

令和2年度林業成長産業化総合対策補助金等
木材産業・木造建築活性化対策のうち
中高層建築物を中心としたC L T等の木質建築部材の利用促進事業のうち
C L T建築物等の設計者等育成・技術的支援・資格制度の運用事業

木造軸組工法による中大規模木造建築物の 構造設計指針(その2)作成事業

報告書

令和3年3月

公益財団法人 日本住宅・木材技術センター

木材産業・木造建築活性化対策のうち
中高層建築物を中心としたC L T等の木質建築部材の利用促進事業のうち
C L T建築物等の設計者等育成・技術的支援・資格制度の運用 事業報告書

目 次

第Ⅰ部 木造軸組工法による中大規模木造建築物の構造設計指針（その2）案

第1章 事業概要

1.1 事業の目的.....	4
1.2 実施概要.....	4
1.3 実施体制.....	4

第2章 ルート3の検討を要する木造建築物と構造設計法（案）

2.1 木造ルート3の構造設計の基本的な考え方.....	7
2.2 本WGで扱う木造ルート3の位置付け	10
2.3 保有水平耐力の算定方針.....	12
2.4 必要保有水平耐力の算定方針	13
2.5 その他の留意事項	14

第Ⅱ部 試験報告書

1 試験目的	22
2 要素試験	26
2.1 試験概要	26
2.2 試験体仕様.....	27
2.3 試験状況.....	33
2.4 試験結果.....	48
3 耐力壁試験	56
3.1 試験方法.....	56
3.2 試験体仕様.....	57
3.3 試験方法.....	64
3.4 評価方法.....	70
3.5 耐力壁試験結果	72
4 考察	90
4.1 土台めり込み試験結果に対する検討	90
4.2 解析による耐力壁の荷重-変位関係の推定.....	93
4.3 桁梁の曲げ応力についての検討	99
4.4 面内 HD 接合部の考察	103
5 まとめ	104

第Ⅰ部 木造軸組工法による中大規模木造建築物の
構造設計指針（その2）案

第1章 事業概要

1. 1 事業の目的

中大規模建築物における木材利用を拡大していくためには、中大規模木造建築物の一般的な設計法を確立し、普及していくことが必要である。

(公財)日本住宅・木材技術センターでは、令和元年度のCLT等新たな木質建築部材利用促進・定着事業において、高さ3.5mを超える高耐力壁(壁倍率15倍相当)を採用して、主に3階建てまでの木造建築物を対象に許容応力度計算(ルート1)及び許容応力度等計算(ルート2)を用いた構造計算を行う構造設計指針「木造軸組工法による中大規模木造建築物の構造設計指針(案)」を作成した。

本事業は、さらに4階建て以上の中層木造建築物を対象として、高強度の耐力要素(高強度耐力壁やラーメン及び各種接合形式等)を採用して、許容応力度等計算(ルート2)に加え、保有水平耐力計算(ルート3)を用いた構造計算を行う構造設計指針(その2)(案)の検討を行い、普及につなげていくことを目的とする。

1. 2 実施概要

(1) 構造設計法(案)の検討

本事業で検討してきた、木造ルート3の構造計算の基本的な考え方、本事業で扱うルート3の位置づけ、保有水平耐力および必要保有水平耐力の算定方針、その他の留意事項を素案としてまとめている。これらの内容については、本報告書の第2章に掲載している。

(2) モデルプラン設計例の作成

木造ルート3の構造設計法(案)を検討するにあたり、2種類のモデルプランを作成し静的増分解析を行いながら検討を行った。モデルプラン1は、シンプルな4階建ての合板耐力壁構造である。モデルプラン2は、2階建ての建物である。耐力要素は合板耐力壁と引きボルト式ラーメンを用いて偏心率が規定値(0.3)をオーバーしたモデルを作成し検討をしている。

(3) 鞣性型アンカーボルトを用いた合板貼り耐力壁の面内せん断試験の実施

モデルプラン1において、柱脚部のアンカーボルトを先行降伏させたタイプの耐力壁モデルを検討対象としているため、試験もこれに関連付けられる試験とし、アンカーボルトを先行降伏させるタイプの耐力壁試験を実施した。要素試験は、柱頭柱脚接合部のめり込み補強、および、ホールダウン金物を2本使いした接合部の試験を行った。耐力壁試験は5タイプ各1体、要素試験は5タイプ各3体を行った。これらの試験報告書については、本報告書の第5章に掲載している。

1. 3 実施体制

本事業は、木材・木構造に関する有識者及び実務者で構成する編集委員会及びその下にルート3WGを設置して実施した。次頁に委員会名簿を示す。

木造軸組工法による中大規模木造建築物の設計指針編集委員会 名簿
(令和2年度末現在、敬称略)

委員長 大橋 好光 東京都市大学 名誉教授
委員 河合 直人 工学院大学 建築学部建築学科 教授
稻山 正弘 東京大学 大学院農学生命科学研究科 教授
五十田 博 京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 教授
青木 謙治 東京大学 大学院農学生命科学研究科 准教授
中川 貴文 京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 准教授
槌本 敬大 (国研)建築研究所材料研究グループ 上席研究員
荒木 康弘 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
宮武 敦 (国研)森林研究・整備機構森林総合研究所
複合材料研究領域 集成加工担当チーム長
川原 重明 (株)木質環境建築 代表取締役
福山 弘 福山弘構造デザイン
小谷 竜城 (株)エヌ・シー・エヌ 技術開発部 課長
田中 剛 日本建築行政会議
逢坂 達男 (一社)日本木造住宅産業協会 技術開発委員長
貞広 修 (一社)日本建築構造技術者協会 木質系部会主査
向井 昭義 (公財)日本住宅・木材技術センター 参与兼試験研究所長
飯島 敏夫 (公財)日本住宅・木材技術センター 理事兼認証部長
協力委員 竹本 央記 林野庁林政部木材産業課木材製品技術室 課長補佐
青木 亮 国土交通省住宅局建築指導課 課長補佐
石橋 隆史 国土交通省住宅局住宅生産課木造住宅振興室 企画専門官
事務局 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
山口 修由 (公財)日本住宅・木材技術センター 特別研究員
増村 浩 (公財)日本住宅・木材技術センター 研究主幹
畠谷 忠史 (公財)日本住宅・木材技術センター 研究主幹
鈴木 圭 (公財)日本住宅・木材技術センター 技術主任

木造軸組工法による中大規模木造建築物の設計指針編集委員会
ルート3WG 名簿

(令和2年度末現在、敬称略)

主査	五十田 博	京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 教授
委員	稻山 正弘	東京大学 大学院農学生命科学研究科 教授
	樋本 敬大	(国研)建築研究所材料研究グループ 上席研究員
	山崎 義弘	(国研)建築研究所材料研究グループ 主任研究員
	中島 昌一	(国研)建築研究所構造研究グループ 主任研究員
	秋山 信彦	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 評価システム研究室 主任研究官
	小谷 竜城	(株)エヌ・シー・エヌ 技術開発部 課長
	村田 龍馬	株式会社村田龍馬設計所
	坂田 涼太郎	株式会社坂田涼太郎構造設計事務所
	高橋 雅司	(一社)日本木造住宅産業協会 技術開発部長
	向井 昭義	(公財)日本住宅・木材技術センター 参与兼試験研究所長
	飯島 敏夫	(公財)日本住宅・木材技術センター 理事兼認証部長
事務局	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
	山口 修由	(公財)日本住宅・木材技術センター 特別研究員
	増村 浩	(公財)日本住宅・木材技術センター 研究主幹
	畠谷 忠史	(公財)日本住宅・木材技術センター 研究主幹
	鈴木 圭	(公財)日本住宅・木材技術センター 技術主任

第2章 ルート3の検討を要する木造建築物と構造設計法（案）

2.1 木造ルート3の構造設計の基本的な考え方

ルート3（保有水平耐力計算）の構造設計は、構造物の弾性域の挙動に加えて、塑性域の挙動までを計算に考慮するため、ルート2以下の場合と比べて破壊形式の適切な把握が設計上より重要となる。

木造建築物の破壊パターンは、用いられる耐震要素や接合部の種類・耐力の組合せによって、様々なパターンが存在する。ここではまず、想定される面材耐力壁とラーメンの典型的な破壊パターンを整理し、その上で本WGが主な対象とする範囲について述べる。

①面材耐力壁の破壊

主な破壊形式：釘の引抜け・パンチングアウト・縁切れ（端抜け）、面材のせん断破壊・座屈

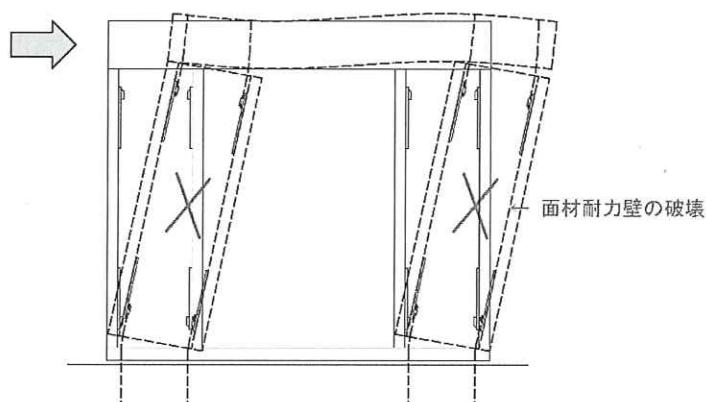


図2.1-1 面材耐力壁の破壊

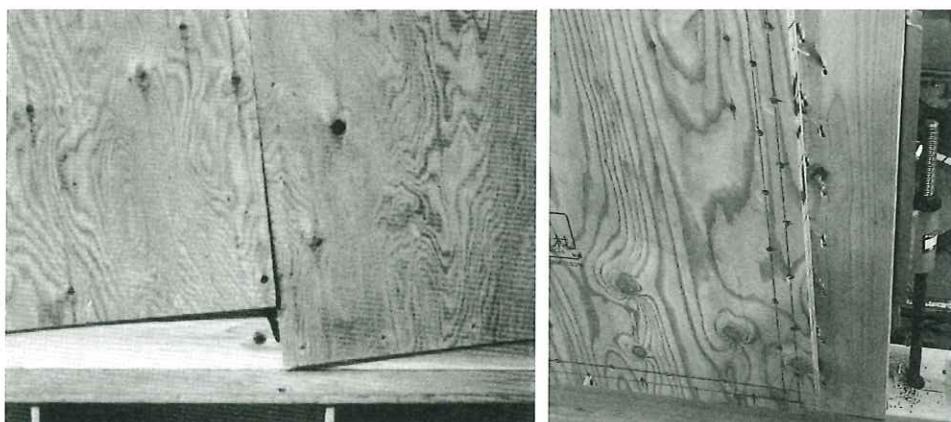


写真2.1-1 (左)合板隅部の釘の一面せん断による引抜け¹⁾ (右)釘のパンチングアウト

②柱頭柱脚接合部の破壊

主な破壊形式：アンカーボルトの引張降伏、ホールダウン金物のビス抜け・金物本体の折損、金物取り付け部付近での柱の曲げ引張破壊、ドリフトピンの曲げ降伏、ドリフトピン接合部の割裂、圧縮側柱の土台へのめり込み

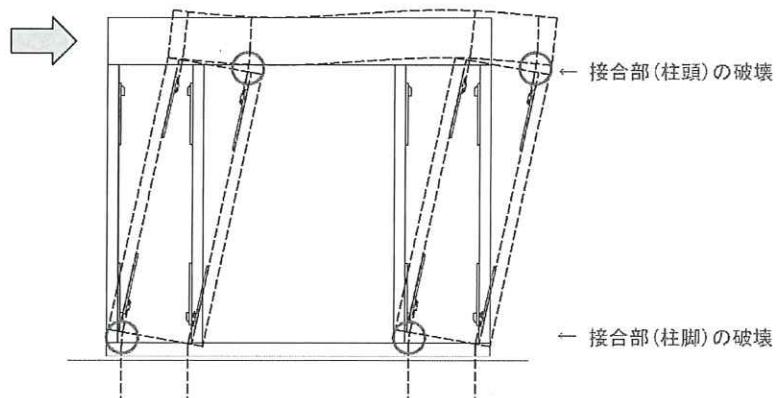


図 2.1-2 柱頭柱脚接合部の破壊



写真 2.1-2 アンカーボルトの降伏による柱脚の引張破壊(浮き上がり)

③筋交い端部の破壊

主な破壊形式：筋交いプレートのビスの破断・端抜け・パンチングアウト・柱からの引抜け、筋交い端部の割裂・集合型せん断破壊

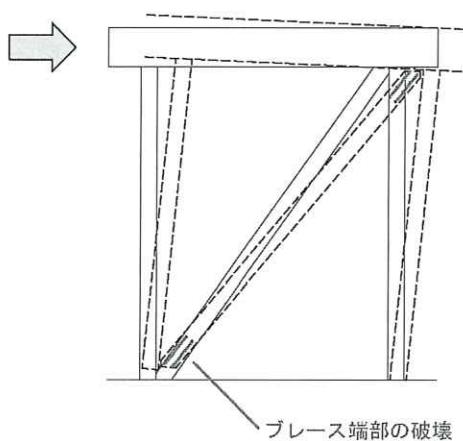


図 2.1-3 筋交い端部の破壊

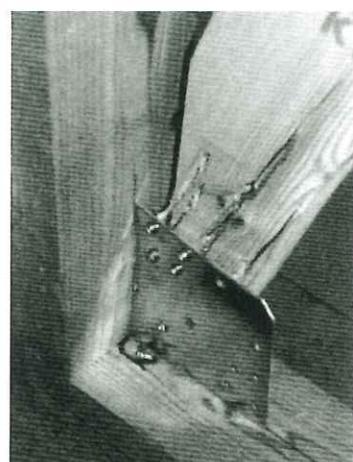


写真 2.1-3 引張側筋交いのプレート
のビス一面せん断破壊¹⁾

④木造ラーメン接合部の破壊

主な破壊形式：

- A) 鋼板挿入ドリフトピン接合部の場合：ドリフトピンの曲げ降伏、ドリフトピン接合部での端抜けせん断破壊・割裂破壊。
- B) 引きボルト式接合部の場合：ボルトの引張降伏、座金支圧によるブロックせん断破壊、座堀り残存断面での引張破壊。

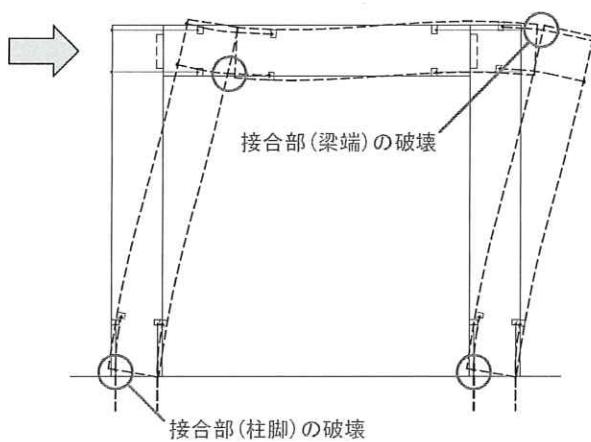


図 2.1-4 木造ラーメン接合部の破壊

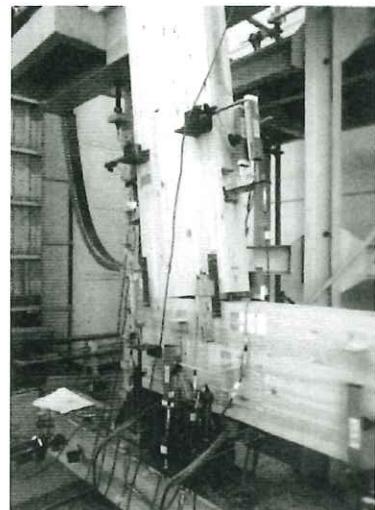


写真 2.1-4 引きボルト式柱－梁接合部
の曲げ破壊¹⁾

以上に示した各種の破壊パターンのうち、今年度のWGでは②柱頭柱脚接合部の破壊を中心とした検討に取り組む。その理由は、ルート3の設計を必要とする木造建築物は、中大規模用グレー本の適用範囲を超える壁倍率15倍超の高耐力壁が採用される場合が多く、次に示すような破壊形が生じると想定されるためである。

つまり、壁倍率15倍超の高耐力壁では、耐力壁が終局耐力に至るまで接合部が終局に達しないようにするという従来の設計法では、接合部の軸力が大きくなりすぎて設計が困難となるケースがあることが想定される。そのような場合には、柱頭柱脚接合部を先行降伏させる設計のほうが容易であることに加え、韌性確保の観点からも有効である（cf. CLT 小幅パネル工法）。

また今年度WGでは、鉛直構面の構造計算方法として〈フレーム解析モデル〉を適用することを前提とし、せん断剛性を有する弾性体としてモデル化した耐力壁と、弾塑性軸ばねを考慮した接合部により静的増分解析を行う。このような構造では、従来の〈耐力壁量加算則モデル〉が適用できないことに留意が必要である。

なお、将来的には上記の方法に加えて、より簡易な保有水平耐力計算法（静的増分解析によらずに耐力壁の終局耐力とDsを略算的に求める方法）の提案も検討する。

2.2 本WGで扱う木造ルート3の位置付け

法令上ルート3の構造計算が必須となるケースと、法令上は要求されていないがルート3の構造計算が望ましいと考えられるケースの二通りが考えられる。

次頁のフロー図に示すように、下記の場合には法令上ルート3の構造計算が必須となる。

- 高さ31mを超える60m以下の場合
- 高さが31m以下で、偏心率が0.15を超える、剛性率が0.6未満、または、塔状比が4を超える場合

法令上ルート3の構造計算が必要となる場合について、実務上は混構造がその典型的なケースとなる。例として、

- ① 平面混構造で片コアタイプの場合などに偏心率 >0.15 となる場合
 - ② 立面混構造でRC造階と木造階が混在し、告示593号の緩和規定から外れる場合
- などが考えられる。

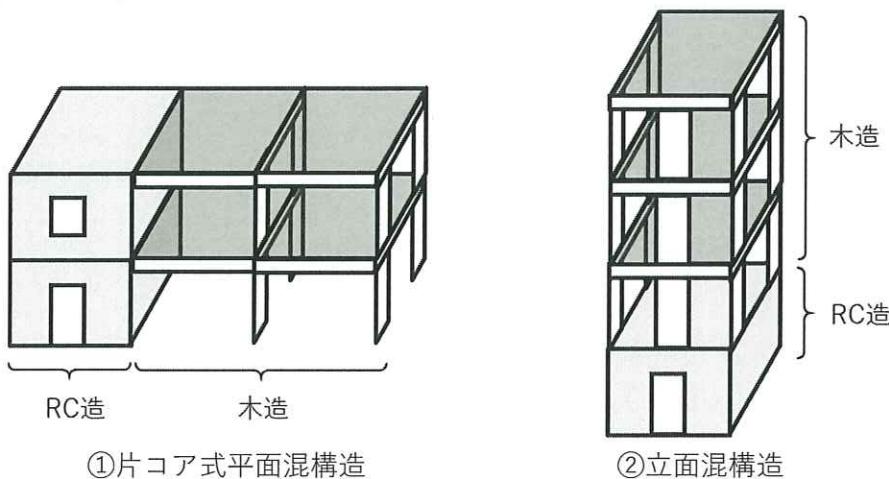


図2.2-1 ルート3の構造計算が想定される混構造のケース

一方、法令上は要求されていないがルート3の構造計算が望ましいと考えられるケースとしては、下記のような場合が考えられる。

- 壁倍率15倍を超えるような高耐力壁の使用等によって、耐力壁の破壊よりも周辺接合部の破壊が先行するケース。
- 許容応力度設計の中で大規模地震時の安全性が考慮されていないケース。(例えば、耐力壁では許容せん断耐力に $0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times Mu$ を考慮することで、大規模地震時の安全性が考慮されているため、このケースには当てはまらない。)
- その他、これまでの想定とは異なる崩壊形の建物(今後の議論が必要)。

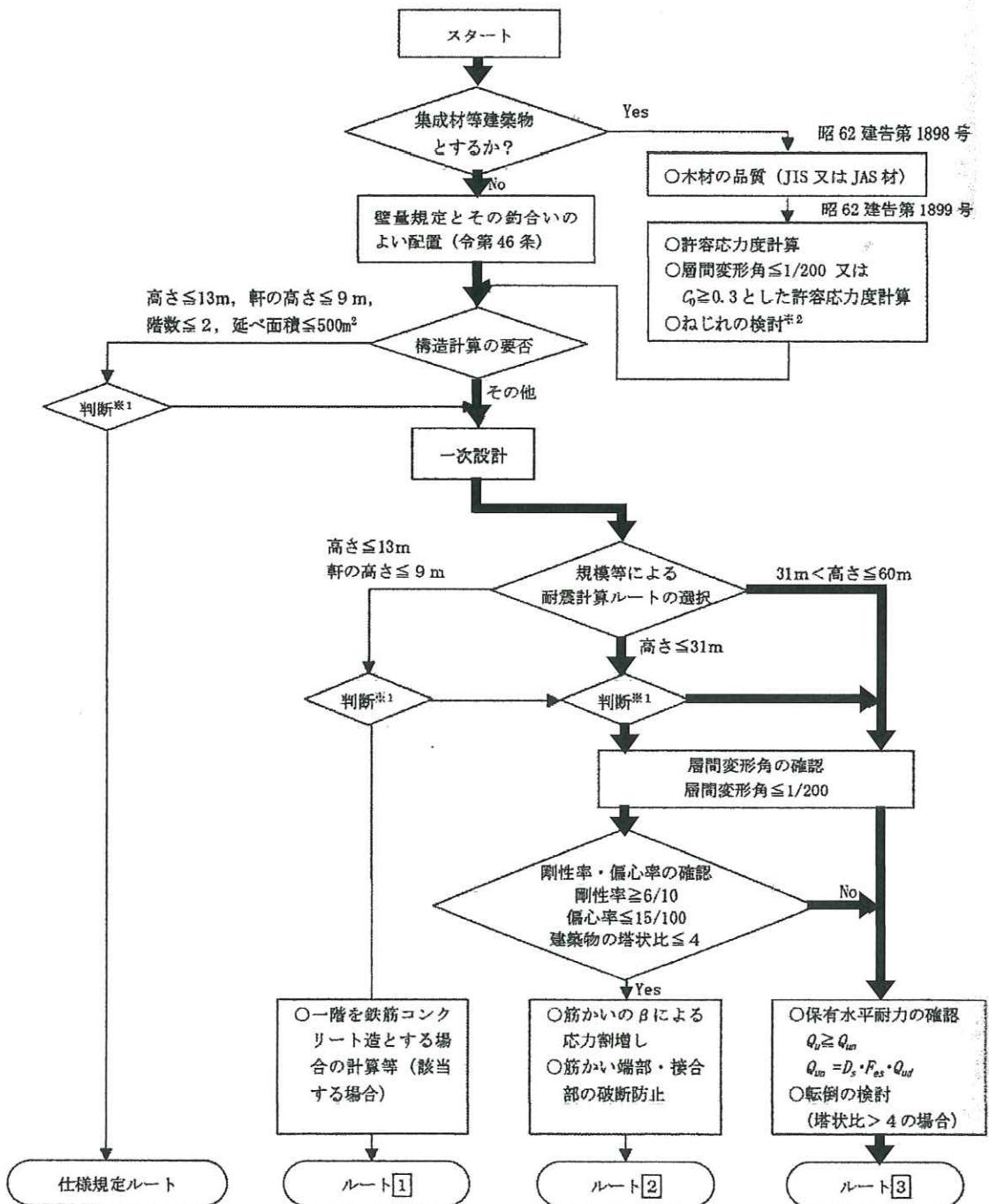
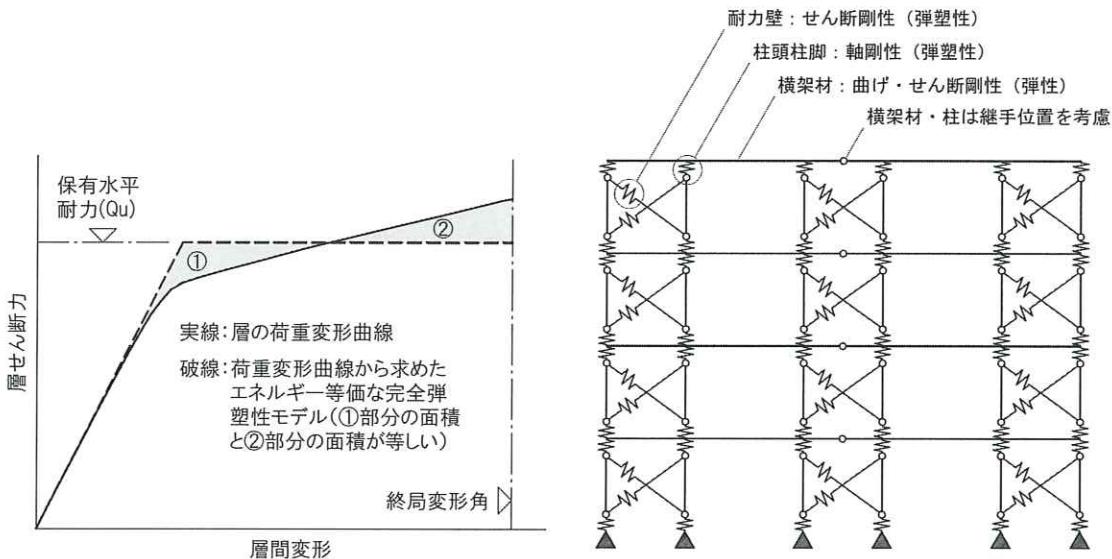


図 2.2-2 木造建築物の構造計算ルートと仕様規定の適用関係のフロー²⁾
(※太線の矢印で〈ルート 3 対象となるケース〉を追記)

2.3 保有水平耐力の算定方針

- 保有水平耐力の算定方法は、静的増分解析による方法に加えて、それによらない簡略法によることも考えられる。簡略法の提案は今後の課題として、以下では本年度 WG で検討を行った静的増分解析による方法について説明する。
- 静的増分解析によって建物が終局状態（崩壊メカニズム）に達する時点までの各階の荷重変形曲線を求め、そこから得られるエネルギー等価な完全弾塑性モデルの終局耐力を各階の保有水平耐力（ Q_u ）とする（図 2.3-1）。
- 建物のモデル化は、接合部も含めた弾塑性挙動を不足なく把握できるようを行う。図 2.3-2 に一例として保有水平耐力算定用モデルのイメージを示す。本図では梁勝ちの納まりをイメージしているが、柱勝ちの場合には曲げモーメントを伝達する通し柱としてモデル化するなど実状に応じたモデルとする。また、耐力壁・接合部の復元力特性設定の参考資料を付録 1 に示す。
- 建物の終局状態は、使用する耐力壁の終局変形角（原則として $1/30 \text{ rad}$ を限度とする）や、柱頭柱脚接合部の終局変形量等を適切に考慮して定める（中大規模グレー本で $1/15 \text{ rad}$ までの耐力壁試験法が示されているが、安全限界変形角としてどの程度まで認めるべきかなど、今後の議論が必要）。
- 一般に、4 階建て以上の建物で層間変形角が $1/30 \text{ rad}$ を超える場合、P-Δ 効果が顕著に現れるおそれがあるため、保有水平耐力の算定ではこれを適切に考慮する。
- 増分解析では、柱・梁の鉛直荷重負担能力が失われる脆性破壊が生じないように配慮する。例えば、柱頭柱脚接合部付近での柱の（曲げ）引張破壊および割裂破壊や、耐力壁境界梁の曲げ破壊（折損）等がこれに相当する。



(左) 図 2.3-1 保有水平耐力の算定模式図

(右) 図 2.3-2 保有水平耐力算定用モデルのイメージ

2.4 必要保有水平耐力の算定方針

各階の必要保有水平耐力 (Q_{un}) は、施行令第 82 条の 3 より、下式により算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot \sum W$$

D_s の算定方法としては、下記の 4 つの方法が考えられる。

- A) 完全弾塑性モデルを用いて各階の塑性率から D_s を算定する方法
- B) 等価一質点系モデルを用いて D_s を算定する方法
- C) 耐力壁単体の D_s から各階の D_s を算定する方法
- D) 昭 55 建告第 1792 号第 2 による方法

A) の方法は、保有水平耐力算定に用いた完全弾塑性モデルを用いて、下式により算定する。

$$D_s = D_h / \sqrt{2\mu - 1}$$

ここに、

D_h : 減衰による低減係数（木造の場合 1.0）

$$\mu = \delta u / \delta v$$

δu : 終局変位

δv : 完全弾塑性モデルの降伏点変位

ただし、建物が終局状態に達した時点において終局状態に達していない階（未崩壊層）については、保有水平耐力算定用モデルから直接 D_s を算定することは原則的に適当ではない。

このようなケースで各階の D_s を算定するためには、下記の方法によることが考えられる。

- ① 終局状態に達した階の鉛直構面および柱頭柱脚接合部が、仮想的に耐力を失わないとしたモデル（図 2 に破線で示した復元力特性を用いる）に変更し、増分解析を行う。
- ② これによって新たに終局状態に達した階について、完全弾塑性モデルを作成して D_s を求める。その際の δu は、建物の終局状態ではなく、 D_s を求める階の終局状態から決定する。
- ③ 未崩壊層がなくなるまで①②を繰り返す。

上記の方法によることで、仮想的な応力状態を前提としたものではあるが、下層のロッキングによる影響も考慮しながら、各層の D_s を評価することが可能となる。なお、未崩壊層の保有耐力に十分な余裕がある場合には上記の方法によらず、未崩壊層の外力分布を割り増した Q_{un} 分布により静的増分解析を行うなどの方法によることも可能である（具体的な割り増し方法について今後検討・例示が必要）。その場合は、上記のように複数のモデルを作成して未崩壊層を破壊させる計算を行う必要は無い。

B)の方法は、建物を等価な一質点系モデルに置き換えて、その加速度－代表変位関係を求め、それに対応するエネルギー的に等価な完全弾塑性モデルから計算される塑性率を用いて D_s を算定する方法である。(cf. 「2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」)

等価一自由度系モデルを用いる方法は、1 階柱脚接合部が先行破壊するケースや、ラーメン構造等で各層の梁端部に降伏が生じて全体崩壊形となるような場合には適している。しかし、2 階以上から破壊が生じる場合や、1 階が崩壊形に達した時点で脆性破壊をするような未崩壊層も崩壊寸前だった場合などを考えると、等価一自由度系モデルを用いる方法が必ずしも安全側とは言えないケースもある。そのような場合には A) の方法によることや、安全側の評価となる外力分布を採用するなど、適切な設計判断が必要である。

C)の方法は、既往の研究・実験で確認されている各種耐力壁の D_s をもとに、せん断力の負担割合等を勘案して階の D_s を算術的に求める方法である。原則として荷重変形関係の似通った壁を用い、接合部の先行破壊が生じないケースで用いることを想定している。具体的には、C)の方法による場合は、柱頭柱脚金物の一次設計法としてロ) またはハ) の方法で安全性を確認することが考えられる。

また、各階の耐力壁が独立して挙動するせん断系の建物であることが前提となるため、通し柱が配置されている場合や、塔状建物等で曲げ系の建物となる場合などには適用できないことに注意する。

C)の方法の詳細は、静的増分解析によらない保有水平耐力計算（簡略法）と併せて検討することとし、次年度以降の課題とする。

2.5 その他の留意事項

2.5.1 柱頭柱脚接合部の設計

柱頭柱脚接合部の一次設計として、以下の 3 つの方法が考えらえる。

- イ) フレーム解析モデルを用いた応力解析結果を用いて存在応力に対して設計
- ロ) 接合部のロッキング変形と梁の曲げ戻し効果を考慮した標準設計法
- ハ) 従来の N 値計算法に準拠した方法

イ) の方法による場合、部材剛性のみならず柱頭柱脚接合部の軸剛性など各接合部の剛性が適切に評価されたモデルとする必要がある。

ロ) の設計法は、「木造軸組工法 中大規模木造建築物の構造設計の手引き（以下、中大規

模グレー本とする)」で提案されている方法である。壁倍率 15 倍以下の耐力壁を対象に、柱頭柱脚接合部を先行破壊させない(耐力壁の許容耐力時に接合部が塑性化しない)ことを前提とした設計法となっている。

ハ) の方法は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年版)」に示されている方法である。壁倍率 7 倍以下の耐力壁を対象に、柱頭柱脚接合部を先行破壊させない(耐力壁の許容耐力時に接合部が塑性化しない)ことを前提とした設計法となっている。

上記のとおり、ロ) およびハ) の方法は柱頭柱脚接合部を先行破壊させないことを前提としているため、本年度 WG で主な検討対象としている〈柱頭柱脚接合部を先行降伏させる設計〉とは考え方方が異なっていることに留意が必要である。

フレームモデルによる静的増分解析を行う場合は、同じモデルによる静的解析結果を用いてイ) の方法により柱頭柱脚接合部の設計を行うことができる。将来的に提案を検討している〈静的増分解析によらない簡便な保有水平耐力計算〉においては、ロ) またはハ) 方法によることが考えられる。

二次設計における柱頭柱脚接合部の考え方は、2.2 節(保有水平耐力の算定方針)で述べているように、静的増分解析による場合は、接合部の軸剛性を適切な弾塑性バネにモデル化すること、使用する接合詳細に応じた適切な終局変形量を考慮すること、および、接合部付近での柱の(曲げ)引張破壊および割裂破壊が生じないように配慮することが望まれる。

2.5.2 接合金物の材種

柱頭柱脚金物等の接合部の塑性化を前提とした設計を行う場合は、意図しない崩壊形を避けるため、接合部に使用するアンカーボルトやドリフトピンに降伏点の上限値が規定された鋼材(SNR400B・SNR490B 等)を用いることが望ましい。

一方、接合部の塑性化が生じないように設計を行う場合は、降伏点の上限値の規定がない鋼材(SS400 等)を用いてよい。

2.5.3 剛床と呼べるクライテリア

剛床仮定は水平構面が変形しないことを保証するものであるが、一般的な構造設計においては、剛床仮定に基づく応力解析を行った上で、その後に水平構面の耐力の検定を行うことで剛床仮定の妥当性を確認することが多い。しかし、木質構造においては、鉛直構面の降伏変形角と水平構面の降伏変形角が同程度のことが多く、水平構面より鉛直構面が先行降伏することを確認しても、水平構面が降伏変形角以内で変形することを許容していることになる。そのため、スパンが長く平面規模が大きな建物では、水平構面の変形角が限界変形角以下であっても、その両端の鉛直構面の変形差は大きくなり得るため、注意が必要である。したがって、水平構面を剛床とみなせるか否か、すなわち剛床と呼べるクライテリアは、耐力だけでなく剛性に基づく条件も加えて判断することが望ましい。

木質構造では床倍率に基づいて剛床とみなせるか否かが議論されることが多いが、床倍率を指標とするのは直感的理解としては分かりやすいものの、床倍率はあくまで仕様で決まる数値のため、鉛直構面が強い場合には水平構面も相応に強くあるべきことや、耐力壁線間距離の影響等も勘案しなければならない。また、水平構面の面内剛性が不十分であると、鉛直構面の剛性偏心によって生じる捩れモーメントが的確に伝達されないため、捩れ振動が生じやすくなることが分かっており、そのような動的特性への影響となるべく小さくする観点からも、水平構面は剛床とみなせるほど十分高い剛性を有していることが望ましい。

文献 6,では、水平構面のせん断変形を考慮した 1 層架構の動力学モデルから運動方程式を導出し、一方向地震力下での 1 次モードの固有円振動数・固有モード形状を分析することで、剛床時のそれらと大差なくするために必要な水平構面剛性が提案されている（図 2.5.3-1）。剛床時の質量中心周りの捩れ剛性に対する、水平構面の面内せん断剛性（ただし、モーメント—せん断変形角関係の傾きとする。単位は捩れ剛性と同様に kNm/rad で表す）の比（図 2.5.3-2）から求まる床剛性指標（図 2.5.3-1 の横軸 ω_y/ω_θ ）を用いるところに特徴があり、床剛性指標が 1.5～2 以上（水平構面剛性が捩れ剛性の 0.56～1 ($=1.5^2/4 \sim 2^2/4$ 倍以上) であれば概ね剛床とみなせる、というクライテリアが示されている。捩れ剛性で基準化することで、前述した壁量や耐力壁線間距離などの水平構面以外の要素の影響を含めており、建物の捩れ剛性より水平構面の剛性が十分に大きければ、水平構面に生じるせん断力およびモーメントに対し、剛体的な回転が優位になることを表している。

図 2.5.3-1 に示すように、床剛性指標がある程度以上では固有円振動数の変化が鈍化するため、剛床時の動的特性まで極力近接させようとするのは、労力の割に効果が低く、効率が良くない。一方で、上記クライテリア（図 2.5.3-1 では床剛性指標=2 を図示）を満たしていれば、剛床時（床剛性指標が無限大）の動的特性と大差なく、目標値としては妥当と考えられる。ただし、これと併せて通常の耐力の検定により、水平構面の先行降伏を防止することも別途必要である。

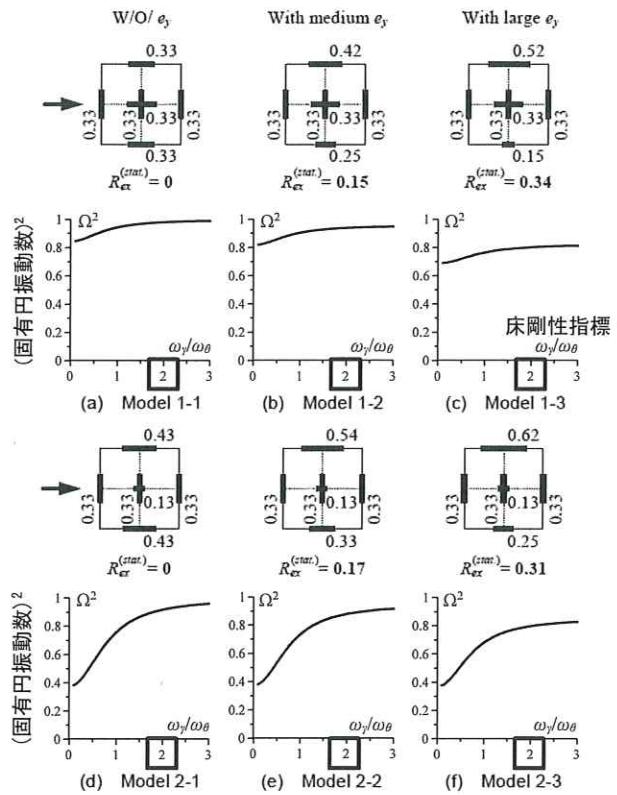


図 2.5.3-1 様々な壁配置のモデルで床剛性指標を変化させたときの固有円振動数の推移

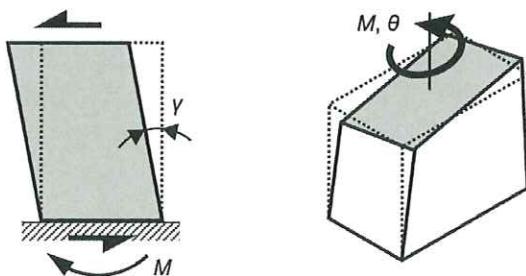


図 2.5.3-2 床剛性指標を構成する特性値

(左：水平構面の面内せん断剛性、右：剛床時の質量中心周りの捩れ剛性)

2.5.4 今回実施した試験から得られた知見

今回実施した試験により得られた知見から、木造ルート3の設計に際して特に有用と考えられる事項を抜粋して示す（詳しくは第5章を参照）。

- 鋼板とビス補強によるめり込み防止ディテールにより、柱頭柱脚部のめり込み変形は抑えられたため効果的であった。

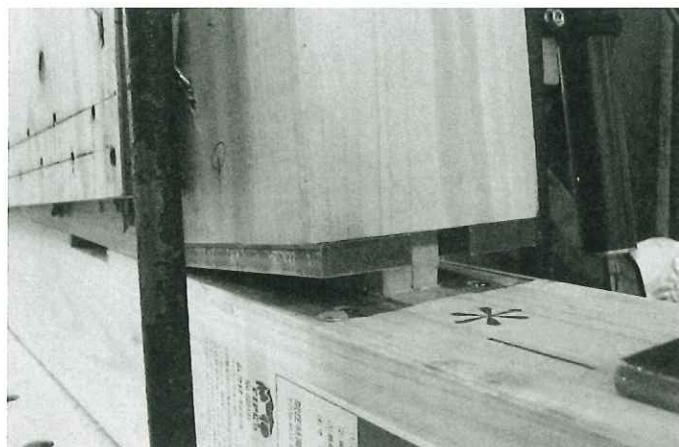


写真 2.5.4-1 柱脚部のめり込み防止ディテール

- 土台・桁への受け材を介した面材の接合により、耐力壁ロッキング時の釘による土台の割裂は生じなかった。

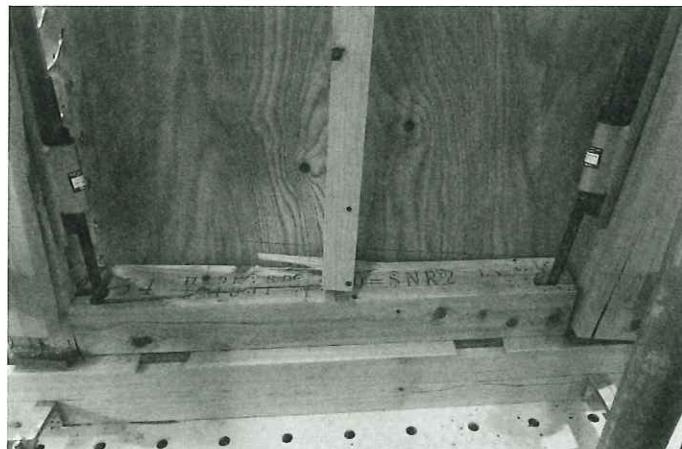


写真 2.5.4-2 耐力壁下部納まり (受け材を介して土台と接合)

- 伸び能力のあるボルト (SNR490B) の使用により、耐力壁の脆性破壊はみられずに、 $1/10$ まで変形した。

- HD 金物を面内に二つ取り付けた場合、引張が大きい側のボルト接合部が破壊し、想定の引張耐力にいたらないため、耐力の低減や耐力壁側にのみ HD 金物を取り付けるなどの対応が必要。

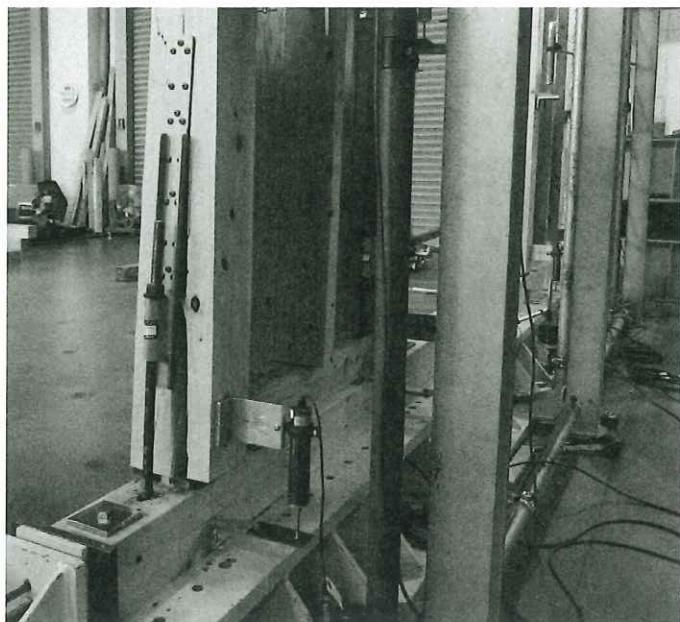


写真 2.5.4-3 HD 金物を面内ダブル配置した試験体の破壊状況

参考文献

- 1) 稲山正弘: 中大規模木造建築物の構造設計の手引き改訂版, 彰国社, 2019
- 2) 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人 建築研究所 監修, 2020
- 3) 山崎義弘, 坂田弘安: 非剛床をもつ 1 層木質構造物における動的振れ効果と簡易評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 卷, 第 739 号, pp.1413-1423, 2017.9

第Ⅱ部 試験報告書
(韌性型アンカーボルトを用いた合板貼り耐力壁の
面内せん断試験報告書)

1. 試験概要

本事業においては、耐震計算ルート 3 の検討を要する木造建築物に対して構造計算指針の作成を目的とし、破壊形式の整理や保有水平耐力計算の方法を提示している。モデルプラン 1 では 4 層の耐力壁モデル、モデルプラン 2 では偏心が大きいモデルについての設計方法の検討を行っている。いずれも変形性能を有する場合を想定し、層の骨格曲線から D_s を決定し、保有水平耐力を算出する。一方で、特に高倍率の耐力壁架構においては、周辺部材の影響が耐力壁の変形性能に大きく影響する。昨年度の耐力壁試験では、周辺部材（桁梁・柱脚金物・アンカーボルト材質）をパラメータとして検証を行っているが、計算値は実験値と一致するまでには至っていない。

本年度はこの保有水平耐力計算を想定した変形性能が高い耐力壁について、増分解析により荷重一変形関係を精度良く推測できるように、各部で脆性破壊が起きにくい工夫を試みた試験体によって試験を行う。各接合部において、柱脚の曲げ剛性によって柱に生ずる曲げ、柱頭・柱脚部におけるめり込み、土台・桁に留めつけた釘による割裂破壊などの影響をできるだけ排除することで、解析モデルにおいてこれらの影響を小さくする。具体的には柱頭柱脚金物の曲げ剛性が小さくなるようにホールダウン金物を使用し、さらに面外配置とすることでできるだけ偏心がない状態とした。ただし、柱頭柱脚金物の面外配置は、実際の納まりが悪いことから、より現実的な配置となる面内配置とした場合と前年度に使用した高耐力柱脚金物を使用した場合を追加し比較する。柱頭柱脚部にはめり込み防止対策を施し、土台・桁と面材間は受材を介して接合するようにした。

耐力壁は柱頭柱脚部が引張破断しない仕様とし、耐力壁面の降伏・破壊を先行させるのが一般的であり、このタイプの耐力壁試験は多く行われている。一方でモデルプラン 1 においては、柱脚部のボルトを降伏させたタイプの耐力壁モデルを検討対象としているため、今回の試験もこれに関連付けられる試験とし、ボルトを先行降伏させるタイプとした。これにより、面材周辺の脆性破壊が抑えられるため、増分解析の計算と一致しやすいのではないかと推測する。

ボルトの降伏を許容する場合耐力壁の回転が起きやすくなるため、桁梁が大きい場合だと柱頭ボルトの降伏が先行し、桁梁が小さい場合だと桁梁の曲げ破壊が先行することが考えられる。試験においては 2 つの耐力壁を配置し、耐力壁間隔を 1800mm 空けることで、桁梁端部に曲げモーメントが生じるようにし、上記の状態が起こりやすくなるようにする。また、桁梁が 240mm と 450mm の 2 つの場合について試験を行う。

試験体のパラメータは、桁梁せい、柱頭柱脚 HD 金物配置（面内・面外）、柱頭柱脚金物種別とする。これに加え耐力壁の基本性能を把握しておくため、通常の柱脚固定式の耐力壁試験を行う。

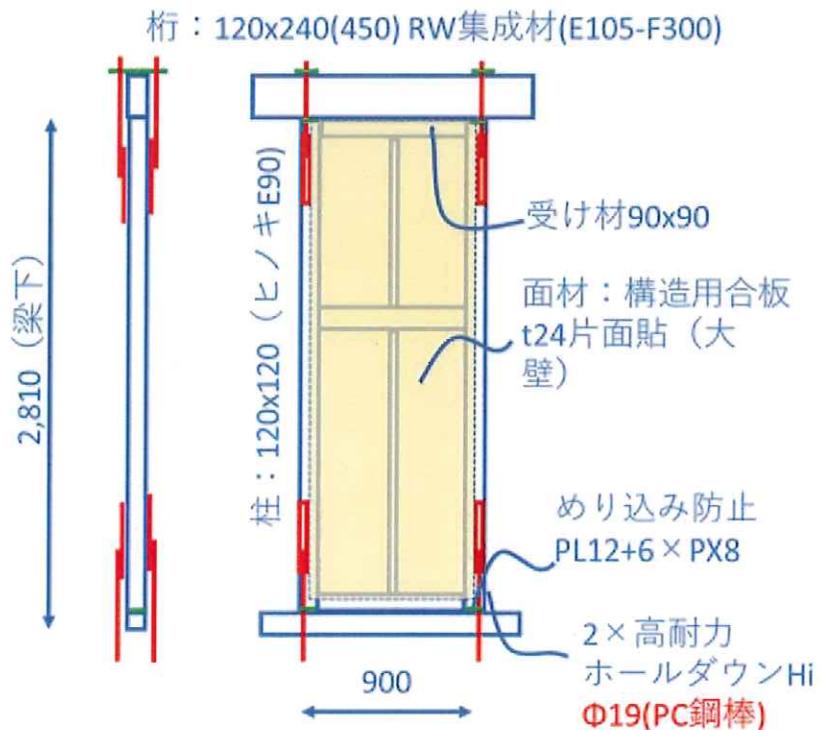


図 1.1 240-PC1 試験体概要

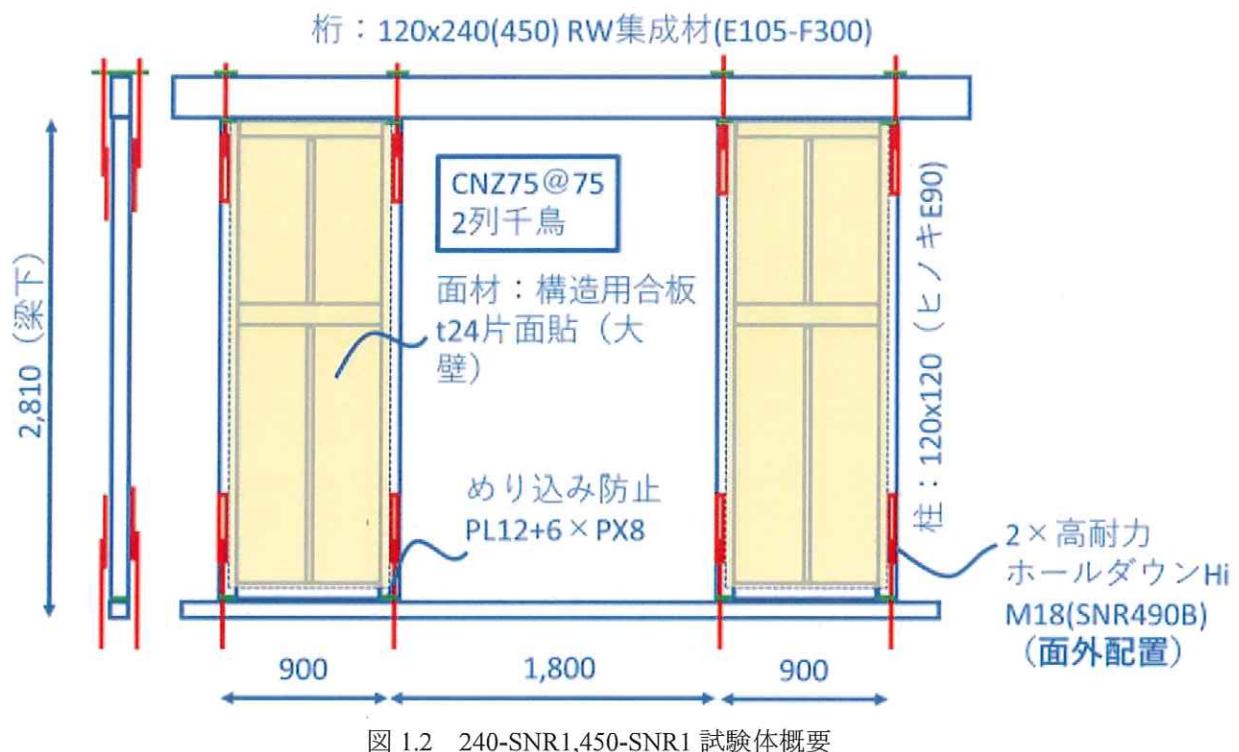


図 1.2 240-SNR1,450-SNR1 試験体概要

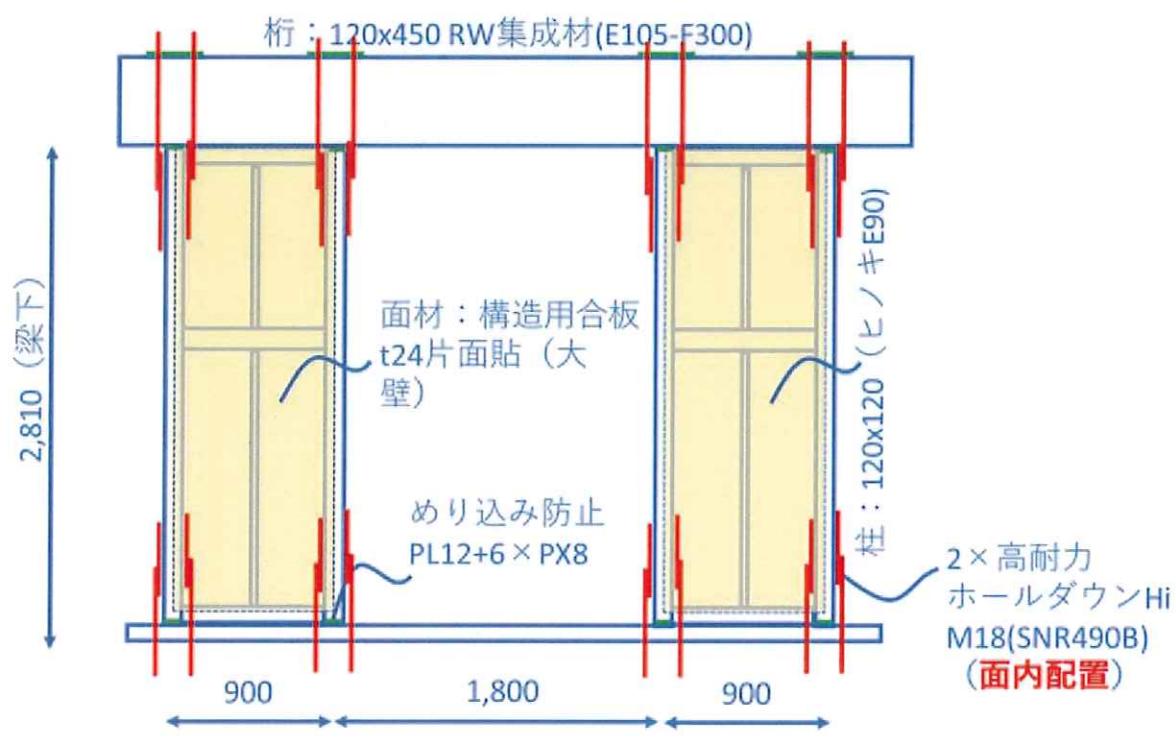


図 1.3 240-SNR1,450-SNR1 試験体概要

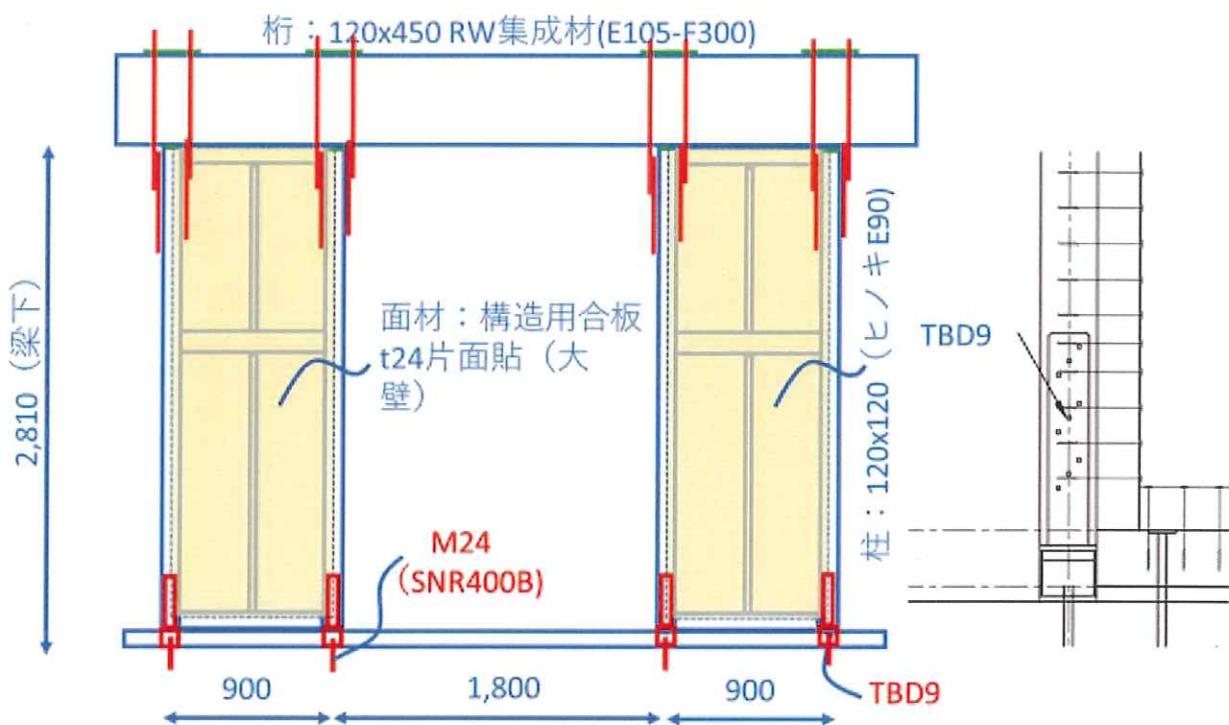


図 1.4 450-TBD9 試験体概要

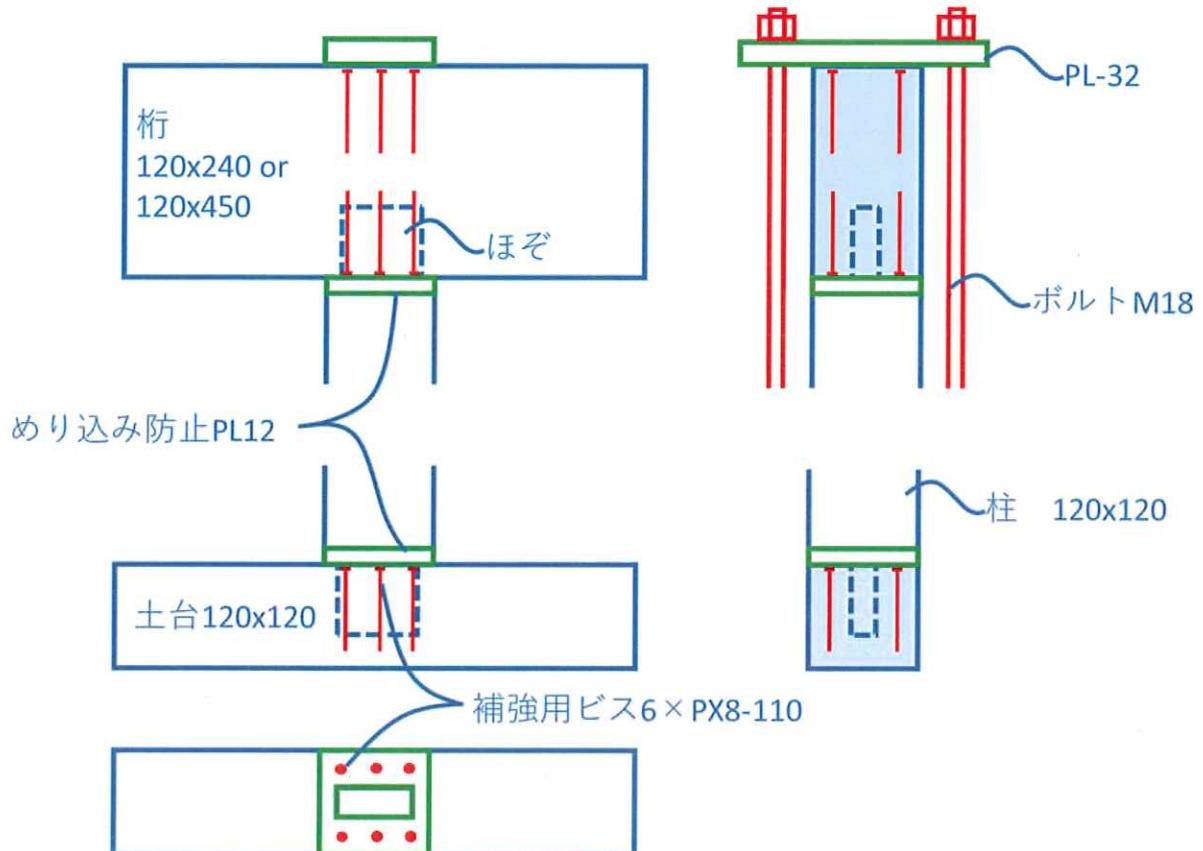


図 1.5 めり込み補強概要図

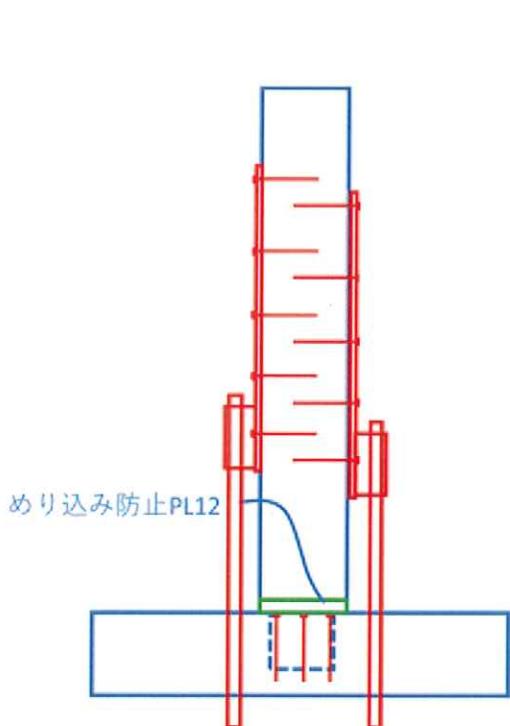


図 1.6 HD 面内配置概要図

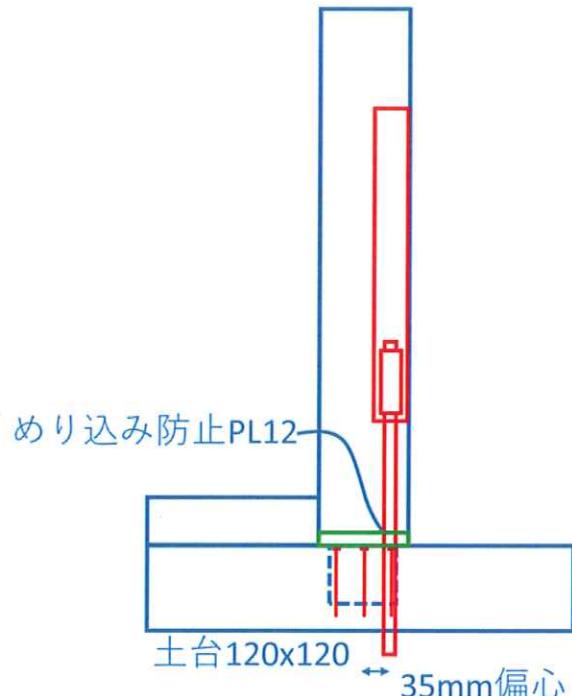


図 1.7 HD 面外配置概要図

2.要素試験

2.1 試験概要

要素試験は耐力壁架構の柱頭・柱脚部の5種類の試験について各3体で計15体行う。各要素試験結果は、解析に使用する各接合部の復元力特性の作成に利用する。

表 2.1.1 要素試験一覧

要素試験 体番号	要素試験体名	対象 部位	備考	試験 方法	加力 方法
①	HDHi-T	柱:120×120 金物:2×高耐力ホール ダウントラス(在来用)	ボルト18Φ (SNR490)	引張	1方向繰り返し
②	HDHi-B			曲げ	正負交番
③	120-CPG	土台:120×120	めり込み 防止PPL +6-PX8	繊維直交 方向圧縮	押切り
④	240-CPG	桁梁:120×240			
⑤	450-CPG	桁梁:120×450			
⑥	120A-CPG	土台:120×120(③と同一材)	補強なし		

①は耐力壁で使用する柱脚接合金物（高耐力ホールダウントラス Hi, 短期基準接合耐力 68.1kN）の引張耐力・剛性及び破壊性状を確認するために行う。1方向繰り返し試験とする。ボルト材質は耐力壁の韌性確保を目的とし SNR490 を使用しており、降伏後の変形性能を確認する。

②は高耐力ホールダウントラス Hi (在来用) の回転剛性・曲げ耐力を確認するために行う。正負交番繰り返し試験とする。柱脚金物が面内配置された耐力壁に対し、金物の曲げ剛性が耐力壁の変形・耐力に対する影響を解析で確認するために使用する。影響ないと判断される程度であれば、解析上ピン接合と仮定することも考えられる。

②～⑤はめり込みに対して補強した柱木口面に対する土台及び桁梁のめり込み試験である。1方向押し込み圧縮試験を行い、破壊性状を確認する。耐力壁試験ではめり込みの影響を極力排除するため、柱小口-横架材間にはフルスレッドビス及び鋼板を設置し、めり込みを防止している。めり込み剛性・耐力の確認を行い、めり込み防止効果が確認されて、耐力壁の挙動に影響ないと判断される程度であれば、解析上めり込み剛性を考慮しないことも考えられる。

⑥は③の試験体を再使用し、柱木口面に鋼板 t12 のみを配置した場合の土台のめり込み試験である。めり込み補強の有無の比較のために行う。

2.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.2.1~2.2.5 に各要素試験体図を示す。

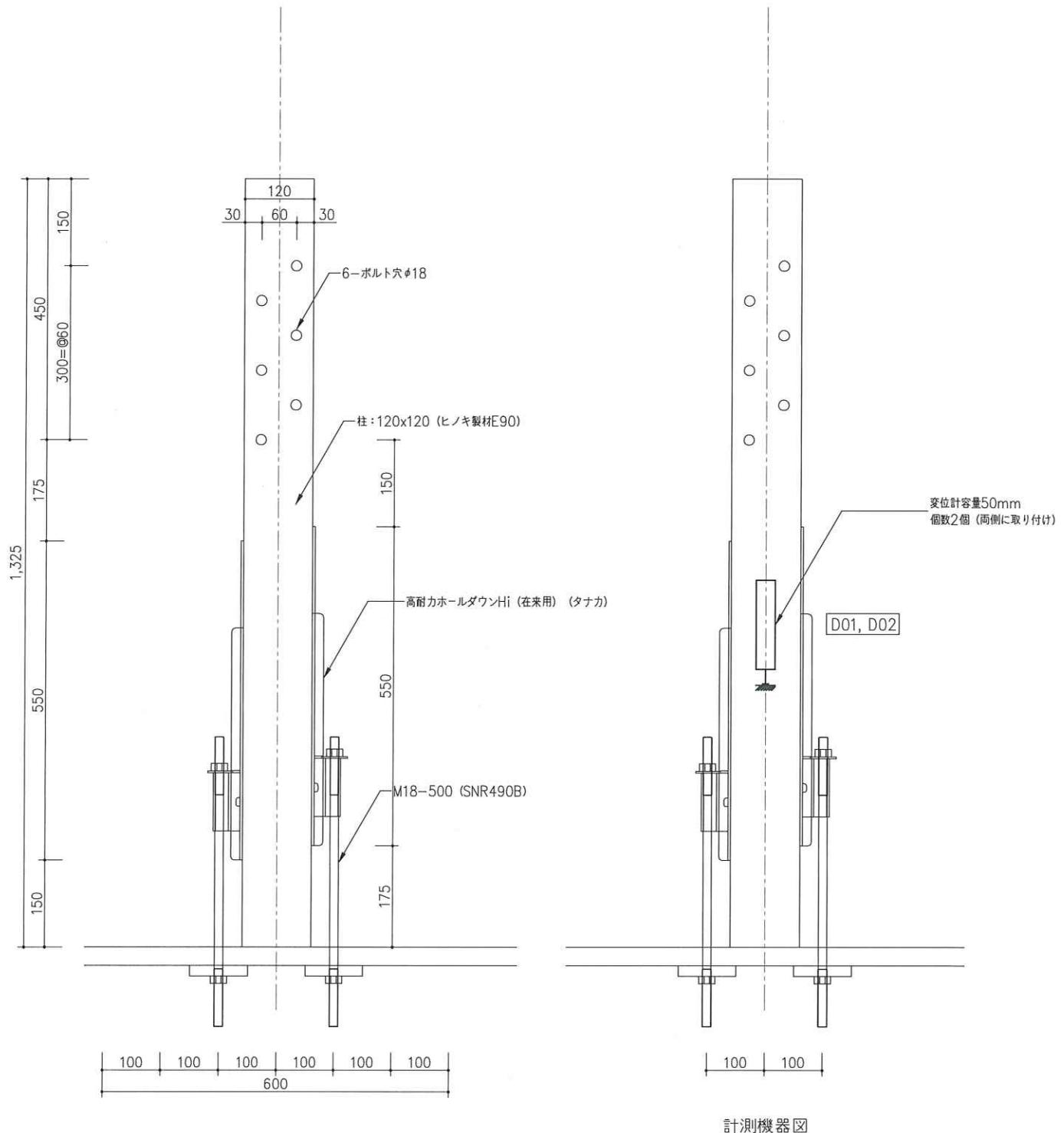
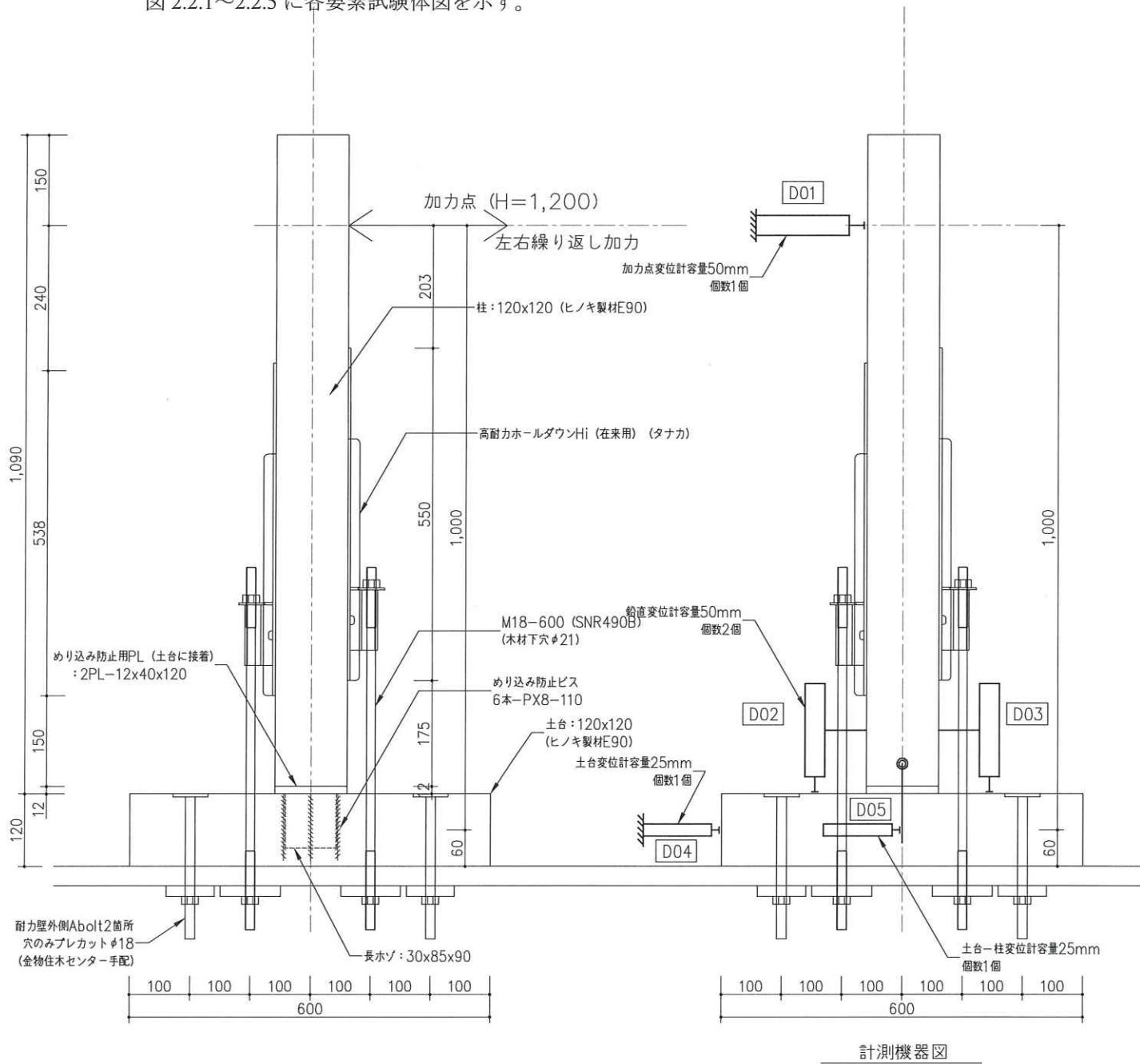


図2.2.1 HD引張試験体図(HDHi-T)

2.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.2.1～2.2.5 に各要素試験体図を示す。



②高耐力ホールダウンHi (在来用) 曲げ試験: 4体

図2.2.2 HD曲げ試験体図(HDHi-B)

2.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.2.1～2.2.5 に各要素試験体図を示す。

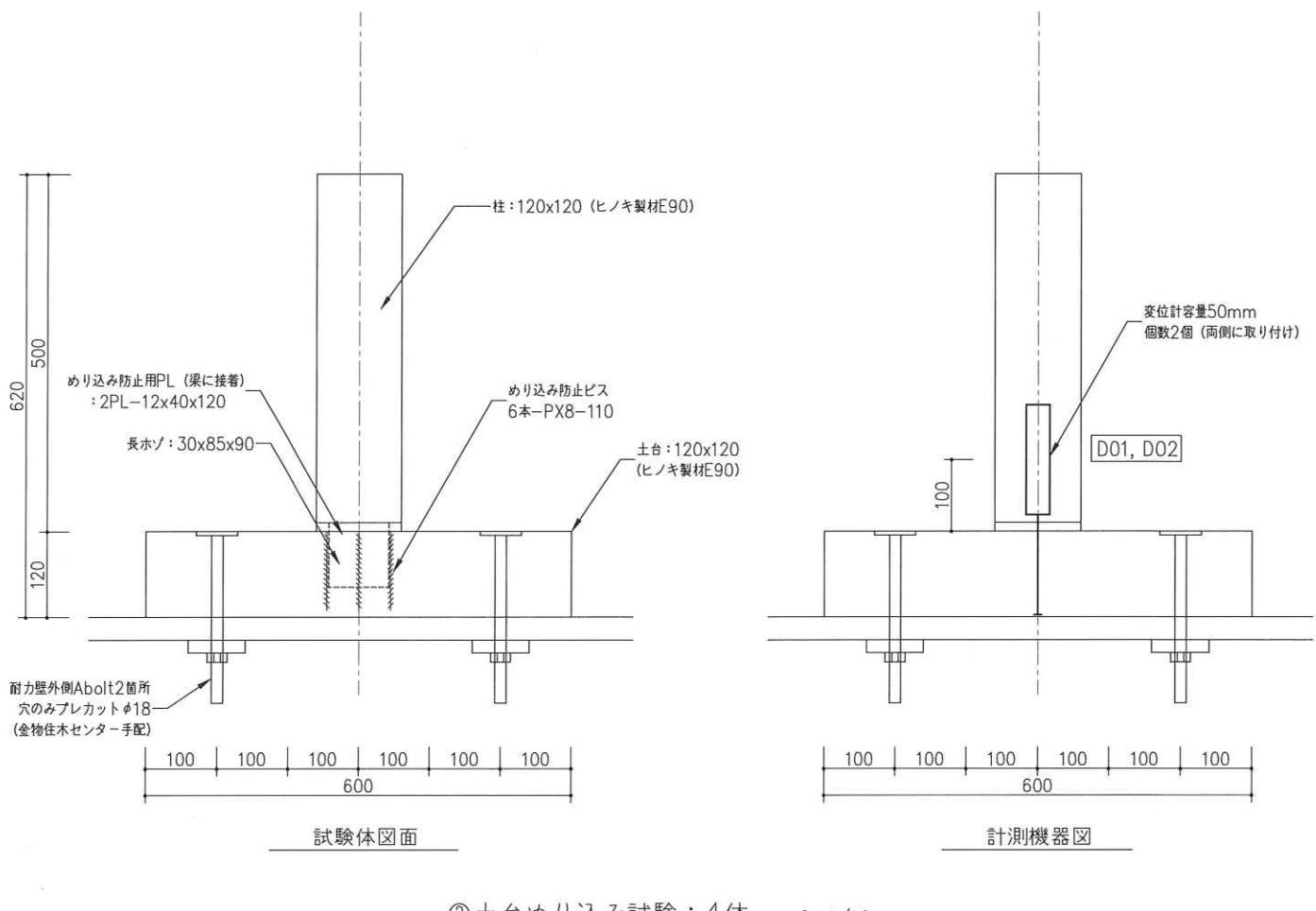


図2.2.3 土台-柱めり込み試験体図(120-CPG)

2.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.2.1～2.2.5 に各要素試験体図を示す。

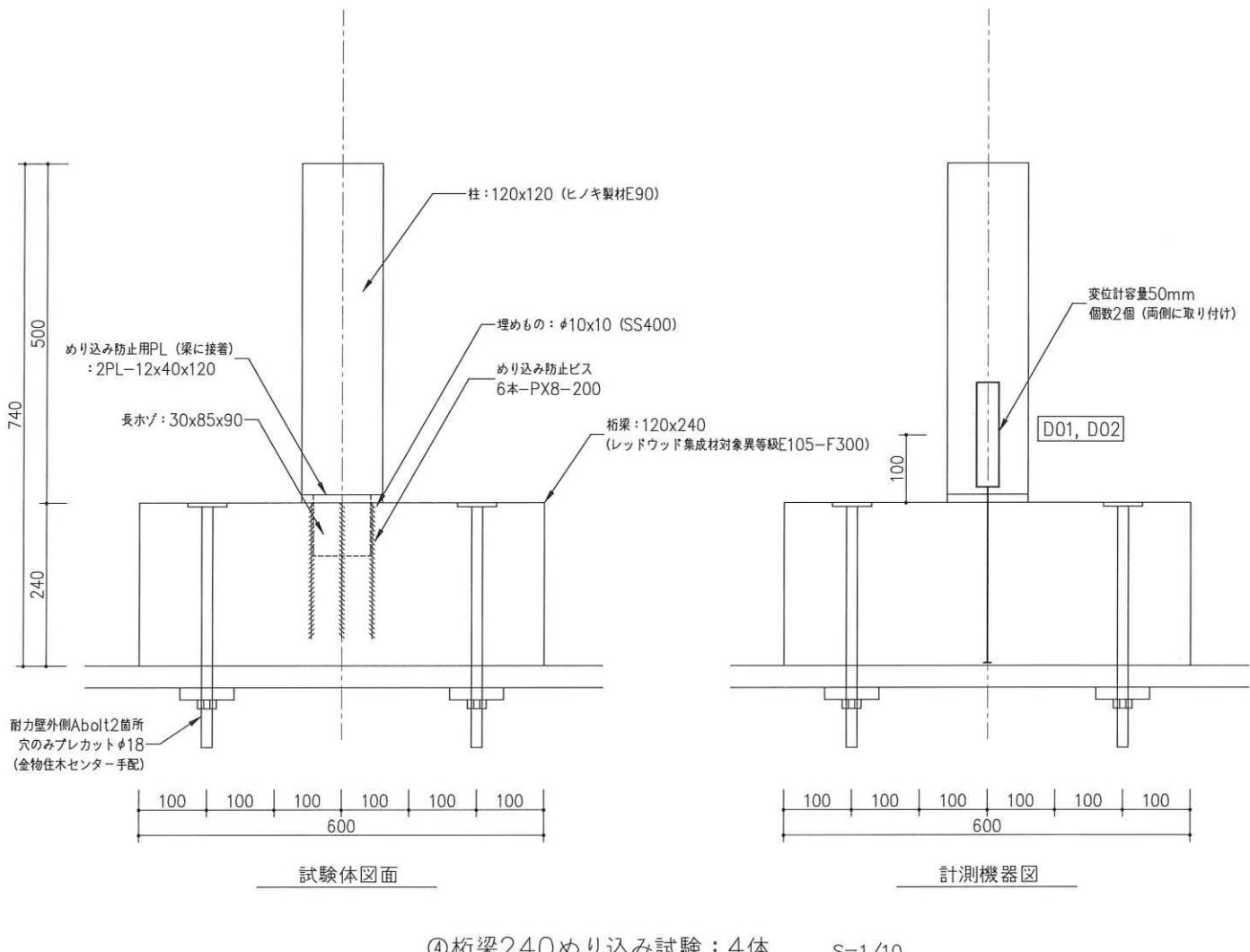
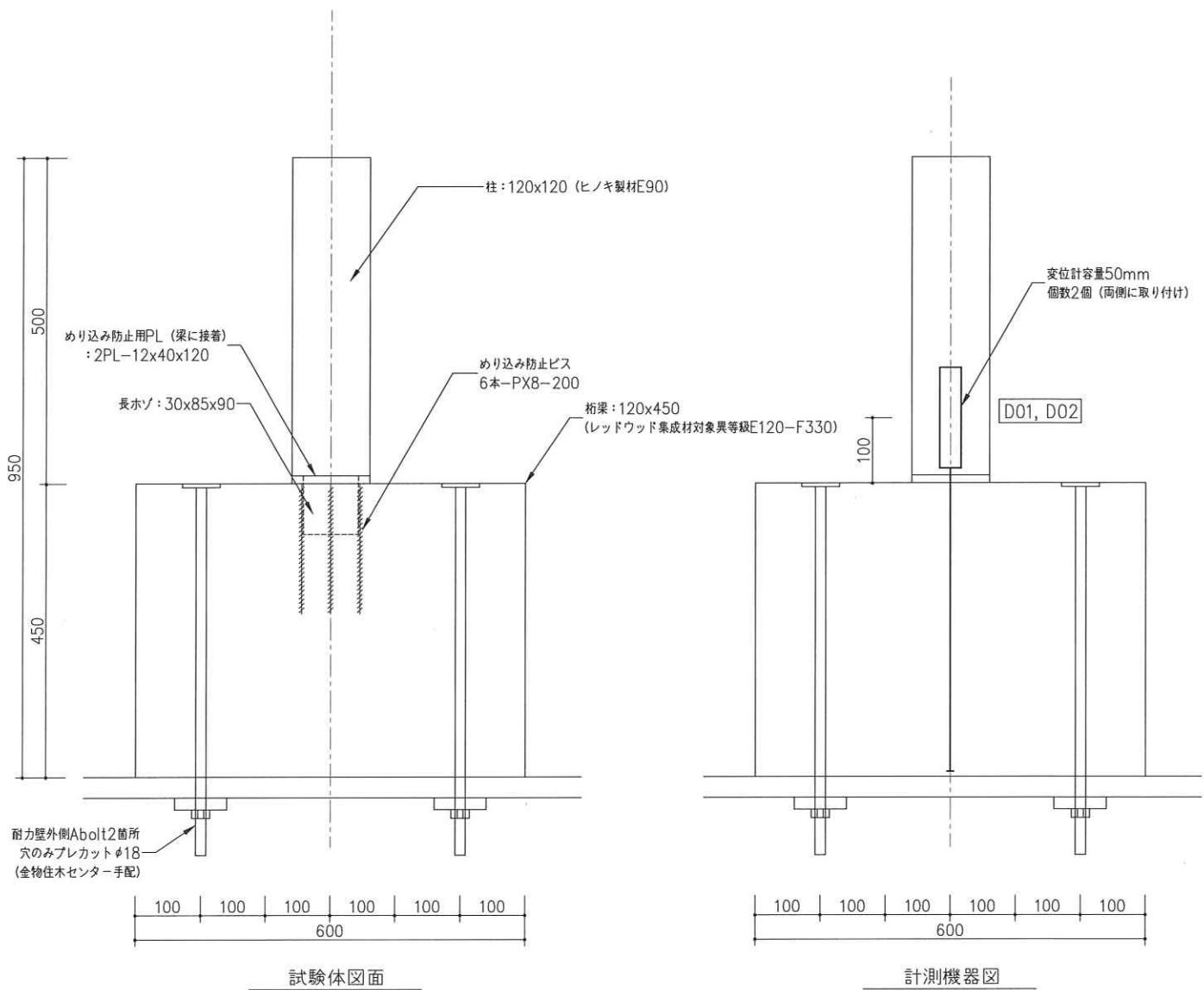


図2.2.4 桁梁(せい240)-柱めり込み試験体図(240-CPG)

2.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.2.1～2.2.5 に各要素試験体図を示す。



⑤ 桁梁450めり込み試験 : 4体

S=1/10

図2.2.5 桁梁(せい450)-柱めり込み試験体図(450-CPG)

(2) 木材の密度と含水率

表 2.2.1.1 HD 金物の引張試験体の密度と含水率

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-T-1	0.55	13.0
2	0.45	10.0
3	0.55	14.0
平均値	0.52	12.3
標準偏差	0.06	2.1

表 2.2.1.2 HD 金物の曲げ試験体の密度と含水率

柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-B-1	0.47	11.5
2	0.49	11.5
3	0.51	12.5
平均値	0.49	11.8
標準偏差	0.02	0.6
土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-B-1	0.43	9.5
2	0.44	11.5
3	0.53	12.0
平均値	0.47	11.0
標準偏差	0.06	1.3

表 2.2.1.3 めり込み試験体の密度と含水率

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
120-CPG-1	0.44	10.5
2	0.49	11.0
3	0.52	11.0
平均値	0.48	10.8
標準偏差	0.04	0.3
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
120-CPG-1	0.48	12.0
2	0.45	13.0
3	0.44	10.5
平均値	0.46	11.8
標準偏差	0.02	1.3

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.54	16.5
2	0.56	16.5
3	0.55	15.5
平均値	0.55	16.2
標準偏差	0.01	0.6
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.50	14.0
2	0.51	14.0
3	0.44	9.5
平均値	0.48	12.5
標準偏差	0.04	2.6

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
450-CPG-1	0.48	12.0
2	0.49	11.5
3	0.50	12.0
平均値	0.49	11.8
標準偏差	0.01	0.3
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.50	13.0
2	0.45	12.5
3	0.44	10.5
平均値	0.46	12.0
標準偏差	0.03	1.3

* 120-CPG-1A～3Aは同じ木材を使用

2.3 試験状況

2.3.1 HD 金物の引張試験状況

(1) HDHi-T1



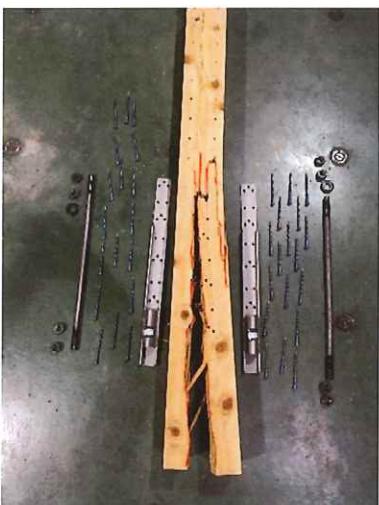
試験体設置時



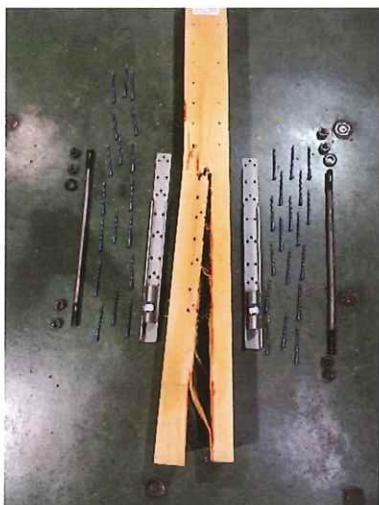
加力終了時(右面)



加力終了時(左面)



解体時（左面）



解体時（右面）



解体時（裏面）

図 2.3.1.1 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T1)

(2) HDHi-T2



試験体設置時



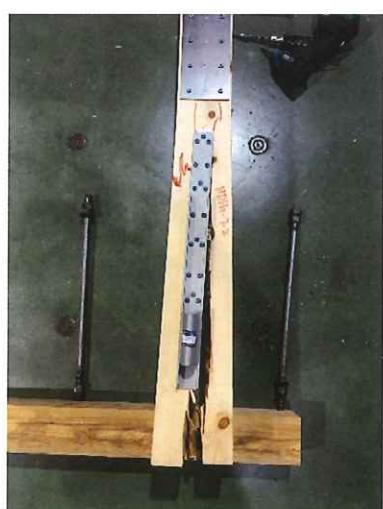
加力終了時(右面)



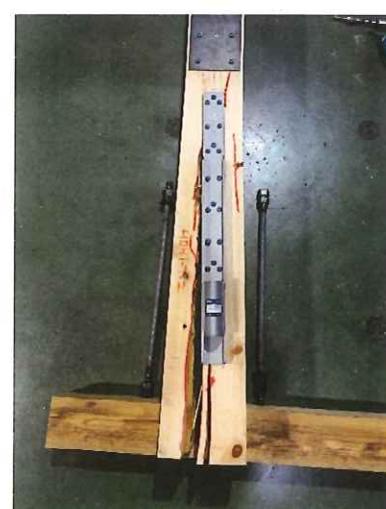
加力終了時(左面)



解体時（正面）



解体時（左面）



解体時（右面）

図 2.3.1.2 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T2)

(3) HDHi-T3



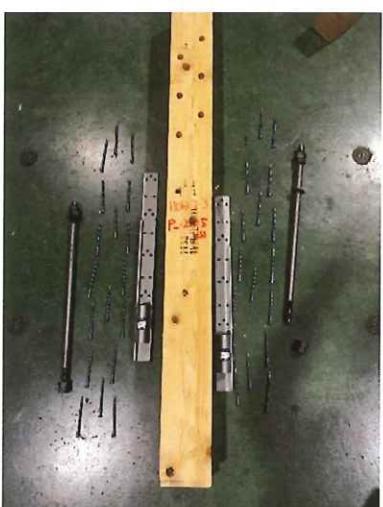
試験体設置時



加力終了時(右面)



加力終了時(左面)



解体時（正面）



解体時（左面）



解体時（右面）

図 2.3.1.3 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T3)

2.3.2 HD 金物の曲げ試験状況

(1) HDHi-B1



試験体設置時



加力終了時



ボルト状況



柱ホゾ・めり込み防止鋼板



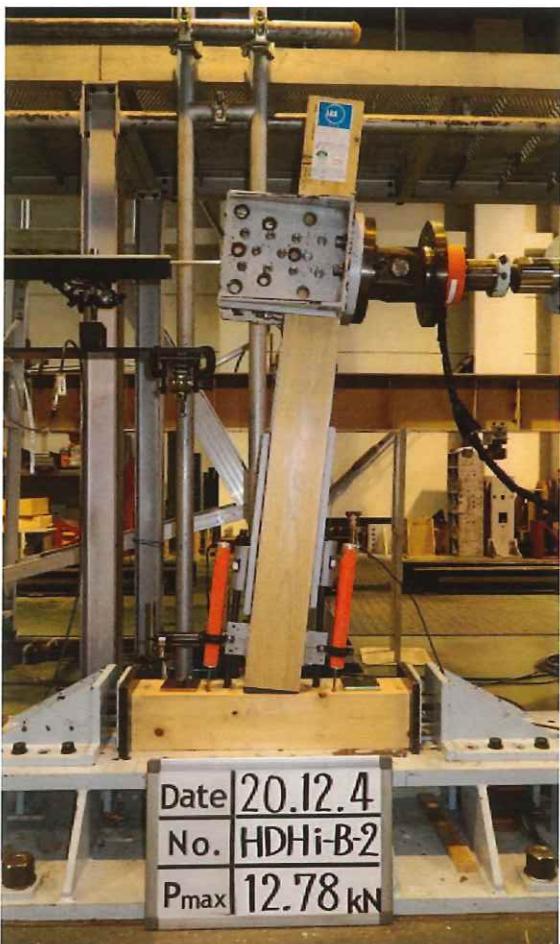
鋼板のめり込み状況



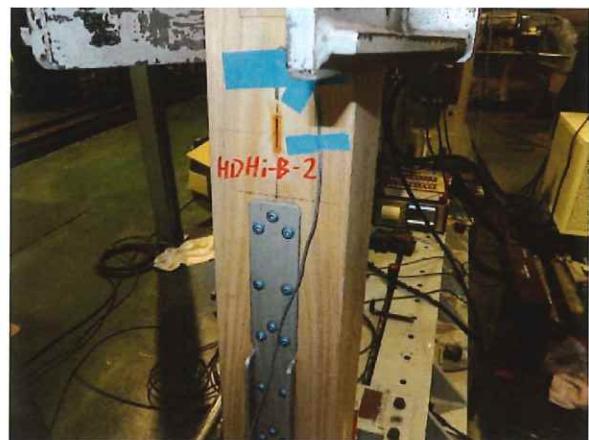
めり込み状況

図 2.3.2.1 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B1)

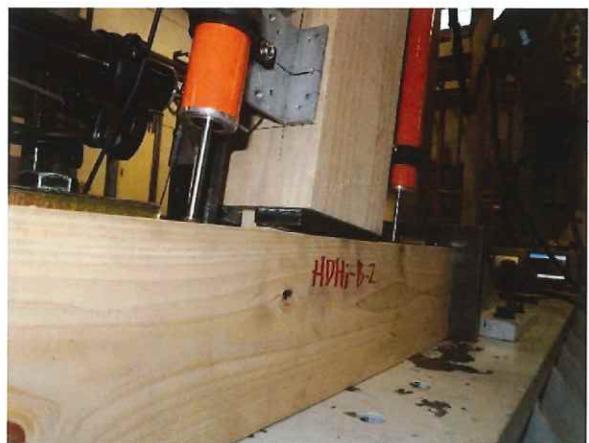
(2) HDHi-B2



加力終了時



HD 金物状況



柱脚部状況



解体状況



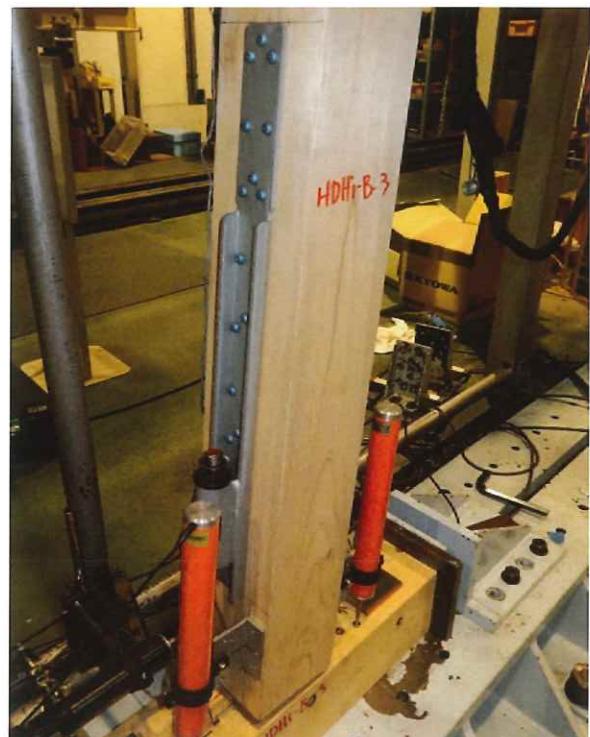
柱ホゾ・めり込み防止鋼板

図 2.3.2.2 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B2)

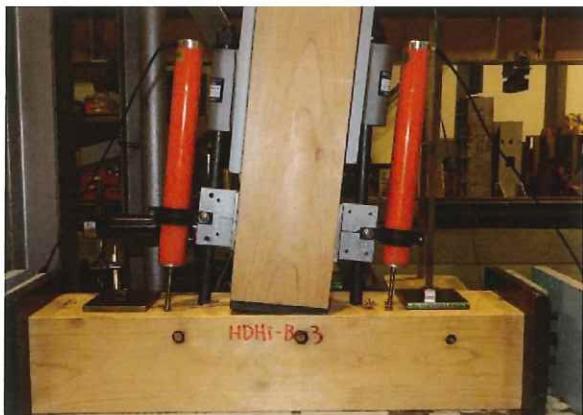
(3) HDHi-B3



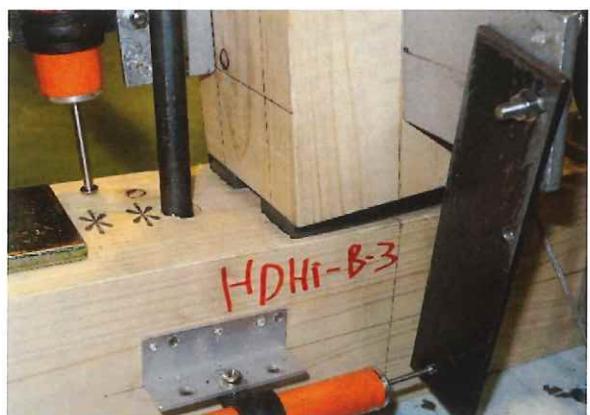
加力終了時



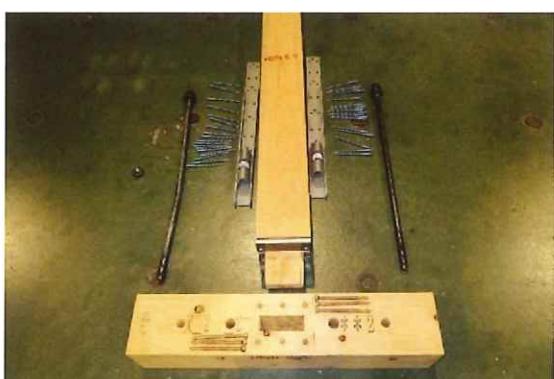
HD 金物状況



柱脚状況



めり込み防止鋼板



解体時



柱ホゾ・めり込み防止鋼板

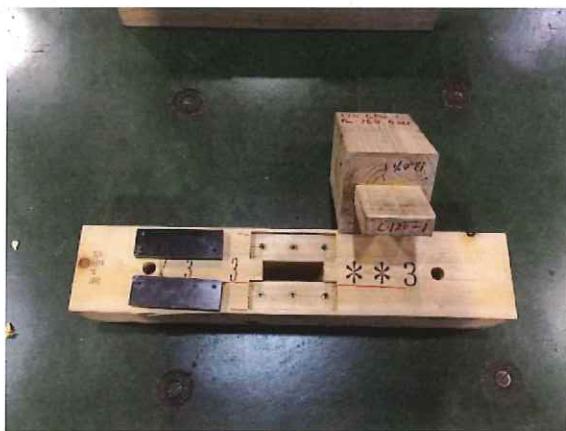
図 2.3.2.3 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B3)

2.3.3 土台・桁のめり込み試験状況

(1) 120-CPG1



試験体設置時



加力終了時



解体時

めり込み状況

図 2.3.3.1 土台のめり込み試験写真 (120-CPG1)

(2) 120-CPG2



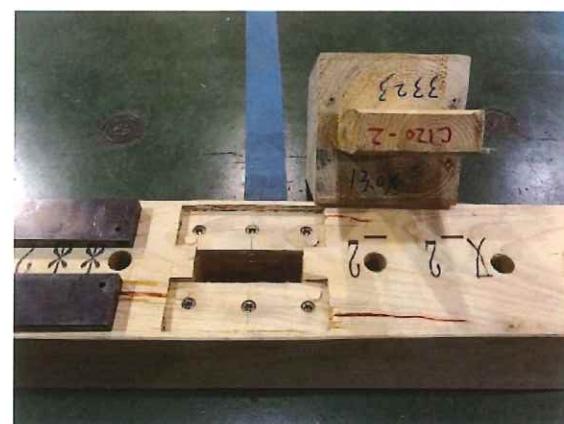
試験体設置時



加力終了時



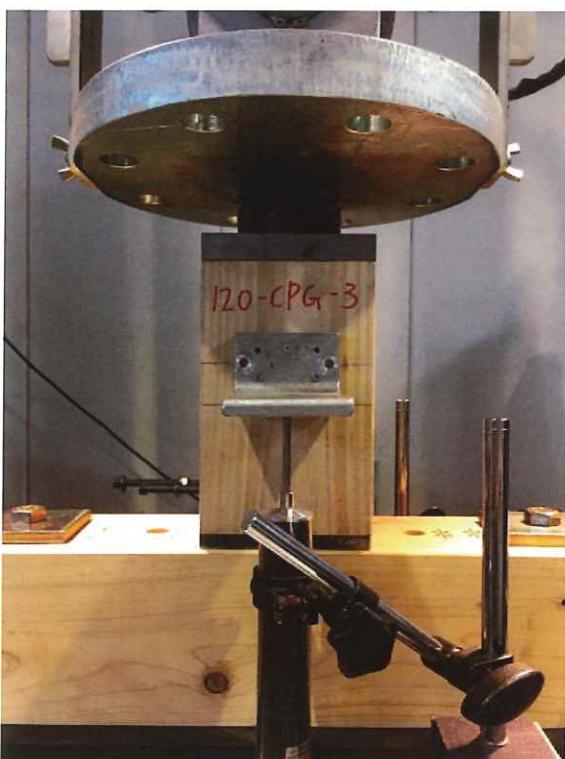
解体時



めり込み状況

図 2.3.3.2 土台のめり込み試験写真 (120-CPG2)

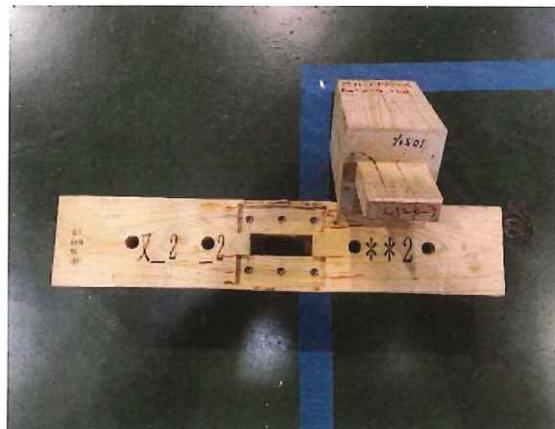
(3) 120-CPG3



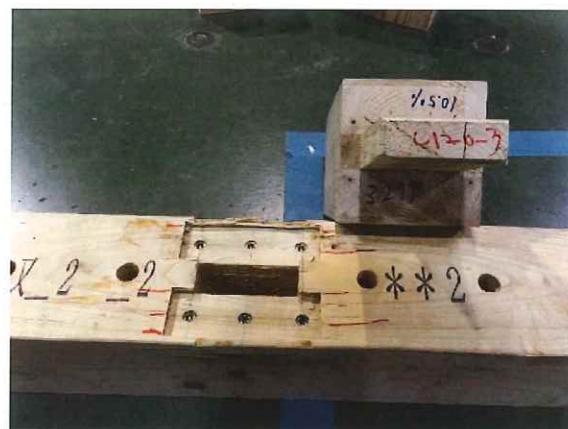
試験体設置時



加力終了時



解体時



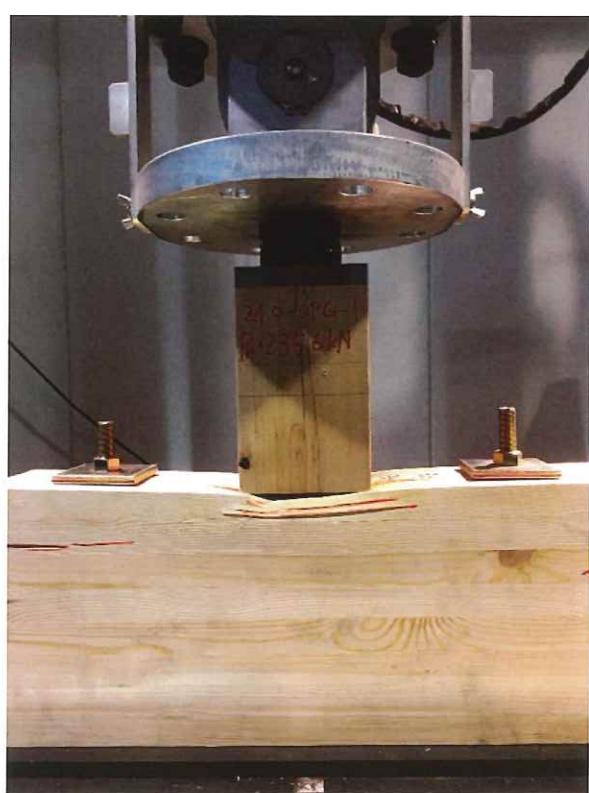
めり込み状況

図 2.3.3.3 土台のめり込み試験写真 (120-CPG3)

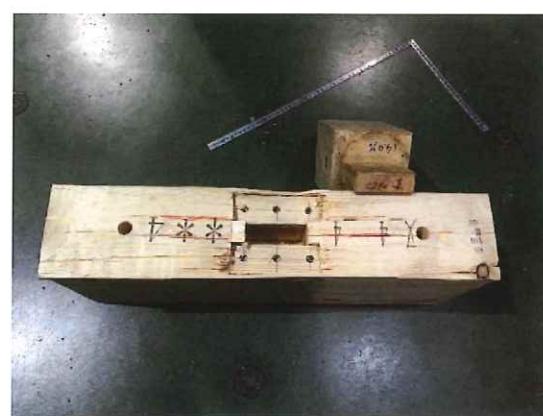
(4) 240-CPG1



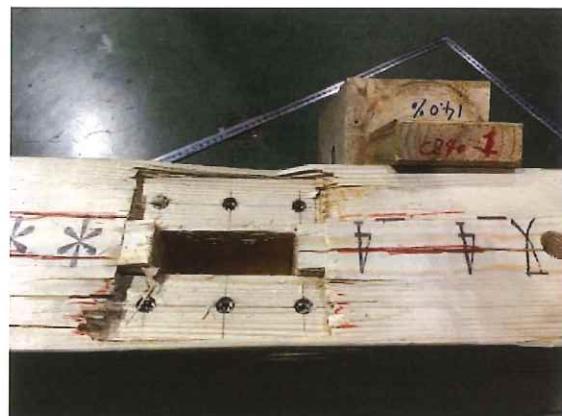
試験体設置時



加力終了時



解体時



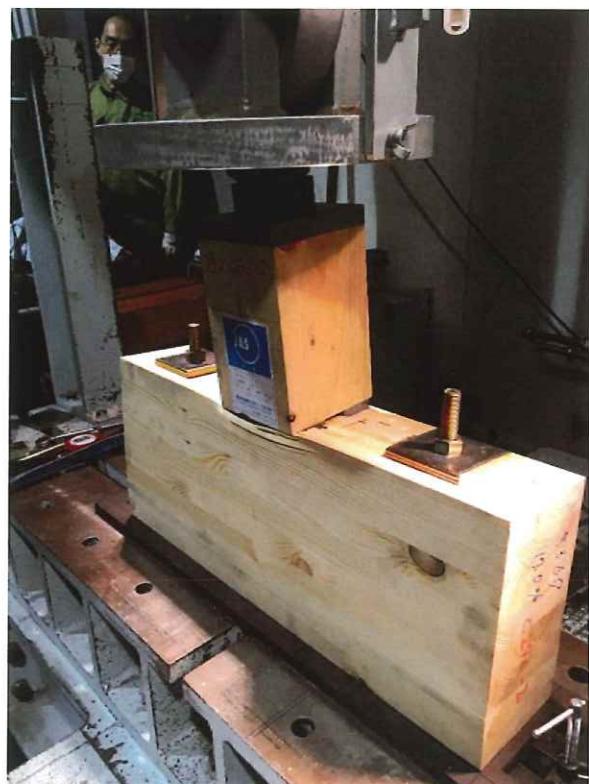
めり込み状況

図 2.3.3.4 土台のめり込み試験写真 (240-CPG1)

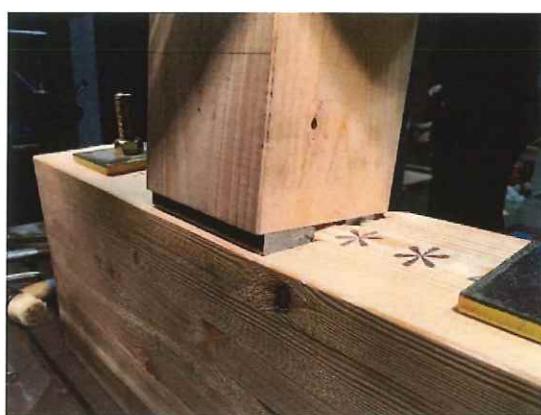
(5) 240-CPG2



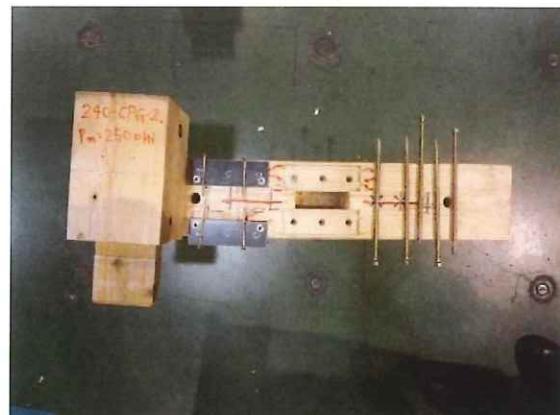
試験体設置時



加力終了時



解体時



めり込み状況

図 2.3.3.5 桁のめり込み試験写真 (240-CPG2)

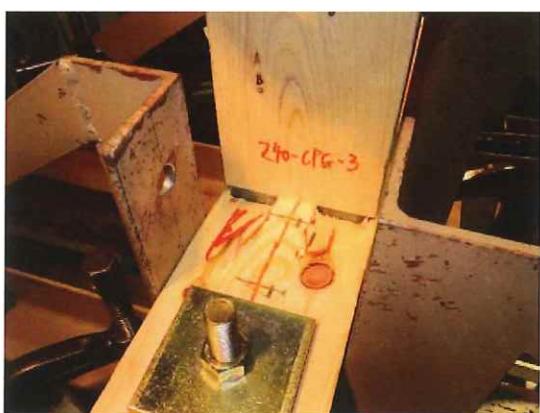
(6) 240CPG3



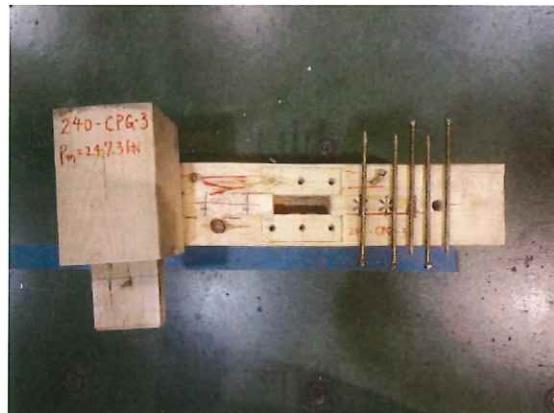
試験体設置時



加力終了時



土台上面



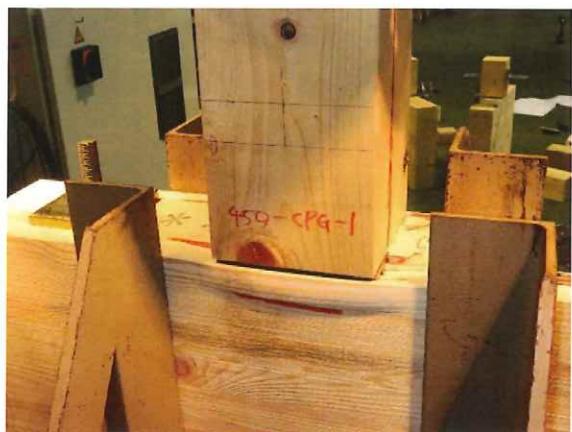
解体時

図 2.3.3.6 桁のめり込み試験写真 (240-CPG3)

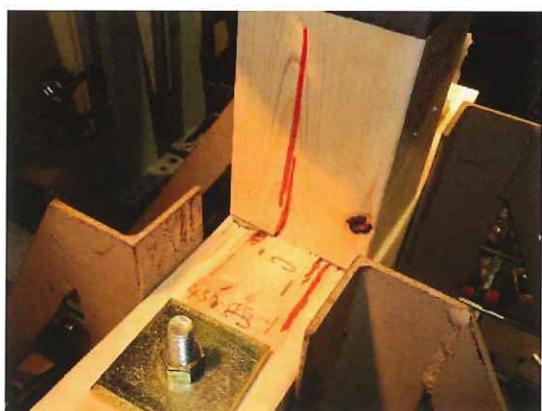
(7) 450CPG1



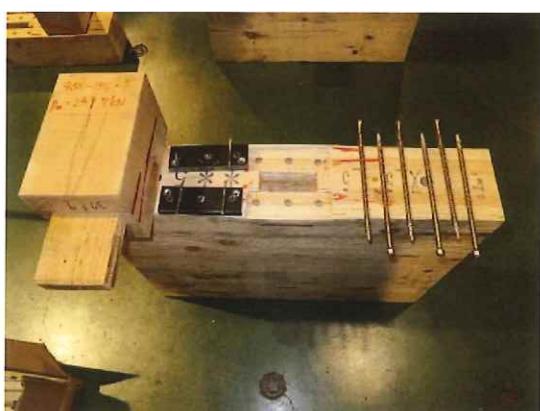
加力終了時



桁側面側



桁上面側



解体時

図 2.3.3.7 桁のめり込み試験写真 (450-CPG1)

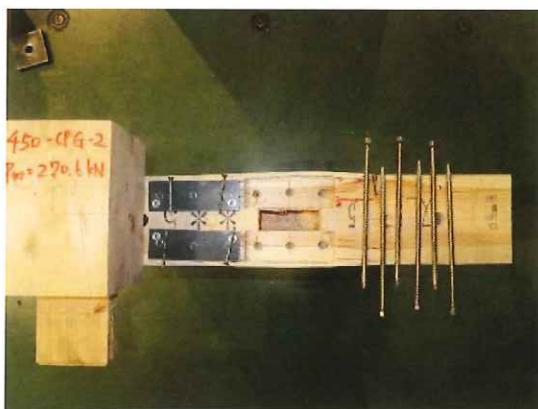
(8) 450CPG2



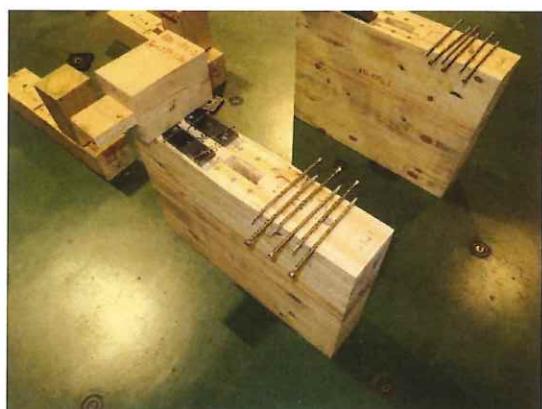
加力終了時



桁上面側



解体時



解体時

図 2.3.3.8 桁のめり込み試験写真 (450-CPG2)

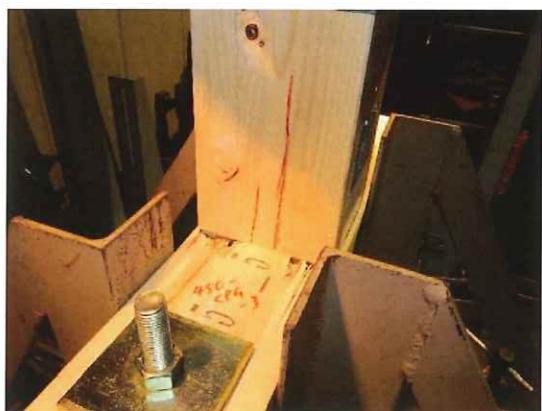
(9) 450CPG3



加力終了時



桁側面裏側



桁上面側



解体時

図 2.3.3.9 桁のめり込み試験写真 (450-CPG3)

2.4 試験結果

2.4.1 HD 金物の引張試験結果

(1) 試験結果

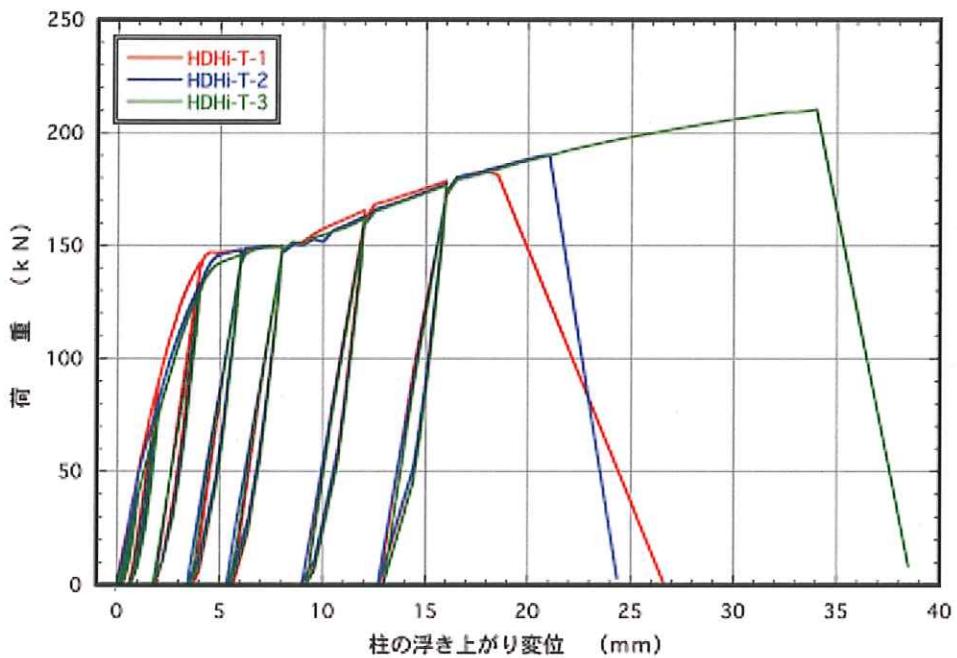


図 2.4.1.1 : HDHi-T-1～3 荷重変位曲線

(2) 短期基準引張耐力の算出

i) 短期基準引張耐力は、下記の方法により算出する。

1 下記の①、②の試験荷重の平均値にばらつき係数を乗じ、5 %下限値を求め、値の小さい方を短期基準耐力とする。

①降伏耐力 P_y

②最大耐力 P_{max} の $2/3$ の値

ii) ばらつき係数は下式による。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot K$$

ここで、CV ; 変動係数

K ; 信頼水準 75% の 95% 下側許容限界を求めるための定数

(試験体数に依存し 3 体は $K=3.152$)

iii) 試験体 1 体あたりの各種特性値は表 2.4.1.1 に示す。また、金物 1 個あたりの短期基準引張耐力は表 2.4.1.2 に示す。

表 2.4.1.1：包絡線から算出した各種特性値（試験体 1 体あたり）

試験体記号 項目	HDHi-T			平均値	標準偏差	変動係数	ばらつき	5%
	1	2	3					
1/10Pm (kN)	18.3	19.1	20.6	19.3	1.17			
1/10δm (mm)	0.37	0.41	0.58	0.45	0.11			
2/5Pm (kN)	73.3	76.2	82.5	77.3	4.70			
2/5δm (mm)	1.57	1.84	2.20	1.87	0.32			
2/3Pm (kN)	122.1	127.0	137.5	128.9	7.87	0.061	0.808	104.1
2/3δm (mm)	3.00	3.70	4.41	3.70	0.71			
9/10Pm (kN)	164.9	171.5	185.6	174.0	10.57			
9/10δm (mm)	11.77	14.21	19.05	15.01	3.71			
Pm (kN)	183.2	190.5	206.2	193.3	11.75			
δm (mm)	18.00	21.00	30.00	23.00	6.24			
δu 時荷重 (kN)	181.6	190.5	206.2	192.8	12.46			
δu (mm)	18.50	21.00	30.00	23.17	6.05			
降伏耐力 Py (kN)	133.5	133.5	133.9	133.6	0.23	0.002	0.994	132.7
δy (mm)	3.48	4.02	4.15	3.88	0.36			
終局耐力 Pu (kN)	165.2	169.2	179.2	171.2	7.21	0.042	0.868	148.6
初期剛性 K (kN/mm)	38.36	33.21	32.27	34.61	3.28			
降伏点変位 δv (mm)	4.31	5.09	5.55	4.98	0.63			
塑性率 $\mu = \delta u / \delta v$	4.29	4.13	5.41	4.61	0.70			
構造特性係数 Ds	0.36	0.37	0.32	0.35	0.03			

1/10Pm ; 0.1Pmax 時の荷重

1/10δm ; 0.1Pmax 時の変位

注) 最大荷重 Pm は変位が 30mm までの荷重で最も大きいものとする

表 2.4.1.2：金物 1 個あたりの短期基準引張耐力

試験体記号	試験体数	短期基準引張耐力 (kN)
HDHi-T	3 体	52.1

(3) 各試験体の包絡線及び完全弾塑性モデル

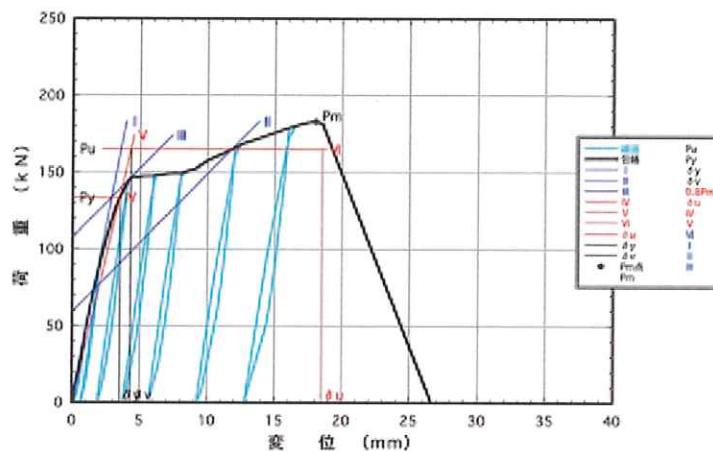


図 2.4.1.2 : HDHi-T-1 包絡線及び完全弾塑性モデル

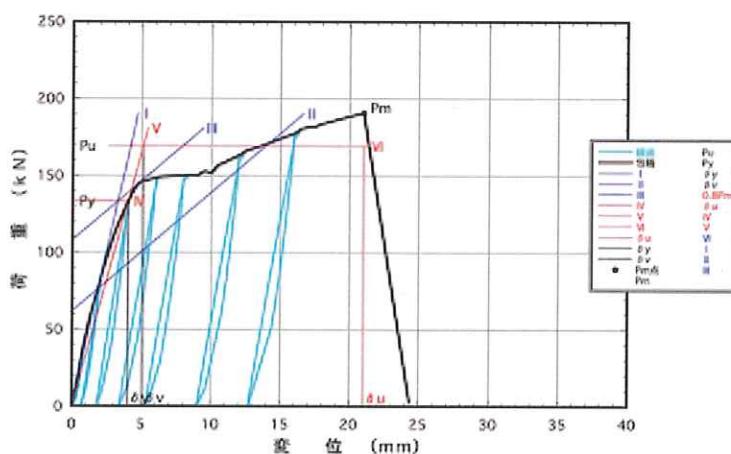


図 2.4.1.3 : HDHi-T-2 包絡線及び完全弾塑性モデル

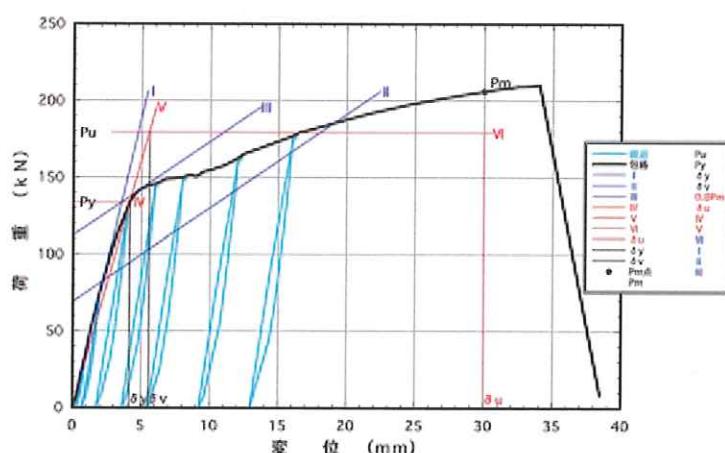


図 2.4.1.4 : HDHi-T-3 包絡線及び完全弾塑性モデル

2.4.2 HD 金物の曲げ試験結果

(1) モーメントー変形角曲線

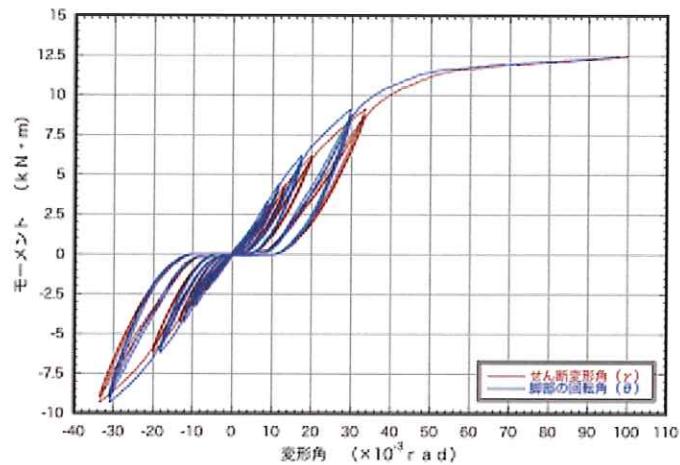


図 2.4.2.1 : HDHi-B-1 モーメントー変形角曲線

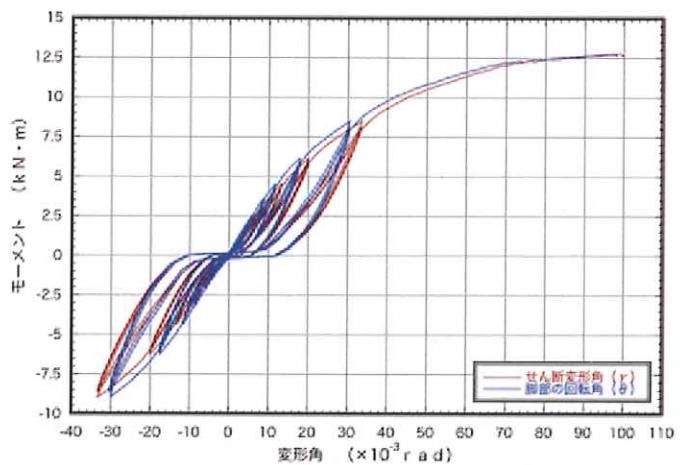


図 2.4.2.2 : HDHi-B-2 モーメントー変形角曲線

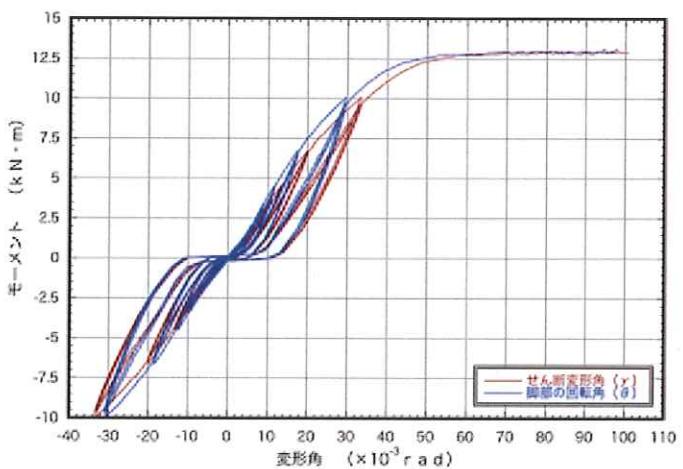


図 2.4.2.3 : HDHi-B-3 モーメントー変形角曲線

(2) モーメント-変形角包絡線の比較

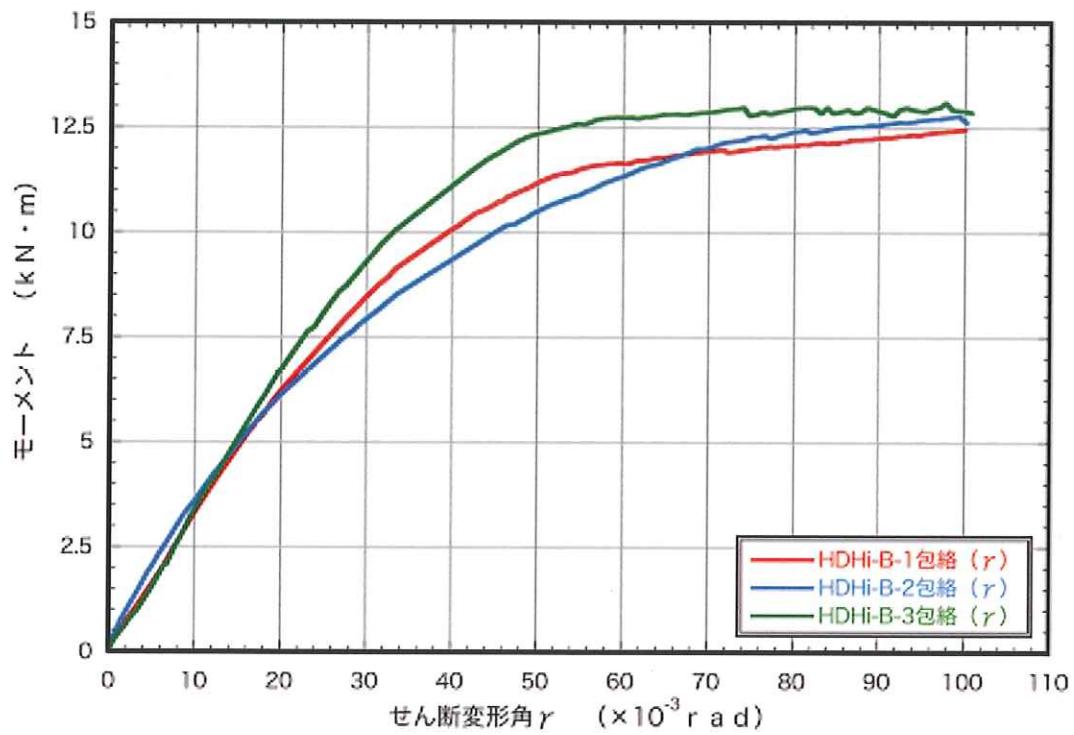


図 2.4.2.4 : HDHi-B-1～3 モーメント-せん断変形角包絡線の比較

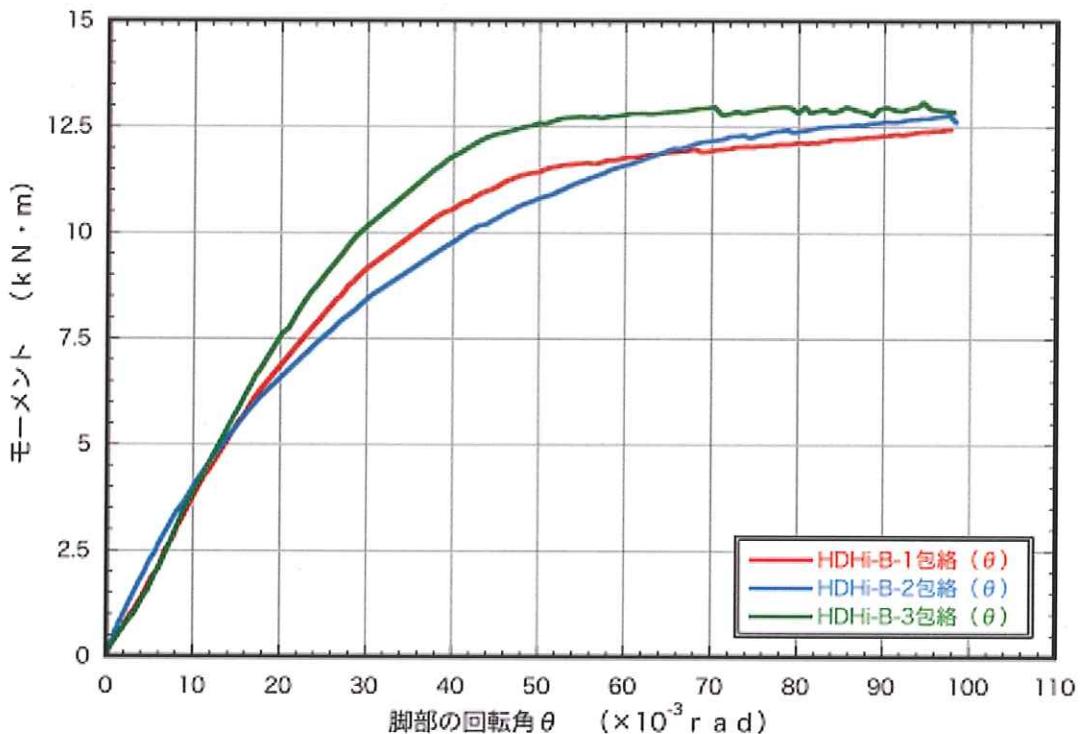


図 2.4.2.5 : HDHi-B-1～3 モーメント-脚部の回転角包絡線の比較

2.4.3 土台・桁一柱のめり込み試験結果

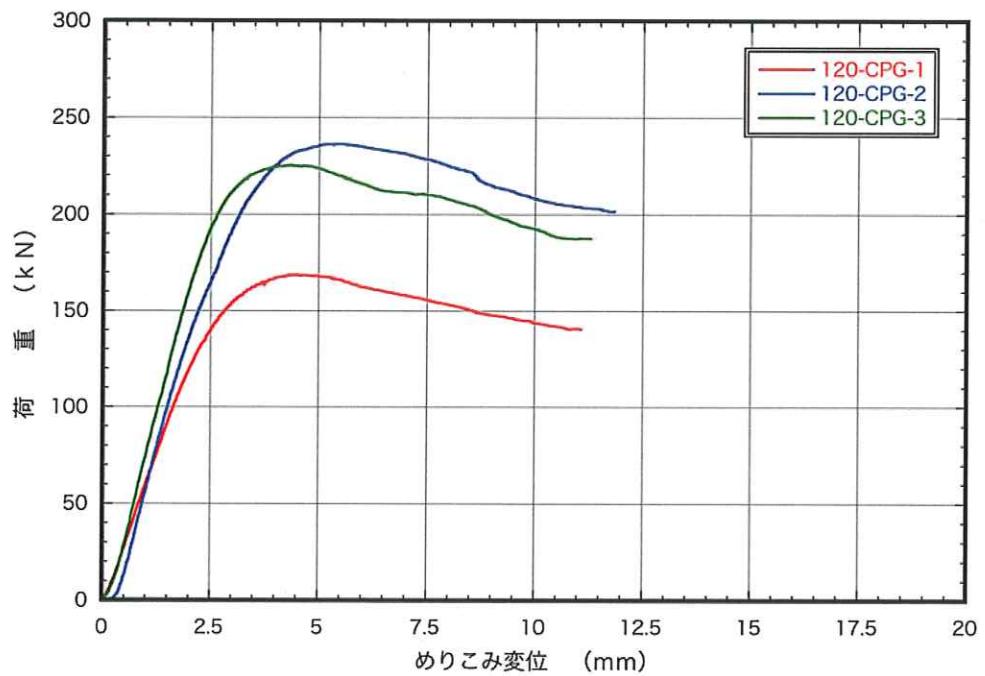


図 2.4.3.1 :120-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

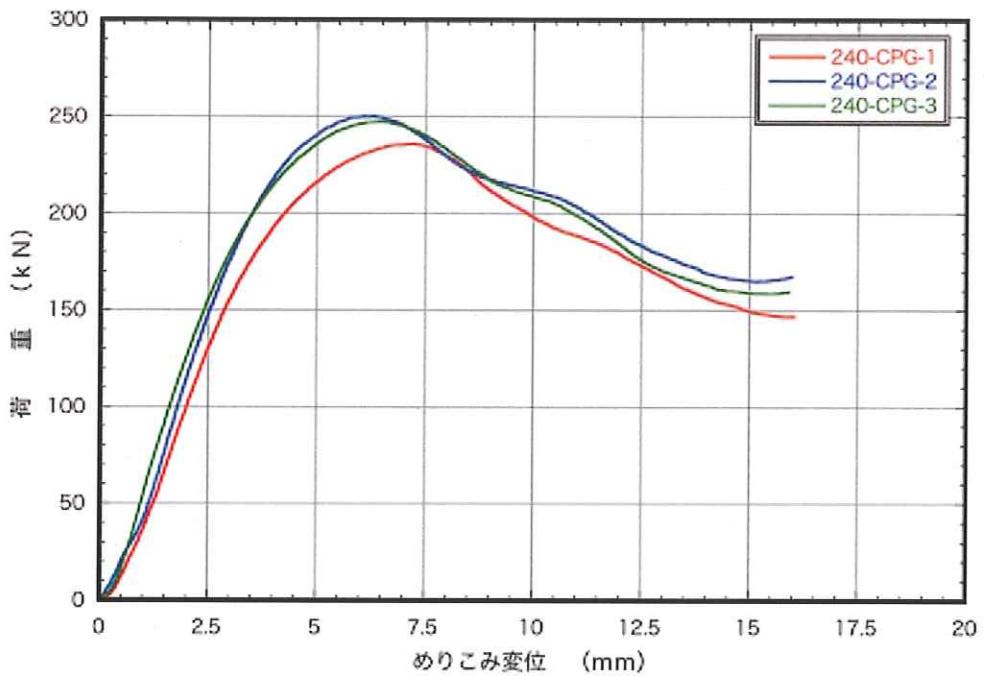


図 2.4.3.2 :240-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

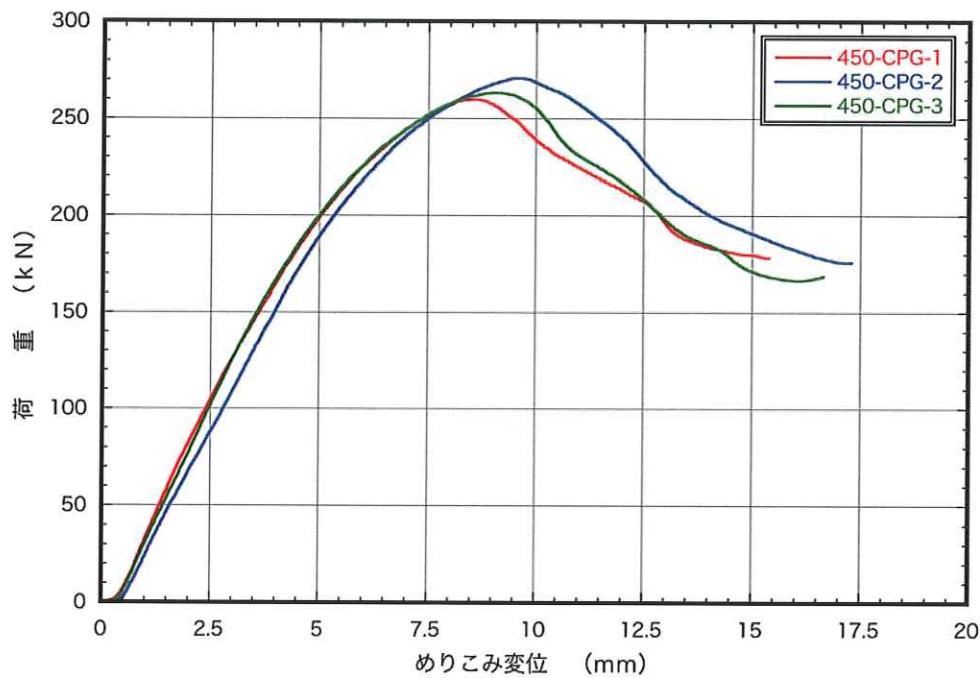


図 2.4.3.3 :450-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

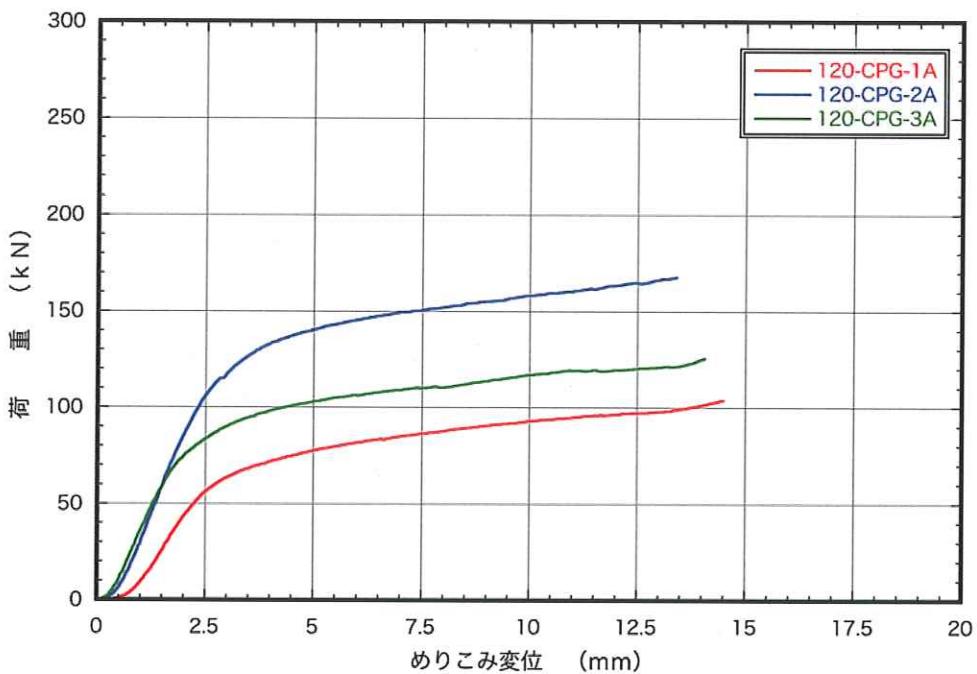


図 2.4.3.4 :120-CPG-1A～3A 荷重-めり込み変位曲線

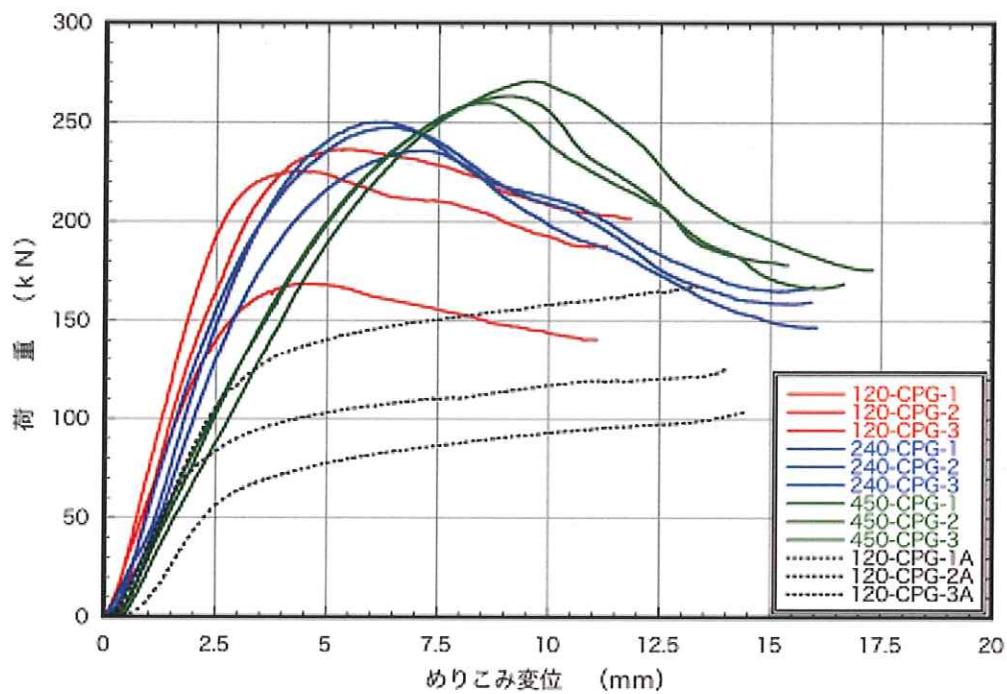


図 2.4.3.5：荷重-めり込み変位曲線の比較

3 耐力壁試験

3.1 試験概要

試験体は 1P（長さ 900mm）の壁 2 構面を 1800mm の間隔を空けて設け、集成材（RW,E105-F330）の桁梁で繋いだ試験体（4 体）と、1P の壁が単独で設置されている試験体（1 体）の計 5 体とする。試験体の共通事項として、耐力壁部分は構造用合板 t24 による大壁（接合 : CNZ75@75 2 列千鳥打ち）、壁倍率約 15 倍の仕様とする。面材は土台及び桁梁に直接釘で留めつけず、受材 90x90 を介して接合する。受材は、耐力壁柱脚が浮き上がった際に釘による合板縁端部の割裂破壊を防止するため、Z マークビスにより土台中央に集中配置して留め付ける。柱と桁梁・土台の接合部はめり込みによる影響を極力排除するため、土台・桁側にフルスレッドビス（パネリード XPX8）を打ち、柱木口面にめり込み防止用鋼板 t12 を挟んでいる。

試験体①240-SNR1 及び②450-SNR1 では、柱頭柱脚 HD 金物を壁構面の面外に 2箇所配置することで、ボルトによる回転剛性を小さくし、架構に対する影響を減らす納まりとしている。桁梁せいは① 240mm、②450mm の 2 種類とし、ボルト降伏と桁梁の曲げ破壊の起こる順序が変わることを想定し、架構の変形・耐力に与える影響を考察する。

試験体③450-SNR2 は、②450-SNR1 の柱頭柱脚 HD 金物を面内に配置し固定度を考慮することで、耐力壁の側柱に曲げモーメントが作用する仕様としている。これは①が面外に金物が出ると納まりが悪いため、より現実的な納まりとしたタイプを検討対象としている。②450-SNR1 と③450-SNR2 を比較することで柱頭柱脚金物設置による柱に生ずる曲げモーメントが架構の韌性・耐力に与える影響を考察する。

試験体④450-HDD9 は、③450-SNR2 の柱脚金物を HD から柱割り込み式ドリフトピン接合金物 HD-D9 に変更した仕様である。当該柱脚金物は前年度の耐力壁試験に用いられた金物であり、引張試験においてはビス止め形式の HD 金物よりも耐力・剛性のばらつきが最も小さかったため、高倍率の耐力壁への適用が検討されている。ただし、鋼材面が面内と平行となり、固定度が大きくなるため、その影響が大きい可能性が報告がされている。また、前年度の試験を取りまとめた中さんがこの柱脚の要素試験（曲げ試験）を行うということであるため、その試験結果を参考とする。②450-SNR1③450-SNR2 と④450-HDD9 を比較することで、柱脚金物の固定度が耐力壁の挙動に与える影響を確認する。

試験体⑤240-PC1 は耐力壁 1P の試験体である。柱頭柱脚金物は①240-SNR1 と同様に HD 形式金物を面外に配置しているがボルトを PC 鋼棒に変更し伸びにくい仕様として、通常の耐力壁の仕様のとしての剛性・耐力を確認する。最初に試験を行い、耐力壁の性状を確認する。

3.2 試験体仕様

表 3.2.1 に耐力壁試験一覧を示す。

表 3.2.1 耐力壁試験一覧

試験体番号	試験体名	試験体形式	梁せい	柱頭柱脚金物		HD金物配置	HD金物用ボルト	試験体数	
				柱脚	柱頭				
①	240-PC1	1P 1P+1P	240	高耐力ホール ダウンHi(在来用)		面外	2- ϕ 19(PC鋼棒)	各一体	
②	240-SNR1						2-M18 (SNR490B)		
③	450-SNR1		450			面内	柱頭:2-M18 (SNR490B)		
④	450-SNR2		HD-D9	高耐力 ホール ダウンHi (在来用)	-				
⑤	450-TBD9				柱脚:1-M24 (SNR400B)				

(1) 耐力壁の詳細

図 3.2.1～3.2.5 に各耐力壁試験体図を示す。

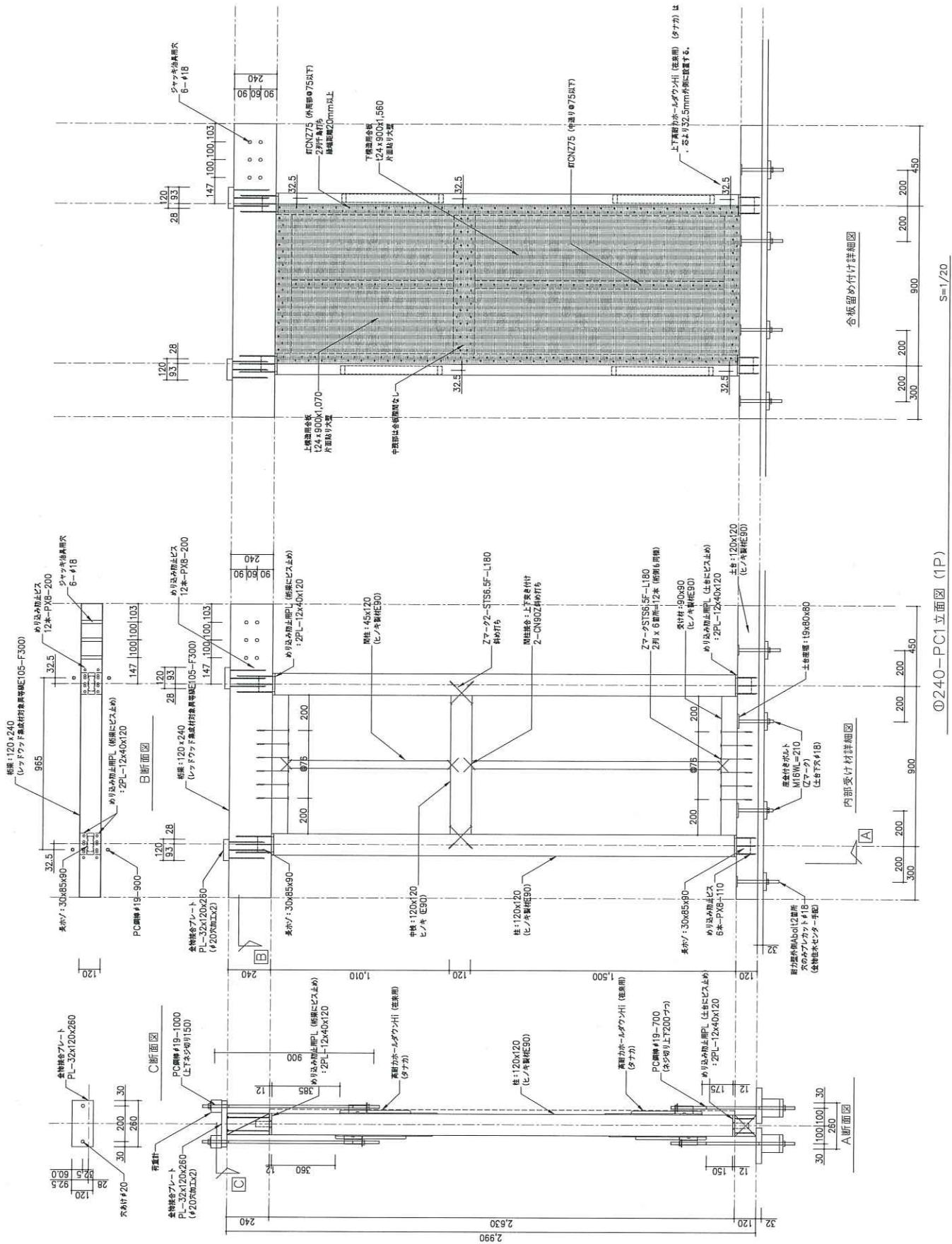


図3.2.1 耐力壁試験体図(240-PC1)

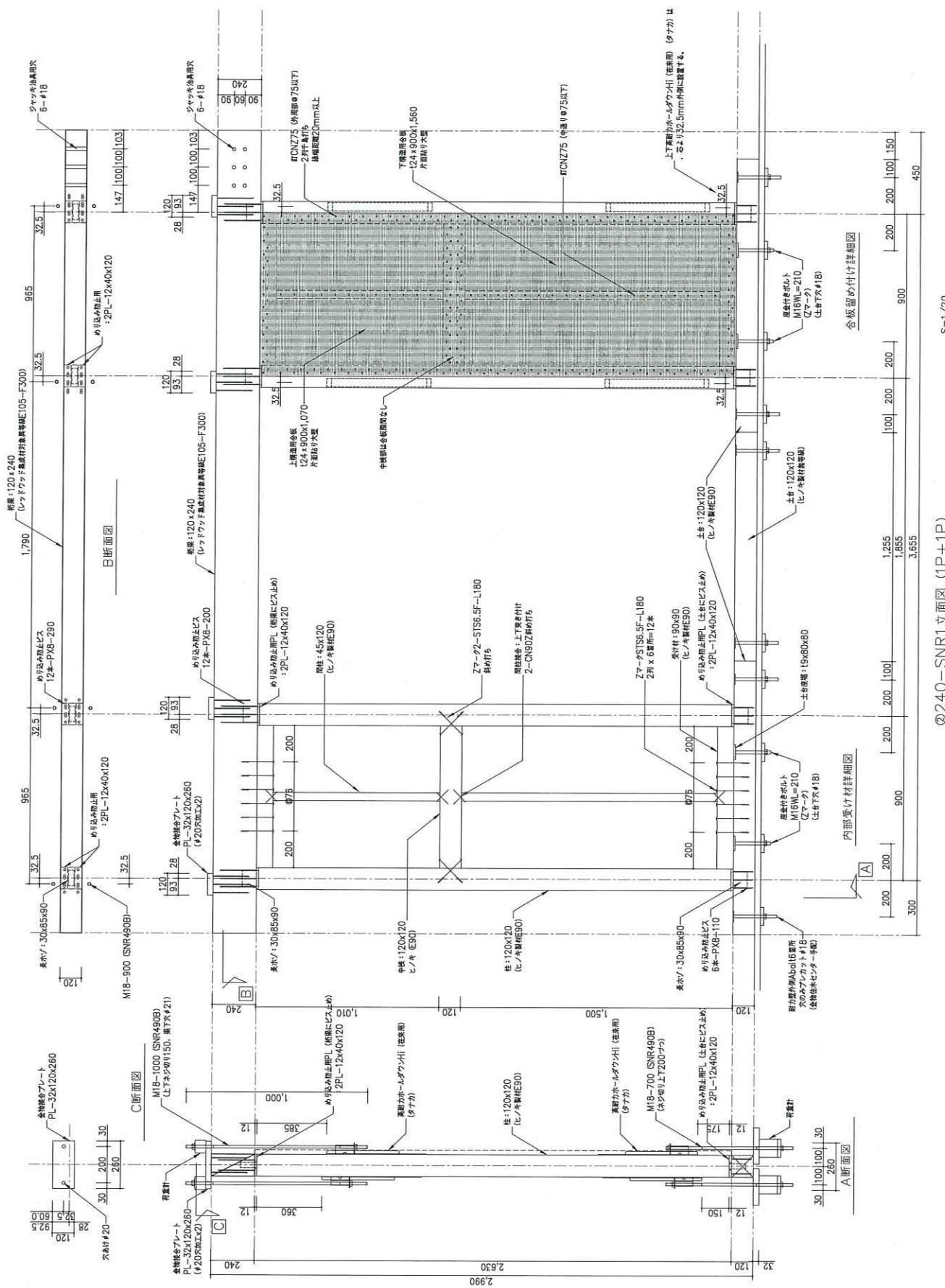


図3.2.2 耐力壁試験体図(240-SNR1)

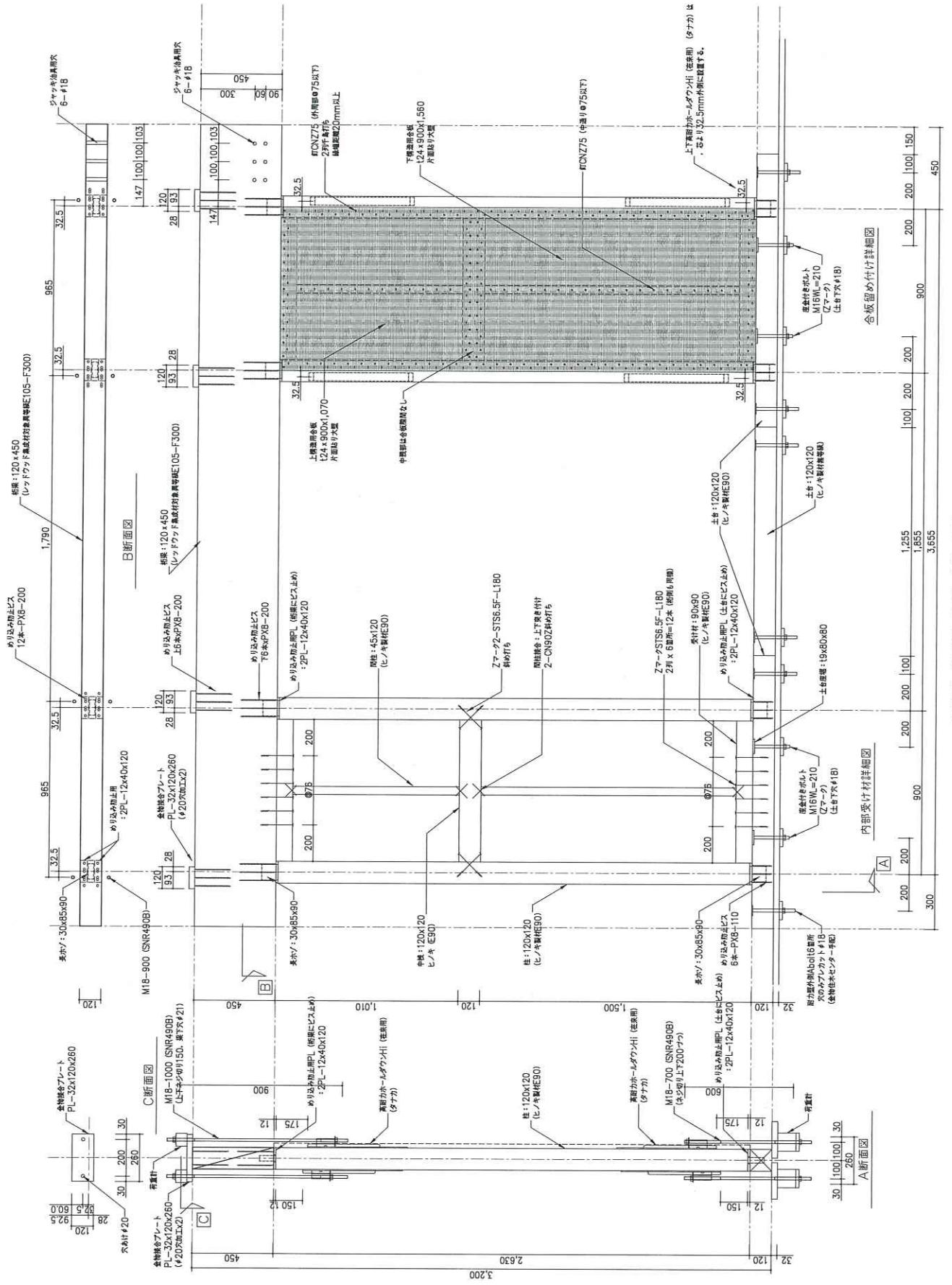


図3.2.3 耐力壁試験体図(450-SNR1)

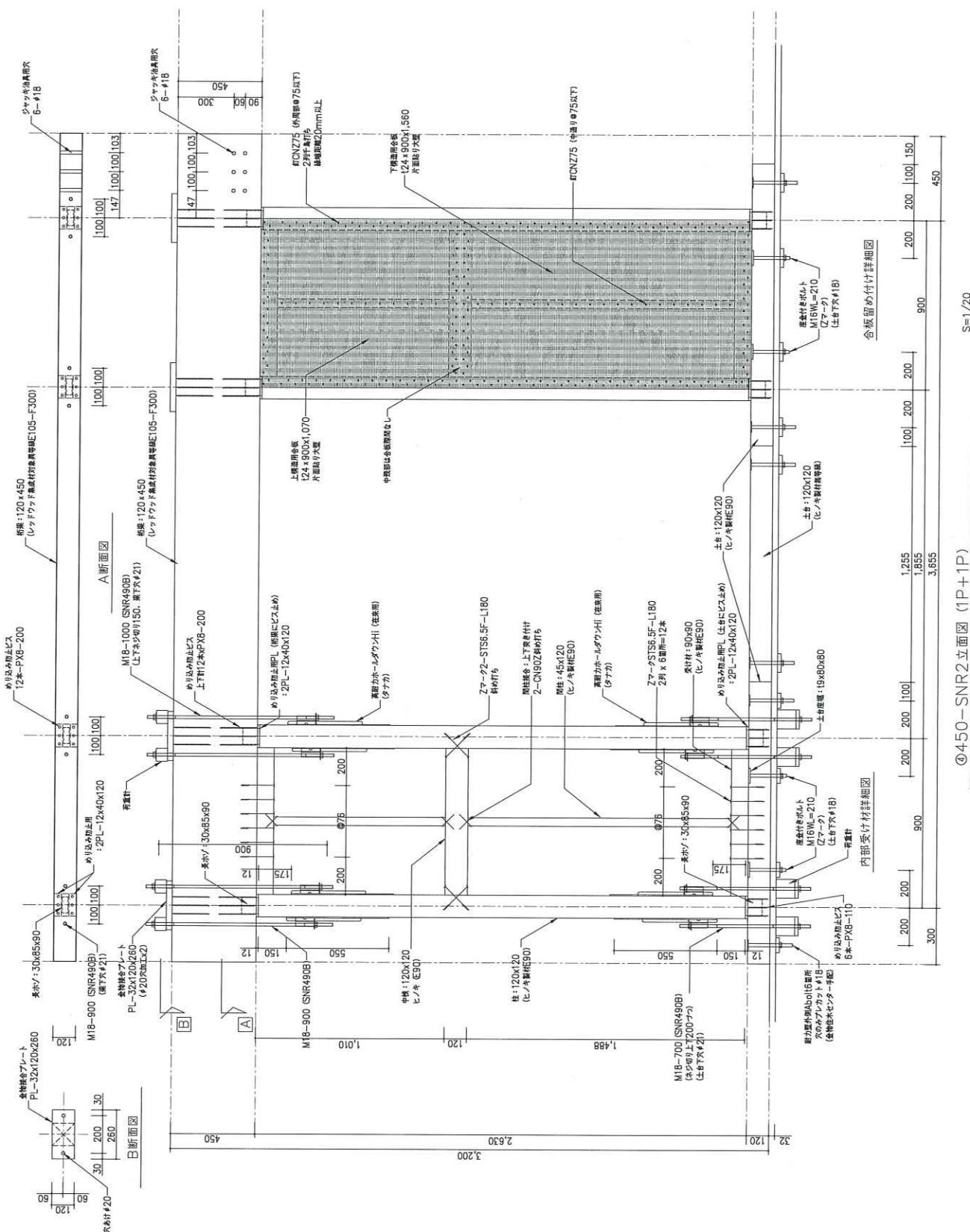


図3.2.4 耐力壁試験体図(450-SNR2)

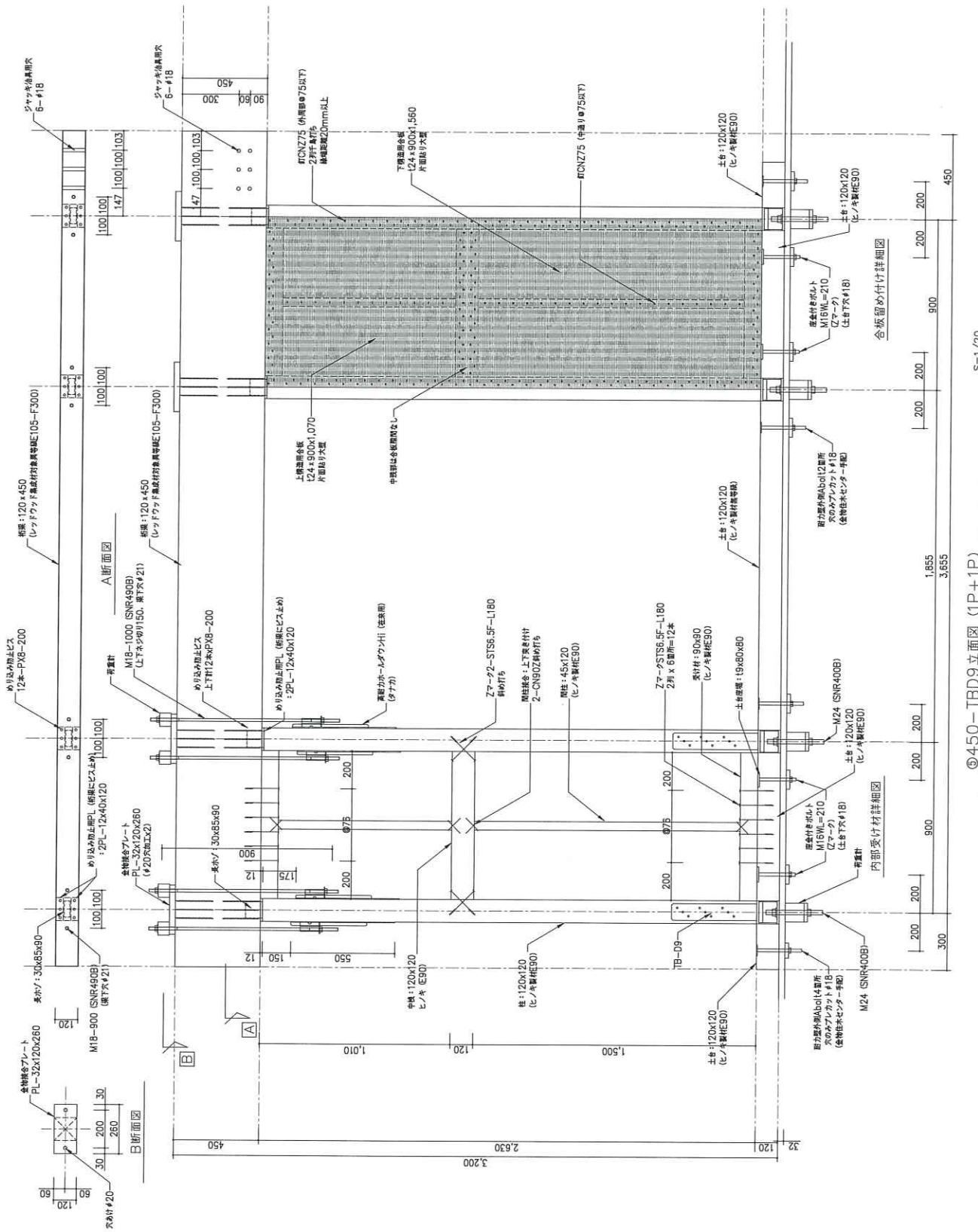


図3.2.5 耐力壁試験体図(450-TBD9)

(2) 木材の密度と含水率

試験体の木材の密度と含水率を示す。密度は質量を体積で除して求め、含水率は高周波式含水率計により測定した。

表 3.2.2 耐力壁試験体の木材の密度と含水率

●240-PC1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.53	15.5
土台	0.44	10.0
右柱	0.45	10.0
左柱	0.51	11.0
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.49	15.0
受材(上)	0.49	11.0
受材(下)	0.48	11.5
胴つなぎ	0.45	10.0
合板(上)	0.44	-
合板(下)	0.43	-

●240-SNR1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.48	10.5
右側の壁		
土台	0.47	9.0
右柱	0.46	8.5
左柱	0.48	9.0
間柱(上)	0.53	12.0
間柱(下)	0.48	9.0
受材(上)	0.58	14.0
受材(下)	0.59	14.0
胴つなぎ	0.46	9.0
合板(上)	0.42	-
合板(下)	0.44	-
左側の壁		
土台	0.50	10.0
右柱	0.42	8.0
左柱	0.47	8.0
間柱(上)	0.59	10.0
間柱(下)	0.48	9.0
受材(上)	0.59	15.0
受材(下)	0.58	15.0
胴つなぎ	0.49	12.0
合板(上)	0.41	-
合板(下)	0.44	-

●450-SNR1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.53	13.5
右側の壁		
土台	0.44	8.0
右柱	0.49	8.5
左柱	0.50	9.0
間柱(上)	0.54	10.5
間柱(下)	0.44	11.0
受材(上)	0.54	13.0
受材(下)	0.56	11.5
胴つなぎ	0.47	8.0
合板(上)	0.44	-
合板(下)	0.44	-
左側の壁		
土台	0.44	8.5
右柱	0.49	10.5
左柱	0.54	9.0
間柱(上)	0.52	12.5
間柱(下)	0.52	12.0
受材(上)	0.54	11.5
受材(下)	0.54	12.5
胴つなぎ	0.43	8.0
合板(上)	0.42	-
合板(下)	0.45	-

●450-SNR2

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.52	10.0
右側の壁		
土台	0.5	12.5
右柱	0.53	9.0
左柱	0.49	9.5
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.49	12.5
受材(上)	0.57	14.0
受材(下)	0.53	12.0
胴つなぎ	0.5	12.5
合板(上)	0.4	-
合板(下)	0.45	-
左側の壁		
土台	0.48	9.0
右柱	0.43	8.5
左柱	0.45	9.5
間柱(上)	0.53	13.0
間柱(下)	0.48	12.5
受材(上)	0.54	12.0
受材(下)	0.52	12.5
胴つなぎ	0.46	9.0
合板(上)	0.42	-
合板(下)	0.44	-

●450-TBD9

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.50	9.5
右側の壁		
土台	0.47	9.0
右柱	0.47	9.5
左柱	0.48	10.0
間柱(上)	0.50	11.0
間柱(下)	0.48	12.0
受材(上)	0.55	12.0
受材(下)	0.54	12.5
胴つなぎ	0.45	8.0
合板(上)	0.44	-
合板(下)	0.44	-
左側の壁		
土台	0.46	10.0
右柱	0.50	9.5
左柱	0.45	8.5
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.47	13.0
受材(上)	0.55	12.0
受材(下)	0.55	12.5
胴つなぎ	0.44	8.0
合板(上)	0.43	-
合板(下)	0.43	-

3.3 試験方法

試験は「木造軸組み工法住宅の許容応力度設計（2017年版）（日本住宅・木材技術センター企画発行）の第4章（試験法と評価方法）に準拠する。

試験方法は無載荷式（柱脚固定式）の面内せん断試験とする。

（1）試験体の固定法

①240-PC1, 240-SNR1,450-SNR1（HD面外取付）

試験体の固定法は、各柱芯から両側200mmの位置に、固定用ボルトM16と角座金80×厚9mmを用い、土台を固定する。2本のHD金物用のボルトは、柱芯から面外に両側100mmの位置に固定する。また、HD接合部と合板との干渉をさけるため、ボルトは面内方向外側に32.5mm偏心させる。

②450-SNR2（HD面内取付）

試験体の固定法は、各柱芯から両側200mmの位置に、固定用ボルトM16と角座金80×厚9mmを用い、土台を固定する。2本のHD金物用のボルトは、柱芯から面内に両側100mmの位置に固定する。

③450-TBD9（柱脚TBD9使用）

試験体の固定法は、各柱芯から両側200mmの位置に、固定用ボルトM16と角座金80×厚9mmを用い、土台を固定する。TBD9はボルトM24により、柱芯位置に固定する。

(2) 加力計画

繰り返し加力は同一ステップで3階の繰り返しとし、見かけのせん断力が $1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30$ [rad] (1/30radのみ1回) の正負交番とした。加力が最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで加力するか、変形角が $1/10$ radに達するまで加力する。

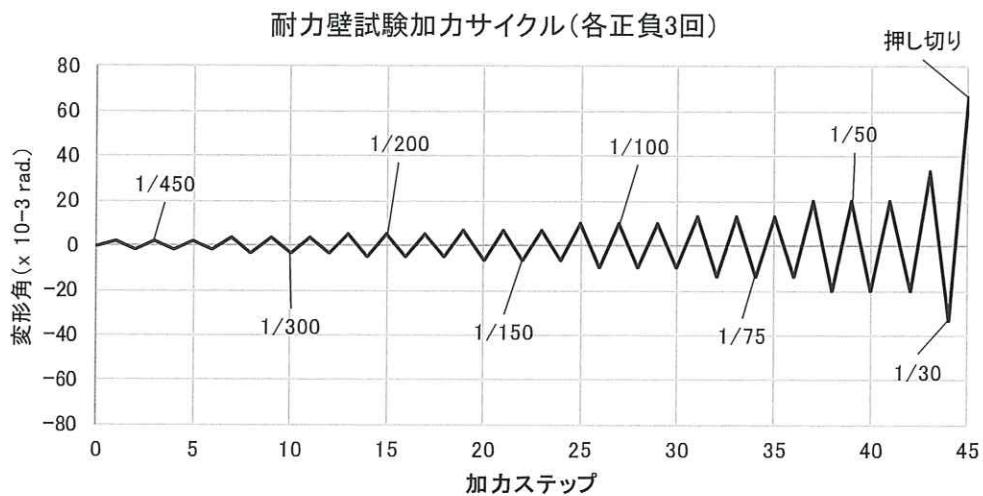


図 3.3.1 耐力壁試験加力サイクル (変形角基準)

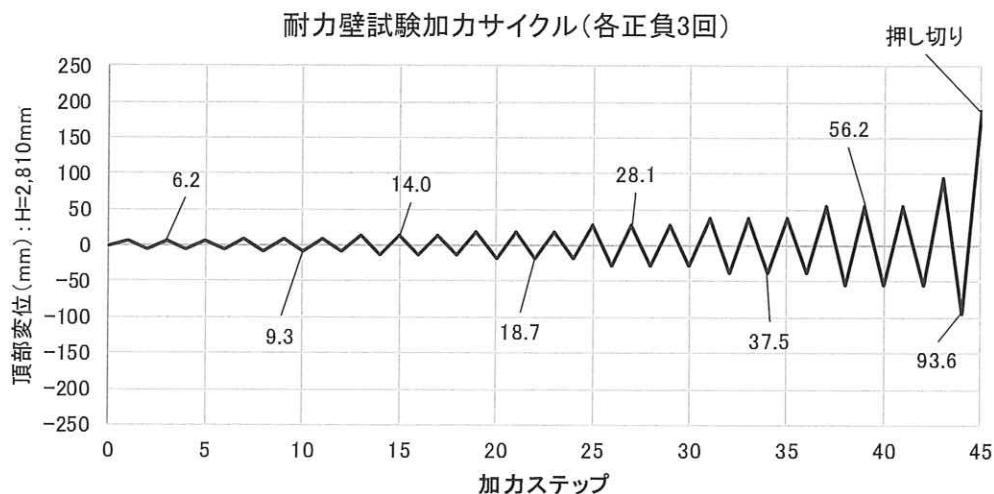


図 3.3.2 耐力壁試験加力サイクル (頂部変位基準)

(3) 計測に用いた機器

計測に用いた機器の詳細は次の通りである。

ロードセル：容量 100kN、200kN

変位計：容量 500mm,出力 $20 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、容量 300mm,出力 $33 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、容量 100mm,出力 $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$

ひずみゲージ：ゲージ長さ 20mm

(4) 変位計配置計画

図 3.3.3～図 3.3.6 に各試験の変位計配置図を示す。

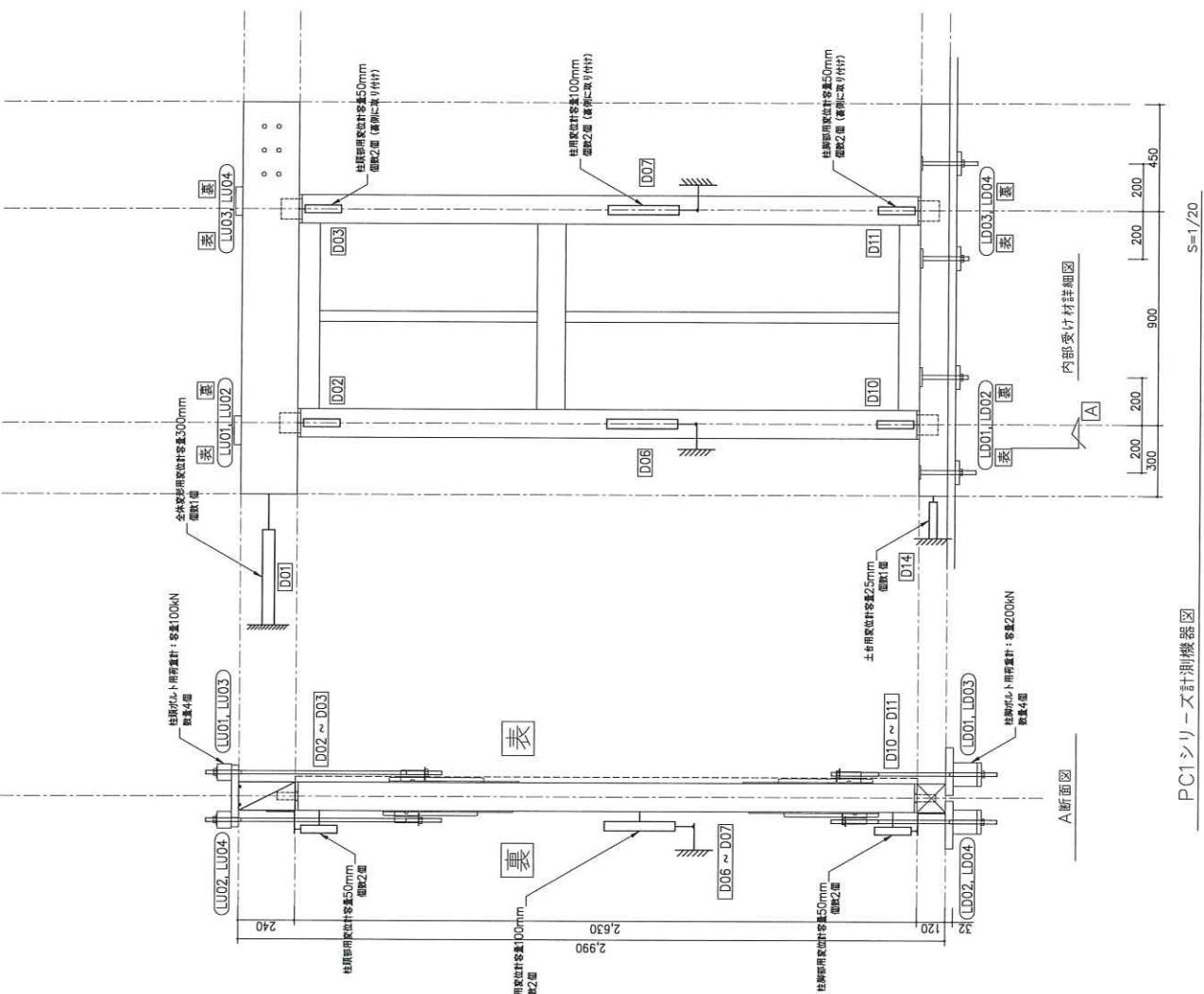


図3.3.3 変位計配置図(240-PC1)

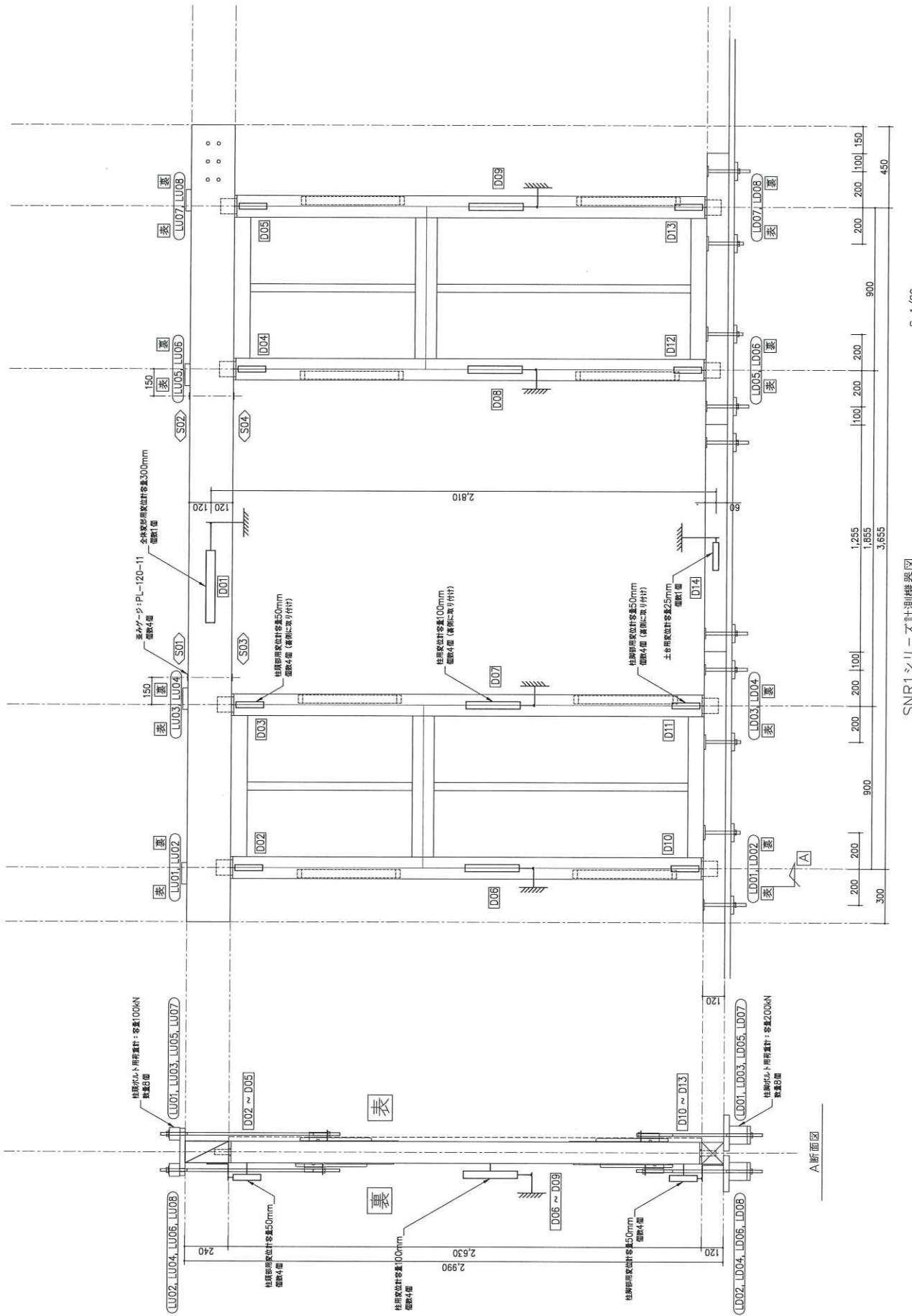


図3.3.4 変位計配置図(240-SNR1, 450-SNR1)

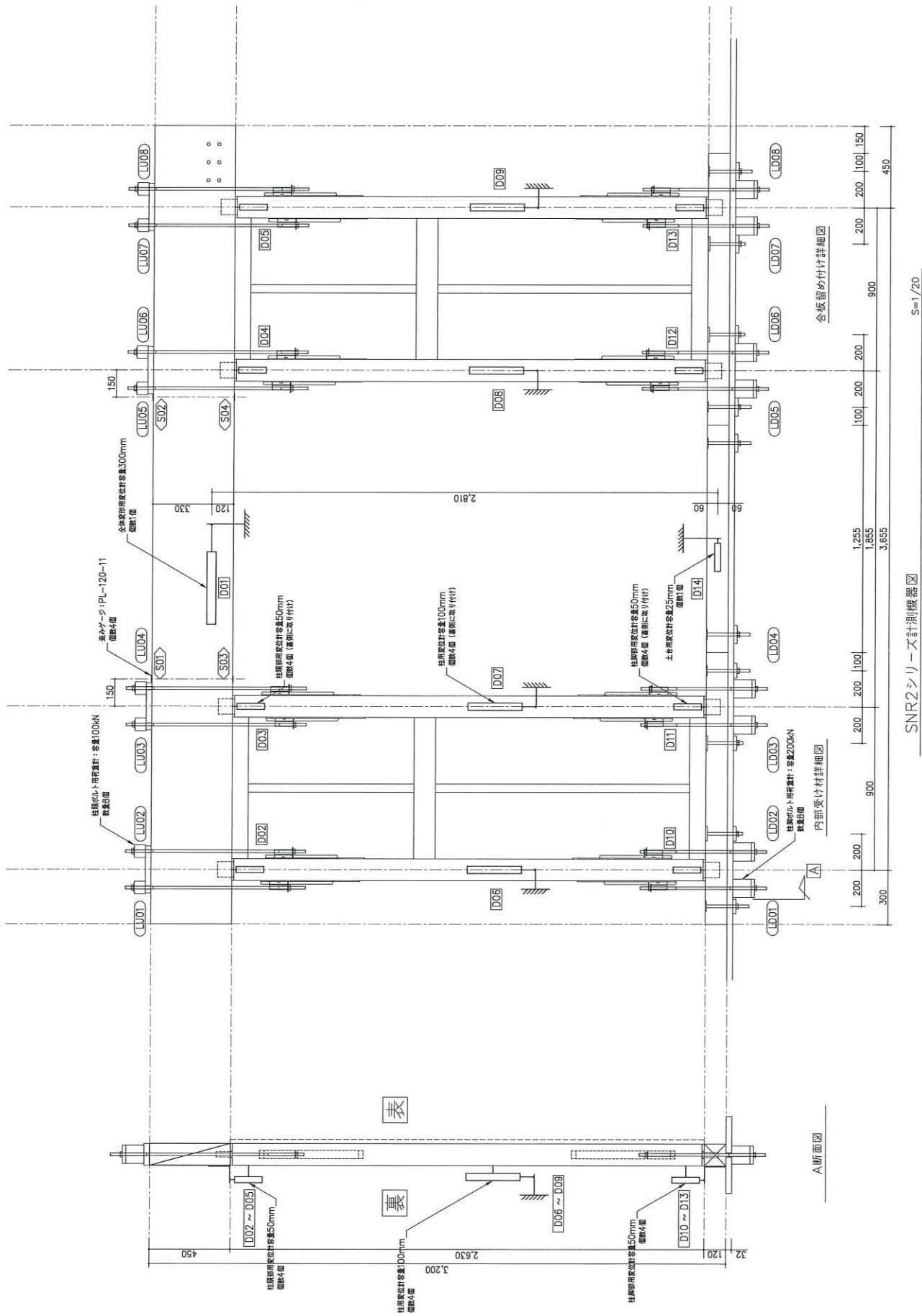
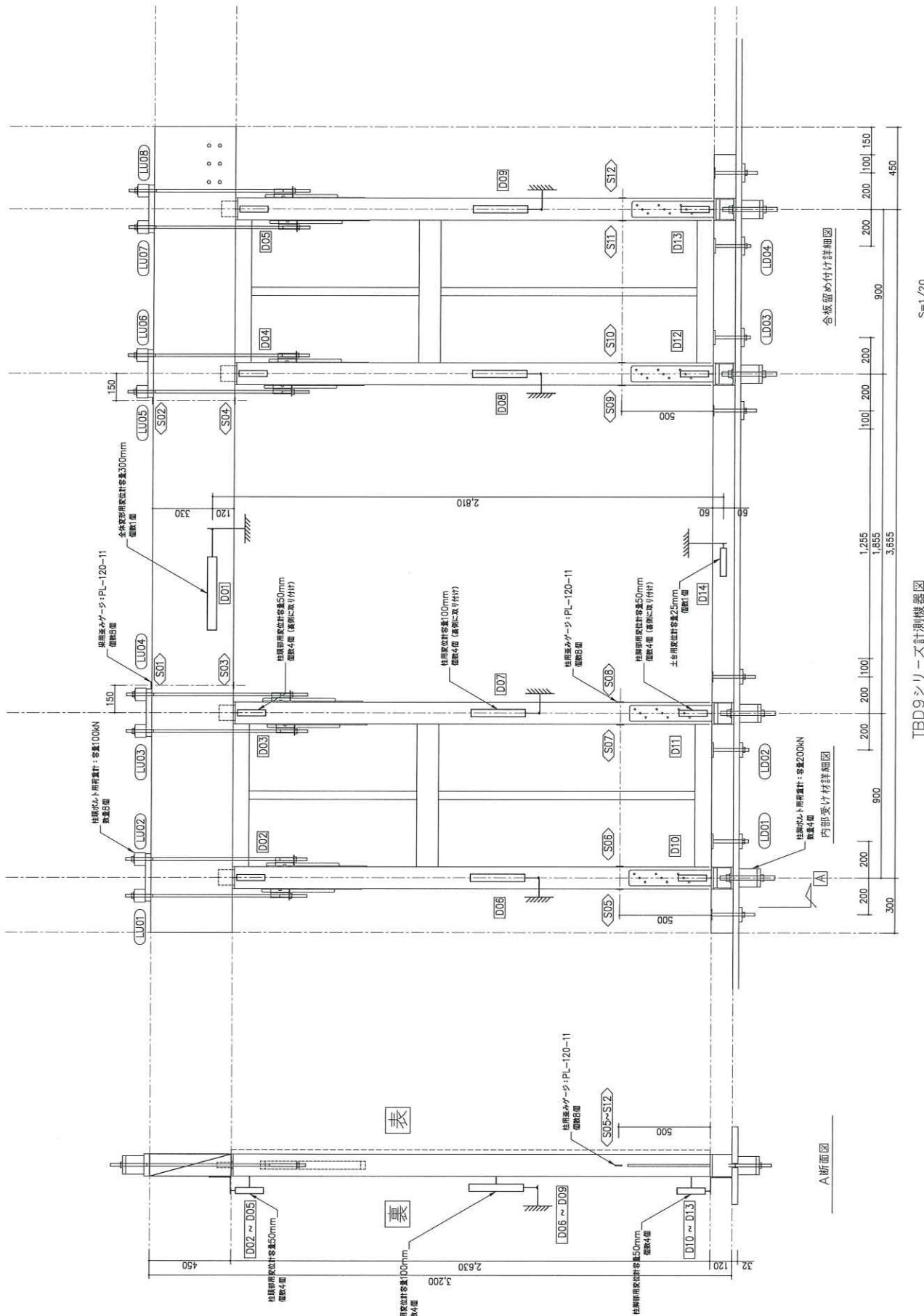


図3.3.5 変位計配置図(450-SNR2)



3.4 評価方法

(1)せん断変形角の算出

見かけのせん断変形角(γ)、脚部のせん断変形角 (θ)、真のせん断変形角 (γ_0) は、次式により算出する。

見かけのせん断変形角 (rad)

$$\gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad \dots \quad (1)$$

脚部のせん断変形角 (回転角) (rad)

$$\theta = (\delta_3 - \delta_4) / V \quad \dots \quad (2)$$

真のせん断変形角 (rad)

$$\gamma_0 = \gamma - \theta \quad \dots \quad (3)$$

但し、

δ_1 : 梁材の水平方向変位 (mm) (変位計 H_1)

δ_2 : 土台の水平方向変位 (mm) (変位計 H_2)

H : 変位計 H_1 と H_2 の間の標点間距離 (mm)

δ_3 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V_3)

δ_4 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V_4)

V : 変位計 V_3 と V_4 の間の標点間距離 (mm)

なお、 δ_3 及び δ_4 は浮き上がりを正とする。

(2)包絡線の作成

包絡線は、荷重-変形曲線より繰り返し加力のピークをできるだけ補助的な計測点を結びながら 順次作成する。

(3)完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の算定

完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方

降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 、最大耐力 P_{max} 及び塑性率 μ 等は、荷重-変形曲線の終局加力を行った側の包絡線より、下記の手順で求める（付図1参照）。なお、2.1.6 (3) の「短期基準せん断耐力の算定」では、変位を変形角と読み替える。

- 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第I直線を引く。
- 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第II直線を引く。
- 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第IV直線を引く。
- 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 δ_y とする。
- 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第V直線とし、それを初期剛性 K と定める。

- g) 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位又は特定変位 $1/15\text{rad}$ (又は 30mm) のいずれか小さい変位を終局変位 δ_u と定める。
- h) 包絡線と X 軸及び δ_u で囲まれる面積を S とする。
- i) 第V直線と δ_u と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第VI直線を引く。
- j) 第V直線と第VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。
- k) 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_v)$ とする。
- l) 試験体の変形角が $1/15\text{rad}$ (又は 30mm) を超えて最大荷重に達しない場合には、 $1/15\text{rad}$ の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

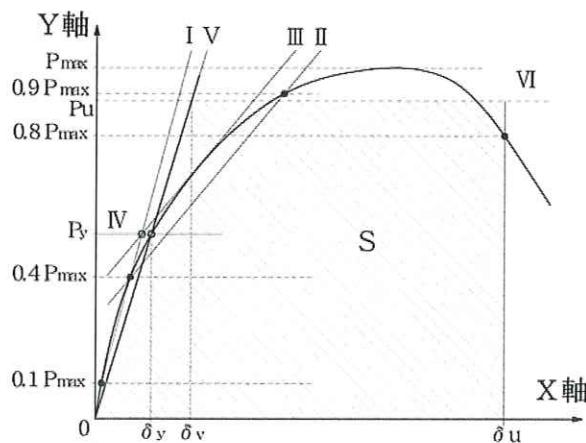


図 3.4.1 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力の求め方

(4) 短期基準せん断耐力の算定

短期基準せん断耐力 P_0 及び軸組フレームの短期基準せん断耐力 fP_0 は、下記の(a)～(d)で求めた耐力の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち最も小さい値とする。なお、本試験は各一体の実施のため、ばらつき係数は考慮しないものとする。

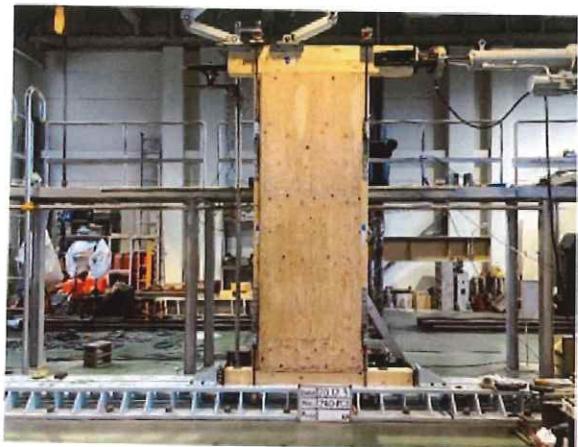
また、単体耐力壁(240-PC1)は真のせん断変形角 $1/150\text{rad}$ とするが、複数耐力壁 (240-PC1 以外) については、それぞれの真のせん断変形角を有するため、見かけのせん断変形角 $1/120\text{rad}$ によって評価する。なお、複数耐力壁は桁梁の押さえ込み効果により、単体耐力壁よりも曲げ変形が小さくなるため、安全側の評価となる。

- (a) 降伏耐力 P_y
- (b) 終局耐力 P_u に $(0.2 / \sqrt{2\mu - 1})$ を乗じたもの
- (c) 最大耐力 P_{max} の $2/3$
- (d) 特定変形時の耐力 (柱脚固定式単体壁：真のせん断変形角 $1/150\text{rad}$, 柱脚固定式複数壁：見かけのせん断変形角 $1/120\text{rad}$)

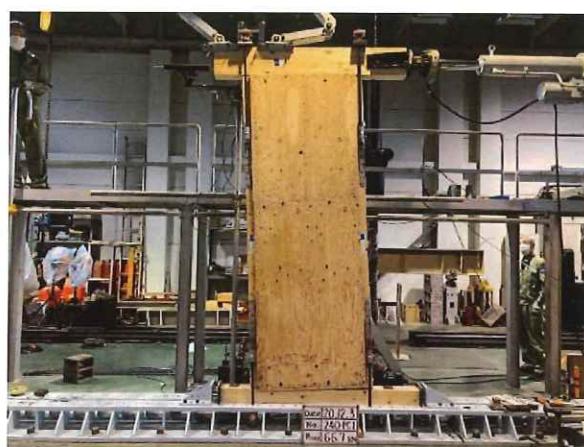
3.5 耐力壁試験結果

3.5.1 耐力壁試験状況

(1) 240-PC1



試験体設置時



加力終了時



HD 接合部付近の柱の曲げ引張破壊(裏)



HD 接合部付近の柱の曲げ引張破壊(表)

試験状況:

最終加力 1/20 の時点で、引張側柱脚のホールダウン接合部で、柱の木部が破壊して、急激に耐力が低下して試験を終了した。2 本のボルトの最大軸力の平均値は約 90kN であった。HD の短期基準接合耐力は 68.1kN であるため、最大軸力としては小さめであるが、これは柱の外側に偏心して取り付いているためであり、曲げ引張の影響が大きいと考えられる。

(2) 240-SNR1



試験体設置時



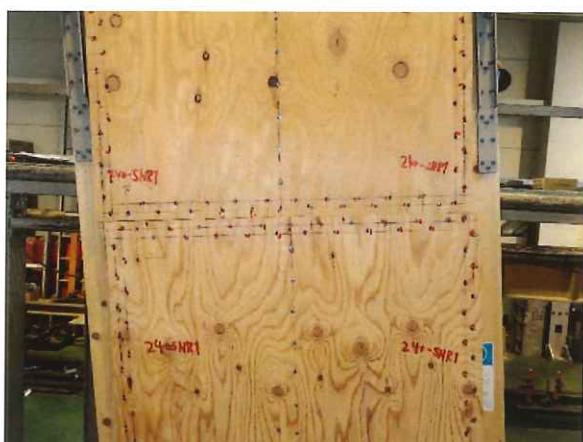
加力終了時



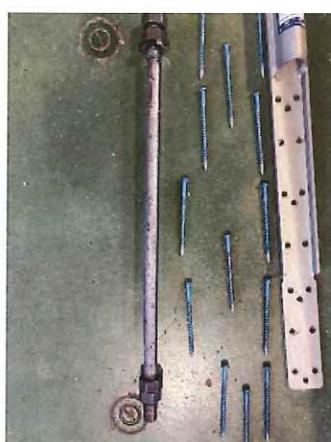
右側耐力壁の柱頭部
(杭は変形するが破壊に至らず)



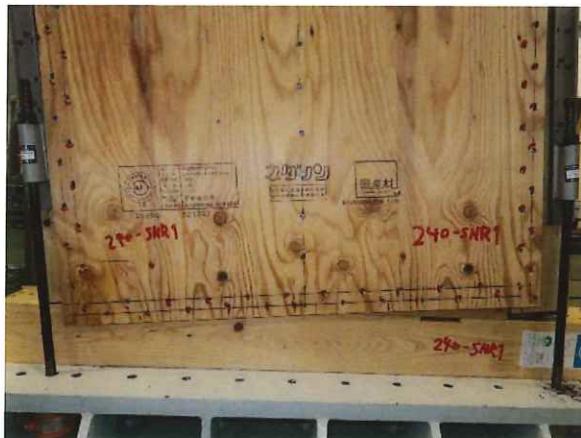
左壁圧縮側柱頭部
(めり込み小さい)



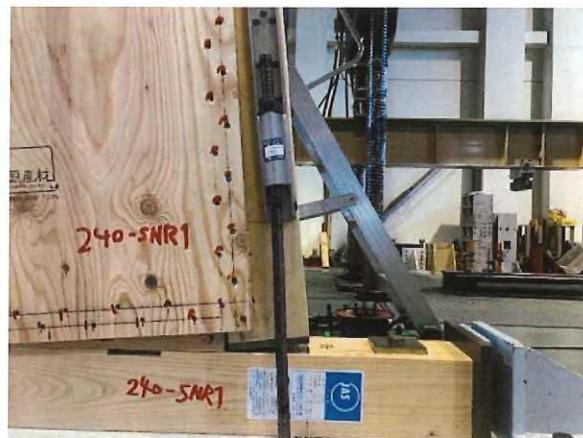
合板継目部状況



引張側アンカーボルト(メッキが剥れあり)



右側耐力壁の脚部



右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の圧縮側柱脚部

試験状況：

1/10まで押し切ったが、特に脆性的な破壊は見られなかった。面外に取り付けたホールダウン金物は柱の外側に配置され、曲げ引張の影響が懸念されたが、破壊は見られなかった。引張が最も生じる右側壁のアンカーボルトは加力終了時にはメッキがはがれしており、十分伸びていることが確認できた。ボルトは軸力 70kN/本で降伏し、1/10における最大軸力でも約 80kN/本と試験①で確認できた HD の最大耐力 90kN に比べて小さいことがわかる。240 せいの桁梁は曲げ破壊には至らなかった。めり込み補強した部分について、鉛直めり込みは最終的にも 2.5mm 程度で、あり三角形めり込みの最大最小変位が±6mm 程度となった。

(3) 450- SNR 1



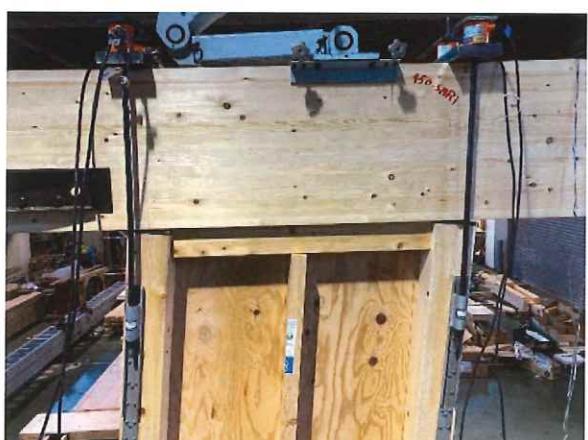
試験体設置時



加力終了時



HD 接合部(やや側面の隆起あり)



右側耐力壁の柱頭部(裏面)



右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の合板継目部



右側耐力壁の圧縮柱脚部



右側耐力壁の引張柱脚部



右側耐力壁の引張柱脚部

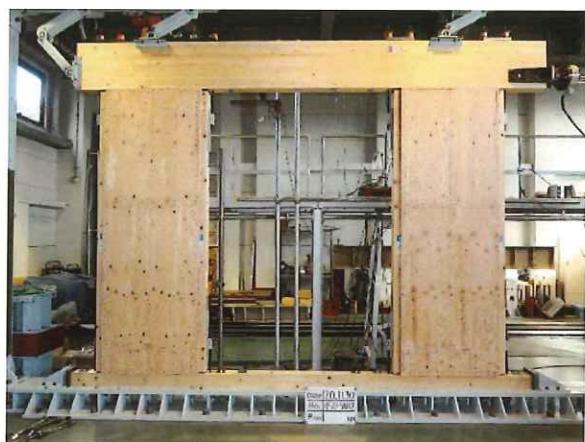


右側耐力壁の圧縮柱脚部

試験状況：

剛性がやや高い程度で、右側引張柱脚部のアンカーボルトの伸びており（メッキが剥がれにより確認）、目立った破壊は見られずほぼ②240-SNR1と同様の状況だった。柱頭・柱脚部のめり込みは圧縮縁で1~2mm程度であり、めり込み補強の効果が目視でも確認できた。

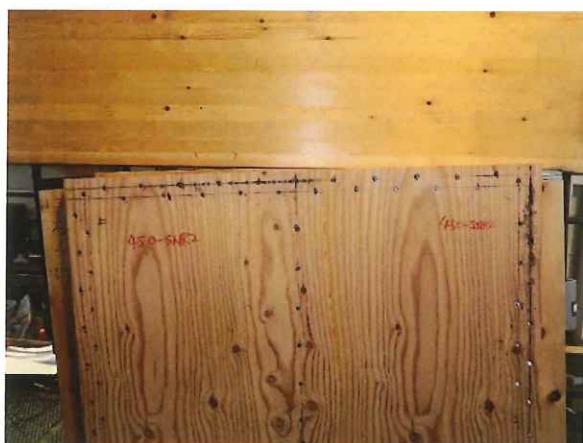
(4) 450- SNR 2



試験体設置時



加力終了時



右側耐力壁の柱頭部



右側耐力壁の圧縮側柱頭部



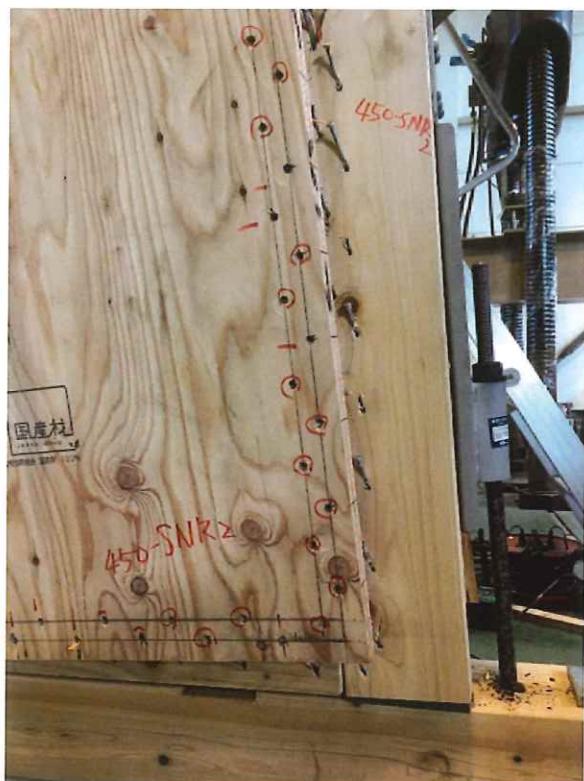
左側耐力壁の合板継ぎ目部



右側耐力壁の柱頭部(裏側)



右側耐力壁の柱脚部
(ボルトの伸び、HD 接合部破壊なし)



右側耐力壁の柱脚部
(釘頭貫通、ボルトの伸び、)



右側耐力壁引張側柱脚部
(HD 接合具に沿った割れ、釘頭貫通)



右側耐力壁引張側柱脚の HD 接合部
(HD 接合具に沿った割れ、ボルトメッキ剥落)



右側耐力壁引張側柱脚部(HD 上部での破断)



右側耐力壁引張側柱脚部(面材側 HD)



解体後右側壁フレーム



解体後右側壁右柱脚部

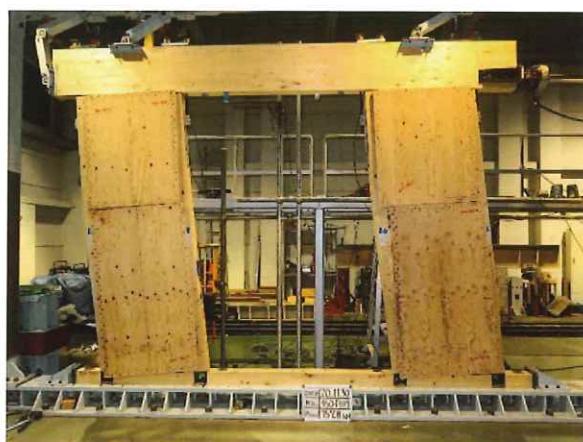
試験状況:

最終加力において、引張力が最大となる左側壁の柱脚 HD 金物部分で、破壊が生じたが、耐力は保ったまま 1/10 まで変形して終了した。破壊したのは、外側の HD であり、破壊時の軸力は 85.7kN であった。面外配置だと HD の軸力が不均衡になり、片側の軸力が大きくなり、試験体①と同様に曲げ引張の影響で破壊したと考えられる。

(5) 450- TBD9



試験体設置時



加力終了時



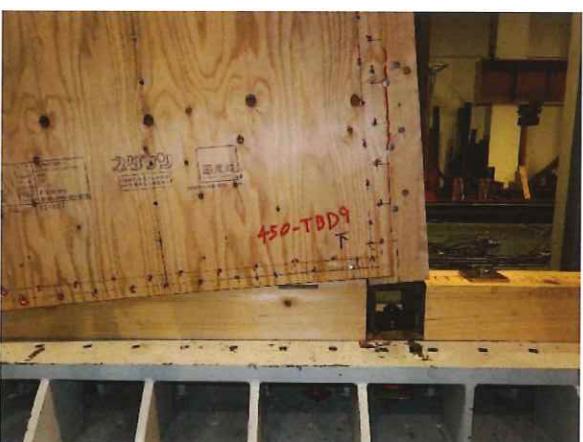
柱脚金物接合 TBD9



左側耐力壁の圧縮側柱脚部



右側耐力壁合板継ぎ目(中棟割裂破壊)



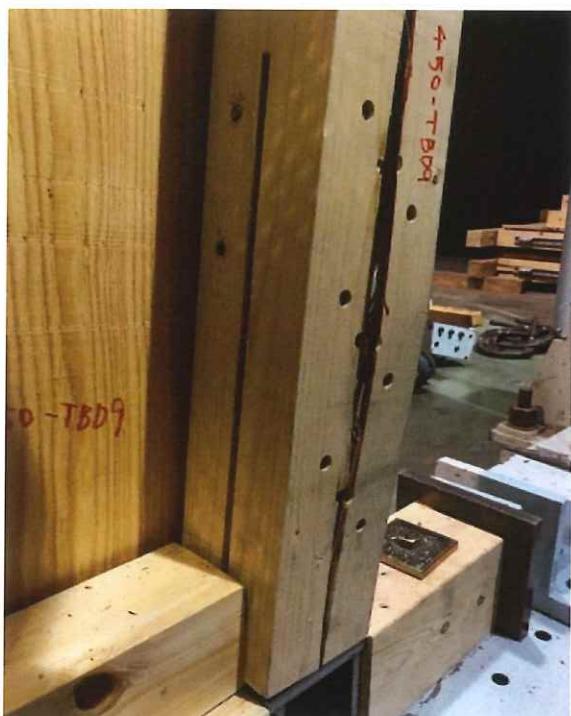
右側耐力壁の圧縮側柱脚部



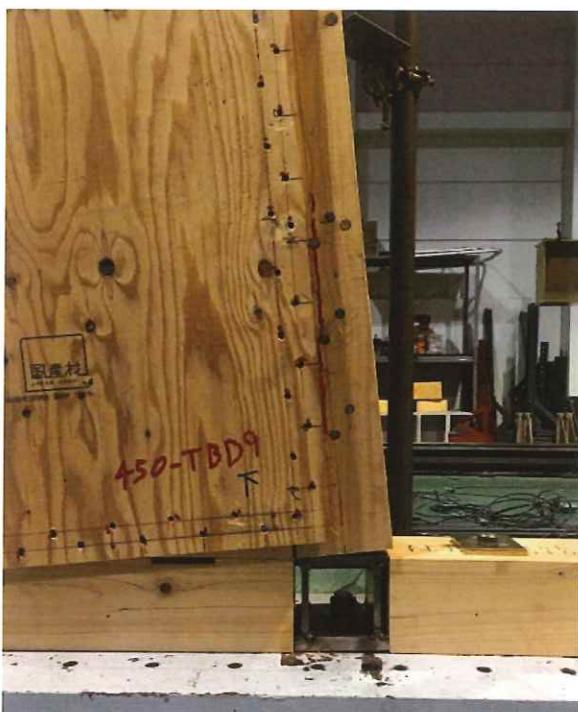
右側耐力壁の下部(合板剥離)



左側耐力壁の圧縮側柱脚部(柱割裂)



左側耐力壁の圧縮側柱脚部(裏)
(DP沿い柱割裂)



右側耐力壁の引張側柱脚部
(DP沿い柱割裂)

試験状況:引張側の柱脚金物の剛性はHD(SNR490)よりも大きいため、圧縮柱側に変形が生じた。この影響

で、右側下部合板が外れた。最終加力時に圧縮側柱の柱脚金物中央列DP部分に沿って割裂が起き、

徐々に耐力を減少させながら終了した。

3.5.2 耐力壁試験結果

(1) 240-PC1

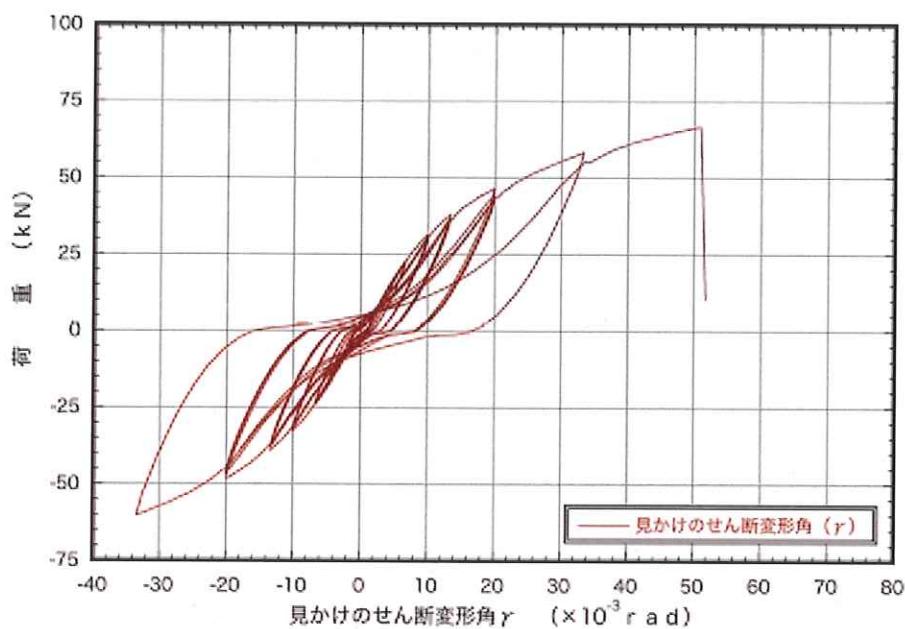


図 3.5.2.1 :240-PC1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

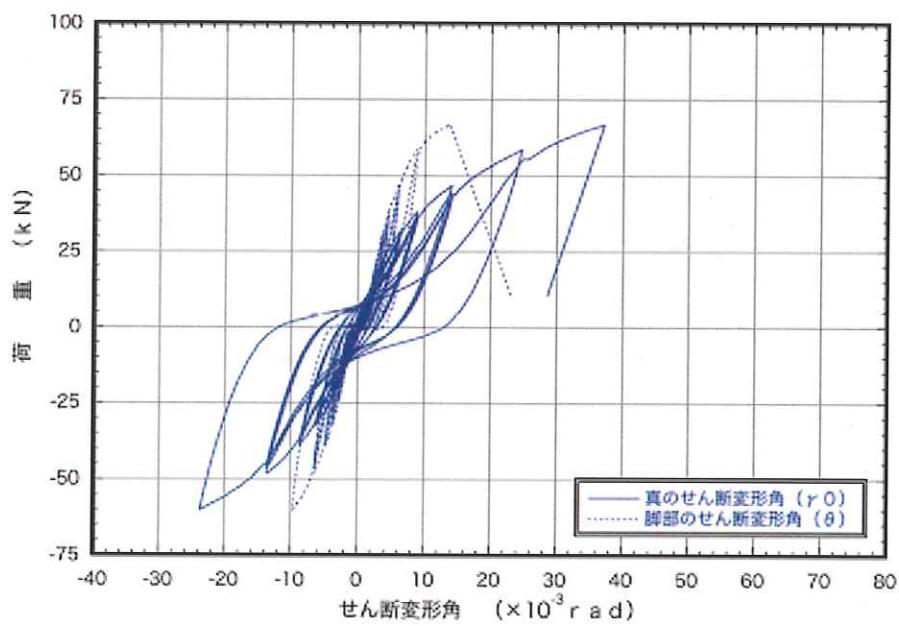


図 3.5.2.2 :240-PC1 荷重一真のせん断変形角曲線

(2) 240-SNR1

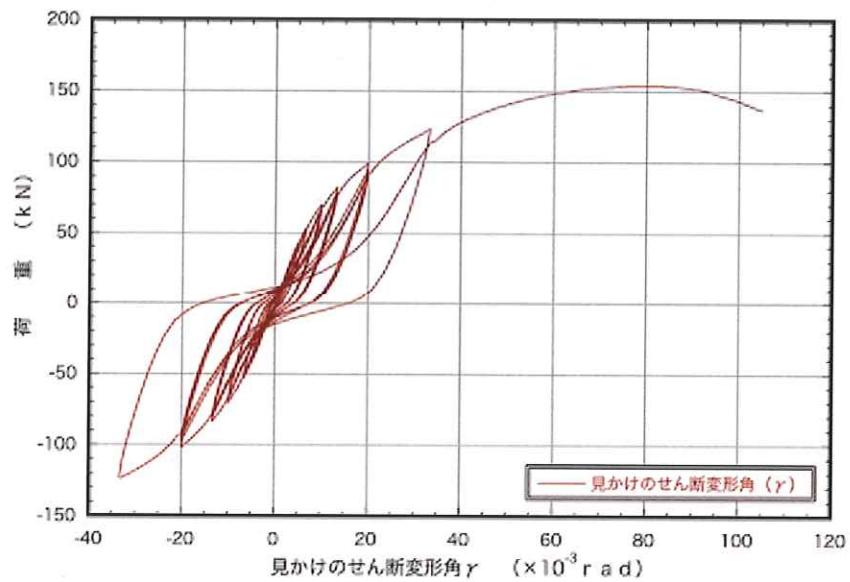


図 3.5.2.3 :240- SNR1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(3) 450-SNR1

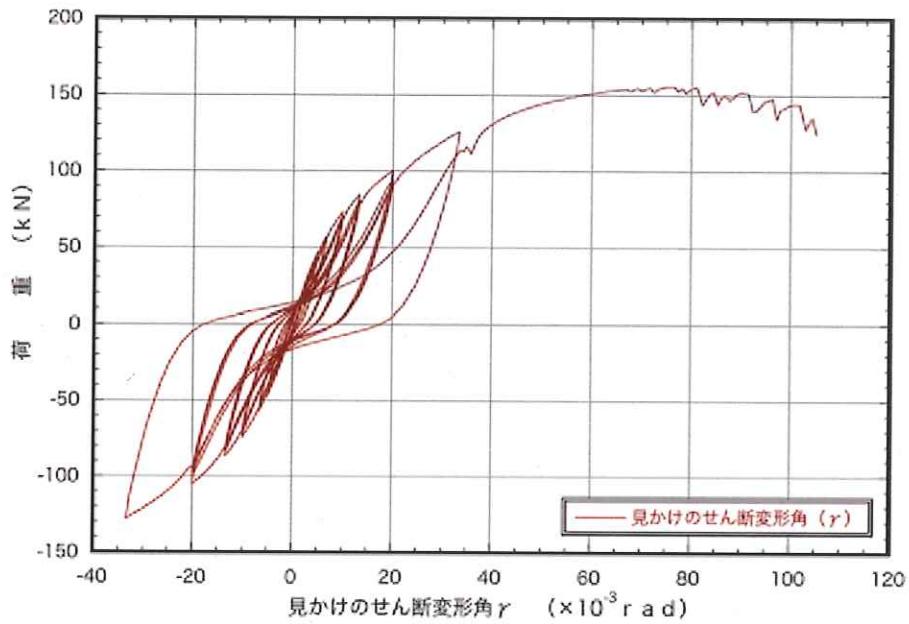


図 3.5.2.4 :450-SNR1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(4) 450-SNR2

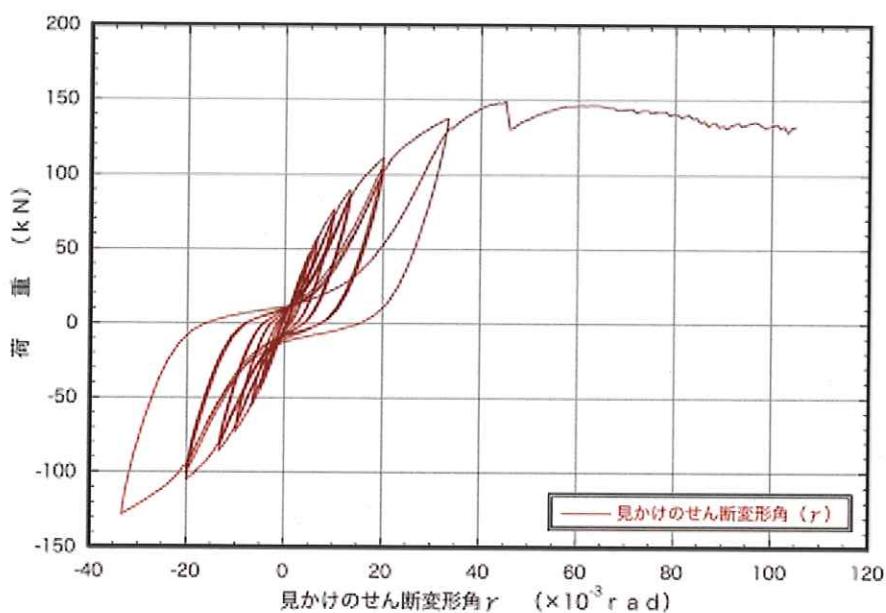


図 3.5.2.5 :450-SNR2 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(5) 450-TBD9

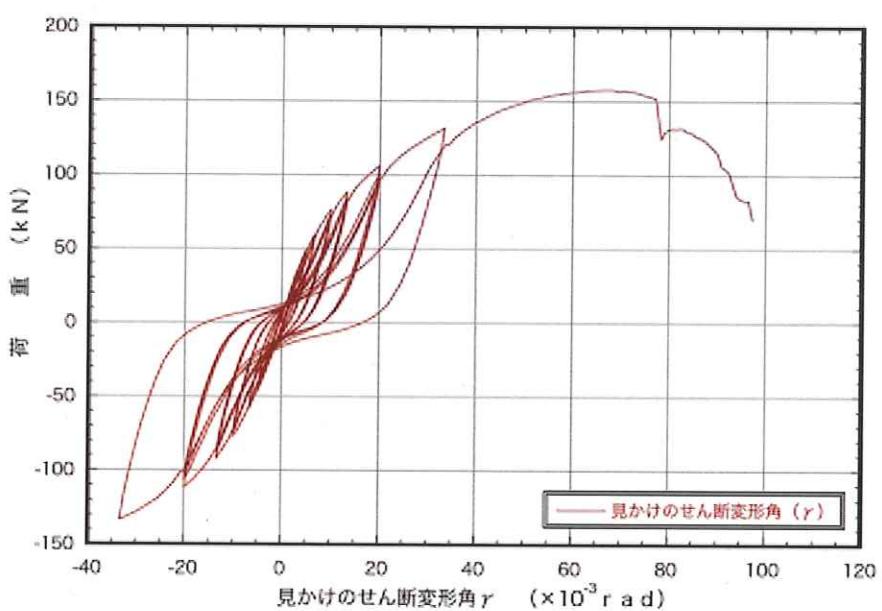


図 3.5.2.6 :450-TBD9 荷重一見かけのせん断変形角曲線

3.5.3 包絡線及び完全弾塑性モデル

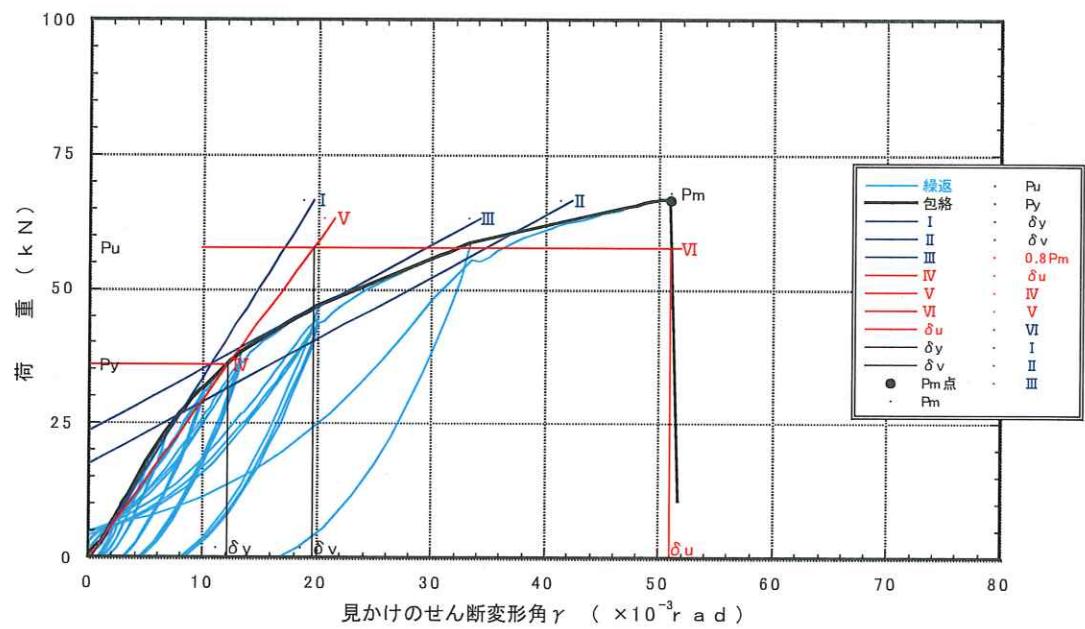


図 3.5.3.1 :240-PC1 包絡線及び完全弾塑性モデル

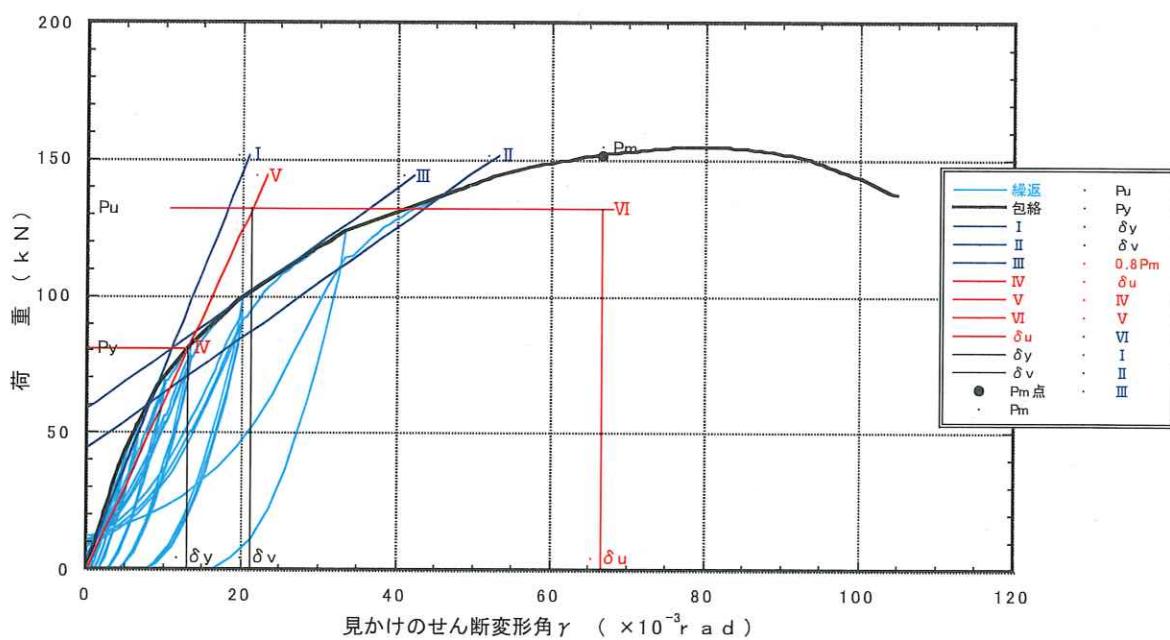


図 3.5.3.2 :240-SNR1 包絡線及び完全弾塑性モデル

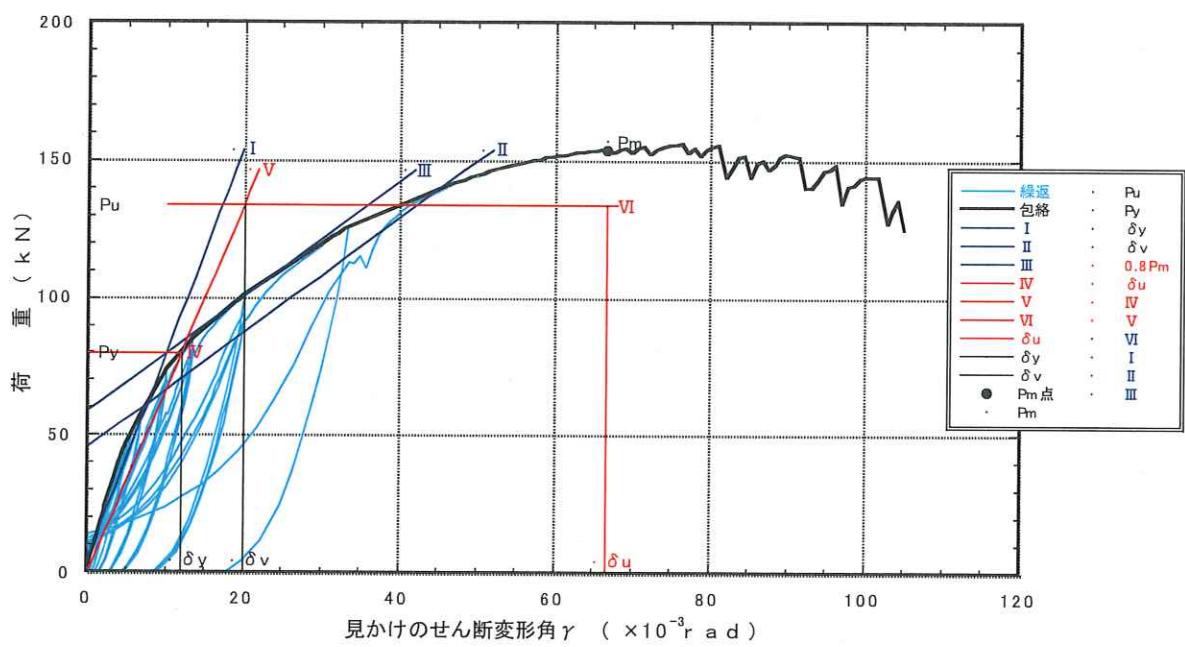


図 3.5.3.3 :450-SNR1 包絡線及び完全弾塑性モデル

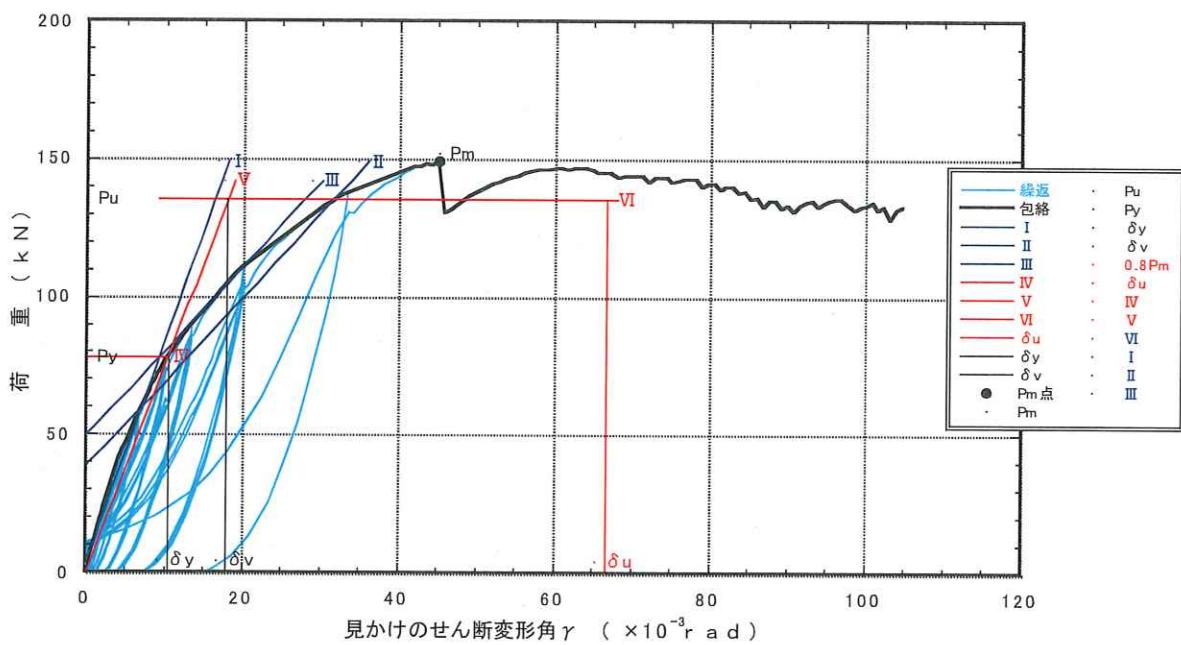


図 3.5.3.4 :450-SNR2 包絡線及び完全弾塑性モデル

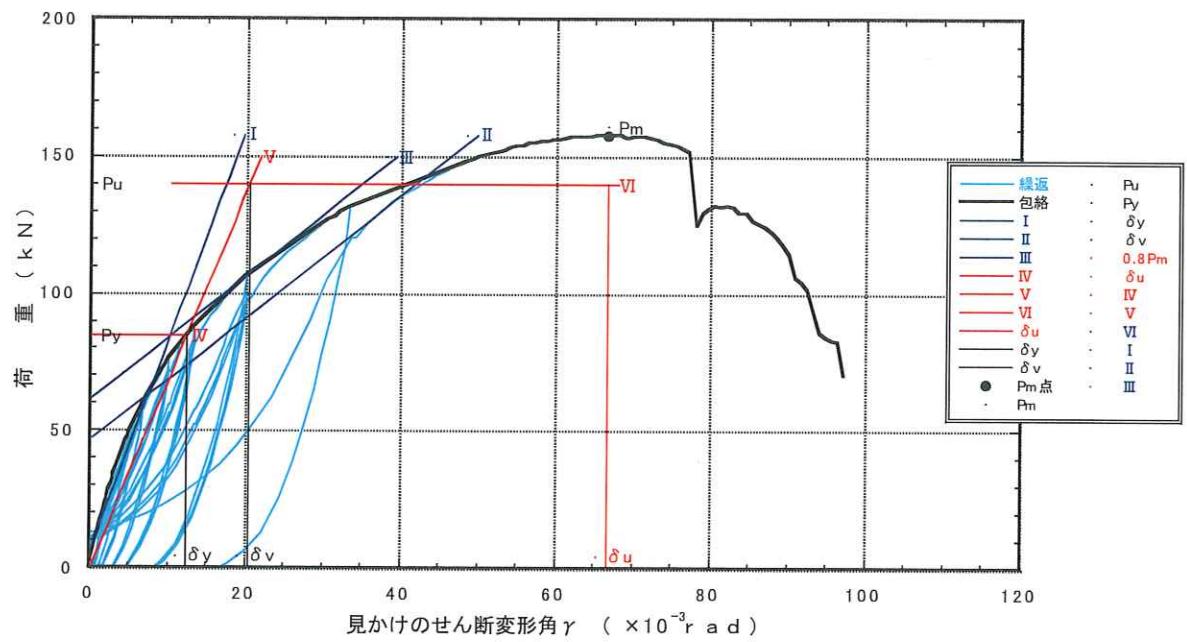


図 3.5.3.5 : 450-TBD9 包絡線及び完全弾塑性モデル

3.5.4 特性値

(1) 単体耐力う壁試験体の特性値(240-PC1)

表 3.5.4.1 見かけのせん断変形角から算出した特性値

変形角	見かけ	
試験方法	無載荷式	
壁長	0.9m	
試験体記号	240-PC1	
最大耐力 P_{max}	(kN)	66.7
最大耐力時変形角 δ_{max}	(10^{-3} rad)	50.93
降伏耐力 P_y	(kN)	35.9
降伏変形角 δ_y	(10^{-3} rad)	12.19
終局耐力 P_u	(kN)	57.6
終局変形角 δ_u	(10^{-3} rad)	50.93
降伏点変形角 δ_v	(10^{-3} rad)	19.56
剛性 K	(MN/rad)	2.95
塑性率 μ		2.60
構造特性係数 D_s		0.49
$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	23.6
$2/3 P_{max}$	(kN)	44.5
一定変形時耐力(kN)		
見かけ 1/300rad		11.5
見かけ 1/200rad		17.6
見かけ 1/120rad		27.6
真 1/150rad		32.4

表 3.5.4.2 壁長 0.9mあたりの短期基準せん断耐力と試算した試験倍率

試験体記号	240-PC1	
① P_y	(kN)	35.9
② $P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	23.6
③ $2/3 P_{max}$	(kN)	44.5
④ 真 P_{150}	(kN)	32.4
短期基準せん断耐力	(kN)	23.6
試験倍率		13.3

注) 短期基準せん断耐力にはばらつき係数は乗じていない。
また、試験倍率には低減係数 α は乗じていない。

(2) 複数耐力壁試験体の特性(240-SNR1, 450-SNR1, 450-SNR2, 450-TBD9)

表 3.5.4.3 見かけのせん断変形角から算出した特性値

変形角		見かけ			
試験方法		無載荷式			
壁長		1.8m			
試験体記号		240-SNR1	450-SNR1	450-SNR2	450-TBD9
最大耐力 P_{max}	(kN)	151.8	154.0	149.2	157.7
最大耐力時変形角 δ_{max}	(10^{-3} rad)	66.67	66.67	45.06	66.67
降伏耐力 P_y	(kN)	80.9	79.7	78.0	84.5
降伏変形角 δ_y	(10^{-3} rad)	13.01	11.90	10.35	12.29
終局耐力 P_u	(kN)	132.1	133.5	135.4	139.7
終局変形角 δ_u	(10^{-3} rad)	66.67	66.67	66.67	66.67
降伏点変形角 δ_v	(10^{-3} rad)	21.24	19.94	17.95	20.32
剛性 K	(MN/rad)	6.22	6.70	7.54	6.88
塑性率 μ		3.14	3.34	3.71	3.28
構造特性係数 D_s		0.44	0.42	0.39	0.42
$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	60.7	63.6	68.6	65.9
$2/3 P_{max}$	(kN)	101.2	102.7	99.5	105.1
一定変形時耐力(kN)					
見かけ 1/300rad		30.3	33.9	34.0	36.6
見かけ 1/200rad		43.1	46.7	47.3	49.0
見かけ 1/120rad		62.1	65.5	67.8	68.1

表 3.5.4.4 壁長 1.8mあたりの短期基準せん断耐力と試算した試験倍率

試験体記号		240-SNR1	450-SNR1	450-SNR2	450-TBD9
① P_y	(kN)	80.9	79.7	78.0	84.5
② $P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	60.7	63.6	68.6	65.9
③ $2/3 P_{max}$	(kN)	101.2	102.7	99.5	105.1
④ 見かけ P_{120}	(kN)	62.1	5.5	67.8	68.1
短期基準せん断耐力	(kN)	60.7	63.6	67.8	65.9
試験倍率		17.2	18.0	19.2	18.6

注) 短期基準せん断耐力にはばらつき係数は乗じていない。

また、試験倍率には低減係数 α は乗じていない。

4 考察

4.1 土台めり込み試験結果に対する検討

本試験におけるめり込み補強は柱木口面に鋼板プレートと土台側にフルスレッドビスを6本配置したものである。補強した土台(120CBT)と無補強の土台(120CBTA)のめり込み試験結果を比較すると、剛性・耐力とも倍以上となり、十分な効果を発揮していることが確認できた。

ここで、ビスを杭のように考えると、補強部分のめり込み抵抗機構は、以下の様に想定することができる。

①めり込み抵抗とビスの押込抵抗の和

②ビス群を一体の抵抗要素とみなした場合の、周面抵抗とビスの先端部のめり込み抵抗の和

①はビスの間隔が大きくビス周面の抵抗とめり込み抵抗が一体的に抵抗する場合であり、全体の抵抗バネはそれぞれの並列バネと考えることができる。

②はビスの間隔が小さい場合であり、ビスが打たれた範囲を一体的とみなすことができる。この場合、ビス先端側付近でめり込み変形が起こると考えられる。このめり込み抵抗とビスにより一体となった部分の周面のせん断抵抗が全体の抵抗となり、バネはそれぞれの並列バネとなる。

ここで、スギE70及びベイマツE110に纖維直交方向に打ったビスの引抜試験結果(PX8貫入量105)の荷重-変位関係(図4.1.3、図4.1.4)と補強なしのめり込み試験結果(図4.1.5)との単純和を図4.1.6、図4.1.7に示す。本試験の木材はヒノキE90であるので、実際にはこれらの中間の値を示すと考えられる。補強後の荷重-変位関係と比較すると、耐力はめり込み試験結果より小さいが、剛性としては同程度となる。従って、めり込み補強効果はビスの押込耐力とめり込み耐力の和と考えておけば安全側といえる。今回の補強はビスの間隔は40程度であるが、上述①の抵抗機構と考えられる。

力学的な機構の解明は今後の課題となる。

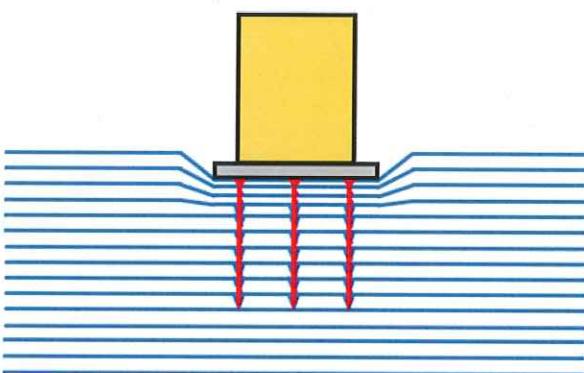


図 4.1.1 めり込み抵抗とビスの押込抵抗の和

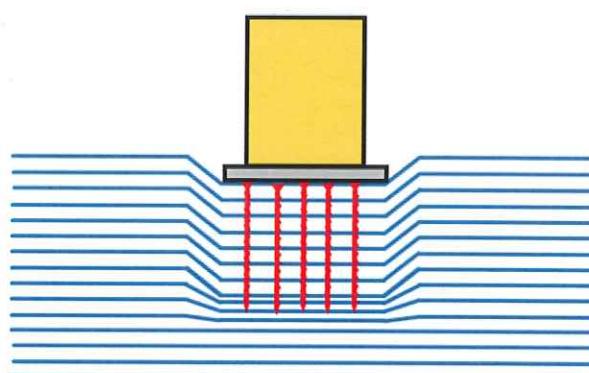


図 4.1.2 ビスの群杭周面抵抗とビスの先端のめり込み抵抗の和

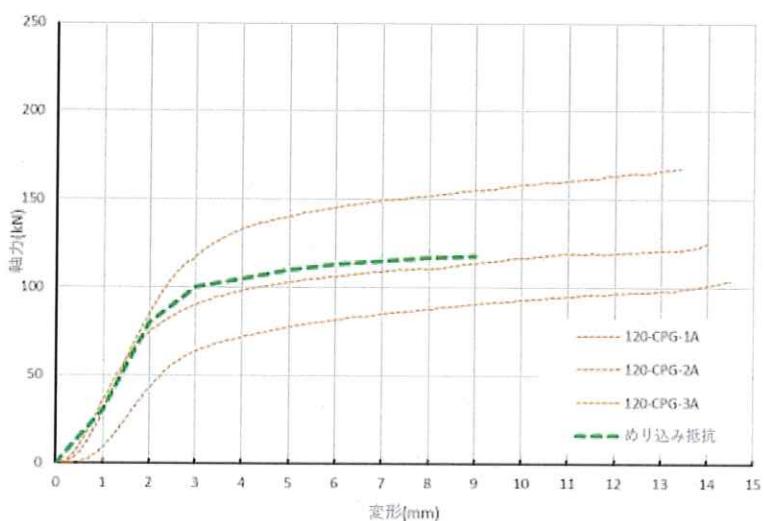


図 4.1.3 土台のめり込み試験の荷重-変位関係 (120-CPG A, ヒノキ E90)

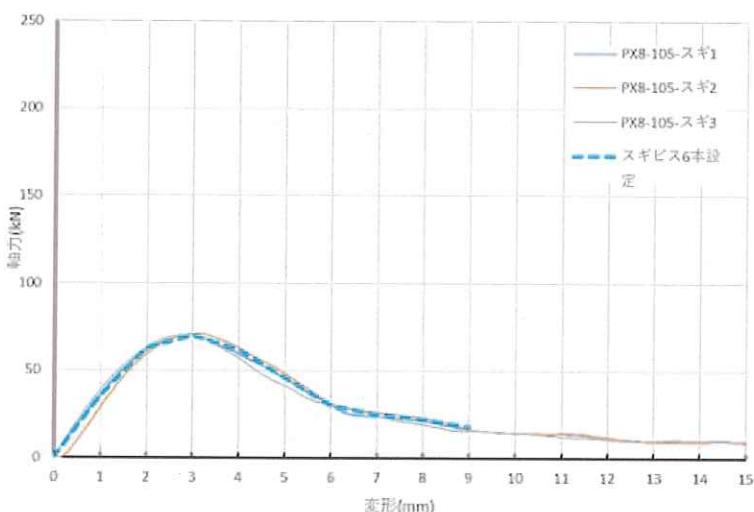


図 4.1.4 繊維直交方向ビス引張試験の荷重-変位関係 (スギ E70, 貫入量 105mm)

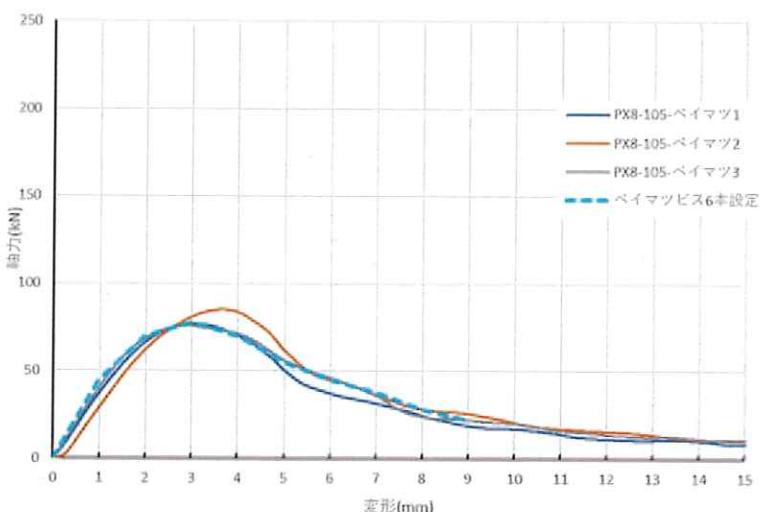


図 4.1.5 繊維直交方向ビス引張試験の荷重-変位関係 (ペイマツ E110, 貫入量 105mm)

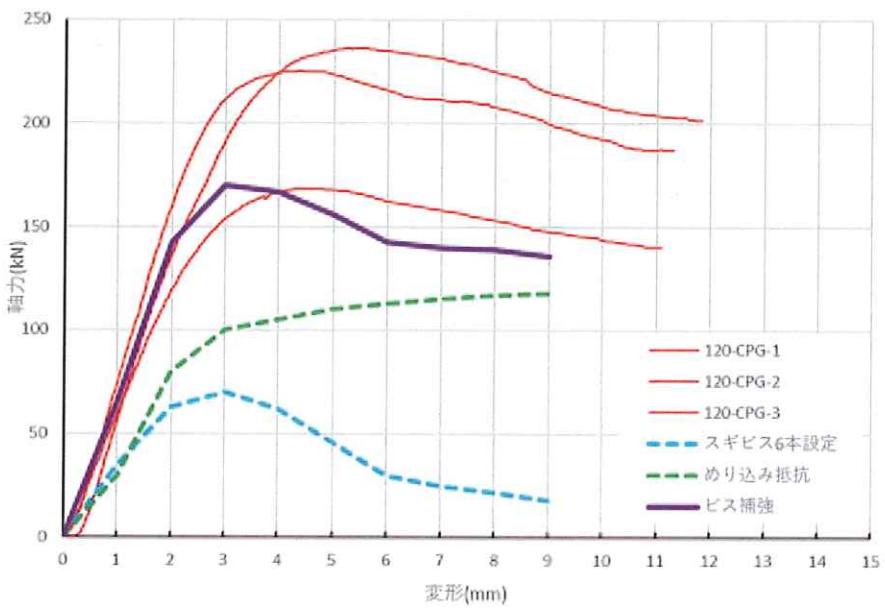


図 4.1.6 ビス補強した土台めり込み試験による荷重-変位関係
(スギの引抜試験結果によるビス抵抗とめり込み抵抗との比較)

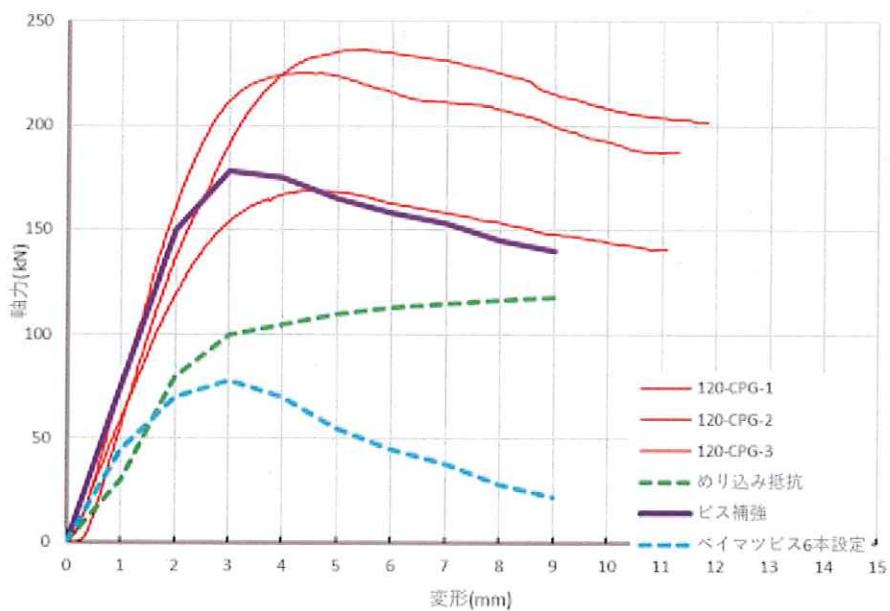


図 4.1.7 ビス補強した土台めり込み試験による荷重-変位関係
(ペイマツの引抜試験結果によるビス抵抗とめり込み抵抗との比較)

4.2 解析による耐力壁の荷重-変位関係の推定

本指針では耐震計算ルート3において、Ds値や保有水平耐力は増分解析から求める方法を提案している。本章では、本試験体に対し、解析値と試験値との比較を行い、モデル化の妥当性を確認する。解析モデルは、各部材を線材置換し、接合部には要素試験結果から求めた弾塑性バネ・弾性バネを配置した。解析にはMidas iGenを用いた。

4.2.1 各部の復元力特性

(1) 面材の復元力特性

240-PC1の試験結果は柱脚が先行破壊したため、最大耐力を確認できなかった。従って、面材の復元力特性は、同じ釘配置・面材仕様の耐力壁である令和元年度における中大規模木造用の合板貼り耐力壁の面材試験報告書^{※1}を参考にトリリニアモデルを作成する。

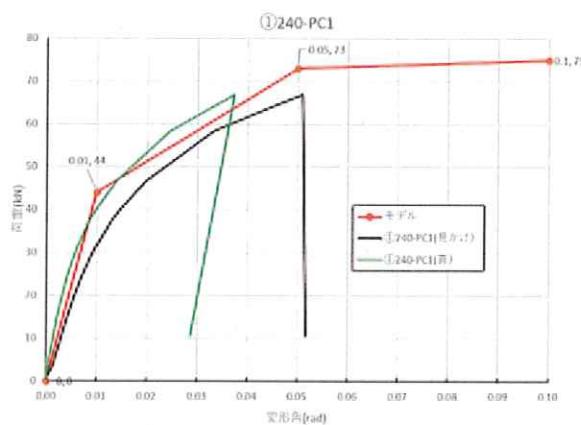


図 4.2.1.1 ①240-PC1 の耐力壁の復元力特性

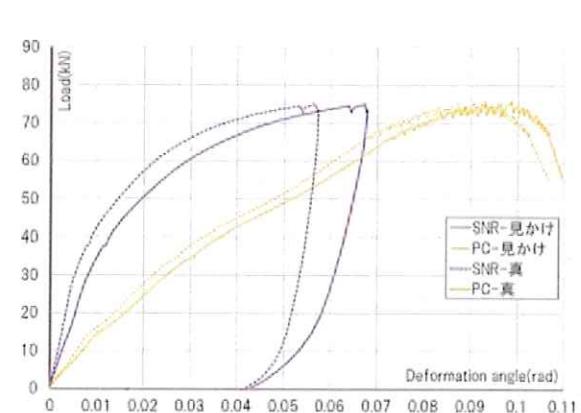


図 4.2.1.2 試験体 2A(※1)の耐力壁の復元力特性

(2) 柱頭柱脚 HD 接合部の引張方向の復元力特性

HD柱脚金物引張試験に基づき、トリリニアモデルを作成する。

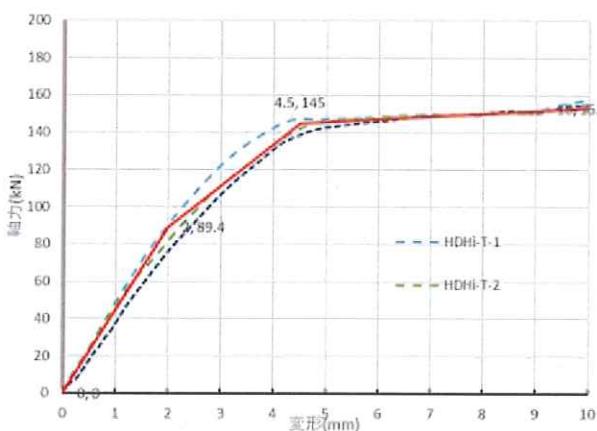


図 4.2.1.3 HD 柱脚金物引張試験 荷重-変位関係

(3) 土台・桁に対する柱の圧縮方向復元力特性

土台・桁のめり込み試験に基づき、図 4.2.1.4～6 に示すように圧縮剛性を設定する。

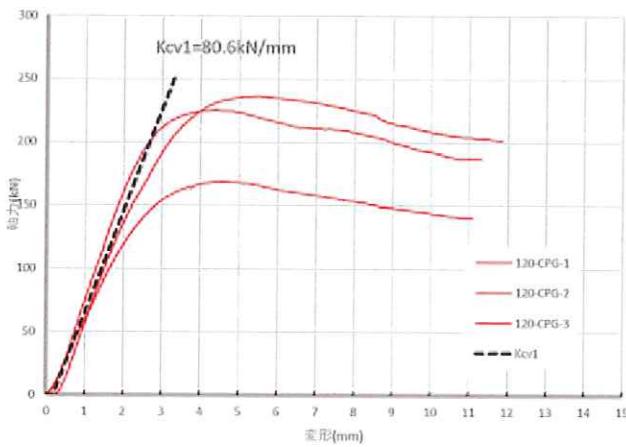


図 4.2.1.4 120 角土台めり込み試験 荷重-変位関係

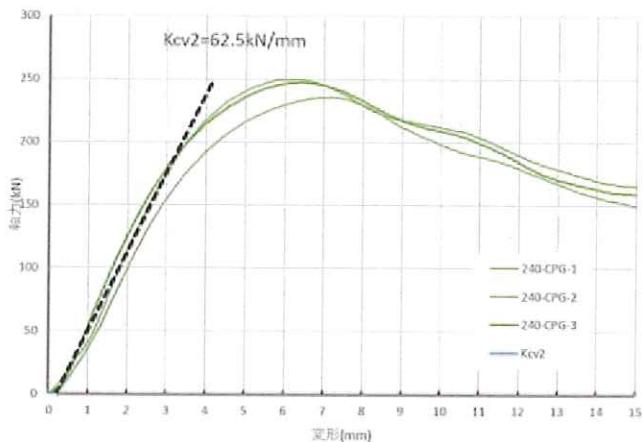


図 4.2.1.5 240 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

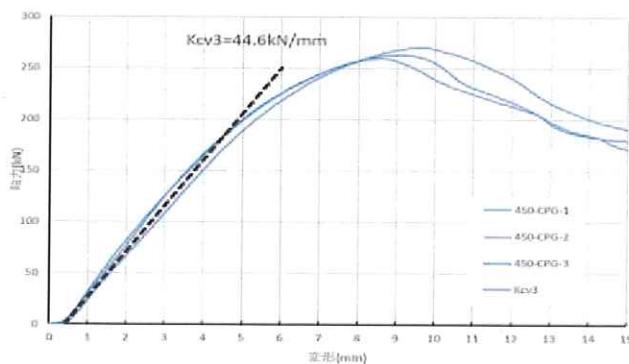


図 4.2.1.6 450 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

(4) 柱頭柱脚 HD 接合部の曲げ方向の復元力特性

HD 柱脚金物曲げ試験に基づき、トリリニアモデルを作成する。

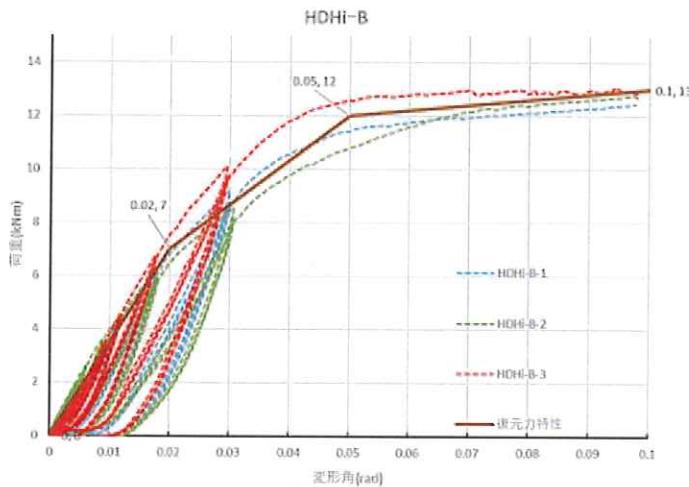


図 4.2.1.7 HD 柱脚金物曲げ試験 モーメント-変形角関係

4.2.2 解析モデル

モデル図及び接合部剛性の算出を以下に示す。

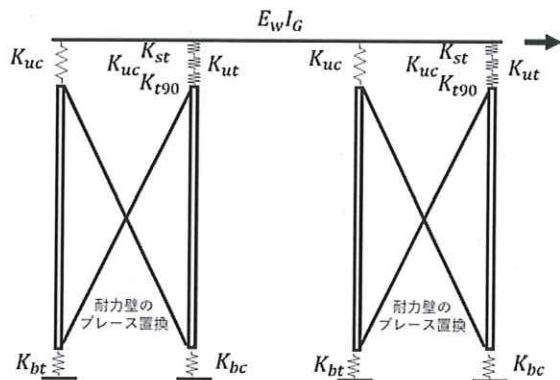


図 4.2.2.1 解析モデル(240-SNR1,450-SNR1)

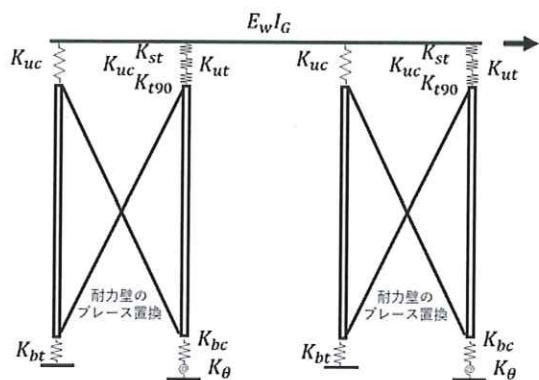


図 4.2.2.2 解析モデル(450-SNR2)

4.2.3 各接合部の剛性・耐力

試験結果より、加力時には柱脚側引張ボルト及び柱脚曲げが降伏しているため、これらについては4.2.1で設定した復元力特性による弾塑性ヒンジを設け、その他については弾性バネとして設ける。

(1) 図 4.2.1.3 の復元力特性を設定する。

引張側柱脚部の初期剛性 : $K_{bt}=K_{t60}=44.7\text{kN/mm}$
(ボルト M16, SN490B ボルト長 L=600, 有効径 16 φ)

(2) 圧縮側柱脚部の初期剛性 : $K_{bc}=80.6\text{kN/mm}$

(3) 圧縮側柱頭部の剛性 :

- ・桁梁せい 240 の場合 $K_{uc24}=62.5\text{kN/mm}$
- ・桁梁せい 450 の場合 $K_{uc45}=44.6\text{kN/mm}$

(4) 引張側柱頭部の剛性

① めり込みプレートの剛性(50mm の片持ち仮定)

$$K_{st}=3E_sI_s/l^3 = 4,920 \text{ kN/mm}$$

② HD+ボルトの引張剛性 (ボルト長 L=900)

ボルト長 L=600 のボルト部の剛性 :

$$K_{b60}=AE/l=(16^2 \times 3.14/4) \times 205/600 = 68.6\text{kN/mm}$$

ボルト長 L=900 のボルト部の剛性 :

$$K_{b90}=AE/l=(16^2 \times 3.14/4) \times 205/900 = 45.8\text{kN/mm}$$

HD 接合部の剛性 :

$$K_J=1/(1/K_{t60}-1/K_{b60})=1/(1/44.7-1/68.6)=128.3 \text{ kN/mm}$$

HD+ボルトの引張剛性 (ボルト長 L=900) :

$$K_{t90}=1/(1/K_J+1/K_{b90})=1/(1/128.3+1/45.8)=33.8 \text{ kN/mm}$$

$$K_{ut}=1/(1/K_{st}+1/K_{uc}+1/K_{t90})$$

・桁梁せい 240 の場合の引張側柱頭部の剛性 :

$$K_{ut24}=1/(1/4,920+1/62.5+1/33.8)=21.8 \text{ kN/mm}$$

・桁梁せい 450 の場合引張側柱頭部の剛性 :

$$K_{ut45}=1/(1/4,920+1/44.6+1/33.8)=19.1 \text{ kN/mm}$$

(4) 図 4.2.1.7 の復元力特性を設定する。

面内配置の柱脚部の回転剛性 : $K_\theta=7\text{kNm}/0.02=350\text{kNm/rad}$

4.2.4 実験値と解析値の比較

荷重-変形角(見かけ)について各試験体と解析モデルを比較した結果を図4.2.4.1～4.2.4.4に示す。解析モデルは要素試験を行った結果を用いて作成できる240-SNR1,450-SNR1,450-SNR2とする。それぞれの解析結果はPmaxまでは試験結果に対して非常に良い精度となった。試験ではPmax後に荷重が減少するのに対し、解析では復元力特性の設定において折れ点が2つまでであったため、増加している。折れ点を複数設定できる解析プログラムであればより精度の高い解析結果を得られるといえる。

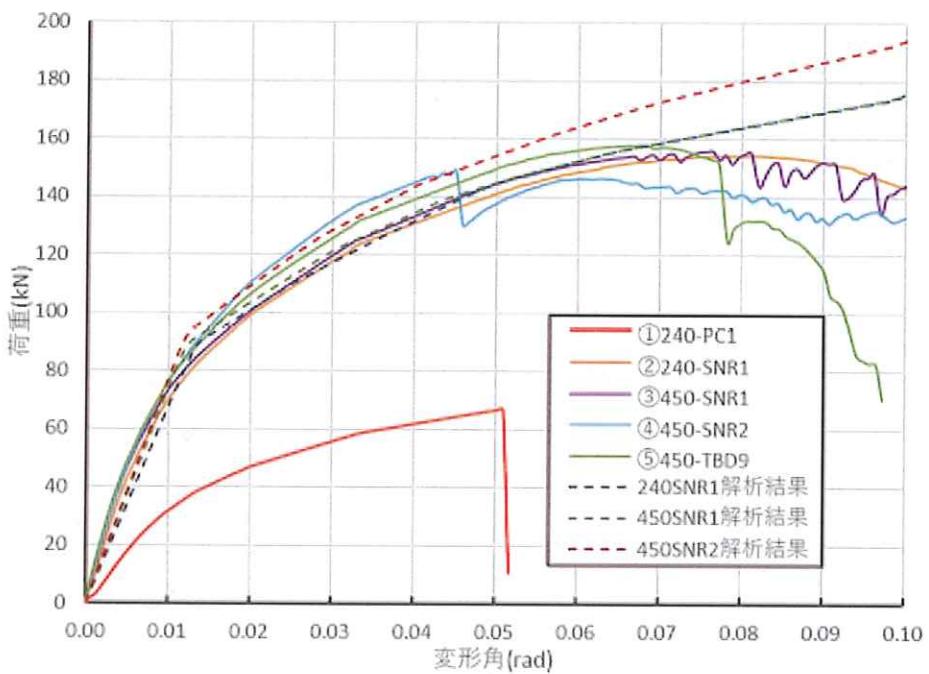


図4.2.4.1 各試験体及び解析結果の荷重-変形角関係(見かけ)

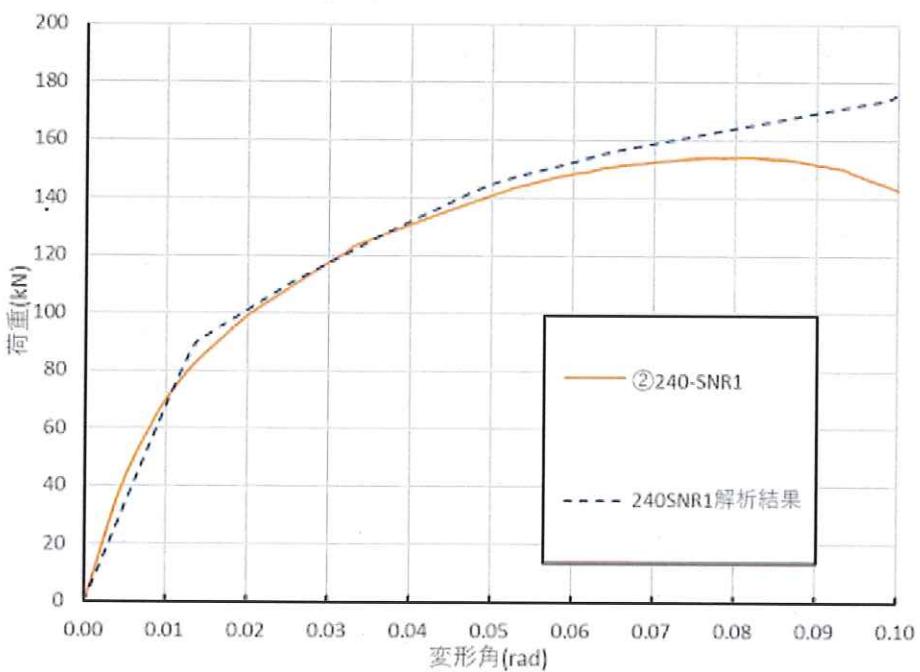


図4.2.4.2 240-SNR1の試験と解析の比較（荷重-変形角関係(見かけ)）

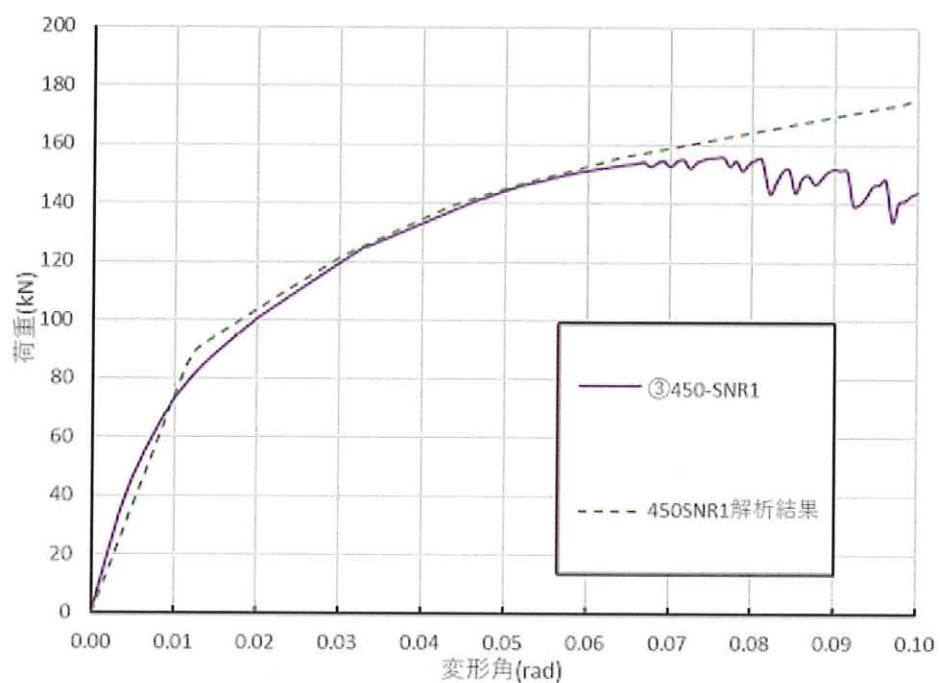


図 4.2.4.3 450-SNR1 の試験と解析の比較 (荷重-変形角関係(見かけ))

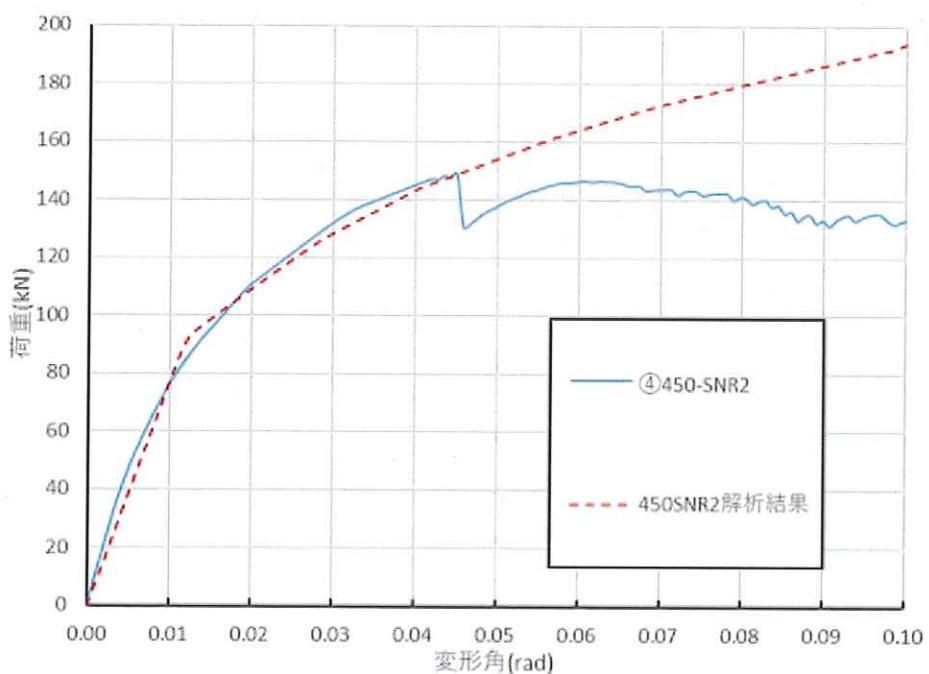


図 4.2.4.4 450-SNR2 の試験と解析の比較 (荷重-変形角関係(見かけ))

4.3 桁梁の曲げ応力についての検討

4.3.1 解析終了時の応力計算による確認

木造軸組構法中大規模木造建築物の構造設計の手引き（許容応力度設計編）に基づき、梁の柱端モーメント M'_{BC} を算出し、断面係数（ほど穴考慮して $\times 0.8$ とする。）で除した値を曲げ応力度とする。

破壊曲げ強度 F_{bu} を基準強度の 1.25 倍とし、これをと比較して破壊状況を確認する。
($F_{bu}=1.25 \times 30=37.5 \text{ N/mm}^2$)

試験結果より、柱頭部の剛性は試験終了時に降伏していないため、初期剛性を採用し、柱脚部を試験終了時 (1/10rad) の割線剛性 ($K=18500 \text{ N/mm}$) とした。このときの桁梁の柱端の曲げ応力度は破壊曲げ強度を大きく下回る。15cm 程度梁中央側に貼ったひずみゲージの値は 915~2062 μ であり、応力度としては、11~24.7 N/mm^2 となった。

これは降伏後 1/10rad 時の柱脚剛性が、初期剛性の 1/2 程度にしか落ちていないため、反極点高さ比も 0.83 と高い状態にあるためと考える。さらに変形が進み、割線剛性が初期剛性の 1/4 程度 ($K=9250 \text{ N/mm}^2$) になると桁梁の曲げ破壊が起こる。ただし、破壊強度にはばらつきがあることに注意する。

表 4.3.1.1 軸引張剛性と桁梁の曲げ破壊

柱脚 軸引張剛性	終局時 せん断力	反極点 高さ比	柱脚節点 モーメント	桁梁節点 モーメント	桁梁柱端 モーメント	曲げ 応力度	曲げ強度 *1.25	破壊状況
k_{ta}	Q_w	y	M_{AB}	M_{BA}	M'_{BC}	F_b	F_{bu}	
N/mm	kN		kNm	kNm	kNm	N/mm^2	N/mm^2	
18500	75	0.83	183.5	36.3	22.6	24.5	37.5	未破壊
9250	75	0.74	162.2	57.5	35.8	38.9	37.5	破壊

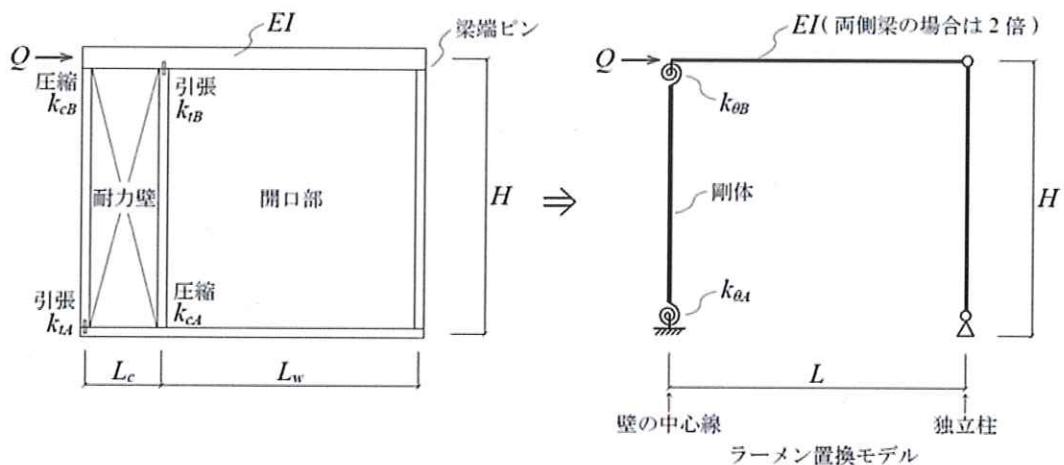


図 4.3.1.1 柱頭柱脚の回転バネを考慮したラーメン置換モデル

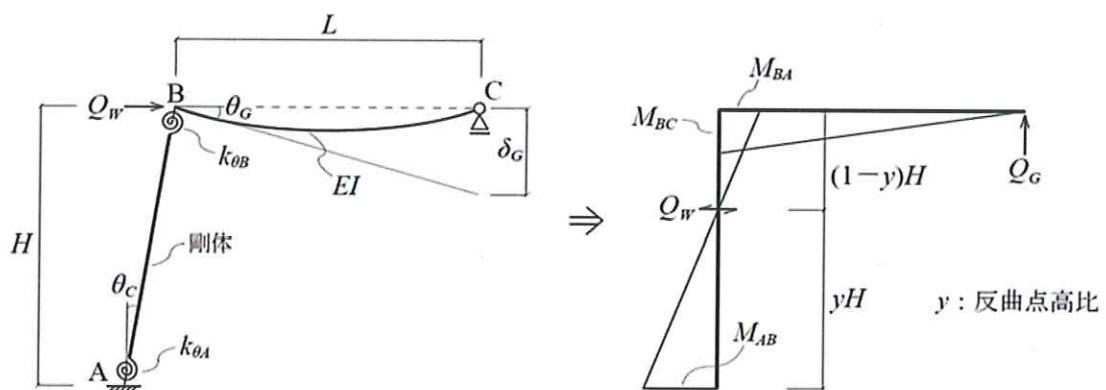


図 2 1層モデルの一般解

図 4.3.1.2 1層ラーメンモデルの一般解

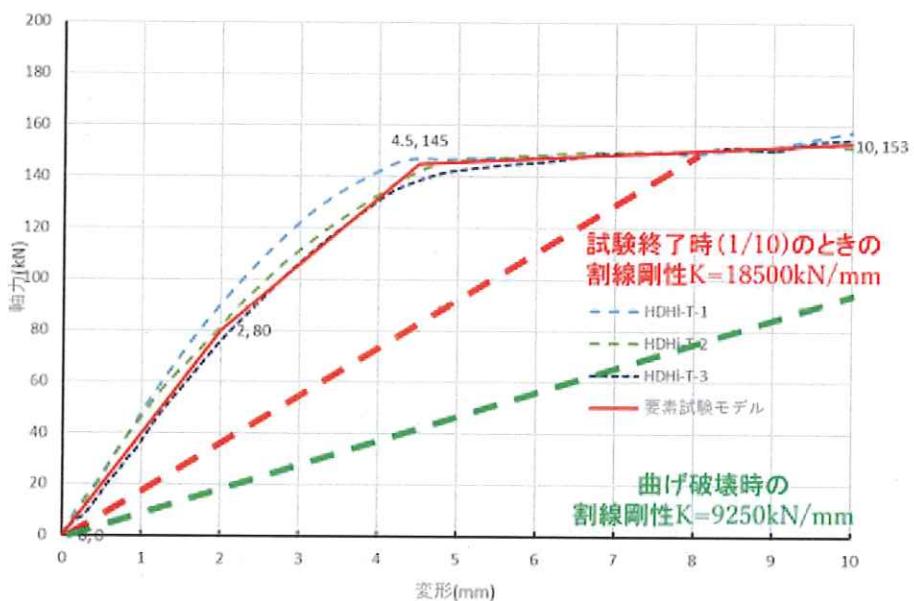


図 4.3.1.3 HD 柱脚金物引張試験 荷重-変位関係と 1/10 変形時割線剛性

4.3.2 試験と解析の比較

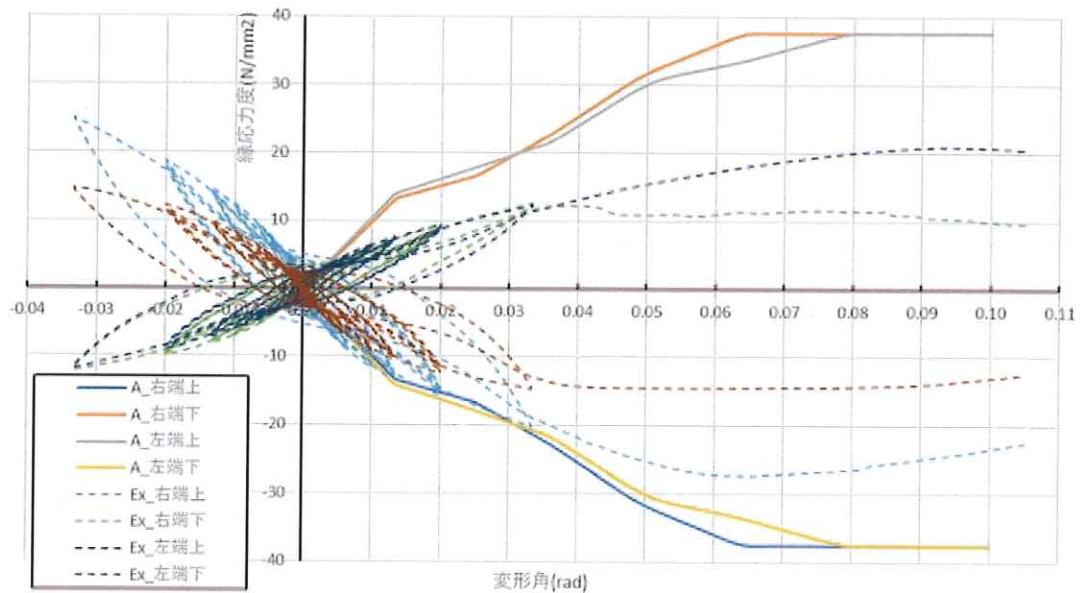


図 4.3.2.1 240-SNR1 の桁梁端部（柱面中央側）縁応力度

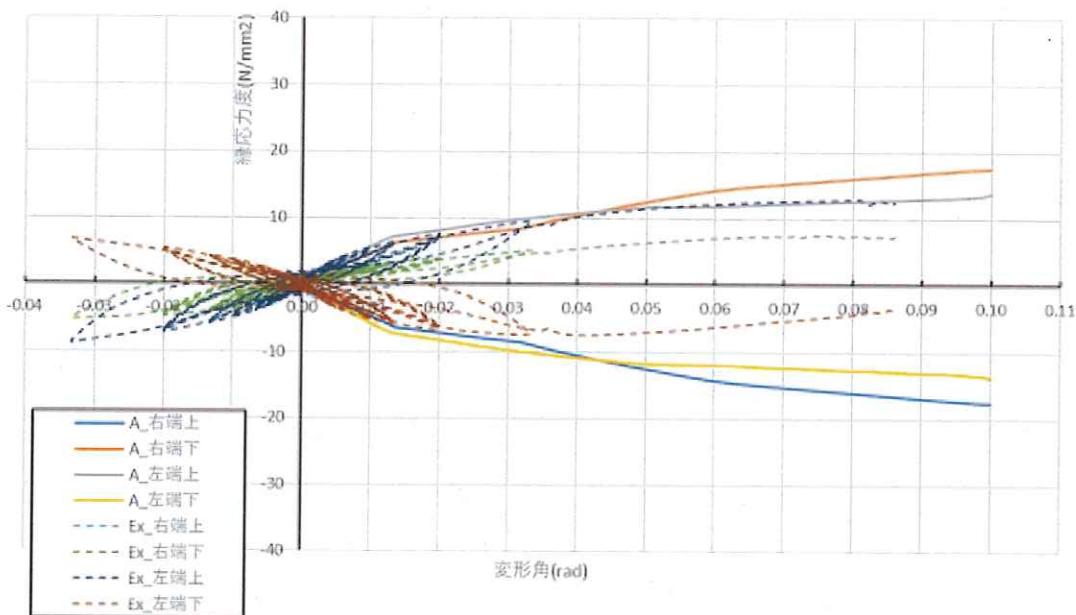


図 4.3.2.2 450-SNR1 の桁梁端部（柱面中央側）縁応力度

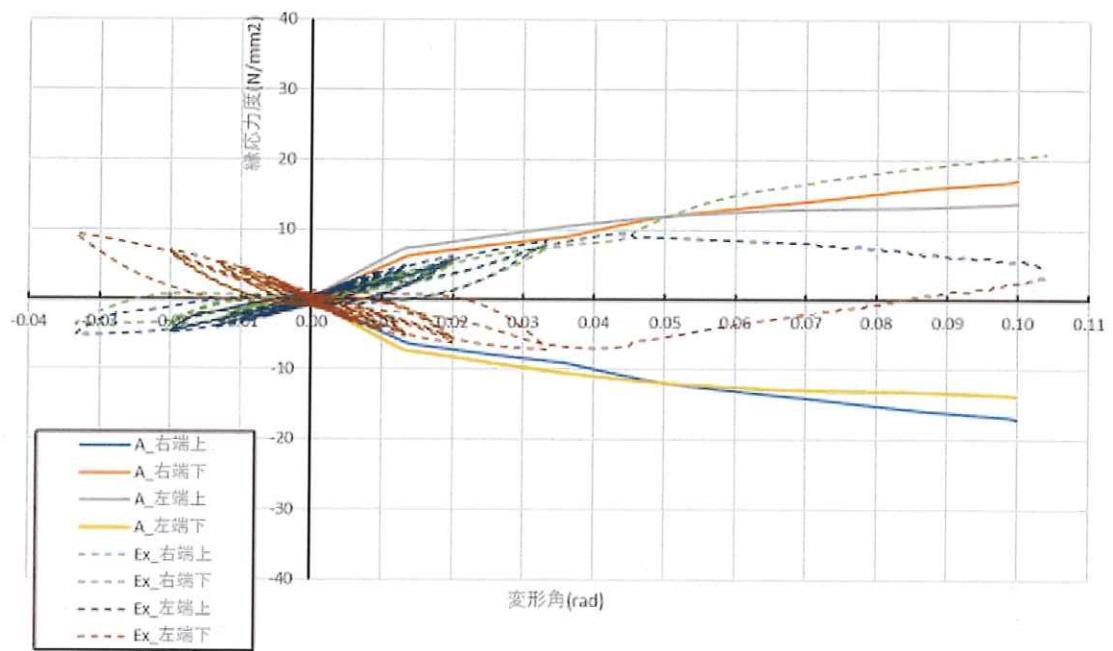


図 4.3.2.3 450-SNR2 の桁梁端部（柱面中央側） 縁応力度

4.4 面外 HD 接合部の考察

HD を面外に取り付けた試験体 240-SNR1 及び 450-SNR1 では、加力終了時まで柱脚部に破壊は見られなかったが、HD を面内に配置した試験体 450-SNR2 では、加力終了前に柱頭柱脚 HD 金物部分に破壊が生じた。これは、柱頭柱脚 HD 金物を面内に配置することで、回転剛性が増大し、耐力壁の側柱に曲げモーメントが作用したためと考えられる。

図 4.4.1 には、変形角に対して、HD 金物に生ずる軸力及び軸力から算出した柱脚曲げの関係を示す。外側の HD のボルト軸力が内側と比較して、倍以上となっている。また、柱脚曲げは軸力の差にボルト間距離を乗じた値とする。柱脚曲げと外側 HD ボルトの軸力に相関関係があるのが確認できる。図 4.4.2 には、このとき柱に生ずる軸応力度と曲げ応力度を示す。軸応力度に比べ曲げ応力度が大きく、軸力に曲げが加わることにより破壊に至ることが分かる。

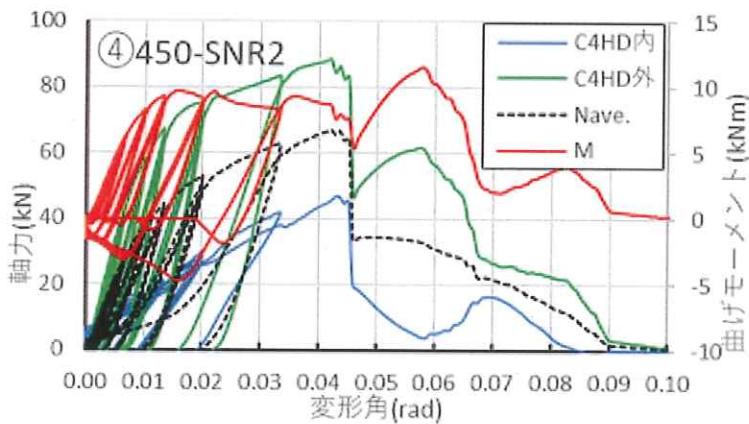


図 4.4.1 HD 金物に生ずる軸力及び軸力から算出した柱脚曲げ (④450-SNR2)

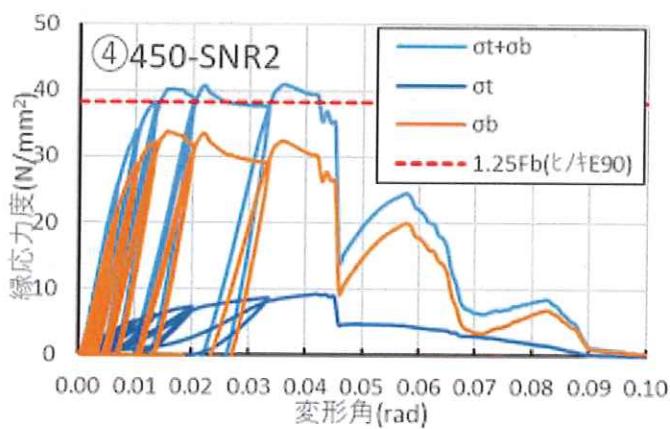


図 4.4.2 柱に生ずる軸応力度及び曲げ応力度 (④450-SNR2)

5 まとめ

近年は中大規模木造建築物の普及に伴い、耐力要素に高耐力・高剛性の耐力壁を用いる事例が増加している。このような高倍率の耐力壁架構においては、周辺部材の影響が耐力壁の変形性能に大きく影響する。本事業の目的は、耐震計算ルート 3 の検討を要する木造建築物に対して構造計算指針の作成を目的とし、破壊形式の整理や保有水平耐力計算の方法を提示することである。第 I 部では特に変形性能を有する架構を想定し、層の骨格曲線から D_s を決定し、保有水平耐力を算出する方法を提案している。本試験においては、このような保有水平耐力計算方法を念頭に置き、脆性破壊を防ぐ補強を施すなど解析精度の高いモデル化ができる仕様の耐力壁に対し面内せん断試験を行った。ここで得られた知見を以下にまとめる。

- ・高倍率耐力壁に対し伸び能力のあるボルトを使用した結果は、ディテールに関わらず、壁倍率は 17.2 ~19.2 と高い倍率を示した。これは面材及び周辺部材の破壊が起きる前にボルトが降伏し、脆性破壊を防ぐことにより、十分な変形性能が得られるためである。
- ・PC 鋼棒を使用した単体壁の試験では、接合部付近の柱が割裂して終了した。面外配置であるものの HD 接合部が若干(32.5mm)偏心していた影響により、柱に曲げと引張の複合応力が生じ、HD の最大耐力を発揮できなかったと考えられる。
- ・HD の取付方法を面外・面内で比較したところ、ほぼ偏心の影響のない面外配置の場合は接合部周辺での割裂破壊は見られなかった。一方、HD 金物を面内配置した場合、柱の曲げ引張破壊が起きた。これは、面外配置では柱脚の回転剛性が増大するため、柱の外面と内面で発生する軸力に差が出る。このため、先に軸力が大きい外側の HD が先に最大耐力に到達するため、同時に 2 本分の耐力は発揮できないためである。さらに、偏心配置された HD 金物が取り付く柱面には曲げと引張による縁応力度が大きくなるため、偏心がない場合よりも耐力が落ちることも影響している。
- ・上述したように、HD を面外に設けると曲げの影響が大きいことがわかった。特に高耐力 HD の場合ほどその影響は大きく、注意を要する。HD は納まり上の理由から面内に取り付けることが一般的なため、通常の柱脚金物の性能試験は片面に取り付けられた偏心を考慮した引張試験となっている。ただ、試験実施において振れ止めを設けることにより、曲げ応力が発生しない状態となる。面外に取り付ける場合には、偏心による曲げ応力が生じた場合の考慮をする必要がある。
- ・桁梁の応力について許容応力度計算や増分解析の結果により確認した。梁せいの小さい桁梁の曲げ破壊が起こらなかつたのは、降伏後 $1/10\text{rad}$ 時の柱脚剛性が、初期剛性の $1/2$ 程度にしか落ちていないため、反極点高さ比も 0.83 と高い状態にあるためである。つまり 1 層程度では桁梁を設けても反曲点高さ比が下がらないことが想定される。一方、架構が 2 層以上になると、反曲点高さ比も下がるため、桁梁の破壊が先行する可能性がある。

・本試験において、柱木口面のめり込み補強として、鋼板プレートと土台側にフルスレッドビスを6本配置した。補強した土台と無補強の土台のめり込み試験結果を比較すると、剛性・耐力とも倍以上となり、十分な効果を発揮していることが確認できた。土台の破壊等を防ぐことができるため、耐力の性能増大において有効であるといえる。

・DPを用いた製作金物を柱脚に設置した場合の試験では、設置ボルトの軸剛性がHDタイプに比べ大きく、ボルトが降伏するまで引張柱の変形が小さい状態であった。一方、圧縮柱の方に負荷がかかり、柱脚金物周辺で破壊が起きた。靭性能を発揮するためには、引張側柱脚に対し圧縮側が破壊しない程度の剛性が必要であるといえる。

・要素試験による復元力特性に基づいたモデルによって解析した荷重一変形角は試験と比較して十分精度が高いものとなった。各接合部のモデル化の考え方は、増分解析モデルの作成事例となるといえる。