値評価法，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73, No. 629, pp. 1177~1184, 2008.7
- 5) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，東武史，薩川恵一：建築構造用高性能 $590\text{N}/\text{mm}^2$ 鋼材を用いたウェブ幅厚比の大きな梁の塑性変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 522, pp. 113~119, 1999.8

4. 高強度鋼角形鋼管-H形鋼梁接合部の繰返し载荷実験

4.1 実験の目的

本節では、高強度鋼材による主架構において、柱梁接合部での溶接箇所をできる限り少なくし、溶接箇所での局所的な損傷を回避することを目的として、ダイヤフラムレス型の柱梁接合部形式の繰返し载荷実験を行った。従来のダイヤフラム型との性能比較、柱幅、柱板厚をパラメータとして初期剛性、降伏荷重、局所的な歪集中について検討し、安定的な挙動を示すための柱梁接合部形状を示す。

4.2 実験概要

図 4.1 に実験装置一覧を示す。試験体は柱梁部分架構とし、柱及び梁端はピン支持である。試験体部分を網掛けとしている。载荷は梁端に取り付けられたオイルジャッキにより正負交番繰返しとしている。図 4.2 に载荷プログラムを示す。载荷は漸増繰返し载荷とし、梁端を完全固定の片持ち梁とした場合に梁端モーメントによる縁応力が公称応力 F 値 ($600\text{N}/\text{mm}^2$) に達したときの変位 δ_x (梁の回転角 $\delta/l_b=1.18\%$) で 5 回、引張試験による降伏応力 σ_y に達したときの水平変位 δ_{y0} ($\delta/l=1.5\%$) で 5 回、それ以降 $2\delta_{y0}$ ($\delta/l_b=3\%$), $3\delta_{y0}$ ($\delta/l_b=4.5\%$), $4\delta_{y0}$ ($\delta/l_b=6\%$), $6\delta_{y0}$ ($\delta/l_b=9\%$) について 3 回の正負交番繰返しとしている。

表 4.1 に試験体一覧を示す。高強度鋼 6 体である。試験体パラメータはダイヤフラムの有無、柱幅、柱板厚であり、試験体名称は最初のアルファベット H は高強度鋼、次のアルファベットは D: ダイヤフラム付き, N: ダイヤフラム無しを示している。また、次の二桁の数字は柱幅、最後の二桁の数字は柱板厚を示している。図 4.3 に高強度鋼の引張試験結果を示す。図中の表は引張試験結果を数値で表したものである。図 4.4 に試験体及び歪ゲージ貼付位置を示す。試験体は梁長 1200mm, 柱長 1000mm で

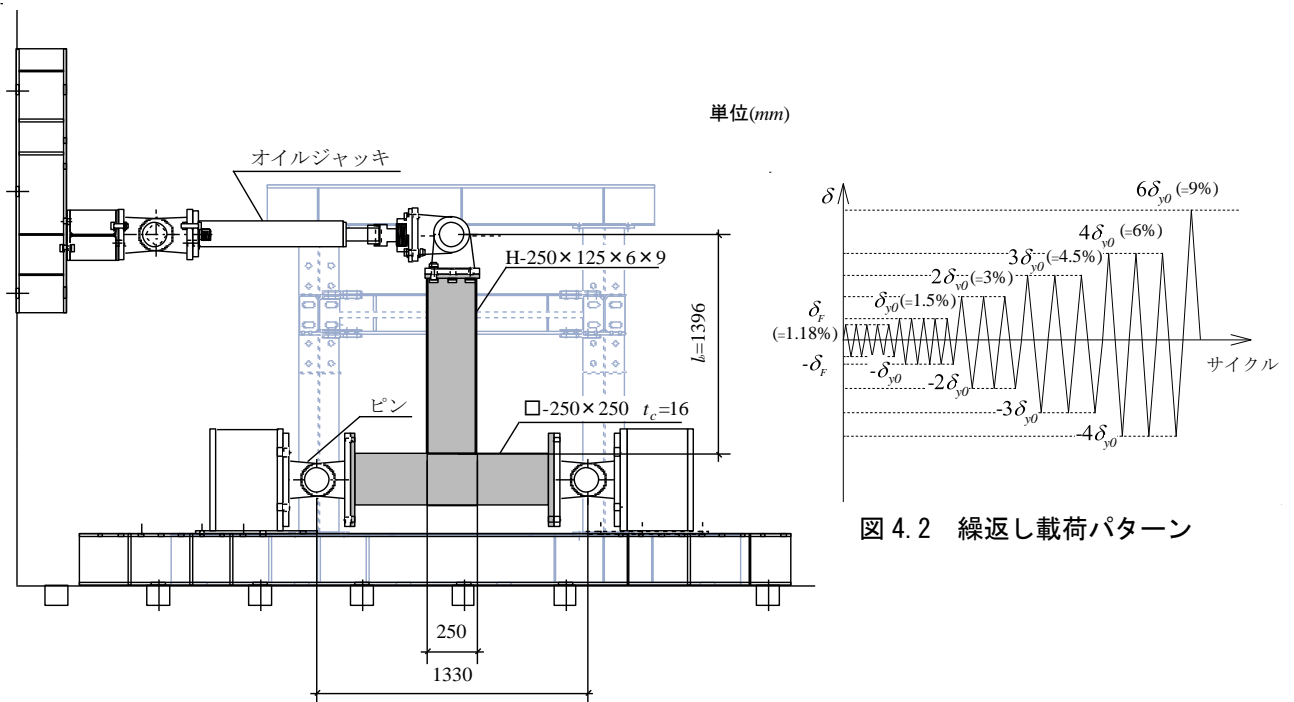


図 4.1 実験装置全体図

図 4.2 繰返し载荷パターン

表 4.1 高強度鋼試験体一覧

	梁	柱	柱梁耐力比	ダイヤフラムの有無
HD-2516	H-250×125×6×9	□-250×16	3.82	○
HN-2516	H-250×125×6×9	□-250×16	3.82	
HN-2016	H-250×125×6×9	□-200×16	2.38	
HN-3016	H-250×125×6×9	□-300×16	5.6	
HN-2512	H-250×125×6×9	□-250×12	2.95	
HN-2519	H-250×125×6×9	□-250×19	4.44	

試験体名称の記号

HN-2516

 柱板厚
 柱幅
 D: ダイヤフラム有り
 N: ダイヤフラム無し
 高強度鋼

ある。歪ゲージでは以下の点を計測することを目的としている。

- ・ フランジの軸方向歪分布 (幅方向の応力分布)
- ・ ウェブの軸方向歪分布
- ・ 梁フランジの軸変形に伴う柱梁接合部の板曲げ変形
- ・ フランジ及びウェブの局部座屈発生状況

柱スキンプレートに貼付した歪ゲージ位置は文献 2) で示されている降伏線を参考にしている。

4.3 高強度鋼による柱梁部分架構の実験結果

荷重変位関係

図 4.5 に水平荷重—水平変位関係を示す。ここでは、部分架構の弾性挙動を主に対象としていることから、梁の回転角 $\delta/l_b=3.0\%$ までの範囲を示している。また、表 4.2 は実験結果を示しており、片持ち梁に対する本試験体の初期剛性比、降伏耐力比、最大耐力比、最大耐力時の塑性変形性能である。表中、 K_0 は梁端が完全固定の場合の片持ち梁における荷重変位関係の初期剛性、 P_{y0} は片持ち梁における降伏荷重である。また、実験結果における初期剛性 K は変位振幅 δ_f ($\delta/l_b=1.18\%$) 時の 5 回の平均値とし、降伏荷重 P_{y0} は文献 1) と同様、初期剛性に対して接線勾配が 1/2.5 となったときの荷重と定義している。ほとんどの試験体は $\delta/l_b=3.0\%$ までに達する前に降伏荷重となっているものの、HN-3016, HN-2512 については $\delta/l_b=4.5\%$ で降伏荷重に至った。

ダイアフラム付きの HD-2516 では初期剛性は片持ち梁の場合にほぼ等しいものの、ダイアフラムなしの HN-2516, HN-2016, HN-3016 の初期剛性比はダイアフラム付きの場合に比べて低下している。また、降伏耐力についても同様の傾向である。ただし、ダイアフラム付きの場合、振幅 $\delta/l_b=3.0\%$ の 2 回目で梁フランジ端が破断した。ダイアフラム無しの場合、柱板厚が等しい場合、柱幅が狭いほど初期剛性、降伏耐力、最大耐力が上昇し、柱幅が等しい場合、柱板厚が厚いほど上昇している。

図 4.6 に本実験結果と文献 1) における普通鋼ノンダイアフラム柱梁部分架構の実験式との比較をしている。(a) は初期剛性、(b) は降伏荷重、(c) は胸部降伏荷重を示している。図 4.6(a), (b) では各プロットは白抜きが正側載荷、黒塗りが負側載荷を示している。図 4.6(c) では各プロットは白抜きが梁の初期降伏、黒塗りが柱の初期降伏を示している。また、文献 1) の実験式を次に示す。

(a) 初期剛性

$$K = 73EI \left(\frac{b}{B-t_c} \right)^{3.5} \left(\frac{d-t_f}{b} \right)^{1.7} \left(\frac{B-t_c}{t_c} \right)^{0.5} \quad (4.1)$$

ここで、 E : 弾性係数、 $I: t_c^3/12$ 、 B : 柱幅、 t_c : 柱板厚、 b : 梁フランジ幅、 d : ウェブせい、 t_f : 梁フランジ板厚である。

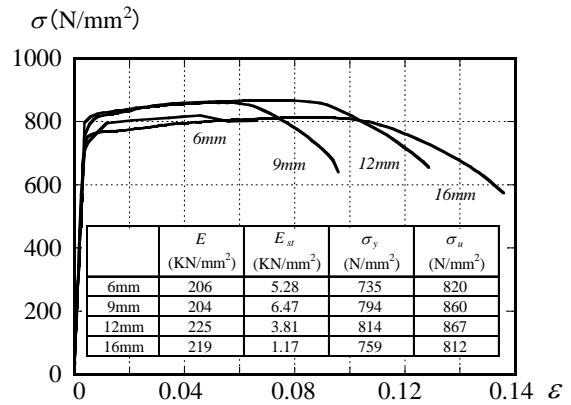


図 4.3 高強度鋼引張試験結果

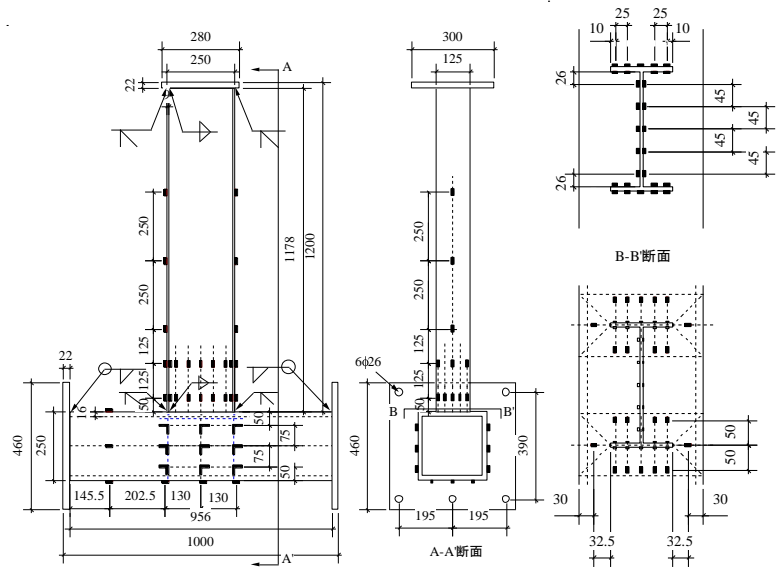


図 4.4 試験体図および歪ゲージ貼付位置

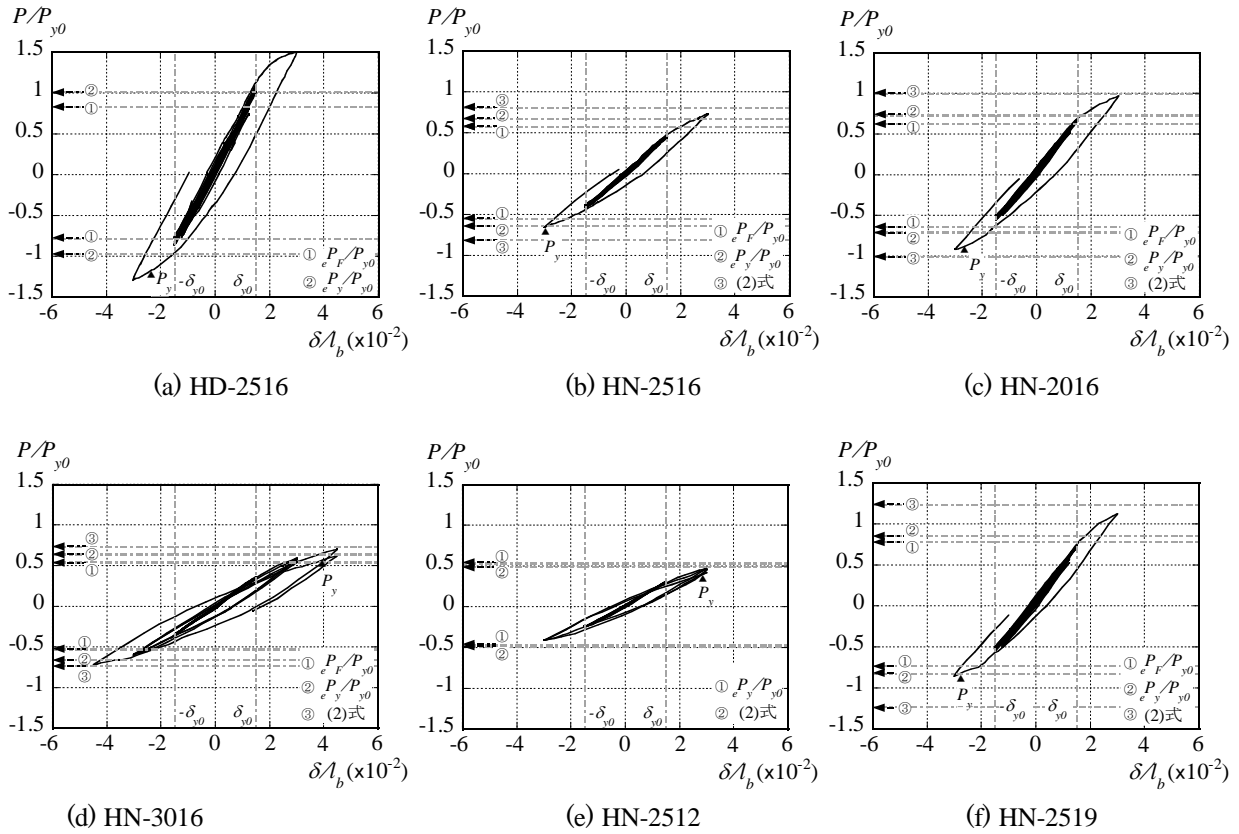


図 4.5 荷重履歴曲線

表 4.2 性能一覧

	初期剛性 K_y/K_{y0}		降伏荷重 P_y/P_{y0}				eP_F/P_{y0}		eP_y/P_{y0}		P_{max}/P_{y0}		δ_{max}/δ_{y0}	崩壊形
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負		
HD-2516	0.929	0.908	1.270	+3% (1回目)	1.118	-3% (1回目)	0.778	-3% (1回目)	0.971	-3% (1回目)	1.422	+3% (1回目)	1.912	○
HN-2516	0.451	0.426	0.704	+3% (1回目)	0.607	-3% (1回目)	0.546	-3% (1回目)	0.637	-3% (1回目)	0.814	+4.5% (1回目)	2.867	△
HN-2016	0.656	0.632	0.897	+3% (1回目)	0.833	-3% (1回目)	0.636	+3% (1回目)	0.704	-3% (1回目)	1.029	+4.5% (1回目)	2.996	□
HN-3016	0.371	0.351	0.523	+4.5% (2回目)	0.626	-4.5% (1回目)	0.528	-3% (1回目)	0.641	+4.5% (1回目)	0.736	-6% (1回目)	3.705	△
HN-2512	0.314	0.263	0.380	+3% (3回目)	0.404	-4.5% (1回目)	0.466	-4.5% (1回目)	0.466	-4.5% (1回目)	0.539	+4.5% (1回目)	2.868	△
HN-2519	0.684	0.610	0.811	+3% (2回目)	0.812	-3% (1回目)	0.729	-3% (1回目)	0.820	-3% (1回目)	1.076	+4.5% (1回目)	2.865	□

崩壊形 ○：破断，□：引き抜き後破断，△：引き抜き

(b)降伏荷重

$$P_y = 1.38 c_y \sigma_y t_c^2 \left(2 \sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}} + \frac{t_r}{(B-t_c)-b} \right) \quad (4.2)$$

ここで、 c_y ：柱フランジの降伏応力， t_r ：梁フランジ溶接寸法である。

また、図中の一点鎖線は(4.2)式のパラメータを元にした本実験結果の近似式であり、次式に示すとおりである。

$$P_y = 1.15 c_y \sigma_y t_c^2 \left(2 \sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}} + \frac{t_r}{(B-t_c)-b} \right) \quad (4.3)$$

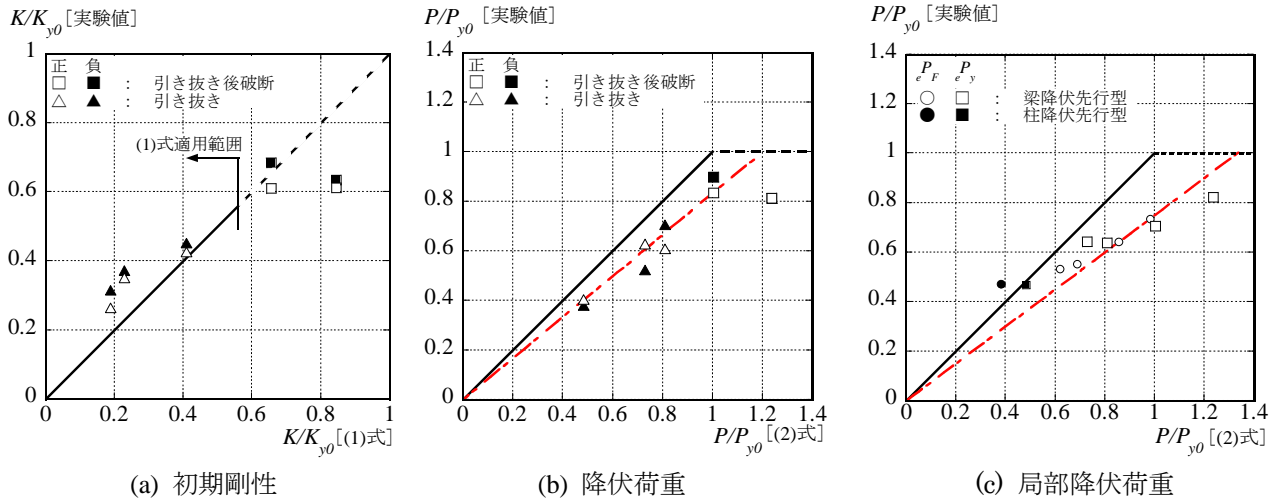


図 4.6 既往の実験式と実験結果の比較

(c)局所降伏荷重

実験結果については局所降伏荷重を図 4.3 の歪ゲージ貼付位置において歪値が F 値に対応する歪に達したときの荷重 eP_F 、降伏歪に達したときの荷重 eP_y とそれぞれ定義する。また、(4.2)式で eP_F 、 eP_y を算定するときは $e\sigma_y$ を F 値及び引張試験結果の降伏応力 σ_y とする。

また、(b)降伏荷重と同様、本実験結果による近似線を次式とし、一点鎖線で示す。

$$P_y = 1.035 e \sigma_y t_c^2 \left(2 \sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}} + \frac{t_r}{(B-t_c)-b} \right) \tag{4.4}$$

図 4.6(a)では実験結果は HN-2519 を除き初期剛性は(4.1)式と良い対応を示している。図 4.6(b)では実験結果が 1~2 割程度低下している。これは、降伏荷重の定義で General Yield Point 法を用いているが、普通鋼である文献 1)と比べて高強度鋼である試験体は降伏比が高いため、早期に剛性が低下したためと考えられる。HN-2519 の場合、(4.2)式より得られる降伏荷重 $P/P_{y0}=1.2$ 程度となっており、実験値が低くなっている。また、図 4.6(c)では実験値が(4.2)式の値を下回っている。局所的には架構が早期に降伏することを意味している。

歪分布

図 4.7~図 4.10 に梁断面の歪分布を示す。各プロットは梁の回転角が $\delta l_b=1.5\%$ 、 3.0% のときを示している。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。ダイアフラム付きの HD-2516 の場合、ウェブ歪は材軸方向位置によらず逆三角形分布になっているが、ダイアフラム無しの HN-2016~3016 の場合、梁端（柱梁接合部近傍）でフランジにおける歪値が小さくなっている。これは、ダイアフラムが無いために曲げモーメントによる偶力を梁フランジが柱に伝達できていないことを示している。ダイアフラム無しの場合、 $\delta l_b=1.5\%$ 、 3.0% のとき、梁ウェブは弾性を保持している。なお、 $\delta l_b=1.18\%$ のときの歪分布は $\delta l_b=1.5\%$ と同様の分布を示し、梁ウェブは常に弾性であった。

図 4.11~図 4.14 に梁断面のフランジの軸方向歪分布を示す。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。ダイアフラム付きの HD-2516 のフランジ歪分布は断面ではほぼ一様である。ダイアフラム無しの場合でも、圧縮側フランジではほぼ歪分布は一様であるが、引張側フランジで柱梁接合部側の梁端での歪分布は縁で大きくなり、中心で小さくなる傾向にある。ダイアフラム無しの場合、 $\delta l_b=1.5\%$ ではフランジの軸方向歪は弾性であるが、 $\delta l_b=3.0\%$ で梁端の縁で HN-2016 の一部に塑性化している。

図 4.15~図 4.18 に柱スキンプレートの歪分布を示す。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。歪ゲージは梁フランジから 50mm の位置に添付されているが、この位置では $\delta l_b=3.0\%$ でも弾性となっている。

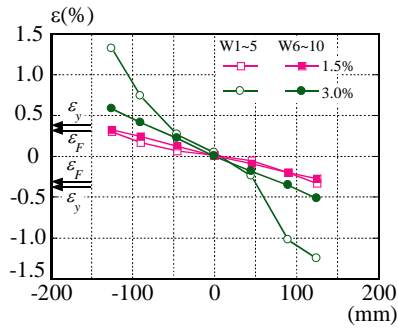


図 4.7 ウェブせい方向歪分布 (HD-2516)

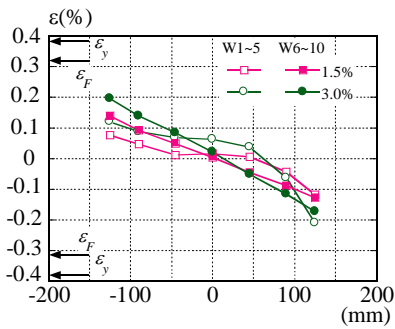


図 4.8 ウェブせい方向歪分布 (HN-2516)

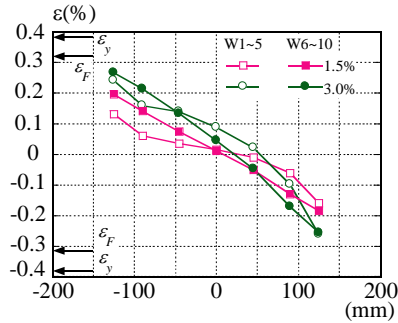
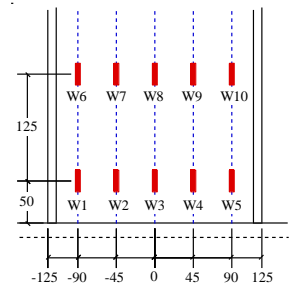


図 4.9 ウェブせい方向歪分布 (HN-2016)

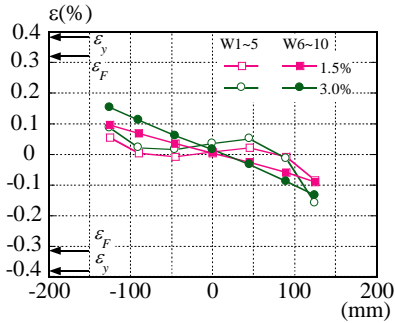


図 4.10 ウェブせい方向歪分布 (HN-3016)

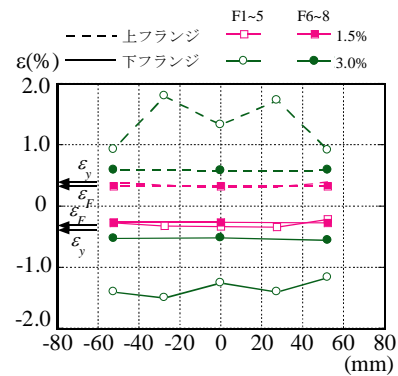
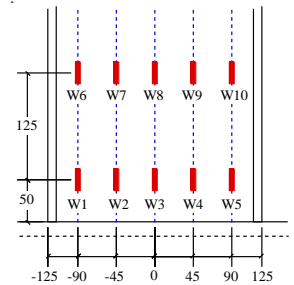


図 4.11 フランジ幅方向歪分布 (HD-2516)

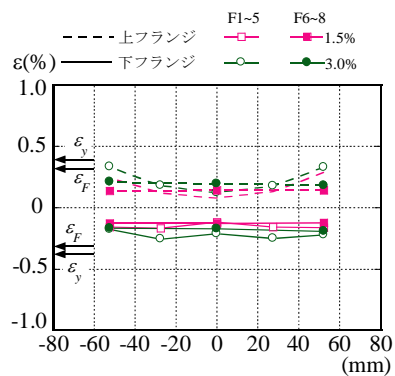


図 4.12 フランジ幅方向歪分布 (HN-2516)

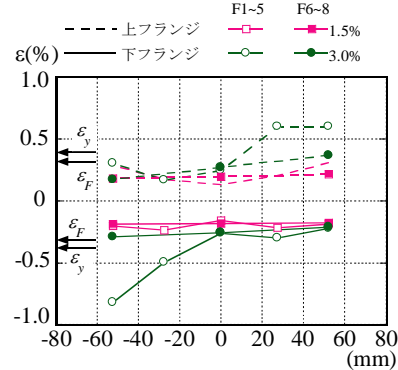
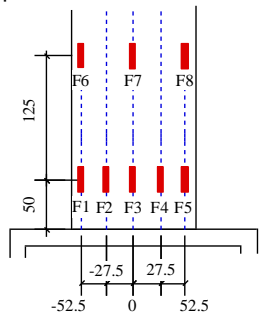


図 4.13 フランジ幅方向歪分布 (HN-2016)

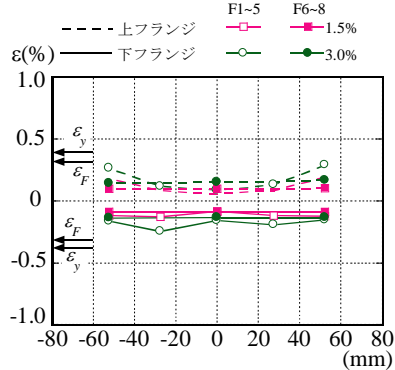


図 4.14 フランジ幅方向歪分布 (HN-3016)

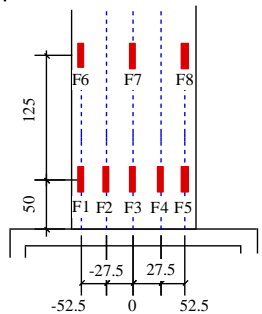


図 4.19～図 4.22 にパネル部分の歪分布を示す。図には梁軸方向の向きに貼付した歪ゲージの値である。ダイアフラム付きの HD-2516 の場合、歪はほとんど生じていないものの、ダイアフラム無しの HN-2016～3016 の場合、引張側フランジの C2'-1.4.7 では圧縮歪が生じており、圧縮側フランジの C2'-3.6.9 では引張歪が生じている。これは、ダイアフラムがない場合、梁曲げモーメントの偶力を柱梁接合部ウェブが負担し、曲げ変形を生じているためである。ただし、HN-3016 の圧縮側フランジの柱梁接合部(C2'-3)以外では弾性となっている。

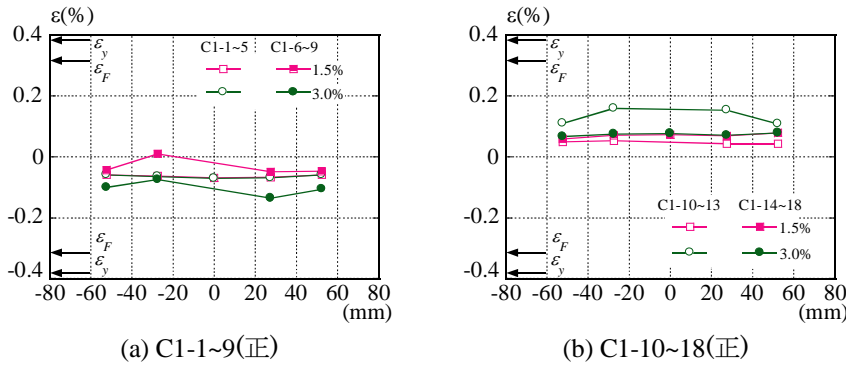


図 4.15 柱スキンプレート幅方向歪分布 (HD-2516)

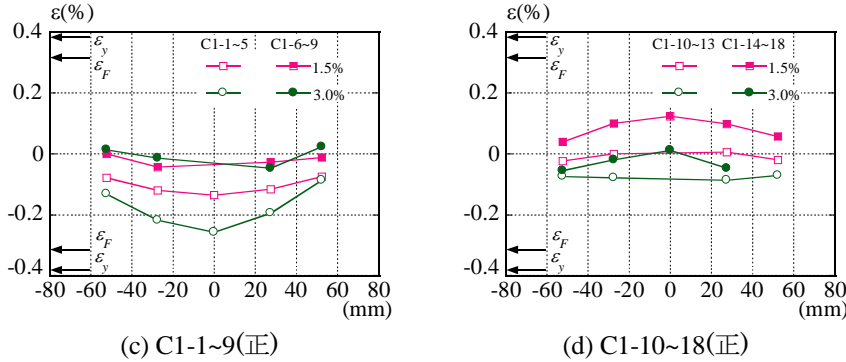


図 4.16 柱スキンプレート幅方向歪分布 (HN-2516)

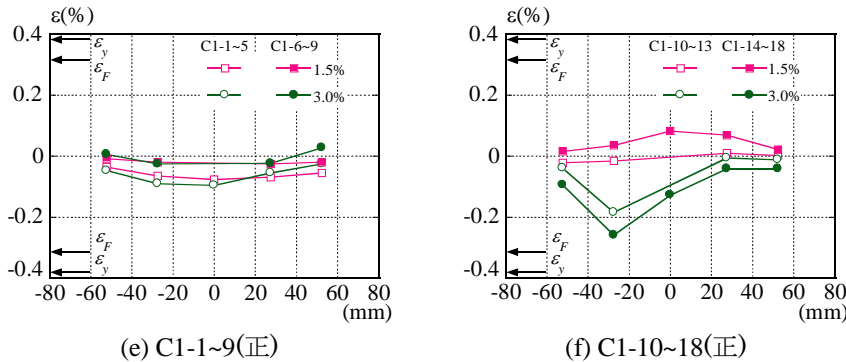


図 4.17 柱スキンプレート幅方向歪分布 (HN-2016)

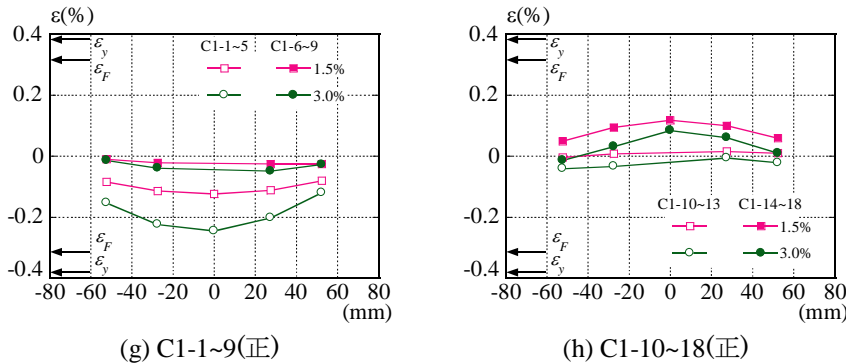
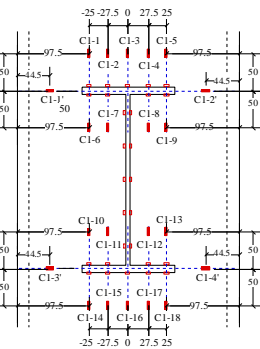
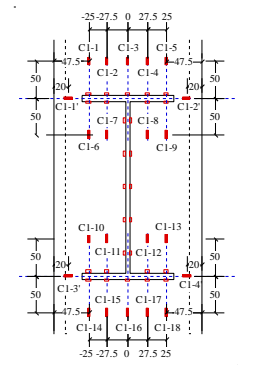
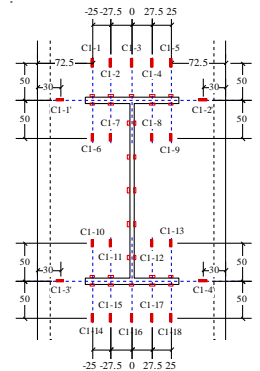
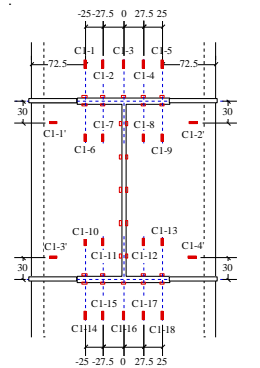


図 4.18 柱スキンプレート幅方向歪分布 (HN-3016)



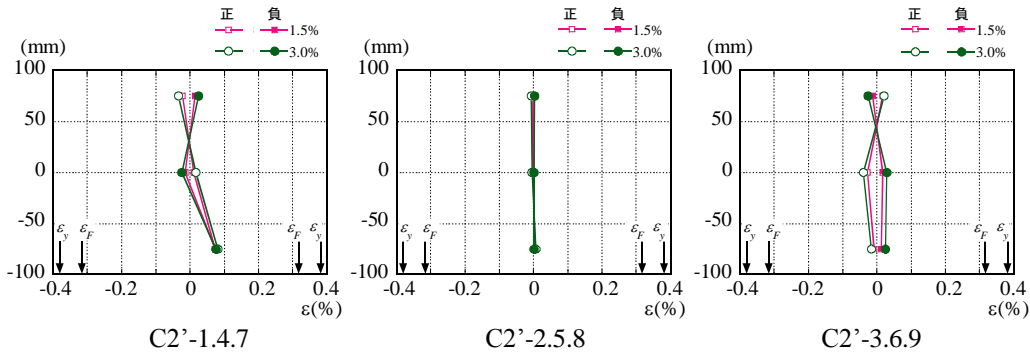


図 4.19 柱パネル歪分布 (HD-2516)

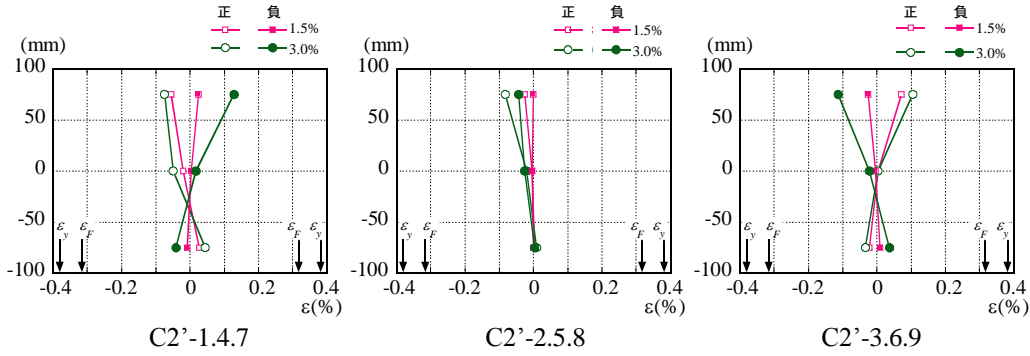


図 4.20 柱パネル歪分布 (HN-2516)

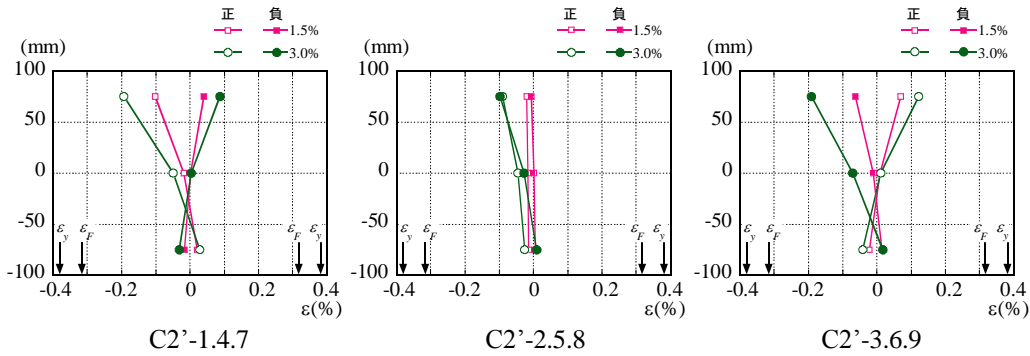


図 4.21 柱パネル歪分布 (HN-2016)

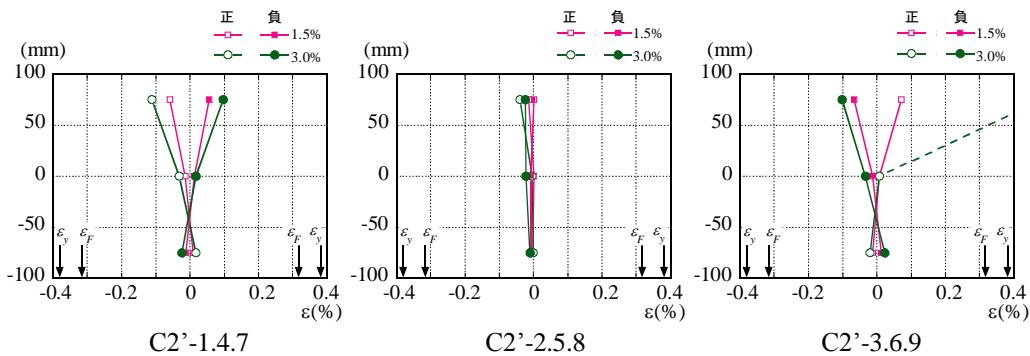


図 4.22 柱パネル歪分布 (HN-3016)

実験における崩壊過程

HD-2516 では $\delta l_b=3.0\%$ の 2 回目で梁フランジが破断し、その後ウェブに伝播しており、急激な荷重低下を示した。HA-1, HA-3 では引張側フランジと柱板との溶接部に亀裂が生じ、柱スキムプレートを引き抜くような挙動を示している。ただし、急激な荷重低下は見られなかった。HN-2016 では $\delta l_b=3.0\%$ の 3 回目で引張側フランジ溶接部と柱板との溶接部に亀裂が生じ、その後 $\delta l_b=4.5\%$ の 3 回目で引張側フランジ裏当て金溶接部で亀裂を生じ、 $\delta l_b=6.0\%$ の 1 回目でフランジ及びウェブで破断を生じた。



(a) $\delta l_b=3\%$ (+2 回目, フランジ)



(b) $\delta l_b=3\%$ (+2 回目, ウェブ)
写真 4.1 HD-2516 (破断後)



(a) $\delta l_b=3\%$ (+1 回目)



(a) $\delta l_b=3\%$ (+2 回目)

写真 4.2 HN-2516



(a) $\delta l_b=3\%$ (+3 回目)



(a) $\delta l_b=3\%$ (-3 回目)

写真 4.3 HN-2016



(a) $\delta l_b=3\%$ (-2 回目)



(a) $\delta l_b=3\%$ (-2 回目)



(a) $\delta l_b=3\%$ (-2 回目)



(a) $\delta l_b=4.5\%$ (-3 回目)

写真 4.4 HN-3016



(a) $\delta l_b=4.5\%$ (-3 回目)

写真 4.5 HN-2512



(a) $\delta l_b=4.5\%$ (-3 回目)

写真 4.6 HN-2519

4.4 まとめ

ダイアフラムレス型の柱梁接合部形式の繰返し載荷実験を行い、力学性能の把握を行った。ダイアフラムが無い場合、ダイアフラムが有る場合に比べて初期剛性、降伏荷重は低下する。しかし、これらの性能は柱幅や柱板厚に大きく依存するため、適切に柱幅や柱板厚を選択することで、ダイアフラムを有する場合と同等の性能を確保することが可能となる。

荷重変位関係における降伏荷重は(4.2)式を1~2割程度下回り、局所的な降伏に対する局部降伏荷重は(4.2)式を最大3割程度下回っている。これは降伏荷重の定義において、鋼種の降伏比、歪硬化勾配の違いが影響しているためであることから、文献1)の知見を元に修正した(4.3)式を用いることで、高強度鋼ダイアフラムレス型柱梁架構の降伏荷重が求められる。また、(4.4)式で得られる荷重であれば、局所的にも架構は弾性保持することができる。

参考文献

- 1) 秋山宏, 呉相勲, 大竹章夫, 福田浩司, 山田哲: 無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント-回転角関係の一般化, 日本建築学会構造系論文集, 第484号 131-140, 1996.6
- 2) 森田耕次, 江波戸和正, 渡辺仁, 山本昇, 安田博和, 里見孝之: 箱形断面柱-H形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究 -接合部降伏耐力の評価-, 日本建築学会構造系論文集, 第388号 100-110, 1988.6

5. 高強度鋼柱梁と鋼材ダンパーを組み合わせた十字架構の繰返し載荷実験

5.1 実験の目的

本実験は、4章で検討したダイアフラムレス型の高強度鋼柱梁接合形式を含め、通常の梁通しダイアフラム高強度柱梁接合、通常鋼ダイアフラム柱梁接合に鋼材ダンパー(座屈拘束ブレース)を付加した複合架構に繰返し載荷を行い、想定される高性能架構の地震時の性能評価を行った。試験体の構成を図 5.1 に示す。同試験体は、文献 1)における外周制振架構による高層建物を想定したモデルとなっている。

同架構の復元力特性イメージを図5.3に示す。まず鋼材ダンパーが層間変形角 $1/800$ 程度で降伏してエネルギー吸収を開始し、その後主架構の梁端部が $1/100$ 程度で降伏を開始する。震度7の強震時に架構の最大応答を同図中のダンパーエネルギー吸収領域に納めることで、主架構の損傷を回避し大地震後も継続使用可能な架構設計が可能となる。高強度鋼材を用いることで普通鋼材架構と比較しより大きな応答変形まで主架構を弾性領域にとどめ、ダンパーのエネルギー吸収領域を広げることが可能となる。本実験では、弾性領域の長い高強度鋼フレームにエネルギー吸収型ダンパーを加えることで震度7の強震時に架構の最大応答を主架構弾性域に納め、主構造の損傷を回避し大地震後も継続使用可能な架構設計が可成立しているかどうかの確認を行う。

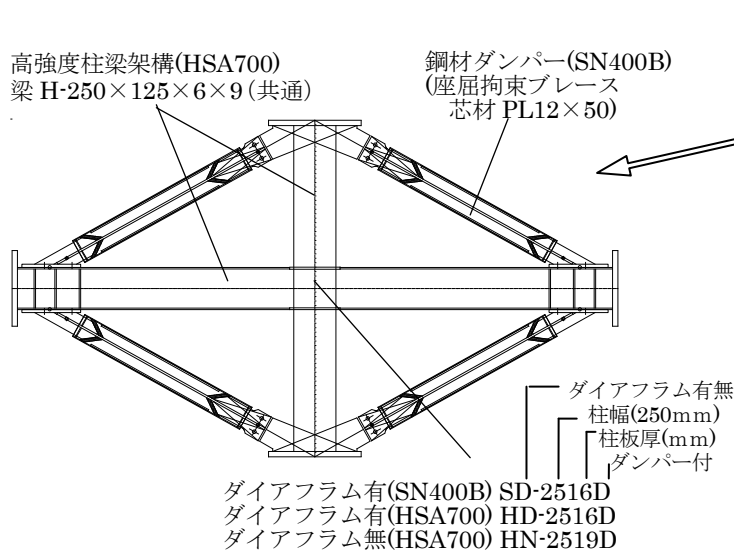


図 5.1 高強度鋼十字型試験—試験体フレーム

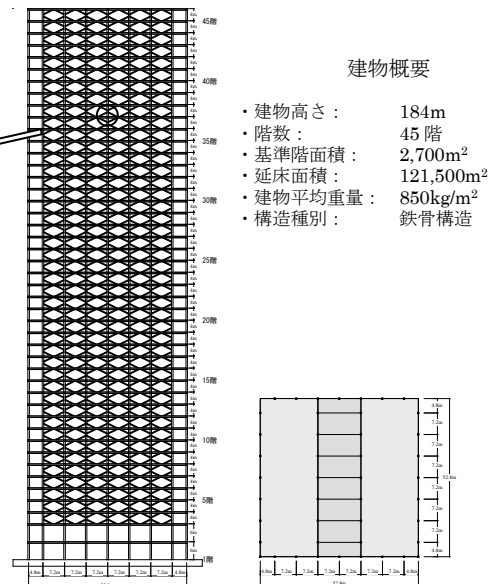
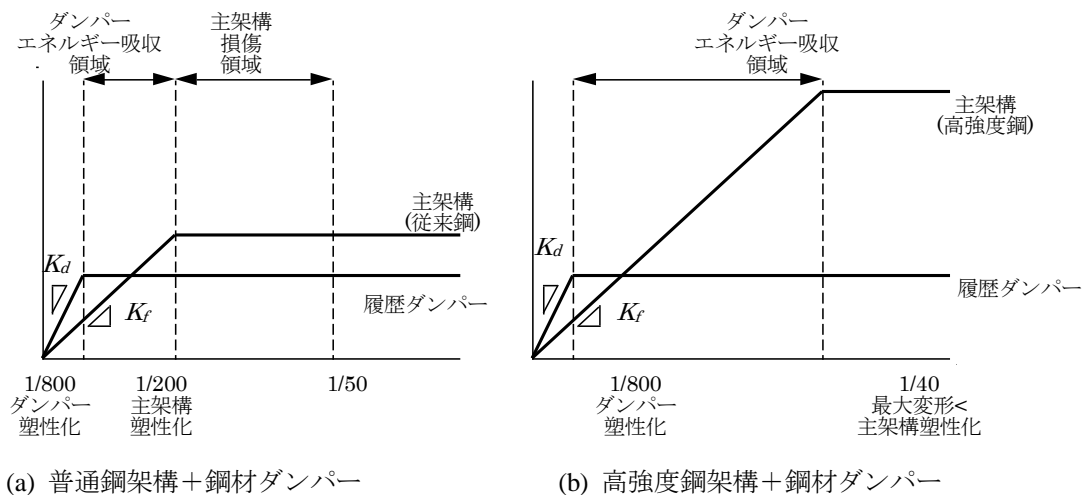


図 5.2 試験体想定架構イメージ



(a) 普通鋼架構+鋼材ダンパー

(b) 高強度鋼架構+鋼材ダンパー

図 5.3 架構システムの復元力特性

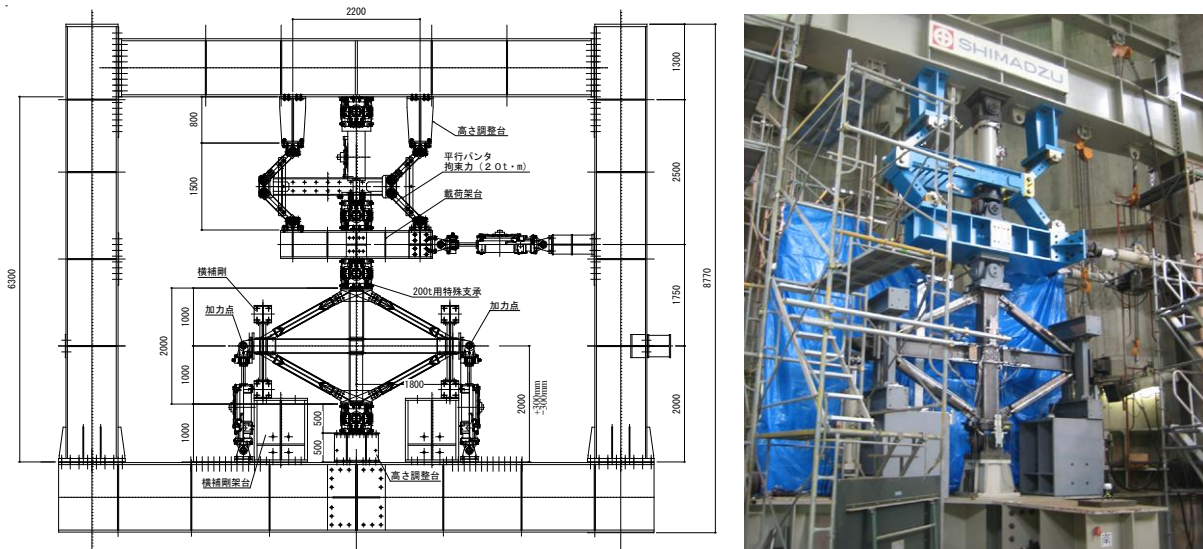


図 5.4 試験装置概要

試験体は図 5.1 に示すように鋼材ダンパー(座屈拘束ブレース：芯材 SN400)をダイヤフラム付高強度鋼 HSA700 のフレームの外周部に加えた HD-2516D モデル, 柱のダイヤフラムを略した HN-2519D モデル, また比較検討のため主構造に普通鋼(SN400B)を用いた SD-2516D モデルの 3 体とし, 図 5.2 に示す外周制振構造による高層建物の 1 フレームを想定したモデルとする。実験は以上 3 体すべての試験体につき同じ層間変形角での繰返し载荷を行う。

繰返し载荷はまず、通常鋼材梁断面が想定 F 値(235 N/mm^2) に達すると予想される層間変形角 $1/150$ で 5 サイクル、続いて通常鋼材梁断面が降伏する(290 N/mm^2)と予想される層間変形角 $1/120$ で 5 サイクル、さらに高強度鋼梁が想定 F 値($0.8 \sigma_y = 600 \text{ N/mm}^2$) に達すると予想される層間変形角 $1/62.5$ で 5 サイクル、高強度鋼梁が降伏する(750 N/mm^2)と予想される層間変形角 $1/50$ で 5 サイクルでの繰返し载荷を行い、鋼材ダンパーの安定したエネルギー吸収性能の確認並びに高強度柱梁架構の繰返し変形下の健全性の確認を行った。また設計上梁断面縁部が降伏に至らないレベルでも裏板金部周辺や溶接熱影響部等の局所的な応力集中によって破壊が生じないことを確認した。以上の過程における主架構の挙動を元に設計用 F 値の妥当性を検証した。その後、高強度鋼梁が降伏に至る(750 N/mm^2)と予想される層間変形角の倍の変形角 $1/25$ で繰返し载荷を継続し、鋼材ダンパーまたは主架構が損傷する時点までの载荷を実施し、この過程において本架構システムの限界変形性能、エネルギー吸収性能の確認を行った。

1) 岩田衛, 黄一華, 川合廣樹, 和田章: 被害レベル制御構造「Damage Tolerant Structure」に関する研究、日本建築学会技術報告集、第 1 号 P82 1995 年 12 月

5.2 主架構弾性限界までの挙動

実験より得られた各試験体の高強度鋼弾性限内(δ_{My})の水平力-層間変形角関係を図 5.5～図 5.7 に、ダンパー軸力-軸変形関係を図 5.8 に示す。

図に示すとおり、いずれの試験体も $1/150$, $1/120$, $1/62.5$ の各 5 サイクルにおいて安定した履歴ループを示し、本実験を見る限りでは許容応力度設計における許容応力度を 600 N/mm^2 程度で設定しても大きな問題はないものと判断される。ノンダイヤフラム型の HN-2519D についてはダイヤフラム付試験体と比して剛性及び耐力がやや劣るものの累積変形性能では通常のダイヤフラム付き架構と遜色のない性能を示した。

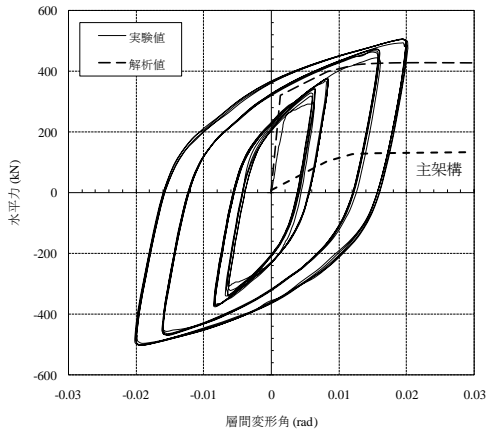


図 5.5 SD-2516D 水平力-層間変形角関係

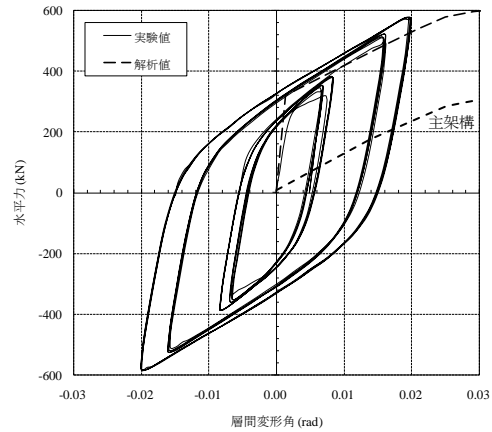


図 5.6 HD-2516D 水平力-層間変形角関係

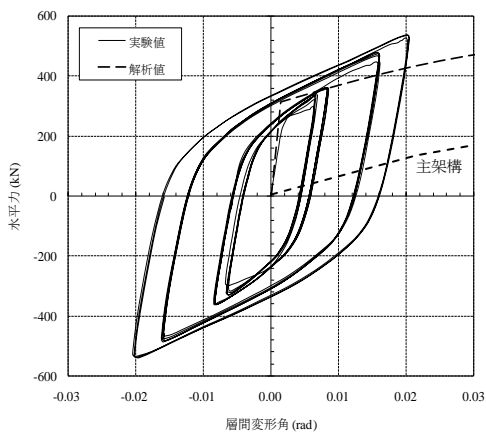


図 5.7 HN-2519D 水平力-層間変形角関係

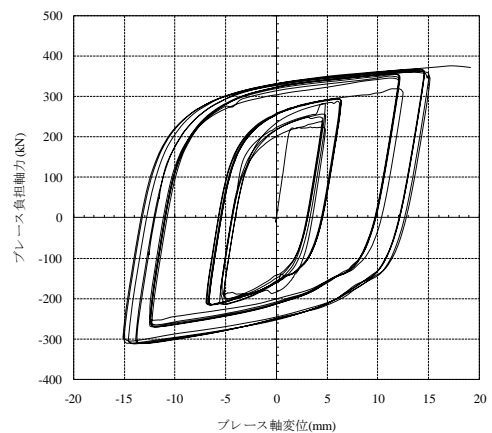
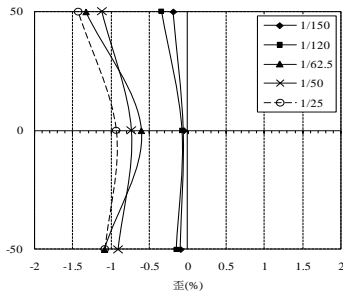
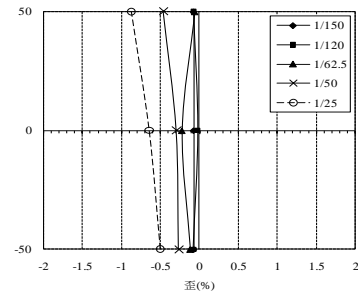


図 5.8 ダンパー 軸力-軸変形関係

次に梁端部における歪分布を図 5.9～図 5.20 に示す。図 5.9～5.13 に通常鋼架構 SD-2516D の歪分布を示す。図 5.9～5.10 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/120 を超えると塑性化が始まり、層間変形角 1/25 では塑性領域が 2 列目まで広がる場合もあり、塑性化に伴って両端の歪が中央に比べ増大する傾向が見られる。一方、図 5.11～5.12 のウェブの歪分布では、フランジの塑性化に伴って柱近傍のウェブの上下端の塑性歪が増大する様子がわかる。図 5.13 のダイアフラム上部の柱の歪は概ね弾性範囲内に留まっている。図 5.14～5.18 に高強度鋼架構 HD-2516D の歪分布を示す。図 5.14～5.15 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/50 までフランジは概ね弾性範囲に留まる一方、層間変形角 1/25 での歪は 1 列目のみ大きく増大し、塑性化領域が局部に集中する傾向があること、塑性化に伴ってフランジ両端の歪が中央に比べ増大する傾向が見られる。一方、図 5.16～5.17 のウェブの歪分布は、フランジの塑性化に伴い柱近傍のウェブの上下端の塑性歪が大きく進展する。図 5.18 の柱の歪は概ね弾性範囲内に留まっている。図 5.19～5.23 にダイアフラムレスの高強度鋼架構 HN-2519D の歪分布を示す。図 5.19～5.20 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/50 までフランジは概ね弾性範囲に留まり、層間変形角 1/25 で塑性領域に入るが、ダイアフラム付試験体と比較し、同層間変形角に対する梁端部のフランジの歪分布が小さくなっており、柱梁接合部における応力伝達量が低下していることが確認される。図 5.21～5.22 のウェブの歪分布は、層間変形角 1/50 まで弾性範囲に留まり、フランジの塑性化に伴い塑性化するが、中立軸歪の変動も見られる。また、図 5.23 の柱の歪がダイアフラム付き架構に比べ大きく、層間変形角 1/50 までは概ね弾性範囲内に留まっているが、層間変形角 1/25 では塑性歪が大きく進展する様子が分かる。

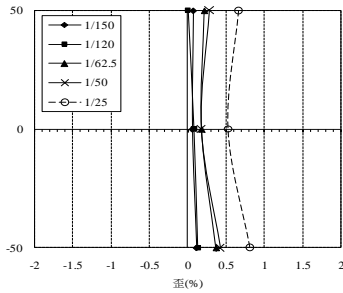
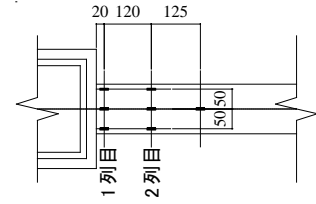


(a) 1列目

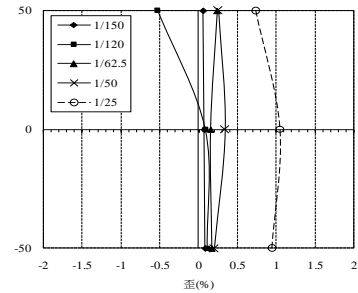


(b) 2列目

図 5.9 SD-2516D 右梁フランジ歪分布

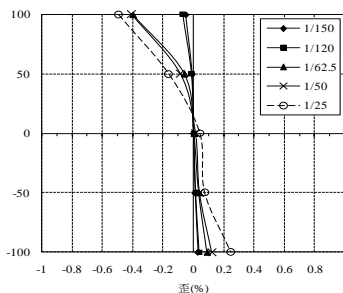
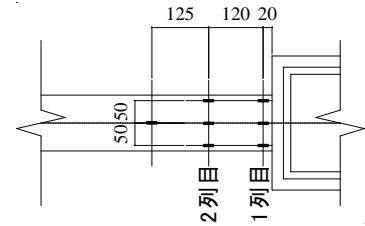


(a) 1列目

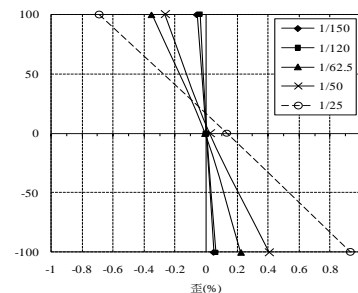


(b) 2列目

図 5.10 SD-2516D 左梁フランジ歪分布

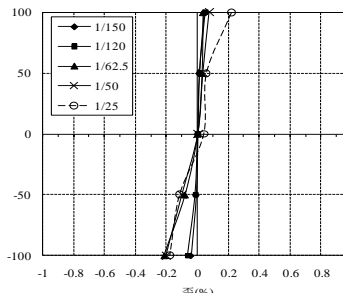
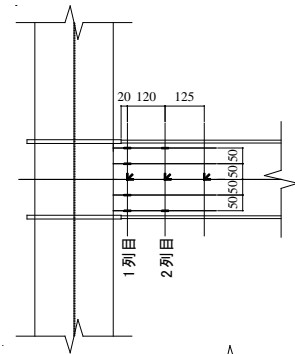


(a) 1列目

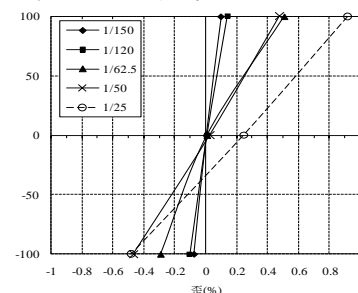


(b) 2列目

図 5.11 SD-2516D 右梁ウェブ歪分布

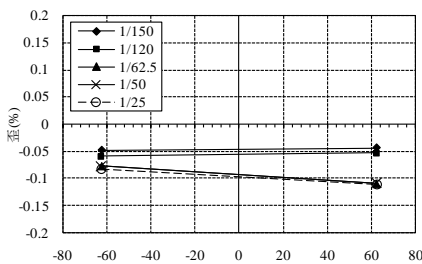
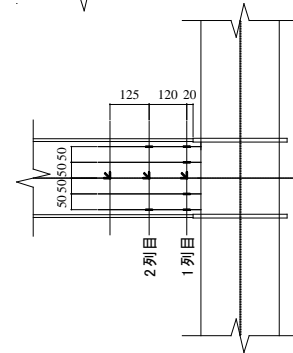


(a) 1列目

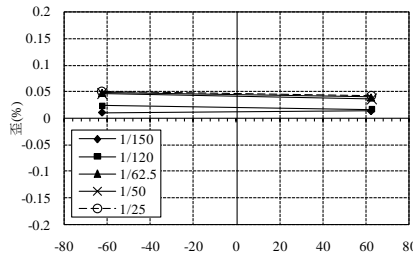


(b) 2列目

図 5.12 SD-2516D 左梁ウェブ歪分布

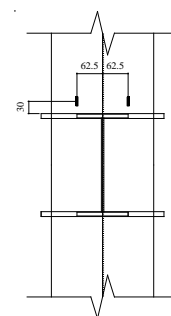


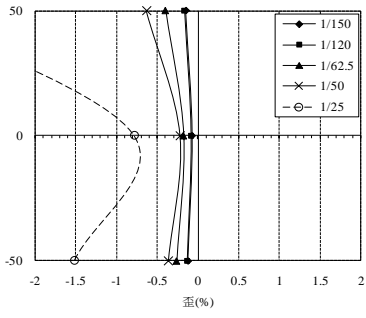
(a) 右側面



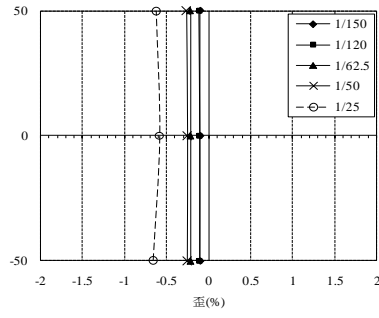
(b) 左側面

図 5.13 SD-2516D 柱歪分布



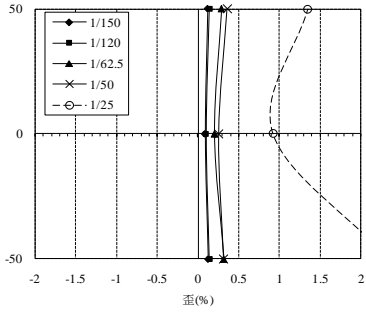
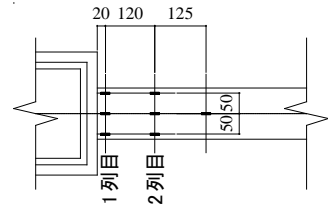


(a) 表面 1 列目

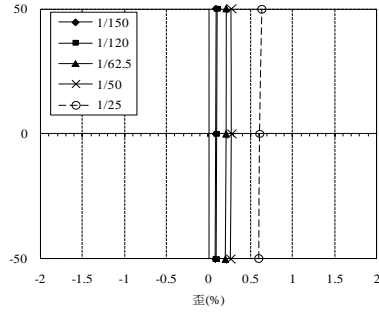


(b) 表面 2 列目

図 5.14 HD-2516D 右梁フランジ歪分布

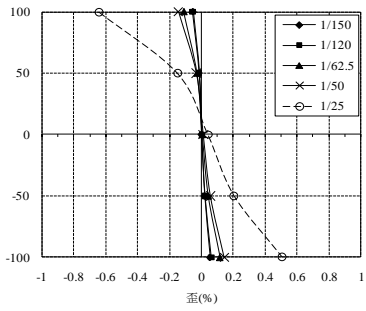
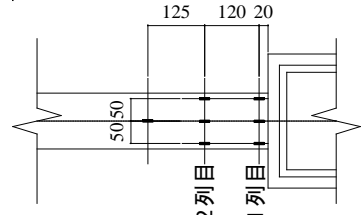


(a) 表面 1 列目

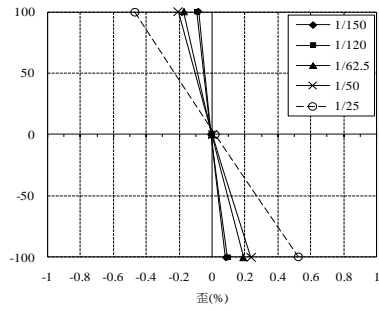


(b) 表面 2 列目

図 5.15 HD-2516D 左梁フランジ歪分布

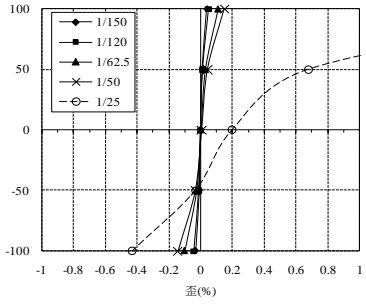
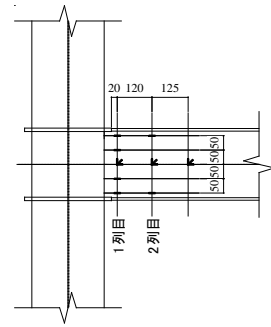


(a) 1 列目

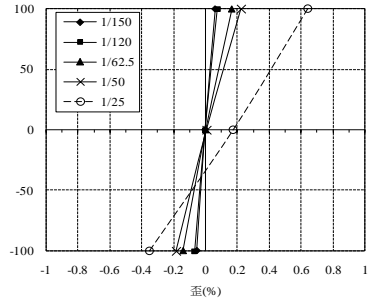


(b) 2 列目

図 5.16 HD-2516D 右梁ウェブ歪分布

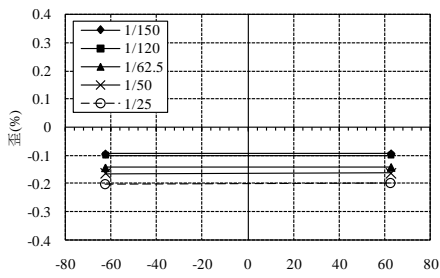
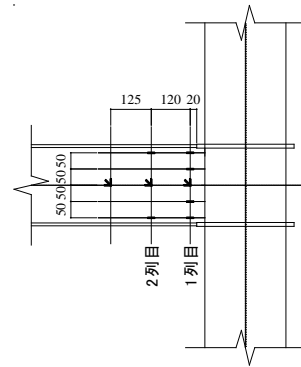


(a) 1 列目

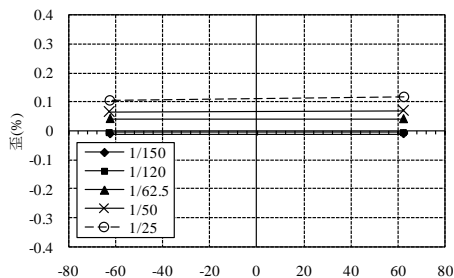


(b) 2 列目

図 5.17 HD-2516D 左梁ウェブ歪分布

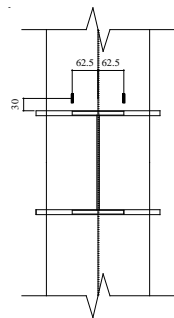


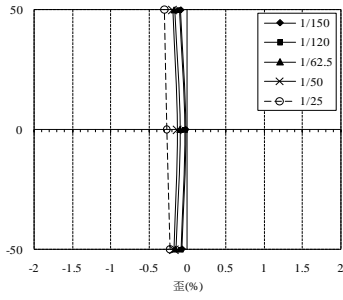
(a) 右側面



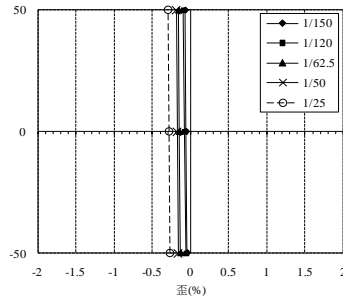
(b) 左側面

図 5.18 HD-2516D 柱歪分布



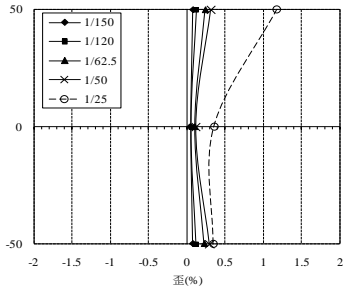
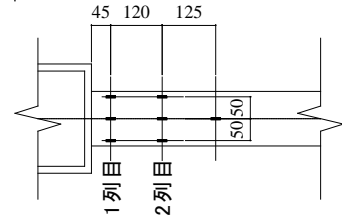


(a) 1列目

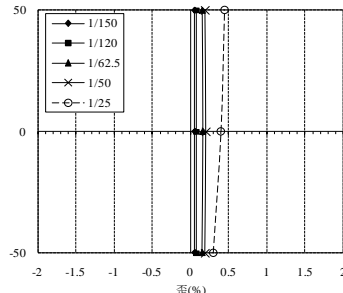


(b) 2列目

図 5.19 HN-2519D 右梁フランジ歪分布

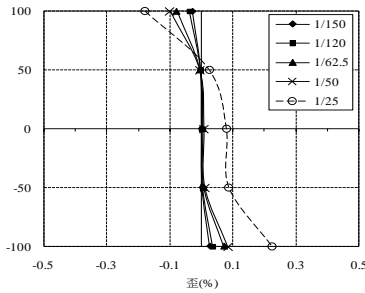
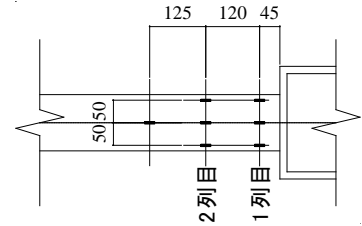


(a) 1列目

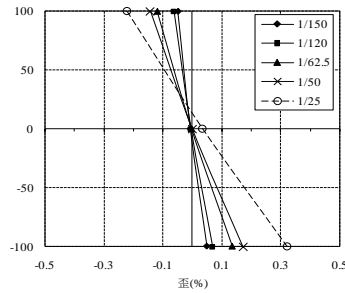


(b) 2列目

図 5.20 HN-2519D 左梁フランジ歪分布

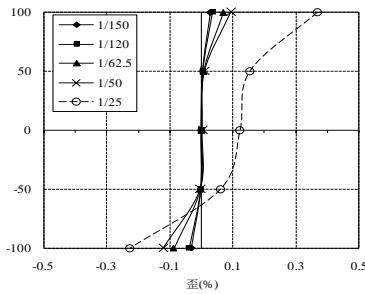
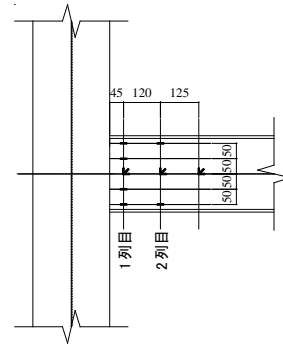


(a) 1列目

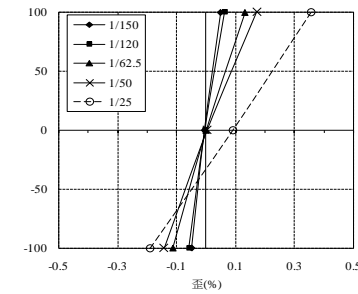


(b) 2列目

図 5.21 HN-2519D 右梁ウェブ歪分布

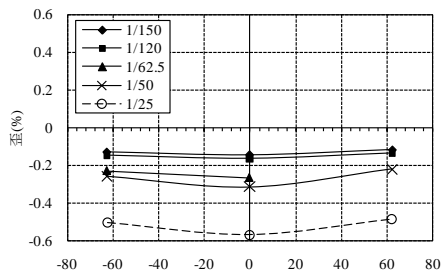
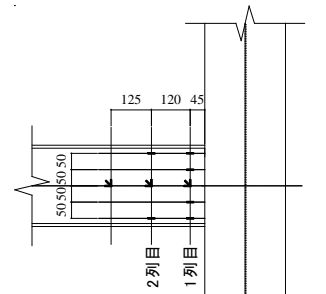


(a) 1列目

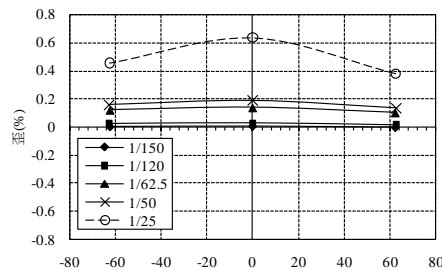


(b) 2列目

図 5.22 HN-2519D 左梁ウェブ歪分布

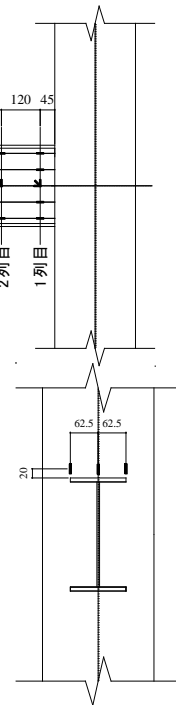


(a) 右側面



(b) 左側面

図 5.23 HN-2519D 柱歪分布



5.3 主架構塑性化後の挙動

図 5.24～図 5.26 に崩壊に至るまでの水平力-層間変形角関係を示す。HN-2519D では高強度鋼梁端部応力が σ_y に至る層間変形 δ_{Hy} (層間変形角 1/50)4 サイクル目で、HD-2516D,SD-2516D ではその倍の層間変形 $2\delta_{Hy}$ (層間変形角 1/25)1～2 サイクル目で座屈拘束ブレースが破断に至った。試験後拘束材を除去したところ、写真 5.3 に示すようにブレース芯材は拘束材内で高次の局部座屈モードを呈していることが確認された。ダンパー破断後も主構造の繰返し载荷を行ったところ、HD-2516D、HN-2519D モデルともに同層間変形角 2 サイクル目で梁端部が破断に至った。通常鋼架構 SD-2516D では層間変形角 1/50 を超えた領域で梁に横座屈を伴う不安定現象が発現し、その後梁端部が破断に至り载荷を終了した。破断はいずれも溶接ボンド部で発生した(写真 5.4)。通常鋼架構で横座屈を伴う不安定現象が発現したのに対し、高強度架構で同変形領域での不安定現象が見られなかった理由として、普通鋼架構では梁の塑性化領域が広がり同時に軸力を受けた為であると考えられるが、一方の高強度架構では塑性化領域が限定されることにより不安定現象に至らなかったと考えられる。

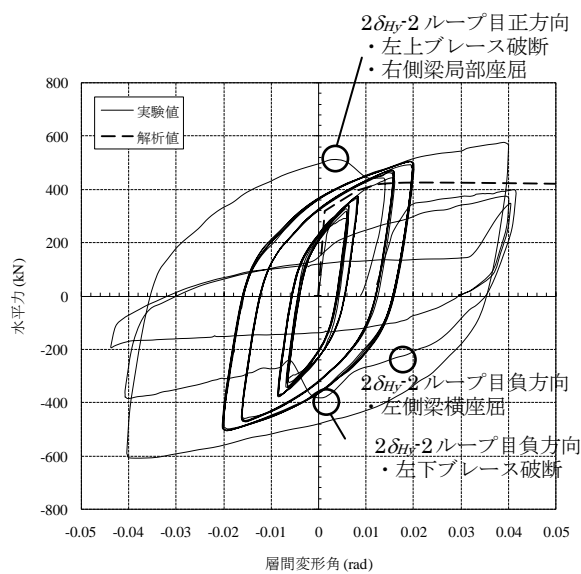


図 5.24 SD-2516D 水平力-層間変形角関係

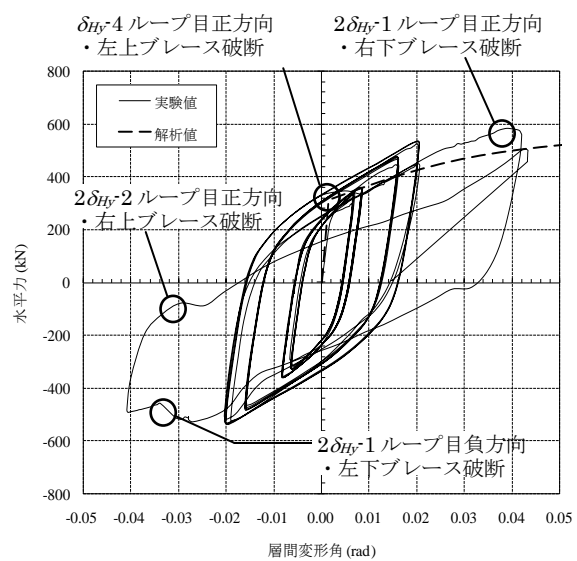


図 5.25 HN-2519D 水平力-層間変形角関係

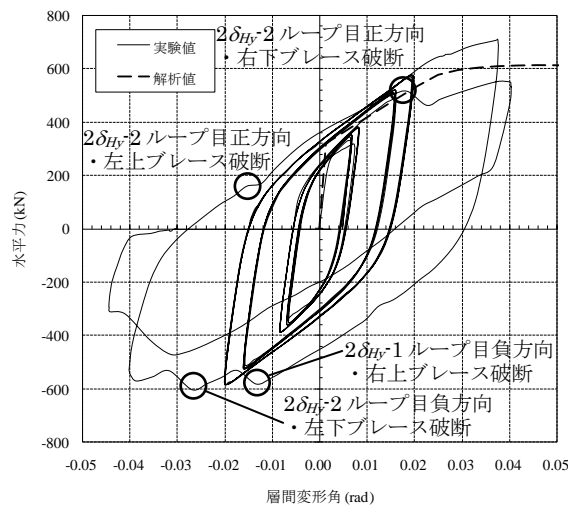


図 5.26 HD-2516D 水平力-層間変形角関係



写真 5.1 HD-2516D 載荷後写真



写真 5.2 HN-2519D 載荷後写真



写真 5.3 ダンパー芯材局部座屈状況



写真 5.4 梁端部破断状況 (HD-2516D)

5.4 まとめ

- 1) 本実験で設定した制振ブレース付き高強度鋼フレームは、層間変形角 $1/50$ まで主架構を弾性に保ちながら先行降伏した制振ブレースが層間変形角 $1/25$ 数サイクルで破断に至るまでエネルギーを吸収する安定した履歴特性を示し、損傷制御架構のコンセプトが成立していることが確認された。
- 2) 普通鋼フレームが層間変形角 $1/120$ を超えたあたりより梁端部が塑性化を開始し、フランジの塑性歪に不均等分布が発生したが、高強度鋼フレームはいずれも層間変形角 $1/62.5$ を超えるまで梁端部は弾性を保ち、ほぼ均等な歪分布を維持した。ただしダイアフラムレス接合部試験体は柱にやや高い局部応力が見られた。
- 3) 普通鋼フレームでは、層間変形角 $1/50$ を超えた領域で梁端部の塑性範囲が広がると共に軸力を受け、梁に横座屈を伴う不安定現象が発現したが、高強度鋼架構では同変形領域でも塑性化領域が限定されるため不安定現象は見られず、層間変形角 $1/25$ で梁端溶接部の破断に至った。
- 4) 本実験のプロポーシオンにおいては、ダイアフラムレスの試験体はダイアフラム付試験体より合成・耐力がやや劣るものの、梁端部の累積変形性能では遜色のない性能を示した。
- 5) いずれの試験体も梁端部は層間変形角 $1/150$, $1/120$ 各 5 サイクルの弾性繰返し後、 $1/62.5(600\text{N/mm}^2 \text{相当}) \times 5$ サイクル + $1/50(750\text{N/mm}^2 \text{相当}) \times 5$ サイクルに耐えた後に層間変形角 $1/25$ 数サイクルで溶接部での破断を生じた。

6. 結論

2～5章の高強度鋼を用いた柱梁接合部に関する実験的、解析的検討において以下のような結論が得られた。

- 1) H形柱を用いたスプリットティによる乾式接合、およびダイアフラムを有する箱形断面柱を用いた溶接接合において、各設計式における許容応力度を $0.7\sigma_u$ (注) $\neq 0.8\sigma_y=600\text{N/mm}^2$ 程度以下に抑えれば、応力の不均等分布に伴う局所的な塑性化を概ね回避し得るレベルとなる。
- 2) 各設計式における最大応力度が、 $\sigma_y=750\text{N/mm}^2$ 程度に達した場合でも、接合部および架構はほぼ弾性挙動を示し、10回程度以上の繰り返し変形において損傷・剛性低下を生じない。
- 3) 高強度鋼部材が降伏応力度を超え、塑性率が2～3程度に達する過大変形を接合部および架構に与えた場合、普通鋼材に比べ限定された領域での塑性化が進展し、2～3回程度の繰り返し履歴を示した後に溶接部で破断を生じる場合が多くみられた。
- 4) 梁部材のウェブ幅厚比に関しては既往のCランク幅厚比で弾性限度まで局部座屈が生じないことが確認されたほか、モーメント勾配またはせん断スパン比をパラメータとして幅厚比をさらに緩和し得る可能性が示された。

なお、上記検討では梁柱接合部を中心に各種検討を行ったが、高強度鋼の梁継手等における高力ボルト摩擦接合部の母材孔欠損部周辺の応力集中に伴う局部塑性化の影響についても、今後実験的・解析的に検討を行う必要があるものと考えられる。

注) 平成21年3月時点での暫定値である。

参考資料 2-B 幅厚比規定値を超える部分を無効とみなす方法の適用範囲

文献 1) の 8.1 (3) に示されるように、「規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度を求めた上で検定を行う」という方法を取る場合に、危険側とまらない範囲を確認する。

文献 1) では $0.6F$ 以上の応力度を非弾性域の座屈としている。幅厚比 $(b/t)^2$ に反比例する弾性座屈応力度の曲線から応力度 $0.6F$ の点で接線を引き（幅厚比 (b/t) の 1 次関数を定め）、当該接線上で応力度が F となる幅厚比を規定値としている。

規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度の検定（許容応力度設計）を行う場合を考える。幅厚比の規定値を λ_c とすれば、有効とみなす板要素の幅は $b_c = \lambda_c t$ である。 σ_a を板要素全体の平均許容応力度とすれば、規定値を超える部分を無効と考えた場合の板要素の許容耐力 P_a を $P_a = b_c t F = b t \sigma_a$ と表せることから、 $\sigma_a / F = b_c / b = \lambda_c / \lambda$ （ここで、 $\lambda = b/t$ ）となる。無効と考える場合の許容応力度は幅厚比に反比例する。

以上を図示したものが図 1 及び 2 である。横軸は幅厚比 λ を規定値 λ_c で、縦軸は座屈応力度 σ_{cr} 又は上述の σ_a を F で、それぞれ基準化している。図中では非弾性域の座屈として $0.6F$ の点を通る接線を「直線式」、 σ_a を「略算」と表示している。図 3 には座屈応力度に対する「略算」の比率を示している。応力度が $0.6F \sim F$ の範囲にある場合に「直線式」が正しいとすれば、「略算」による σ_a は規定値を超える部分の割合を示す λ/λ_c が小さい範囲でよい近似値を与えるが、 λ/λ_c が大きくなると座屈応力度を上回るようになり危険側となる。例えば $\lambda/\lambda_c = 1.5$ では 1 割程度高めの許容値を与えている。図 3 より、規定値を超える部分を無効と考慮して検討する方法は、規定値の 1.3 倍程度を目安として適用すべきである。

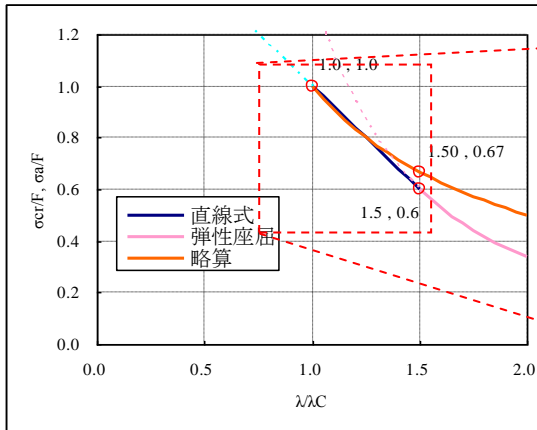


図 1 座屈応力度と略算による許容応力度

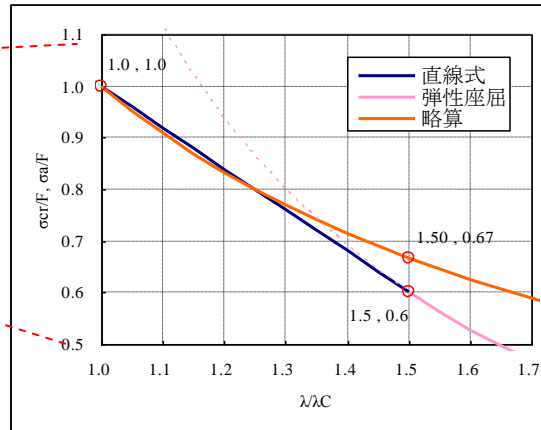


図 2 図 1 の拡大

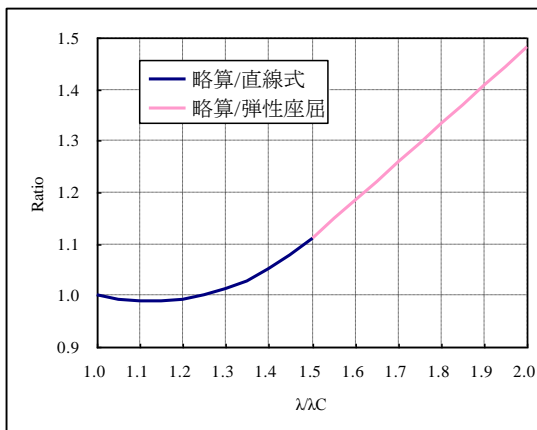


図 3 略算の比率

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－、2005.9

付録

図1, 2を求めるための式について補足する。

弾性板座屈応力度

$$\sigma_{cr} = kD \left(\frac{t}{b} \right)^2 = kD \frac{1}{\lambda^2} \quad (\text{a})$$

ここで、 k ：座屈係数、 $D \equiv \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}$ 、 $\lambda \equiv b/t$

直線式：0.6Fを通る接線

$$\frac{\partial \sigma_{cr}}{\partial \lambda} = -2kD \frac{1}{\lambda^3} = -2 \frac{\sigma_{cr}}{\lambda}$$

$$\left. \frac{\partial \sigma_{cr}}{\partial \lambda} \right|_{\sigma_{cr}=0.6F} = -2 \frac{0.6F}{\lambda_e}$$

ここで、 $\lambda_e = \sqrt{\frac{kD}{0.6F}}$ (式(a)で $\sigma_{cr}=0.6F$ としたときの λ)

直線式は、

$$\sigma_{cr} - 0.6F = -2 \frac{0.6F}{\lambda_e} (\lambda - \lambda_e)$$

$$\therefore \frac{\sigma_{cr}}{F} = -1.2 \frac{\lambda}{\lambda_e} + 1.8 \quad (\text{b})$$

式(b)で $\sigma_{cr}=F$ としたときの λ が幅厚比制限で、これを λ_C と書くことにすると、式(b)より、

$$1 = -1.2 \frac{\lambda_C}{\lambda_e} + 1.8$$

$$\therefore \frac{\lambda_C}{\lambda_e} = \frac{2}{3} \quad (\text{c})$$

λ_C を規準として式(b)を書き直すと、

$$\frac{\sigma_{cr}}{F} = -0.8 \frac{\lambda}{\lambda_C} + 1.8 \quad (\text{d})$$

また式(a)を書き直すと、

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{cr}}{F} &= \frac{kD}{F} \frac{1}{\lambda^2} = 0.6 \left(\frac{\lambda_e}{\lambda} \right)^2 = 0.6 \left(\frac{\lambda_e}{\lambda_C} \right)^2 \left(\frac{\lambda_C}{\lambda} \right)^2 \\ &= 0.6 \left(\frac{3}{2} \right)^2 \left(\frac{\lambda_C}{\lambda} \right)^2 = \frac{1.35}{(\lambda/\lambda_C)^2} \quad (\text{e}) \end{aligned}$$

幅厚比制限 λ_C を超える部分を無効と考えた場合の許容耐力 P_a は、

$$P_a = b_C t F = b t \sigma_a$$

ここで、 $b_C = \lambda_C t$ 、 σ_a は平均許容応力度。

よって、

$$\frac{\sigma_a}{F} = \frac{b_C}{b} = \frac{\lambda_C}{\lambda}$$

参考資料 2-C 高強度材料の要素繰り返し試験結果

1 試験体ならびに载荷・計測方法

試験体は図 1 に示す形状を有し、板厚は 12mm である。試験区間は幅 40mm の中央平行部 100mm であり、試験区間両端の接合部には試験区間の軸方向長さの変化を計測するために変位計を接続するための M10 全ねじ棒が点付け溶接されている。試験区間端部は、応力集中による早期破断を避けるため R=10mm とした。

試験では、圧縮力下での試験区間における座屈を抑えるため、試験体周囲には図 2 に示す面外変形拘束治具を設置し、機械式 500kN 万能試験機により軸方向载荷を行った。ここで面外変形拘束治具は、試験区間において強軸、弱軸両方向への変形を拘束するものであり、試験体との間には摩擦力の発生を防ぐために 2mm 程度の隙間を設け、隙間にはテフロンシートを挟んだ。圧縮力下における試験区間での体積増加については、この隙間とテフロンシートの変形で対応させた。

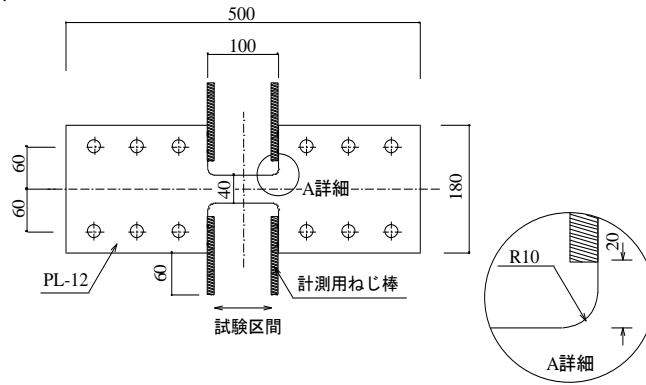


図 1 試験体形状

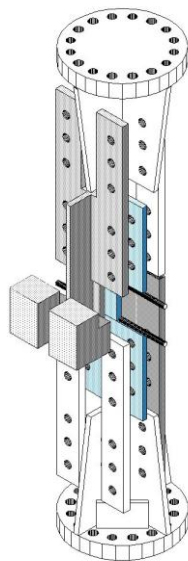


図 2 座屈拘束治具の取付

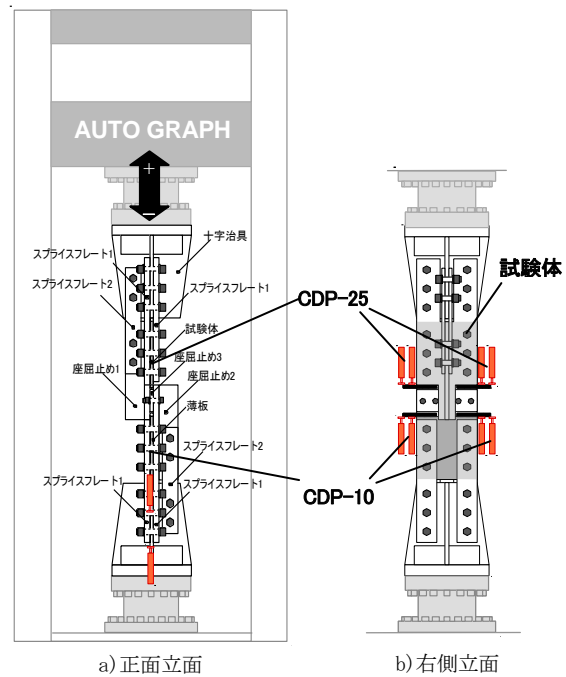


図 3 実験装置

要素実験における計測項目は、試験体に作用する軸力と試験区間の軸変形である。前者は試験機ロードセルにより、後者は図3に示すように、ねじ棒の回転を考慮し10mm及び25mmバネ式変位計によって、各ねじ棒で2箇所の変位を計測する。これにより、試験区間軸方向の長さの変化(ΔL)を原試験区間長さで除した公称歪度を得る。試験体に作用した軸力を試験区間の原断面積で除した公称応力度と伴わせて、公称応力度-公称歪度関係 (${}_n\sigma$ - ${}_n\varepsilon$ 関係) を求め、これを体積一定の仮定のもとで、真応力度-真歪度関係 (${}_t\sigma$ - ${}_t\varepsilon$ 関係) に置換した。算定方法は以下に示す。

$$\Delta L_1 = \textcircled{1} - (\textcircled{1} - \textcircled{2}) \times \frac{15}{4} \quad (1)$$

$$\Delta L = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{2} - \frac{\Delta L_3 + \Delta L_4}{2} \quad (2)$$

$\Delta L_1, \Delta L_2$: 上部の変位から求めた中心部の変位

$\Delta L_3, \Delta L_4$: 下部の変位から求めた中心部の変位

$${}_t\sigma = (1 + {}_n\varepsilon) {}_n\sigma \quad (3)$$

$${}_t\varepsilon = \ln(1 + {}_n\varepsilon) \quad (4)$$

${}_n\sigma$: 公称応力 ${}_n\varepsilon$: 公称歪

${}_t\sigma$: 真応力 ${}_t\varepsilon$: 真歪

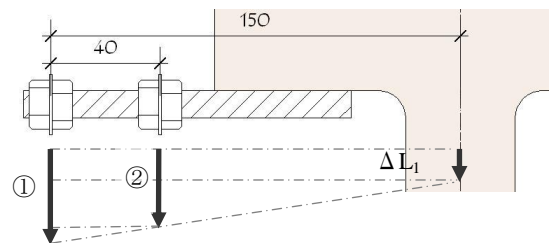


図4 測定位置

载荷パターンであるが、

①単調引張

②3%定振幅5回繰り返し(～引張切り)

③3%定振幅繰り返し(破断まで)

④2%定振幅5回繰り返し(～引張切り)

⑤2%定振幅繰り返し(破断まで)

の5通りとした。いずれの载荷パターンにおいても、最終的には引張方向に载荷し、破断させた。



写真1 試験体



写真2 実験装置全体

2 実験結果

各試験体の真応力-真ひずみ関係を以下に示す。引張側が正である。

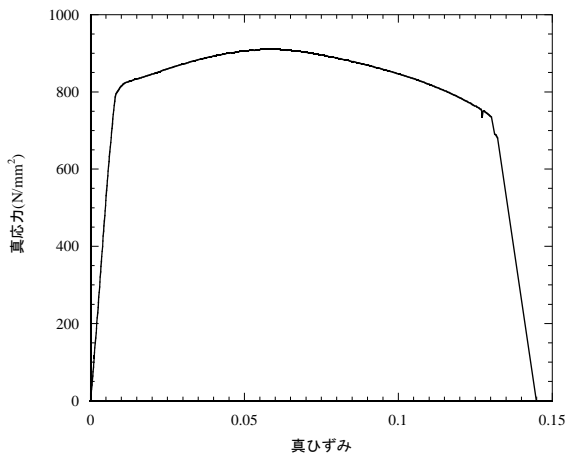


図5 単調引張

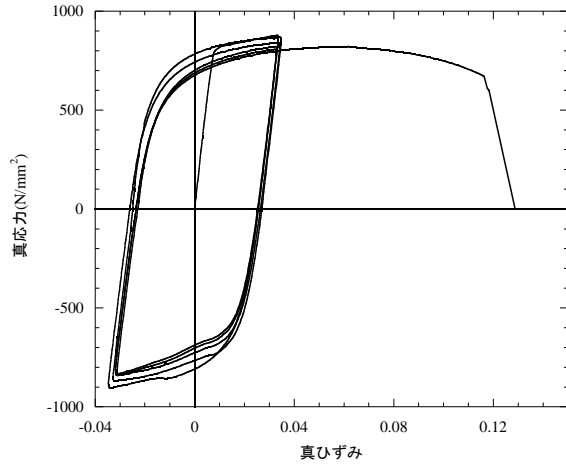


図6 3%定振幅5回繰返し～引張切り

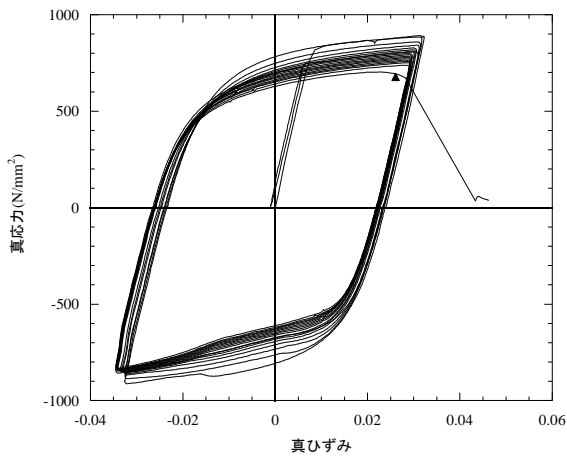


図7 3%定振幅繰返し(18回目で破断)

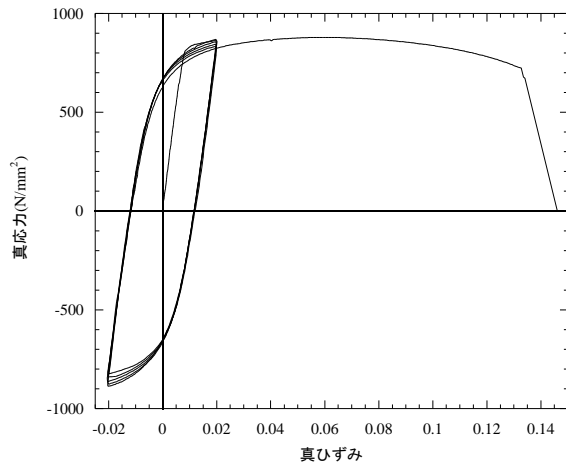


図8 2%定振幅5回繰返し～引張切り

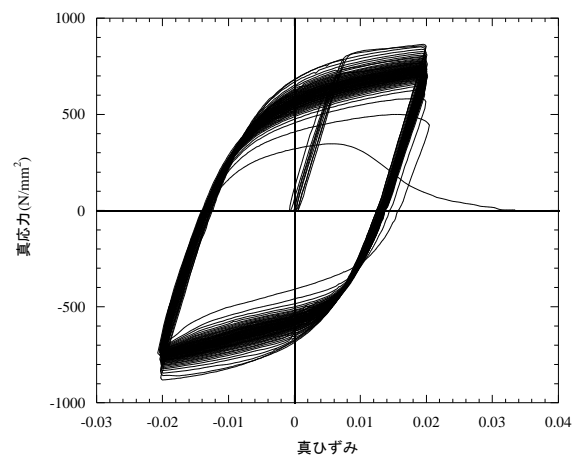


図9 2%定振幅繰返し(74回目で破断)

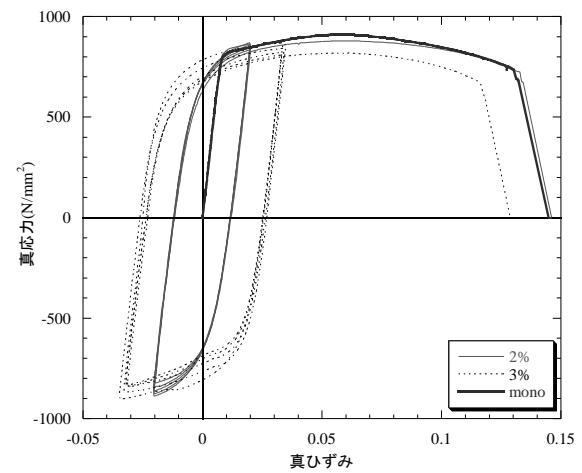


図10 単調引張・5回繰返しの真応力-真ひずみ関係

真応力度-真歪度関係において、繰り返しによる応力振幅の低下が大きいことが見て取れる。参考までに 400N/mm^2 級鋼材の繰り返し荷重実験結果を図 11～図 13 に示すが、 400N/mm^2 級鋼材では破断直前まで応力振幅の低下は見られないが、高強度材料では 2 サイクル目で既に応力振幅の低下が見られる。

なお、定変位振幅荷重における破断までの繰り返し数であるが、3% 定振幅繰り返し荷重では 18 回で破断したのに対して、2% 定振幅繰り返し荷重では 74 回で破断した。

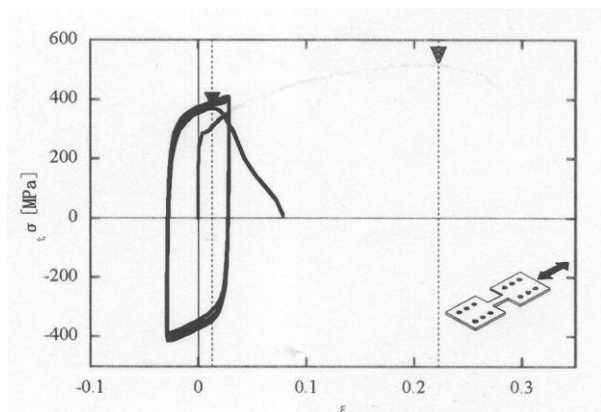


図 11 400N/mm^2 級鋼材 3% 振幅 57 回

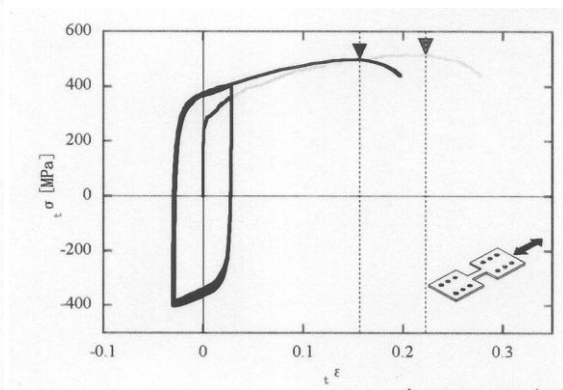


図 12 400N/mm^2 級鋼材 3% 振幅 40 回

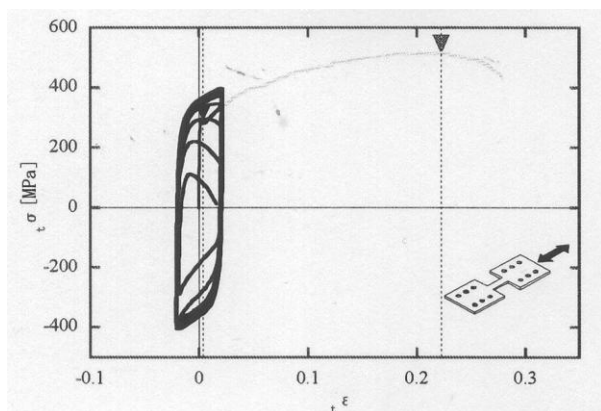


図 13 400N/mm^2 級鋼材 2% 振幅 147 回