

楔デバイス付接合部を有する鋼構造架構の
耐震性能に関する研究

2016年3月

景山 朋定

目次

第1章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 現状の課題	5
1.2.1 楔デバイス付柱梁接合部の載荷実験	5
1.2.2 楔デバイス付接合部が架構の地震応答性状に与える影響	5
1.2.3 楔デバイス付梁継手の載荷実験	5
1.2.4 楔デバイス付接合部を導入した架構の性能	6
1.3 研究目的	6
1.4 研究内容の要約	7
第2章 改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験	9
2.1 はじめに	9
2.2 楔デバイス付接合部	10
2.2.1 楔デバイス	10
2.2.2 楔デバイス付梁継手	11
2.2.3 楔デバイス付接合部の作動概念と復元力特性	13
2.3 載荷実験	14
2.3.1 試験体	14
2.3.2 実験方法	17
2.3.2(a) 載荷装置	17
2.3.2(b) 計測方法	19
2.3.2(c) 載荷プログラム	21
2.3.3 せん断抵抗材	21
2.3.3(a) ディテール	21
2.3.3(b) せん断抵抗材の曲げ抵抗検証実験	22
2.3.4 復元力特性モデル	22
2.3.4(a) 耐力評価	22
2.3.4(b) 弾性回転剛性	22
2.3.4(c) 復元力特性モデル算定式	23
2.3.4(d) 解析方法	24
2.3.4(e) 層間変形角 r - エンドプレート回転角 θ の関係	25
2.3.5 任意断面ひずみ度 ε - 計測ステップ関係の評価	25
2.4 実験結果	26
2.4.1 層せん断力 Q - 層間変形角 r 関係	26
2.4.2 ボルト接合部曲げモーメント M - エンドプレート回転角 θ 関係	27
2.4.3 ボルトひずみ度 ε_i - エンドプレート回転角 θ 関係	28
2.4.4 圧縮合力点位置 d_c - エンドプレート回転角 θ 関係	28

2.4.5	エンドプレートせん断変位 $\epsilon\delta_V$ - 計測ステップ関係	29
2.4.6	任意断面ひずみ度 $n\epsilon$ - 計測ステップ関係	30
2.4.6(a)	柱断面ひずみ度 $c\epsilon$ - 計測ステップ関係	30
2.4.6(b)	ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ - 計測ステップ関係	32
2.4.6(c)	ブロック部断面ひずみ度 $BL\epsilon$ - 計測ステップ関係	33
2.4.6(d)	梁断面ひずみ度 $B\epsilon$ - 計測ステップ関係	34
2.5	考察	35
2.5.1	ボルト接合部曲げモーメント jM - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	35
2.5.2	層せん断力 Q - 層間変形角 r 関係	36
2.5.3	ボルトひずみ度 $j\epsilon_i$ - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	37
2.5.4	圧縮合力点位置 d_c - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	37
2.6	まとめ	39
第3章	コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響	40
3.1	はじめに	40
3.2	載荷実験	41
3.2.1	試験体	41
3.2.2	載荷装置と計測方法	43
3.2.3	載荷プログラム	45
3.2.4	任意断面ひずみ度 $n\epsilon$ - 計測ステップ関係の評価	46
3.3	実験結果	47
3.3.1	層せん断力 Q -層間変形角 r 関係	47
3.3.2	ボルト接合部曲げモーメント jM - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	47
3.3.3	ボルトひずみ度 $j\epsilon_i$ - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	48
3.3.4	任意断面ひずみ度 $n\epsilon$ - 計測ステップ関係	49
3.3.4(a)	柱断面ひずみ度 $c\epsilon$ - 計測ステップ関係	49
3.3.4(b)	ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ - 計測ステップ関係	50
3.3.4(c)	ブロック部断面ひずみ度 $BL\epsilon$ - 計測ステップ関係	50
3.3.4(d)	梁断面ひずみ度 $B\epsilon$ - 計測ステップ関係	51
3.4	考察	52
3.4.1	ボルト接合部曲げモーメント jM - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	52
3.4.2	層せん断力 Q - 層間変形角 r 関係	53
3.4.3	ボルトひずみ度 $j\epsilon_i$ - エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係	54
3.4.4	ひずみ度分布	54
3.4.5	コンクリートスラブのひび割れ	58
3.5	まとめ	59
第4章	楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能	60
4.1	はじめに	60

4.2 数値解析概要	60
4.2.1 解析条件等	60
4.2.1(a) 解析プログラム	60
4.2.1(b) 解析条件	61
4.2.1(c) 入力地震波	61
4.2.2 楔デバイス付接合部の設計	61
4.2.3 解析対象架構と解析モデル	64
4.3 解析結果と考察	66
4.3.1 最大層間変形角 $\max r_i$	66
4.3.2 地震後残留層間変形角 $last r_i$	69
4.3.3 最大層せん断力 $\max Q_i$ 分布・層せん断力係数 C_i 分布	70
4.3.4 エネルギー吸収量	72
4.3.4(a) 塑性ヒンジのエネルギー吸収量	72
4.3.4(b) 架構のエネルギー吸収量	73
4.3.5 塑性変形倍率・累積塑性変形倍率	76
4.4 まとめ	79
第5章 結論	80
謝辞	85
参考文献	86
発表論文	89
付録 写真資料	91
付録1 第2章 改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験	91
付録2 第3章 コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響	92

記号

A_b	: ボルト断面積
A_c	: コンクリートの断面積
A	: 鋼材の断面積
B_c	: コンクリートスラブ幅
$BH(\text{Buildup } H)$: 組み立て H 形鋼
$BL(\text{Block})$: ボルト接合部のブロック部分
$BR(\text{Bracket})$: 柱より持ち出された梁部分
C_i	: 任意 i 層の層せん断力係数($=Q_i/W_i$)
D	: エンドプレート変位計間距離
D_s	: 構造特性係数
d_c	: 圧縮合力点位置
d_i	: 圧縮合力点位置から任意 i 列ボルト軸心までの距離
d_t	: 梁図心から最外列ボルト軸心までの距離
$D.L(\text{Dead Load})$: 固定荷重
$L.L(\text{Live Load})$: 積載荷重
$T.L(\text{Total Load})$: 全荷重($D.L+L.L$)
E	: 鋼材のヤング係数
E_c	: コンクリートのヤング係数
E_k	: 運動エネルギー
E_d	: 減衰エネルギー
E_s	: ひずみエネルギー
E_i	: 地震入力エネルギー($=E_k+E_d+E_s$)
e	: 中立軸から梁断面図心までの距離
e_c	: 中立軸からコンクリート断面図心までの距離
F_c	: コンクリートの圧縮強度
F_t	: コンクリートの引張強度

H	: 階高
I_c	: コンクリートの断面 2 次モーメント
I_n	: 任意 n 断面の鋼材の断面 2 次モーメント
I_n'	: コンクリートの合成効果を考慮した任意 n 断面の断面 2 次モーメント
I_x	: 断面 2 次モーメント
${}_jK$: 弾性回転剛性
${}_jK_i$: 任意 i 列目ボルトの弾性回転剛性
${}_jK_I$: 弾性剛性
${}_jK_{II}$: 2 次勾配
k	: 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係における剛性
k_I	: 架構の弾性剛性
k_{II}	: 架構の 2 次勾配
L	: 柱フェイス間距離の 1/2
$BR L$: ブラケット材長
$B L$: 梁継手位置から梁反曲点位置までの距離(= $L-BR L$)
${}_n l$: 支点から任意 n 断面位置までの距離
l_b	: ボルト有効長さ
M_p	: 全塑性モーメント
${}_B M_p$: 梁の全塑性モーメント
${}_j M$: ボルト接合部部曲げモーメント
${}_e M_Y$: 各要素の降伏曲げモーメント
${}_j M_Y$: ボルト接合部降伏曲げモーメント
${}_j M_{Yi}$: 任意 i 列目のボルト降伏曲げモーメント
${}_j M_U$: ボルト接合部最大曲げモーメント
M_{max}	: 作用する最大曲げモーメント
${}_b M_{max}$: 梁に作用する最大曲げモーメント
\overline{M}	: 想定荷重 \overline{P} を作用させた時の曲げモーメント

m	: 質量
n_i	: 任意 i 列目のボルト本数
Q	: 層せん断力
Q_i	: 任意 i 層の層せん断力
Q_U	: 最大層せん断力
Q_Y	: 降伏層せん断力
Q_{max}	: 作用する最大せん断力
${}_bQ_{max}$: 梁に作用する最大せん断力
${}_{max}Q_i$: 任意 i 層の最大層せん断力
R	: ボルト以外の弾性変形を考慮した低減係数
R_V	: 鉛直反力
r	: 層間変形角
r_i	: 任意 i 層の層間変形角
${}_{last}r_i$: 任意 i 層の残留層間変形角
${}_{max}r_i$: 任意 i 層の最大層間変形角
P	: 荷重
\overline{P}	: 想定荷重
$PL(Plate)$: 鋼板
P_C	: アンカーボルトから楔デバイスに伝播される圧縮力
P_F	: 楔および楔受け間に作用する摩擦力
P_N	: 楔および楔受け間に作用する接触面の垂直反力
T_B	: 引張側最内列ボルト軸力
T_C	: 引張側中列ボルト軸力
T_T	: 引張側最外列ボルト軸力
${}_jT_i$: 任意 i 列目のボルト軸力
${}_jT_{Yi}$: 任意 i 列目のボルト降伏軸力
t_c	: コンクリートスラブ厚
V_i	: 任意の i 層の速度

W_i	: 任意 i 層の建物重量
y	: 中立軸からひずみゲージ貼付け位置までの距離
Z_p	: 塑性断面係数
α_j	: 接合部負担耐力係数
β	: ニューマーク β 法の β 値
δ_V	: 変位計測用治具の回転に伴い生じるローラー支点位置での その治具の鉛直変位
δ_Y	: ボルト降伏時伸び量
${}_e\delta_V$: エンドプレートせん断変位
${}_{last}\delta_i$: 任意 i 層の残留変位
${}_{max}\delta_i$: 任意 i 層の最大層間変位
ε	: ひずみ度
ε_B	: 引張側最内列のボルトひずみ度
ε_C	: 引張側中列のボルトひずみ度
ε_f	: 破断伸び
ε_P	: 塑性ひずみ度
ε_T	: 引張側最外列のボルトひずみ度
ε_Y	: 降伏ひずみ度
${}_j\varepsilon_i$: 任意 i 列目のボルトひずみ度
${}_B\varepsilon$: 梁断面ひずみ度
${}_{BL}\varepsilon$: ブロック部断面ひずみ度
${}_{BR}\varepsilon$: ブラケット断面ひずみ度
${}_c\varepsilon$: 柱断面ひずみ度
η	: 累積塑性変形倍率
${}_{max}\eta$: 最大累積塑性変形倍率
η^+, η^-	: それぞれ, 正方向と負方向の累積塑性変形倍率
θ_p	: 塑性回転角
θ_p^+, θ_p^-	: それぞれ, 正方向と負方向の塑性回転角

$max\theta_p^+, max\theta_p^-$: それぞれ, 正方向と負方向の最大塑性回転角
θ_w	: 楔デバイス貫入部角度
${}_e\theta_U$: ボルト接合部最大曲げモーメント時のエンドプレート回転角
${}_e\theta_Y$: ボルト接合部降伏曲げモーメント時のエンドプレート回転角
${}_e\theta$: エンドプレート回転角
μ	: 楔デバイスの静止摩擦係数
μ'	: 楔の貫入角度 θ_w 時における楔および楔受け間の必要摩擦係数
$max\mu$: 最大塑性変形倍率
μ^+, μ^-	: それぞれ, 正方向と負方向の塑性変形倍率
σ_Y	: 降伏応力度
σ_U	: 引張強さ

第1章 序論

1.1 研究背景

現在、鋼構造架構の構造設計は、許容応力度設計によって部材および接合部のディテールを決定し、保有水平耐力計算法により耐震性能を検証する方法が広く用いられている¹⁾。保有水平耐力計算法とは、大地震時において、架構を構成する構造部材（柱・梁）に塑性ヒンジを生成させることで、構造部材の塑性変形により地震入力エネルギーを消費させる靱性型の設計法である。塑性ヒンジは、原則として図 1.1 に示すように梁端部に生成することで、全体層崩壊機構を形成させれば、エネルギー吸収効率が良く、部分層崩壊等にみられる損傷・変形集中も回避できるため、建物の倒壊を防ぐことが可能となる（以降、このように設計された架構を梁降伏型架構と記す）。

しかしながら、鋼構造架構に塑性ヒンジを生成させる保有水平耐力計算法の設計は、以下の問題点を抱えている。

(1) 建物の継続使用の可否（地震後残留変形）

公的機関や防災拠点のように、災害時にその機能が発揮されるべき建物や、集合住宅のように、市民の生活拠点である建物は、地震直後においても、継続使用できることが望まれる。

しかしながら、図 1.2 に示すように、構造部材に生成される塑性ヒンジは、完全弾塑性型の復元力特性を示す。このため、大地震によって架構に塑性ヒンジが生成された場合、残留変形が生じ、建物としての機能が維持できなくなる可能性がある。更に、補修においても、多大な資金と期間が必要であり、場合によっては、補修が不可能で取り壊さざるを得なくなる。また、残留変形によってドアや窓の開閉が不可能となれば、避難・救助が困難になる²⁾。

(2) 塑性ヒンジの性能確保

現在、鋼構造架構の柱梁接合部の接合方法には、溶接接合が用いられることが一般的である。特に、梁降伏型架構においては、梁端部に塑性ヒンジが生成されるため、梁端部溶接接合部は、耐力と靱性を確保する必要がある。

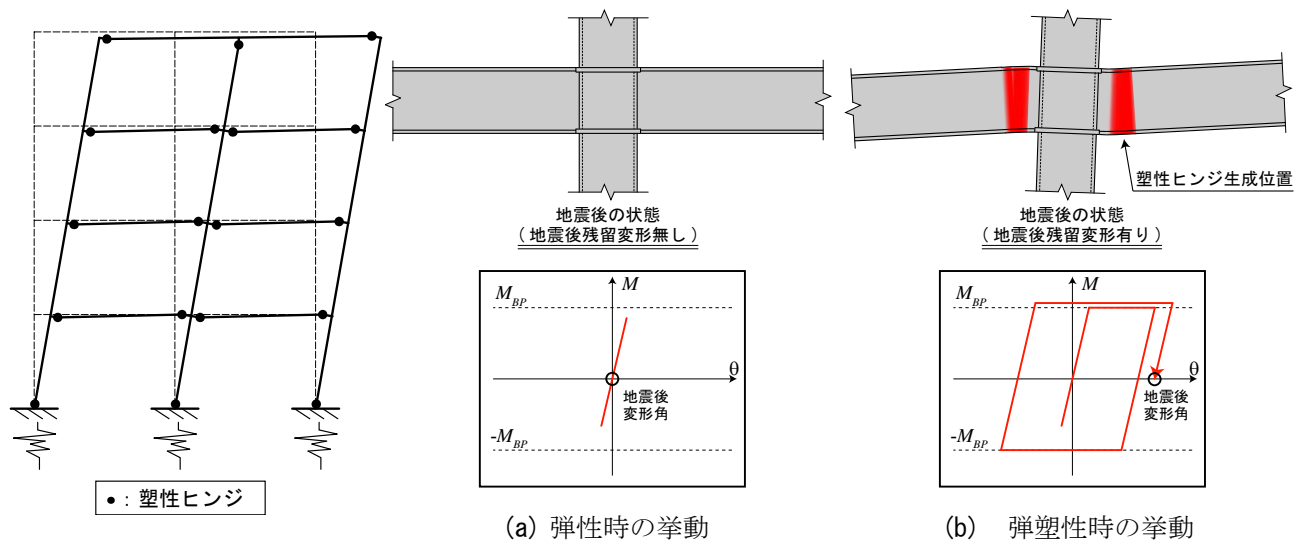


図 1.1 梁降伏型架構の崩壊機構

図 1.2 塑性ヒンジの復元力特性の模式図

しかしながら、兵庫県南部地震の被害例として、柱梁接合部において、不十分な品質管理等に起因した溶接部の破断事例が多く報告されている(写真 1.1 参照²⁾). このような場合、塑性ヒンジ位置のクラック進展、クラック発生近傍のひずみ集中等により、塑性ヒンジの耐力・靱性を維持できず、構造物の耐震性能が低下する。また、保有水平耐力計算法では、架構の変形性能を表す指標として構造特性係数(D_s 値)が用いられ、鋼構造の場合、この値は幅厚比により決定される。幅厚比が指針で示されている範囲内であれば局部座屈が生じないとして設計されるが、地震のような繰返し载荷下において、局部座屈が生じる恐れがあると考えられている(写真 1.2 参照^{2,4)}). 局部座屈が生じれば耐力低下を起し、塑性ヒンジとしての性能を維持できず、構造物の耐震性能が低下する。

上述の問題点を解決するため、国内外で様々な対策・研究が成されている。まず、(1) **建物の継続使用の可否(地震後残留変形)**については、構造物にセルフセンタリング性能と呼ばれる原点を指向する復元力特性を付与することが効果的であることが明らかになっている⁵⁻¹²⁾。しかしながら、現在提案されている工法は、構造部材の塑性化を許容できず、地震入力エネルギーの吸収効率が低いものや、特殊な工法のため、汎用性に難がある。

例えば、現在この問題を解決するために以下に示すような研究が行われている。

①文献 5)の図 1.3 は、柱梁接合部へセルフセンタリングの適用を目指したものであるが、無溶接接合でポストテンションを導入した PC 鋼棒とアングルによって梁を接合する非常に複雑な工法である。この接合部に曲げモーメントが作用すると、PC 鋼棒とアングルの剛性で抵抗し、さらに大きな力をかければアングルが降伏し全塑性状態へ移行する。除荷において、PC 鋼棒の復元力によって変形を戻すためセルフセンタリングとなる。PC 鋼棒の復元力に期待するため、PC 鋼棒は降伏させてはならず、複雑な設計が必要となる。

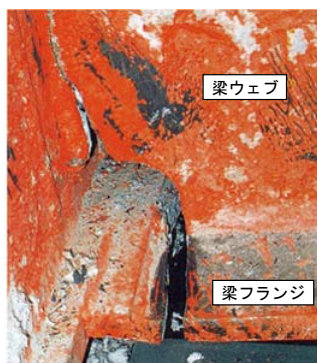


写真 1.1 梁フランジ破断



写真 1.2 梁フランジ局部座屈

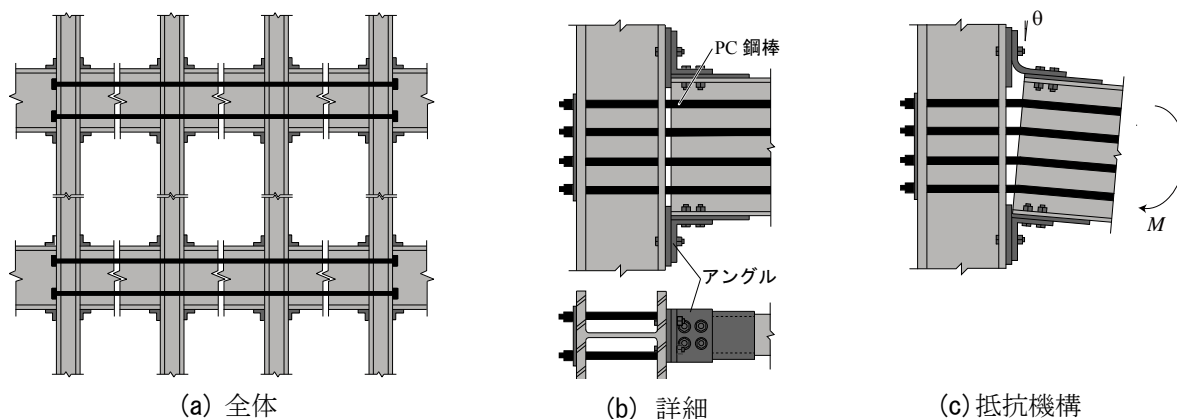


図 1.3 PC 鋼棒を用いたセルフセンタリング構造システム

また、文献 6)は文献 5)の接合部を適用した架構の数値解析を行ったものであるが、残留変形は低減できても最大層間変形角が大きくなるという問題点が示されている。

②文献 7, 8)の図 1.4 は、主架構とエネルギー吸収要素(方杖状に配置したブレース)を分離する損傷制御構造の考え方が採用されている。主架構の柱梁接合部は、接合ユニットを介して、初期軸力を導入した鋼棒により締め付けられており、接合部に曲げモーメントが作用した場合、離間することにより半剛接状態となり、主架構に損傷を与えず、ブレースによりエネルギー吸収を行う構造システムである。しかし、本工法は、柱に H 形鋼を用いているため、構造物の桁行方向か張間方向のどちらかへしか導入できない。また、建物を支持する 1 階の柱脚部に大きな曲げモーメントが作用した場合、柱脚部の損傷は避けられない。

③文献 9-12)の図 1.5 は、柱脚部にセルフセンタリングを適用したものである。初期軸力を導入した PC 鋼棒により柱と鋼製基礎梁が定着、固定されている(基礎梁は、PC 鋼棒を確実に定着・固定する必要があるため鋼製基礎梁が前提となっている)。また、柱脚の両脇には柱脚にエネルギー吸収能力を付与するように、取り替え可能な鋼製ダンパーが配置されている。柱脚に曲げモーメントが作用すると、PC 鋼棒と柱の両脇の鋼製ダンパーの剛性で抵抗し、さらに大きな力をかければ鋼製ダンパーが全塑性状態に移行する。除荷において、PC 鋼棒の復元力によって変形を戻すためセルフセンタリングとなる。文献 5)図 1.3 と同様に、この工法においても PC 鋼棒の復元力に期待するため、PC 鋼棒は降伏させてはならない。また、梁降伏型を前提とした架構において、柱脚のみセルフセンタリング機構とした場合、残留変形低減効果を期待できるのは、低層骨組を対象とすることが望ましいとされている¹²⁾

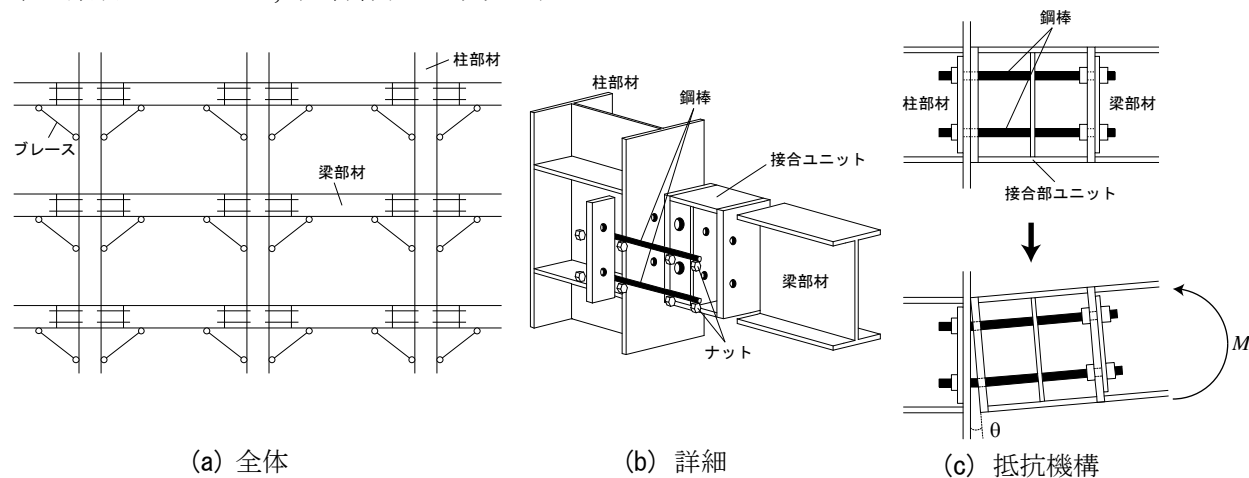


図 1.4 方杖状にブレースを配置したセルフセンタリング構造システム

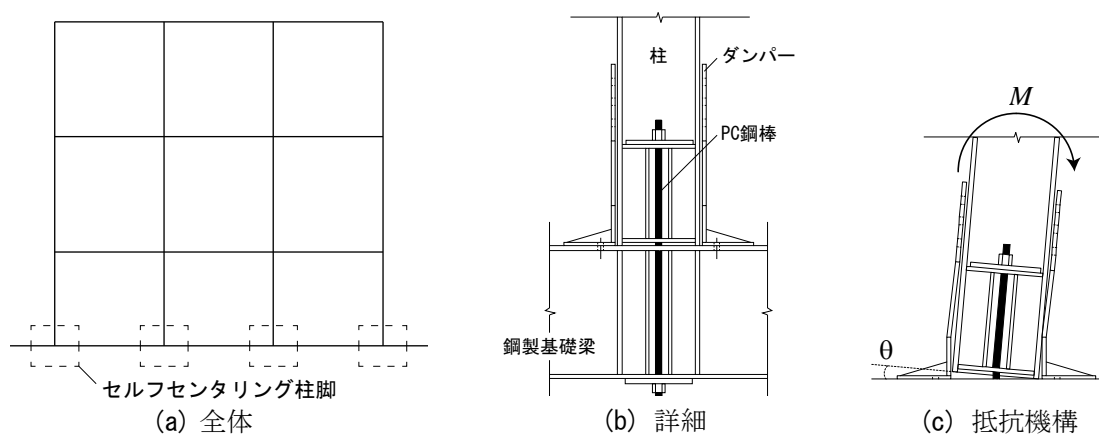


図 1.5 柱脚のみ PC 鋼棒を用いたセルフセンタリング構造システム

次いで、(2) 塑性ヒンジの性能確保については、溶接接合部の品質向上を目的として、工場・現場において、品質管理が徹底されるようにはなしたが、使用鋼材・梁端のディテール・溶接の条件・方法等によって、性能に大きなばらつきが生じることがわかっている²⁾。

一方、本研究室では、楔デバイス付接合部について研究を行っている。楔デバイス付接合部とは、露出柱脚やエンドプレート形式の梁継手において、ボルト(柱脚においてはアンカーボルト、梁継手においてはエンドプレートを緊結するボルトを指す)降伏型の半剛接合とし、**図 1.6 (a)**の楔デバイスを設置した接合部のことである(柱脚においては**図 1.6 (b)**をノンスリップ型露出柱脚、梁継手においては**図 1.6 (c)**を楔デバイス付梁継手と称している)。楔デバイス付接合部の詳細については、第2章にて示すが、载荷実験によって、以下の性能が得られることを明らかにしている²⁰⁻²⁵⁾。

- 1)ボルト降伏以降もスリップ現象を生じず、原点立上り型の復元力特性を示す。
- 2)ボルトが多数配列の場合、弾性状態のボルト列が存在するときには、原点を指向する復元力特性が得られる。
- 3)全ボルト列が塑性化した後も、除荷時において、変形角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としない。
- 4)変形角が 0 に戻る事が無くても、変形角が増大すると直ぐにボルトが弾性抵抗を開始する。

著者等は、その復元力特性から、楔デバイス付接合部を構造物に導入すれば、構造物の地震後残留変位を低減できると考えてきた。更に、梁継手部において、ボルト接合部最大曲げモーメントを梁の全塑性モーメントの 0.8 倍(接合部負担耐力係数 α_j)程度とすることで、接合部塑性化後においても、母材(柱・梁)を弾性状態に保ち(**図 1.7** 参照)、ボルトに損傷を集中させることができる。このため、塑性ヒンジとして安定した耐力・靱性を有するとともに、地震後には、ボルトの取替のみで構造物の補修が完了する。

しかしながら、これまで提案した楔デバイス付梁継手は、セルフセンタリング性能を有しているものの、ボルトが短く変形性能に問題があることや、回転剛性が低めになるといったディテール上の問題があった。また、楔デバイス付接合部を適用した架構の耐震性能について具体的な検討は行えていなかった。

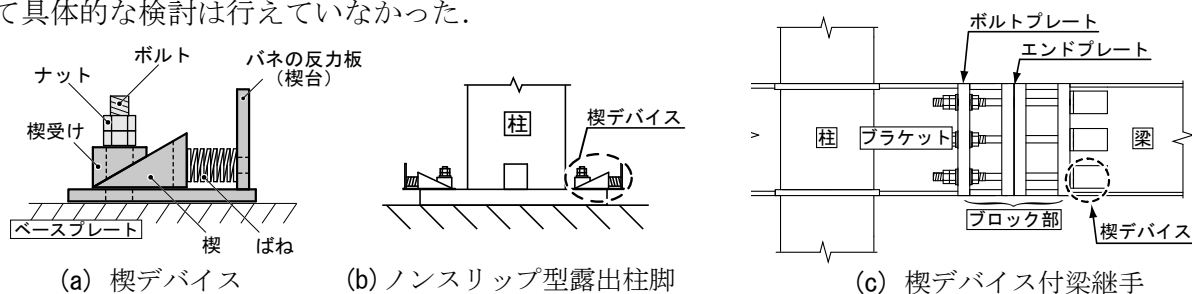


図 1.6 楔デバイス付接合部

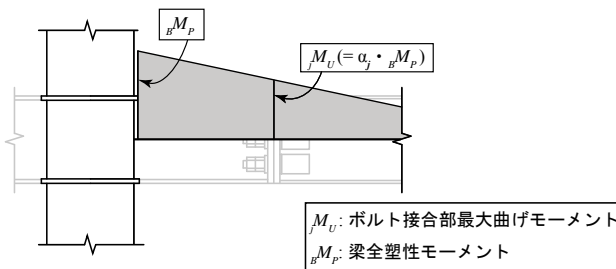


図 1.7 ボルト接合部最大曲げモーメント

1.2 現状の課題

本節では既往の研究より、これまでの研究知見と現状の課題を、1.2.1 項の楔デバイス付柱梁接合部の載荷実験より、1.2.2 項の楔デバイス付接合部が架構の地震応答性状に与える影響より、1.2.3 項の楔デバイス付梁継手の載荷実験より、1.2.4 項の楔デバイス付接合部を導入した架構の性能より、それぞれ、抽出し、本研究において検討する内容を明確にする。

1.2.1 楔デバイス付柱梁接合部の載荷実験

中柱の柱梁接合部において、楔デバイス付接合部の適用工法が提案され、載荷実験により、残留変形に効果的な原点立上り型の復元力特性が得られること、また、ボルト接合部位置をスパン中央方向へ移動することで、ボルト接合部の特性値を変えることなく、架構の耐力・剛性が増加する可能性を示している。

しかしながら、接触面のエンドプレートの面外変形が、復元力特性モデルに影響している。原因は、接合部製作時の溶接熱によるエンドプレートの湾曲、ボルトの引張抵抗に対するエンドプレートの面外剛性の低さによる面外変形である。楔デバイス付接合部は、エンドプレート形式の半剛接な接合部である。エンドプレートの面外変形は復元力特性モデルに大きく影響する。

本研究において上述の課題を解決する新たな梁継手部のディテールを提案し、載荷実験により原点立上り型の復元力特性と安定した塑性変形性能が得られることを明らかにする必要がある。

1.2.2 楔デバイス付接合部が架構の地震応答性状に与える影響

2層2スパンラーメン架構において、各接合部に楔デバイス付接合部を導入した架構モデルと各接合部を剛接合とした架構モデルで地震応答解析を行い、解析結果の比較・検討を行っている。解析結果により、各接合部（柱脚部・柱梁接合部）に楔デバイス付接合部を配置した架構の履歴性状は、その復元力特性(原点立上り型復元力特性)と類似し、構造物の残留変形が生じ難い履歴性状であることを確認することで、地震後残留変形をほぼ0にできる架構が実現可能なことを示している。

しかしながら、楔デバイス付接合部は、ボルトのみを塑性化させるため、母材(柱・梁)より耐力を低めに設計する必要がある。そのため、梁降伏型架構と比較すると保有水平耐力・弾性剛性が低めになり、その影響で層間変形角は大きくなっている。残留変形をほぼ0にできても層間変形角が大きくなった場合、2次部材や設備機器を破損し建物の機能を維持できなくなる可能性がある。

本研究において楔デバイス付接合部を適用した架構の耐震性について具体的な検討を行い、応答や外力分布が梁降伏型架構と同様でありながら、梁降伏型架構で生じる残留変形を低減できる構造システムであることを明らかにする必要がある。

1.2.3 楔デバイス付梁継手の載荷実験

1.2.1 項の載荷実験により、ボルト接合部位置をスパン中央方向へ移動することで、ボルト接合部の特性値を変えることなく、架構の耐力・剛性が増加する可能性を示している。本載荷実験ではその知見に基づき、柱にブラケットを設けることで、ボルト接合部位置をスパン中央方向へ移動させた楔デバイス付梁継手の提案を行い、載荷実験によって、提案した工法は、

保有水平耐力を増加させることができ、更に、原点立上り型復元力特性が得られることを示している。

しかしながら、実験結果と解析値を比較すると、ボルト接合部の弾性剛性が低い値を示している。これは、復元力特性モデルの圧縮合力点位置は、梁フランジ端部であるのに対し、接合ボルトが引張抵抗する力に対して、エンドプレートが面外変形を生じたため、圧縮合力点位置が梁心からフランジ端部へ徐々に移動したためである。また、ボルトの有効長さが確保できず、ボルトが早期に破断する恐れがある。

提案している接合部は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合部形式である。このため、コンクリートスラブの影響として、接合部が離間しない可能性、また、スラブ筋の引張抵抗や、スラブが圧縮側となる時に圧縮合力点がコンクリートスラブ側へ移動することによって、ボルト接合部の耐力上昇や、復元力特性が変化する可能性がある。更に、保有耐力接合部とした梁継手と比較すると、接合部の回転角が大きめになり、コンクリートスラブに大きなひび割れを生じることが推測される。

本研究において上述する課題を解決する新たな継手部のディテールを提案し、載荷実験により原点立上り型の復元力特性と安定した塑性変形性能が得られるか確認する必要がある。更に、コンクリートスラブを考慮した載荷実験を行い、復元力特性に与える影響を明らかにする。

1.2.4 楔デバイス付接合部を導入した架構の性能

実構造物を想定した6層3スパンラーメン架構において、各接合部形式と地震波を変数とした地震応答解析を行うことで、楔デバイス付接合部が架構に与える影響について、解析結果の比較・検討を行っている。解析結果により、楔デバイス付接合部を導入した架構は、梁降伏型架構と同程度の保有水平耐力が得られ、また、同程度の最大層間変形角に抑えられることを明かにしている。更に、地震後残留変形を大幅に低減できることを示した。

しかしながら、楔デバイス付接合部を導入した架構のエネルギー吸収量が、梁降伏型架構に比べて低めとなっている原因については明確にされていない。本接合部の原点立上り型復元力特性は、一般的な紡錘型の復元力特性に比べ、第2・4象限に履歴が生じず、履歴吸収エネルギーが小さくなることはわかっているが具体的な検討は行われていない。

本研究において楔デバイス付接合部を導入した架構の地震応答解析を行い、通常の梁降伏型架構の解析結果と比較・検討することで、架構のエネルギー吸収量も含めた耐震性能を明らかにし、応答や外力分布が梁降伏型架構と同様でありながら、梁降伏型架構で生じる残留変形を低減できることを確認する必要がある。また、本接合部は、塑性ヒンジとしての変形性能がボルトの伸び性能に依存する。過大な地震力が作用した場合、ボルトの損傷が大きくなることが予想される。本接合部が高い変形性能を有する塑性ヒンジであることを明らかにする必要がある。

1.3 研究目的

研究背景で述べたように、構造物にセルフセンタリング性能を付与するために、国内外で様々な研究⁵⁻¹²⁾が行われているが、現在提案されているものは、構造部材の塑性化が許容できないもの、地震入力エネルギーの吸収効率の低いもの、低層建物に限定されているもの、ま

た、特殊工法なため汎用性に難のあるもの等、未だ、未解明な部分を多く含んでいる。

本研究室では、これまでに楔デバイスを用いた露出柱脚であるノンスリップ型露出柱脚(図1.6(b))の研究を行い、柱脚のみにセルフセンタリング性能を与えても構造物全体の残留変形を低減できないという結果を得ている¹⁸⁾。現状の課題(1.2.2 項)では、各接合部(柱脚部・柱梁接合部)に楔デバイス付接合部を導入した架構の数値解析において、残留変形は低減できたものの、他の研究と同様に、最大層間変形角が大きくなることを明らかにしている。これは、楔デバイス付接合部を塑性化させるには、母材(柱・梁)より耐力を低めに設計する必要がある。そのため、梁降伏型架構と比較すると架構の耐力や剛性が低くなったためである。

そこで、1.2 節の現状の課題において、これまでの楔デバイスを用いた柱梁接合部および梁継手の研究の整理・調査を行い、現状の課題を抽出するとともに、本研究において検討する内容を明確にすることで、課題を解決する新たな梁継手部のディテールを提案し、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能を明らかにすることを目的とする。

方法は、以下に示す通りである。

- 1) これまでの楔デバイス付梁継手はボルトが短く変形性能に問題あることや、弾性回転剛性が低めになるといったディテール上の問題があった。そこで、楔デバイス付梁継手の新たなディテールを提案し、載荷実験を行うことで提案工法の抵抗機構の整合性の検討、復元力特性モデルの定式化を行う。
- 2) 楔デバイス付梁継手は、エンドプレート間で接触・離間を伴う工法である。コンクリートスラブによって復元力特性が異なる可能性がある。コンクリートスラブを考慮した載荷実験を行い、復元力特性に与える影響を明らかにする。
- 3) これまでの楔デバイス付接合部を適用した架構の耐震性能については具体的な検討は行っていない。そこで、各接合部(柱脚部・梁継手部)に楔デバイス付接合部を適用した解析モデルを作製し、地震応答解析結果を示す。また、楔デバイス付接合部を用いない通常の梁降伏型架構の数値解析を行い、解析結果を比較・検討することで、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性を明らかにする。

尚、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構とは、楔デバイス付接合部を架構の各接合部(柱脚部・梁継手部)に適用することで、構造物の地震後残留変形を低減し、地震直後においても、建物の継続使用を可能にする構造システムである。楔デバイス付接合部は、転造ねじボルト¹⁹⁾を用いたボルト降伏型の接合部であるため、安定した塑性変形能力が期待される。

1.4 研究内容の要約

本論文は、第1章を含めて、全5章により構成されている。研究内容は以下に要約される。

第1章「序論」では、現在の鋼構造物における問題点から、本研究を行うに至った背景を示すとともに、これまでに行われてきた研究知見および現状の課題を示した。

第2章「改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験」では、これまでの楔デバイス付梁継手は、ボルト有効長さがエンドプレート2枚分しかないため、有効長さが確保できず塑性変形能力が小さくなり、早期に破断する恐れがあった。また、接合ボルトの反力に伴うエンドプレート曲げ変形により楔が理想的に作用しないことも考えられた。更に、接合ボルトが引張抵抗

する力に対して、エンドプレートが面外変形を生じていた。そのため、実験結果を解析値と比較すると、継手部の弾性回転剛性が低い値を示していた。本章では、上述の問題を解消する楔デバイス付梁継手の新たなディテールを提案し、載荷実験を行っている。実験結果から復元力特性を明らかにし、提案ディテールの有効性を示した。尚、楔デバイス付接合部の詳細として、この章で作動概念や評価式、復元力特性モデルを示す。

第3章「コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響」では、本研究の梁継手は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合部である。このため、コンクリートスラブの影響として、接合部が離間しない可能性、また、スラブ筋の引張抵抗やスラブが圧縮側となる時に圧縮合力点がコンクリートスラブ側へ移動することによって、ボルト接合部の耐力上昇や復元力特性が変化する可能性がある。

床構造の適用については、近年の鋼構造建物の床構造は、工期短縮を図るためデッキプレートを型枠として用いることが多い。デッキプレートを用いた床構造としては、1)デッキプレートと梁の接合に頭付きスタッドボルトを用いて、コンクリートスラブと梁を一体とし完全合成梁とする方法、2)デッキプレートと梁を焼抜き栓溶接で接合させ、デッキプレート合成スラブとする方法がある。本実験は、中低層鋼構造建物の床構造に広く採用されている上記2)の方法により、コンクリートスラブを付けた架構に楔デバイス付梁継手を適用した試験体を作製し載荷実験を行った。実験結果から、コンクリートスラブがあっても接合部が離間し、原点立上り型復元力特性を示すことを明らかにしたが、その影響で初期剛性および最大耐力が上昇するという新たな課題が得られた。

第4章「楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能」では、セルフセンタリングラーメン架構の設計法の観点から、実構造物を想定した4層4スパン鋼構造架構において、各接合部に楔デバイス付接合部を適用した架構と楔デバイス付接合部を用いない梁降伏型架構の数値解析を行っている。両モデルの解析結果を比較・検討することで、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構は梁降伏型架構と比較して、応答や外力分布が同様でありながら、残留変形が生じない。また、地震のような繰返し載荷下において、梁降伏型架構であれば局部座屈を生じる可能性がある損傷を受けても、ボルト降伏型である本梁継手であれば、局部座屈を生じない変形能力を有する塑性ヒンジであることを示した。

第5章「結論」では、第2章から第4章までに得られた研究知見を要約し、本論文の総括として、結論と研究結果の要約および今後の展望・課題を述べている。

本論文では、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構とすることで、応答や外力分布が梁降伏型架構と同等でありながら、梁降伏型架構で生じる残留変形を低減できる。更に、過大な地震力(地動最大速度 100kine)が作用した場合でも、ボルト降伏型である楔デバイス付梁継手は局部座屈を生じない高い塑性変形能力を持つ塑性ヒンジであることを明らかにした。

第2章 改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験

2.1 はじめに

これまで本研究室では、楔デバイス付接合部について開発・研究を行い、載荷実験により復元力特性の確認を行っている。ノンスリップ型露出柱脚、楔デバイス付梁継手の載荷実験の結果、原点立上り型復元力特性が得られることを明らかにしている²⁰⁻²⁵⁾。

しかしながら、これまでの楔デバイス付梁継手²⁵⁾(図 2.1(a))において、載荷実験結果を復元力特性モデルの解析値と比較すると、ボルト接合部の弾性回転剛性が低い値を示していた。これは、接合ボルトが引張抵抗する力に対して、エンドプレートが面外変形を生じたため、接合部耐力の算定で仮定していたモーメントアームが、仮定より短くなったことが原因として考えられた(図 2.1(b)参照)。また、本工法はボルト降伏型であるため、ボルトの変形能力が接合部の変形能力となるが、ディテールの問題により、ボルトの有効長さが確保できず、塑性変形能力が非常に小さくなり、ボルトが早期破断を起こす恐れがあった。更に、ボルトに曲げ変形が生じると、ボルトが短いため楔位置で曲げ変形の影響があり、楔が理想的に作用しないことも考えられた(図 2.1(c)参照)。

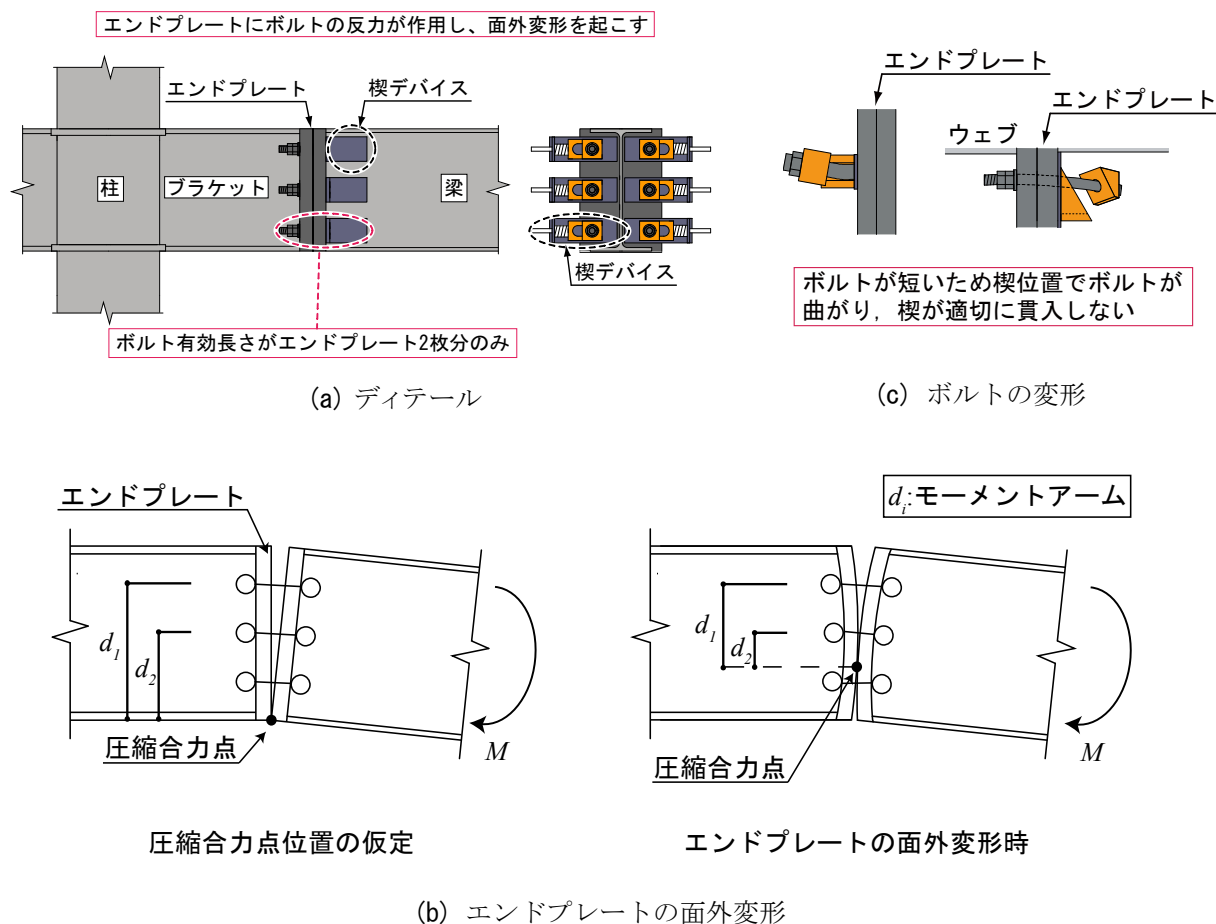


図 2.1 既往の楔デバイス付梁継手

そこで、本章では、上述の問題を解消する楔デバイス付梁継手の新たなディテールを提案し、その復元力特性を明らかにすることを目的とする。方法としては、先ず、ディテールを変更した楔デバイス付梁継手の解説を示す。次いで、载荷実験を行い、実験結果の検証を行う。

2.2 楔デバイス付接合部

楔デバイス付接合部とは、露出柱脚やエンドプレート形式の梁継手において、ボルト降伏型の半剛接合とし、楔デバイスを設置した接合部のことである。2.2.1項に楔デバイスの詳細について示し、2.2.2項に本研究で提案する楔デバイス付梁継手の詳細を述べる。最後に、2.2.3項に楔デバイス付接合部の作動概念と復元力特性を記す。

2.2.1 楔デバイス

図2.2に楔デバイスの構成(楔・楔受けの寸法)、作動概念を、図2.3に楔デバイスの抵抗機構を、それぞれ、示す。尚、楔・楔受けの寸法は、ボルトにM16を使用する場合のものである。

楔デバイスは、楔、楔受け、楔台、ばねから構成されている。設置方法は、楔、楔受けおよび楔台をナットとベースプレートとの間に設置し、ばねを楔と反力板との間に設置するのみである。

図2.2(d)より、楔デバイスがナットとベースプレートからの圧縮力に抵抗するには、楔と

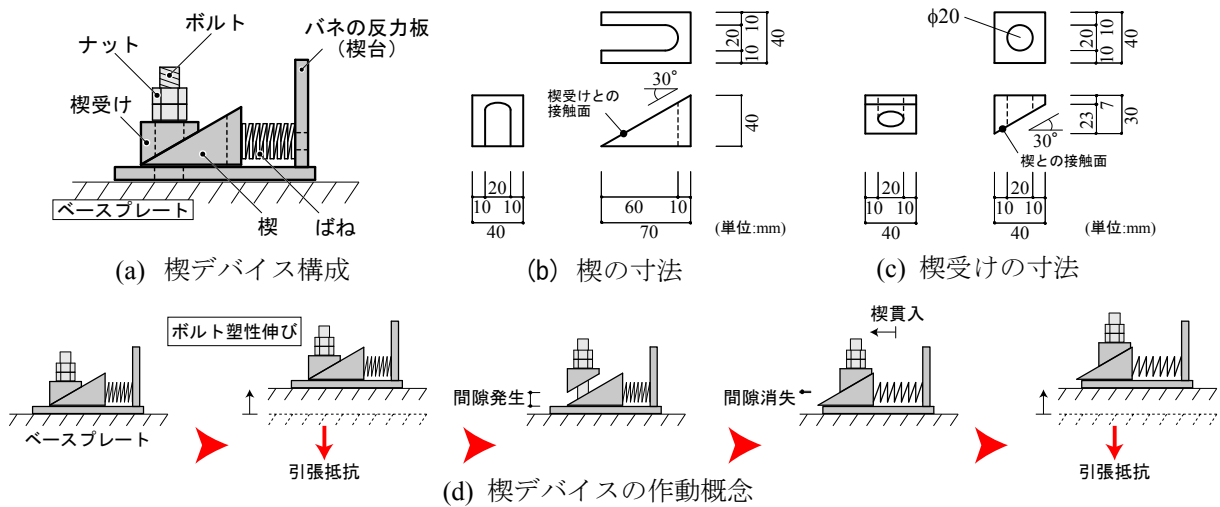


図2.2 楔デバイス

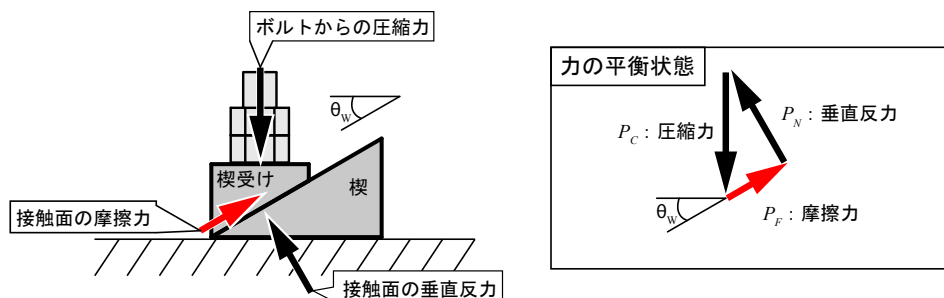


図2.3 楔デバイスの抵抗機構

楔受けが固着する必要があるが、楔が貫入方向と逆向きに移動してはならない。このため、圧縮力による接触面垂直方向の力に対して、**図 2.3** に示す楔と楔受けの間で摩擦力が生じて、力の釣合条件を満足している必要がある。ただし、実際には楔と楔台との間にも摩擦抵抗力が生じている。しかしながら、安全側となること等の理由によりこの摩擦抵抗力を考慮しないものとする。

以下に、楔デバイスの静止摩擦係数： μ と、楔デバイス貫入部角度： θ_w との関係を導出する。

まず、摩擦力： P_F は次式で表される。

$$P_F = P_N \cdot \mu' \quad (2.1.a)$$

また、**図 2.2** に示すように楔と楔受けが固着し、抜け出しが生じない場合、次式が成り立つ。

$$P_F = P_C \cdot \sin \theta_w \quad (2.1.b)$$

$$P_N = P_C \cdot \cos \theta_w \quad (2.1.c)$$

次いで、(2.1.a)式より

$$\mu' = \frac{P_F}{P_N}$$

となり、(2.1.b)、(2.1.c)式を代入して、

$$\mu' = \frac{P_C \cdot \sin \theta_w}{P_C \cdot \cos \theta_w} = \tan \theta_w$$

よって

$$\theta_w = \tan^{-1} \mu' \leq \tan^{-1} \mu \quad (2.1.d)$$

となる。これは、静止摩擦係数 μ の場合に、楔デバイス貫入部角度 θ_w が最大値を示す式である。よって、式(2.1.d)より得られる値より低い角度であれば良い。実験等では、摩擦係数を増大させるために、発錆処理を施して、静止摩擦係数 μ を0.78としている。

2.2.2 楔デバイス付梁継手

図 2.4 に提案する楔デバイス付梁継手を、**図 2.5** に楔デバイス付梁継手の力学モデルを、それぞれ、示す。

本研究で提案する楔デバイス付梁継手は、既往のディテール(**図 2.1(a)**)に、ボルトプレートと称する部材を2枚追加している。ボルトはボルトプレートに緊結し、有効長さを確保する。これにより、ボルトの塑性変形能力を確保でき、ボルトの早期破断を回避できる。さらに、楔デバイス位置におけるボルトの曲げ変形を小さくでき、楔デバイスが隙間なく貫入する。また、エンドプレートには接合部回転中心位置の圧縮力が、ボルトプレートには接合ボルトの反力がそれぞれ作用し、既往のディテールでエンドプレートに作用していた力をボルトプレートに分担させている。エンドプレートには圧縮力しか作用しないため、面外変形を起こさない。尚、ボルトプレート位置を任意にできるため、ボルト長さを調整することが可能である。

楔デバイスは、梁中央側のボルトプレートに設置し、内ナットは柱側のボルトプレートの上に設ける。ボルトの塑性伸びを楔デバイス側に限定し、生じた塑性伸びへ楔が貫入するため、原点立上り型復元力特性を示す。また、接合に用いるボルトは、10%の伸び性能が確保された転造ねじアンカーボルト¹⁹⁾を用いる。

本工法は、梁継手をボルト接合とする半剛接合部である。類似の研究^{7,8)}では一般に、柱梁接合部をボルト接合する方法が用いられる。この場合、母材に先立って接合部を降伏させるため、接合部の耐力が架構の保有水平耐力となり、通常の梁降伏型架構と比較して耐力が低下する。しかしながら、本工法は、ブラケット方式であるため、ボルト接合部が梁端部ではなくブラケット長さだけ梁中央側にあり、継手位置よりもブラケット端部の方が生じる応力が大きくなる。このため、ブラケット長さと継手耐力を調整することで、梁降伏型架構と同等の保有水平耐力を得られる。

ボルト接合部抵抗機構の概略として、曲げモーメントに対しては、ボルトが引張抵抗し、せん断力に対しては、ボルトに導入する初期軸力並びに、曲げモーメントが作用した場合にエンドプレート間に生じる接触反力による摩擦力で抵抗する機構を有しているものとする。

楔デバイス付梁継手は、梁降伏型架構として設計された架構へ導入する工法である。したがって、楔デバイス付梁継手を導入する場合においても、架構は一般的な設計法によって構造設計をすればよい。また、楔デバイス付梁継手は、別途追加して設計を行うものとする。

楔デバイス付梁継手の設計条件を以下に記す。

- 1)ボルト接合部最大曲げモーメントは、梁の全塑性モーメントの 0.8 倍(接合部負担耐力係数 α_j)程度とし、ブラケットの断面性能は、梁の全塑性モーメントに対して弾性状態を保つように設計する(楔デバイス付梁継手においては、ボルト接合部が最大曲げモーメントに達した時点で崩壊機構が形成される。このため、ブラケットに作用する最大の曲げモーメントは、梁の全塑性モーメントとなる)。但し、エンドプレート間の接触反力の伝播を考慮して、梁と同一の成とする。
- 2)ブラケット材長 $BR L$ は、ボルト接合部最大曲げモーメント時にブラケット端部の曲げモーメントが、梁の全塑性モーメントとなるよう設計する(図 2.4 (b) 参照)。
- 3)ブロック部の断面は、圧縮合力点位置に作用する圧縮力に対し、座屈しない断面とする。
- 4)ボルトプレートは、ボルトの引張抵抗に対して弾性状態を保つ板厚とする。
- 5)せん断力に対する抵抗は、長期荷重に対してはボルトに導入した初期軸力による摩擦力により、短期荷重に対しては、曲げモーメントによって生じる接触反力により発生する摩擦力が抵抗するものとする。

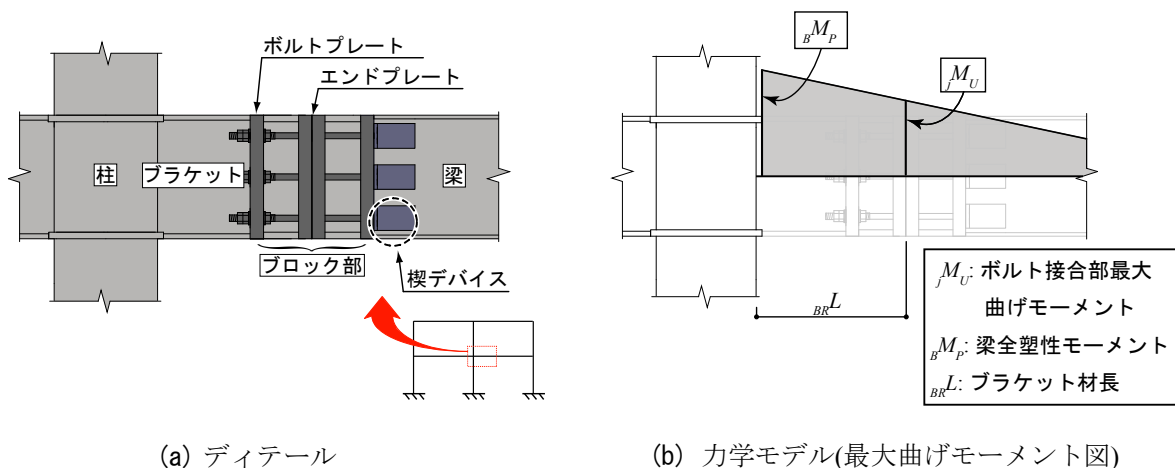


図 2.4 提案する楔デバイス付梁継手

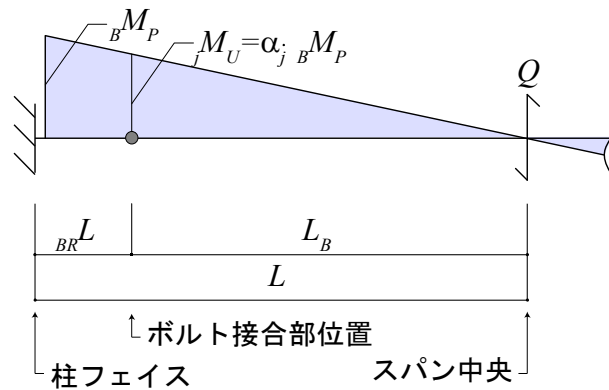


図 2.5 楔デバイス付梁継手の力学モデル

6)ボルトの有効長さは、繰返しの地震力に対して十分な塑性伸びが期待できる長さ(転造ねじアンカーボルトの保証伸び性能である 10%以下)とする。

楔デバイス付梁継手の設計要素としては、ブラケット材長 $BR L$ と、ボルト接合部とがある。図 2.5 より、ブラケット材長 $BR L$ は、以下の式を用いて算定する。尚、ボルト接合部については、次節にて示す。

$$BR L = L - \alpha_j \cdot L \quad (2.2)$$

ここに、 L : 柱フェイス間距離の半分、 α_j : 接合部負担耐力係数である。

2.2.3 楔デバイス付接合部の作動概念と復元力特性

図 2.6 に楔デバイス付接合部を柱脚部に適用した工法の作動概念と復元力特性を示す。尚、図 2.6(a), (b), (c) 中の記号は、全て対応している。

図 2.6(b) に示す履歴は、計 3 サイクルから成っており、図 2.6(c) に示すように、正方向に回転角が繰返し漸増していくサイクルとする。各サイクルの概要として、1 サイクル目は、最外列ボルトが、2 サイクル目は、最外列ボルトと中央列ボルトが降伏する履歴を示し、3 サイクル目は、載荷途中に回転角が一時的に減少する場合の履歴を示す。また、図 2.6(a) は、1 サイクル目の作動概念を示している。以下に、各サイクルにおける作動概念を示す。

1 サイクル目：架構に地震外力が作用すると、楔デバイス付接合部には曲げモーメントが作用し、ボルトが引張抵抗する。大きな地震外力が作用した場合には、先ず、最外列ボルトが降伏して塑性伸びが生じる(図中 0→A→B)。ここで、除荷によって回転角が減少する場合、中央列ボルトの弾性抵抗力によって、履歴は原点を指向する(図中 C→0)。この時、最外列において、ナットとベースプレートとの間に間隙が生じるが、ばねの復元力により楔を貫入させるため、間隙は消滅する。

2 サイクル目：ボルト降伏後の再載荷においても、楔が貫入する限り間隙は生じないため、直ぐにボルトが引張抵抗を開始する(図中 0→A)。また、更に大きな地震外力が作用した場合、中央列ボルトも降伏し、剛性が 0 になる(図中 A→D→E)。この場合、除荷時において、ボルトの弾性剛性が失われる範囲があるため、原点を指向する復元力特性は得られないが、回転角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としないため、残留変形は生じない(図中 E→F→G→0)。

3 サイクル目：地震時においては、常に一定の振幅が与えられるわけではないため、図 2.6(c) 中の 3 サイクル目に示すように、回転角が一時減少し、その後、更に増加する場合もある。楔デバイス付接合部においては、いかなる回転角下にあっても、回転角の増加により、楔と楔受けとが固着状態になるため、ボルトが直ぐに抵抗を開始する。このため、図 2.6(b) 中の 3 サイクル目に示すように、固定度を失うことなく、常に地震外力に抵抗する機構となっている。

また、柱梁接合部への適用工法については、ディテールは異なるが、作動概念や復元力特性は同様である。

このように、楔デバイス付接合部は、接合部の回転角が増加する場合には、いかなる回転角下においても直ぐにボルトが弾性抵抗を開始する(但し、ボルトが降伏している場合には、剛性は 0 であるが耐力は降伏耐力を保持している)。また、接合部の回転角が減少する過程では、接合ボルトの弾性抵抗力（弾性剛性）が失われても、0 に戻るプロセスにおいて、エネルギーを必要としない

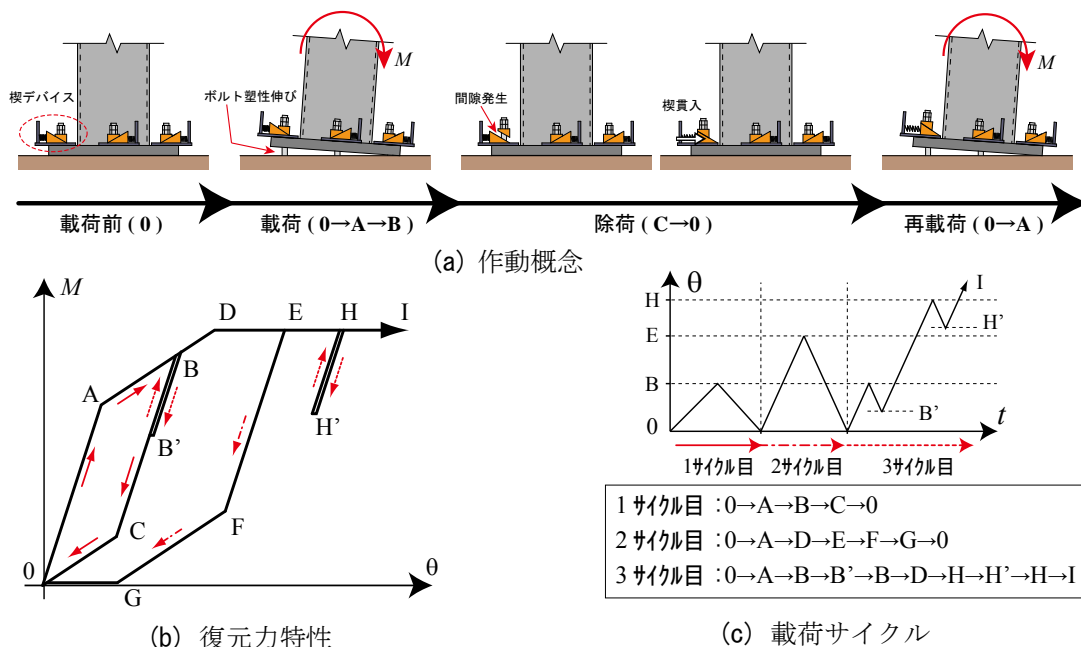


図 2.6 楔デバイス付接合部

2.3 载荷実験

本実験では、楔デバイス付梁継手を適用した部分架構を用い、提案工法の復元力特性を明らかにすることが目的である。方法として、ボルトに導入する初期軸力を変数とした载荷実験を行い、上記の内容を検討する。

2.3.1 試験体

表 2.1 に素材特性を、表 2.2 にボルト接合部特性値を、図 2.7 に楔デバイス付梁継手を適用した架構を、図 2.8 に試験体耐力関係を、図 2.9 に試験体を、それぞれ、示す。

試験体は、柱とそれに取り付く梁を想定し、水平荷重に対する曲げモーメント反曲点位置までを取り出した部分架構を用いる。また、本試験体は側柱の形状をしたト字型であるが、ブラケットを設けているため、両側並びに、直交方向へも梁を設けられる。更に、仮に両側

に梁を設けたとしても、節点振り分け法によって検証した場合、従来の梁降伏型架構と同様に、梁材に塑性ヒンジが形成されるため、中柱にも適用可能である。

部材として、柱には□-200×200×12 を、梁には H-300×150×6.5×9 を、ブラケットには BH-300×175×9×12 を、ブロック部には BH-300×175×9×16 を用いる。接合ボルトには転造ねじアンカーボルト M16 を使用している。ボルトは3列で1列に2本ずつ、計6本を配置し、楔デバイスを介してダブルナットにより梁端部とブラケットを緊結する。

尚、継手ディテールは、楔デバイスの配置上、図2.9(b)に示すような構成を基本ディテールとする。

エンドプレート・ボルトプレート厚はボルト径の2倍である32mmとして面外変形に対して安全側の設計をしている。エンドプレート厚は、せん断力および継手部の回転中心となることによる圧縮力を伝達できればよいため、薄くすることが可能である。エンドプレートおよびボルトプレートの適正な厚さについては本研究では検討しない。

尚、本試験体のブラケット長さ BR_L は、接合部負担耐力係数 α_j を0.7として、2.2節で示した方法で設計している。しかしながら、本載荷実験では、本工法を用いることによって、原点立上り型復元力特性が得られることの確認を目的としているため、ボルト接合部の耐力を低め(接合部負担耐力係数 $\alpha_j=0.3$ 程度)にしている。本工法はブラケット長さにより継手位置が定められ、半剛接合部でありながら、架構の耐力を低下させない設計が可能であるが、その場合に必要となる梁継手耐力は梁の全塑性モーメントに対して7割(接合部負担耐力係数 $\alpha_j=0.7$)となる。

実験変数はボルトに導入する初期軸力とし、ボルト降伏軸力の30%を導入したものと、70%を導入したものの二つの実験を行う。

尚、張力管理は、ひずみゲージから得られたひずみ度をボルト軸力に換算して行っている。

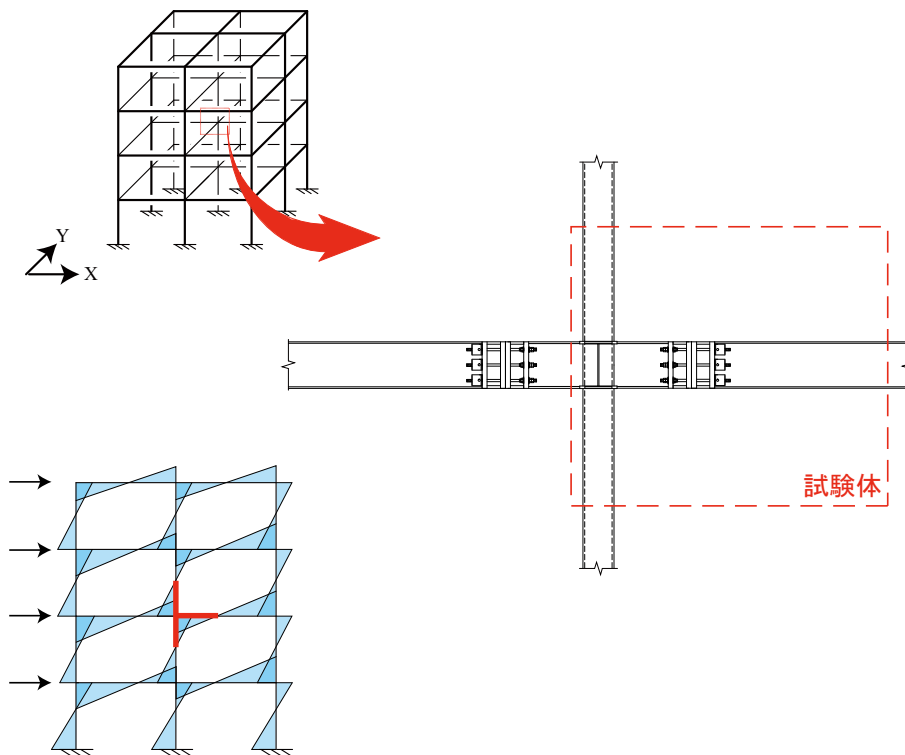


図2.7 楔デバイス付梁継手を適用した架構

表 2.1 素材特性

部材	材質	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_U (N/mm ²)	σ_y/σ_U (%)	ϵ_f (%)
柱	STKR400	205,000	460	515	89	19
梁フランジ	SS400	205,000	311	440	74	31
梁ウェブ	SS400	205,000	362	460	80	23
ブラケットフランジ	SS400	205,000	342	469	73	27
ブラケットウェブ	SS400	205,000	361	440	84	26
ブロック部フランジ	SS400	205,000	288	432	68	31
ブロック部ウェブ	SS400	205,000	374	447	85	23
転造ねじボルト	ABR400	205,000	287	444	66	32

E :ヤング係数 σ_y :降伏応力度 σ_U :引張強さ σ_y/σ_U :降伏比 ϵ_f :破断伸び

表 2.2 ボルト接合部特性値

弾性剛性	2次勾配	降伏モーメント	最大モーメント
${}_fK_I$	${}_fK_{II}$	${}_fM_Y$	${}_fM_U$
(kNm/rad)	(kNm/rad)	(kNm)	(kNm)
8.61×10^3	2.28×10^3	32.9	38.7

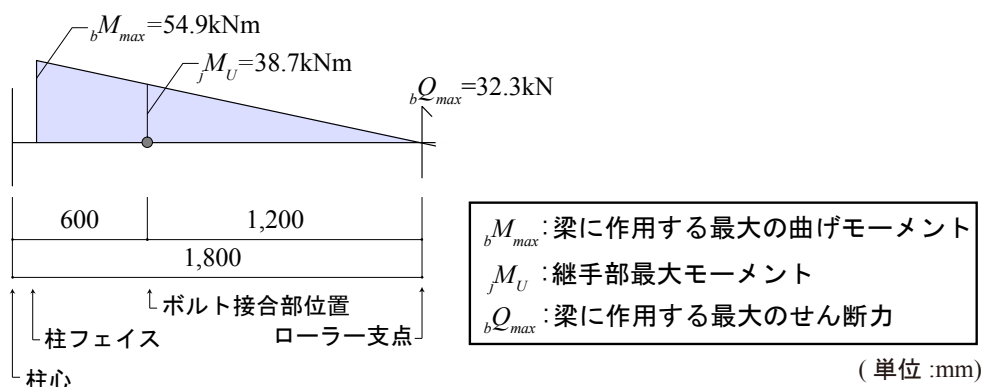
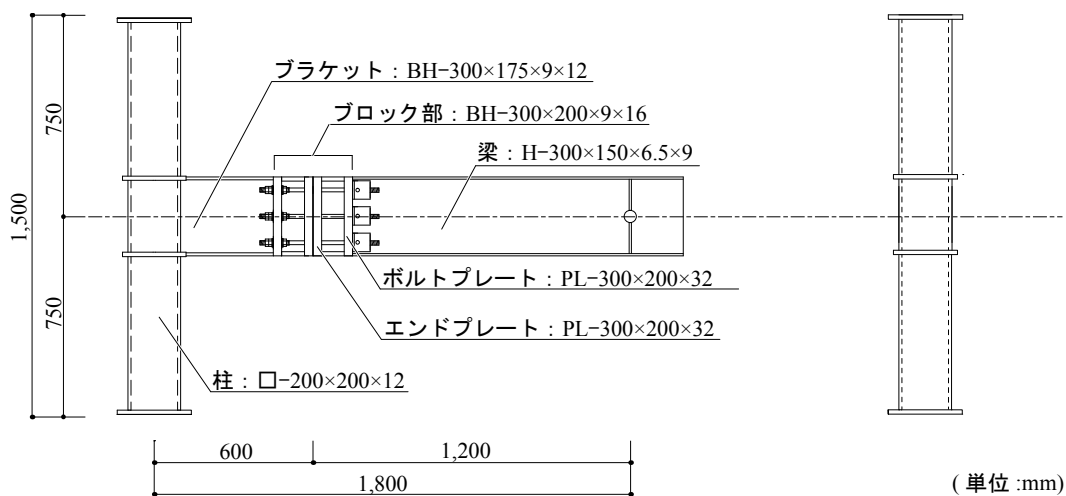
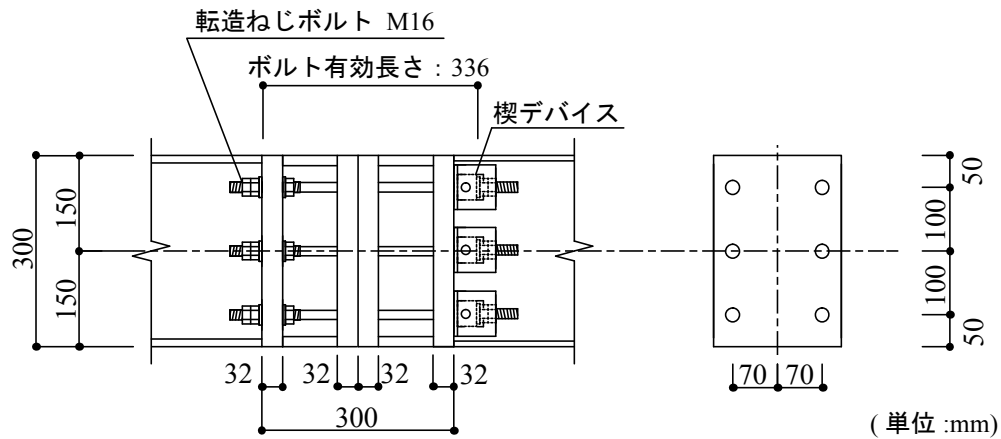


図 2.8 試験体耐力関係

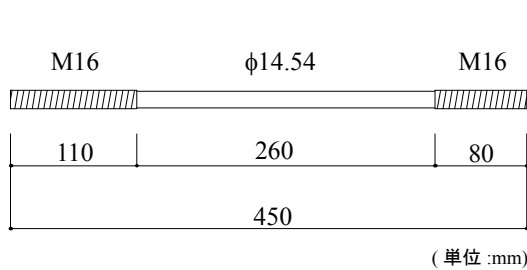


(a) 立面図

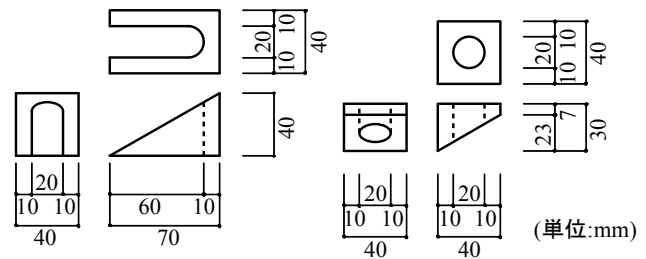
図 2.9(a) 試験体



(b) 接合部詳細図



(c) ボルト寸法



(d) 楔デバイス寸法

図 2.9(b) (c) (d) 試験体

2.3.2 実験方法

2.3.2(a) 载荷装置

図 2.10 に载荷装置を，図 2.11 に梁端部の支持状態を，それぞれ，示す。

载荷は，試験体の柱上端に取り付けたピンにヨークを介して設置した油圧ジャッキによって行う。油圧ジャッキは，载荷装置の反力柱に取り付け，試験体柱上部のピン中心とジャッキ軸心が一致するように設置している。

試験体の支持状態としては，柱下端部をピン支持，梁先端をローラー支持としている。また，梁の横振れ止めとして，梁中央部にパンタグラフを設置している。尚，梁端部はローラー支持状態を作り出すため，図 2.11 に示すような装置を作製している。梁端部には，正方向载荷時に上向きの鉛直力が作用するが，4本配置した普通ボルト(M16)によってこれを支持する。ボルトには引張力が作用するため，ダブルナットで接合している。負方向载荷時には下向きの鉛直力が作用するが，摩擦抵抗力が生じないようにスライドベアリングを設置している。スライドベアリングは摩擦係数が 0.06 のものを用いている。スライドベアリングや鉛直支持治具のエンドプレートには，ボルト孔をルーズホールとし，支点の水平移動を拘束しないディテールとしている。

尚，载荷装置等の写真を付録 1 に示す。

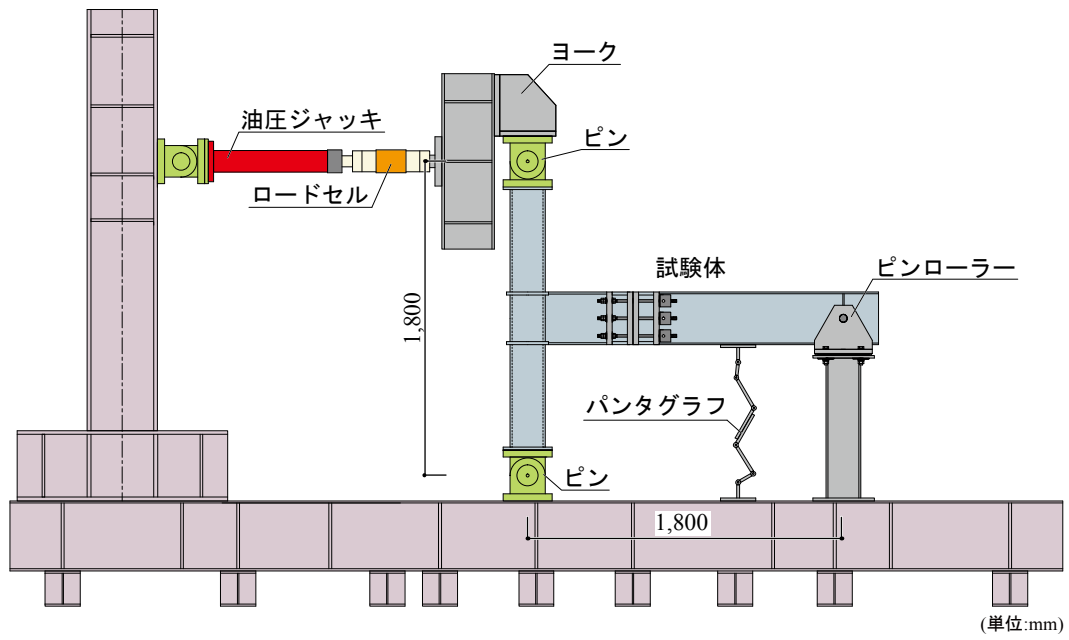


図 2.10 載荷装置

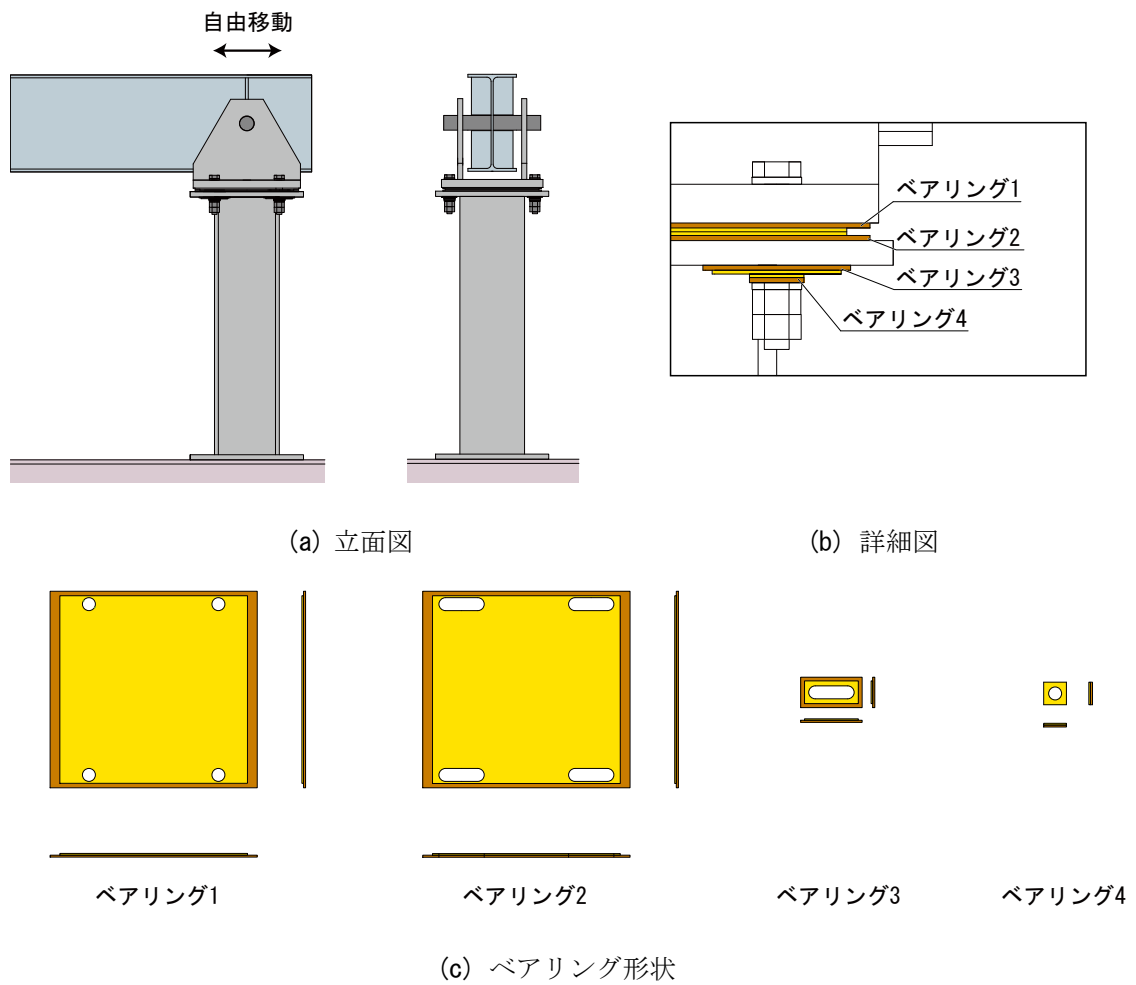


図 2.11 梁端部の支持状態

2.3.2 (b) 計測方法

図 2.12 に変位計治具と計測位置を、図 2.13 にひずみゲージ貼付位置を、図 2.14 に試験体力学モデルを、それぞれ、示す。

変位計治具は 38×89 の木材を用いており、斜材を設けることで、構面内・構面外剛性を高めている。尚、計測基準点は、柱上下端に設置したピンの中心としている。

変位として、以下を計測する。

- 1) ローラー支点位置での鉛直変位 δ_V を変位計治具を介して計測し、 δ_V から層間変形角を算出する。
- 2) エンドプレート上下変位 δ_1 、 δ_2 をボルトプレートを計測基準点とした変位計より計測する。尚、梁-ブラケット間の相対変位である。
- 3) エンドプレートの鉛直変位 δ_V をブラケットから梁に向けて計測する。計測基準点をブラケット側に設け、ブラケット-梁間の相対変位を計測する。

荷重として、油圧ジャッキ先端に容量 500KN(引張方向は 250KN)のロードセルを設置し、荷重 P を計測する。

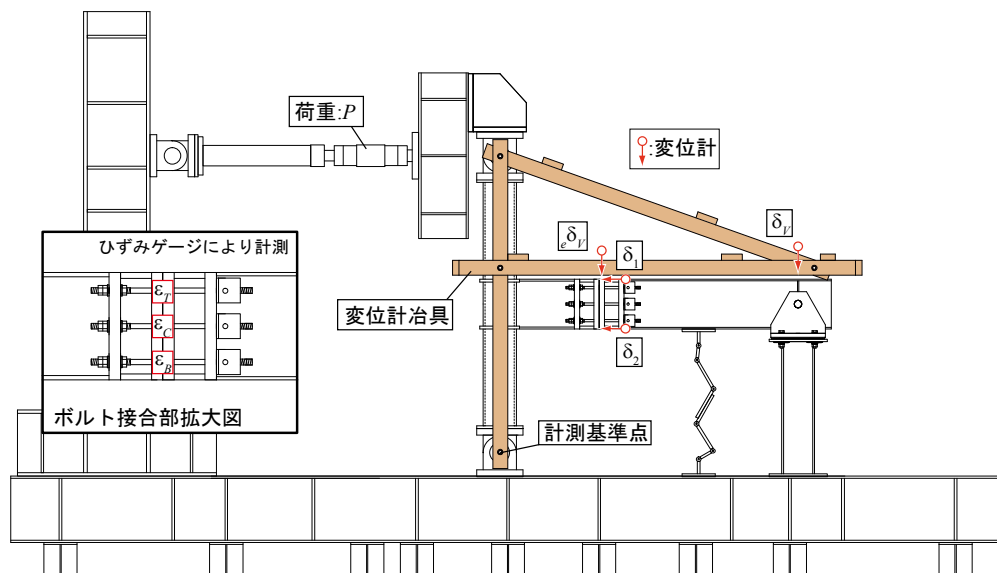


図 2.12 変位計治具と計測位置

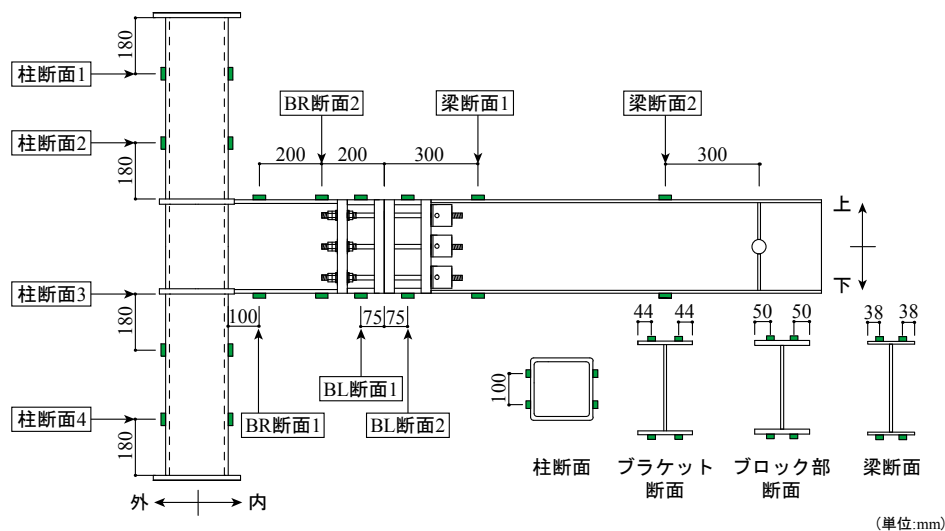


図 2.13 ひずみゲージ貼付位置

ひずみ度としては、接合部の各ボルト(1本当たり,2箇所),柱の4断面(1断面当たり,4箇所),ブラケットの2断面(1断面当たり,4箇所),ブロック部の2断面(1断面当たり,4箇所),梁の2断面(1断面当たり,4箇所)に貼付けたひずみゲージにより計測する.尚,引張力により生じるひずみ度を正とし,圧縮力により生じるひずみ度を負とする.

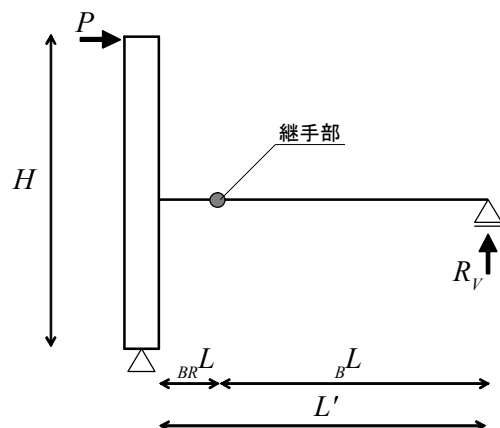


図 2.14 試験体力学モデル

図 2.14 より,層間変形角 r , エンドプレート回転角 ${}^e\theta$, 層せん断力 Q , ボルト接合部曲げモーメント ${}_jM$, 圧縮合力点位置 d_c を,以下の式によって算定する.尚,本試験体では,階高=スパン/2 となっているため,梁端部に生じる鉛直反力 $R_v=P$ となる.

水平変位としては,変位計測用治具の回転に伴い生じるローラー支点位置でのその治具の鉛直変位 δ_v を計測し, δ_v から層間変形角 r を以下の算定方法により求める.

$$r = \frac{\delta_v}{L'} \quad (2.3.a)$$

エンドプレート回転角 ${}^e\theta$ は,以下の算定方法により求める.

$${}^e\theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{D} \quad (2.3.b)$$

ここに, D : δ_1 と δ_2 の変位計間の距離である.

層せん断力 Q は,以下の算定方法により求める.

$$Q = P \quad (2.3.c)$$

ボルト接合部曲げモーメント ${}_jM$ は,以下の算定方法により求める.

$${}_jM = P \cdot {}_B L \quad (2.3.d)$$

梁図心からの圧縮合力点位置 d_c は,以下の算定方法により求める.

$$d_c = \frac{{}_jM - (\Sigma T_T - \Sigma T_B) \cdot d_t}{\Sigma T} \quad (2.3.e)$$

ここに, ΣT_T : T 列のボルト軸力合計, ΣT_B : B 列のボルト軸力合計, ΣT : ボルト軸力合計, d_t : 梁図心から最外列ボルト軸心までの距離である.

引張側最外列ボルト軸力 T_T および引張側最内列ボルト軸力 T_B は,以下の算定方法により求める.下式は,ボルト軸力が弾性範囲にある場合に成り立つ.

$$T_T = E \cdot A \cdot \varepsilon_T \quad (2.3.f)$$

$$T_B = E \cdot A \cdot \varepsilon_B \quad (2.3.g)$$

ここに、 E :鋼材のヤング係数、 A : ボルトの断面積、 ε_T : T 列のボルトひずみ度、 ε_B : B 列のボルトひずみ度である。

2.3.2(c) 载荷プログラム

図 2.15 に载荷サイクルを、図 2.16 に正方向の各実験値を、それぞれ、示す。

層間変形角 r を制御値とした正負交番漸増繰返し载荷とし、弾性载荷として層間変形角 $1/1000$, $1/500$ rad について、各 2 サイクルずつ、弾塑性载荷として $1/200$, $1/100$, $1/50$ rad について、2 サイクル行う。本実験は負方向载荷となる引張载荷から行う。

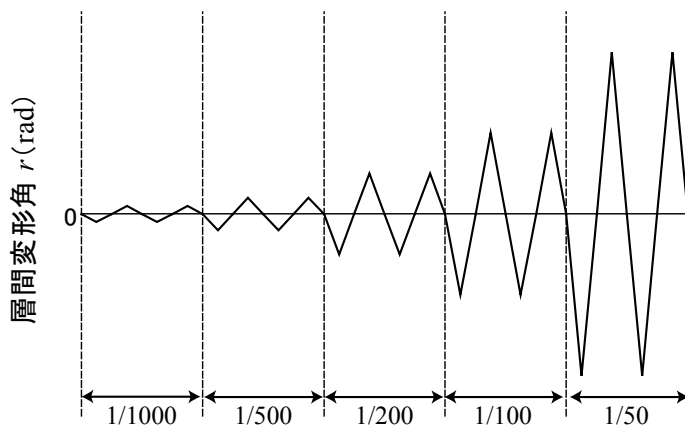


図 2.15 载荷サイクル

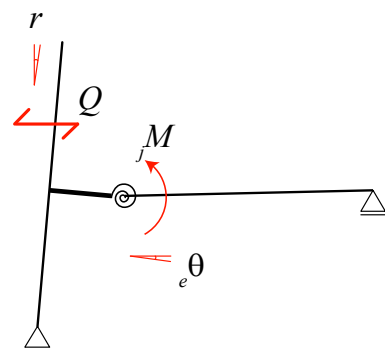


図 2.16 正方向の各実験値

2.3.3 せん断抵抗材

2.3.3(a) ディテール

図 2.17 にせん断抵抗材を示す。

楔デバイス付梁継手は、接合ボルトに導入する初期軸力や、ボルト接合部に作用した曲げモーメントによる圧縮反力から生じる摩擦力で、せん断力に抵抗する。しかしながら、接合ボルトに導入した初期軸力は、接合ボルトが塑性化することで次第に減少していく。このため、接合ボルトが塑性化するような大地震後には、固定荷重を支える部材が、接合ボルト以外に必要な。

今回提案する工法では、エンドプレートを挟み込むように、2 枚のプレートをブラケットに溶接接合し、せん断力に抵抗させる。

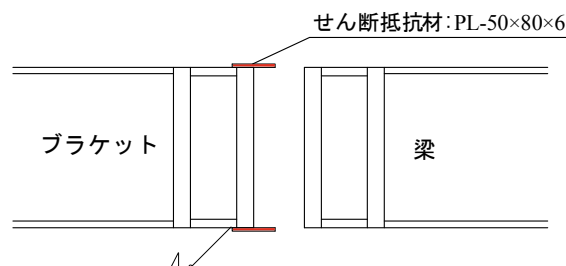


図 2.17 せん断抵抗材

2.3.3(b) せん断抵抗材の曲げ抵抗検証実験

図 2.18 にせん断抵抗材の層せん断力 Q -層間変形角 r 関係を示す。

ここでは、せん断抵抗材を溶接接合することによって、抵抗機構に変化が生じないことを検証している。方法は、接合ボルトを取り除いた試験体において、層間変形角 1/100rad までの正負交番載荷を 1 サイクル行っている。

図 2.18 の結果より、荷重に変化が見られないことから、せん断抵抗材が抵抗機構に与える影響は、ほぼ 0 であることがわかる。

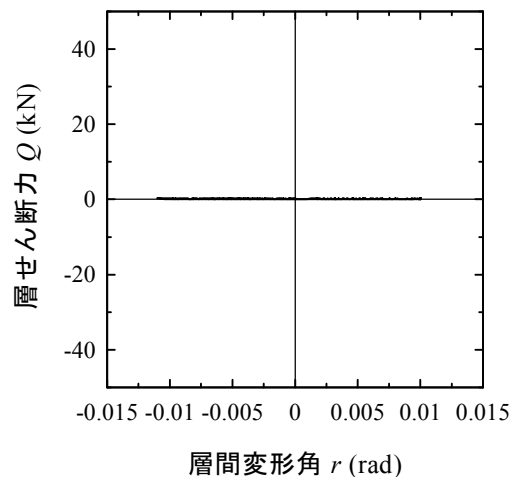


図 2.18 せん断抵抗材の層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

2.3.4 復元力特性モデル

楔デバイス付梁継手の復元力特性モデルの算定方法を示す。

2.3.4(a) 耐力評価

図 2.19 に抵抗機構を示す。

抵抗機構として、最外列および中央列ボルトのみが抵抗するものとし、曲げ耐力を算定する。継手部の回転中心となる圧縮合力点はエンドプレート端部と仮定する。

耐力評価について、各列ボルト降伏曲げモーメント ${}_jM_{Yi}$ は、圧縮合力点位置からの曲げモーメントの釣り合いにより、以下の式で算定する。

$${}_jM_{Yi} = n_i \cdot A_b \cdot \sigma_Y \cdot d_i \quad (2.4.a)$$

ここに、 n_i : 各列のボルト本数、 A_b : ボルト断面積、 σ_Y : ボルト降伏応力度、 d_i : 圧縮合力点位置から各列ボルト軸心までの距離である。

2.3.4(b) 弾性回転剛性

各ボルト列の弾性回転剛性は次式により求める。

$${}_jK_i = \frac{{}_jM_{Yi}}{\theta_Y} = \frac{{}_jT_{Yi} \cdot d_i}{\tan^{-1} \left[\frac{\delta_Y}{d_i} \right]} = \frac{{}_jT_{Yi} \cdot d_i^2}{\delta_Y} \quad (2.4.b.1)$$

$${}_jT_{Yi} = n_i \cdot A \cdot \sigma_Y \quad (2.4.b.2)$$

$$\delta_Y = \varepsilon_Y \cdot l_b = \frac{\sigma_Y}{E} \cdot l_b \quad (2.4.b.3)$$

式(2.4.b.2), (2.4.b.3)を式(2.4.b.1)に代入して, 式変形した後, R を導入する.

$${}_jK_i = \frac{n_i \cdot A_b \cdot \sigma_Y \cdot d_i^2}{\frac{\sigma_Y}{E} \cdot l_b} = \frac{n_i \cdot A_b \cdot E \cdot d_i^2}{l_b} \Rightarrow \frac{n_i \cdot A_b \cdot E \cdot d_i^2}{R \cdot l_b} \quad (2.4.b)$$

ここに, ${}_e\theta_Y$: ボルト接合部降伏時エンドプレート回転角, ${}_jT_{Yi}$: ボルト降伏軸力, δ_Y : ボルト降伏時伸び量, l_b : ボルト有効長さ, E : 鋼材のヤング係数, R : ボルト以外の弾性変形を考慮した低減係数であり, $R=2^{15)}$ を採用している.

2.3.4(c) 復元力特性モデル算定式

図 2.20 に本実験で使用する復元力特性モデルを示す.

復元力特性モデル算定式を以下に示す.

$${}_jK_I = {}_jK_1 + {}_jK_2 \quad (2.4.c)$$

$${}_jK_{II} = {}_jK_2 \quad (2.4.d)$$

$${}_jM_Y = {}_jM_{Y1} + \frac{d_2}{d_1} \cdot {}_jM_{Y2} \quad (2.4.e)$$

$${}_jM_U = {}_jM_{Y1} + {}_jM_{Y2} \quad (2.4.f)$$

$${}_e\theta_Y = \frac{{}_jM_Y}{{}_jK_I} \quad (2.4.g)$$

$${}_e\theta_U = {}_e\theta_Y + \frac{{}_jM_U - {}_jM_Y}{{}_jK_{II}} \quad (2.4.h)$$

ここに, ${}_jK_I$: 弾性剛性, ${}_jK_{II}$: 2次勾配, ${}_jM_Y$: ボルト接合部降伏曲げモーメント, ${}_jM_U$: ボルト接合部最大曲げモーメント, ${}_e\theta_Y$: ボルト接合部降伏曲げモーメント時のエンドプレート回転角, ${}_e\theta_U$: ボルト接合部最大曲げモーメント時のエンドプレート回転角である.

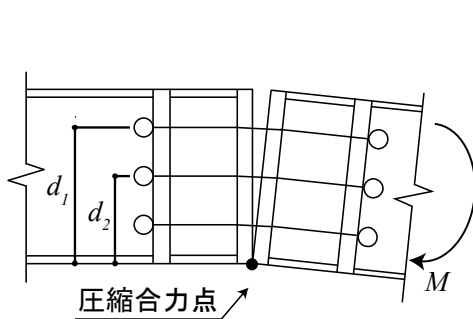


図 2.19 抵抗機構

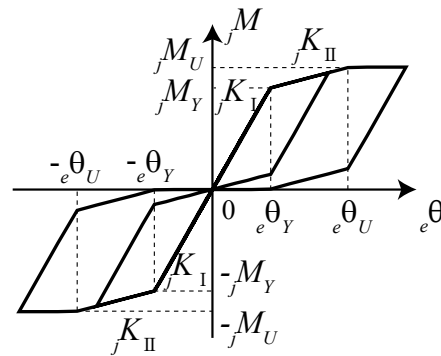


図 2.20 復元力特性モデル

2.3.4(d) 解析方法

図 2.21 に架構の力学モデルを、図 2.22 にボルト接合部の回転による変形図を、図 2.23 に架構の変形図を、図 2.24 に Q - r 関係モデルを、それぞれ、示す。

本節では、層せん断力 Q -層間変形角 r 関係における理論値の解析方法を示す。

試験体の変形は、架構自体の弾性変形と、ボルト接合部の回転による変形の 2 要素である。

架構の弾性変形による変形 δ_1 は、試験体上部に作用させた水平荷重 P による曲げモーメント M と、仮想荷重 $\bar{P}=1$ を試験体上部に作用させたときの曲げモーメント \bar{M} により、仮想仕事法によって求める。尚、ブロック部の断面の断面二次モーメントは材が短いため考慮せず、ブラケット側のブロック部の断面二次モーメントをブロック部と同じ $_{BR}I$ とし、梁側のブロック部の断面二次モーメントを梁断面と同じ $_BI$ として計算している。

以下に、架構の弾性変形による変形 δ_1 の算定式を示す。

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sum \int \frac{M\bar{M}_x}{EI} dx \\ &= \frac{P \cdot H^3}{12 \cdot E \cdot _c I} + \frac{P \cdot H^2 \cdot _B L^3}{3 \cdot E \cdot _B I \cdot L^2} + \frac{P \cdot _{BR} L}{6 \cdot E \cdot _{BR} I} \cdot \left\{ H \cdot \left(2 \cdot H + \frac{H}{L} \cdot _B L \right) + \frac{H}{L} \cdot _B L \cdot \left(2 \cdot \frac{H}{L} \cdot _B L + H \right) \right\} \end{aligned} \quad (2.5.a)$$

本試験体は $H=L, P=Q$ であるから、 L を H に、 P を Q に置き換えて以下のようにまとめる。

$$\delta_1 = \frac{Q \cdot H^3}{12 \cdot E \cdot _c I} + \frac{Q \cdot _B L^3}{3 \cdot E \cdot _B I} + \frac{Q \cdot _{BR} L}{6 \cdot E \cdot _{BR} I} \cdot \left\{ H \cdot (2 \cdot H + _B L) + _B L \cdot (2 \cdot _B L + H) \right\} \quad (2.5.b)$$

続いて、ボルト接合部の回転による変位 δ_2 は図 2.22 のモデルで下式により求める。

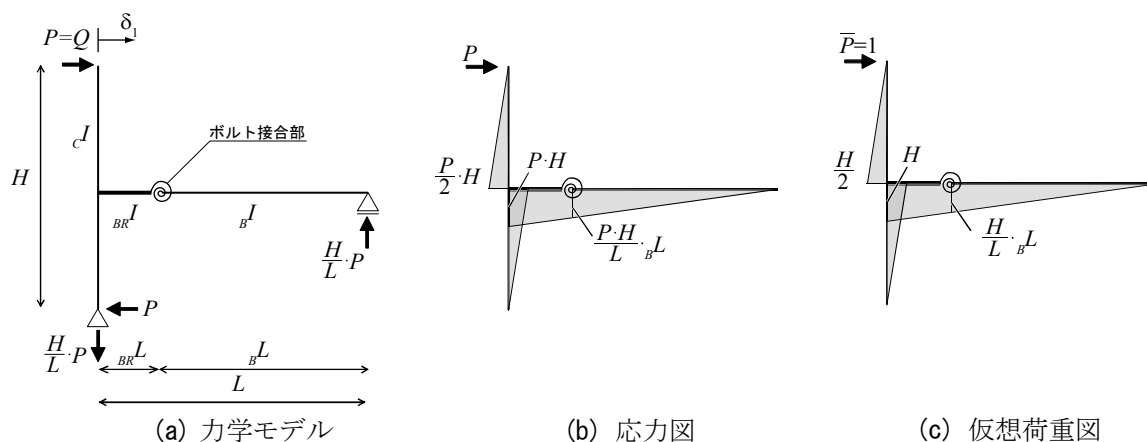


図 2.21 架構の力学モデル

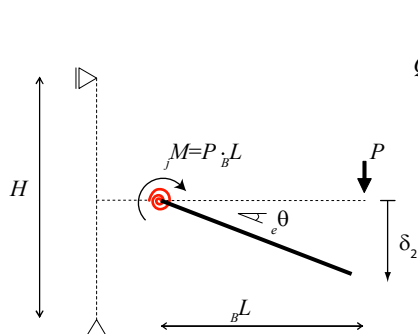


図 2.22 ボルト接合部の回転による変形図

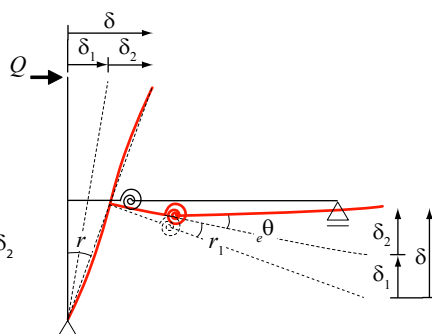


図 2.23 架構の変形図

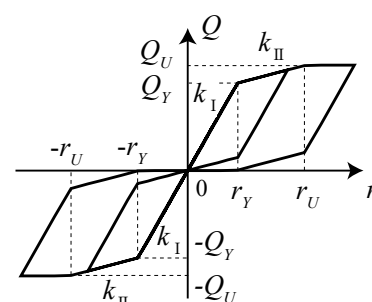


図 2.24 Q - r 関係モデル

$$\delta_2 = {}_e\theta \cdot {}_B L = \frac{{}_j M}{\sum K_i} \cdot {}_B L = \frac{P}{\sum K_i} \cdot {}_B L^2 = \frac{Q}{\sum K_i} \cdot {}_B L^2 \quad (2.5.c)$$

ここに、 $\sum K_i$: 各ボルト列における弾性回転剛性の総和である。

以上より、層せん断力 Q -層間変形角 r 関係における剛性 k を算出する。剛性 k と層せん断力 Q の関係は図 2.21 より、下式となる。

$$k = \frac{Q}{r} = \frac{H}{\delta_1 + \delta_2} \cdot Q \quad (2.5.d)$$

剛性 k はボルト接合部の回転剛性が異なるため、弾性剛性 k_I と 2 次勾配 k_{II} を下式に示す。

$$k_I = \frac{12 \cdot E \cdot {}_c I}{H^2} + \frac{3 \cdot E \cdot {}_B I \cdot H}{{}_B L^3} + \frac{6 \cdot E \cdot {}_{BR} I \cdot H}{{}_{BR} L \cdot \{H \cdot (2 \cdot H + {}_B L) + {}_B L \cdot (2 \cdot {}_B L + H)\}} + \frac{{}_j K_I \cdot H}{{}_B L^2} \quad (2.5.e)$$

$$k_{II} = \frac{12 \cdot E \cdot {}_c I}{H^2} + \frac{3 \cdot E \cdot {}_B I \cdot H}{{}_B L^3} + \frac{6 \cdot E \cdot {}_{BR} I \cdot H}{{}_{BR} L \cdot \{H \cdot (2 \cdot H + {}_B L) + {}_B L \cdot (2 \cdot {}_B L + H)\}} + \frac{{}_j K_{II} \cdot H}{{}_B L^2} \quad (2.5.f)$$

降伏層せん断力 Q_Y 、最大層せん断力 Q_U は接合部曲げモーメントより表す。

$$Q_Y = \frac{{}_j M_Y}{{}_B L} \quad (2.5.g)$$

$$Q_U = \frac{{}_j M_U}{{}_B L} \quad (2.5.h)$$

2.3.4(e) 層間変形角 r -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ の関係

本実験で制御値とする層間変形角とボルト接合部のエンドプレート回転角の関係を示す。

図 2.21 より、層間変形角 r と架構の弾性変形角 r_1 、エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ の関係は下式になる。

$$r = r_1 + {}_e\theta = \frac{\delta_1}{H} + {}_e\theta \quad (2.6.a)$$

層間変形角が r のときのエンドプレート回転角 ${}_e\theta$ は下式により求める。

$${}_e\theta = r - \frac{\delta_1}{H} \quad (2.6.b)$$

2.3.5 任意断面ひずみ度 ${}_n\varepsilon$ -計測ステップ関係の評価

図 2.25 に ${}_n\varepsilon$ 算出に用いる文字の定義を示す。

任意断面位置でのひずみ度 ${}_n\varepsilon$ は下式により求める。

$${}_n\varepsilon = \frac{P \cdot {}_n l}{E \cdot {}_n I} \cdot y \quad (2.7)$$

ここに、 ${}_n l$: 支点から任意 n 断面位置までの距離、 ${}_n I$: 任意 n 断面の鋼材の断面 2 次モーメント、 y : 中立軸からひずみゲージ貼付け位置までの距離である。

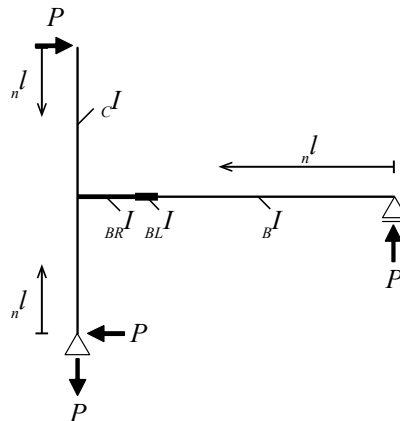


図 2.25 ${}_n \varepsilon$ 算出に用いる文字の定義

2.4 実験結果

図 2.26 に層せん断力 Q -層間変形角 r 関係を、図 2.27 にボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.28 にボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.29 に圧縮合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.30 にエンドプレートせん断変位 $e\delta_V$ -計測ステップ関係を、図 2.31 に柱断面ひずみ度 ${}_c \varepsilon_i$ -計測ステップ関係を、図 2.32 にブラケット断面ひずみ度 ${}_{BR} \varepsilon_i$ -計測ステップ関係を、図 2.33 にブロック部断面ひずみ度 ${}_{BL} \varepsilon_i$ -計測ステップ関係を、図 2.34 に梁断面ひずみ度 ${}_{B} \varepsilon_i$ -計測ステップ関係を、それぞれ、示す。

尚、図 2.31-図 2.34 の計測位置は、図 2.13 に示す通りである。

2.4.1 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

図 2.26 より、以下のことがわかる。1)接合部が離間し、原点立上り型復元力特性を示している。2)1/200rad 以下のサイクルにおいて、原点を指向する復元力特性を示している。3)1/100rad 以上のサイクルにおいて、変形角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性を示している。4)1/100rad-2 サイクル目以降において、原点付近の載荷剛性が低下し、除荷剛性と差異が生じている。5)除荷剛性は、全サイクルで一定である。6)最大耐力到達後においても、ひずみ硬化の影響に起因して耐力が上昇している。7)両試験体を比較すると 1/200rad 以下のサイクルで 70%の方が若干剛性が高い。

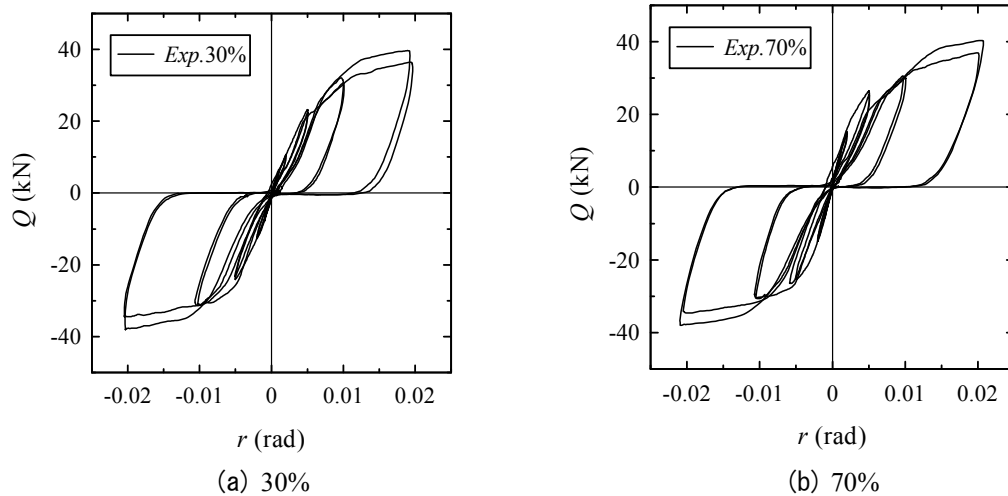


図 2.26 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

2.4.2 ボルト接合部曲げモーメント ${}_jM$ -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ 関係

図 2.27 より、以下のことがわかる．1)接合部が離間し、原点立上り型復元力特性を示している．2)1/200rad 以下のサイクルにおいて、原点を指向する復元力特性を示している．3)1/100rad 以上のサイクルにおいて、変形角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性を示している．4)1/100rad-2 サイクル目以降において、載荷剛性と除荷剛性に差異が生じている．5)除荷剛性は、全サイクルで一定である．6)最大耐力到達後においても、ひずみ硬化の影響に起因して耐力が上昇している．7)両試験体を比較すると 1/200rad 以下のサイクルで 70%の方が若干剛性が高い．

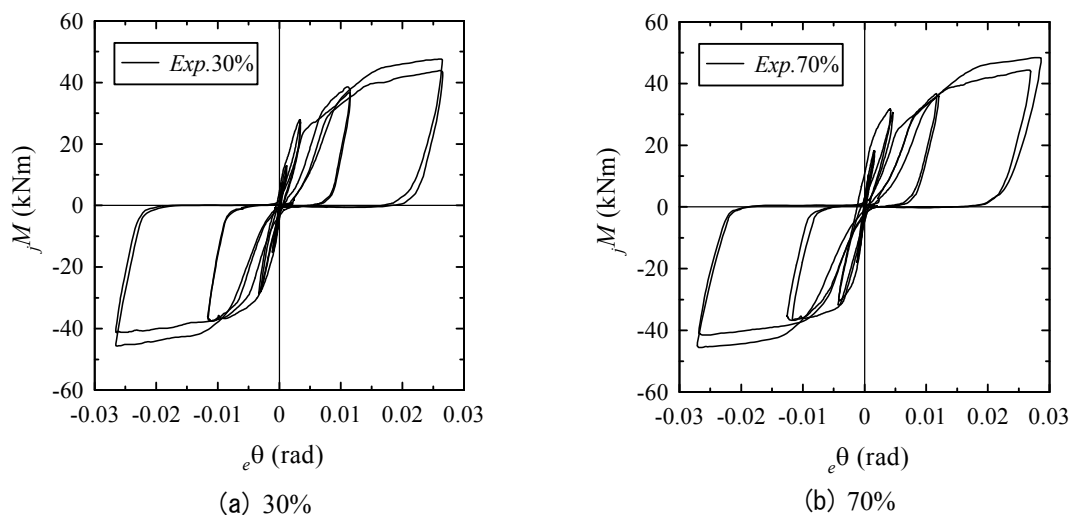


図 2.27 ボルト接合部曲げモーメント ${}_jM$ -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ 関係

2.4.3 ボルトひずみ度 ${}_j\varepsilon_i$ -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ 関係

図 2.28 はひずみゲージにより計測したボルトのひずみ度である。ボルトが降伏し、降伏棚に入るとひずみ度が著しく大きくなるため、1/100-1 サイクル目までの結果を示す。

図 2.28 より、以下のことがわかる。1)最外列ボルトとなる T 列と B 列は、エンドプレート回転角の増加に伴って抵抗している。2)中央列ボルトである C 列は、1/100-正方向 1 サイクル目まで、エンドプレート回転角の増加に伴って抵抗している。負方向サイクルでは、初期軸力 30%の試験体で-0.0025rad 付近から、70%の試験体で-0.003rad 付近から、それぞれ抵抗している。3)1/100-正方向サイクル時に最内列ボルトとなる B 列が 0.005rad 付近から抵抗を開始している。

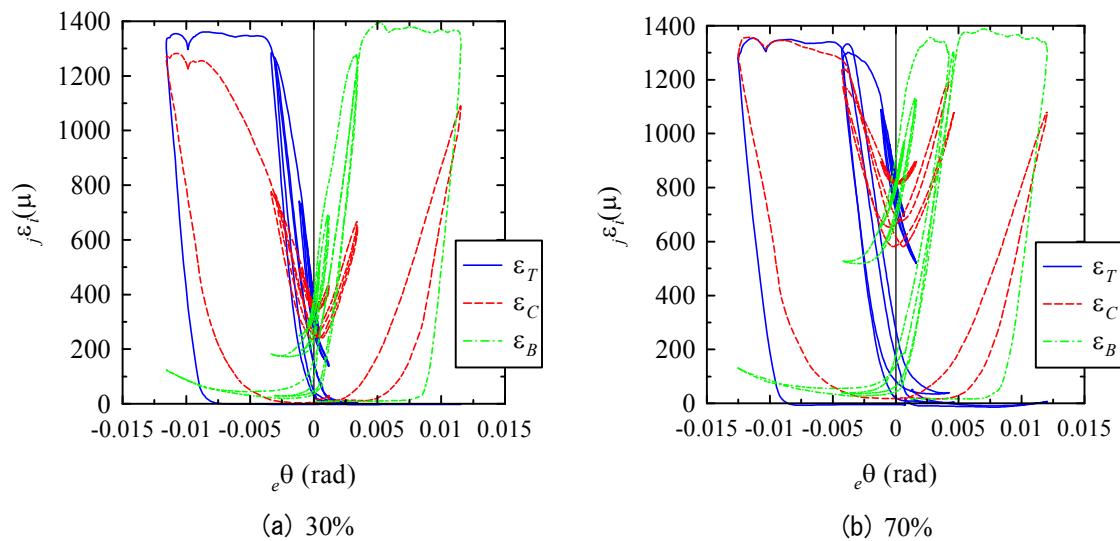


図 2.28 ボルトひずみ度 ${}_j\varepsilon_i$ -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ 関係

2.4.4 圧縮合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 ${}_e\theta$ 関係

図 2.29 は式(2.3.e)から算出した圧縮合力点位置 d_c を用いている。式(2.3.e)内のボルト軸力 T は、ボルトに貼付けたひずみゲージより計測したひずみ度より算出しているが、ボルトが降伏すると式(2.3.f), (2.3.g)が成り立たないため、ボルト降伏後の値を追跡できない。したがって、図 2.29 はボルト接合部曲げモーメントが ${}_jM_Y$ に達するまでを示している。

図 2.29 より、以下のことがわかる。1)圧縮合力点位置は、エンドプレート回転角の増加に伴って、梁図心から梁フランジ方向へ移動している。2) ${}_jM_Y$ 時の圧縮合力点位置は 30%で 150mm および-125mm 付近であり、70%で 125mm および-125mm 付近にある 3)正方向と負方向は、概ね同じ位置まで圧縮合力点位置が移動している。4)両試験体を比較すると、30%の方が勾配が急である。

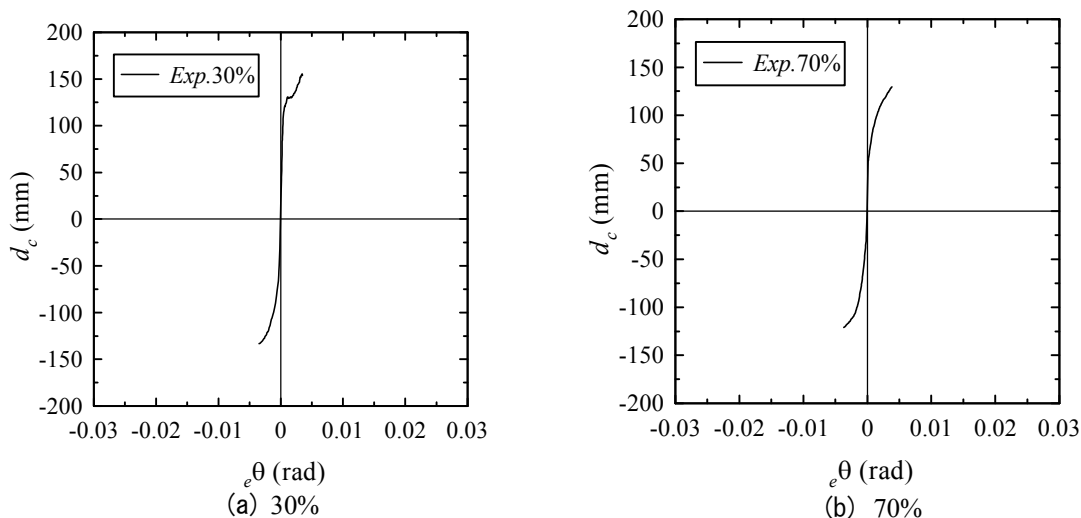


図 2.29 圧縮合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 e_θ 関係

2.4.5 エンドプレートせん断変位 $e\delta_v$ -計測ステップ関係

図 2.30 より、以下のことがわかる。1) 載荷に伴ってエンドプレートせん断変位が生じている。2) 載荷中においても、急激なエンドプレートせん断変位は生じていない。3) 最大変位は 2mm 程度、生じる。4) 実験終了後において、30%は 0.4mm 程度、70%は 0.1mm 程度のエンドプレートせん断変位を生じている。5) 両試験体を比較して、生じるエンドプレートせん断変位は同様である。

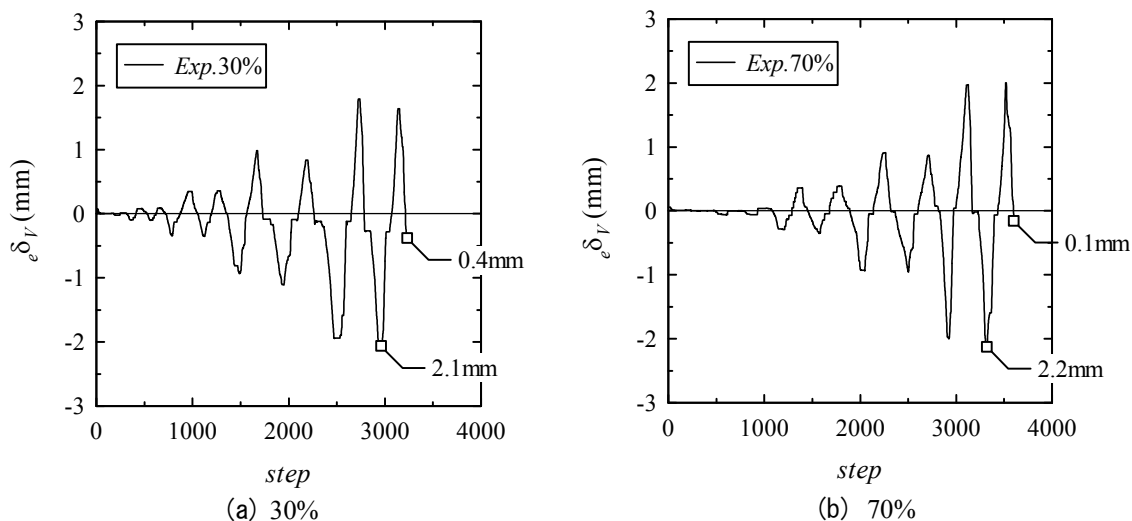


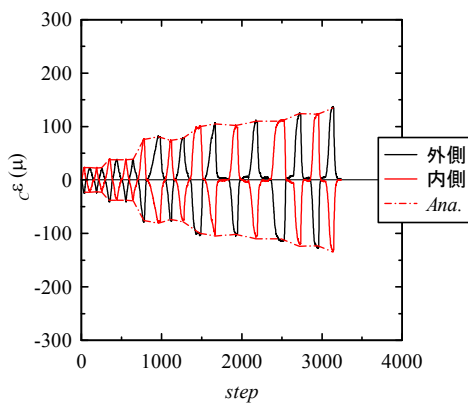
図 2.30 エンドプレートせん断変位 $e\delta_v$ -計測ステップ関係

2.4.6 任意断面ひずみ度 $c\varepsilon$ -計測ステップ関係

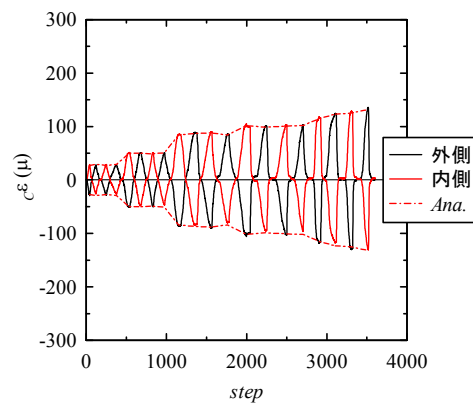
本項では、式(2.7)より算出した解析値を併せて示し、任意断面位置でのひずみ度の傾向を示すことを主旨としている。尚、解析値は各載荷サイクルにおける荷重の最大値及び最小値を式(2.7)に代入して算出し、それぞれの解析値を直線で結び示している。

2.4.6(a) 柱断面ひずみ度 $c\varepsilon$ -計測ステップ関係

図 2.31 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 220 μ 程度である。2)柱断面 1 から柱断面 2、柱断面 4 から柱断面 3 に向けて、ひずみ度が大きく生じる。3)ステップ数が大きくなるにしたがって、ひずみ度が大きくなる。4)柱断面 3・柱断面 4 において、梁のせん断力の影響を受け内側のほうが外側のひずみ度より若干大きめの値を生じている。5)実験値と解析値の対応として、柱断面 1・柱断面 2 は解析値と良好に対応する。柱断面 3・柱断面 4 は梁のせん断力の影響を受け若干外側のひずみ度が小さめの値を生じるが概ね解析値と対応する。

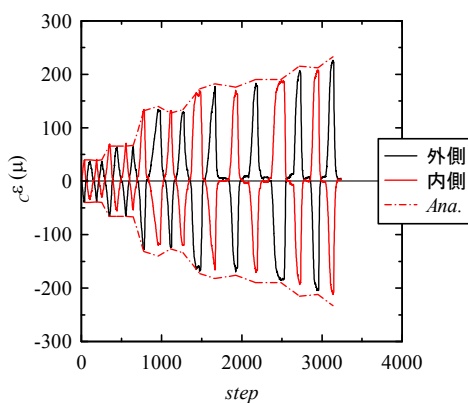


(a. 1) 30%

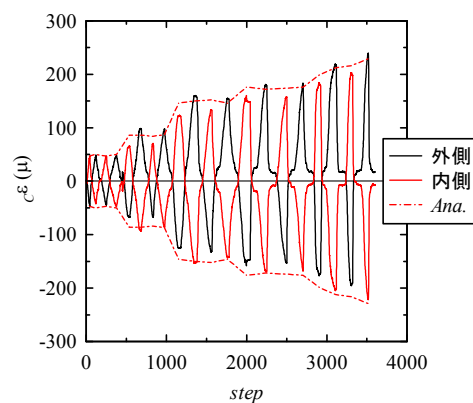


(a. 2) 70%

(a) 柱断面 1



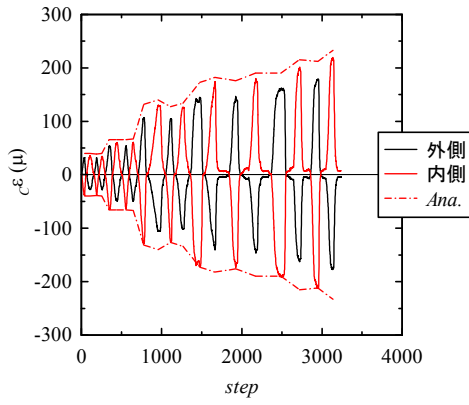
(b. 1) 30%



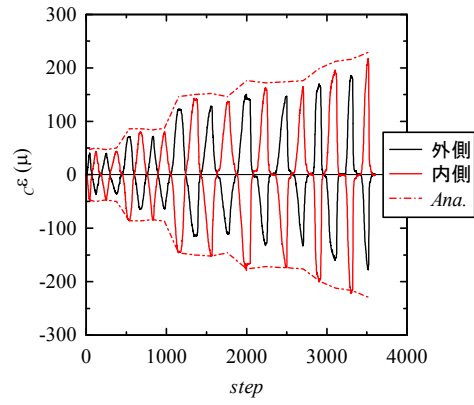
(b. 2) 70%

(b) 柱断面 2

図 2.31 (a) (b) 柱断面ひずみ度 $c\varepsilon$ -計測ステップ関係

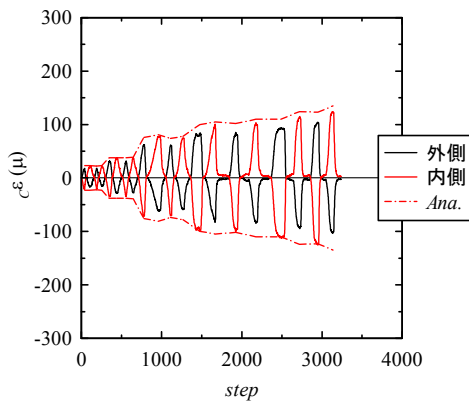


(c. 1) 30%

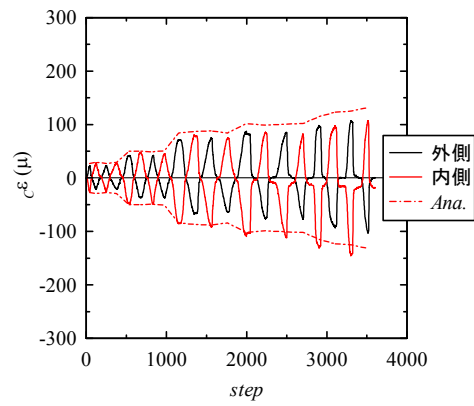


(c. 2) 70%

(c) 柱断面 3



(d. 1) 30%



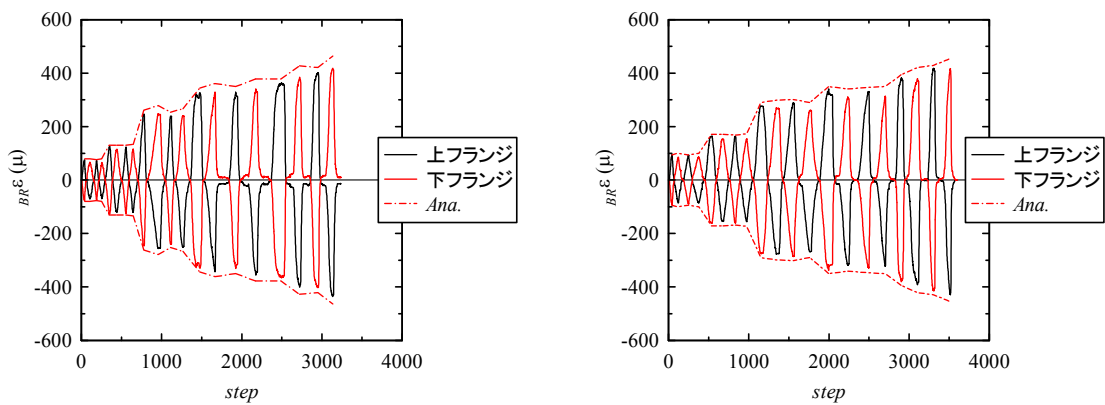
(d. 2) 70%

(d) 柱断面 4

図 2.31 (c) (d) 柱断面ひずみ度 ϵ -計測ステップ関係

2.4.6 (b) ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ -計測ステップ関係

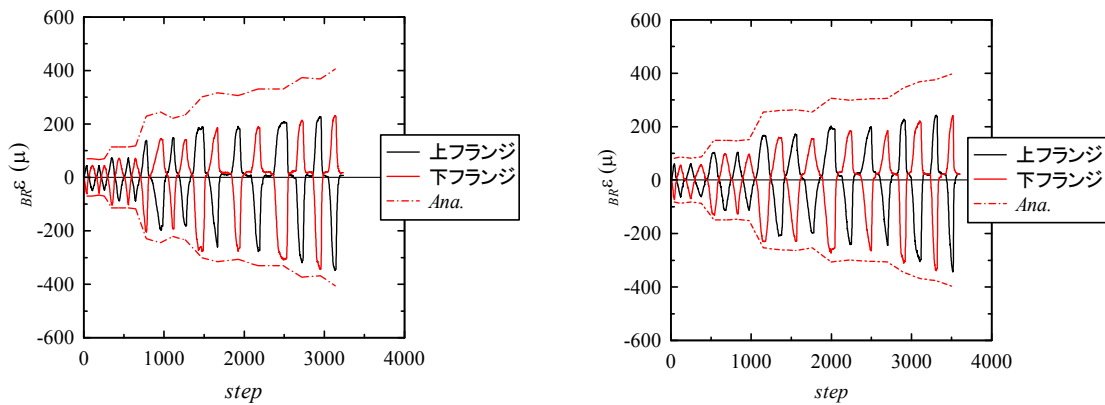
図 2.32 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 400μ 程度である。2)BR 断面 2 よりも BR 断面 1 の方が、大きめのひずみ度が生じている。3)ステップ数が大きくなるにしたがって、ひずみ度が大きくなる。4) BR 断面 2 において、負方向(圧縮)より正方向(引張)の方が、小さめのひずみ度を生じている。BR 断面 2 はボルト接合部近傍にあり、ボルト接合部の煩雑な応力状態の影響を受けたためと推測される。5) 実験値と解析値との対応として、BR 断面 1 は良好に対応し、BR 断面 2 は正方向(引張)の方がボルト接合部の煩雑な応力状態の影響を受け解析値と比較して小さめの値を示す。



(a. 1) 30%

(a. 2) 70%

(a) BR 断面 1



(b. 1) 30%

(b. 2) 70%

(b) BR 断面 2

図 2.32 ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ -計測ステップ関係

2.4.6(c) ブロック部断面ひずみ度 $_{BL}\varepsilon$ -計測ステップ関係

図 2.33 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 300μ 程度である。2)BL 断面 2 よりも BL 断面 1 の方が、大きめのひずみ度を生じている。3)ステップ数が大きくなるにしたがって、ひずみ度が大きくなる。4)負方向(圧縮)より正方向(引張)の方が、小さめのひずみ度を生じている。5)30%の結果より、1500 ステップ以降で、上フランジと下フランジのラインが交わる位置のひずみ度が -40μ 程度に変わっている。6)70%の結果より、1300 ステップ以降で、上フランジと下フランジのラインが交わる位置のひずみ度が 0 を下回るようになり、最終的に下フランジで約 -130μ 生じている。7)実験値と解析値の対応として、負方向(圧縮)は解析値と概ね対応するが、正方向(引張)はボルト引張抵抗時の反力(圧縮力)が BL 断面に伝達されるため解析値と比較して小さめの値を示す。

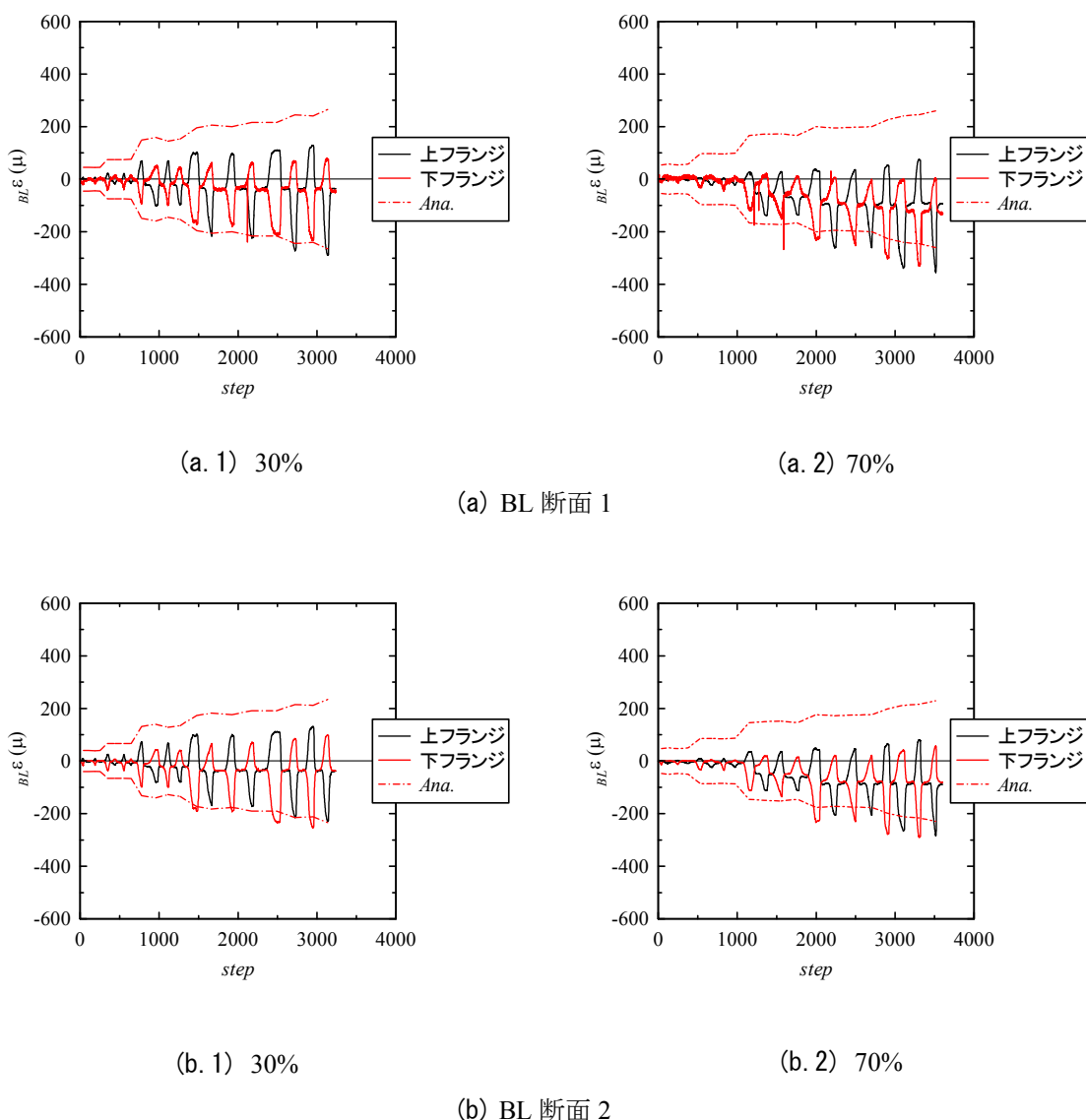
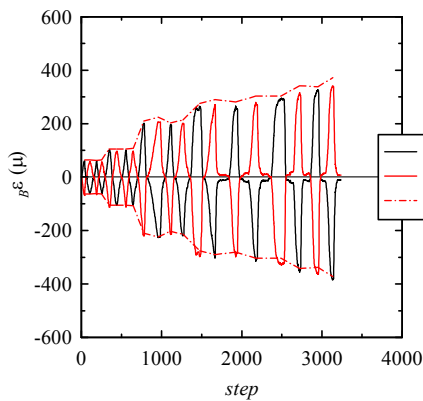


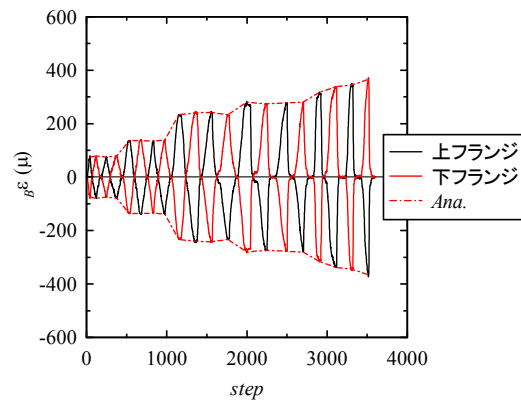
図 2.33 ブロック部断面ひずみ度 $_{BL}\varepsilon$ -計測ステップ関係

2.4.6(d) 梁断面ひずみ度 $\beta\epsilon$ -計測ステップ関係

図 2.34 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 400 μ 程度である。2)梁断面 2 よりも梁断面 1 の方が、大きめのひずみ度を生じている。3)約 2000 ステップ以降では、ステップ数が大きくなるにしたがって、ひずみ度が大きくなる。4)断面を大きくしている図 2.32 の BL 断面と比べ、ひずみ度が大きめの値を生じている。5)実験値と解析値の対応として、梁断面 1・梁断面 2・梁断面 3・梁断面 4 は解析値と良好に対応する。

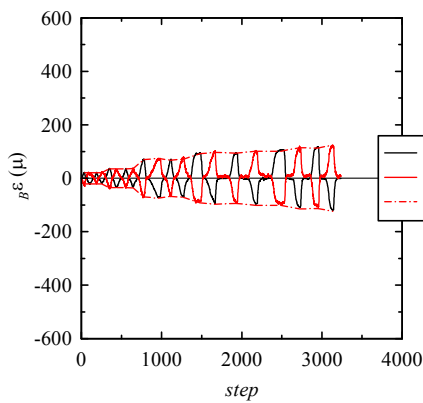


(a.1) 30%

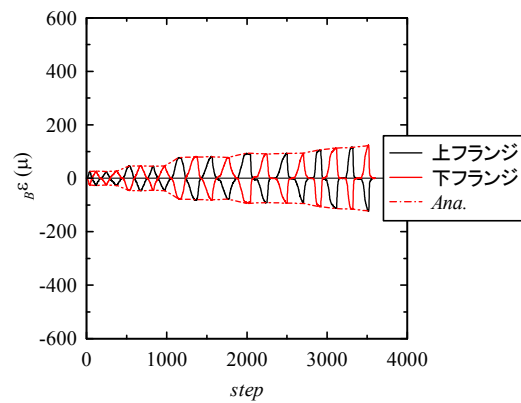


(a.2) 70%

(a) 梁断面 1



(b.1) 30%



(b.2) 70%

(b) 梁断面 2

図 2.34 梁断面ひずみ度 $\beta\epsilon$ -計測ステップ関係

2.5 考察

図 2.35 にボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.36 に層せん断力 Q -層間変形角 r 関係を、図 2.37 にボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.38 に圧縮合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 θ 関係を、図 2.39 にエンドプレートせん断変位 δ_V -計測ステップ関係を、それぞれ、示す。

尚、図 2.35、図 2.36 には、復元力特性モデルを、図 2.38 には、圧縮合力点位置の過程であるエンドプレート端部の位置 ($d_c=150\text{mm}$) を、それぞれ、実験値と併せて示す。

各値の無次元化として、図 2.35 右縦軸は、ボルト接合部曲げモーメント jM を梁の全塑性モーメント BMP で、図 2.36 右縦軸は、層せん断力 Q を楔デバイス付梁継手を用いない、通常の鉄骨架構の保有水平耐力 QU で、それぞれ、除して無次元化している。

2.5.1 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係

図 2.35 より、ボルトの初期軸力を 30%導入したものと 70%導入したものともに原点立上り型復元力特性を示している。また、1/100rad 以下のサイクルにおいては原点を指向する復元力特性が得られていることがわかる。これは、後述する図 2.37 にボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係より、中央列ボルトが弾性状態であるためである。さらに、1/50rad を与える載荷サイクルにおいては、中央列ボルトが降伏しているため原点を指向する復元力特性が失われているが、エンドプレート回転角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性であることがわかる。これは、図 2.37 より、エンドプレート回転角が 0 に戻る前に最内列ボルトが抵抗を開始していないためである。

実験値と解析値の対応について、載荷時においては 1/100rad-1 サイクル以前で初期剛性が若干増加し、その後弾性剛性は解析値と対応する。それ以降のサイクルにおいて、実験値の弾性剛性が低めとなっている。また、降伏曲げモーメントは低めとなり、最大曲げモーメントは高めとなる。一方、除荷剛性は復元力特性モデルと良好な対応を示している。先ず、初期剛性が若干増加することについては、初期導入張力により、理論上それ以上のモーメントが作用しないと回転が生じないと考えられ、初期剛性が増加する。しかしながら、製作誤差(溶接等)による影響で接合面に隙間があり、載荷時に隙間を埋めようとしてわずかに回転が生じ、結果的に初期剛性が若干増加している。尚、初期張力が消失する 1/200rad-2 サイクル目の剛性は良好に対応している。次に、弾性剛性・降伏曲げモーメントの低下については、中央列ボルトの抵抗の遅れに起因する。図 2.37 中 i に示すように、1/200rad 以降のサイクルにおいて、エンドプレート回転角 0 付近でわずかに抵抗が遅れており、中央列ボルトの抵抗が小さくなったために降伏曲げモーメントが低下した。これは、ボルトの塑性化により初期軸力が抜けた後、中央列ボルトに緩みが生じたためである。最後に、最大曲げモーメントの上昇については、ボルトのひずみ硬化による影響や、復元力特性モデルでは考慮していなかった最内列ボルトの抵抗のためである(図 2.37 中 j)。

以上のことから、楔デバイス付梁継手は、原点立上り型復元力特性を示し、評価式によって、概ね評価できることがわかる。しかしながら、本試験体はボルト接合部の耐力を低めに設計しており、架構の保有水平耐力を低下させない程度まで耐力を増加させると、エンドプレートおよびボルトプレートの局所変形が大きくなることが予想され、復元力特性への影響

が懸念される。

両試験体を比較すると、弾性回転剛性については30%より70%の方が若干ではあるが上昇している。しかしながら、初期軸力を倍以上変化させても影響は小さく、初期軸力の大小が剛性・耐力に与える影響は小さい。

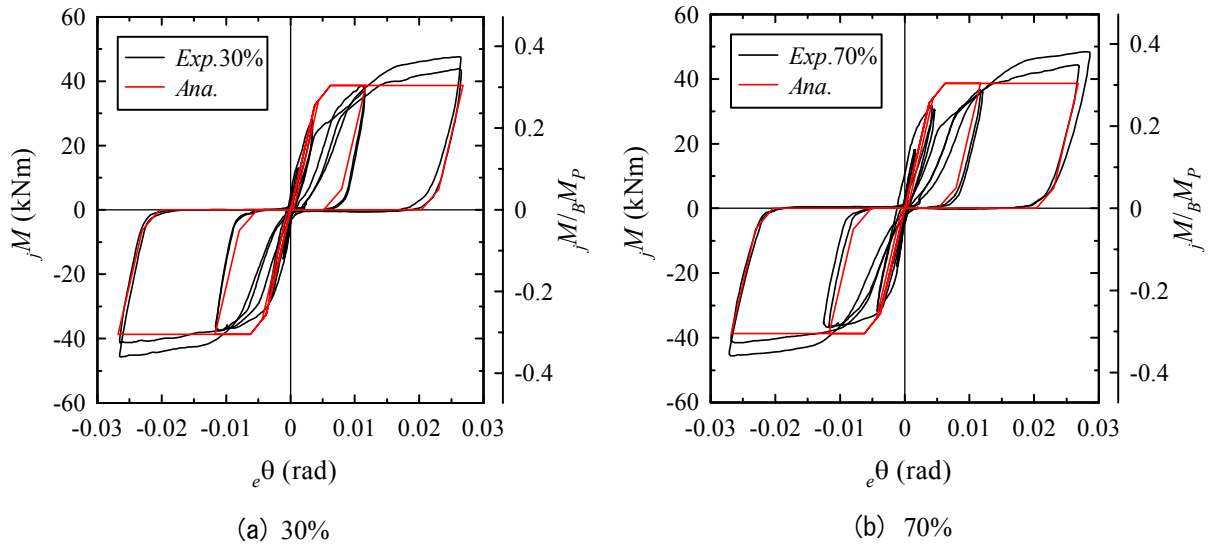


図 2.35 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 $e\theta$ 関係

2.5.2 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

図 2.36 より、層せん断力 Q -層間変形角 r 関係は、図 2.35 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 $e\theta$ 関係と同様の性状を示している。これは、ボルト接合部に塑性ヒンジが形成され、架構が弾性状態を保持しているためである。架構が弾性的のため塑性ヒンジの影響が層へ反映されている。

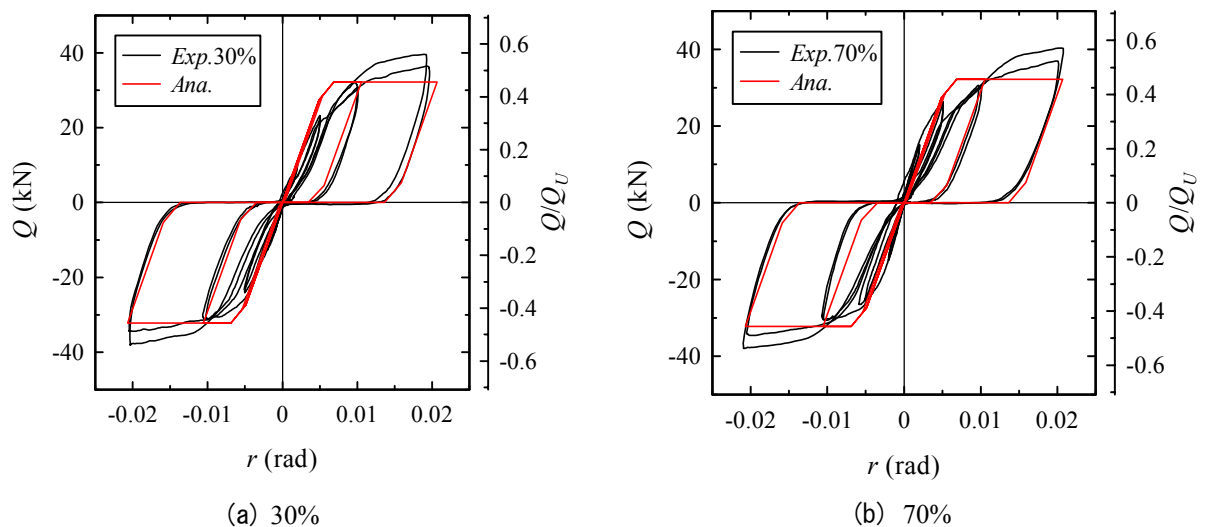


図 2.36 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

2.5.3 ボルトひずみ度 $j\varepsilon_i$ -エンドプレート回転角 $e\theta$ 関係

図 2.37 より、各列のボルトは、エンドプレート回転角の増加に対して直ぐに抵抗していることがわかる。両試験体を比較すると、初期導入軸力差で、初期や弾性範囲のひずみ度の値が異なるが、ボルト降伏後は同様の挙動を示す。図中の i においては中央列ボルトの抵抗が遅れており、 j においては最内列ボルトが抵抗しているとわかる。

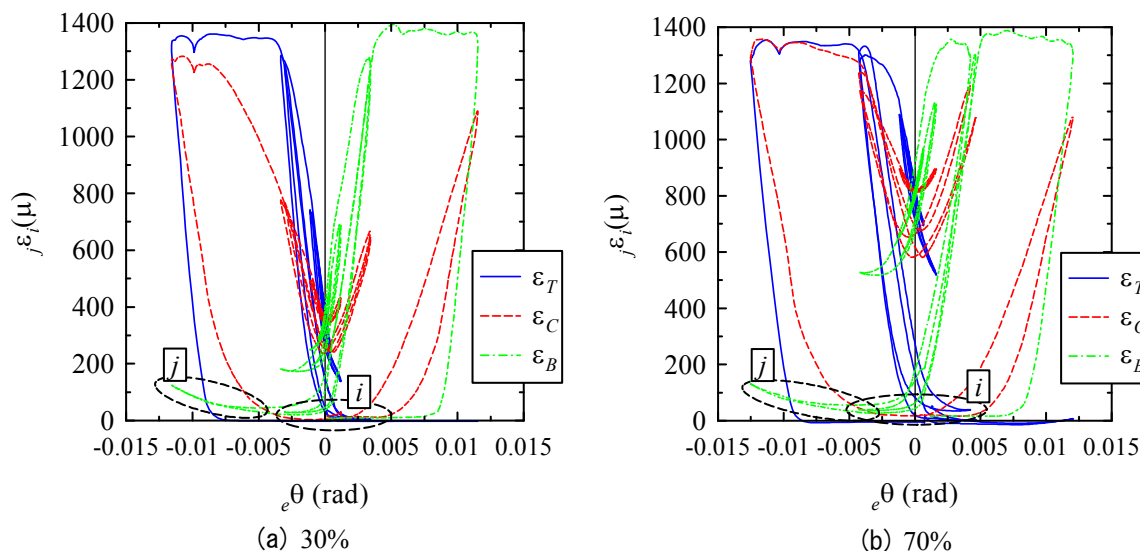


図 2.37 ボルトひずみ度 $j\varepsilon_i$ -エンドプレート回転角 $e\theta$ 関係

2.5.4 圧縮合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 $e\theta$ 関係

図 2.38(c) に以前のディテール(図 2.1(a))による載荷実験結果を示している。

図 2.38 より、圧縮合力点は、載荷初期においては、エンドプレートの回転が生じる前に d_c が 50mm 程度移動しており、その後、エンドプレート回転角の増加に伴って、エンドプレート端部へ移動している。 d_c - $e\theta$ 関係の理想は、エンドプレート回転角が 0 のときに d_c がエンドプレート端部にあることである。図 2.38(c) のボルト降伏までと比較すると、本章で提案するディテールのほうが大幅に理想に近いことがわかる。以前のディテールではエンドプレートが面外変形を起こしていたが、提案ディテールではボルトの反力をボルトプレートに負担させているため、エンドプレートに面外変形を生じなかったためである。

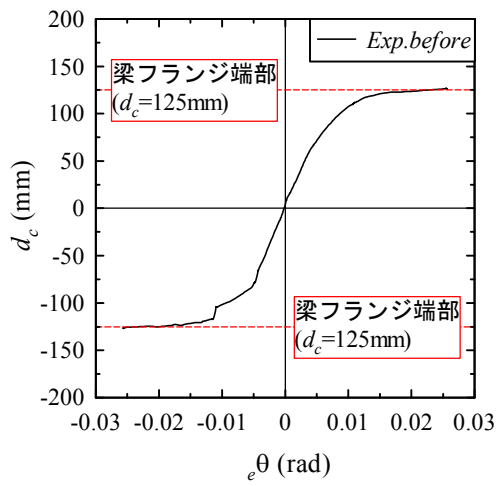
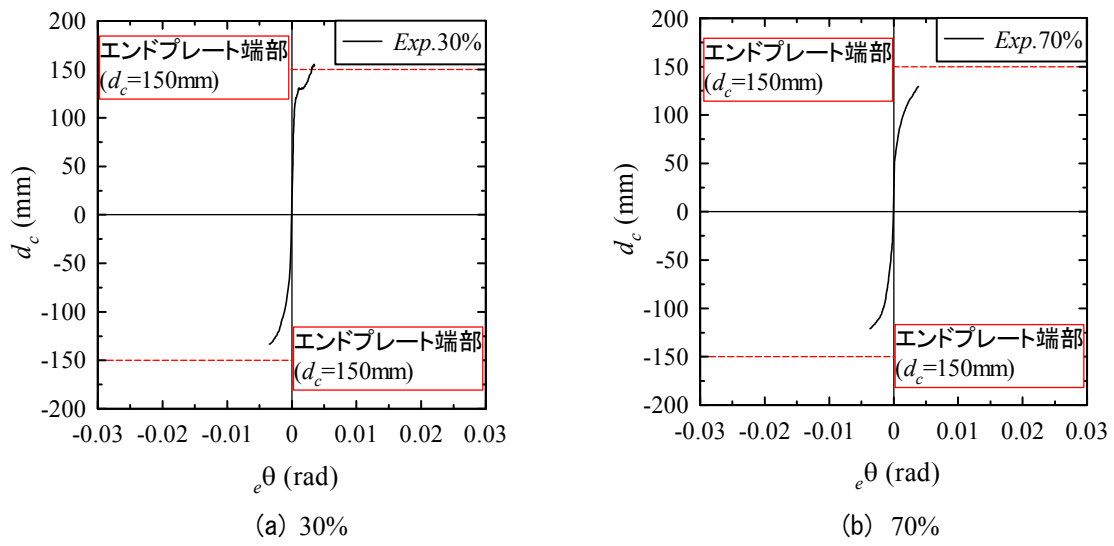


図 2.38 圧縮剛合力点位置 d_c -エンドプレート回転角 e_θ 関係

2.6 まとめ

これまでの楔デバイス付梁継手は、接合ボルトが引張抵抗する力に対して、エンドプレートが面外変形を生じていたため、実験結果を解析値と比較すると、ボルト接合部の弾性回転剛性が低い値を示していた。また、本工法はボルト降伏型であるため、ボルトの変形能力が接合部の変形能力となるが、ディテールの問題により、ボルトの有効長さが確保できず、塑性変形能力が小さくなりボルトが早期破断を起こす恐れがあった。更に、接合ボルトが短いため、楔位置でボルトの曲げ変形の影響で楔が理想的に作用しないことも考えられた。

本章では、上述の問題点を解消する新たな楔デバイス付梁継手を提案し、ボルト初期導入軸力を変数とした繰返し載荷実験を行った。得られた知見を以下に記す。

- 1)提案した楔デバイス付梁継手は、接合ボルトの反力をボルトプレートに負担させることで、これまでのディテールで生じていたエンドプレートの面外変形を大幅に改善した。また、接合ボルトの有効長さを確保することで、楔がほぼ理想的に作用した。載荷実験により本梁継手は、原点立上り型復元力特性を示し、セルフセンタリング性能を有している。
- 2)ボルト初期軸力の消失直後のサイクルで中央のボルト列の抵抗が遅れることにより、剛性が若干低下するものの、弾性剛性・除荷剛性は復元力特性モデルと対応する。よって、復元力特性モデルにより評価可能である。
- 3)接合ボルトに導入する初期軸力は、ボルト降伏軸力の30%と70%の二つの載荷実験を行った。弾性回転剛性は、30%より70%の方が若干ではあるが上昇している。しかしながら、初期軸力を倍以上変化させても影響は小さく、初期軸力の大小が剛性や耐力に与える影響は小さい。
- 4)提案した楔デバイス付梁継手は、塑性化部位を確実にボルト接合部に集約できる。また、ボルトは変形能力に優れた転造ねじアンカーボルトを使用し、ディテール上、ボルトの有効長さを確保できるため、高い変形能力を有している。

第3章

コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響

3.1 はじめに

楔デバイス付梁継手は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合部形式である。このため、コンクリートスラブの影響として、接合部が離間しない可能性、また、スラブ筋の引張抵抗や、スラブが圧縮側となる時に圧縮合力点がスラブ側へ移動することによって、ボルト接合部の耐力上昇や、復元力特性が変化する可能性がある。更に、保有耐力接合とした梁継手と比較すると、継手の回転角が大きめになり、コンクリートスラブに大きなひび割れを生じることが推測される。

近年の鋼構造建物の床構造は、工期短縮を図るためにデッキプレートを型枠として用いることが多い。デッキプレートを用いた床構造としては、1)デッキプレートと梁の接合に頭付きスタッドボルトを用いた方法(図 3.1(a))、2)デッキプレートと梁を焼抜き栓溶接で接合させ、デッキプレート合成スラブとする方法(図 3.1(b))がある。デッキプレートと梁の接合に頭付きスタッドボルトを使用する場合、スラブと梁とを一体とした完全合成梁として、純鉄骨より大きな耐力で設計が可能である。このときの梁剛性の増大率として、一般的に、両側スラブ付梁の場合 2.00、片側スラブ付梁の場合 1.50 として設計される。一方で、頭付きスタッドボルトを用いずデッキプレートと梁を焼抜き栓溶接のみによって接合する方法は、剛床スラブとして水平せん断力を架構に伝達させることが可能であるが、合成梁としての耐力は有さない。剛性増大率も 1.00 として主架構の応力計算が行われ、断面検定される。

前章で提案した楔デバイス付梁継手は、梁継手に離間を生じる接合部である。床構造の適用を考えると、焼抜き栓溶接のみで梁との一体性の少ない方が復元力特性への影響が少ない。また、これまでの架構実験では完全合成梁とした例はいくつもあるが、焼抜き栓溶接のみで接合した場合の架構実験は見当たらない。更に、近年の中低層建物で工期短縮のために広く採用されていることより、上記 2)デッキプレート合成スラブとする方法(図 3.1(b))を用いる。

そこで、本章では、楔デバイス付梁継手を有する焼抜き栓溶接により接合されたデッキプレート合成スラブ架構の実験と、スラブのない実験を行い、復元力特性に与える影響を考察する。

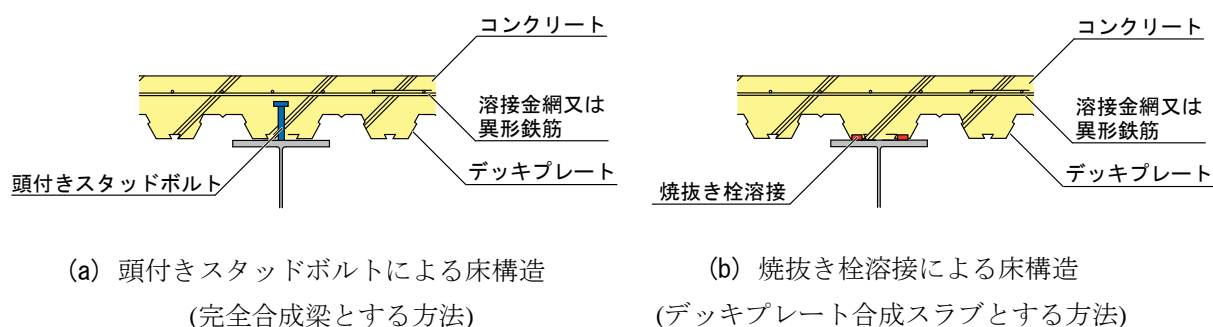


図 3.1 デッキ合成スラブの構成

3.2 載荷実験

3.2.1 試験体

表 3.1 にコンクリートの素材特性を、図 3.2 にスラブ付試験体を、図 3.3 にデッキプレートと焼抜き栓溶接位置を、それぞれ、示す。

コンクリートスラブはデッキプレート合成スラブとし、焼抜き栓溶接により梁とデッキプレートを接合する。前節でも示したが、スタッドボルトを用いず、焼抜き栓溶接のみの接合とした場合、一般に、剛性増大率を 1.00 として計算される。焼抜き栓溶接によって剛性が増大することも考えられるが、完全合成梁とは違い、塑性域までの合成効果を保障するものではないため、ボルト接合部の離間に十分対応可能であると考え採用している。

スラブの幅は設計指針²⁶⁾の有効幅を 900mm として設定している。スラブ厚はデッキプレートの山上から 80mm とし、デッキプレートを含めた高さを 130mm とする。スラブ内の鉄筋はコンクリートのひび割れ防止筋とし溶接金網のφ6-150×150 を、かぶり厚 30mm で配置している。

デッキプレートは合成スラブ用デッキプレート(t1.2,山高 50mm)を使用し、梁に直交する向きに焼抜き栓溶接によって梁フランジに接合している。また、継手が離間を生じる部分にデッキプレートの山がくるように、デッキプレートを配置している。

第2章の試験体との違いは、コンクリートスラブやスラブ受梁の有無であり、柱や梁およびボルト接合部のディテールは同様である。尚、ボルトの初期軸力は、ボルト降伏軸力の 30% を導入した試験体で行う。

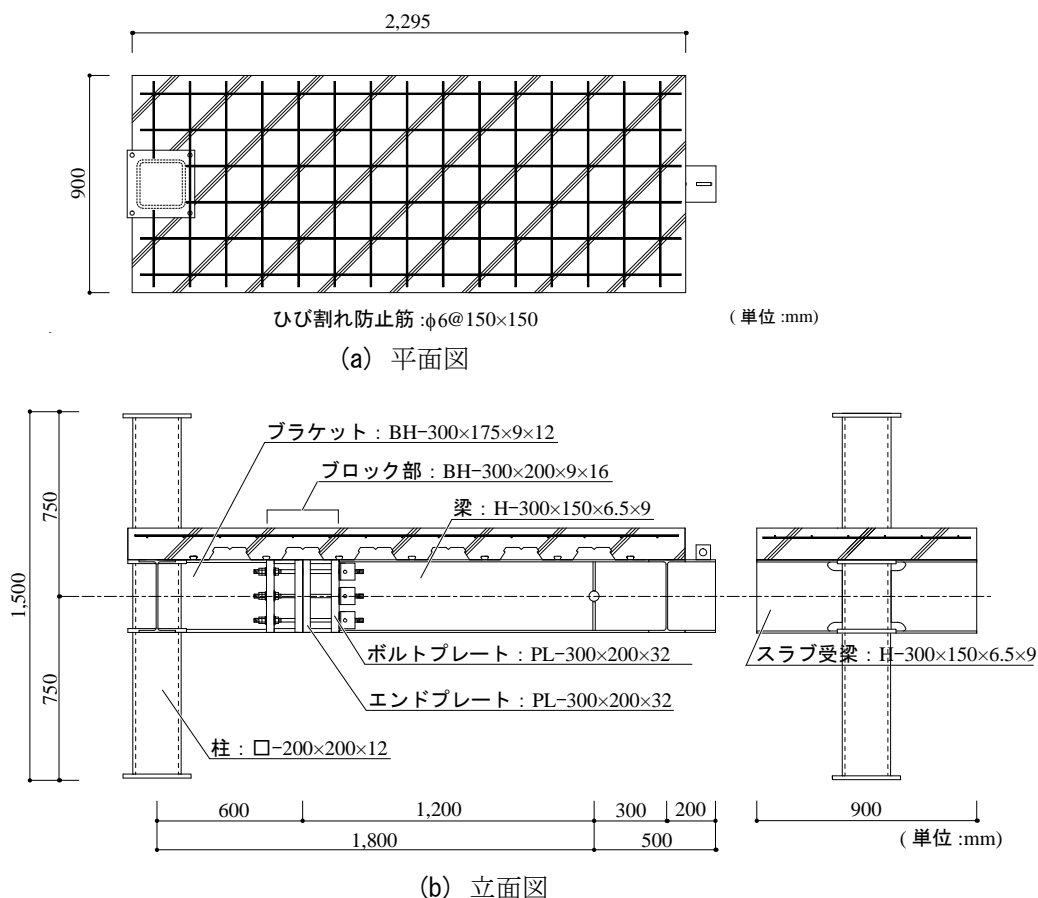
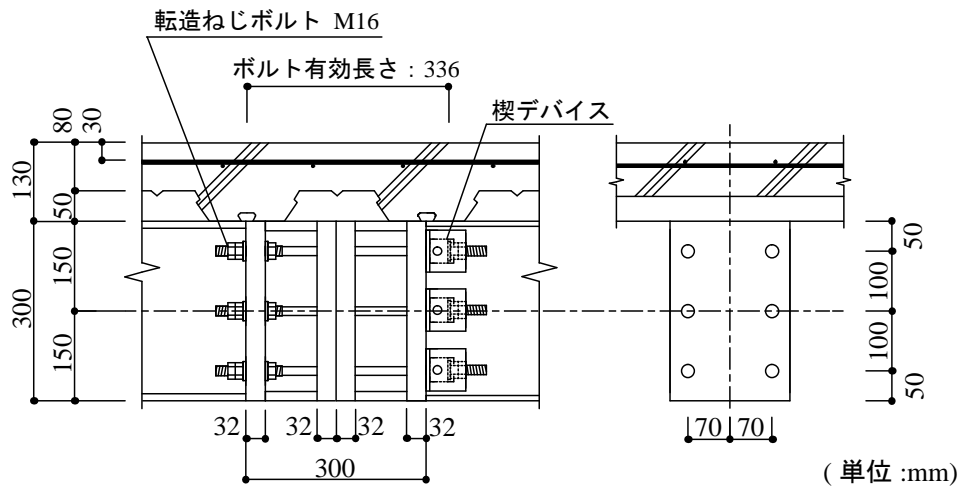
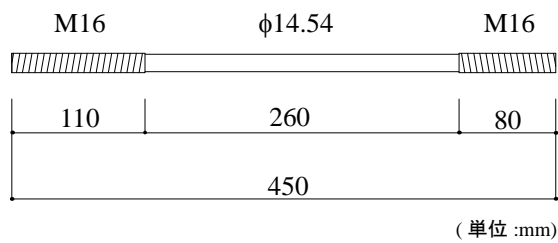


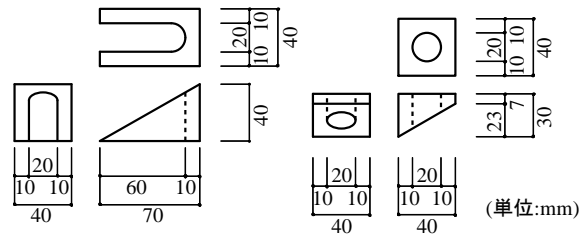
図 3.2 (a) (b) スラブ付試験体



(c) 詳細図



(d) ボルト寸法



(e) 楔デバイス寸法

図 3.2 (c) (d) (e) スラブ付試験体

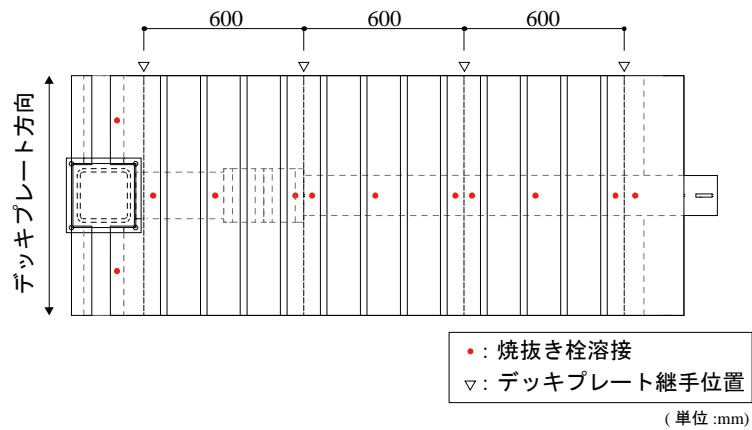


図 3.3 デッキプレートと焼抜き栓溶接位置

表 3.1 コンクリートの素材特性

床スラブ コンクリート	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	圧縮強度 F_c (N/mm ²)	引張強度 F_t (N/mm ²)
普通コンクリート (材齢28日)	28,800	20.8	1.7

3.2.2 荷重装置と計測方法

図 3.4 に荷重装置を、図 3.5 に変位計治具と計測位置を、図 3.6 にひずみゲージ貼付位置を、図 3.7 に試験体力学モデルを、それぞれ、示す。

荷重装置は2章の実験と同様のものを用いる。

変位計治具は 38×89 の木材を用いているが、2章とは異なる形状のものを使用する。尚、計測基準点は同様で、柱上下端に設置したピンの中心としている。

- 1) ローラー支点位置での鉛直変位 δ_V を変位計治具を介して計測し、 δ_V から層間変形角を算出する。
- 2) エンドプレート上下変位 δ_1 、 δ_2 をボルトプレートに計測基準点とした変位計より計測する。梁-ブラケット間の相対変位である。

荷重として、油圧ジャッキ先端に容量 500kN(引張方向は 250kN)のロードセルを設置し、荷重 P を計測する。尚、荷重装置等の写真を付録 2 に示す。

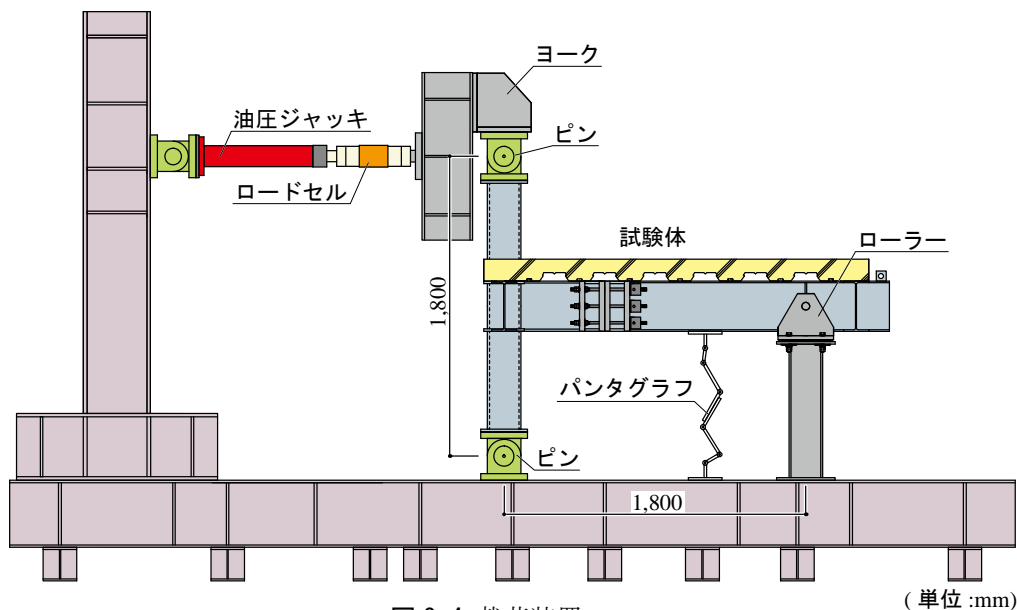


図 3.4 荷重装置

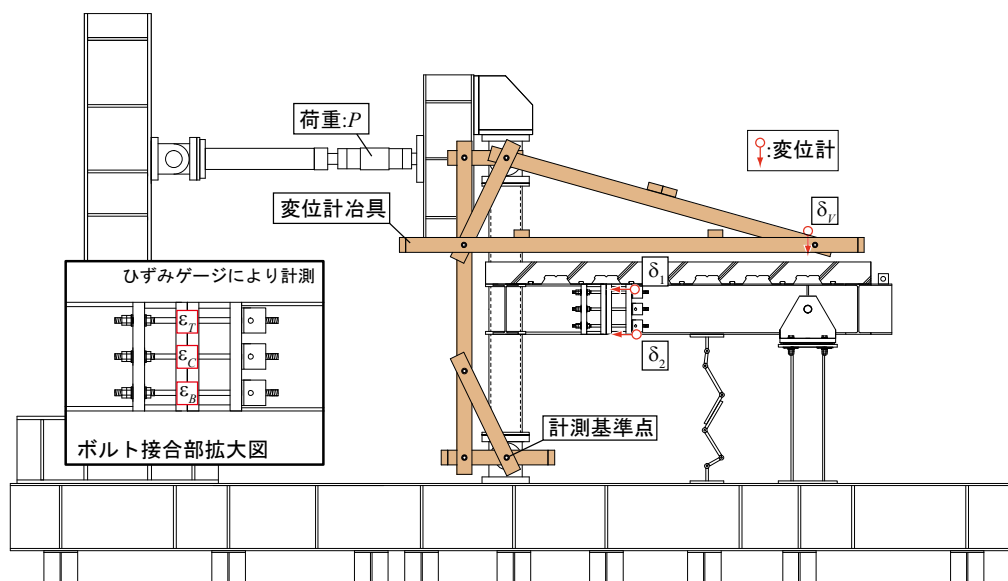


図 3.5 変位計治具と計測位置

ひずみ度としては、接合部の各ボルト(1本当たり,2箇所),柱の4断面(1断面当たり,4箇所),ブラケットの2断面(BR断面1に9箇所,BR断面2に4箇所),ブロック部の4断面(BL断面1・2に2箇所ずつ,BL断面3・4に2箇所ずつ),梁の3断面(梁断面2に4箇所,梁断面3・4に11箇所ずつ)に貼付けたひずみゲージにより計測する.尚,貼付位置は2章と対応する.また,引張力により生じるひずみ度を正とし,圧縮力により生じるひずみ度を負とする.

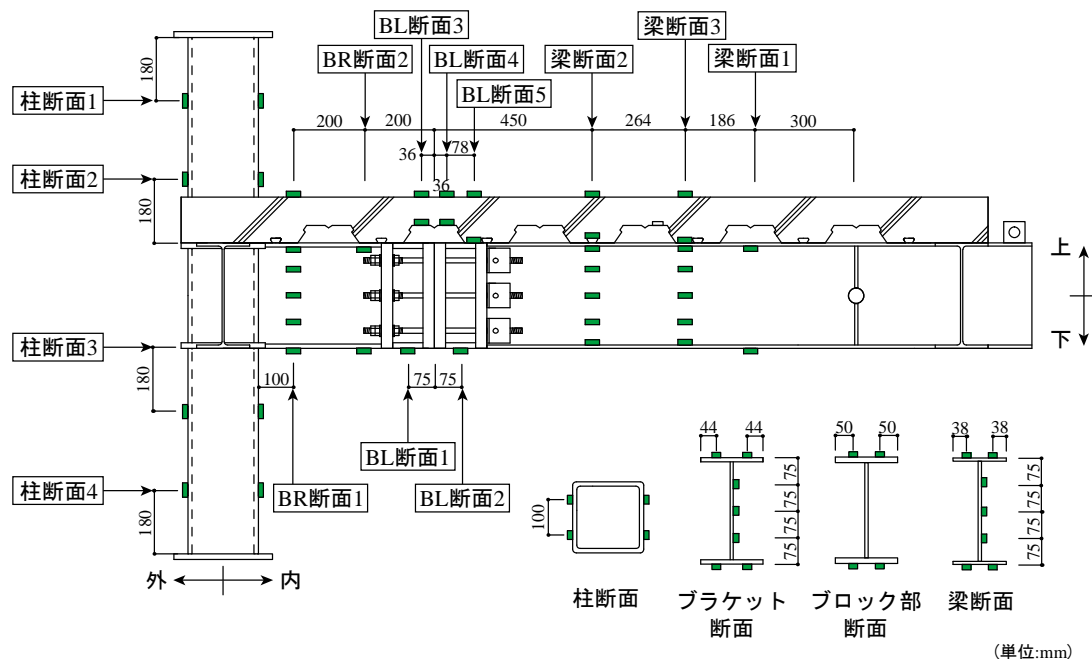


図 3.6 ひずみゲージ貼付位置

試験体の力学モデルは,スラブがあるが2章と同様のものを使用する.図3.7より,層間変形角 r , エンドプレート回転角 θ , 層せん断力 Q , 継手部曲げモーメント M , 圧縮合力点位置 d_c を,以下の式によって算定する.尚,本試験体では,階高=スパン/2 となっているため,梁端部に生じる鉛直反力 $R_V=P$ となる.

水平変位としては,木製の変位計取付治具により梁たわみ(梁端部の鉛直変位) δ_V を計測し, δ_V から層間変形角 r を以下の算定方法により求める.

$$r = \frac{\delta_V}{L'} \tag{3.1.a}$$

エンドプレート回転角 θ は,以下の算定方法により求める.

$$\theta = \frac{\delta_1 - \delta_2}{D} \tag{3.1.b}$$

ここに, D : δ_1 と δ_2 の変位計間の距離である.

層せん断力 Q は,以下の算定方法により求める.

$$Q = P \tag{3.1.c}$$

ボルト接合部曲げモーメント M は,以下の算定方法により求める.

$$M = P \cdot L \tag{3.1.d}$$

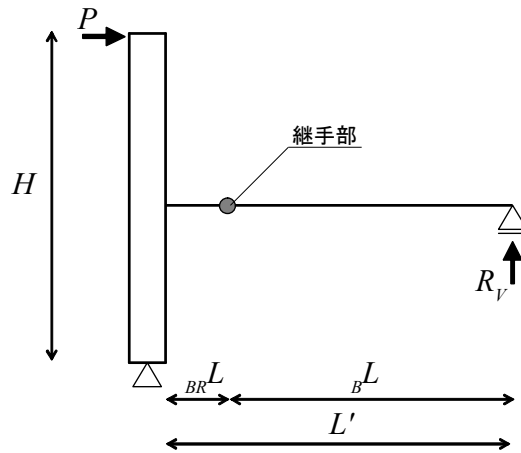


図 3.7 試験体力学モデル

3.2.3 荷重プログラム

図 3.8 に荷重サイクルを，図 3.9 に正方向の各実験値を，それぞれ，示す。

荷重は，層間変形角 r を制御値とした正負交番漸増繰返し荷重とし，弾性荷重として層間変形角 $1/1000$, $1/500\text{rad}$ を，弾塑性荷重として $1/200$, $1/100$, $1/50\text{rad}$ を，それぞれの荷重で 2 サイクルずつ行う。本実験は 2 章と異なり，正方向荷重となる圧縮荷重から行う。このときにボルト接合部に作用する曲げモーメントはスラブが圧縮側となる正曲げである。

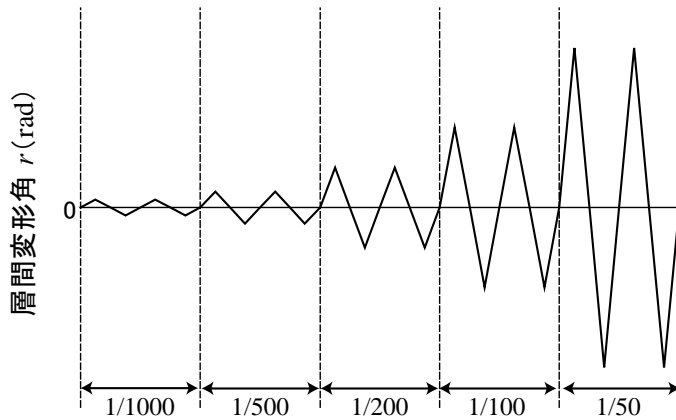


図 3.8 荷重サイクル

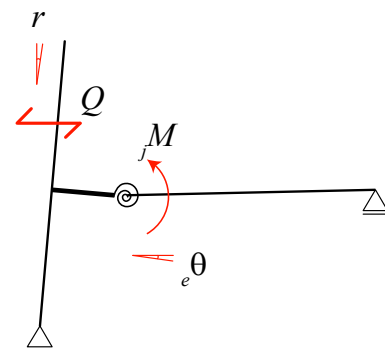


図 3.9 正方向の各実験値

3.2.4 任意断面ひずみ度 ${}_n\varepsilon$ -計測ステップ関係の評価

図 3.10 に ${}_nI'$ 算出に用いる文字の定義を示す。

コンクリートが引張側となる負曲げ時には第 2 章の式(2.7)により任意断面位置でのひずみ度 ${}_n\varepsilon$ を評価するが、コンクリートが圧縮側となる正曲げ時には、焼抜き栓溶接のみによる接合方法であるがコンクリートの合成効果を考慮する。従って、正曲げ時の任意断面位置でのひずみ度 ${}_n\varepsilon'$ は下式により求める。

$${}_n\varepsilon' = \frac{P \cdot {}_n l}{E \cdot {}_n I'} \cdot y \quad (3.2.a)$$

$${}_n I' = {}_n I + A \cdot e^2 + \frac{E_c}{E} (I_c + A_c \cdot e_c^2) \quad (3.2.b)$$

$$A_c = B_c \cdot t_c \quad (3.2.c)$$

ここに、 ${}_n l$: 支点から任意 n 断面位置までの距離、 E : 鋼材のヤング係数、 ${}_n I'$: コンクリートの合成効果を考慮した任意 n 断面の断面 2 次モーメント、 y : 中立軸からひずみゲージ貼付け位置までの距離、 ${}_n I$: 任意 n 断面の鋼材の断面 2 次モーメント、 A : 鋼材の断面積、 e : 中立軸から梁断面図心までの距離、 E_c : コンクリートのヤング係数、 I_c : コンクリートの断面 2 次モーメント、 A_c : コンクリートの断面積、 e_c : 中立軸からコンクリート断面図心までの距離、 B_c : コンクリートスラブ幅($B_c=900\text{mm}$)、 t_c : コンクリートスラブ厚($t_c=105\text{mm}$)である。

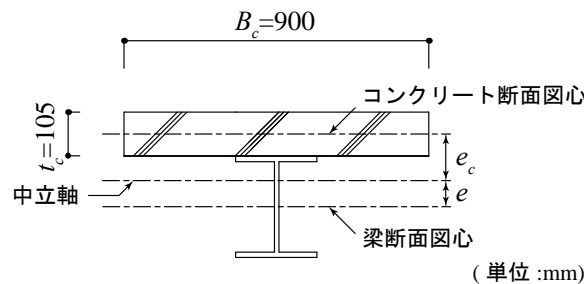


図 3.10 ${}_n I'$ 算出に用いる文字の定義

3.3 実験結果

図 3.11 に層せん断力 Q -層間変形角 r 関係を, 図 3.12 にボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係を, 図 3.13 にボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係を, 図 3.14 に柱断面ひずみ度 $c\varepsilon$ -計測ステップ関係を, 図 3.15 にブラケット断面ひずみ度 $BR\varepsilon$ -計測ステップ関係を, 図 3.16 にブロック部断面ひずみ度 $BL\varepsilon$ -計測ステップ関係を, 図 3.17 に梁断面ひずみ度 BE -計測ステップ関係を, それぞれ, 示す.

尚, 図 3.13-図 3.17 の計測位置は, 図 3.6 に示すとおりである.

3.3.1 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

図 3.11 より, 以下のことがわかる. 1)接合部が離間し, 原点立上り型復元力特性を示す. 2)負方向載荷時, 層間変形角を 0 にする過程で, わずかながらエネルギーを必要とする. 3)1/100rad-2 サイクル目以降において, 載荷剛性と除荷剛性に差異が生じている. 4)除荷剛性は, 全サイクルで一定である. 5)降伏後においても, 耐力が上昇している. 6)負方向に比べ, 正方向の方が, 最大耐力が大きくなる.

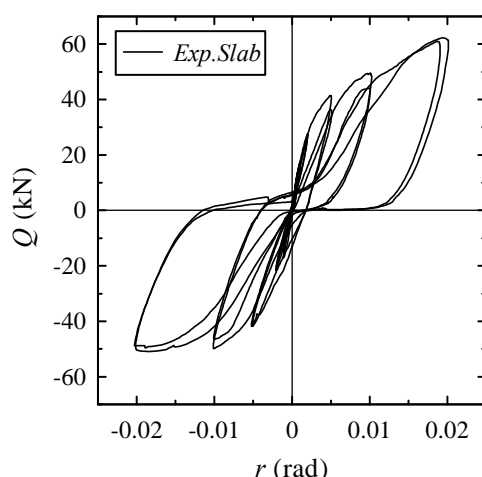


図 3.11 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

3.3.2 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係

図 3.12 より, 以下のことがわかる. 1)接合部が離間し, 原点立上り型復元力特性を示す. 2)負方向載荷時, 層間変形角を 0 にする過程で, わずかながらエネルギーを必要とする. 3)1/100rad-2 サイクル目以降において, 載荷剛性と除荷剛性に差異が生じている. 4)除荷剛性は, 全サイクルで一定である. 5)降伏後においても, 耐力が上昇している. 6)負方向に比べ, 正方向の方が, 最大耐力が大きくなる. 7)負方向に比べ, 正方向の方が, 最大のエンドプレート回転角が小さい.

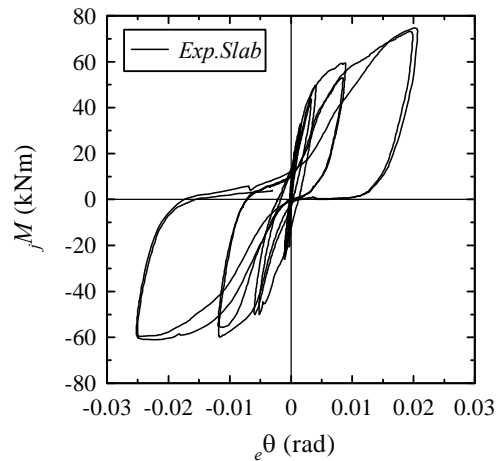


図 3.12 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係

3.3.3 ボルトひずみ度 $j\epsilon_i$ -エンドプレート回転角 θ 関係

図 3.13 はひずみゲージにより計測したボルトのひずみ度である。尚、ボルトが降伏し、降伏棚に入るとひずみ度が著しく大きくなるため、降伏棚に入るまでの結果を示す。

図 3.13 より、以下のことがわかる。1)最外列ボルトとなる T 列と B 列は、エンドプレート回転角の増加に伴って抵抗している。2)中央列ボルトである C 列は、 $1/100\text{rad}$ -正方向 1 サイクル目まで、エンドプレート回転角の増加に伴って抵抗している。負方向サイクルからは、 -0.0025rad 付近から抵抗を開始している。3) $1/100\text{rad}$ -正方向サイクル時に最内列ボルトとなる B 列が 0.005rad 付近から抵抗を開始している。

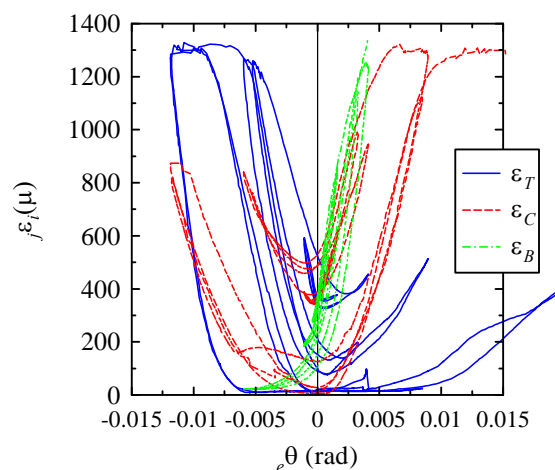


図 3.13 ボルトひずみ度 $j\epsilon_i$ -エンドプレート回転角 θ 関係

3.3.4 任意断面ひずみ度 ϵ - 計測ステップ関係

本項では、式(2.7)より算出した解析値を併せて示し、任意断面位置でのひずみ度の傾向を示すことを主旨としている。尚、解析値は各載荷サイクルにおける荷重の最大値及び最小値を式(2.7)に代入して算出し、それぞれの解析値を直線で結び示している。

3.3.4(a) 柱断面ひずみ度 ϵ - 計測ステップ関係

図 3.14 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 300 μ 程度である。2)柱断面 1 から柱断面 2、柱断面 4 から柱断面 3 に向けて、ひずみ度が大きく生じる。3)柱断面 1・柱断面 2 の実験値と解析値の対応として、柱断面 1 は良好に対応し、柱断面 2 は床スラブ近傍であるためコンクリートの拘束力を受け、内側の負方向(圧縮)が解析値と比較して小さめの値を示す。4)柱断面 3・柱断面 4 の実験値と解析値の対応として、柱断面 3・柱断面 4 は梁のせん断力の影響を受け若干外側のひずみ度が小さめの値を生じるが概ね解析値と対応する。

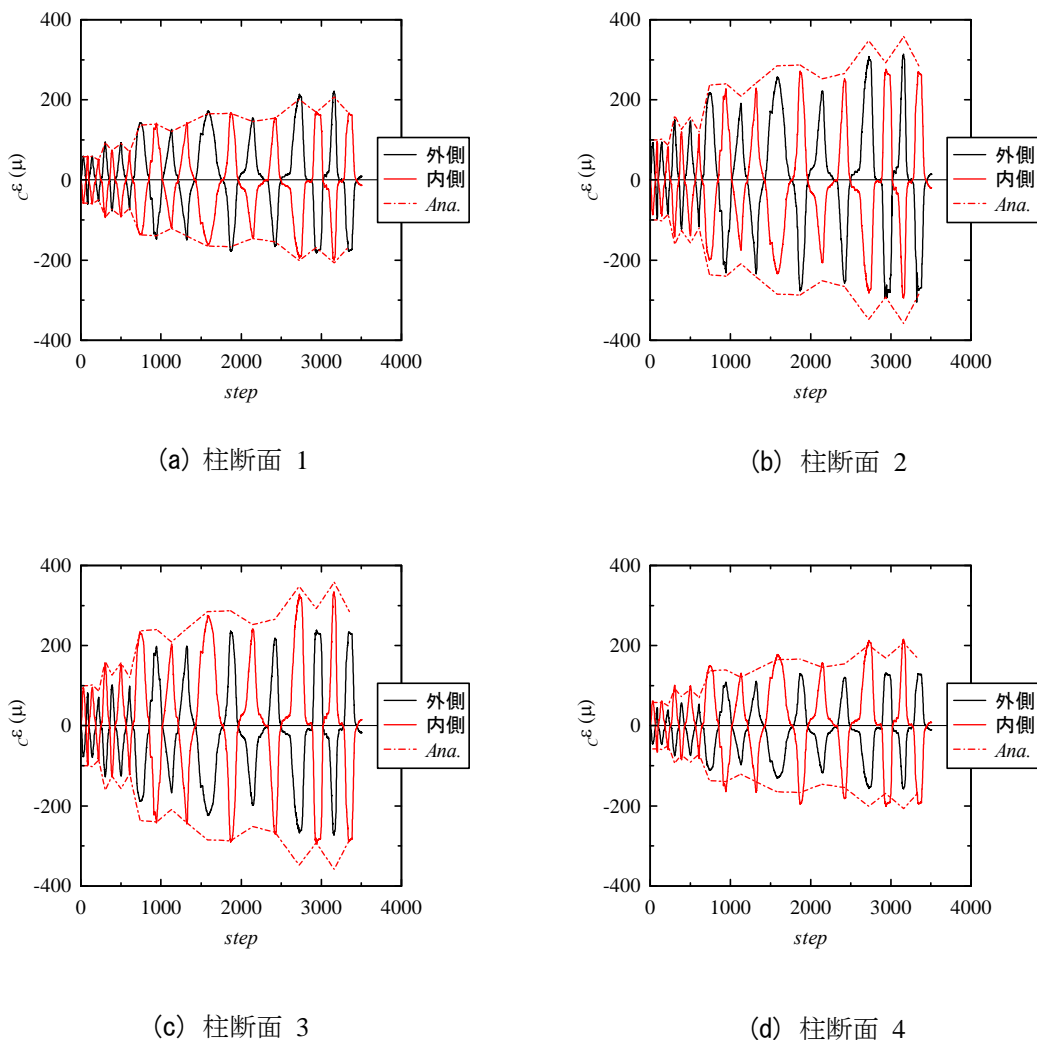
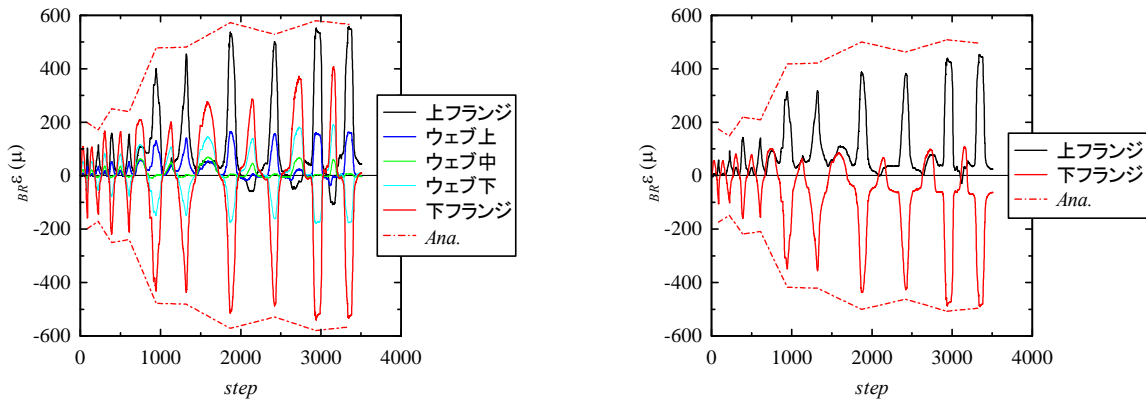


図 3.14 柱断面ひずみ度 ϵ - 計測ステップ関係

3.3.4(b) ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ -計測ステップ関係

図 3.15 より、以下の傾向がわかる。1)上フランジ・下フランジのひずみ度は、最大でも 500μ 程度である。2)BR 断面 2 よりも BR 断面 1 の方が、大きなひずみ度が生じている。3)実験値と解析値の対応として、コンクリートが引張側となる負曲げ時には概ね対応し、コンクリートが圧縮側となる正曲げ時には対応しない。



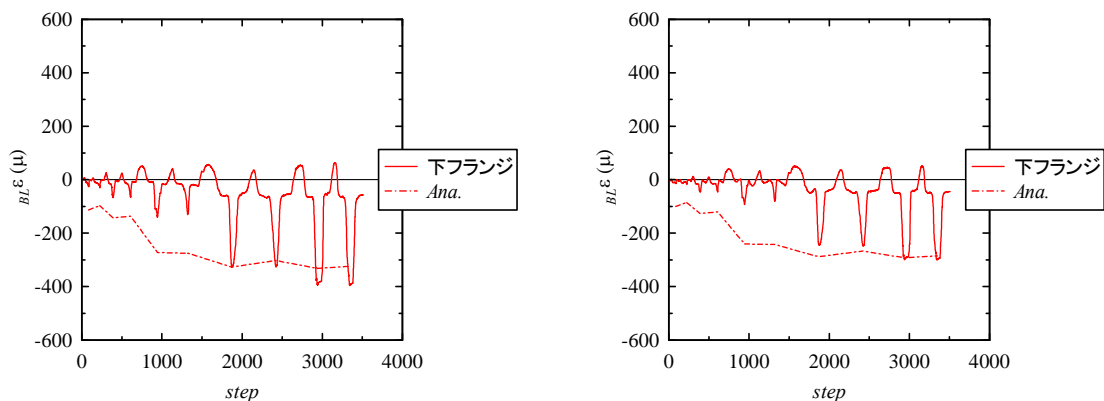
(a) BR 断面 1

(b) BR 断面 2

図 3.15 ブラケット断面ひずみ度 $BR\epsilon$ - 計測ステップ関係

3.3.4(c) ブロック部断面ひずみ度 $BL\epsilon$ -計測ステップ関係

図 3.16 より、以下の傾向がわかる。1)下フランジのひずみ度は、最大でも 400μ 程度である。2)BL 断面 2 よりも BL 断面 1 の方が、大きなひずみ度を生じている。3)BL 断面 1・BL 断面 2 において、負方向(圧縮)にひずみ度が生じているが、正方向(引張)に生じる値は小さい。4)実験値と解析値の対応として、コンクリートにひび割れが生じ引張抵抗力を失う約 1,800 ステップ以降、負曲げ時において実験値と解析値は概ね対応する。



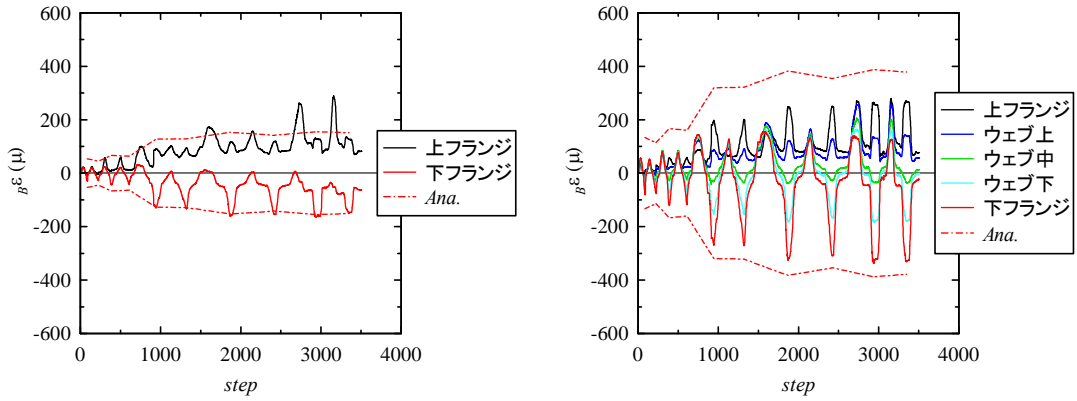
(a) BL 断面 1

(b) BL 断面 2

図 3.16 ブロック部断面ひずみ度 $BL\epsilon$ - 計測ステップ関係

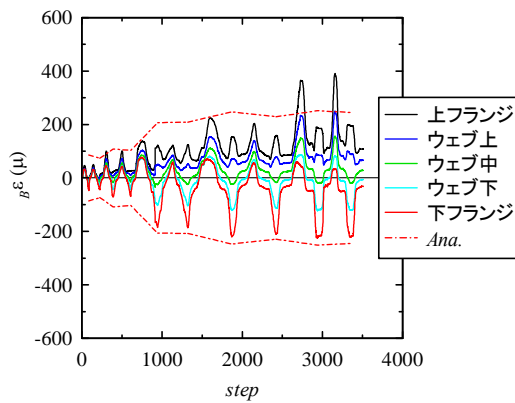
3.3.4(d) 梁断面ひずみ度 $\beta\epsilon$ -計測ステップ関係

図 3.17 より、以下の傾向がわかる。1)ひずみ度は最大でも 400 μ 程度である。2)各断面ひずみ度は、正曲げと負曲げでコンクリートの抵抗状態が異なるため正負で均等に生じていない。3)実験値と解析値の対応として、負曲げ時には概ね対応し、正曲げ時には対応しない。



(a) 梁断面 1

(b) 梁断面 2



(c) 梁断面 3

図 3.17(a) (b) (c) 梁断面ひずみ度 $\beta\epsilon$ - 計測ステップ関係

3.4 考察

図 3.18 にボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係を, 図 3.19 に層せん断力 Q -層間変形角 r 関係を, 図 3.20 にボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係を, 図 3.21 に BR 断面 1 のひずみ度分布を, 図 3.22 に梁断面 2 のひずみ度分布を, 図 3.23 に梁断面 3 のひずみ度分布を, 図 3.24 にひずみゲージ位置を, 図 3.25 にコンクリートスラブのひび割れを, それぞれ, 示す.

図 3.18, 図 3.19 には, 第 2 章の 30% の結果を, 図 3.21 には, コンクリートスラブを無視した場合の鉄骨のひずみ度分布を, それぞれ, 併せて示す. また, 各値の無次元化として, 図 3.18 右縦軸は, ボルト接合部曲げモーメント jM を梁の全塑性モーメント BMP で, 図 3.19 右縦軸は, 層せん断力 Q を楔デバイス付梁継手を用いない, 通常の鉄骨架構の保有水平耐力 QU で, それぞれ, 除して無次元化している. 図 3.21, 図 3.22, 図 3.23 には, 正曲げに関しては式(3.2.a)より算出した解析値を, 負曲げに関しては式(2.7)より算出した解析値を, それぞれ併せて示す.

尚, 考察は第 2 章の初期軸力 30% の試験体と比較するが, この試験体を純鉄骨試験体と記す. また, 本章の試験体をスラブ付試験体と記す.

3.4.1 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 θ 関係

図 3.18 より, スラブ付試験体を見ると, 原点立上り型復元力特性を示していることがわかる. 本研究で採用した床スラブ工法の場合, コンクリートスラブが接合部の離間を拘束しないことがわかる. また, $1/100\text{rad}$ 正サイクルまでは原点を指向する復元力特性が得られている. しかしながら, 負サイクルでは, 原点に戻らず, 10kNm 程度正方向にエネルギーを必要としてエンドプレート回転角を 0 にしている. これは, 後述する図 3.20 ボルトひずみ度 ε_i -エンドプレート回転角 θ 関係より, 最外列ボルトの抵抗が早期に開始されているためである. $1/50\text{rad}$ を与える载荷サイクルにおいては, 正サイクルで, エンドプレート回転角を 0 に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性を示すが, 負サイクルでは, エネルギーを必要としている. また, エンドプレート回転角の最大値が正負で異なっており, コンクリートが圧縮側となる正曲げ方向の値が小さくなっている. これは, コンクリートの圧縮抵抗力が大きく, コンクリートが引張側となる負曲げよりも抵抗が続いているためである.

スラブ付試験体と純鉄骨試験体を比較する. 剛性については $1/200\text{rad}$ のサイクル目まで, 大きな値をしているが, その後は低下し, 純鉄骨試験体の結果と同様な値を示している. 剛性増大率が 1.00 で設計される床スラブの工法であっても, 弾性範囲であれば 2 倍程度, 大きくなっている. しかしながら, 引張方向への $1/200\text{rad}$ -1 サイクルでコンクリートにひび割れが生じ, それ以降のサイクルで一体性が失われ, 純鉄骨試験体の剛性と同一ようになる.

最大曲げモーメントを見ると, 純鉄骨試験体の結果と比較して, 両方向とも 1.5 倍程度, 大きくなっている. これは, 正曲げにおいてはコンクリートスラブの圧縮抵抗のためであり, 負曲げにおいてはデッキプレートやひび割れ防止筋の引張抵抗のためである. 完全合成梁として設計できない床スラブ工法でも耐力が上昇する.

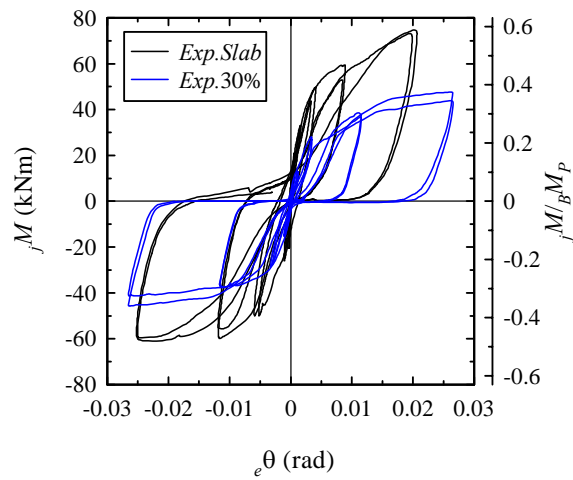


図 3.18 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係

3.4.2 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

図 3.19 より、層せん断力 Q -層間変形角 r 関係は、図 3.18 ボルト接合部曲げモーメント jM -エンドプレート回転角 $\epsilon\theta$ 関係と同様の性状を示している。これは、ボルト接合部に塑性ヒンジが形成され、架構が弾性状態を保持しているためである。架構が弾性のため塑性ヒンジの影響が層へと反映されている。

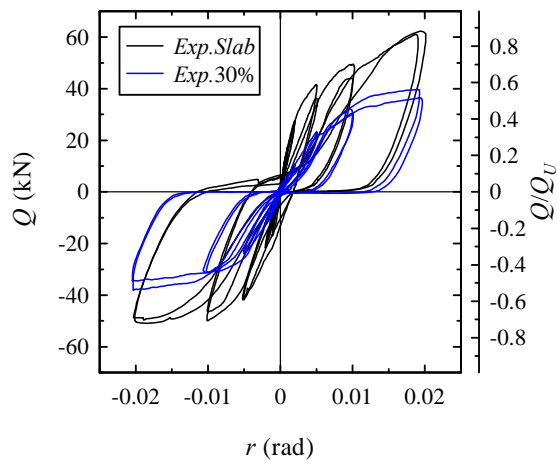


図 3.19 層せん断力 Q -層間変形角 r 関係

3.4.3 ボルトひずみ度 $f_i \varepsilon_i$ - エンドプレート回転角 θ 関係

図 3.20 より、各列のボルトは、エンドプレート回転角の増加に伴い抵抗していることがわかる。純鉄骨試験体とスラブ付試験体を比較すると、軸剛性に大きな違いはないが、最内列ボルトの抵抗が異なっている。これは、コンクリートスラブがある場合、正曲げ時の回転中心位置が、スラブがない場合よりも上昇し、最内列ボルトが抵抗を生じやすくなるためである。最内列ボルトの抵抗は、スラブ付試験体の最大曲げモーメントが大きくなる要因のひとつである。

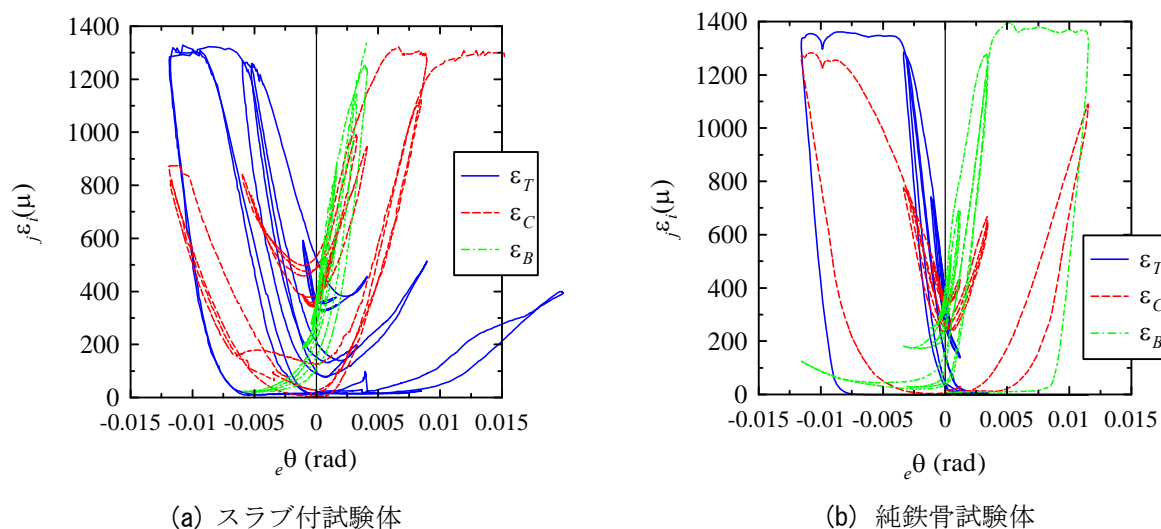


図 3.20 ボルトひずみ度 $f_i \varepsilon_i$ - エンドプレート回転角 θ 関係

3.4.4 ひずみ度分布

コンクリートスラブのひずみ度はそのサイクルが始まるときのひずみ度を基準としてそこから変化した量を示している。また、中立軸位置を高さ 0 として定義している。

図 3.21 より実験値と解析値を比較すると、1/500rad の時、正曲げでは実験値と解析値が良好に対応し、負曲げではコンクリートひずみ度が解析値と対応せず梁断面のひずみ度分布のみ解析値と良好に対応する。これは、正曲げでは焼抜き栓溶接においてもコンクリートの合成効果が生じ、負曲げではコンクリートが引張抵抗をほとんどせず H 形鋼梁のみが抵抗することを意味する。また、負曲げ時において梁ウェブのひずみ度が 0 を示しており、中立軸位置が梁断面図心位置であることがわかる。更に、1/200rad, 1/50rad と载荷サイクルが漸増すると、正曲げではコンクリートがひび割れを生じることに伴い一体性が失われ中立軸が梁断面図心方向に推移することや、コンクリートのひずみ度が解析値と比較して大きめに生じコンクリートの抵抗が大きくなることがわかる。一方、負曲げでは 1/500rad の時と同様にコンクリートが抵抗せず、梁断面のひずみ度分布に限り解析値と良好に対応する。

図 3.22, 図 3.23 より実験値と解析値を比較すると、正曲げでは 1/500rad, 1/200rad において解析値と概ね対応し、1/50rad では後述する 3.4.5 項 コンクリートスラブのひび割れより、施工不良によるひび割れの影響で解析値と対応しない。一方、負曲げでは図 3.21 と同様にコンクリートは抵抗せず H 形鋼梁のみが抵抗し、また、梁断面のひずみ度分布は解析値と良好に対応する。

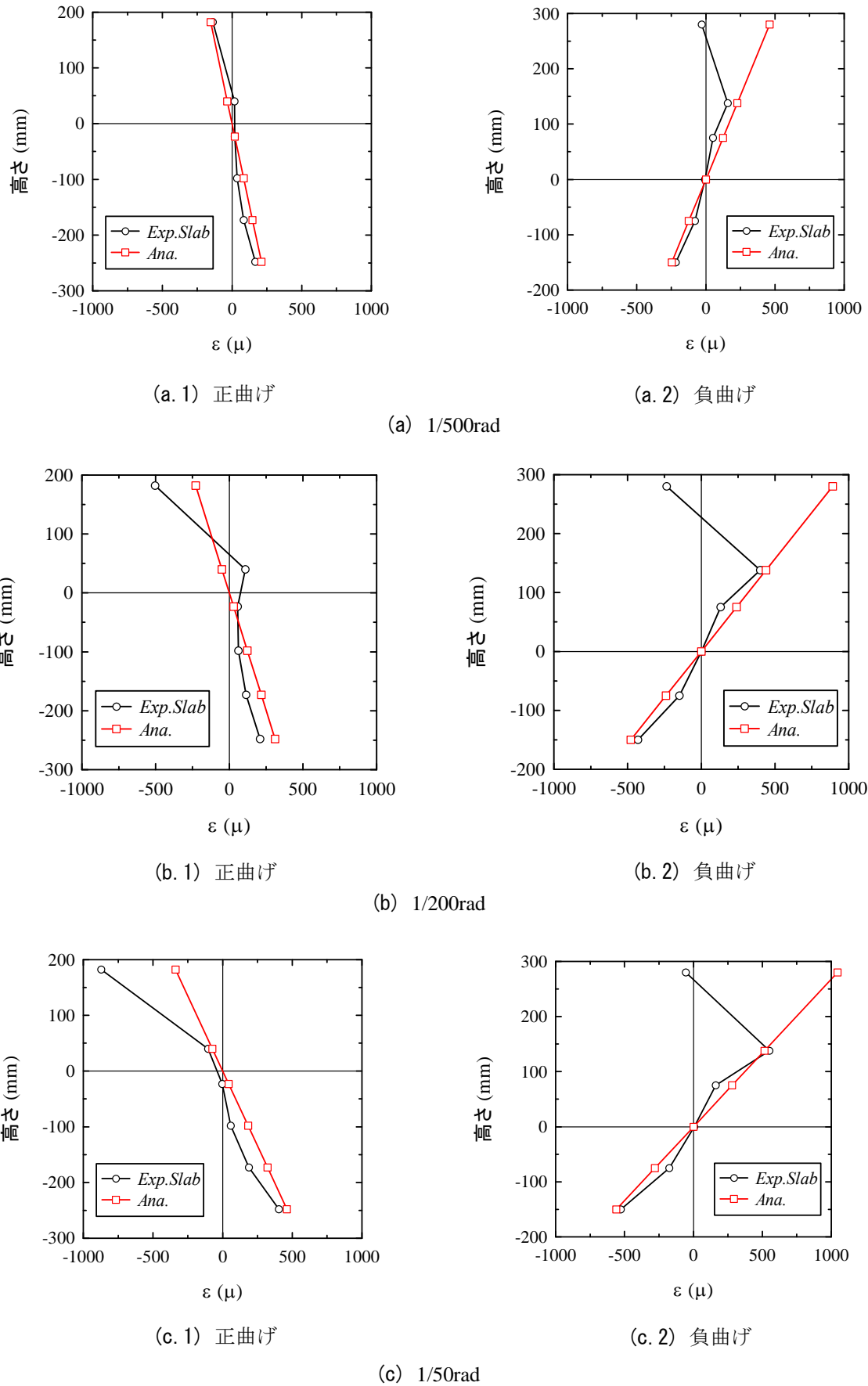
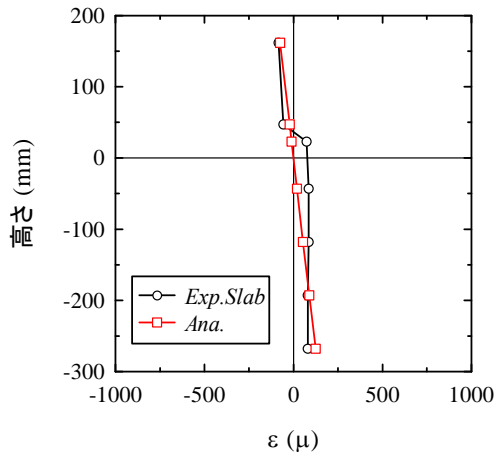
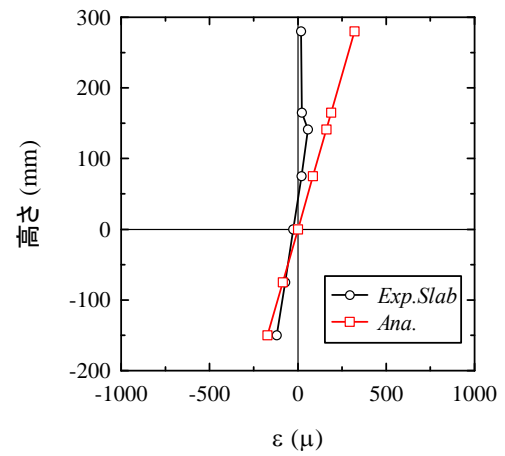


図 3.21 BR 断面 1 のひずみ度分布

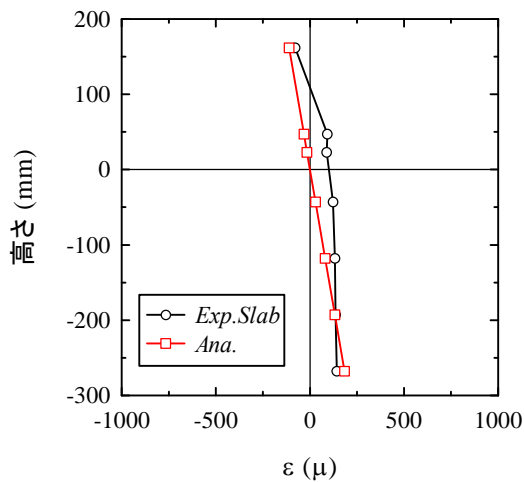


(a. 1) 正曲げ

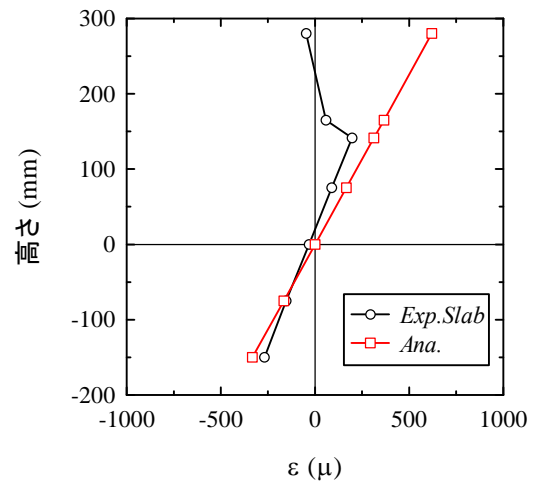


(a. 2) 負曲げ

(a) 1/500rad

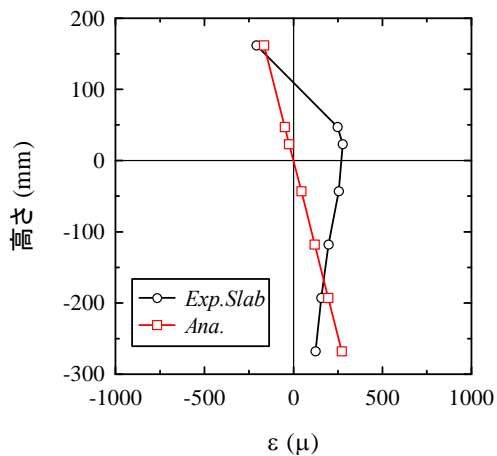


(b. 1) 正曲げ

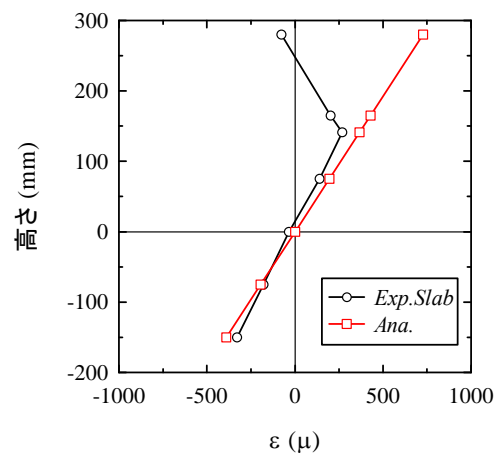


(b. 2) 負曲げ

(b) 1/200rad



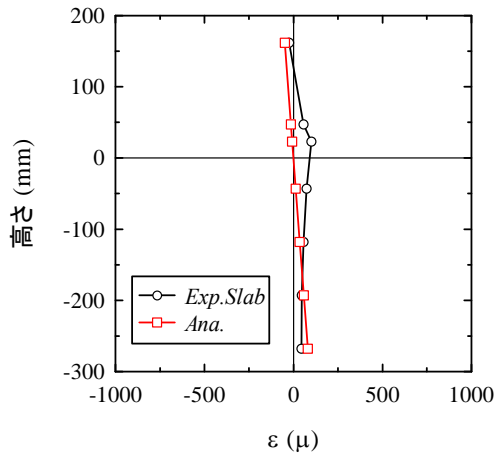
(c. 1) 正曲げ



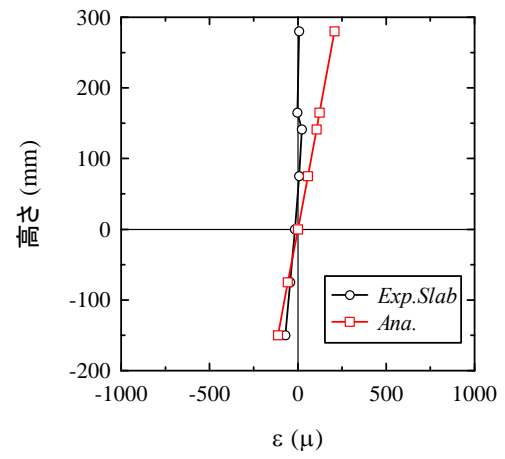
(c. 2) 負曲げ

(c) 1/50rad

図 3.22 梁断面 2 のひずみ度分布

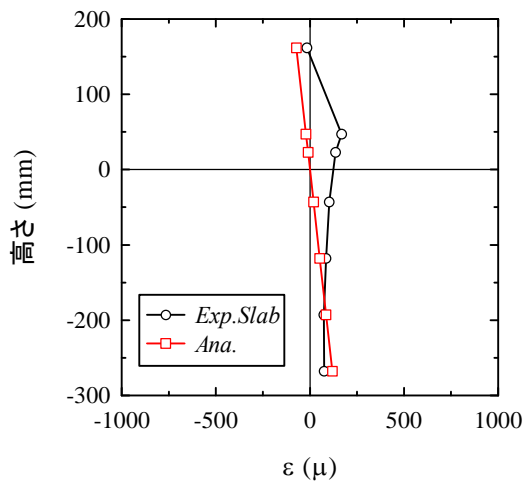


(a. 1) 正曲げ

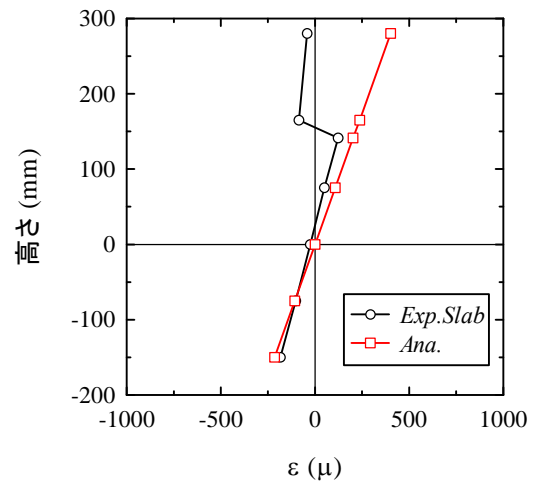


(a. 2) 負曲げ

(a) 1/500rad

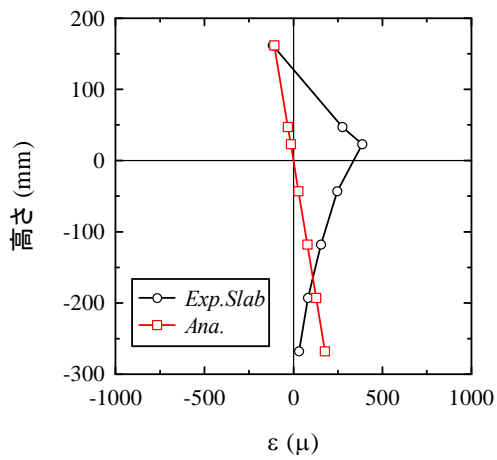


(b. 1) 正曲げ

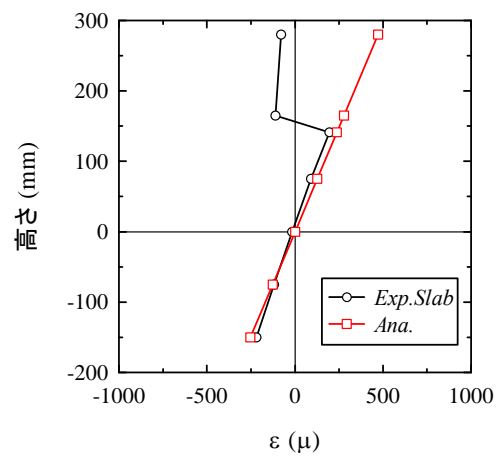


(b. 2) 負曲げ

(b) 1/200rad



(c. 1) 正曲げ



(c. 2) 負曲げ

(c) 1/50rad

図 3.23 梁断面 3 のひずみ度分布

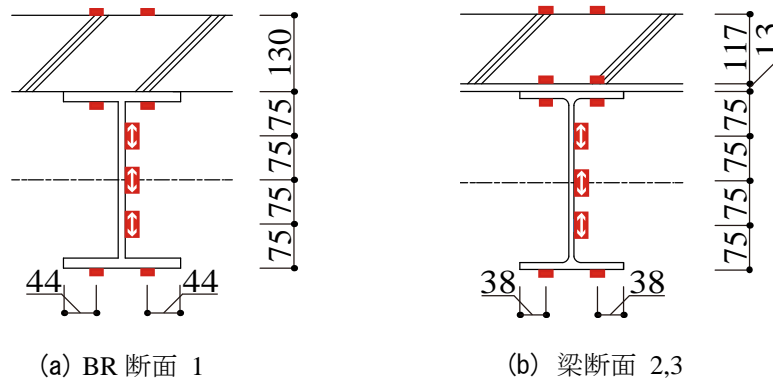
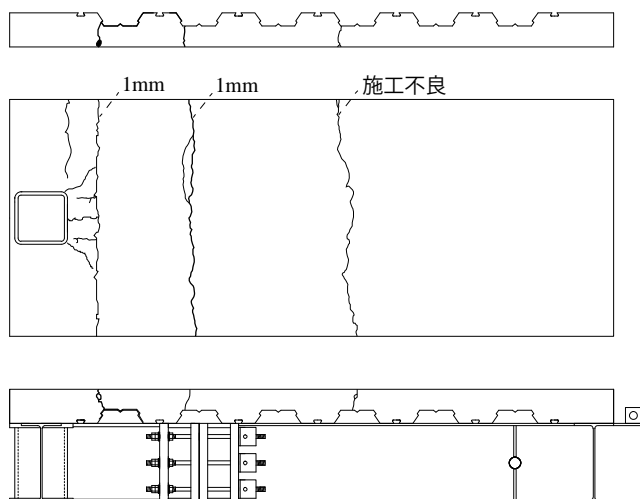


図 3.24 ひずみゲージ位置

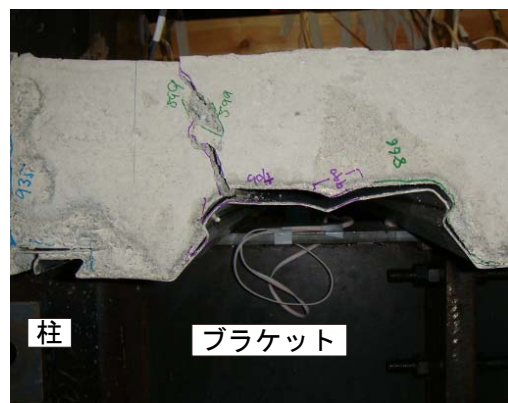
3.4.5 コンクリートスラブのひび割れ

図 3.21 (a) のひび割れを見ると、主に、デッキプレート敷き方向のひび割れと、柱の圧縮によるひび割れが発生している。デッキプレート敷き方向のひび割れは、継手位置と梁端部付近に 1mm の大きさで発生している。梁端部付近で発生するのは梁端部は最も大きな曲げモーメントが生じるためで、梁端より内側で発生しているのは、デッキプレートの山部分のコンクリート断面が小さく、端部よりひび割れ強度が小さいためである。継手部分にもひび割れが入るが、梁端部とひび割れの大きさが変わらないため、継続使用に問題があるほどのひび割れを与えないことがわかる。梁中央のひび割れは施工不良によるものである。

図 3.21 (b) より、デッキプレートとコンクリートが完全に離間を生じ、一体性が損なわれていることがわかる。



(a) 全体



(b) 梁端部近傍

図 3.25 コンクリートスラブのひび割れ

3.5 まとめ

本章では、デッキプレート合成スラブによる楔デバイス付梁継手の載荷実験を行い、コンクリートスラブの無い実験結果と比較することで、デッキプレート合成スラブが復元力特性へ与える影響を検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1)完全合成梁と評価できない焼抜き栓溶接のみによるデッキプレート合成スラブは、楔デバイス付梁継手の離間を拘束せず、原点立上り型復元力特性を示す。
- 2)スラブ付試験体の剛性は、初期のサイクルで増加するが、コンクリートにひび割れが生じた以降のサイクルでコンクリートとの一体性が失われ、純鉄骨試験体の剛性と同様な値となる。
- 3)完全合成梁と評価できないデッキプレート合成スラブを用いたスラブ付試験体でも、純鉄骨試験体の結果と比較して、正負方向とも最大曲げモーメントが1.5倍程度上昇する。これは、正曲げにおいてはコンクリートスラブの圧縮抵抗、負曲げにおいてはデッキプレートの引張抵抗のためである。完全合成梁として設計できない床スラブ工法においても耐力が上昇する。
- 4)コンクリートスラブのひび割れは、実験後、主に、デッキプレート敷き方向のひび割れと、柱の圧縮によるひび割れが発生している。ひび割れの大きいのは、デッキプレート敷き方向の1mmであり、継続使用に問題があるほどのひび割れを与えない。

今後の課題、展望に述べているが、本章の実験は、コンクリートスラブを梁に接合した場合でも、接合部が離間することを確認することが目的であったため、ボルト接合部耐力を低め(接合部負担耐力係数 $\alpha_j=0.3$ 程度)に設定している。このことが実験結果で耐力が上昇している理由のひとつになっていると考えられる。耐力を大きく設定すれば、コンクリートのひずみ度が大きくなり、最大曲げモーメント付近において、本実験とは異なる挙動をする可能性がある。

第4章

楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能

4.1 はじめに

これまでの研究において実構造物を想定したラーメン架構を用い、各接合部形式と地震波を変数とした地震応答解析を行うことで、楔デバイス付接合部が架構に与える影響について検討されている。その中で、楔デバイス付接合部を導入した架構は、梁降伏型架構と同程度の保有水平耐力が得られ、また、同程度の最大層間変形角に抑えられ、更に、地震後残留変位を大幅に低減できることを明らかにしている。しかしながら、解析モデルの塑性ヒンジのエネルギー吸収量については、楔デバイス付接合部を導入した架構のエネルギー吸収量が、梁降伏型架構に比べて低めになっている原因については解明されていない。また、本接合部は、塑性ヒンジとしての変形性能がボルトの伸び性能に依存する。過大な地震力が作用した場合、ボルトの損傷が大きくなることが予想される。

第2章「楔デバイス付梁継手の載荷実験」では、既往の楔デバイス付梁継手の問題点の解決を図り、ボルトの有効長さを任意にできるディテールを提案した。また、部分架構を用いた載荷実験より、楔デバイス付梁継手が原点立上り型復元力特性を有していることを明らかにし、接合部特性値の算定式を示した。

本章では、上述の課題・知見を基に、楔デバイス付接合部を適用した架構の耐震性能を検討する。方法としては、実構造物を想定した4層4スパン鋼構造架構において、各接合部に楔デバイス付接合部を適用した解析モデルを作製し、地震応答解析結果を示す。また、楔デバイス付接合部を用いない通常の梁降伏型架構の数値解析を行い、解析結果を比較・検討することで、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能を明らかにする。

4.2 数値解析概要

本解析では、4層4スパン鋼構造架構において、通常の梁降伏型架構と楔デバイス付接合部を適用した架構の地震応答解析を行う。本節では解析モデルや解析方法を示す。

4.2.1 解析条件等

4.2.1(a) 解析プログラム

数値解析には、任意形平面骨組の複合非線形解析プログラムである「CLAP.f」を原点立上り型復元力特性並びに、スリップ型復元力特性を有する回転ばねが利用できるようにコード修正したものを用いる¹⁶⁻¹⁸⁾。使用プログラムは、節点移動や部材の変形に伴う幾何学的非線形性が考慮される。部材の塑性化は、軸力と曲げモーメントの相関関数で判定される、一般化硬化塑性ヒンジ法であり、負荷挙動は移動硬化則に従う。尚、回転ばねは軸力の影響を考慮できない。また、数値積分にはニューマークβ法が用いられている。

4.2.1 (b) 解析条件

本解析では、ニューマーク β 法の β 値 0.25、数値積分時間間隔 1/200 秒、減衰のタイプは瞬間剛性比例減衰とし、一次減衰定数は一般的な構造物を想定して 0.02 としている。解析時間は、地震入力の終了後、十分に自由振動ができる時間を確保するため 70 秒とする。また、部材の応力度-ひずみ度関係は、Bi-linear 型（降伏後剛性比 1/100）としている。尚、解析プログラムは、パネル部の変形も考慮することが可能であるが、本解析では、剛としている。また、鉛直荷重ならびに初期応力は考慮していない。

4.2.1 (c) 入力地震波

図 4.1 に入力地震波(0.5m/s(50kine)基準化)を示す。

地震波は平面骨組の構面内水平方向に入力する。入力波には、El Centro 波 NS 成分、Taft 波 EW 成分、Hachinohe 波 NS 成分および JMA Kobe 波 NS 成分の地動最大速度を、それぞれ 0.5m/s(50kine)および 1.0m/s(100kine)となるよう、地動最大加速度に係数を乗じて基準化した波を用いる。ただし、JMA Kobe 波は 1.0m/s(100kine)入力として源波を用いる。

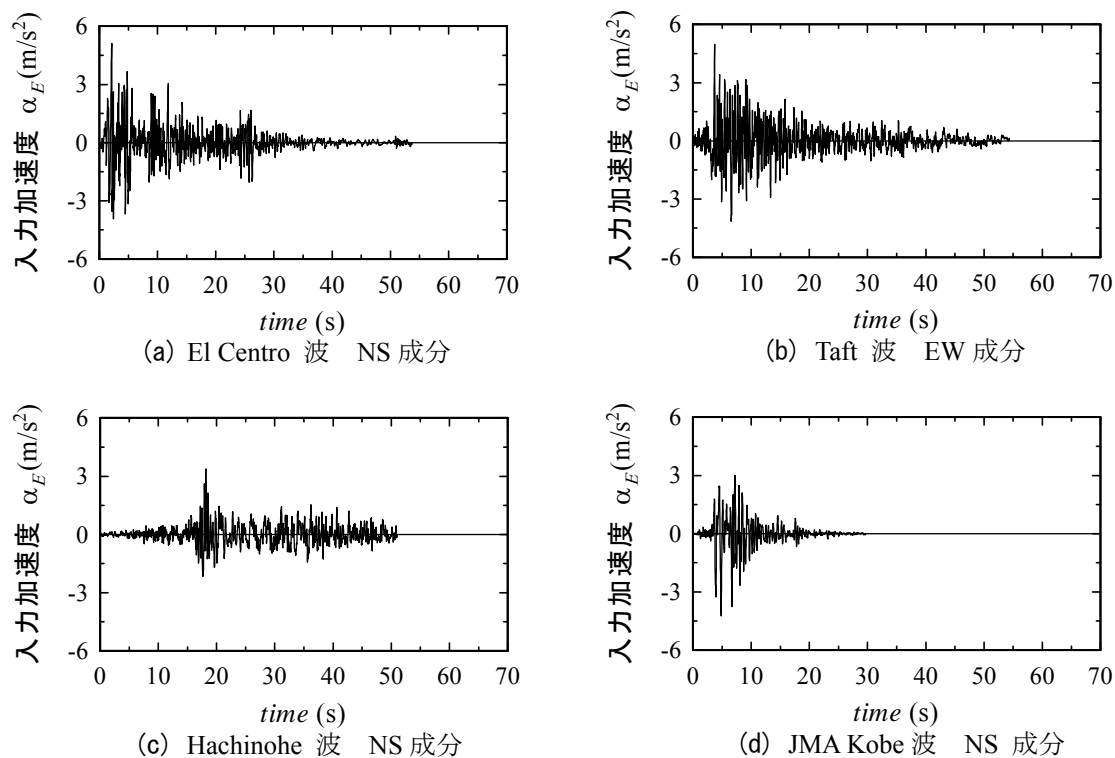


図 4.1 入力地震波(0.5m/s 基準化)

4.2.2 楔デバイス付接合部の設計

図 4.2 にボルト接合部抵抗機構を、図 4.3 にボルト接合部復元力特性モデルを、図 4.4 にボルト接合部寸法値概要を、表 4.1 に各ボルト接合部寸法値を、表 4.2 に回転ばね特性値を、それぞれ、示す。

本解析の復元力特性モデルは、ボルト接合部のボルトの配置を多数配列としているため、引張抵抗するボルトの数だけ弾性勾配を生じる。しかしながら、図 4.3 に示すように、勾配の数が復元力特性の履歴面積へ与える影響は少ないと判断できるため、Bi-linear 型の復元力

特性モデルとする。

楔デバイス付梁継手に曲げモーメントが作用した場合、エンドプレート端部を圧縮合力点位置とし、最内列以外のボルトが引張抵抗する(露出柱脚は柱フェイス位置を圧縮合力点位置とする)。尚、最内列のボルトは、最外列と比較して、5%程度の回転剛性しか有していないため、考慮しない¹⁴⁾。また、Bi-linear型として表すため、引張抵抗を無視する最内列ボルト以外が降伏した時点を最大耐力発揮時と考え、そのときのボルト接合部曲げモーメントを最大曲げモーメントとする。

数値解析では、ボルト接合部を回転ばねとし、以下の設計条件を満足するよう設計する。

- 1)ボルト接合部最大曲げモーメントは、梁の全塑性モーメントの0.8倍(接合部負担耐力係数 α_j)程度とし、梁端部を弾性状態に留める。
- 2)ブラケット材長 BR_L は、ボルト接合部最大曲げモーメント時にブラケット端部の曲げモーメントが、梁の全塑性モーメントとなるよう設計する。
- 3)ブラケットの断面性能は、梁の全塑性モーメントに対して弾性状態を保つよう設計する(楔デバイス付梁継手においては、ボルト接合部が最大曲げモーメントに達した時点で崩壊機構が形成される。このため、ブラケットに作用する最大の曲げモーメントは、梁の全塑性モーメントとなる)。ただし、エンドプレート間の接触反力の伝播を考慮し、梁と同一の成とする。
- 4)ブロック部の断面は、圧縮合力点位置に作用する圧縮力に対し、座屈しない断面とする。
- 5)アンカープレートは、ボルトの引張抵抗に対して弾性状態を保つ板厚とする。
- 6)摩擦力は、長期荷重に対してはボルトに導入した初期軸力により、短期荷重に対しては、曲げモーメントによって生じる接触反力により発生するものを考える。

ボルト接合部は、以下の式を用いて各特性値を算定する。

$${}_j K_i = \frac{E \cdot n_i \cdot A \cdot d_i^2}{R \cdot l_b} \quad (4.1.a)$$

$${}_j M_{Yi} = n_i \cdot A \cdot \sigma_Y \cdot d_i \quad (4.1.b)$$

$${}_j K = \sum_{i=1}^{j-1} K_i \quad (4.1.c)$$

$${}_j M_U = \sum_{i=1}^{j-1} M_{Yi} \quad (4.1.d)$$

ここに、 ${}_j K_i$: i 列目の弾性回転剛性、 E :ヤング係数、 n_i : i 列目のボルト本数、 A :ボルトの断面積、 d_i :圧縮合力点位置から i 列目のボルト中心までの距離、 R :ボルト以外の要素の弾性変形を考慮した低減係数(=2¹⁵⁾)、 l_b :ボルトの有効長さ(ナット間距離)、 ${}_j M_{Yi}$: i 列目のボルトによる降伏曲げ耐力、 σ_Y :ボルトの降伏応力度、 ${}_j K$:弾性回転剛性、 j :ボルト列数、 ${}_j M_U$:ボルト接合部の最大曲げモーメントである。

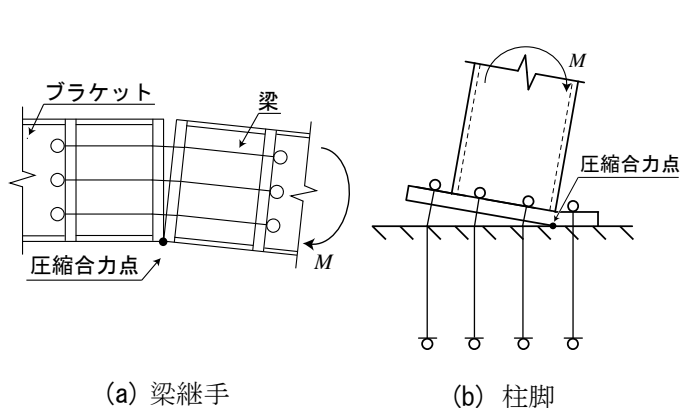


図 4.2 ボルト接合部抵抗機構

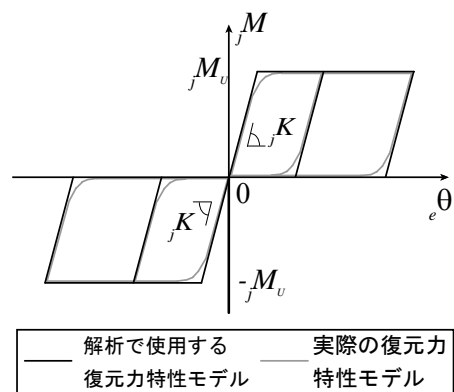


図 4.3 ボルト接合部復元力特性モデル

表 4.1 各ボルト接合部寸法値

部位	d_1 (mm)	d_2 (mm)	d_3 (mm)	d_4 (mm)	d_5 (mm)	l_b (mm)	ϕ 呼び径	ボルト 材質	$BR L$ (mm)
柱脚部	550	400	250	100	—	850	M45	ABR490	—
2階梁継手部	570	470	370	270	170	300	M39	ABR490	640
3階梁継手部	525	435	345	255	165	300	M36	ABR490	640
4階梁継手部	475	395	315	235	155	300	M33	ABR490	640
R階梁継手部	495	385	275	165	—	300	M27	ABR490	640

表 4.2 回転ばね特性値

部位	${}_j K$ (kNm/rad)	${}_j M_U$ (kNm)	α_j
柱脚部	3.28×10^5	1,898	-
2階梁継手部	5.51×10^5	1,235	0.76
3階梁継手部	3.99×10^5	968	0.73
4階梁継手部	2.80×10^5	748	0.74
R階梁継手部	1.64×10^5	416	0.55

${}_j K$: 弾性回転剛性 ${}_j M_U$: 最大曲げ耐力 α_j : 接合部負担耐力係数

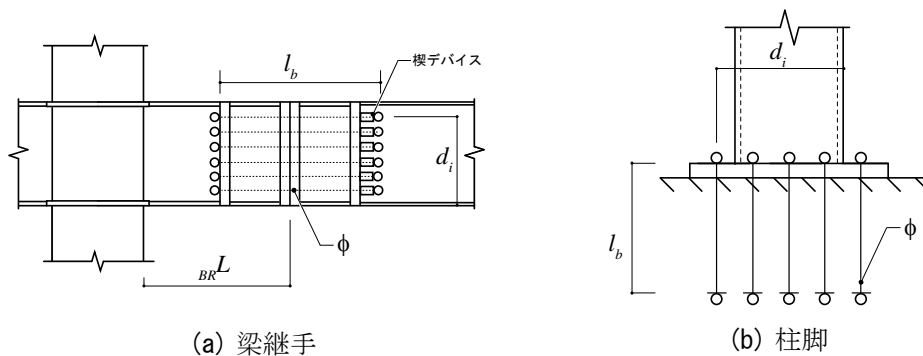


図 4.4 ボルト接合部寸法値概要

図4.5に楔デバイス付梁継手の力学モデルを示す。

楔デバイス付梁継手のブラケット材長 $BR L$ は、以下の式を用いて算定する。

$$BR L = L - \alpha_j \cdot L \tag{4.2}$$

ここに、 L : 柱フェイス間距離の半分、 α_j : 接合部負担耐力係数である。

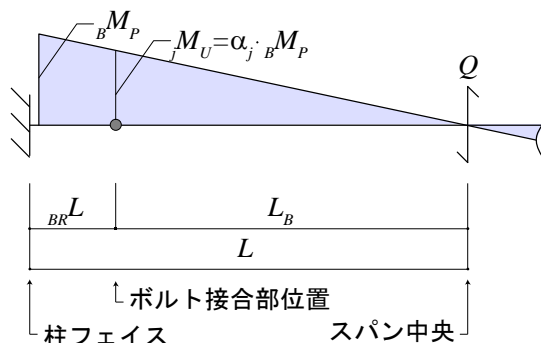


図4.5 楔デバイス付梁継手の力学モデル

4.2.3 解析対象架構と解析モデル

表4.3に部材リストと断面性能を、表4.4に荷重リストを、表4.5に固有周期を、図4.6に解析対象架構を、図4.7に解析モデルを、それぞれ、示す。

架構は「パッシブ制振構造設計・施工マニュアル²⁷⁾」の制振構造テーマストラクチャー4層モデルを使用する。対象架構は4層4スパン鋼構造架構のY2構面とし、梁中立軸を構造階高とするフレームモデルへ置換する。また、各荷重は事務所ビルを想定しており、各節点に集中荷重として入力している。

対象架構の設計条件として、1次設計は、長期および短期の応力に対して断面検定を行っている。また、 A_i 分布に基づく荷重分布形を想定した静的荷重漸増解析を行い、層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以下となるように設計している。2次設計は、ある層の層間変形角が $1/100\text{rad}$ に達した時点を保有水平耐力時とし、必要保水平耐力を満足するように設計している。尚、構造特定係数(D_s 値)は 0.25 としている。

解析モデルは、通常架構と称する梁降伏型架構の N type と楔デバイス付接合部を適用したセルフセンタリング架構である SC type の2種類を用意する。接合部形式を変数とするが、

表4.3 部材リストと断面性能

層	種別	断面寸法	σ_y (N/mm^2)	E (N/mm^2)	I_x (mm^4)	Z_p (mm^3)	M_p (kNm)
1	柱(C1)	□-500×500×22	325	2.05×10^5	1.61×10^9	7.55×10^6	2,452
2		□-450×450×22	325	2.05×10^5	1.15×10^9	6.05×10^6	1,966
3		□-450×450×19	325	2.05×10^5	1.02×10^9	5.30×10^6	1,722
4		□-400×400×16	325	2.05×10^5	6.05×10^8	3.54×10^6	1,151
2	梁(G1)	H-650×250×12×25	325	2.05×10^5	1.44×10^9	4.99×10^6	1,621
	ブラケット	BH-650×300×16×28	325	2.05×10^5	1.91×10^9	6.64×10^6	2,157
3	梁(G1)	H-600×250×12×22	325	2.05×10^5	1.10×10^9	4.11×10^6	1,335
	ブラケット	BH-600×300×16×25	325	2.05×10^5	1.46×10^9	5.52×10^6	1,795
4	梁(G1)	H-550×250×9×19	325	2.05×10^5	7.71×10^8	3.11×10^6	1,011
	ブラケット	BH-550×300×12×22	325	2.05×10^5	1.05×10^9	4.25×10^6	1,382
R	梁(G1)	H-550×200×9×16	325	2.05×10^5	5.61×10^8	2.31×10^6	752
	ブラケット	BH-550×250×12×19	325	2.05×10^5	8.04×10^8	3.31×10^6	1,075

σ_y : 降伏応力度 E : ヤング係数 I_x : 断面2次モーメント Z_p : 塑性断面係数 M_p : 全塑性モーメント

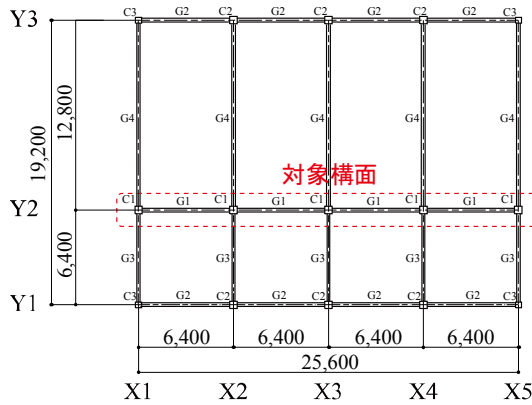
表 4.4 荷重リスト

Floor	D.L (N/m ²)	L.L (N/m ²)	T.L (N/m ²)
屋上(歩行)	8,790	600	9,390
事務所(基準階)	5,950	800	6,750

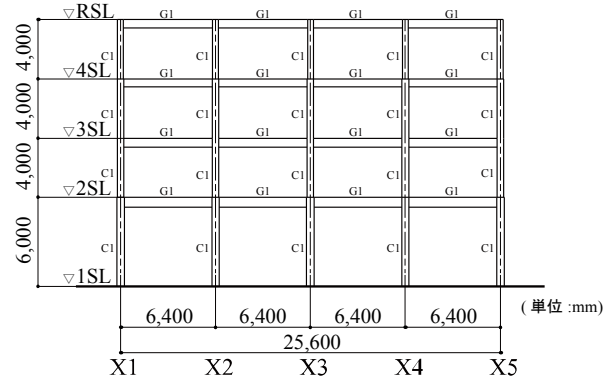
D.L: 固定荷重 L.L: 積載荷重 T.L: D.LとL.Lの合計

表 4.5 固有周期

モデル	1次固有周期(sec)	2次固有周期(sec)
<i>N type</i>	1.07	0.36
<i>SC type</i>	1.12	0.37



(a) 平面図



(b) 軸組図

図 4.6 解析対象架構

SC type の梁継手に楔デバイス付梁継手を、柱脚にノンスリップ型露出柱脚を、それぞれ想定した回転ばねを設ける。*N type* は柱脚にのみ、アンカーボルト降伏型露出柱脚を想定した回転ばねを設ける。尚、*SC type* の各接合部に原点立上り型復元力特性を有する回転ばねを、*N type* の柱脚にはスリップ型復元力特性を有する回転ばねを、それぞれ、適用する。また、*SC type* には 4.2.2 節の設計条件に従ったブラケットを設けている。ブラケット長さは $BR L = 640 \text{ mm} (\alpha_f = 0.80)$ している。接合部最大曲げモーメント $j M_U$ を梁の全塑性モーメント $B M_P$ で除した値としての接合負担耐力係数 α_j を表 4.2 に示す。

本解析で用いる架構は、節点振り分け法で考えた際、4 層中柱中頭部に塑性ヒンジが生成される。*SC type* において、柱頭に塑性ヒンジを生成させず、楔デバイス付梁継手を機能させるため、梁継手耐力を 4.2.2 節の設計条件で示すよりも低目の値で設計している。従って、4 層の保有水平耐力は *N type* と比較して小さくなる。

一般的な梁降伏型架構であれば、最上階中柱に塑性ヒンジが生成される。楔デバイス付梁継手に塑性ヒンジを生成させるには、梁継手耐力を柱頭の耐力以下にする必要がある。この場合、柱頭に生じる曲げモーメントが柱頭塑性モーメントに比べて小さくなり、保有水平耐力が低下する。

尚、第 3 章でコンクリートスラブを用いた実験を行ったが、復元力特性モデルへの考慮をするまでに至っていないため、コンクリートスラブの影響を考慮せず、純鉄骨架構として解析を行う。

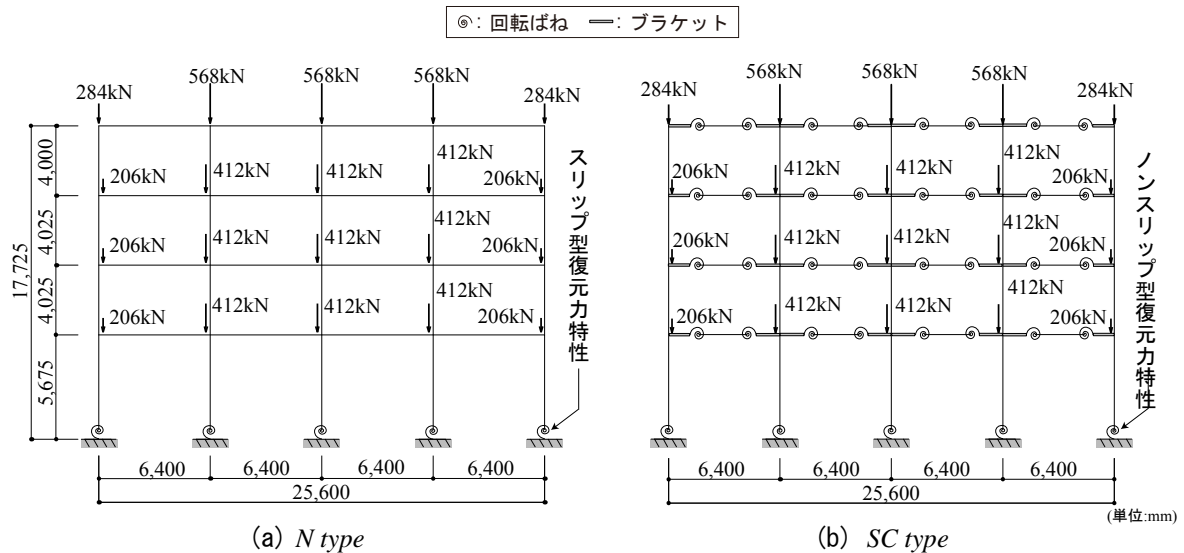


図 4.7 解析モデル

4.3 解析結果と考察

本解析は2種類の解析モデルに、種類や大きさを変えた8種の地震波を入力する、全16ケースを行っている。本節では、最大層間変形角、地震後残留変形角、最大層せん断力分布、層せん断力係数分布、エネルギー吸収量、塑性変形倍率および累積塑性変形倍率に着目し、考察を行う。

4.3.1 最大層間変形角 $maxr_i$

図 4.8 に最大層間変形角 $maxr_i$ を、図 4.9 に塑性変形と最大層間変形角の関係を、図 4.10 に最大層間変形角 $maxr_i$ (絶対値) を、それぞれ、示す。尚、図 4.8 の値はある一つの層が最大の層間変形角に達したときの変形形状を表している。図 4.9 (a) は Hachinohe 波 1 層の層間変形角時刻歴であり、図 4.9 (b) は、簡単のために一質点系モデルで表した、塑性変形による振動の変化である。図 4.10 は 100kine の最大層間変形角を絶対値で評価しその最大値を示している。

図 4.8 (a) より、50kine の結果を SC type に着目して N type と比較すると、El Centro 波・Taft 波で大きくなり、Hachinohe 波・JMA Kobe 波で変わらないか小さ目の値を示している。最大の値を示すのは、両モデルともに1層で、0.015rad 程度である。Taft 波の結果が他の地震波に比べて差が大きくなっているが、これは N type の応答がほとんど弾性範囲に収まっていたのに対し、SC type の応答が塑性化により大きくなったためである。地震波によって大小関係に差はあるが、50kine の規模では両モデルが同様の応答を示すことがわかる。

図 4.8 (b) の 100kine の結果を見ると、N type と SC type の差が 50kine より大きく、SC type が大きくなる傾向がある。最大応答を示す層は、各地震波で異なり、JMA Kobe 波のように、最大応答の形状が N type と SC type で異なるケースもある。最も大きな変形角を示したのは、N type で El Centro 波 100kine の 0.032rad、SC type で Hachinohe 波 100kine の 0.028rad である。

SC type が大きくなるのは各層の履歴性状の違いによるものである。N type の場合、塑性ヒンジの復元力特性は完全弾塑性型であるため、塑性変形を生じると振動の中心が傾く(図 4.9 (b. 1))。一方で、SC type は原点立上り型復元力特性であるため、塑性変形が生じても原点

に戻る(図 4.9 (b. 2)). このため, N type は図 4.9 (a) の層間変形角時刻歴のように振動の中心がずれ傾いて振動し, 塑性変形の生じない方向の最大層間変形角が小さくなる. 100kine の地震波は入力が大きいため塑性変形が層間変形角に与える影響が大きく, 履歴性状の違いによって最大層間変形角に差異が生じる. しかしながら, 図 4.10 より, 最大層間変形角を絶対値で評価した場合は, Taft 波・Hachinohe 波ではほぼ同様な最大層間変形角を示し, El Centro 波・JMA Kobe 波では1層において N type の値が大き目となり2層以上の層において SC type の値が大き目となる傾向がある. ここで, 最大層間変形角が比較的大き目の値を示す1層に着目し N type と SC type を比較すると, 同等か SC type の方が小さくなる傾向があることがわかる.

上記を要約すると, 最大層間変形角を正負で評価した際は履歴性状の違いにより SC type の方が大きくなる傾向にあるが, 絶対値で評価した際は同等か1層においては SC type の方が小さくなる可能性があることがいえる. 従って, 楔デバイス付接合部によって層間変形角が必ずしも大きくなるということはない.

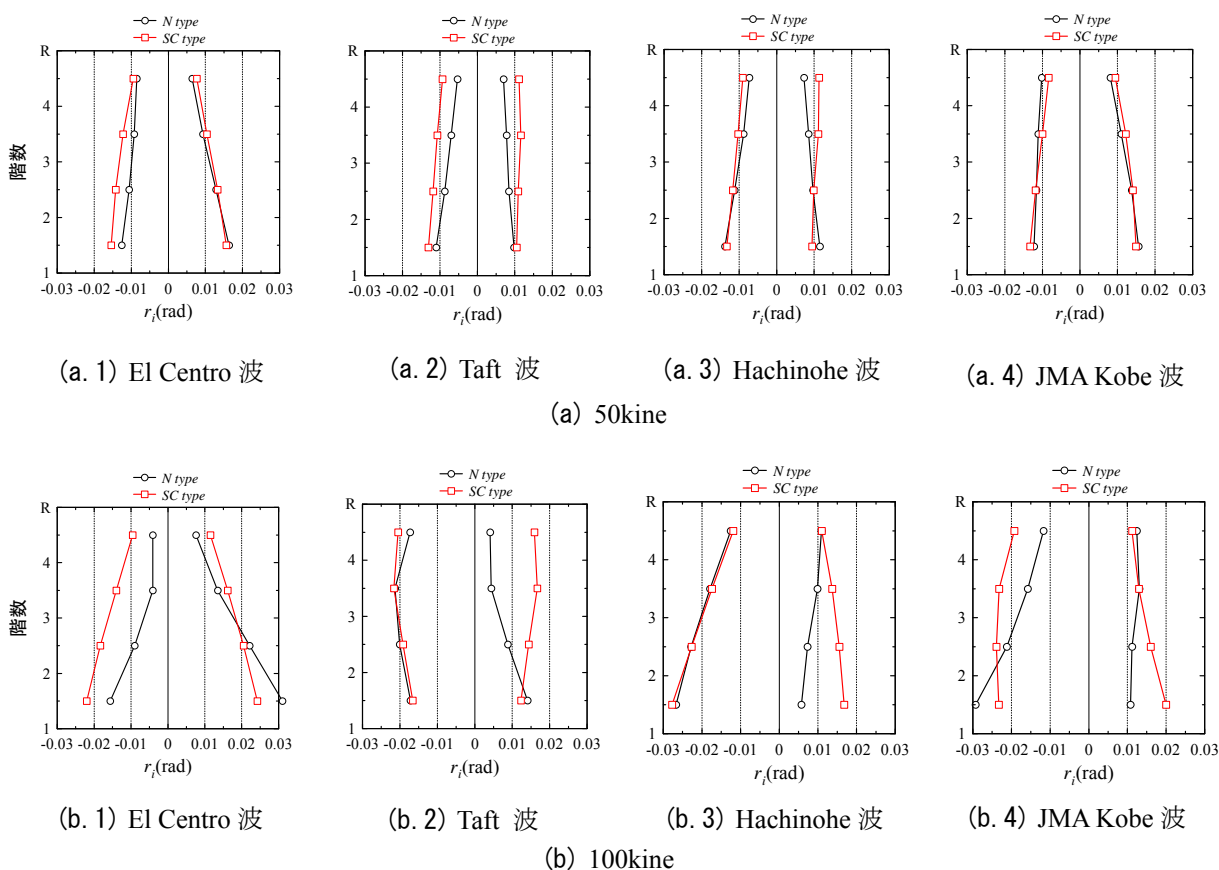


図 4.8 最大層間変形角 $max r_i$

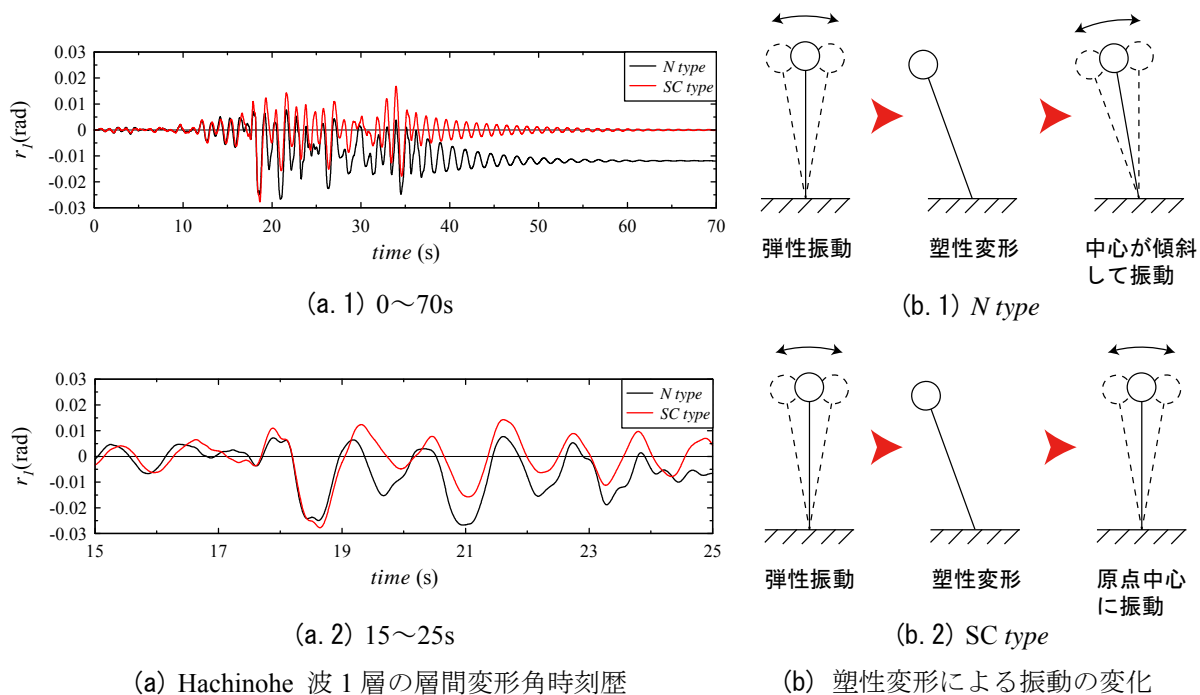


図 4.9 塑性変形と最大層間変形角の関係

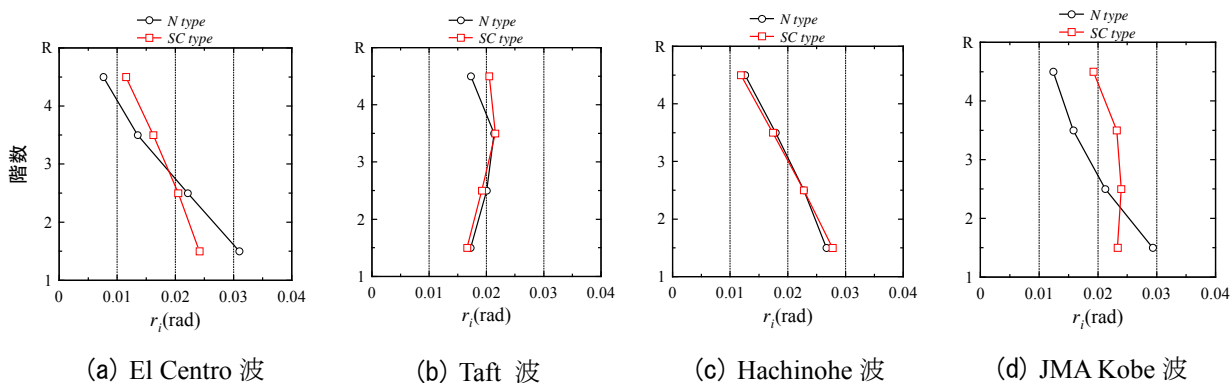


図 4.10 最大層間変形角 $maxr_i$ (絶対値)

4.3.2 地震後残留層間変形角 $last r_i$

図 4.11 に残留層間変形角 $last r_i$ を示す。

図 4.11 (a) を見ると、50kine の地震波で生じる残留層間変形角は、*N type* で最大 0.003rad 程度生じているが、*SC type* では生じていない。楔デバイス付接合部の塑性ヒンジの復元力特性が原点立上り型であるために残留変形角を生じないことがわかる。

図 4.11 (b) を見ると 100kine では、*N type* で 1/100rad を超える残留変形角を生じさせる地震波であっても、*SC type* であれば残留変形角をほぼ生じていない。楔デバイス付接合部の復元力特性によって、地震動の大きさに関係なく残留変形を低減できる。尚、Taft 波および JMA Kobe 波の *SC type* 4 層で若干の残留変形角を生じているのは、中柱の柱頭がわずかに塑性化したためである。4 階梁の楔デバイス付梁継手の耐力を通常より低減していたが、ひずみ硬化係数等の影響で塑性化した。

N type において、地震後の継続使用の可否について検討する。地震後の構造物の継続使用の可否を判断する指標として、文献 28) では許容残留変形角 1/200rad が提案されている。このことを踏まえて図 4.11 を見ると、50kine ではすべて 1/200rad を下回り、100kine では El Centro 波・Taft 波で下回るが、Hachinohe 波・JMA Kobe 波で上回る。100kine で地震波の種類によって違いがあるが、この原因は、図 4.9 で説明できる。Hachinohe 波や JMA Kobe 波のように大きな残留変形角を生じるのは、図 4.9(a) のように、一方向に大きな塑性変形が生じる場合である。El Centro 波・Taft 波のように残留変形角が小さくなるのは、ある方向へ塑性変形が生

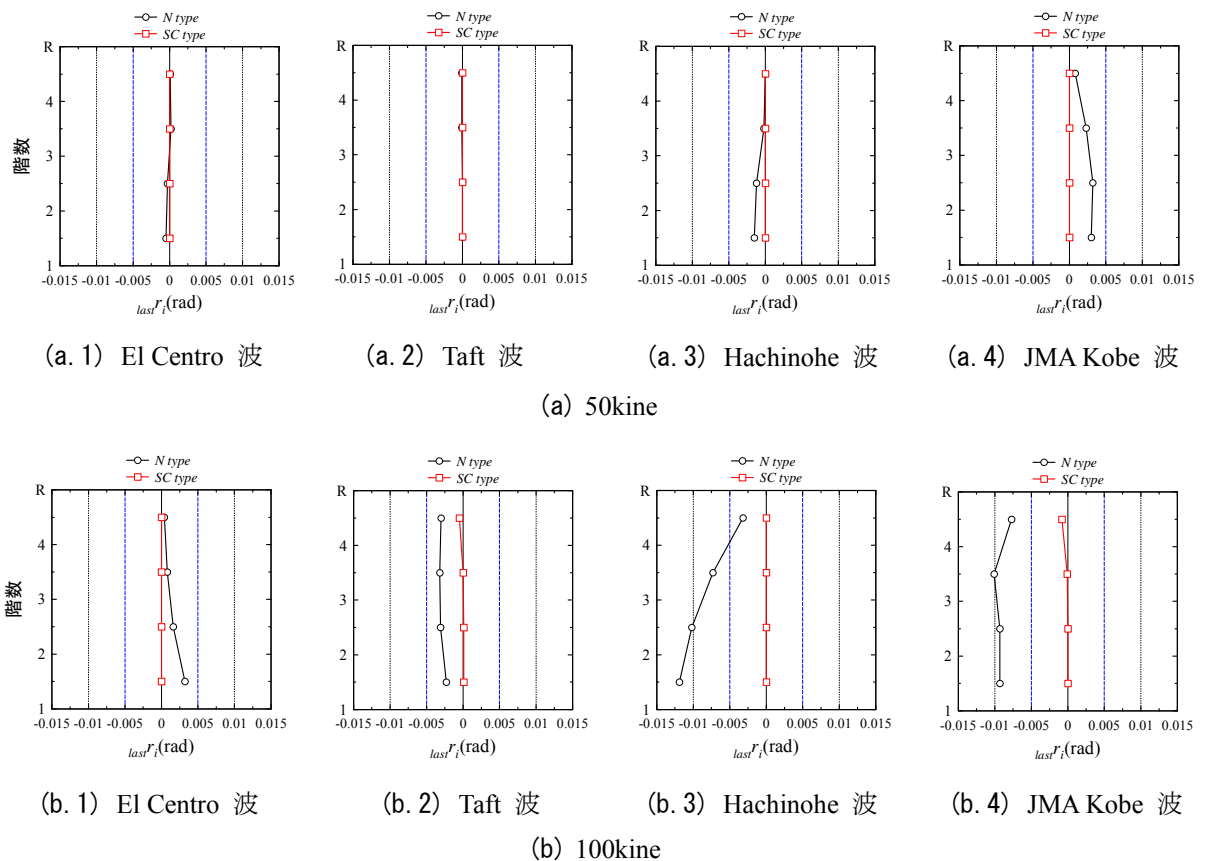


図 4.11 残留層間変形角 $last r_i$

じても、作用する地震力によって始めに生じた塑性変形とは逆方向に再び塑性変形を生じる場合である。生じた塑性変形を相殺するような塑性変形が生じれば、残留変形角の値としては小さくなる。地震波の性質によって生じる残留変形角の大小は異なるが、楔デバイス付接合部を用いた架構は、残留変形角が大きくなる場合においても残留変形角を低減できる。尚、図 4.11 に示す残留層間変形角は、解析時間終盤(全 70sec 中, 69sec 以降)において、層の加速度が 0 になった時刻の層間変形角としている。

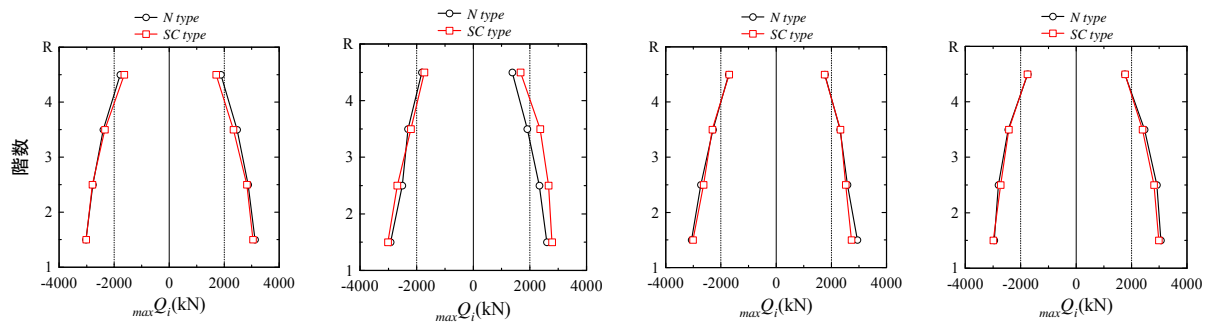
4.3.3 最大層せん断力 $\max Q_i$ 分布・層せん断力係数 C_i 分布

図 4.12 に最大層せん断力 $\max Q_i$ 分布を、図 4.13 に層せん断力係数 C_i 分布を、それぞれ、示す。

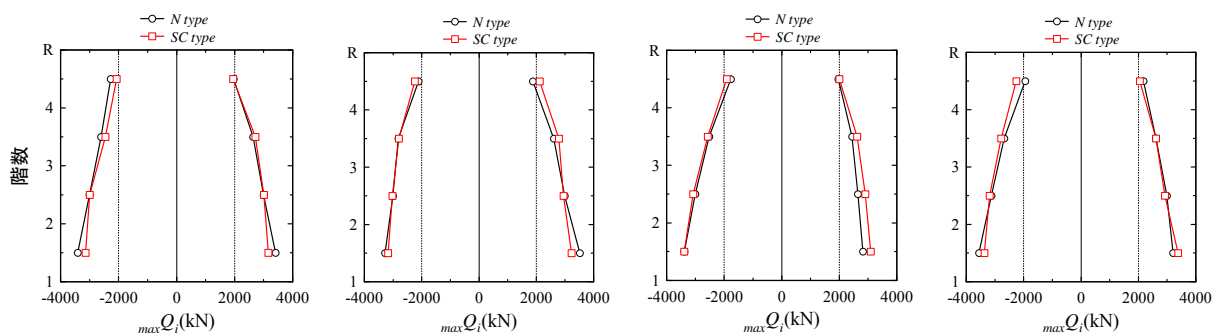
図 4.12 より、最大層せん断力は 50kine, 100kine とともに、両モデルとも同様の値を示す。50kine の Taft 波で *N type* が低めになるが、4.3.1 節でも示したように、ほとんど塑性化せず、応答せん断力が大きくならなかったためである。また、*SC type* の 4 層は梁継手に塑性ヒンジを生成させるために耐力を落として設計していたが、値に大きな差はない。これは、ひずみ硬化係数に従って、最大耐力が上昇したものと考えられる。楔デバイス付梁継手は、ブラケット長さによって継手位置を調整できる工法である。柱フェイス位置の曲げモーメントをブラケット長さと梁継手耐力によって任意にできるため、ボルト降伏型の接合部でありながら、架構の保有水平耐力を低下させない。*N type* と *SC type* を比較して、最大層せん断力が変わらないことから、この性能が発揮できていることがわかる。

図 4.13 より、層せん断力係数 C_i は 50kine, 100kine とともに、両モデルとも同様の値を示す。*N type* と *SC type* を比較して、分布が変わらないことから、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構としても外力分布に変わりがなく、通常と同様の設計用外力により設計可能である。

第4章 楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能

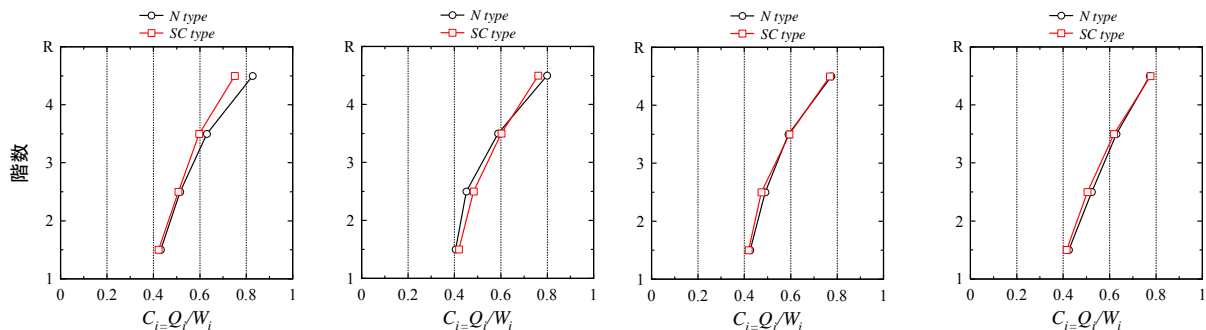


(a. 1) El Centro 波 (a. 2) Taft 波 (a. 3) Hachinohe 波 (a. 4) JMA Kobe 波
(a) 50kine

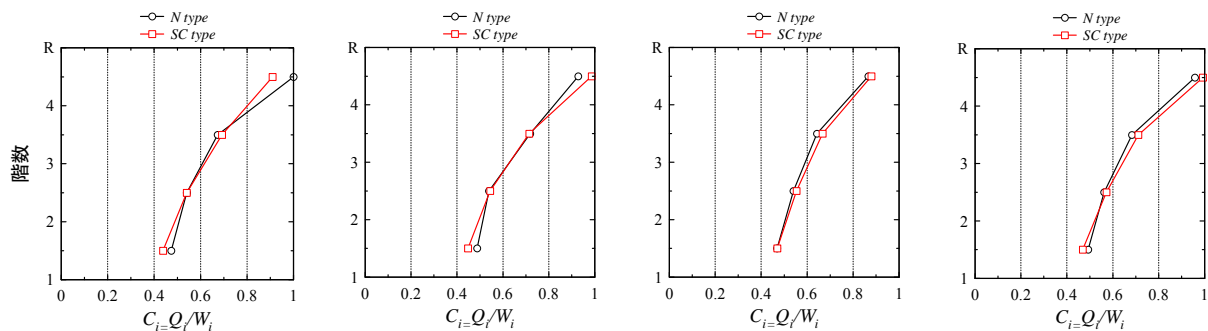


(b. 1) El Centro 波 (b. 2) Taft 波 (b. 3) Hachinohe 波 (b. 4) JMA Kobe 波
(b) 100kine

図 4.12 最大層せん断力 $max Q_i$ 分布



(a. 1) El Centro 波 (a. 2) Taft 波 (a. 3) Hachinohe 波 (a. 4) JMA Kobe 波
(a) 50kine



(b. 1) El Centro 波 (b. 2) Taft 波 (b. 3) Hachinohe 波 (b. 4) JMA Kobe 波
(b) 100kine

図 4.13 層せん断力係数 C_i 分布

4.3.4 エネルギー吸収量

4.3.4(a) 塑性ヒンジのエネルギー吸収量

図4.14に塑性ヒンジのエネルギー吸収量を示す。尚、エネルギー吸収量が解析モデルの左右でほぼ同様であるため、左半分のみを示す。

図4.14を見ると、梁端やボルト接合部がエネルギー吸収をしていることがわかる。また、1層の側柱側梁端部・梁継手部のエネルギー吸収量が他に比べて非常に大きくなっている。2層・3層を見ても側柱側梁端部はエネルギー吸収量が大きくなる傾向がある。

N type と *SC type* を比較すると、地震波によってばらつきはあるが *SC type* が全体的に小さくなる傾向がある。これは、*N type* は完全弾塑性型の復元力特性であるのに対し、*SC type* は原点立上り型であることに起因する。*SC type* は塑性ヒンジの耐力も小さく、履歴面積が *N type* の半分ほどになるため、エネルギー吸収量が小さくなると考えられる。

柱脚に着目すると、*SC type* のほうがエネルギー吸収量が大きい。これは、*N type* はスリップ型復元力特性であり、スリップ領域におけるエネルギー吸収性能に期待できないが、*SC type* は楔デバイスの効果により、スリップ現象を解消させたノンスリップ型露出柱脚を使用しており、スリップ型と原点立上り型の二つの復元力特性を比較すれば、原点立上り型の方がエネルギー吸収量が大きいためである。

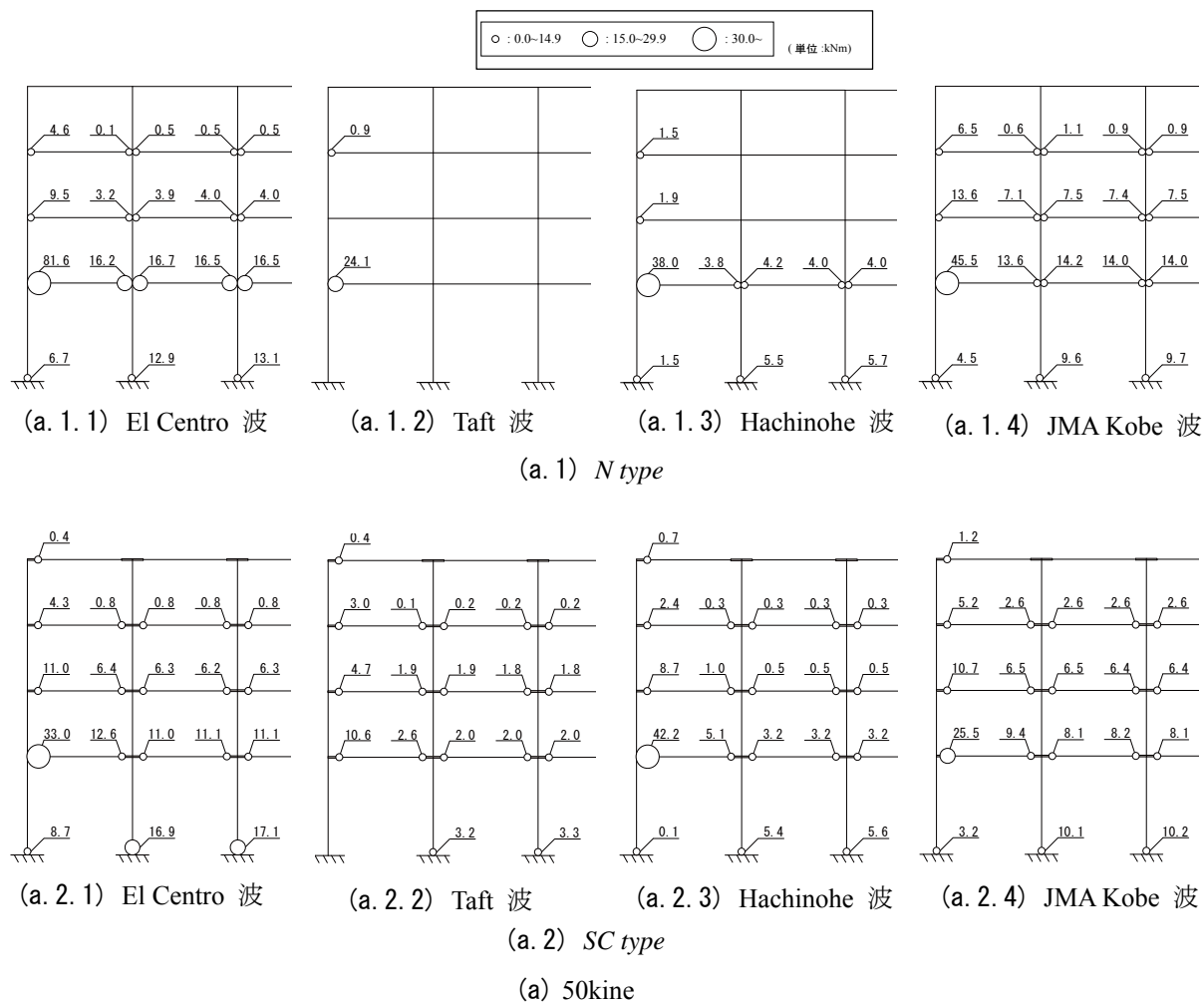


図4.14(a) 塑性ヒンジのエネルギー吸収量

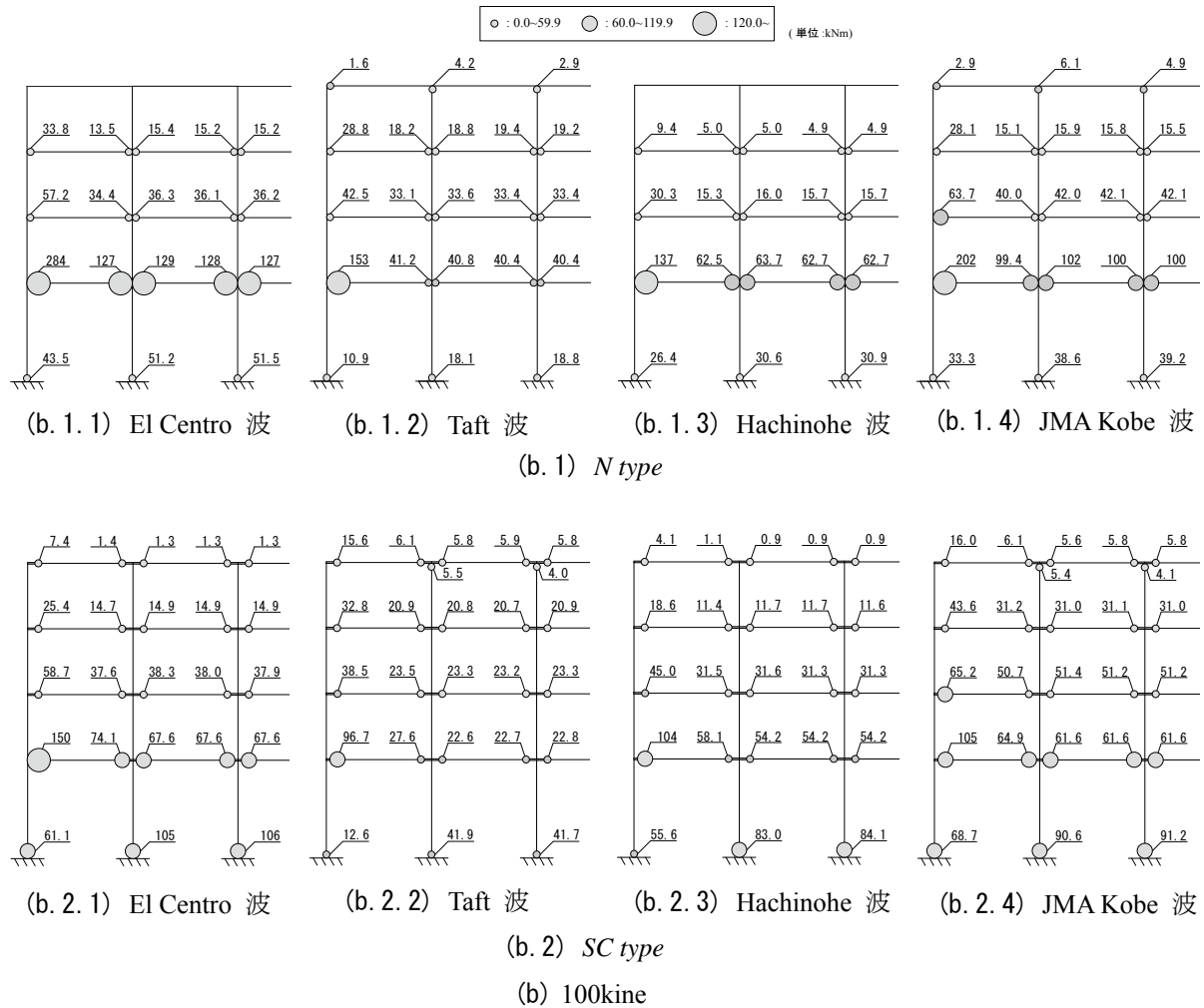


図 4.14(b) 塑性ヒンジのエネルギー吸収量

4.3.4(b) 架構のエネルギー吸収量

エネルギーの釣り合い式は以下によって表す。

$$\int_0^t m\ddot{x} \frac{dx}{dt} dt + \int_0^t c\dot{x} \frac{dx}{dt} dt + \int_0^t Q(x) \frac{dx}{dt} dt = -\int_0^t m\ddot{x}_g \frac{dx}{dt} dt \quad (4.3)$$

ここで、

$$E_k = \int_0^t m\ddot{x} \frac{dx}{dt} dt \quad : \text{運動エネルギー}$$

$$E_d = \int_0^t c\dot{x} \frac{dx}{dt} dt \quad : \text{減衰エネルギー}$$

$$E_s = \int_0^t Q(x) \frac{dx}{dt} dt \quad : \text{ひずみエネルギー}$$

$$E_i = -\int_0^t m\ddot{x}_g \frac{dx}{dt} dt \quad : \text{地震入力エネルギー}$$

エネルギー一定則の考え方によれば、復元力特性が異なっても、架構の地震入力エネルギーは変わらないとされている。図 4.14 の塑性ヒンジのエネルギー吸収量は上式のひずみエネルギーに該当する。

図 4.15 にエネルギー応答時刻歴を、図 4.16 に速度応答時刻歴を、図 4.17 に $Q-r$ 関係を、それぞれ、示す。尚、これらの図は 100kine の結果であり、図 4.15、図 4.16(a)、図 4.17 は 2 層の値を示している。

図 4.15 を見ると、 N type と SC type の地震入力エネルギーの差は 1~2 割程度ではほぼ等しく、エネルギー吸収量に関する傾向は各地震波で差異はない。従って、El Centro 波の解析結果を代表値として考察する。図 4.15(a) より、減衰エネルギーとひずみエネルギーの割合に違いがある。 SC type は減衰エネルギーが大きく、ひずみエネルギーが小さい。減衰エネルギーは、式(4.3)より速度に影響を受ける。図 4.16(a) の速度応答時刻歴を見ると、 N type より SC type の方が速度が大きい。 SC type で速度が大きくなるのは復元力特性に起因する。図 4.17 に $Q-r$ 関係を示す。 SC type は復元力特性上、回転角を 0 に戻す過程でエネルギーを消費しないため、接合部が地震に抵抗しない領域が存在する(図 4.17 中 i)。この領域において、変位の増加量 = 速度が大きくなる。速度が大きくなれば減衰エネルギーは増加する。 SC type はひずみエネルギーが小さいが、その分減衰エネルギーが大きくなり、地震入力エネルギーが N type と同様となる。

尚、図 4.16(b) の 1 層において速度は、 N type の柱脚がスリップ型であるため SC type より N type の方が大きくなる。2~4 層では、図 4.16(a) のように速度は SC type が大きくなる。 SC type はひずみエネルギーが小さい分、減衰エネルギーが大きくなり、地震入力エネルギーは N type と変わらない。

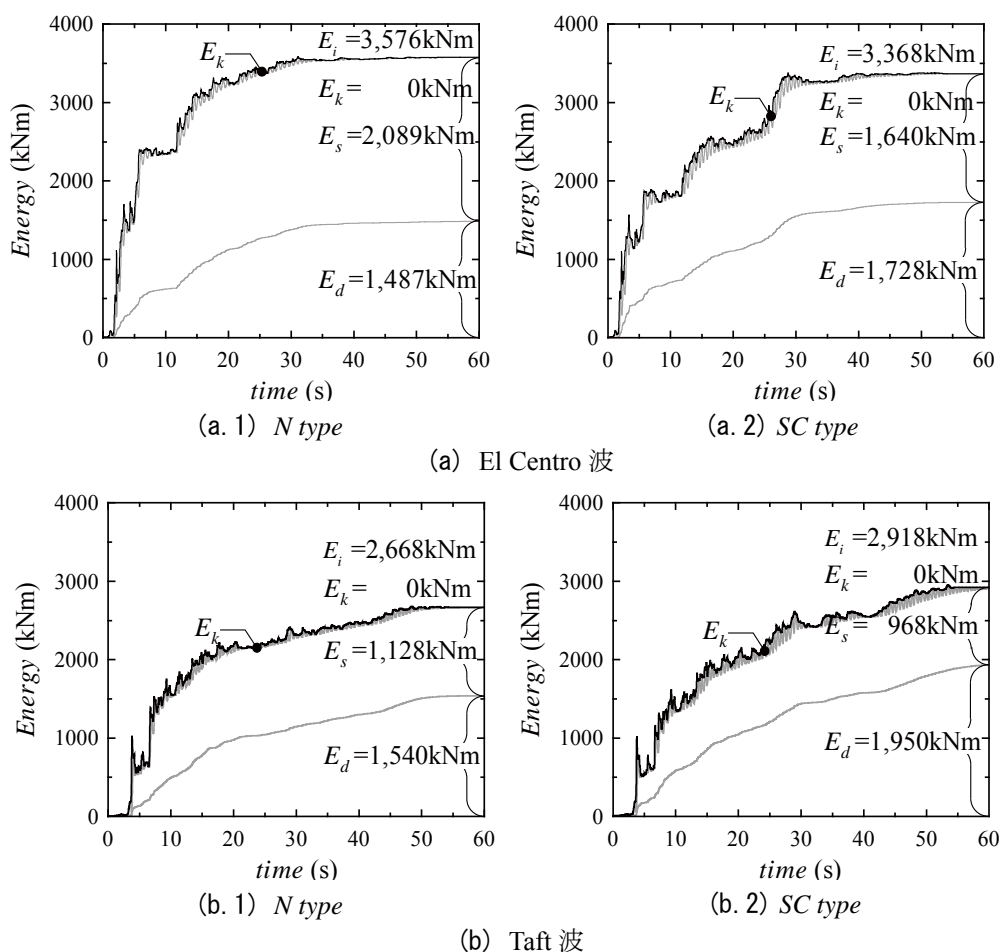


図 4.15 (a) (b) エネルギー応答時刻歴

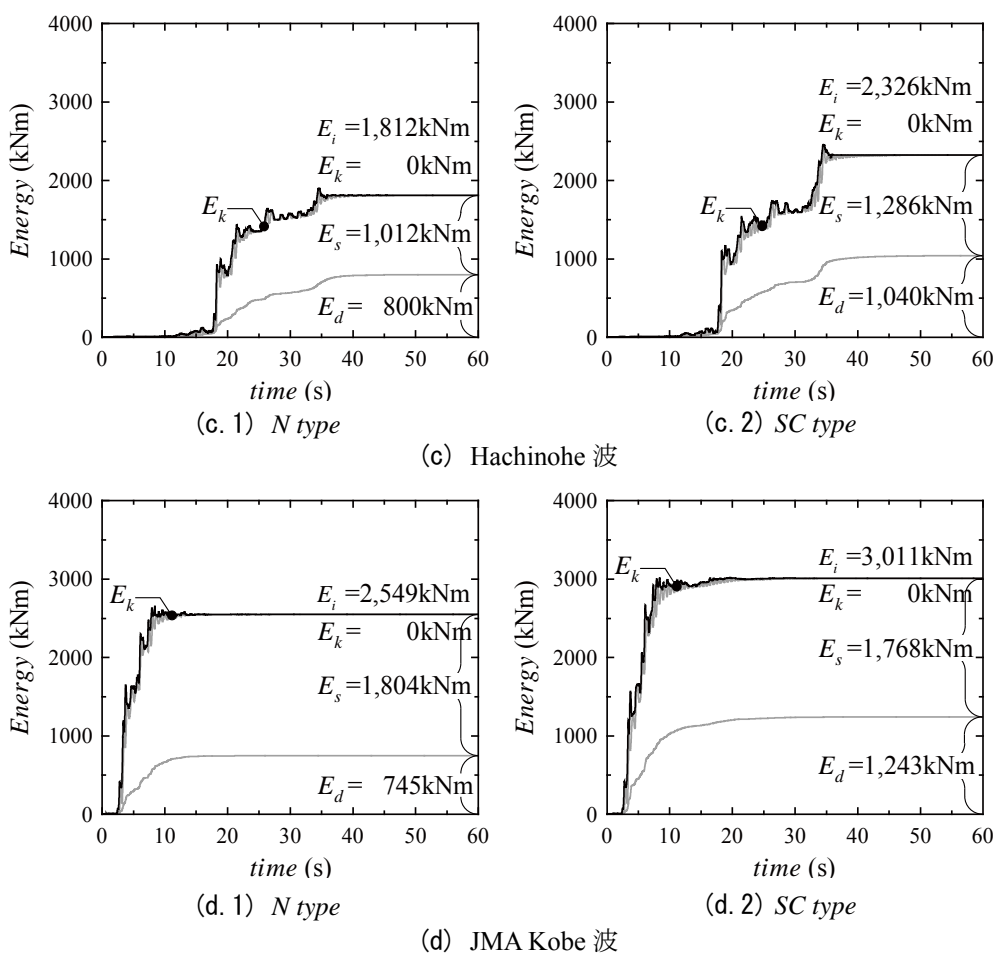


図 4.15 (c) (d) エネルギー応答時刻歴

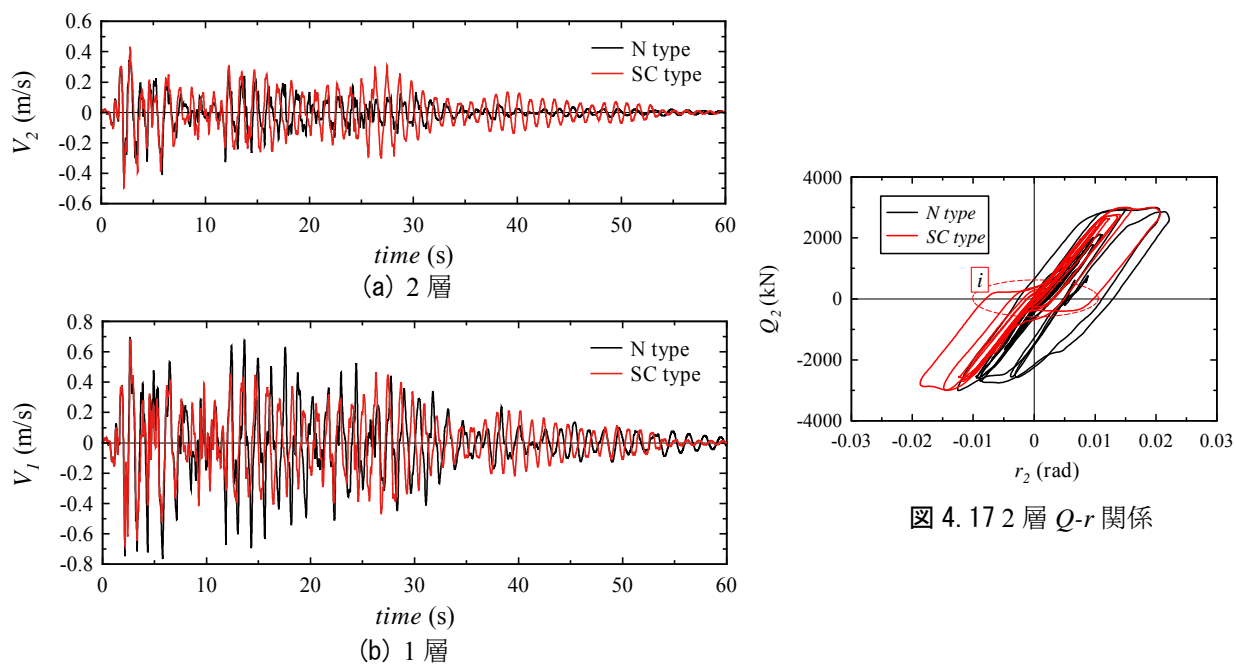


図 4.16 速度応答時刻歴

4.3.5 塑性変形倍率・累積塑性変形倍率

図 4.18 に塑性変形倍率と累積塑性変形倍率の定義を、図 4.19 に塑性変形倍率と累積塑性変形倍率を、それぞれ、示す。尚、図 4.19 は図 4.14 と同様に、半分のみを示す。

本節では、架構の損傷の度合いを最大塑性変形倍率 $_{max}\mu$ と累積塑性変形倍率 η によって判断する。また、ボルト接合部の損傷は、ボルトの伸び性能に依存するため、最大累積塑性変形倍率 $_{max}\eta$ で表す。

先ず、最大塑性変形倍率 $_{max}\mu$ 、累積塑性変形倍率 η 、最大累積塑性変形倍率 $_{max}\eta$ の定義を示す。最大塑性変形倍率 $_{max}\mu$ は下式で示す。

$$_{max}\mu = \max(\mu^+, \mu^-) \tag{4.4.a}$$

正方向の塑性変形倍率 μ^+ 、負方向の塑性変形倍率 μ^- は下式で表す。

$$\mu^\pm = \frac{\max \theta_p^\pm}{\theta_Y} \tag{4.4.b}$$

正方向の最大塑性回転角 $_{max}\theta_p^+$ 、負方向の最大塑性回転角 $_{max}\theta_p^-$ は下式で示す。

$$_{max}\theta_p^\pm = \max \theta^\pm - \theta_Y \tag{4.4.c}$$

尚、各値の定義は、図 4.18 に示すとおりである。

次に、累積塑性変形倍率 η の定義を下式に示す。

$$\eta = \frac{\Sigma \theta_p^+ + \Sigma \theta_p^-}{\theta_Y} \tag{4.4.d}$$

ここに、 $\Sigma \theta_p^+$: 正方向に生じる塑性回転角の累積(図 4.18 における $\theta_{p1} + \theta_{p3}$)、 $\Sigma \theta_p^-$: 負方向に生じる塑性回転角の累積(図 4.18 における $\theta_{p2} + \theta_{p4}$)、 θ_Y : 降伏回転角である。

最大累積塑性変形倍率 $_{max}\eta$ を下式で表す。

$$_{max}\eta = \max(\eta^+, \eta^-) \tag{4.4.e}$$

η^+ 、 η^- の算定を以下に示す。

$$\eta^\pm = \frac{\Sigma \theta_p^\pm}{\theta_Y} \tag{4.4.f}$$

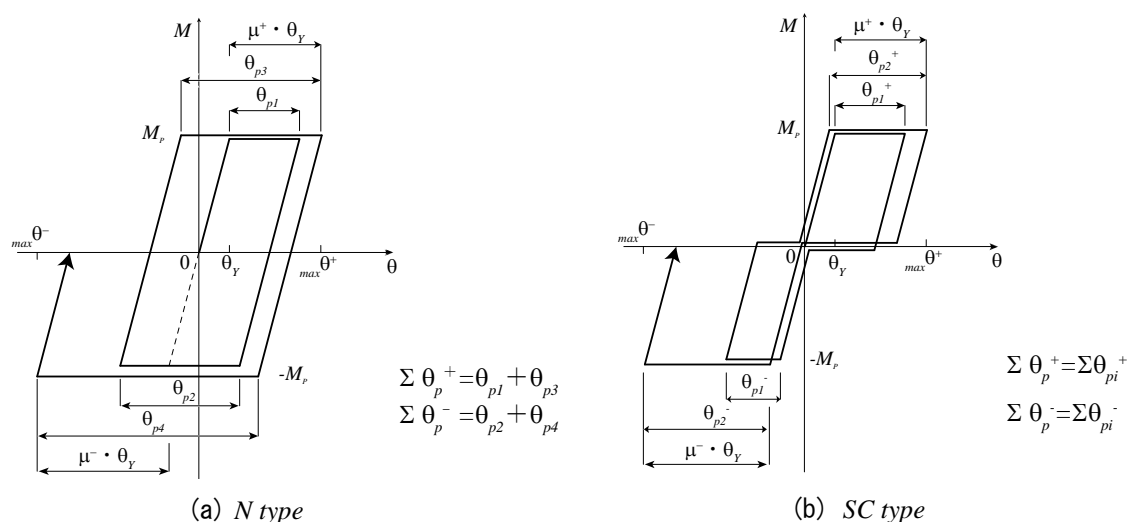


図 4.18 塑性変形倍率と累積塑性変形倍率の定義

図 4.19(a) を見ると、50kine の地震波における *N type* の最大値は、塑性変形倍率 $max\mu$ が 1.1、累積塑性変形倍率 η が 4.3 である。*SC type* では塑性変形倍率 $max\mu$ が 3.7、最大累積塑性変形倍率 $max\eta$ が 9.4 である。図 4.19(b), 100kine の地震波における *N type* 梁端部の最大値は、塑性変形倍率 $max\mu$ が 2.2、累積塑性変形倍率 η が 14.9 である。*SC type* は塑性変形倍率 $max\mu$ が 9.2、最大累積塑性変形倍率 $max\eta$ が 28.7 である。*SC type* のほうが大きい、塑性回転量 θ_p が大きいというわけではなく、 θ_Y が小さいため塑性変形倍率 $max\mu$ や最大累積塑性変形倍率 $max\eta$ が大きくなる。

N type における損傷の判断基準として、局部座屈が生じるか否かを指標とする。必要保有水平耐力を計算する際に用いられる D_S 値は、鋼構造の場合、幅厚比によって決定される。幅厚比を小さく抑え、局部座屈を生じなければ変形性能は保たれる。しかしながら、幅厚比を小さくした場合においても、一方向に大きな変形を生ずる場合や、繰返し地震力が作用することによって局部座屈が生じる場合があると報告されている²⁴⁾。鋼構造限界状態設計指針・同解説²⁹⁾では、変形性能を確保するための構造区分が定められており、最も変形性能が高いとされる場合に梁へ生成される塑性ヒンジの塑性変形倍率 μ が 4 程度と示されている。文献 3) では梁の繰返し載荷実験を行っているが、局部座屈を生じるときの累積塑性変形倍率 η は、小さいもので 10 前後である。これらから、本解析で用いる局部座屈に対する判断指標として、最大塑性変形倍率 $max\mu$ においては 4、累積塑性変形倍率 η については 10 を用いる。

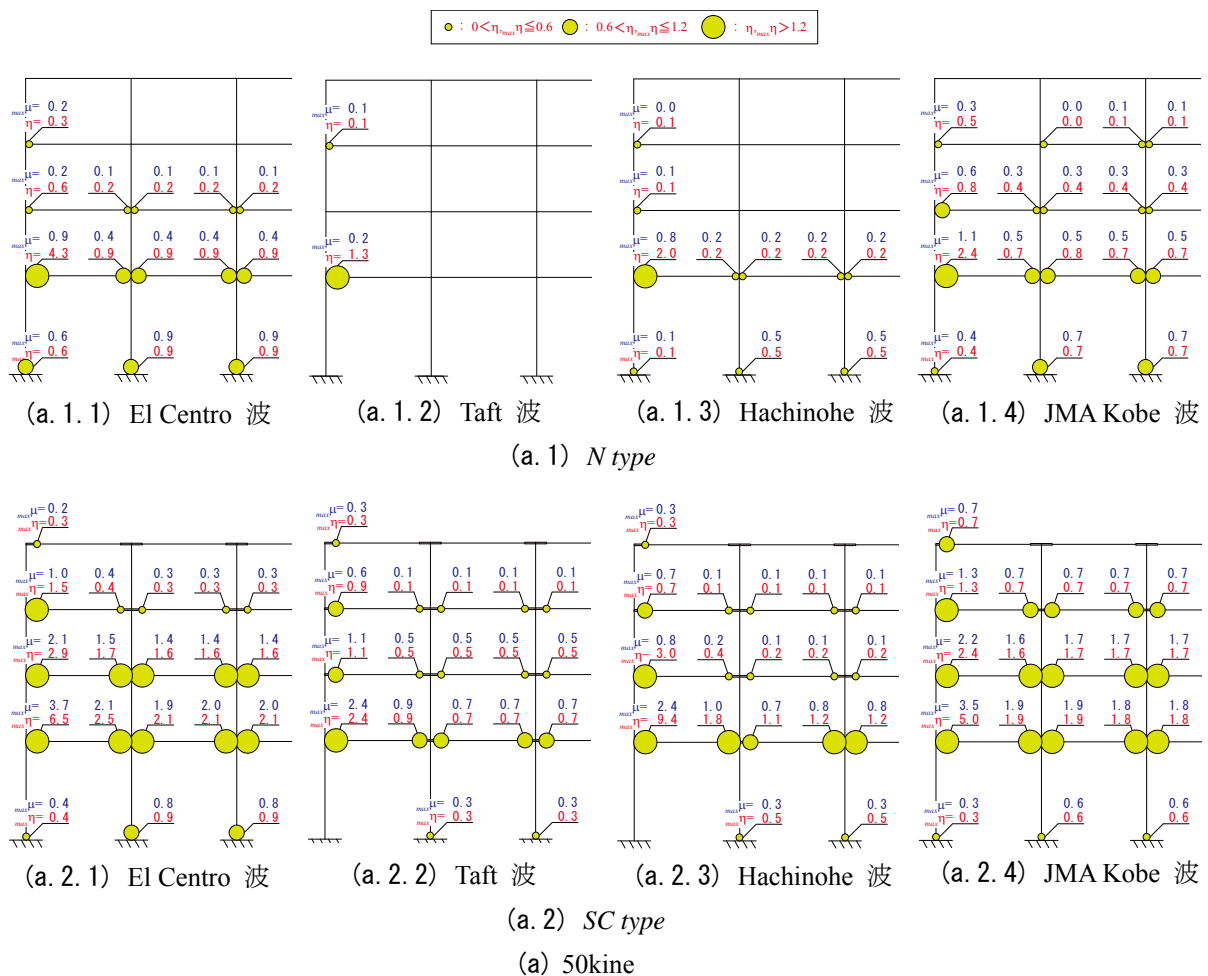


図 4.19(a) 塑性変形倍率と累積塑性変形倍率

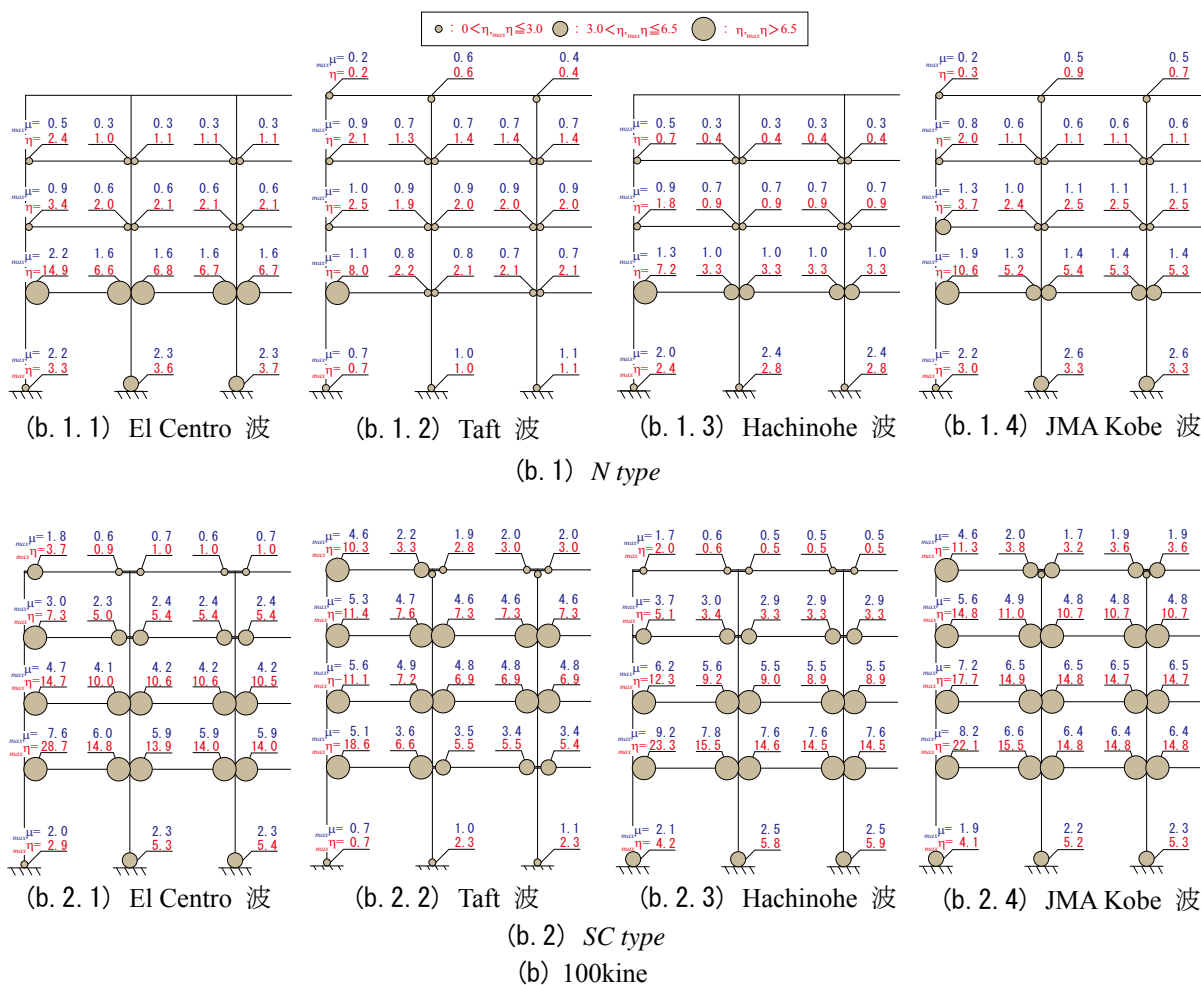


図 4.19(b) 塑性変形倍率と累積塑性変形倍率

図 4.19(a), (b) の *N type* を見ると、 $\max\mu=4$ を超えているケースはないが、図 4.19(b) の 100kine における El Centro 波と JMA Kobe 波で $\eta=10$ を上回っている。100kine の大きさであれば、損傷の大きい 1 層梁端部で座屈を生じる可能性がある。

SC type の損傷量の評価は、接合ボルトがエネルギー吸収要素となるため、ボルトの伸び量によって行う。楔デバイス付接合部に用いるボルトは、10%の伸び量が保証されている転造ねじアンカーボルト¹⁹⁾を用いているため、ボルトの塑性伸びが10%以下にあるかを確認する。

最も累積塑性変形倍率が高いのは El Centro 波 100kine の 1 層側柱梁継手で 28.7 である。ボルトの弾性限界ひずみ度は ABR490 を使用しているため 0.16% とすると、累積塑性変形倍率を乗じれば 4.6% となる。復元力特性を Bi-linear 型と近似しているため、最外列ボルトの塑性伸びはもう少し大きくなるが、10% と比べれば十分余裕があり、楔デバイス付梁継手の変形能力内にあることがわかる。また、余震等に対する抵抗力を失っていない。

楔デバイス付梁継手はボルトをエネルギー吸収要素とする接合部である。そのディテールから、損傷が大きくなったボルトは、ボルトの交換が可能である。楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構は、地震時に構造物が大きく揺らされることによって仕上げ材等が損傷することがあっても、接合ボルトに損傷を集中させる機構であるため、架構に残留変形は生じない。このため、地震後は損傷した仕上げ材等の補修や損傷したボルトの交換を行うことで地震後も構造物を継続的に使用できる。

4.4 まとめ

本章では、実構造物を想定した4層4スパン鋼構造架構において、地震後継続使用を可能にする楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構(以後、セルフセンタリング架構と記す)の地震応答解析を行った。また、楔デバイスを用いない通常の梁降伏型架構の数値解析を行い、解析結果を比較・検討することで、地震時挙動や耐震性能を明らかにした。得られた知見を、以下に示す。

- 1)セルフセンタリング架構は、0.5m/s(50kine)の地震波において、最大層間変形角が梁降伏型架構と同等である。1.0m/s(100kine)の地震波においては、正負で評価した際は履歴性状の違いにより *SC type* の方が大きくなる傾向にあるが、絶対値で評価した際は同等か1層において *SC type* の方が小さくなる傾向にある。そのため、楔デバイス付接合部を適用したことで最大層間変形角が必ずしも大きくなるわけではない。
- 2)セルフセンタリング架構は、復元力特性の影響によりひずみエネルギーが小さいが、回転角を0に戻す過程において速度応答が大きくなるため減衰エネルギーが大きくなる。地震入力エネルギーで見れば、梁降伏型架構と大差ない。
- 3)セルフセンタリング架構は、梁降伏型架構において継続使用が困難なほど大きな残留変形角(層間変形角で1/200rad)が生じる場合においても、ほとんど残留変形角を生じない。
- 4)応答層せん断力係数が梁降伏型架構と同様であることから、セルフセンタリング架構を設計する際に用いる地震荷重は一般的な場合と同様に仮定すれば良い。
- 5)梁降伏型架構の場合、過大な地震力が作用すると、梁に局部座屈が生じることが考えられ、塑性ヒンジとしての変形性能を確保できない場合がある。
- 6)一方、楔デバイス付梁継手は、塑性ヒンジとしての変形性能がボルトの伸び性能に依存する。伸び能力の大きな転造ねじアンカーボルト¹⁹⁾を用いれば、1.0m/s(100kine)の地震波においても余力がある。また、ボルトの有効長さを任意にできるディテールであるため、ボルトの損傷が大きくなることが予想される場合、ボルトの有効長さを長くすれば、より高い変形性能を得ることができる。楔デバイス付梁継手は、非常に高い変形性能を有する塑性ヒンジとしての機能を有する。

第5章 結論

本論文では、既往の研究より課題を抽出することで、課題を解決する楔デバイス付梁継手のディテールを提案し、載荷実験を行いその性能を明らかにするとともに、実構造物を想定した4層4スパン鋼構造架構において、各接合部(柱脚・梁継手)に楔デバイス付接合部を適用した架構と通常の梁降伏型架構の地震応答解析を行い、数値解析結果を比較・検討することで、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能を明らかにした。以下に本論文で得られた知見を示す。

第1章 序論

現在の鋼構造物における問題点から、本研究を行うに至った背景を示すとともに、これまでに行われてきた研究知見および現状の課題を示した。

第2章 改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験

これまでの楔デバイス付梁継手はボルト有効長さがエンドプレート2枚分しかないため、有効長さが確保できず塑性変形能力が小さくなり、早期に破断する恐れがあった。更に、ボルトが短いため、曲げ変形の影響で楔が理想的に作用しないことも考えられた。そこで、楔デバイス付梁継手のディテールを提案し、載荷実験によって、原点立上り型復元力特性を示し、セルフセンタリング性能を有していることを明らかにした。また、ボルト初期軸力の消失後のサイクルで中央のボルト列の抵抗が遅れることにより、剛性が若干低下するが弾性剛性・除荷剛性は復元力特性モデルと対応する。復元力特性モデルによって評価可能である。

従来のディテールとの相違点は、追加したボルトプレートにボルトの反力を負担させることで、エンドプレートの面外変形を抑制するとともに、ボルトの有効長さを確保した点である。ボルトプレートの位置を変えることで、ボルトの有効長さの調節が可能である。ボルトの損傷が大きくなることが予想される場合、ボルトの有効長さを長くすれば、より高い変形性能が得られる。

載荷実験結果の要約は以下の通りである。

ボルトの初期軸力をボルト降伏軸力の30%導入したものと70%導入したものの二つの試験体において載荷実験を行った。「ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係」の復元力特性は、ともに原点立上り型を示す。1/100rad以下のサイクルは、中央列ボルトが弾性状態であるため、原点を指向する復元力特性が得られ、1/50radを与える載荷サイクルでは、中央列ボルトが降伏しているため原点を指向する復元力特性が失われているが、エンドプレート回転角が0に戻る前に最内列ボルトが抵抗を開始していないため、エンドプレート回転角を0に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性を示す。

「ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係」の実験値と解析値の対応について、載荷時においては1/100rad-1サイクル以前で弾性剛性が対応するが、それ以降のサイクルにおいて、実験値の弾性剛性は低めになっている。また、降伏曲げモーメントは低めになり、最大曲げモーメントは高めとなる。先ず、弾性剛性・降伏曲げモーメントの低下については、中央列ボルトの抵抗の遅れに起因する。1/200rad以降のサイクルにおいて、エンドプレート回転角0付近でわずかに抵抗が遅れており、中央列ボルトの抵抗が小さくなったために降伏曲げモーメントが低下した。

最大曲げモーメントの上昇は、ボルトのひずみ硬化による影響や復元力特性モデルでは考慮していなかった最内列ボルトの抵抗のためである。しかしながら、ボルト降伏前の弾性剛性については、これまでのディテールとは異なり復元力特性モデルと良好に対応している。

両試験体を比較すると、弾性回転剛性については、30%より70%の方が若干ではあるが上昇している。しかしながら、初期剛性を倍以上変化させても影響が小さく、初期軸力の大小が耐力・剛性に与える影響は小さい。

「圧縮合力点位置」は、復元力特性モデルではエンドプレート端部にあることである。これまでの梁継手のディテールでは、エンドプレートが面外変形を起していたが、提案ディテールでは、ボルトの反力をボルトプレートに負担させたことにより、エンドプレートに変形を生じさせる力が小さくなったことで面外変形を生じず、ボルト初期軸力が残存している場合、モデルと近い位置になる。

「層せん断力-層間変形角関係」は、ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係と同様な性状を示している。これは、ボルト接合部に塑性ヒンジが形成され、架構が弾性状態を保持しているためである。架構が弾性的のため塑性ヒンジの影響が層へ反映されている。

第3章 コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響

楔デバイス付梁継手は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合部であるため、コンクリートスラブの影響で、接合部が離間しない可能性、また、ボルト接合部の耐力上昇や復元力特性が変化する可能性があった。そこで、中低層建物で広く用いられている焼抜き栓溶接のみによって梁に接合したデッキプレート合成スラブを有する楔デバイス付梁継手の載荷実験を行い、梁にコンクリートスラブが取り付けられていても継手部が離間し、原点立上り型復元力特性を示すことを明らかにした。

しかしながら、採用した床スラブ工法は完全合成梁とは見なせない工法(剛性増大率が1.0で設計される床スラブ工法)にも関わらず、剛性については、コンクリートスラブにひび割れが生じる層間変形角 $1/200\text{rad}$ -1 サイクル目までは大きな値(純鉄骨試験体の2倍程度)を示し、その後は低下して、純鉄骨試験体の実験結果と同様となる。最大耐力では、純鉄骨試験体と比較して、正・負曲げとも1.5倍上昇するという新たな課題が得られた。

載荷実験結果の要約は以下の通りである。

第2章の純鉄骨試験体との違いは、コンクリートスラブやスラブ受梁の有無であり、柱・梁およびボルト接合部のディテールは同様である。ボルトの初期軸力は、ボルト降伏軸力の30%を導入し、純鉄骨試験体とスラブ付試験体の実験結果を比較・検討した。

スラブ付試験体の「ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係」は、原点立上り型復元力特性を示し、採用した床スラブ工法の場合、コンクリートスラブが接合部の離間を拘束しないことを確認した。また、 $1/100\text{rad}$ 正サイクルまでは原点を指向する復元力特性が得られるが、負サイクルでは、コンクリートスラブが圧縮抵抗し、最外列ボルトの抵抗が早期に開始されるため、原点に戻らず、エンドプレート回転角を0に戻す過程でエネルギーを必要としている。 $1/50\text{rad}$ を与える載荷サイクルにおいては、正サイクルでエンドプレート回転角が0に戻る前に最内列ボルトが抵抗を開始しないため、エンドプレート回転角を0に戻す過程でエネルギーを必要としない復元力特性を示すが、負サイクルでは、 $1/100\text{rad}$ 負サイクルと同様に、コンクリートスラブが圧縮抵抗し、最外列ボルトの抵抗が早期に開始されるため、エンドプレートを0に戻す過程でエネルギーを必要としている。

「ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係」の剛性については、スラブ付試験体は、1/200rad サイクル目まで大きな値を示すが、引張方向への 1/200rad-1 サイクルでコンクリートにひび割れが生じ、それ以降のサイクルでコンクリートとデッキプレートの一体性が失われ、剛性は低下し、純鉄骨試験体と同様な値になる。採用した床工法は、構造設計では剛性増大率 1.0 で行われる工法であるが、弾性範囲であれば 2 倍程度大きくなる。

ボルト接合部の最大曲げモーメントでは、純鉄骨試験体の結果と比較すると、正負方向とも 1.5 倍程度大きくなっている。これは、正曲げにおいてはコンクリートスラブの圧縮抵抗、負曲げにおいてはデッキプレートと梁が焼抜き栓溶接されているため、デッキプレートの引張抵抗によるものである。

「層せん断力-層間変形角関係」は、「ボルト接合部曲げモーメント-エンドプレート回転角関係」と同様な性状を示している。これは、ボルト接合部に塑性ヒンジが形成され、架構が弾性状態を保持しているためである。架構が弾性的のため塑性ヒンジの影響が層へ反映されている。

コンクリートスラブのひび割れは、主に、デッキプレート敷き方向のひび割れと、柱の圧縮によるひび割れである。ひび割れ幅の大きいのはデッキプレート敷き方向のひび割れで、継手位置と梁端部付近に 1mm の大きさで生じている。この部分はデッキプレート山部分のコンクリート断面が小さい部分である。継手位置にひび割れが入るが、曲げモーメントの大きい梁端部付近のひび割れの大きさと変わらないことから、本梁継手が継続使用に問題があるほどのひび割れを与えない。

第4章 楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構の耐震性能

設計法の観点から、4層4スパン鋼構造架構において、各接合部(柱脚部・梁継手部)に楔デバイス付接合部を適用した架構と通常の梁降伏型架構の数値解析を行い、楔デバイス付接合部が架構に与える影響を検討するとともに、セルフセンタリングラーメン架構の耐震性能を明らかにした。

楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構は、応答や外力分布が梁降伏型架構と同様でありながら、残留変形を生じない性能を有している。また、梁降伏型架構では梁に局部座屈が生じるような場合においても、楔デバイス付梁継手はボルト降伏型であるため、局部座屈を生じない。ボルトの有効長さを任意にできるディテールであるため、ボルトの有効長さを長くすれば、より変形性能を大きくすることが可能である。このように、楔デバイス付梁継手は、完全弾塑性型の塑性ヒンジよりも優れた塑性変形性能を有する接合部である。

数値解析結果の要約は以下の通りである。

最大層間変形角は、ある一つの層が最大の層間変形角に達したときの変形形状を表した。地動最大速度 50kine の結果は、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構(以降、セルフセンタリング架構と記す)に着目して梁降伏型架構と比較すると、50kine では両モデルが同様の応答を示す。100kine の結果では、正負で変形形状を表した最大層間変形角は各層の履歴性状の違いにより、梁降伏型架構とセルフセンタリング架構の差が 50kine より大きく、セルフセンタリング架構が大きくなる傾向がある。これは、梁降伏型架構の場合、塑性ヒンジの復元力特性は完全弾塑性型であるため、塑性変形を生じると振動の中心がずれて、傾いて振動する(図 4.9 参照)。一方、セルフセンタリング架構は原点立上り型復元力特性であるため、塑性変形が生じて常にも常に原点に戻る。そのため、塑性変形の生じない方向の最大層間変形

角は小さくなる。しかしながら、正負の変形状で表した最大層間変形角を絶対値で評価すると同等か1層においてセルフセンタリング架構が小さくなる。従って、楔デバイス付接合部を適用したことで必ずしも大きくなるわけではない。

地震後の継続使用の可否については、文献28)では許容残留変形角 $1/200\text{rad}$ が提案させている。地震後残留層間変形角の解析結果は、梁降伏型架構では、50kine の地動最大速度に対して、すべて $1/200\text{rad}$ を下回る。しかし、100kine では、梁降伏型架構では地震波の種類によって違いがあり、 $1/200\text{rad}$ を上回る場合がある。梁降伏型架構の残留変形角に違いがあるのは、生じた塑性変形を相殺する塑性変形が生じれば小さくなり、一方向に大きな塑性変形が生じれば大きくなる。一方、セルフセンタリング架構は、梁降伏型架構が継続使用困難なほど大きな残留変形角が生じる場合(層間変形角で $1/200\text{rad}$)においても、ほとんど残留変形を生じない。

応答層せん断力係数分布は、地動最大速度 50kine, 100kine とともに、両モデルとも同様な値を示す。このことから、セルフセンタリング架構を設計する際に用いる地震荷重は一般的な場合と同様に仮定すればよい。

エネルギー吸収性能は、式(4.3)エネルギー一定則の考えによれば、復元力特性が異なっても、架構の地震入力エネルギーは変わらないとされている(運動エネルギーと減衰エネルギーとひずみエネルギーの総和は地震入力エネルギーに等しい)。100kine の解析結果では、梁降伏型架構とセルフセンタリング架構の地震入力エネルギーの差は1割以下でほぼ等しい。しかしながら、減衰エネルギーとひずみエネルギーの割合に違いがある。セルフセンタリング架構は、減衰エネルギーが大きく、ひずみエネルギーが小さい。セルフセンタリング架構の減衰エネルギーは速度に影響を受け、2層から4層で梁降伏型架構より速度が大きい。これは、接合部の回転角を0に戻す領域において、架構の剛性が低下し、単位時間当たりの変位増分が大きくなるためである。尚、1層の梁降伏型架構の減衰エネルギーは、柱脚がスリップ型であるため、セルフセンタリング架構より梁降伏型架構が大きくなる。2~4層では、上述したように、減衰エネルギーはセルフセンタリング架構が大きくなる。セルフセンタリング架構はひずみエネルギーが小さい分、減衰エネルギーが大きくなり、地震入力エネルギーは梁降伏型架構と大差ない。

損傷量の評価では、梁降伏型架構の判断基準として、局部座屈が生じるか否かを指標とする。4.3.5項に述べているように、局部座屈に対する判断基準として、最大塑性変形倍率 $_{\max}\mu$ においては4、累積塑性変形倍率 η にあつては10を用いる。100kine では、 $_{\max}\mu=4$ を超えている場合はないが、1層側柱梁端部で $\eta=10$ を上回っている。100kine の大きさであれば、損傷の大きい1層梁端部で局部座屈が生じる可能性がある。一方、セルフセンタリング架構の損傷量の評価は、接合ボルトがエネルギー吸収要素となるため、ボルトの伸び量によって行う。楔デバイス付接合部に用いるボルトは、10%の伸び量が保証されている転造ねじアンカーボルト¹⁹⁾を用いているため、ボルトの塑性伸びが10%以下となることを確認する。最も累積塑性変形倍率が大きいのはEl Centro波1層側柱梁継手で $_{\max}\eta=28.7$ である。ボルトの弾性限界ひずみ度をABR490を使用しているため0.16%とすると、累積塑性変形倍率を乗じれば4.6%となる。10%と比べれば十分余裕があり、楔デバイス付梁継手の変形能力内にある。

本論文により、楔デバイスを用いたセルフセンタリングラーメン架構は、研究の背景で述べている保有水平耐力計算法¹⁾の抱えている問題(建物の継続使用の可否(地震後残留変形),

塑性ヒンジの性能確保)を解決する構造システムであることを明らかにした。また、地震後の塑性伸びを生じた接合ボルトの補修については、先述しているように、10%の伸び量が保証されている転造ねじアンカーボルトを使用しているため、過大な地震力が作用(地動最大速度100kine)しても、十分余裕があり、余震に対する安全性も確保されている。このため、地震後は、損傷した仕上げ材等の補修を行うことで、地震後も構造物を継続的に使用できる。

最後に、本研究の今後の課題、展望について述べる。

1)接合部エンドプレートおよびボルトプレートの局所変形、接合部の捩れ剛性について

第2章の試験体のボルト接合部耐力は低め(接合部負担耐力係数 $\alpha_j=0.3$ 程度)に設計して実験を行っている。そのため、架構の保有水平耐力を低下させない程度まで耐力を増加させると、エンドプレートおよびボルトプレートの局所変形が大きくなることが予想され、復元力特性への影響が懸念される。また、ボルトが塑性化する程度の回転角が生じた際、ボルト接合部は捩れに対して十分な剛性を持って抵抗できるか検証を行っていない。

2)楔デバイス付梁継手における床スラブの影響について

第3章では、コンクリートスラブを梁に接合した場合でも接合部が離間することを確認することが目的であったため、ボルト接合部耐力を低め(接合部負担耐力係数 $\alpha_j=0.3$ 程度)に設定している。このことが実験結果では耐力が上昇している理由のひとつになっていると考えられる。耐力を大きく設定すれば、コンクリートのひずみ度が大きくなり、最大曲げモーメント付近において、本実験とは異なる挙動をする可能性がある。また、梁に直交する方向にデッキプレートを敷いて実験を行ったが、梁に平行して敷く場合、本実験の結果と異なる可能性がある。

本研究にて、接合部の離間が拘束されないことを明らかにしたが、合成効果によりコンクリートにひび割れが生じるまでの剛性や最大耐力が増加するという新たな課題を得ている。

3)ボルト接合部に作用する軸力の影響について

楔デバイス付梁継手は、エンドプレート間で接触・離間が発生する接合形式であり、エンドプレート回転時に、梁の軸伸びが生じる。このため、柱の拘束効果によって、ボルト接合部に圧縮軸力³⁰⁾が生じることが考えられる。また、ノンスリップ型露出柱脚においては、建物自重や地震時に発生する変動軸力を受ける。ボルト接合部に圧縮軸力が作用した場合、復元力特性としては、残留変形低減に関しては有利になるが、耐力が上昇し、更に、軸力が作用することによって、母材(柱・梁・ブラケット)の降伏曲げモーメントが低下するため、降伏要素がボルト接合部から母材へ替わり、設計クライテリアが満足されない可能性がある。

本論文では上述する課題については未解決のままである。今後、実験やFEM解析等によって、より実状に近い検証を行い、楔デバイス付梁継手における定量的な評価方法を明らかにすることで、復元力特性モデルの定式化を行う必要がある。

謝 辞

本論文は、これまでの本研究室において行われた研究成果を引き継ぎ、広島工業大学大学院に入学する2年間と本大学院 博士後期課程の3年間で行った研究をまとめたものです。

本論文を執筆できましたのは、ひとえに、広島工業大学教授 高松隆夫先生、長崎大学教授 玉井宏章先生の下、数々の研究の機会、発表の場を与えて頂き、また、常日頃より懇切な御指導と御鞭撻を賜りましたおかげであります。広島大学大学院助教 山西央朗先生には、本研究を推進するに当たって助言をいただきました。更に、本研究室に所属しておりました大学院生の諸先輩方並びに、同級生・後輩諸君にはいつも支えていただき、本論文に示す実験成果を得ることができました。ここに記して、厚く御礼を申し上げます。

本研究は、広島工業大学「高性能構造システム開発研究センター」(代表者 高松隆夫教授)のプロジェクト研究の一環として実施されました。また、本論文で取り扱っております転造ねじアンカーボルトはフルサト工業株式会社より提供していただきました。第4章の載荷実験に使用しましたデッキプレートは日鐵住金建材株式会社より提供していただきました。更に、コンクリート打設時には、広島工業大学教授 尾野本悟先生にご指導いただきました。ここに、記して感謝の意を表します。

最後に、私が社会人として広島工業大学大学院 博士後期課程を修学し、数々の研究に専念できたのは、これまで支えてくれた家族のおかげであります。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1)日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.
- 2)日本建築学会：兵庫県南部地震における鋼構造物の被害と教訓 1996.7.
- 3)木村祥裕：局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす載荷履歴特性の影響 -片持ち梁形式の載荷実験データベースの構築-，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻 第 664 号，pp.1143-1151，2011.6.
- 4)木村祥裕，山西央朗，笠井和彦：交番繰返し軸力を受ける H 形鋼梁の繰返し履歴挙動と保有性能，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻 第 689 号，pp.1307-1316，2013.7.
- 5)J. M. Ricles, R. Sause, S. W. Peng, L. W. Lu : Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections, *ASCE Journal of structural engineering*, pp.850-859, 2002.7.
- 6)中島正愛，吹田啓一郎，池永昌容，松宮智央，倉田真宏：セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.765-766，2004.8.
- 7)會澤貴浩，山田哲，岩田衛：サステナブルビル構造システムの提案とその基本特性，日本建築学会環境系論文集，第 581 号，pp.109-116，2004.7.
- 8)岡田健，山本重治，山田哲，岩田衛：サステナブルビル構造システムの柱梁接合部に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第 591 号，pp.145-152，2005.5.
- 9)池永昌容，松宮智央，倉田真宏，中島正愛，吹田啓一郎：セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果，鋼構造年次論文報告集，第 12 巻，pp.163-168，2004.11.
- 10)池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：ダンパー付きセルフセンタリング柱脚の開発と大変形下の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.643-644，2005.9.
- 11)池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp.223-230，2007.2.
- 12)池永昌容，中島正愛：セルフセンタリング柱脚を用いた鉄骨骨組の残留変形低減効果，日本建築学会，構造工学論文集，Vol.54B，2008.3.

- 13)高松隆夫, 玉井宏章, 山石健司, 山西央朗: エンドプレート形式ト字型柱梁接合部のセルフセンタリング性能, 鋼構造年次論文報告集, 第 16 巻, pp.237-244, 2008.11.
- 14)山西央朗, 高松隆夫, 玉井宏章, 松尾彰: アンカーボルト降伏先行型露出柱脚の復元力特性モデル, 鋼構造年次論文報告集, 第 13 巻, pp.181-188, 2005.11.
- 15)秋山宏: 鉄骨柱脚の耐震設計, 技報堂出版, 1985.3.
- 16)小川厚治, 多田元英, : 柱・はり接合部変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用技術シンポジウム論文集, pp79-84, 1994.12.
- 17)多田元英: CLAP.f 利用説明書・解析方法説明書, 鋼材倶楽部
- 18)澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章, 松尾彰, 山西央朗: 地震応答解析によるノンスリップ型露出柱脚付鋼構造骨組のセルフセンタリング性能と累積損傷応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻 第 629 号, pp.1151-1157, 2008.7.
- 19)社団法人日本鋼構造協会: 建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説, 2009.10.
- 20)高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 松尾彰: ノンスリップ型露出柱脚のセルフセンタリング性能に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 13 巻, pp.173-180, 2005.11.
- 21)Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI: Non-slip-type restoring force characteristics of exposed-type column base, *Journal of Constructional Steel Reserch*, Vol.61, pp.942-961, 2005.
- 22)高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: ノンスリップ型鉄骨露出柱脚の復元力特性モデル, 構造工学論文集, Vol. 51 B, pp.293-302, 2005.4.
- 23)玉井宏章, 高松隆夫, 山西央朗, 白木剛, 多田元秀: 統合化評価法を用いた実大ノンスリップ型露出柱脚の仮動的実験, 鋼構造年次論文報告集, 第 14 巻, pp.269-276, 2006.11.
- 24)山西央朗, 高松隆夫, 玉井宏章, 松尾彰: アンカーボルトを多数配列したノンスリップ型露出柱脚の復元力特性-無軸力下の場合のセルフセンタリング性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.155-162, 2007.11.
- 25)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 楔デバイス付梁継手の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), CD-ROM 論文番号-22641, 2012.9.
- 26)日本建築学会:各種合成構造設計施工指針・同解説, 2010.11.

- 27)日本免震構造協会：パッシブ制震構造設計施工マニュアル，2003.10.
- 28)油野弘，池永昌容，Jason McCormick，中島正愛：生活・技術・安全から見た許容残留変形
-文献調査と1970年に建設された建物調査-，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.221-224，
2007.
- 29)日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2011.2.
- 30)吉敷祥一，山田哲：高力ボルト半剛接合部に対する柱の拘束効果に関する基礎検討，鋼構
造年次論文報告集，第17巻，pp.81-86，2009.11.
- 31)山西央朗，笠井和彦，高松隆夫，玉井宏章：弾性回転剛性と耐力を広く調整
できる鉄骨柱脚 -性能指定型設計に対応できる柱脚に関する研究 その1-，日本建築学会
構造系論文集，第683号，pp.213-222，2013.1.

発表論文

○査読付論文

- 1)高松隆夫, 玉井宏章, 澤田樹一郎, 景山朋定, 山西央朗:楔デバイス付接合部を有する架構の地震応答性状, 鋼構造年次論文報告集, 第20巻, pp807-814, 2012.11.
- 2)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:楔デバイス付接合部を有する架構のエネルギー吸収量, 鋼構造年次論文報告集, 第21巻, pp498-503, 2013.11.
- 3)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平, 岩瀬貴信:楔デバイスを用いたセルフセンタリング鉄骨架構の耐震性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻, 第718号, pp.1941-1950, 2015.12.

○口頭発表

日本建築学会大会

- 1)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗: 楔デバイス付梁継手の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), CD-ROM 論文番号-22641, 2012.9.
- 2)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平: 楔デバイス付接合部を有する架構の地震時挙動 その1 解析概要と残留変形角, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), CD-ROM 論文番号-22492, 2013.8.
- 3)國井翔平, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 景山朋定: 楔デバイス付接合部を有する架構の地震時挙動 その2 結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), CD-ROM 論文番号-22493, 2013.8.
- 4)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:長締めボルトを用いた楔デバイス付梁継手の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), CD-ROM 論文番号-22393, 2014.9.
- 5)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:デッキ合成スラブを有する楔デバイス付梁継手の載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), CD-ROM 論文番号-22306, 2015.9.

日本建築学会中国支部研究報告集

- 1)景山朋定, 高松隆夫, 山西央朗, 玉井宏章, 山西央朗, 田邊真二郎:楔デバイスを用いたセルフセンタリング構造システム その1 概要と工法, 日本建築学会中国支部研究報告集, CD-ROM 論文番号-261, 2012.3.
- 2)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:楔デバイス付接合部を用いた架構の地震応答性状 その1 概要, 日本建築学会中国支部研究報告集, CD-ROM 論文番号-248, 2013.3.

- 3)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:楔デバイス付接合部を有する架構のエネルギー吸収性能, 日本建築学会中国支部研究報告集, CD-ROM 論文番号-245, 2014.3.
- 4)景山朋定, 高松隆夫, 玉井宏章, 山西央朗, 國井翔平:コンクリートスラブによる楔デバイス付梁継手の変形性状への影響, 日本建築学会中国支部研究報告集, CD-ROM 論文番号-224, 2015.3.

○紀要

- 1)高松隆夫, 山西央朗, 景山朋定:ブレース付き露出柱脚の補強工法に関する実験的研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第46巻, pp115-120, 2012.2.
- 2)高松隆夫, 玉井宏章, 景山朋定, 國井翔平:楔デバイスを用いたセルフセンタリング架構のエネルギー吸収分布, 広島工業大学紀要, 研究編, 第48巻, pp75-80, 2014.2.
- 3)高松隆夫, 玉井宏章, 景山朋定, 國井翔平:長締めボルトを用いた楔デバイス付梁継手の実験的研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第48巻, pp81-86, 2014.2.
- 4)高松隆夫, 玉井宏章, 景山朋定, 國井翔平:楔デバイス付梁継手を有する合成スラブ, 広島工業大学紀要, 研究編, 第49巻, pp55-60, 2015.2.
- 5)高松隆夫, 玉井宏章, 景山朋定, 國井翔平:楔デバイス付柱継手に関する解析的研究, 広島工業大学紀要, 研究編, 第49巻, pp61-65, 2015.2.

付録 写真資料

付録 1 第 2 章 改良型楔デバイス付梁継手の載荷実験



写真 1 載荷装置と試験体



写真 2 試験体セットアップ



写真 3 ローラー支点



写真 4 ローラー支点(下から撮影)

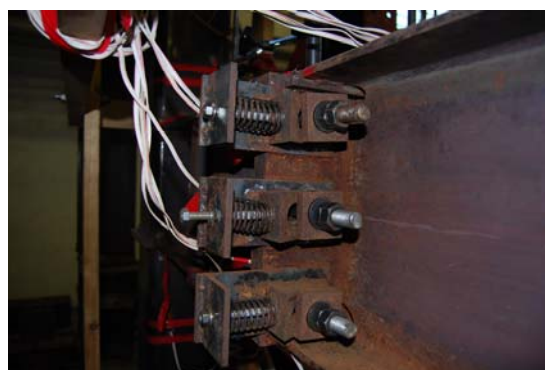


写真 5 実験後の楔デバイス



写真 6 試験体継手最大変形時



写真 7 せん断抵抗材取付け状況



写真 8 実験後のボルト

付録 2 第 3 章 コンクリートスラブが楔デバイス付梁継手に与える影響



写真 9 荷重装置と試験体



写真 10 試験体セットアップ



写真 11 ローラー支点



写真 12 ローラー支点 (下から撮影)

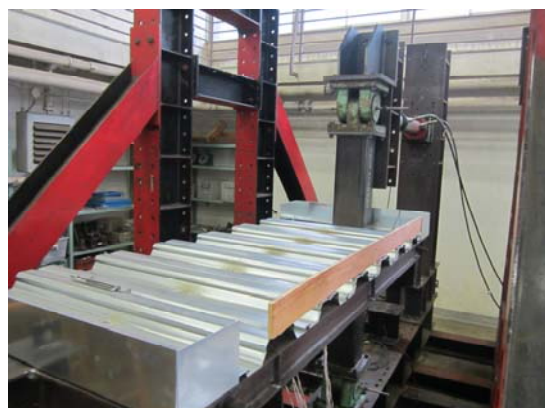


写真 13 デッキプレート敷き完了



写真 14 焼抜き栓溶接状況



写真 15 コンクリート打設完了



写真 16 ひずみゲージ貼付け状況

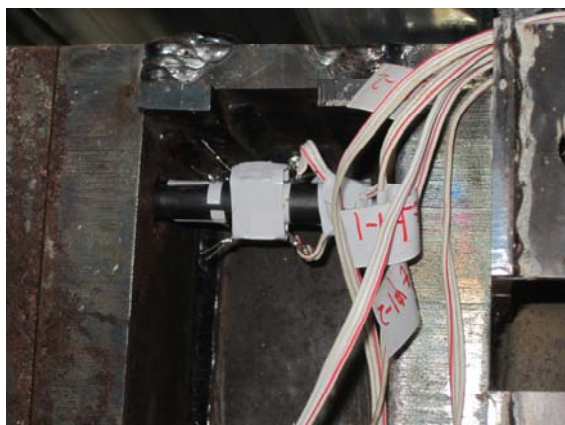


写真 17 ボルトひずみゲージ貼付け状況

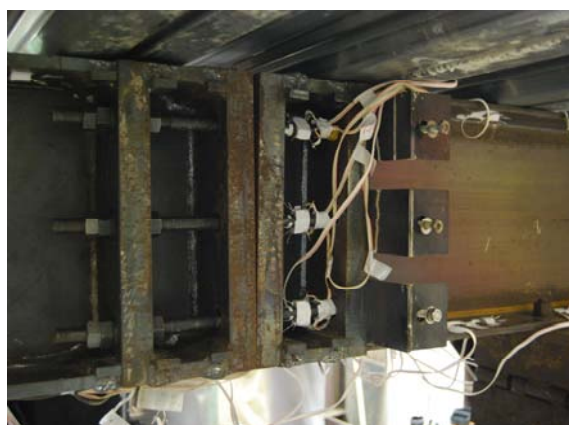


写真 18 試験体継手最大変形時



写真 19 実験中のスラブひび割れ 1(最大変形時)

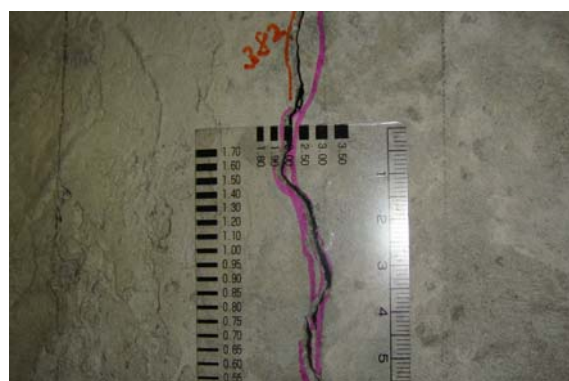


写真 20 実験中のスラブひび割れ 2(継手位置)

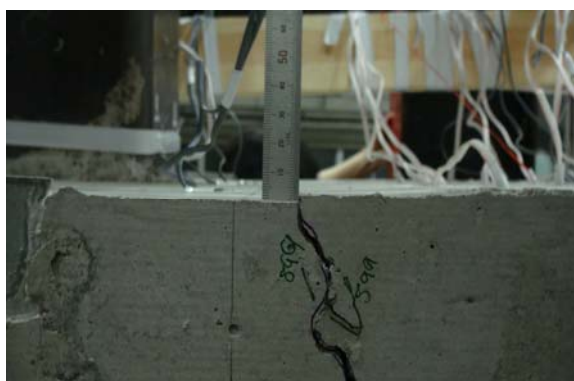


写真 21 実験中のスラブひび割れ 3(梁端部近傍)



写真 22 実験後のスラブひび割れ 4(梁端部近傍)



写真 23 実験中の焼抜き栓溶接

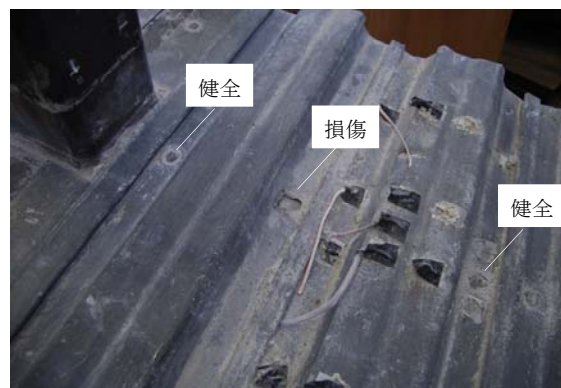


写真 24 実験後の焼抜き栓溶接