

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	フラッシュ形エンドプレートで接合されたH形断面梁の荷重変形関係の予測方法
Title(English)	
著者(和文)	松原宏志
Author(English)	Hiroshi Matsubara
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第12882号, 授与年月日:2024年9月20日, 学位の種別:課程博士, 審査員:五十嵐 規矩夫,竹内 徹,坂田 弘安,堀田 久人,田村 修次
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第12882号, Conferred date:2024/9/20, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

博士学位論文

フラッシュ形エンドプレートで接合された
H形断面梁の荷重変形関係の予測方法

松原 宏志

2024 年 6 月

東京工業大学
環境・社会理工学院

目次

1. 序論	1-1
1.1 研究背景	1-1
1.2 本研究に関連する既往の研究と本研究の検討方針	1-3
1.2.1 フラッシュ形エンドプレート形式に関する既往の研究と本研究の検討方針	1-3
1.2.2 H 形断面梁の局部座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針	1-5
1.2.3 H 形断面梁の横座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針	1-7
1.3 研究目的と本論の構成	1-10
2. 局部座屈又は横座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法	2-1
2.1 はじめに	2-1
2.2 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	2-3
2.3 横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	2-5
2.3.1 記号の定義	2-5
2.3.2 H 形鋼梁の横変位及び捩れ変形の予測式	2-6
2.3.3 強軸回りの荷重変形関係の予測	2-31
2.3.4 既往の文献の横座屈による耐力劣化域の荷重変形関係推定法	2-36
2.4 まとめ	2-38
3. フラッシュ形エンドプレート接合の初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動	3-1
3.1 はじめに	3-1
3.2 接合部の降伏耐力及び最大耐力推定法と崩壊挙動	3-3
3.2.1 接合部及び梁の崩壊挙動	3-3
3.2.2 接合部の最大耐力の推定方法の改良	3-11
3.3 接合部の初期回転剛性の推定方法	3-19
3.3.1 耐荷モデル	3-19
3.3.2 初期回転剛性推定結果と実験結果の比較	3-23
3.4 接合部の降伏後の回転剛性の推定方法	3-25
3.5 まとめ	3-32
4. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法	4-1
4.1 はじめに	4-1
4.2 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法	4-4
4.3 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法の妥当性の確認	4-10
4.4 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	4-16

4.4.1	局部座屈後の圧縮領域に生ずる圧縮応力と圧縮フランジの軸方向変形の関係	4-19
4.4.2	荷重変形関係の予測方法	4-21
4.5	まとめ	4-25
5.	フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法	5-1
5.1	はじめに	5-1
5.2	エンドプレートの離間状態の推定方法	5-3
5.3	エンドプレートの離間状態と境界条件の関係	5-7
5.3.1	実験による H 形断面梁端部の境界条件の確認	5-7
5.3.2	FEM 解析による H 形断面梁端部の境界条件の確認	5-13
5.4	境界条件を考慮した横座屈耐力推定法	5-17
5.4.1	H 形断面梁の横座屈耐力の推定方法	5-18
5.4.2	FEM 解析による推定方法の妥当性の確認	5-20
5.5	横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	5-24
5.6	まとめ	5-28
6.	フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁を使用した建物の設計例	6-1
6.1	はじめに	6-1
6.2	一般事項	6-2
6.3	検討用部材断面の設定	6-8
6.4	フラッシュ形エンドプレート接合部の設計	6-10
6.5	柱梁耐力比の確認	6-21
6.6	保有水平耐力の確認	6-22
6.7	剛接合とフラッシュ形エンドプレート接合形式の梁端耐力及び D_s の比較	6-24
6.8	まとめ	6-26
7.	結論	7-1
付録 1.	エネルギー法の計算概略	A1-1
付録 2.	5.3 節における実験結果と FEM 解析結果の比較	A2-1
付録 3.	実大トの字形実験記録写真	A3-1
付録 4.	実大横座屈実験記録写真	A4-1

第 1 章

序論

目次

- 1. 序論 1-1
 - 1.1 研究背景 1-1
 - 1.2 本研究に関連する既往の研究と本研究の検討方針 1-3
 - 1.2.1 フラッシュ形エンドプレート形式に関する既往の研究と本研究の検討方針 1-3
 - 1.2.2 H形断面梁の局部座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針 1-5
 - 1.2.3 H形断面梁の横座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針 1-7
 - 1.3 研究目的と本論の構成 1-10

1. 序論

1.1 研究背景

地球温暖化が進行する中、建設産業分野においても温室効果ガスの排出量削減が求められる。断熱性能向上や設備機器の工夫により、運用に伴う温室効果ガスが削減されることに伴い、建設時の排出量が建物のライフサイクル排出量に占める割合は増加する。これにより、近年、建設に伴う温室効果ガス排出量削減の要求が高まっている。建設に伴う排出量の中で最も大きな割合を占める工程は、原材料の製造であり、特に現在の高炉による鋼を用いた鋼構造は、木構造に比べて排出量が大きくなる傾向がある。しかし、このような高炉鋼による鋼構造であっても、解体を容易とすることで、部材がリユースされれば、木構造よりも温室効果ガスを削減できる可能性がある。解体を容易にするためには、接合に溶接を避け、ボルトを使用することが求められる。また、床はプレキャストの床版を現場で乾式接合し、鋼材にセメントが付着することを避ける必要がある。

さらに、近年の国内における施工技能者数の減少により、鋼構造分野では、より施工が簡単な接合工法が求められている。ここで、既往の簡易な乾式接合工法の一つに、エンドプレート形式がある。エンドプレート形式は、スプリットティ形式に比べて使用するボルト本数を大幅に少なくすることが可能なため、施工効率が低い。さらに、エンドプレート形式の中で、Fig.1 に示すフラッシュ形エンドプレート（Flush end plate）と呼ばれる、エンドプレートの高さと同部材のせいが高さとなる工法は、拡張形エンドプレート（Extended end plate）に比べ、突出部分が小さく運搬が容易である。特に、住宅等の小規模の建築物の場合、搬入路の狭い建設地が多く、小さな搬入車両で多くの部材を運搬できることが重要であり、フラッシュ形エンドプレートの運搬性は価値が高い。また、スプリットティ（T stub）及び拡張形エンドプレートと異なり、フラッシュ形エンドプレートは接合ボルトが部材の外に突出しないため、梁として用いた場合にプレキャストの床の施工が容易となる。工業化住宅においては積載荷重が小さいことより、プレキャストの床の適用が比較的容易で利用頻度が高く、フラッシュ形エンドプレート形式が利用されることが多い。

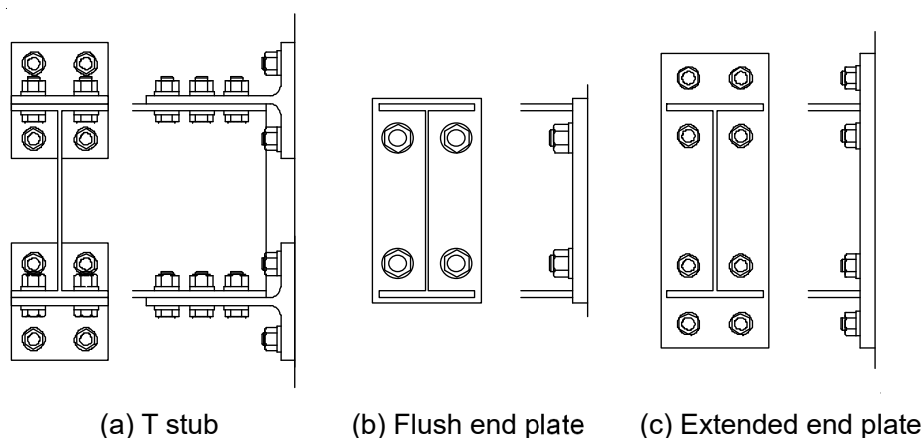


Fig. 1.1 Connection examples

フラッシュ形エンドプレート形式は、エンドプレートの材料強度を極端に大きく又は板厚を極端に厚くしない限り、スプリットティ形式や拡張形エンドプレート形式に比べ、小さい曲げモーメントでエンドプレートが面外へ塑性変形し、断面内の中立軸は圧縮フランジ方向へ移動する。それと同時に、スプリットティ及び拡張形エンドプレートに比べ、フランジに生ずる引張応力は小さくなり、圧縮応力は大きくなることが予想され、局部座屈に関して、他の 2 つの接合形式と同一に扱うと危険側になる可能性がある。しかし、この点に関する指針や既往の研究は無い。また、梁フランジがパネルゾーン表面から離間するため、梁の横座屈に関して重要な指標である境界条件としての拘束度が低下し、横座屈に関しても他の 2 つの接合形式と同一に扱うと危険側になる可能性があるが、この点に関しても、指針や既往の研究はなく、設計法があいまいなままとなっている。

前述の通り、フラッシュ形エンドプレート形式が多く使われる工業化住宅は、外装、内装及び設備が標準設計されるため、納まり上、梁せいや梁幅のバリエーションが少ない。このため、大きな曲げ耐力が不要な最上層の梁などは、フランジ及びウェブの板厚を薄くすることにより鋼材量を低減することが多く、局部座屈に対する余裕度が小さい傾向がある。このため、工業化住宅では局部座屈による最大耐力及び変形能力を精度高く推定することが重要である。また、横座屈に関して、階段及び吹抜きなどの平面計画により、長い無補剛区間を有する梁においても、梁せいを小さく又は梁巾を大きくして横座屈しにくい断面に変更することは困難であり、横補剛を必要とすることが多い。特に、梁端が十分に塑性変形するまで横座屈しないことを目的した保有耐力横補剛は、地震力及び建物の耐力に関係がなく、梁部材の断面形状、材質及び無補剛区間長さによる梁自体の塑性変形能力により横補剛の配置が決定する。このため、通りを増やすこと及び柱断面を強化することにより、地震時に梁に働く応力を小さくする方法で、横補剛を回避することができず、階段又は吹き抜けの位置に制約が生ずることが多い。しかし、前述の通り、フラッシュ形エンドプレートは小さい曲げモーメントで面外に塑性変形する。エンドプレートの塑性変形を利用すれば、梁が横座屈する時の建物の層間変形角を大きくすることができ、梁せいを変えることなく保有耐力横補剛を不要とし、平面計画の自由度を向上させることができる可能性がある。このため、工業化住宅においては、横座屈による最大耐力及び変形能力も精度高く推定することが重要である。

これら状況を踏まえ、本論ではフラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の最大耐力及び耐力劣化域までを含む荷重変形関係を予測する方法を検討する。具体的には、接合部の塑性域まで含む荷重変形関係、フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面梁の局部座屈による最大耐力及び耐力劣化域まで含む荷重変形関係、フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面梁の横座屈による最大耐力及び耐力劣化域まで含む荷重変形関係の予測方法を検討する。また、接合部の荷重変形関係と H 形断面梁の荷重変形関係を直列でつなぎ、フラッシュ形エンドプレート接合部の回転を含む H 形断面梁の荷重変形関係を評価することの妥当性を確認した上で、接合部を含む梁の荷重変形関係を予測する。本予測方法により、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の全塑性耐力及び変形能力を精度高く推定することが可能となり、幅厚比の大きなウェブ又はフランジを有する場合の安全性確保及び横補剛本数を低減することによる平面計画の自由度向上が可能となる。

1.2 本研究に関連する既往の研究と本研究の検討方針

1.2.1 フラッシュ形エンドプレート形式に関する既往の研究と本研究の検討方針

エンドプレート形式の設計法に関して、文献 1.1) に記載があり、エンドプレートをスプリットティに置き換える設計法と、エンドプレートを十分厚くして剛体として扱う設計法が記されている。しかし、ここでは拡張形エンドプレートのみが対象とされ、フラッシュ形エンドプレートに関する記載はない。国内のフラッシュ形エンドプレート形式に関する研究として、文献 1.2) があり、降伏線理論により、接合部の降伏耐力及び最大耐力の予測が可能とされている。他にも文献 1.3) では、初期剛性の予測方法が記載され、文献 1.4) では、繰返しによるピンチングの発生等が報告されている。文献 1.5) では、フラッシュ形エンドプレートを用いて、接合ボルトを塑性化させる場合、塑性変形能力が乏しいという結果が得られている。海外を見ると文献 1.6) に、フラッシュ形エンドプレートを含むエンドプレート形式の設計法が記載されている。ここでは、接合部の塑性変形能力の分類方法が記載され、接合ボルトの耐力が大きいほど、またエンドプレートの板厚が小さいほど、変形能力が大きいものとして分類される。また、文献 1.7) では初期回転剛性、降伏後の回転剛性、最大耐力が示され、文献 1.8) では最大耐力の推定法が示されている。文献 1.7) による推定式と実験結果との対応が文献 1.9) で検証され、文献 1.7) による初期剛性が実験結果を大幅に過大評価し、最大耐力を大幅に過小評価することが指摘されている。これを受けて、初期剛性の推定式の改善案が文献 1.10) で提案されている。現状、国内よりも海外の方がフラッシュ形エンドプレートの需要が高く、文献も海外の方が多い。しかし、海外の文献を含めても、フラッシュ形エンドプレート接合形式と局部座屈の関係及びフラッシュ形エンドプレート接合形式と横座屈の関係を検討したものは見当たらない。

最大耐力について、既往の文献 1.2)、1.7) 及び 1.8) に記された推定方法は、接合部近傍の中立軸位置を圧縮フランジ板厚中心と仮定しており、中立軸位置を求めている。これにより、最大耐力を過大評価する可能性がある。また、圧縮領域の範囲が不明であることより局部座屈耐力を正確に推定することはできないと考えられる。

次に初期回転剛性について、既往の文献 1.7) による推定方法は、ウェブを剛体としている。これにより、実験結果よりもかなり大きな初期回転剛性を予測してしまう。この推定方法は文献 1.10) により改良されているものの、文献 1.10) は接合部近傍の変形状態を詳細に計測した結果から推定しているものではなく、実験による初期回転剛性と整合するように、文献 1.7) に用いられる有効巾及びエンドプレートの面変形系の可撓長さを修正したものとなっており、様々な断面への適用性を確保するには、さらなる検討が必要と思われる。

最後に降伏後の回転剛性について、文献 1.7) では初期回転剛性と最大耐力を繋ぐ荷重変形関係が関数で定められている。しかし、3 章に述べる通り、文献 1.7) により推定した最大耐力は実験結果を精度良く予測できないため、降伏後の回転剛性の精度も良くない。

以上より、本論では、既往の文献による最大耐力推定法とは異なる推定式を検討する。具体的には接合部の破壊性状を実大実験及び非線形 FEM 解析により観察し、接合部近傍の中立軸位置と応力を定めた上で、最大耐力の推定を行う。また、初期回転剛性は、実大実験における接合部近傍の変形量を詳細に計測し、その変形量と整合する抵抗モデルを作成した上で、初期回転剛性の推定方法を求める。また、降伏後の回転剛性は、接合部降伏時及び最大耐力時の接合部近傍の

梁ウェブの変形量及び中立軸位置が実験結果と整合する推定式とする。本論で新たに提案する最大耐力，初期回転剛性，降伏後の回転剛性の推定精度は，既往の文献よりも高いことを示す。

1.2.2 H形断面梁の局部座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針

H形断面梁を構成するフランジとウェブの幅厚比が、H形断面梁の局部座屈による最大耐力及び変形能力に大きく影響を与えることが分かっている。告示^{1.11)}では、ルート2において、板要素が降伏するまで局部座屈を生じないようにウェブ及びフランジそれぞれに幅厚比制限が設けられている。また、ルート3において、ウェブ及びフランジそれぞれの幅厚比に応じた部材ランクが定められ、ウェブとフランジの部材ランクの低い方のランクに応じてH形断面梁の D_s を定め、必要保有水平耐力を求めることとしている。一方、実際のH形断面梁の局部座屈はウェブとフランジの変形が相互に作用する。また、H形断面梁のせん断スパン比が小さい場合、ウェブ板のせん断座屈が耐力及び変形能力に大きく影響する。しかし、告示では、幅厚比制限及び部材ランクの決定において、ウェブとフランジの相互作用及びせん断スパン比をパラメーターとしていない。特にせん断スパン比をパラメーターとしていないことにより、ウェブの幅厚比制限値はかなり小さい値となっている。

ここで、ウェブとフランジの相互作用を考慮した形式として、文献1.12)では幅厚比区分をウェブとフランジの幅厚比による2次楕円式で与えている。しかし、この2次楕円式を定めるに当たり参考にされたであろう研究^{1.13)}では、曲げ応力が卓越する場合のみ対象としていることが文献1.14)に記載されており、梁に生ずるせん断応力の影響を十分に反映した幅厚比制限になっていない。一方、ウェブに生ずるせん断応力の影響について、文献1.15)により検討され、梁の全塑性耐力時に梁に作用しているせん断力に対するウェブのせん断耐力をせん断余裕度と定義し、そのせん断余裕度を用いることで梁の塑性変形能力及び崩壊形式が予測可能であることが示されている。その後、せん断応力の影響について、断面内に生ずるせん断応力度に対する曲げ応力度の比に着目して整理する方向で、文献1.16)など多くの研究がなされた後、ウェブとフランジの相互作用及びウェブに生ずるせん断応力による影響を考慮することが可能な幅厚比制限値が、文献1.17)により提案された。ここでは、フランジとウェブの連成座屈及び部材内応力状態を考慮した局部座屈耐力評価式を用いて得られる、梁端部において全塑性モーメントを確保するための基準化幅厚比制限値が提案されている。続いて、文献1.14)により、繰返しによる影響と鋼材種の影響が考慮された新規基準化幅厚比指標が提案され、指針^{1.18)}に供されている。これにより、ウェブとフランジの相互作用及びウェブに生ずるせん断応力による影響を考慮した局部座屈による最大耐力、変形能力の推定が可能となっている。以上の研究で想定されている中立軸位置は、ウェブ高さ中央である。

一方、文献1.19)では、非対称H形断面やスラブとの合成効果により中立軸がウェブ高さ中央にない場合の座屈性状が研究され、文献1.20)では、中立軸位置を考慮した曲げせん断力を受ける四辺固定支持平板の弾性座屈耐力算定法が提案されている。これらが想定している中立軸位置は、ウェブ高さ中央よりも引張フランジ側にある場合である。

また、文献1.21)及び1.22)に、H形断面梁の局部座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法が提案されている。文献1.21)では局部座屈の崩壊形式をウェブせん断座屈型[W.type]、ウェブとフランジの連成座屈形[C.type]、ウェブ座屈後のフランジ垂直座屈形[F.type]の3つに分類し、実大実験に基づき、W.type及びC.typeの塑性変形能力及び劣化域の荷重変形関係の予測方法が提案されている。一方、文献1.22)ではH形断面の短柱の純圧縮試験により得られた応力度一ひずみ

度関係を，曲げモーメントを受ける H 形断面内の圧縮領域に適用し，最大耐力及び劣化域の荷重変形関係を予測する方法が提案されている。これらが想定している接合部は，柱に剛接合された場合である。

以上に述べた通り，既往の研究が想定する中立軸位置がウェブ高さ中央又は引張フランジに近いこと及び梁フランジとウェブの相互作用及びせん断応力による影響を考慮した幅厚比制限が既に提案されていること，1.1 節で述べた通りフラッシュ形エンドプレート接合部近傍は中立軸位置が圧縮フランジに近いことを踏まえて，本論では中立軸位置が圧縮フランジに近い場合の，ウェブ及びフランジの相互作用及びウェブに生ずるせん断応力の影響を考慮した幅厚比制限を検討し，フラッシュ形エンドプレートで接合された梁の局部座屈による最大耐力推定法を提案する。また，フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面の非線形 FEM 解析による最大耐力及び耐力劣化後の応力分布と中立軸位置の変化を観察し，これら変化を考慮した局部座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係を予測する方法を検討する。

1.2.3 H形断面梁の横座屈に関する既往の研究と本研究の検討方針

弾性横座屈耐力は横曲げに関するたわみ曲線の微分方程式と捩れに関する微分方程式を連立させて解くことで得られる。しかし、この微分方程式は、一様曲げかつ両端が捩りに関して単純支持されている場合のみ閉解が得られ、その他の荷重条件と支持条件の場合は閉解が得られない。そこで、例えば文献 1.23), 1.24)など数多くの数値計算が行われ、一様曲げかつ両端が捩りに関して単純支持される場合の弾性横座屈耐力式に対して、境界条件に応じた座屈長さ及び荷重条件に応じた修正係数を考慮する形の弾性横座屈耐力式が各種指針^{1.12), 1.25)}に利用されている。さらに近年、H形断面梁の座屈長さ係数と修正係数について、文献 1.26)でエネルギー法による網羅的な解析による検討が行われ、様々な梁断面、スパン、境界条件、荷重条件について、安全側の弾性横座屈耐力が得られる座屈長さ係数と修正係数の組み合わせが提案されている。

H形断面梁の横座屈による最大耐力及び塑性変形能力は、文献 1.12)に推定方法が記載されている。ここでは、梁の強軸回りの全塑性曲げ耐力に対する弾性横座屈耐力の比の平方根を基準化横座屈細長比と呼び、基準化横座屈細長比をパラメーターにして最大耐力を推定する。全塑性曲げ耐力が横座屈による最大耐力に影響する理由は、梁の塑性化による横曲げ及び捩れに関する剛性低下が最大耐力に影響するためである。梁の強軸回りの曲げ耐力に対して、弾性横座屈耐力が大きいほど、塑性化の影響を大きく受け、横座屈による最大耐力は弾性横座屈耐力に対して小さくなる傾向にあり、これが文献 1.12)の推定式に反映されている。また、近年は、基準化横座屈細長比と 1.2.2 項に述べた新規幅厚比指標を用いた横座屈と局部座屈の連成効果を考慮した最大耐力と塑性変形能力の推定法が文献 1.27)により提案されている。

一方、告示^{1.11)}ではルート 1 から 3 すべてに対して、保有耐力横補剛と呼ばれる梁が強軸回りに塑性変形するための横補剛が要求され、文献 1.11)の技術的助言の中に、均等補剛と端部補剛の方法がそれぞれ記載されている。均等補剛は、文献 1.28)により提案された方法であり、荷重条件は逆対象曲げ、支持条件は捩りに関して単純支持とした検討結果により定められた方法である。また、端部補剛は文献 1.18)に記載があり、荷重条件は一様曲げに近い場合と、逆対象曲げに近い場合に分けられ、支持条件は明確には記載がないものの捩りに関して単純支持が前提になっていると考えられる。現状の確認申請及び適合性判定においては、文献 1.11)の技術的助言が参考とされることが多く、両端柱に剛接合された梁は均等補剛を適用し、片端柱に剛接合され他端は梁にピン接合される場合は端部補剛が適用される。特に、端部補剛は梁端に横補剛を必要とすることが多く、梁端部に配置することが多い段階と干涉することが多い。

残留応力及び初期不整の影響についても数多くの研究が行われ、残留応力による影響は、例えば文献 1.29)により考察されている。文献 1.29)では、一様曲げかつ両端が捩れに関して拘束されていない場合について、残留応力により塑性化する部位を控除した梁の弱軸回りに関する等価な断面 2 次モーメントを求め、横座屈耐力を推定する方法が提案されている。また、文献 1.30)により、残留応力や初期不整を考慮した基準化横座屈細長比をパラメーターとした最大耐力の推定式が検討され、その成果が文献 1.25)にまとめられている。また、横座屈により耐力が決まる H 形鋼梁の耐力は、一方向に載荷する場合に比べ、繰返し載荷する場合の方が小さいことが、文献 1.31) 及び 1.32)により示されている。これを受け、文献 1.33)は、繰返し載荷を受ける H 形鋼梁が、十分な耐力を維持しながら塑性変形するための横補剛条件を提案している。さらに、文献 1.34)及び

1.35)は、繰返し载荷を受ける H 形鋼梁の履歴モデルを提案している。しかし、文献 1.34)及び 1.35)による履歴モデルは、塑性化が進む基準化横座屈細長比が 0.8 程度未満の梁には適用できないとされ、かつ梁端の横座屈に関する境界条件及び梁幅に対する梁せいの比を変化させた検討はなされていない。

実際の構造物における梁端境界条件の調査も行われている。文献 1.36),1.37)では、柱が H 形断面のような開断面の場合と角形鋼管のような閉断面の場合における境界条件を調査しており、柱が閉断面の場合は剛に近い支持条件となり、柱が開断面の場合は単純支持に近い支持条件となることが確認されている。

文献 1.12)に提案されている梁の全塑性曲げ耐力に対する梁の最大耐力の比と基準化横座屈細長比の対応は、文献 1.38)により調査されており、この調査結果の抜粋を Fig. 1.2.1 に示す。Fig. 1.2.1 の横軸は基準化横座屈細長比、縦軸が実験による最大耐力を示している。試験体は基準化幅厚比が 0.5 未満のものが多く文献 1.21)に示されており、局部座屈の影響は小さいと考えられるものの、Fig. 1.2.1 に示す通り、梁の全塑性曲げ耐力に対する梁の最大耐力の比は、基準化横座屈細長比に対してばらつきが大きいことが分かる。このばらつきの要因には、基準化横座屈細長比を算定するための弾性横座屈耐力が一樣曲げかつ両端が振りに関して単純支持されている場合の弾性横座屈耐力に、安全側となるように設定した座屈長さ係数と修正係数を考慮することによる弾性横座屈耐力推定値の誤差、境界条件と座屈長さ係数の関係、試験体の初期不整、残留応力、ひずみ硬化係数、塑性化後の縦弾性係数とせん断弾性係数の低下度合いなど、様々なことが考えられる。また、Fig. 1.2.2 に、文献 1.12)に記載されている塑性変形能力と基準化横座屈細長比の関係を示す。梁の全塑性曲げ耐力に対する梁の最大耐力の比と基準化横座屈細長比の関係と同様に、塑性変形能力と基準化横座屈細長比の関係もばらつきが大きいことが分かる。

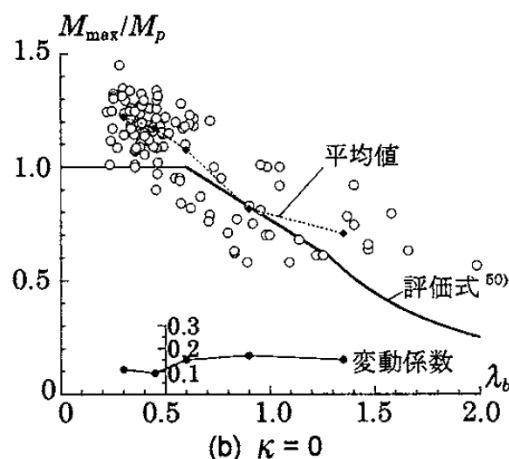


Fig. 1.2.1 梁の全塑性曲げ耐力に対する梁の最大耐力の比と基準化横座屈細長比の関係 ^{1.38)}

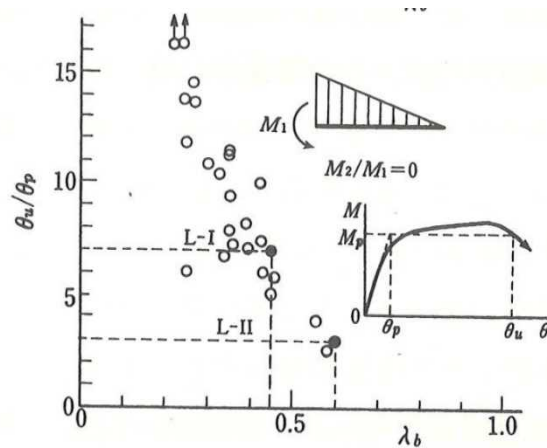


Fig. 1.2.2 梁の塑性率と基準化横座屈細長比の関係^{1.12)}

1.1 節に述べた通り、工業化住宅においては横補剛を梁断面の形状の調整により回避することが難しく、特に一端曲げ曲げの場合が横補剛を必要とすることが多い。また、本論で対象としているフラッシュ形エンドプレートは、面外に塑性変形しやすく、梁の横座屈に関する境界条件に影響を与えると考えられる。フラッシュ形エンドプレート接合部は、引張フランジ側は横曲げに関する拘束度が小さいことが予想されるものの、圧縮フランジ側は拘束度を有していると考えられ、閉断面の柱に接合する場合に上下フランジの横曲げに関する境界条件を単純支持と扱うことは合理的ではない。そこで、文献 1.18) の設計法よりも、座屈長さ係数を考慮できる文献 1.12) の設計法を適用する方が、合理的な設計が可能となる。しかし、文献 1.12) により推定される塑性変形能力は、梁材の塑性変形能力であり、接合部の強軸回りの塑性変形を考慮した梁の塑性変形能力を推定するためには、数多くの実験及び解析を要すると考えられる。また、仮に数多くの実験及び解析を実施し、接合部が剛接合の場合同様、基準化横座屈細長比により最大耐力及び塑性変形能力を推定する方法を求めた場合でも、その精度にはばらつきがあり、大きな安全率が必要となることが予想される。

そこで、本論では基準化横座屈細長比は用いず、一端曲げ H 形断面梁の横座屈崩壊挙動を詳細に分析し、横座屈する梁の横変位及び捩れ回転角の梁長さ方向分布を正弦曲線又は余弦曲線に近似し、横変位、捩れ回転角、応力の値を表す方程式を求め、この方程式に梁の塑性化による剛性低下を考慮することにより、最大耐力及び耐力劣化領域を含む荷重変形関係を推定する。これにより、既往の文献に記載された基準化横座屈細長比を用いた方法より、最大耐力及び塑性変形能力を精度の高く推定することが可能となる。さらに、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の横曲げに関する支持条件を明らかにした上で、エンドプレートの面外方向への塑性変形による梁フランジの横曲げに関する剛性低下を、前述の H 形断面梁の横変位、捩れ回転角、応力の値を表す方程式に反映して、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を導くこととする。

1.3 研究目的と本論の構成

本論は、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を提案する。各検討項目の相関と既往の提案式との関係を Fig. 1.3.1 に示す。Fig. 1.3.1 に示す通り、本論では大きく分けて 3 つのテーマに取り組む。1 つ目が H 形断面梁の局部座屈又は横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を検討する。局部座屈に関しては既往の文献を示し、横座屈に関しては既往の文献とは異なる予測方法を検討・提案する。2 つ目がフラッシュ形エンドプレート接合部の崩壊挙動、降伏耐力、最大耐力、初期回転剛性、降伏後回転剛性及び荷重変形関係の推定方法を検討する。ここでは、既往の文献の推定方法の問題点を指摘するとともに、中立軸位置も同時に計算する。3 つ目がフラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を検討する。2 つ目の接合部の崩壊挙動より局部座屈に影響を与える中立軸位置及び横座屈に影響を与える境界条件を推定する。これらの条件と 1 つ目に検討した H 形断面梁の局部座屈及び横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係より、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の局部座屈又は横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を求める。

また、Fig. 1.3.2 に、6 章のフラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁を使用した建物の設計例の概要を示す。Fig. 1.3.2 に示す通り、梁端耐力の設定、保有耐力接合の確認、局部座屈による D_s 、横座屈による D_s を算定し、保有水平耐力の確認を行う。本設計例の目的は、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面部材を大梁に使用した 3 階建て鉄骨造戸建て住宅の設計例を通じて、各柱梁接合部の回転剛性及び接合部耐力の確認方法、各梁の局部座屈に対する設計方法、各梁の横座屈に対する設計方法、フラッシュ形エンドプレートで接合された梁を用いて 3 階建て建物が実現可能であることを示すこと、フラッシュ形エンドプレートにより、保有耐力横補剛を減らすことができることを示すとともに、剛接合の場合と荷重変形関係を比較することにより、フラッシュ形エンドプレートは横座屈による塑性変形能力が向上し、横補剛を回避できることを示すことである。

具体的な本論の構成は次の通りである。

第 2 章で、横座屈又は局部座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を検討する。2.2 節において、既往の研究^{1.21), 1.22)}で提案された H 形断面梁の端部が剛接合された場合の、局部座屈による耐力劣化領域の荷重変形関係の推定方法について述べる。2.3 節において、横座屈に関する非線形 FEM 解析を実施し、H 形断面梁の横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法を求める。本予測方法では、H 形断面梁の捩れ回転角及び横変位も予測することにより、強軸回りの荷重変形関係の予測精度を確保する。横座屈による耐力劣化領域の荷重変形関係に関しては、様々な梁せいに対する梁巾の比について、文献^{1.34)}で提案された推定式と、本論で提案する予測方法で非線形 FEM 解析に対する精度を比較する。

第 3 章で、フラッシュ形エンドプレート接合の降伏耐力、最大耐力、初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動を検討する。3.2 節において、接合部の崩壊に関する実大実験及び非線形 FEM 解析を実施し、接合部の降伏耐力及び最大耐力推定法と崩壊挙動を提案する。3.3 節では、接合部の初期回転剛性の推定方法、3.4 節では塑性回転剛性の推定方法を提案する。接合部の最大耐力及び初

期回転剛性については、既往の文献^{1.7), 1.8), 1.10)}が提案する推定式と推定精度を比較する。

第4章で、フラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案する。4.2節では、エネルギー法を用いて中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法を提案する。4.3節では、局部座屈に関する実験及び非線形FEM解析を実施し中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法の妥当性を確認する。4.4節では、局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法を提案する。

第5章で、フラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案する。5.2節では、フラッシュ形エンドプレート接合部の崩壊実験よりエンドプレートの離間状態の推定方法を提案する。5.3節では、横座屈実験及び非線形FEM解析より、接合部近傍の横曲げに関するひずみ分布及び応力状態を観察し、エンドプレートの離間状態と横座屈に関する境界条件の関係を考察する。5.4節では、フラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面梁の横座屈耐力推定式、5.5節では横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法を提案する。

最後に、第6章で、フラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面梁を有する3階建て鉄骨住宅を設計する例を示す。保有水平耐力の確認における必要保有水平耐力を算定するための D_s を、本論で提案した方法により算定した荷重変形関係から求める。また、接合部の全塑性耐力を用いた保有水平耐力の算出、保有耐力接合の確認方法を示すとともに、フラッシュ形エンドプレートで接合された梁を用いて、3階建て鉄骨住宅が設計可能であること及び保有耐力横補剛の数を剛接合の場合に比べて減らせることを示す。

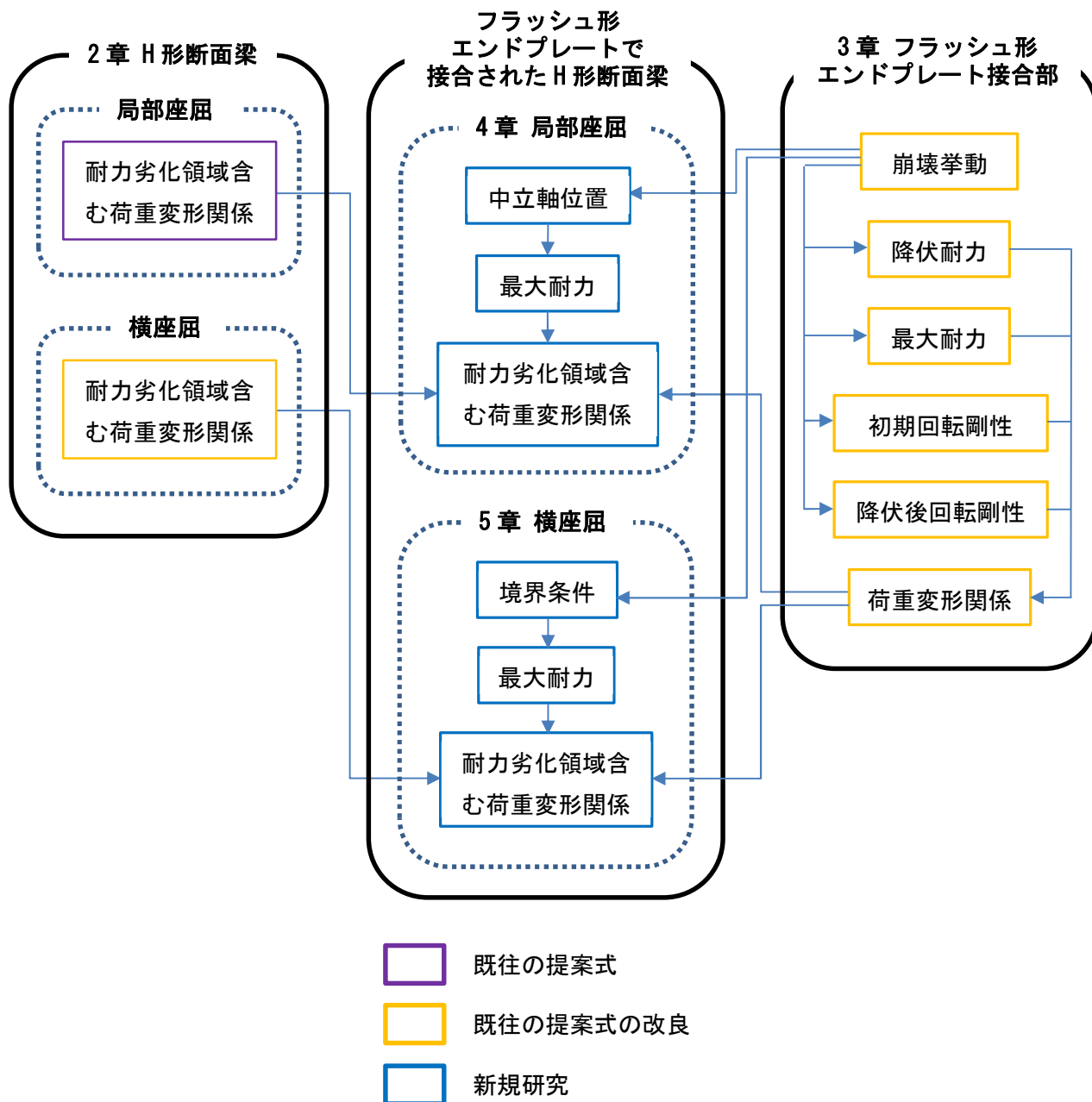


Fig. 1.3.1 各検討項目の相関と既往の研究との関係

6章 フラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面梁を使用した建物の設計例

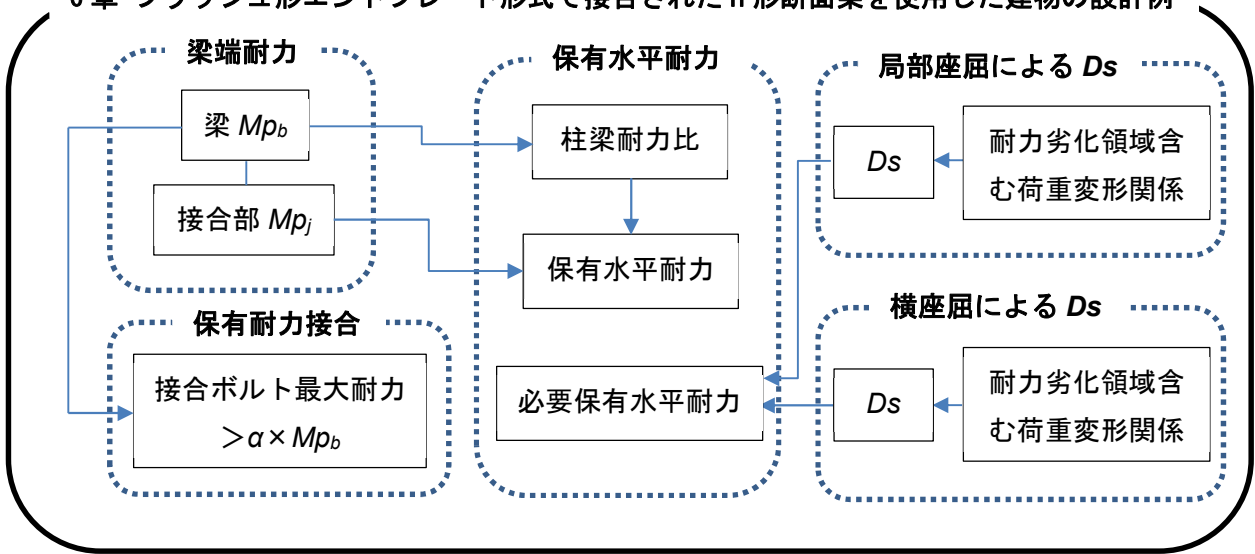


Fig. 1.3.2 設計例の概要

参考文献

- 1.1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針, 2021.2
- 1.2) 加藤勉, 佐久間弘, 向井昭義：高力ボルト引張接合による柱・はり接合部の最大耐力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 35B, pp.391-398, 1989.3
- 1.3) 西槇毅, 市岡大幸, 大谷恭弘：フラッシュエンドプレート形式の半剛接合部における局所性上が回転剛性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造I, pp.629-630, 2006.9
- 1.4) 久保直志, 田沼吉伸, 橋本健一：フラッシュ型エンドプレート接合部の履歴挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造I, pp. 443-444, 1998.9
- 1.5) 大井謙一, 李昇幸, 嶋脇興助, グズベンルーベン：エンドプレート接合部の地震時履歴挙動と変形性能の改善, 東京大学生産技術研究所研究速報, vol. 52-2, pp.30-33, 2000.2
- 1.6) Design of Joints in Steel and Composite Structures, ECCS 2016
- 1.7) EUROCODE 3, Design of Steel Structures – part 1.8: Design of joints, Commission of the European Communities, 2005.
- 1.8) AISC, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections, American Institute of Steel Construction, 2002.
- 1.9) B.M. Broderick, A.W. Thomson, The response of flush end-plate joints under earthquake loading. J Construct Steel Res 2002; 58:1161–1175.
- 1.10) Z. Kong, S. Hong, Q.-V. Vu, X. Cao, S.-E. Kim, B. Yu, New equations for predicting initial stiffness and ultimate moment of flush end-plate connections. J Construct Steel Res 2020; 175:106336
- 1.11) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所：建築物の構造関係技術基準解説書 2020.11
- 1.12) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 1.13) 加藤勉, 中尾雅躬：局部座屈に支配される H 形断面鋼部材の耐力と変形能力, 日本建築学会構造系論文集, No. 458, pp. 127-136, 1994. 4
- 1.14) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 篠原卓馬, 王韜：鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 668, pp. 1865-1872, 2011.10
- 1.15) 鈴木敏郎, 五十嵐規矩夫, 常木康弘：せん断曲げを受ける H 形鋼梁の崩壊形式と塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 549, pp. 185-191, 2001.9
- 1.16) 五十嵐規矩夫：不均等曲げせん断力を受ける H 形鋼梁ウェブの座屈耐力評価 一周辺単純支持平板としての弾性座屈耐力評価一, 日本建築学会構造系論文集, No. 565, pp. 135-141, 2003.3
- 1.17) 五十嵐規矩夫, 王韜：連成座屈を考慮した H 形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限評価法, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 629, pp. 1177-1184, 2008.7
- 1.18) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針, 2017.2
- 1.19) 五十嵐規矩夫, 小田部敏明：中立軸位置を考慮した曲げせん断力を受ける平板の弾性座屈耐力算定, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp. 665-670, 2008.3
- 1.20) 白井大悟, 五十嵐規矩夫：中立軸位置を考慮した曲げせん断力を受ける四辺固定支持平板の弾性座屈耐力算定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 865-866, 2015.9
- 1.21) 五十嵐規矩夫, 小田部敏明, 王韜：ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後

- 繰り返し挙動, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 646, pp.2345-2354, 2009.12
- 1.22) 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁: 局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構造系論文集, No. 454, pp.179-186, 1993.12
- 1.23) Timoshenko and Gere, Theory of Elastic Stability, 2nd Edition
- 1.24) 中村 武, 若林 実: H 形断面はりの弾性横座屈モーメントの修正係数に対する近似解—設計式—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1319-1320, 1978.9
- 1.25) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2018.2
- 1.26) 五十嵐規矩夫, 鞆 伸之, 王 韜: H 形断面梁の横座屈耐力に与える境界条件及びモーメント勾配の影響係数, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 670, pp. 2173-2181, 2011. 12
- 1.27) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 鞆 伸之: 繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 678, pp. 1319-1328, 2012. 8
- 1.28) 加藤 勉, 秋山 宏: H 形断面柱の塑性曲げ捩れ座屈解析, 日本建築学会論文報告集, No. 264, pp. 61-71, 1978.2
- 1.29) Theodore V. Galambos: Inelastic Lateral Buckling of Beams, Journal of the STRUCTURAL DIVISION, Proceedings of American Society of Civil Engineers, 1963.
- 1.30) 井戸田秀樹, 山崎和浩: H 形鋼梁部材の平均耐力式と変動係数, 日本建築学会構造系論文集, No. 701, pp. 1025-1035, 2014. 7
- 1.31) 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中 尚: 繰返し載荷を受ける H 形鋼はりの復元力特性 その 1, 定変位振幅繰返し載荷時の塑性ヒンジ回転能力, 日本建築学会論文報告集, No. 264, pp. 51-59, 1978. 2
- 1.32) 宇田川邦明, 高梨晃一, 田中 尚: 繰返し載荷を受ける H 形鋼はりの復元力特性 その 2 ランダム変位履歴における耐力の低下, 日本建築学会論文報告集, No. 265, pp. 45-52, 1978. 3
- 1.33) 金尾伊織, 中島正愛, 劉 大偉: 繰返し載荷を受ける H 形鋼梁の横座屈挙動と横座屈補剛, 日本建築学会構造系論文集, No. 544, pp. 147-154, 2001.6
- 1.34) 井戸田秀樹, 松野 巧, 小野徹郎: 横座屈で耐力が決まる一端曲げ H 形鋼梁の繰返し履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 669, pp. 1981-1988, 2011.11
- 1.35) 井戸田 秀樹, 中田寛二, 吉田卓矢, 小野徹郎: 横座屈で耐力が決まる H 形鋼梁の繰返し履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No. 711, pp. 819-829, 2015.5
- 1.36) 鈴木敏郎, 木村祥裕: ラーメン架構における H 形鋼梁の横座屈長さ, 日本建築学会構造系論文集, No. 521, pp. 127-132, 1999. 7
- 1.37) 鈴木敏郎, 木村祥裕: H 形鋼梁の横座屈に対する柱はり接合部による反り拘束の影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 537, pp. 115-120, 2000. 11
- 1.38) 伊賀はるな, 聲高裕治, 金尾伊織: 横座屈によって終局状態を迎える H 形断面梁の実験データに基づく最大耐力と塑性変形能力の評価, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 61B, 2015. 3

第 2 章

局部座屈又は横座屈により耐力が決定する
一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法

目次

2. 局部座屈又は横座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法.....	2-1
2.1 はじめに	2-1
2.2 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法.....	2-3
2.3 横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	2-5
2.3.1 記号の定義.....	2-5
2.3.2 H 形鋼梁の横変位及び捩れ変形の予測式	2-6
2.3.3 強軸回りの荷重変形関係の予測.....	2-31
2.3.4 既往の文献の横座屈による耐力劣化域の荷重変形関係推定法	2-36
2.4 まとめ	2-38

2. 局部座屈又は横座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法

2.1 はじめに

H 形断面梁の局部座屈に関して、文献 2.1)により局部座屈による最大耐力の推定方法、文献 2.2)及び 2.3)により、耐力劣化域の劣化勾配の予測方法が提案されている。本論では、2.2 節において、文献 2.1)による局部座屈による最大耐力の推定方法、文献 2.2)及び 2.3)による耐力劣化域の劣化勾配の予測方法をまとめて記載する。

また、H 形断面梁の横座屈に関して、文献 2.4)及び 2.5)により耐力劣化域の劣化勾配の予測方法が提案されている。しかし、文献 2.4)及び 2.5)は、基準化横座屈細長比が 0.8 程度未満の梁には適用できないとされ、かつ梁端の横座屈に関する境界条件及び梁幅に対する梁せいの比を変化させた検討はなされていない。これらの状況を踏まえ、本論では、基準化横座屈細長比が 0.8 程度未満の梁も対象にしながら、境界条件をピン支持と固定支持とした場合の、一端曲げ H 形鋼梁の荷重変形関係の予測方法を提案する。住宅建築で比較的多く使われる H-200×100×5.5×8 を基本とし、ここから梁幅に対する梁せいの比を変化させ、種々の断面形状への適用性を確認する。荷重変形関係のみならず、横変位及び捩れ回転角を精度良く予測することにより、荷重変形関係の予測精度の向上を図る。

文献 2.6)では、両端ピン支持で等曲げモーメントを受ける H 形鋼梁について、弾性横座屈耐力の理論式における横曲げ剛性に残留応力と強軸回りの曲げモーメントにより塑性化したフランジの横曲げ剛性を代入することにより、弾塑性横座屈耐力を求めている。本論では文献 2.6)を参考に、2.3.2 項で初期不整を有する様々な断面の H 形鋼梁の横座屈前後の挙動を有限要素を用いた非線形 FEM 解析により考察し、横変位と捩れ回転角の関係式を定める。続いて、塑性化後の横曲げ剛性及び捩れ剛性を定め、前述の横変位と捩れ回転角の予測式に当該剛性を代入することにより得られる弾性及び塑性化後に適用可能な横変位と捩れ回転角の予測式を提案する。2.3.3 項では 2.3.2 項で提案した予測結果を用いて、H 形鋼梁の荷重変形関係の予測式を提案する。本論で提案する横座屈による横変位と捩れ回転角予測式は、梁端に作用する強軸回りの曲げモーメント及び座屈形状から計算される、横曲げ及び捩れ応力と、梁フランジの横曲げ剛性及びサンブナン捩れ剛性及び座屈変形から計算される断面内の横曲げ及び捩れ応力のつり合い式から導出されるため、幾何学的非線形性を考慮することになる。

本論では横座屈に関して、一方向載荷の荷重変形関係の予測方法を検討する。理由は一方向載荷のエネルギー吸収能力は繰り返し載荷による累積のエネルギー吸収能力よりも小さいと考えるためである。ただし、繰り返し載荷により破断が生じないことは別途確認する必要がある。

また、局部座屈と横座屈共通で、本予測方法は、本論文で検討する断面に限定されず、様々なせい、幅、板厚の H 形鋼梁に適用できると考えている。ただし、文献 2.7)の λ_b-WF の関係による座屈形式の分類において、局部座屈と横座屈の連成座屈が発生せず、局部座屈又は横座屈により最大耐力が決定する梁に分類されることを確認する必要がある。これは、連成座屈が発生する場合、耐力を過大評価する可能性があるためである。

本章における FEM 解析の利用状況及び FEM 解析を利用している場合は FEM 解析と実験との対応確認方針を以下に記載する。

- ・局部座屈による最大耐力及び耐力劣化域の荷重変形関係の予測方法については、既往の研究

2.2),2.3)で提案された推定式を記載する。本推定式は，実験から求めている。

- 横座屈による荷重変形関係の予測方法については，本研究で実施した非線形 FEM 解析より求める。しかし，既往の研究 2.4)で提案された耐力劣化域の荷重変形関係推定結果が，特定断面及び特定の梁長さ範囲において実験結果と良い対応を示すことが確認されており，本論で実施した非線形 FEM 解析が，当該特定断面及び長さ範囲において，既往の研究 2.4)で提案された推定式と，荷重変形関係について良い対応を示すことを確認する。

2.2 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法

H 形断面梁の局部座屈により決定する最大耐力の推定方法が、文献 2.1)により提案されている。文献 2.1)では、次式に示す通り、新規幅厚比指標 WF をウェブとフランジの幅厚比制限に対する余裕度として算定し、 WF から最大耐力 Q_{max} を算定する。

$$\frac{Q_{max}}{Q_p} = 1.53 - 0.53WF \quad (2.2.1)$$

$$WF = \sqrt{\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25}{k^2} \right) \left(\frac{b_f/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2} \quad (2.2.2)$$

$$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha > 1/2 \end{cases} \quad (2.2.3)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w} \quad (2.2.4)$$

ここで、 d はフランジ間距離、 t_w はウェブ板厚、 b_f はフランジ幅の半分、 t_f はフランジ板厚、 σ_{yw} :ウェブの降伏強さ、 σ_{yf} はフランジの降伏強さ、 E はヤング係数、 A_f はフランジ断面積($=2b_f \cdot t_f$)、 A_w はウェブ断面積($=d \cdot t_w$)、 λ_w は辺長比($=l/d$)、 l は梁スパン、 β は曲げ応力勾配($0 \leq \beta \leq 2$, 0:均等曲げ, 2:逆対象曲げ)を示す。

また、文献 2.2)により、H 形断面梁の局部座屈による耐力劣化域の劣化勾配が提案されている。耐力劣化域の劣化勾配 K_d は、弾性剛性を $E G_e$ とおいて $\alpha > 0.5$ かつ $(d/t_w)/(b/t_f) > 8$ の場合は $K_d = -0.06 E G_e$ 、 $\alpha < 0.5$ かつ $(d/t_w)/(b/t_f) < 6$ の場合は $K_d = -0.07 E G_e$ とすることにより、実大実験により得られた荷重変形関係を精度良く推定でき、 α 及び $(d/t_w)/(b/t_f)$ の組み合わせが上記以外の場合は、フランジとウェブの崩壊形式を確定することが難しいため適用範囲外とされている。

一方、文献 2.3)では、片持ち梁モデルを次の条件の下実施した数値積分による面内解析法により、劣化領域の荷重変形関係が得られるとされている。

- ① 片持ち梁形式の部材の劣化域を含む終局挙動を、一様圧縮を受ける短柱の終局挙動と、一様引張を受ける素材試験片の挙動から予測する。
- ② 载荷初期から最大耐力、そして劣化域に至るまで、一貫して数値積分による面内解析により解析する。
- ③ 最大耐力は、モーメントが最大となる固定端より半波長先端側にある最大耐力規定点の、圧縮縁の応力度より予測する。
- ④ 最大耐力以降の劣化域では、局部座屈の発生している領域においてのみ塑性変形が進行し、他の部分は耐力の劣化にともなって弾性除荷されると考えられる。そこで局部座屈の発生する領域を最大耐力以降も変形の進行する局部座屈領域、他の部分を弾性除荷する弾性除荷領域と分割する。
- ⑤ 劣化域における断面内各点の剛性（応力度-ひずみ度関係）は以下のように与える。
 - 1) 局部座屈領域圧縮側

ひずみが進展する場合の剛性は、短柱の応力度・ひずみ度関係の劣化域における剛性を与える。この剛性は局部座屈領域内（圧縮側）で一定とする。

2) 局部座屈領域引張側

ひずみが進展する場合は、最大耐力まで用いた素材の引張応力度・ひずみ度関係の延長で与える。除荷する場合には弾性剛性を与える。

3) 弾性除荷領域

弾性剛性を与える。

ここで、局部座屈領域はフランジ幅とし、局部座屈領域の圧縮フランジの劣化勾配は次式による。

$$\text{劣化第 1 勾配} \quad E_{d1}/E = -0.57\alpha_f^2 - 0.0046\alpha_w^2 - 0.0005 \quad (2.2.5)$$

$$\text{劣化第 2 勾配} \quad E_{d2}/E = -0.005 \quad (2.2.6)$$

$$\left[\begin{array}{l} 0.37 \geq \alpha_f \geq 0.068 \\ 2.3 \geq \alpha_w \geq 0.34 \\ 25\alpha_f \geq \alpha_w \geq 6.6\alpha_f - 0.74 \end{array} \right]$$

ここで、

$$\alpha_f = \varepsilon_y(b_f/t_f)^2 \quad (2.2.7)$$

α_w は軸力なしとするため、等価幅厚比 α_{we} を用いることとし、次式による。

$$\alpha_{we} = \varepsilon_y(k \cdot d/t_w)^2 \quad (2.2.8)$$

ここで、 k は全塑性状態において、ウェブの中で圧縮を受ける部分の面積の割合である。また、局部座屈領域は、固定端よりフランジの全幅 $2b_f$ とする。劣化第 1 勾配から第 2 勾配への遷移点は、遷移応力度 $T\sigma_y$ と最大応力度 $S\sigma_y$ として、次式による T/S から求める。

$$T/S = -0.56\alpha_f - 0.062\alpha_w + 0.98 \quad (2.2.9)$$

$$\left[\begin{array}{l} 0.37 \geq \alpha_f \geq 0.068 \\ 2.3 \geq \alpha_w \geq 0.52 \\ \alpha_w \geq 6.6\alpha_f - 0.74 \end{array} \right]$$

以上の最大耐力及び劣化勾配の予測方法を参考に、4 章では、フラッシュ形エンドプレート形式で接合される局部座屈を伴う H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を考察する。

2.3 横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法

2.3.1 記号の定義

本節に使用する記号の定義を Table2.3.1 に示す。

Table2.3.1 List of symbols

L : 梁スパン
h : 梁せい
$\varphi(x)$: 捩れ回転角
$u_a(x), u_b(x)$: 上下フランジそれぞれの横方向変位
$u_c(x)$: ウェブ心位置の横方向変位
$\theta_z(0)$: $x=0$ における強軸回りの回転角
θ_p : 強軸回りの全塑性モーメントに対応する弾性回転角
$M_z(x)$: 強軸回りの曲げモーメント
M_{zp} : 強軸回りの全塑性モーメント
$M_{yf}(x)$: 上下フランジそれぞれに生ずる横曲げモーメントの和
$M_{yfa}(x), M_{yfb}(x)$: 上下フランジそれぞれの横曲げモーメント
M_{yfa}, M_{yfb} : 上下フランジのそれぞれの横曲げの全塑性モーメント
K_a, K_b : 上下フランジの横曲げ剛性
v, w : 各境界条件の座屈長さ係数
k : 最大振幅位置
i : 段階的に低下する横曲げ剛性の順番
E_t : 接線弾性係数
E_r : 相当弾性係数
$u_{ea}(k)$: $x=k$ における上フランジの塑性化後の横方向の弾性変形
$u_{pa}(k)$: $x=k$ における上フランジの塑性化後の横方向の塑性変形
$\psi EI_{ya} : M_{yfa}(k) / \{u_{ea}(k) / L\}$
$\omega E_{pa} I_{ya} : M_{yfa}(k) / \{u_{pa}(k) / L\}$
E_{pa} : 塑性ヒンジ部の縦弾性係数
E_r : 相当弾性係数, E_t : 接線弾性係数
S : 横曲げ剛性の弾性時の値に対する塑性化後の値の比
$g(x)$: 塑性化後の曲げモーメント及び横変位分布
$\varphi_{ya}(x)$: 上フランジにおける塑性化した断面の横曲げの曲率
p, q : 塑性領域の端部の位置
$p_{na}, p_{nb}, p_{mna}, p_{mnb}, p_{ma}, p_{mb}$: 塑性化後の ω/ψ の値
$o_a, o_b, p_a, p_b, q_a, q_b$: $p_{na}, p_{nb}, p_{mna}, p_{mnb}, p_{ma}, p_{mb}$ を定めるための変数
$r_a, r_b, s_a, s_b, t_a, t_b$: 横曲げ剛性の弾性時の値に対する塑性化後の値の比の候補
γ_i : サンプナン捩れ剛性の弾性時の値に対する塑性化後の値の比
c : フランジの横変位により生ずる $x=0$ の上下フランジの x 方向の変位差
$\theta_{z_buckle}(0)$: フランジの横変位により生ずる $x=0$ の強軸回りの回転角
$\theta_{ze}(0)$: 弾性ひずみによる $x=0$ の強軸回りの回転角
$\theta_{zp}(0)$: 塑性ひずみによる $x=0$ の強軸回りの回転角
ζ : 強軸回りの回転角の補正係数

2.3.2 H形鋼梁の横変位及び捩れ変形の予測式

2.3.2.1 検討対象

Fig. 2.3.1 に示す通り、本論文で検討する H 形鋼梁の強軸回りの曲げモーメント分布は片端曲げとし、弱軸回りの境界条件は、両端ピン支持の場合と、 $x=0$ を固定支持とし、他端をピン支持とした合計 2 種とする。ここで、ピン支持は y 軸回りの回転とそりの拘束がなく、固定支持はそれらを拘束した支持状態とする。また、Table 2.3.2 に示す通り、断面形状及びスパンは、No.1 とした H-200×100×5.5×8 と、その断面からフランジ板厚、梁せい、梁幅をそれぞれ変化させたものと、スパンを 4000mm と 2000mm とした合計 5 種とする。梁幅に対する梁せいの比は、No. 1 が 2, No. 2 が 4, No. 3 が 3 で、合計 3 種類としている。Table 2.3.2 の基準化横座屈細長比 λ_b は、境界条件と曲げモーメント分布を考慮した文献 2.8) による弾性横座屈耐力 M_{cr} を、文献 2.9) の λ_b の算定式における M_e に代入して求めた。また、幅厚比指標 W_F は文献 2.7) によるもので、同文献の λ_b - W_F の関係から得られる座屈形式の分類によれば、本論文で対象とする全ての梁が横座屈のみ発生し、局部座屈との連成座屈は発生しないと考えられ、後述する有限要素を用いた非線形 FEM 解析でも横座屈のみ発生したことを確認している。また、後述する Fig. 2.3.2 の真応力-対数ひずみ関係より、 λ_b - W_F の関係を算定する際の降伏点は、フランジが 295N/mm²、ウェブが 281N/mm² とした。

横座屈した梁には、Fig. 2.3.3 に示す通り、断面は H 形の形状を保ちながら、捩れ回転角と上下フランジの横変位が生ずると仮定する。ここで、 $x=0$ を載荷端とし、位置 x における捩れ回転角を $\phi(x)$ とする。また、横変位について、圧縮フランジを $u_a(x)$ 、引張フランジを $u_b(x)$ 、ウェブ心を $u_c(x)$ とする。さらに、位置 x に発生する圧縮フランジと引張フランジに生ずる横曲げモーメントの和を $M_{yf}(x)$ とする。 h は上下フランジ心位置の相互の距離を示す。ここで、 x 軸及び y 軸回りの回転は時計回りを正、 z 軸回りの回転は反時計回りを正とする。

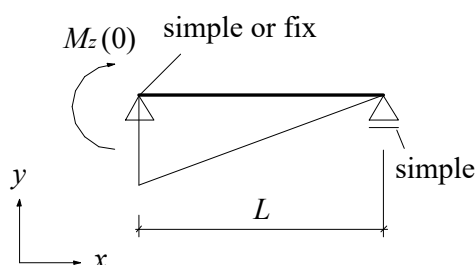


Fig. 2.3.1 Bending moment around strong axis and boundary condition around weak axis

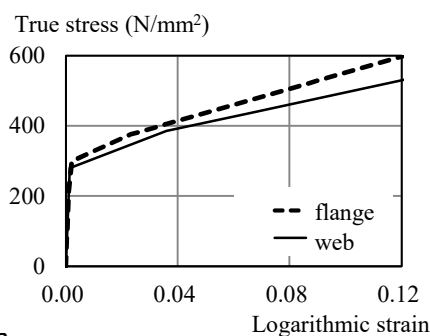


Fig. 2.3.2 Stress and strain relationship

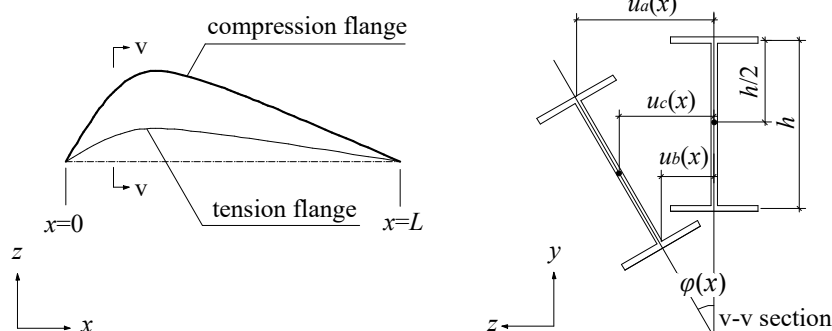


Fig. 2.3.3 Definition of deformation

Table2.3.2 List of analysis objects

No.	Boundary condition	H	B	t_w	t_f	L	λ_b	W_F
1-s	Simple- Simple	200	100	5.5	8	4000	1.07	0.45
2-s		200	50	5.5	8	4000	1.71	0.28
3-s		300	100	8	8	4000	1.26	0.45
4-s		200	100	5.5	12	4000	0.90	0.32
5-s		200	100	5.5	8	2000	0.64	0.44
1-f	Fix-Simple	200	100	5.5	8	4000	0.84	0.45
2-f		200	50	5.5	8	4000	1.40	0.26
3-f		300	100	8	8	4000	0.97	0.44
4-f		200	100	5.5	12	4000	0.72	0.34
5-f		200	100	5.5	8	2000	0.47	0.44

B : Width of the beam flange [mm]

H : Depth of beam cross section [mm]

t_w : Thickness of the beam web [mm]

t_f : Thickness of the beam flange [mm]

L : Beam length [mm]

λ_b : Torsional lateral buckling slenderness

W_F : Plate buckling slenderness

2.3.2.2 H形鋼梁の横座屈前後の挙動

H形鋼梁の横座屈前後の捩れ、横曲げモーメント及び横変位を、有限要素を用いた弾塑性 FEM 解析により考察する。

解析プログラムには ABAQUS2017 を用い、要素は 4 辺形 2 次のシェル要素とし、要素分割はフランジを幅方向に 4 分割、ウェブを梁せい方向に 8 分割、フランジ及びウェブともにスパン方向に 25mm ごとに分割する。ポアソン比は 0.3、応力-ひずみ関係は Fig. 2.3.2 に示す真応力-対数ひずみ関係とし、フランジは 4 つ、ウェブは 3 つの直線により構成する。フランジの直線の傾きは、 $E=205000\text{N/mm}^2$ とし、弾性時で E 、降伏点から塑性ひずみ 0.104% 未満で $0.023E$ 、塑性ひずみ 0.104% 以上 2.18% 未満で $0.017E$ 、塑性ひずみ 2.18% 以上で $0.011E$ とする。降伏条件は von Mises の降伏条件、ひずみ硬化則は等方硬化則とする。初期不整合は、固有値解析における 1 次モードとし、その最大変形量はスパンの 1/1000 とした。

境界条件について、Fig. 2.3.4 に示す通り、弱軸回り及びねじれは、Fig.2.3.1 と同じ条件とする。一方、強軸回りは、 $x=0$ の位置の z 軸回りの回転を拘束し、 $x=L$ の位置に y 軸に沿い正方向に強制変位を与える。この条件では、強軸回りの曲げモーメント分布の形状は Fig. 2.3.1 と同様となり、強軸回りの曲げモーメントの大きさが Fig. 2.3.1 と同じ場合、部材角は Fig. 2.3.1 の $x=0$ における z 軸回りの回転角と同じ値となる。本解析では Fig. 2.3.1 の梁を想定し、 $x=0$ を載荷側又は載荷点と呼び、 $x=L$ の位置の y 方向変位を L で除した値を $\theta_z(0)$ と呼ぶこととする。なお、具体的な節点の拘束方法について、No. 1-s~No. 5-s の場合、 $x=0$ の位置で、上下それぞれのフランジの節点をフランジとウェブの交点位置の節点に設けた参照点にタイ結合し、ウェブ上の節点の x,y,z 方向の並進を拘束する。また、No. 1-f~No. 5-f の場合、 $x=0$ の位置で、フランジ及びウェブ上の節点の x,y,z 方向の並進を拘束する。また、全ての解析モデルにおいて、 $x=L$ の位置で、ウェブ上の全ての節点をウェブ上の梁心位置の節点に設けた参照点にタイ結合し、当該参照点の x 軸回りの回転を拘束し、 y 軸に沿い正方向に強制変位を与える。

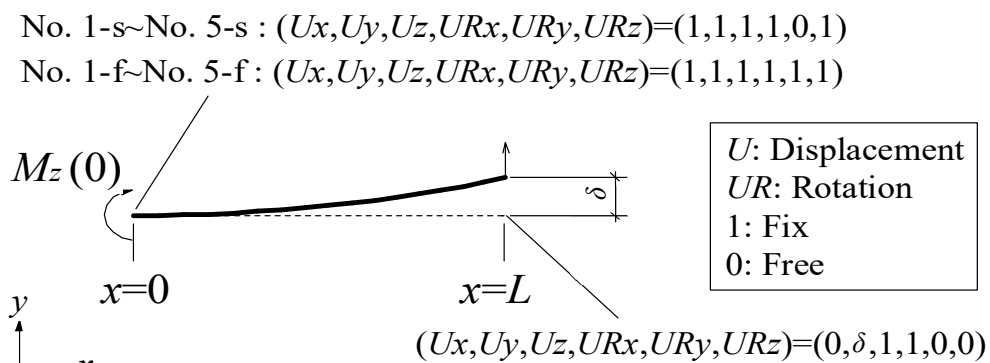


Fig. 2.3.4 boundary condition of FEM

解析により得られた荷重変形関係を Fig. 2.3.5 に実線により示す。Fig. 2.3.5(a)は両端ピン支持，Fig. 2.3.5(b)は载荷側固定－他端ピン支持の結果を示す。縦軸は， $x=0$ における z 軸回りの曲げモーメントを全塑性モーメントにより除した値を示し，横軸は， $\theta_z(0)$ を全塑性モーメントに対応する弾性部材角により除した値を示す。なお，Fig. 2.3.5(a)には，No. 1-s の文献 2.4)による予測結果を点線により示している。Fig. 2.3.5 より，いずれの梁も初期は線形に荷重が増加し，最大耐力を迎えた後，荷重が徐々に低下していることがわかる。最大耐力は，両端ピン支持の場合，No. 1-s から 3-s が全塑性モーメントを下回り，No. 4-s が全塑性モーメントと同程度，5-s が全塑性モーメントを超えた。载荷側固定－他端ピン支持の場合，No.1-f から 3-f が全塑性モーメントを若干超えるか，全塑性モーメント以下，No. 4-f は全塑性モーメントを 1 割程度超え，5-f は全塑性モーメントを 2 割程度超え，十分な塑性変形能力を有した。また，No. 1-s について，FEM 解析結果と文献 2.4)による予測結果が整合していることより，当該 FEM 解析の条件は妥当であると考ええる。

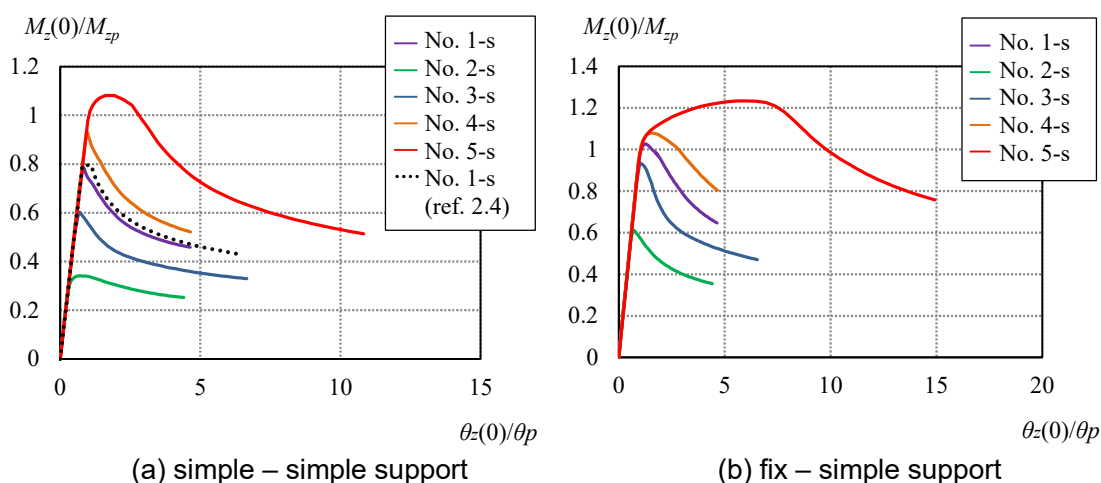


Fig.2.3.5 $M_z(0)$ - $\theta_z(0)$ of FEM analysis results

また、解析により得られた $\varphi(x)$ と x/L の関係を Fig. 2.3.6(a), (b) に、 $M_{yf}(x)$ と x/L の関係を Fig. 2.3.7(a), (b) に、 $u_c(x)$ と x/L の関係を Fig. 2.3.8(a), (b) に示す。Fig. 2.3.6 から 8 に共通して、(a) は両端ピン支持、(b) は載荷側固定－他端ピン支持の結果とし、境界条件ごとに 5 種類の梁の結果を 1 つの図にまとめて示している。図中の灰色の実線は、最大耐力前で梁がほぼ弾性を保っている時点を示し、黒い実線と点線は最大耐力以降で 7 割程度まで耐力低下した時点で、実線が No. 1 から 3 の結果、点線が No. 4, 5 の結果を示す。縦軸の値は、スパン方向各位置における変形 $\varphi(x)$ 、 $u_c(x)$ 及び横曲げモーメント $M_{yf}(x)$ をそれぞれの最大値により除して基準化している。Fig. 2.3.6(b) 及び Fig. 2.3.8(b) の傾斜した破線の定義は後述する。

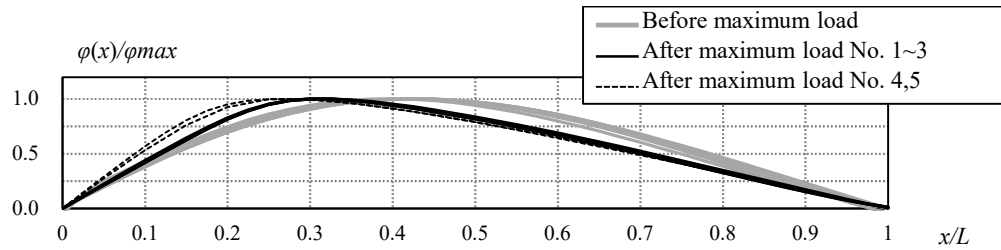
最大耐力前の $\varphi(x)$ の最大振幅位置は、両端ピン支持では Fig. 2.3.6(a) の灰色の実線より $x/L=0.425$ 程度、載荷側固定－他端ピン支持では Fig. 2.3.6(b) の灰色の実線より $x/L=0.5$ 程度であった。

最大耐力後の $\varphi(x)$ の最大振幅位置は、両端ピン支持では Fig. 2.3.6(a) の実線より No. 1-s～3-s が $x/L=0.3$ 程度、Fig. 2.3.6(a) の点線より No. 4-s 及び 5-s が $x/L=0.25$ 程度、載荷側固定－他端ピン支持では Fig. 2.3.6(b) の実線より No. 1-f～3-f が $x/L=0.375$ 程度、Fig. 2.3.6(b) の点線より No. 4-f 及び 5-f が $x/L=0.325$ 程度であった。

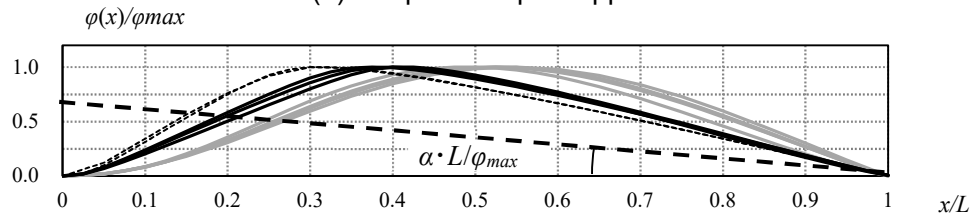
これらから、 $\varphi(x)$ の最大振幅位置には次の(1)から(3)の傾向が読み取れる。

- (1) 最大耐力前と後のそれぞれにおいて、両端ピン支持の方が、載荷側固定－他端ピン支持よりも載荷点に近い。
- (2) それぞれの境界条件において、最大耐力後の方が、最大耐力前よりも載荷点に近い。
- (3) 最大耐力以降はそれぞれの境界条件において、 z 軸回りの最大耐力が全塑性モーメントに対して大きいものほど、載荷点に近い。

以上の傾向は、Fig. 2.3.8 における $u_c(x)$ と x/L の関係にも見られる。さらに、Fig. 2.3.8 の最大耐力後の形状は、最大耐力前よりも直線に近い。(1)の境界条件による差異は、 $\varphi(x)$ が $x/L=0$ でのそり拘束の有無、 $u_c(x)$ が $x/L=0$ でのフランジの横曲げ拘束の有無によるもので、拘束がある場合の拘束位置近傍の y 軸回りの回転が、拘束がない場合に比べて小さい結果と考えている。(2)の最大耐力前後の差異は、圧縮フランジの載荷端近傍位置に、 z 軸回りと y 軸回りの曲げモーメントによる塑性化が生じ、その付近の y 軸回りの曲げ剛性が低下することにより、 y 軸回りの回転が弾性を維持している部分よりも大きくなった結果と考えている。Fig. 2.3.8 において最大耐力後の方が最大耐力前よりも形状が直線に近いのは、塑性化領域に変形が集中し、その他は弾性除荷された結果と考えている。(3)の z 軸回りの最大耐力が大きいものほど、載荷端に近い理由は、 z 軸回りの曲げモーメントが全塑性モーメントに対して大きいものほど、 z 軸回りと y 軸回りの曲げモーメントによる塑性化が載荷端側からより広い範囲で生じ、載荷端近傍の y 軸回りの回転が大きくなった結果と考えている。

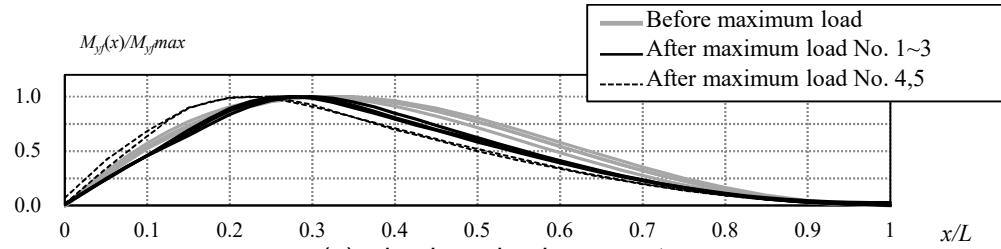


(a) simple – simple support

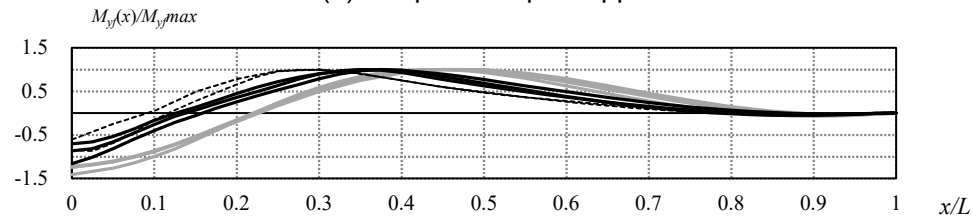


(b) fix – simple support

Fig. 2.3.6 $\phi(x)$ of analysis results

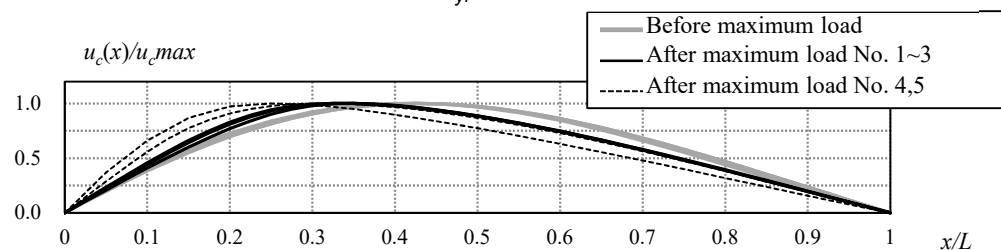


(a) simple – simple support

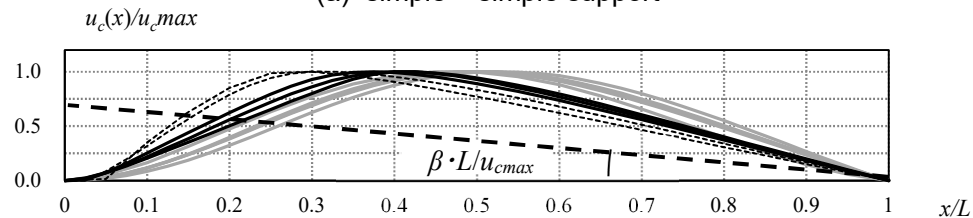


(b) fix – simple support

Fig. 2.3.7 $M_y(x)$ of analysis results



(a) simple – simple support



(b) fix – simple support

Fig. 2.3.8 $u_c(x)$ of analysis results

また, Fig. 2.3.6(a), Fig. 2.3.7(a)及び Fig. 2.3.8(a)に示す通り, 両端ピン支持の場合, 捩れ回転角, 横曲げモーメント, 横変位分布は相互に同様の形状であった。一方, 載荷側固定－他端ピン支持の場合は, Fig. 2.3.6(b)及び Fig. 2.3.8(b)に示す通り, 捩れ回転角と横変位は $x=0$ において0であるのに対して, Fig. 2.3.7(b)に示す通り, 横曲げモーメントは $x=0$ において0ではなく, 捩れ回転角, 横曲げモーメント, 横変位分布は相互に同様の形状になっていない。しかし, 載荷側固定－他端ピン支持は, 次の条件 1, 2 を設けることにより, 捩れ回転角, 横曲げモーメント, 横変位分布が相互に同様の形状と見なすことができる。

・条件 1

x 軸をスパン L に渡り単位長さ当たり角度 α で振り, 位置 $x=L$ を中心に y 軸回りに角度 β だけ回転させる。この座標系による換算値を Fig. 2.3.6(b), Fig. 2.3.8(b)に傾斜した破線により示している。ここでは, 梁長さ方向位置はスパンにより, 捩れ回転角及び横変位は, それらの最大値により基準化されているため, 傾斜した破線の傾きは, α 及び β に L を乗じ, 捩れ回転角及び横変位の最大値により除した値となる。 α 及び β は, Fig. 2.3.6(b), Fig. 2.3.8(b)の曲線上の $x=0$ の点から傾斜した破線に引く垂線の長さ, $x=0$ の点を除く曲線上の点から破線に引く垂線の長さの最大値が等しくなるように設定することとし, 具体的な算出法及びこれらの値は 2.3.2.3 で述べる。

・条件 2

載荷位置の境界条件を固定支持の場合でもピン支持として扱い, この位置に作用する曲げモーメントは, Fig. 2.3.9 に示す通り, 捩れ回転方向に αL , 横方向に $L\sin\beta$ だけ偏心させる。位置 $x=0$ には, 条件 1 により横変位 $L\sin\beta$ と捩れ回転角 αL , 条件 2 により横曲げモーメントとそり振りモーメントが与えられる。

位置 $x=0$ には, 条件 1 により横変位 $L\sin\beta$ と捩れ回転角 αL , 条件 2 により横曲げモーメントとそり振りモーメントが与えられる。

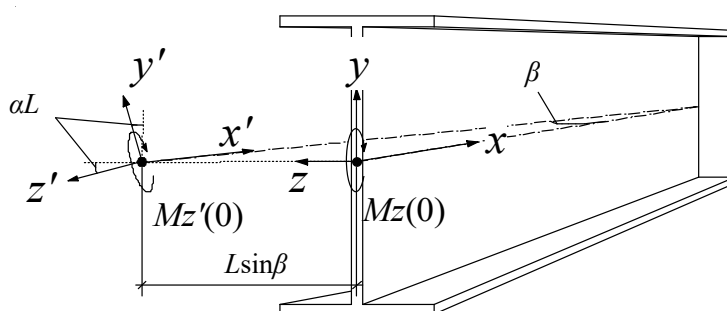


Fig. 2.3.9 Position and direction of $M_z(0)$

2.3.2.3 弾性域の横変位と捩れ変形の予測方法

梁の変形形状と強軸回りの曲げモーメントにより、梁に生ずる横曲げモーメントとそり捩り力が算定できる。本論では、2.3.2.2 の検討より、以下の 5 つの仮定を設け、梁に生ずる横曲げモーメント及びそり捩り力並びに横変位及び捩れ回転角の予測方法を導く。

・仮定 1

梁の変形形状に関する関数 $f(x)$ を仮定する。 $f(x)$ を両端ピン支持の場合は正弦曲線とし、載荷側固定—他端ピン支持の場合は余弦曲線とする。

・仮定 2

梁の捩れ回転角の最大振幅位置を $x=k$ とし、 $\varphi(x)$ を $\varphi(x)=\varphi(k)f(x)$ とする。

・仮定 3

仮定 2 と同様に、梁の横方向変位の最大振幅位置を $x=k$ とし、 $u_c(x)$ を $u_c(x)=u_c(k)f(x)$ とする。

・仮定 4

上下フランジそれぞれの z 方向変位の初期不整を、上フランジが $u_{a0}(k)f(x)$ 、下フランジが $u_{b0}(k)f(x)$ とする。これより、初期不整の捩れ回転角を $\varphi_0(x)$ とおくと、 $\varphi_0(x)=\{u_{a0}(k) - u_{b0}(k)\} / h \cdot f(x)$ と表される。

・仮定 5

上下フランジそれぞれのスパンに対する z 方向変位 $u_a(x)/L$ 、 $u_b(x)/L$ により、上下フランジそれぞれの y 軸回りの曲げモーメント $M_{yfa}(x)$ 、 $M_{yfb}(x)$ を除した値を $K_a(x)$ 、 $K_b(x)$ とする。 $K_a(x)$ 、 $K_b(x)$ は位置 x における上下フランジの z 方向の変位と y 軸回りの曲げモーメントを関係づける変数であり、後述の力と変形の関係式に用いられる。なお、後述の関係式においては、2.3.2.2 に示す通り、載荷側固定—他端ピン支持の場合、捩れ回転角、横変位及びそれらの初期不整の座標系は α 、 β 回転し、載荷側の境界条件をピン支持とし、捩れ回転方向に αL 、横方向に $L \sin \beta$ だけ偏心した曲げモーメントが作用すると見なす。

以上 5 つの仮定より、 $M_z(0)$ と $\varphi(k)$ 及び $u_c(k)$ と $\varphi(k)$ の関係を求める。

まず、上下フランジの y 軸回りの断面 2 次モーメントが等しいとすると、 $K_a(x)$ 、 $K_b(x)$ は次式で表される。

$$K_a(x) = \frac{M_{yfa}(x)}{u_a(x)/L} = -\frac{1}{2}EI_y \frac{f''(x)}{f(x)/L}, \quad K_b(x) = \frac{M_{yfb}(x)}{u_b(x)/L} = -\frac{1}{2}EI_y \frac{f''(x)}{f(x)/L} \text{ より,}$$

$$f(x) = \sin \frac{\pi}{vL} x \text{ の場合,}$$

$$K_a(x) = K_b(x) = \frac{1}{2}EI_y L \left(\frac{\pi}{vL} \right)^2 = K \quad (2.3.2.3.1)$$

$$f(x) = -\cos \frac{\pi}{wL} x \text{ の場合,}$$

$$K_a(x) = K_b(x) = \frac{1}{2}EI_y L \left(\frac{\pi}{wL} \right)^2 = K \quad (2.3.2.3.2)$$

ここで、 I_y を梁の y 軸回りの断面 2 次モーメント、 $f''(x)$ を $f(x)$ の 2 階導関数、 v 、 w を座屈長さ係数とする。 $f(x)$ を正弦又は余弦曲線と仮定したため、微分の性質により、 $K_a(x)$ 、 $K_b(x)$ はスパン方向

位置で変化しない定数 K となる。

次に、強軸回りと弱軸回りの曲げに関する関係式は次式のように表せる。

$$M_z(x)\varphi(x)=M_y(x) \quad (2.3.2.3.3)$$

これより、

$$\begin{aligned} \varphi(x) &= \frac{\frac{K}{L} \left[\left\{ u_c(k) + \frac{h\varphi(x)}{2} - u_{a0}(k) \right\} + \left\{ u_c(k) - \frac{h\varphi(k)}{2} - u_{b0}(k) \right\} \right] f(x)}{M_z(x)} \\ &= \frac{K \{ 2u_c(k) - u_{a0}(k) - u_{b0}(k) \}}{LM_z(x)} f(x) \end{aligned} \quad (2.3.2.3.4)$$

また、 $x=0$ から $x=k$ の区間におけるそり振り力 $T_x(x)$ は、上下フランジに生ずる z 軸方向のせん断力の差に、梁せいの半分を乗ずることにより得られ、次式のように表せる。

$$\begin{aligned} T_x(x) &= -\frac{h}{2} \frac{d}{dx} \left\{ \frac{K}{L} \left\{ u_c(k) + \frac{h\varphi(k)}{2} - u_{a0}(k) \right\} - \frac{K}{L} \left\{ u_c(k) - \frac{h\varphi(k)}{2} - u_{b0}(k) \right\} \right\} f(x) \\ &= -\frac{hK}{2L} \{ h\varphi(k) - u_{a0}(k) + u_{b0}(k) \} f'(x) \end{aligned} \quad (2.3.2.3.5)$$

ここで、 $f'(x)$ は梁の変形形状に関する関数 $f(x)$ の導関数である。

捩れに関する釣合方程式は、初期不整 $\varphi_0(x)$ を考え、次式で表される。

$$-T_x(x) + GJ_T \frac{d}{dx} \{ \varphi(x) - \varphi_0(x) \} = M_z(x) \frac{du_c(x)}{dx} \quad (2.3.2.3.6)$$

ここで、 G はせん断弾性係数、 J_T はサンブナン捩り定数である。

一端曲げであるので、 $M_z(x) = M_z(0)(L-x)/L$ とし、式(2.3.2.3.4)及び(2.3.2.3.5)を(2.3.2.3.6)に代入し、 $x=0$ から $x=k$ まで x について積分すると、

$$\begin{aligned} u_c(k) &= \left[\frac{hK}{2L} \left\{ \frac{hK(2u_c(k) - u_{a0}(k) - u_{b0}(k))}{M_z(k)} - u_{a0}(k) + u_{b0}(k) \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{GJ_T K}{LM_z(k)} \{ 2u_c(k) - u_{a0}(k) - u_{b0}(k) \} - GJ_T \frac{u_{a0}(k) - u_{b0}(k)}{h} \right] \cdot \frac{L}{M_z(0)} \int_0^k \frac{f'(x)}{(L-x)} dx \end{aligned} \quad (2.3.2.3.7)$$

$u_c(k)$ について整理すると、

$$\begin{aligned} u_c(k) &= -K \left\{ \frac{M_z(0)^2}{C_1^2} - 2K \left(\frac{Kh^2}{2L} + GJ_T \right) \right\}^{-1} \\ &\quad \cdot \left[\left(\frac{h}{2} + \frac{LGJ_T}{Kh} \right) \frac{(L-k)}{L} \{ u_{a0}(k) - u_{b0}(k) \} M_z(0) + \left(\frac{Kh^2}{2L} + GJ_T \right) \{ u_{a0}(k) + u_{b0}(k) \} \right] \end{aligned} \quad (2.3.2.3.8)$$

ただし、 C_1 は次式である。

$$C_1 = \sqrt{\frac{L}{L-k} \int_0^k \frac{L}{(L-x)} f'(x) dx} \quad (2.3.2.3.9)$$

ここで、初期不整 $u_{a0}(k), u_{b0}(k)$ が0の場合に、 $u_c(k)$ が0にならない $M_z(0)$ は、弾性座屈荷重 $M_{ze}(0)$ である。 $M_{ze}(0)$ は、式(2.3.2.3.8)の分母が0になる条件より、式(2.3.2.3.10)の通りに表される。

$$M_{ze}(0)=C_1 \sqrt{\left(2GJ_T \frac{K}{L} + \left(h \frac{K}{L}\right)^2\right)} \quad (2.3.2.3.10)$$

両端ピン支持の場合、式(2.3.2.3.1)を式(2.3.2.3.10)に、載荷側固定－他端ピン支持の場合は、式(2.3.2.3.2)を式(2.3.2.3.10)に代入することにより、 $M_{ze}(0)$ が次式のように表される。

両端ピン支持の場合

$$M_{ze}(0)=C_1 \sqrt{EI_y \left(\frac{\pi}{vL}\right)^2 \left\{EC_w \left(\frac{\pi}{vL}\right)^2 + GJ_T\right\}} \quad (2.3.2.3.11)$$

載荷側固定－他端ピン支持の場合

$$M_{ze}(0)=C_1 \sqrt{EI_y \left(\frac{\pi}{wL}\right)^2 \left\{EC_w \left(\frac{\pi}{wL}\right)^2 + GJ_T\right\}} \quad (2.3.2.3.12)$$

式(2.3.2.3.8)より、 $M_z(0)=0$ の時、 $u_c(k)$ は次式の通り初期不整となることが確認できる。

$$u_c(k) = \frac{u_{a0}(k) + u_{b0}(k)}{2} \quad (2.3.2.3.13)$$

また、 $M_z(0)=M_{ze}(0)$ の時、 $u_c(k)$ は無限大となる。

$$u_c(k) = \infty \quad (2.3.2.3.14)$$

$u_c(k)$ を式(2.3.2.3.4)に代入することにより $\varphi(k)$ が得られる。さらに、 $u_c(k)$ 及び $\varphi(k)$ より上下フランジの横変位 $u_a(k), u_b(k)$ は、次式により求まることから、

$$u_a(k) = u_c(k) + \frac{h}{2} \varphi(k) \quad (2.3.2.3.15)$$

$$u_b(k) = u_c(k) - \frac{h}{2} \varphi(k) \quad (2.3.2.3.16)$$

両端ピン支持の場合は、これに K/L を乗ずると、上下フランジに生ずる y 軸回りの曲げモーメントが求まる。

$$M_{yfa}(k) = \frac{K}{L} u_a(x) = \frac{K}{L} \left\{ u_c(k) + \frac{h}{2} \varphi(k) \right\} \quad (2.3.2.3.17)$$

$$M_{yfb}(k) = \frac{K}{L} u_b(x) = \frac{K}{L} \left\{ u_c(k) - \frac{h}{2} \varphi(k) \right\} \quad (2.3.2.3.18)$$

載荷側固定－他端ピン支持の場合は、仮定 5 の通り、式(2.3.2.3.8)による横変位及びそれを式(2.3.2.3.4)に代入して得られる捩れ回転角の座標系は、2.3.2.2 の条件により、元の座標系に対して β 及び α だけ回転している。この座標系の横変位と捩れ回転角を $u_c(k)', \varphi(k)'$ とし、元の座標系の横変位 $u_c(k)$ と捩れ回転角 $\varphi(k)$ を表現すれば、 $u_c(k), \varphi(k)$ は次式となる。

$$\varphi(k) = (L - k) \sin \alpha + \varphi(k)' \cos \alpha \quad (2.3.2.3.19)$$

$$u_c(k) = (L - k) \sin \beta + u_c(k)' \cos \beta \quad (2.3.2.3.20)$$

α 及び β は十分小さい値と考えられるため、以下の近似が成り立つ。

$$\sin\alpha = \frac{\varphi(k)'}{L} \quad (2.3.2.3.21),$$

$$\sin\beta = \frac{u_c(k)'}{L} \quad (2.3.2.3.22)$$

$$\cos\alpha = 1 \quad (2.3.2.3.23),$$

$$\cos\beta = 1 \quad (2.3.2.3.24)$$

これらを、式(2.3.2.3.19), (2.3.2.3.20)に代入すると次式となる。

$$\varphi(k) = \frac{2L-k}{L} \varphi(k)' \quad (2.3.2.3.25),$$

$$u_c(k) = \frac{2L-k}{L} u_c(k)' \quad (2.3.2.3.26)$$

本論では、 k を、2.3.2.2 により考察した最大耐力前の最大振幅位置とする。また、座屈長さ係数は、文献(2.10)を参考に Fig. 2.3.10 に示す 2.3.2.2 の FEM 解析による圧縮フランジの y 軸回りの曲げモーメントが 0 となる位置の相互の距離とする。この距離は、Fig. 2.3.10 に示す通り境界条件ごとに同程度であった。 C_1 は、式(2.3.2.3.9)より求める。以上より、両端ピン支持の場合、 $k=0.425L$ 、 $\nu=0.85$ 、 $C_1=1.45$ 、載荷側固定－他端ピン支持の場合、 $k=0.5L$ 、 $\nu=0.6$ 、 $C_1=1.89$ となる。

Fig. 2.3.11 に、No. 1-s 及び No. 2-f の上下フランジにおける横曲げモーメントと横変位の関係について、FEM 解析結果と、式(2.3.2.3.1), (2.3.2.3.2)のフランジの横曲げ剛性による予測結果を示す。なお、Fig. 2.3.11(a),(b)共に、2.3.2.2 の条件 1 による座標系の回転を与える前の座標系で表している。Fig. 2.3.11 より、式(2.3.2.3.1), (2.3.2.3.2)による横曲げ剛性は、FEM 解析結果の初期剛性を精度良く予測できているが、横曲げモーメントの上昇に伴い、FEM 解析結果の横曲げ剛性は、式(2.3.2.3.1), (2.3.2.3.2)よりも低い値となる。これは、横曲げモーメントと強軸回りの曲げモーメントにより、フランジが塑性化した結果と考えている。

また、Fig. 12 に、梁の強軸回りの曲げモーメントと捩れ回転角の関係及びウェブ心位置の横変位と捩れ回転角の関係について、2.3.2.2 の FEM 解析結果と、式(2.3.2.3.4), (2.3.2.3.8)による予測結果を示す。なお、Fig. 2.3.11(a),(b)共に、2.3.2.2 の条件 1 による座標系の回転を与える前の座標系で表している。また、Fig. 2.3.12 には、FEM 解析における最も低次のモードの固有値を同時に示している。Fig. 2.3.12 より予測結果の $M_z(0)$ は、 $\varphi(k)$ が増大するにつれ、固有値に漸近することがわかる。一方、FEM 解析結果を見ると、 $M_z(0)$ は固有値に漸近する途中で低下する。これは、前述した Fig. 2.3.11 におけるフランジの横曲げ剛性の低下が影響した結果と考えている。Fig. 2.3.12 に示す通り、提案方法は、FEM 解析の $M_z(0)$ が低下するまでは、 $\varphi(k)$ と $u_c(k)$ を精度良く予測出来ている。

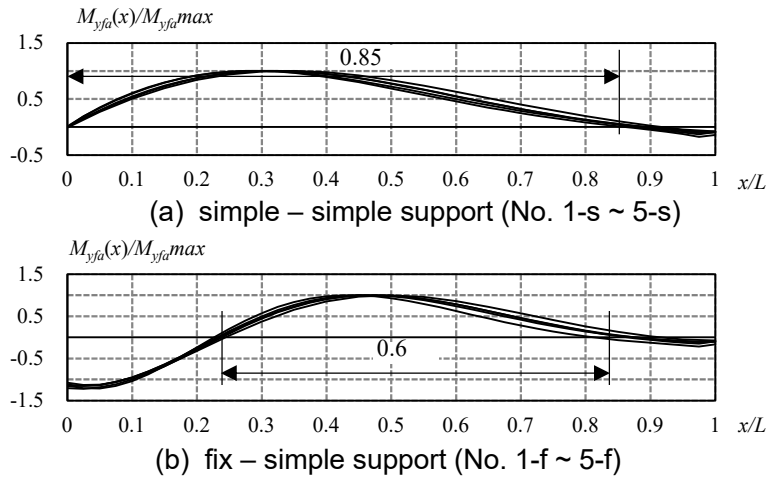


Fig. 2.3.10 $M_{yfa}(x)$ of FEM analysis results

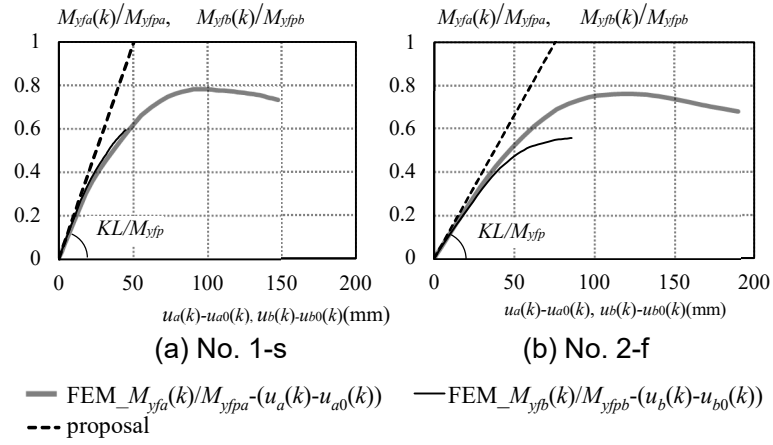


Fig. 2.3.11 $M_{yfa}(k) - (u_a(k) - u_{a0}(k))$ and $M_{yfb}(k) - (u_b(k) - u_{b0}(k))$

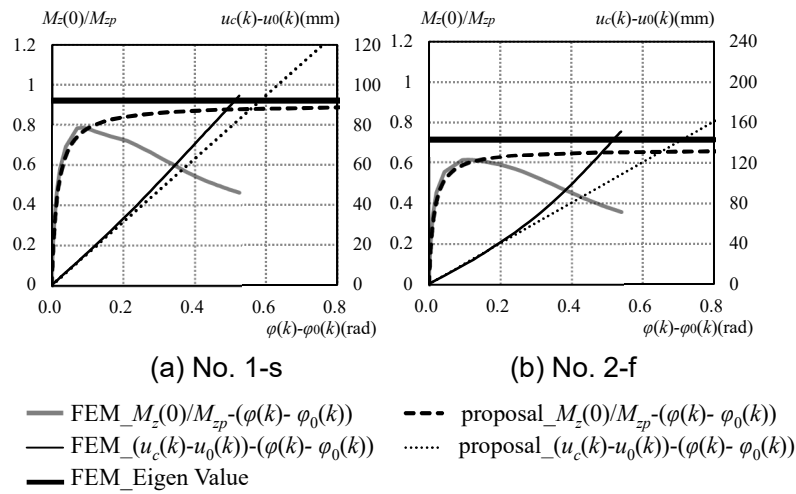


Fig. 2.3.12 $M_z(0) - (\phi(k) - \phi_0(k))$ and $(u_c(k) - u_0(k)) - (\phi(k) - \phi_0(k))$

2.3.2.4 弾塑性域の横変位と振れの予測方法の導出

本論では、2.3.2.2 の Fig. 2.3.6 及び 8 の考察より、塑性変形は両端ピン支持の場合 $x=k$ に、载荷側固定－他端ピン支持の場合 $x=0$ 及び $x=k$ に集中すると仮定し、この位置の K 及び GJ_T が変化すると扱う。 $x=k$ における上下フランジの横曲げ剛性が Fig. 2.3.13 の通り段階的に低下し、振れ剛性も同様に低下すると仮定し、低下後の剛性を式(2.3.2.3.4) ,(2.3.2.3.8)における K 及び GJ_T に代入した式(2.3.2.4.1) ,(2.3.2.4.2)により、弾塑性域の横変位 $u_{ci+1}(k)$ 及び振れ変形 $\varphi_{i+1}(k)$ が得られるとする。ここで、Fig. 2.3.13 の縦軸は上下フランジそれぞれの横曲げモーメント、横軸は式(2.3.2.4.1)及び(2.3.2.4.2)による $u_c(k)$ 及び $\varphi(k)$ を式(2.3.2.3.15)及び(2.3.2.3.16)に代入することにより得られる上下フランジそれぞれの横変位を示す。また、段階的に低下する横曲げ剛性の順番を i とし、上下フランジの内、少なくとも一方のフランジの横曲げ剛性が低下する時、上下フランジ両方の横曲げ剛性の順番 i を 1 つ大きくする。なお、同じ順番において、圧縮側である上フランジは引張側である下フランジに比べて横曲げモーメントが大きい。上フランジは下フランジよりも小さい順番で塑性化すると考えられるため、Fig. 2.3.13(a)は $i=1,2$ で折れ曲がり、Fig. 2.3.13 (b)は $i>2$ で折れ曲がる図としている。

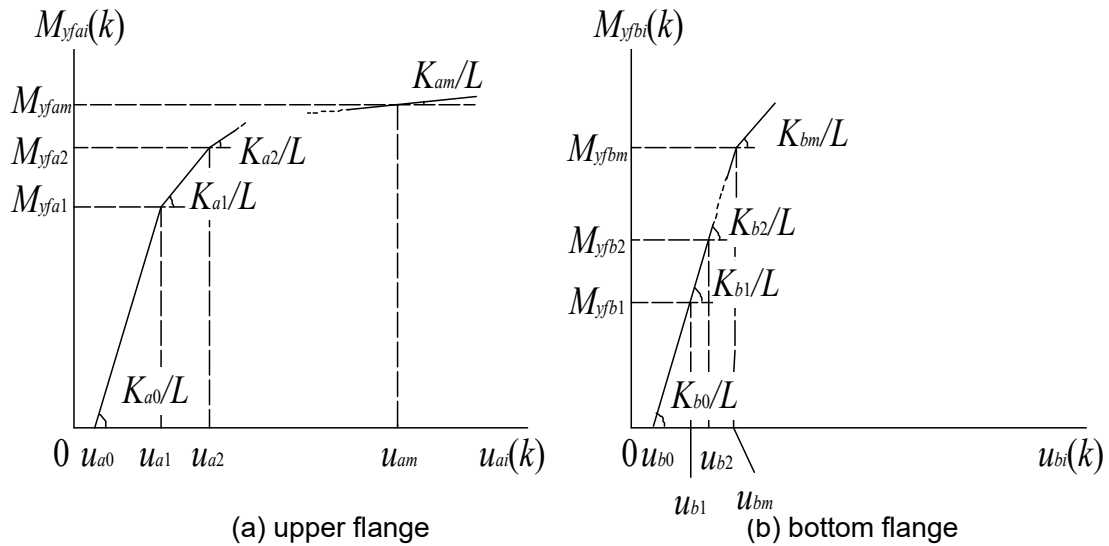


Fig. 2.3.13 Stiffness under plastic condition

i 番目の上下フランジそれぞれの横曲げ剛性を $K_{ai}/L, K_{bi}/L$ とし、それら i 番目の横曲げ剛性の開始時点における上下フランジそれぞれの横曲げモーメントを M_{yfi}, M_{yfb} 、横変位を u_{ai}, u_{bi} とする。

$$u_{ci+1}(k) = \left[\left\{ \frac{2M_{zi+1}(0)L}{C_1^2(L-k)} - \frac{h}{L}(K_{ai}-K_{bi}) \right\} \{2(L-k)M_{zi+1}(0)-h(K_{ai}-K_{bi})\} - (K_{ai}+K_{bi}) \left\{ \frac{h^2}{L}(K_{ai}+K_{bi})+4GJ_{Ti} \right\} \right]^{-1} \\ \left[h \left\{ M_{wi} - \frac{1}{L}(K_{ai}u_{ai}-K_{bi}u_{bi}) \right\} \{2(L-k)M_{zi+1}(0)-h(K_{ai}-K_{bi})\} + L \left\{ M_{li} - \frac{1}{L}(K_{ai}u_{ai}+K_{bi}u_{bi}) \right\} \right. \\ \left. \left\{ \frac{h^2}{L}(K_{ai}+K_{bi})+4GJ_{Ti} \right\} + 2T_s \{2(L-k)M_{zi+1}(0)-h(K_{ai}-K_{bi})\} \right] \quad (2.3.2.4.1)$$

$$\varphi_{i+1}(k) = \frac{\left\{ M_{li} - \frac{1}{L}(K_{ai}u_{ai}+K_{bi}u_{bi}) \right\} + u_{ci+1}(k)(K_{ai}+K_{bi})}{(L-k)M_{zi+1}(0) - \frac{h}{2}(K_{ai}-K_{bi})} \quad (2.3.2.4.2)$$

ただし、

$$M_{wi} = [K_{a0}(u_{a1}-u_{a0}) + K_{a1}(u_{a2}-u_{a1}) + \dots + K_{ai-1}(u_{ai}-u_{ai-1}) \\ - \{K_{b0}(u_{b1}-u_{b0}) + K_{b1}(u_{b2}-u_{b1}) + \dots + K_{bi-1}(u_{bi}-u_{bi-1})\}] \frac{1}{L} \quad (2.3.2.4.3)$$

$$M_{li} = [K_{a0}(u_{a1}-u_{a0}) + K_{a1}(u_{a2}-u_{a1}) + \dots + K_{ai-1}(u_{ai}-u_{ai-1}) \\ + \{K_{b0}(u_{b1}-u_{b0}) + K_{b1}(u_{b2}-u_{b1}) + \dots + K_{bi-1}(u_{bi}-u_{bi-1})\}] \frac{1}{L} \quad (2.3.2.4.4)$$

$$T_{si} = GJ_{T0}(\varphi_1-\varphi_0) + GJ_{T1}(\varphi_2-\varphi_1) + \dots + GJ_{Ti-1}(\varphi_i-\varphi_{i-1}) - GJ_{Ti}\varphi_i \quad (2.3.2.4.5)$$

K_{a0}, K_{b0} : 式(2.3.2.3.1)及び式(2.3.2.3.2)の K_a 及び K_b

GJ_{T0} : 式(2.3.2.3.6)の GJ_T

なお、 M_{wi} 、 M_{li} は、 i 番目の横曲げ剛性の開始時点において、位置 $x=k$ に生ずるそり振りモーメントと横曲げモーメントである。

横変位及び捩れ回転角の予測方法は、強軸回りの曲げモーメントを徐々に増加させ、増加の度に式(2.3.2.4.1),(2.3.2.4.2)によりウェブ心位置の横変位及び捩れ回転角を求め、これらからフランジに生ずる横曲げモーメントを求める。そして、強軸回りの曲げモーメントと横曲げモーメントの大きさに応じた横曲げ及びサンプナン捩れ剛性を求め、これら剛性を次の強軸回りの曲げモーメント増加時の横曲げ及びサンプナン捩れ剛性として式(2.3.2.4.1),(2.3.2.4.2)により横変位及び捩れ回転角を求める。強軸回りの曲げモーメントが、式(2.3.2.4.1)の分母が 0 となる強軸回りの曲げモーメントを超える場合、強軸回りの曲げモーメントを徐々に低下させ、横変位、捩れ回転角、応力及び応力状態に応じた横曲げ及びサンプナン捩れ剛性を求め、これら剛性を次の強軸回りの曲げモーメント低下時の横曲げ及びサンプナン捩れ剛性として式(2.3.2.4.1),(2.3.2.4.2)により横変位及び捩れ回転角を求める。

以上の予測方法には、塑性化後の最大振幅位置 k 、横曲げ剛性 K_{ai}, K_{bi} 及びサンプナン捩れ剛性 GJ_{Ti} の値が必要となる。本論では、これらを次の通り定める。なお、 C_1 、 K_{a0} 及び K_{b0} は前述の弾性時の値とする。

2.3.2.4.1 最大振幅位置 k

最大振幅位置 k は、両端ピン支持の場合は $k=0.3L$ ，载荷側固定－他端ピン支持の場合は $k=0.375L$ とする。これらの数値を得た理由は、以下の通りである。

2.3.2.2 で述べた通り，最大振幅位置 k の値は最大耐力前後で変化する。さらに，最大耐力以降は，最大耐力が M_{zp} に対して大きいものほど， k の値は载荷点に近い傾向があった。 k の値に誤差がある場合，最大振幅位置の変形や捩れ応力を若干小さく予測する可能性がある。しかし， k を最大耐力の関数と仮定する場合，最大耐力を予測する際に， k の値を仮定して最大耐力を計算し，その k の値と最大耐力が，あらかじめ定めた k と最大耐力の関係と整合する必要がある，整合しない場合は，整合するまで最大耐力を再計算する必要がある。そこで，本論では k の値を，2.3.2.2 で述べた様々な梁の最大耐力前後の平均的な値とし，境界条件ごとに 1 つの値とする。なお， k の値の誤差が荷重変形関係に与える影響は，2.3.3 項で述べる補正係数 ζ により考慮する。

2.3.2.4.2 横曲げ剛性 K_{ai} 及び K_{bi}

横座屈する H 形鋼梁には，強軸回りの曲げモーメントと横曲げモーメントが同時に作用する。フランジの厚さを無視すれば，フランジには軸力と横曲げモーメントが同時に作用し，それらの複合応力により，フランジ断面に塑性化が生じる。上フランジについて，Fig. 2.3.14 に示す通り，フランジの $x=k$ の位置に塑性ヒンジがあり，塑性化後のフランジの横曲げ変形は，弾性変形 $u_{ea}(k)$ と塑性ヒンジの回転による変形 $u_{pa}(k)$ の合計とする。そして，塑性化後の横曲げ剛性は，弾性剛性と塑性ヒンジの横曲げ剛性を直列に合成した値とする。

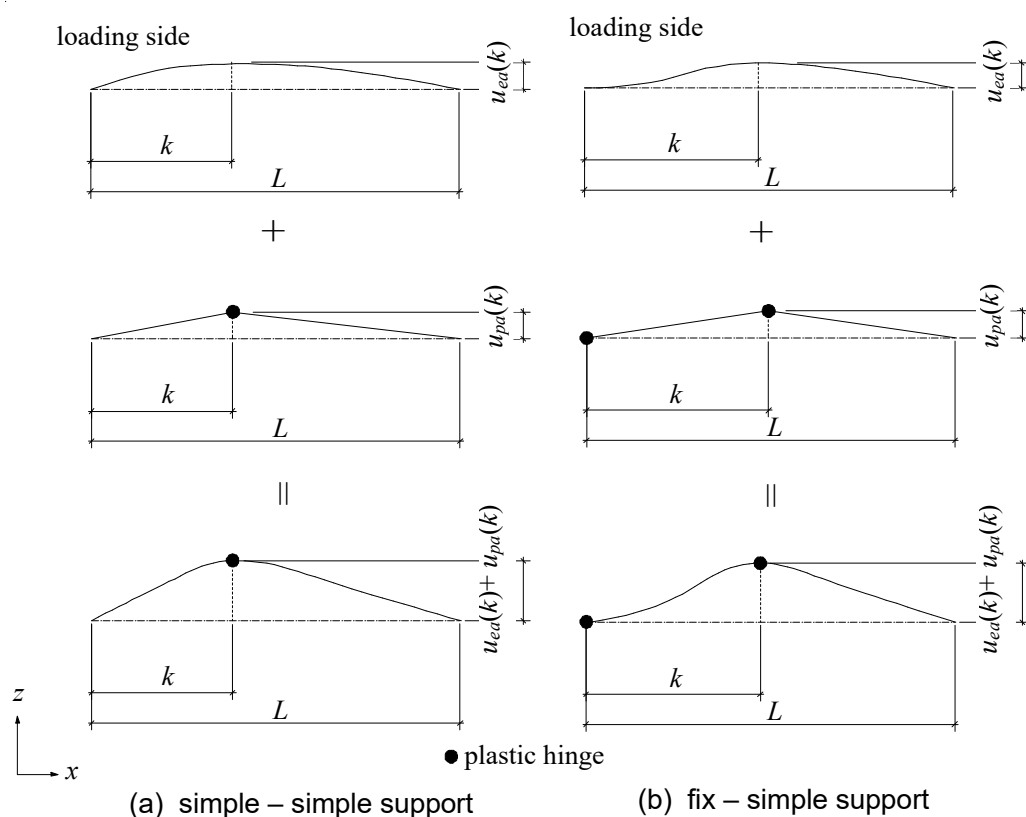


Fig. 2.3.14 Lateral deformation model

Fig. 2.3.14 の位置 $x=k$ における上フランジに発生する横曲げモーメント $M_{yfa}(k)$ を $u_{ea}(k)/L$ により除した値を弾性剛性と呼び、 ψEI_{ya} とする。 ψ はスパン L 及び $M_{yfa}(x)$ の形状により定まる係数とし、 I_{ya} は上フランジの断面 2 次モーメントとする。また、 $M_{yfa}(k)$ を $u_{pa}(k)/L$ により除した値を塑性ヒンジの横曲げ剛性と呼び、 $\omega E_{pa} I_{ya}$ とする。 ω はスパン L 、 $M_{yfa}(x)$ の形状及び塑性化領域の大きさと位置により定まる係数とする。 E_{pa} は塑性ヒンジ部の縦弾性係数とする。弾性剛性 ψEI_{ya} と塑性ヒンジの横曲げ剛性 $\omega E_{pa} I_{ya}$ を直列合成した値を、弾性剛性 ψEI_{ya} により除した値を S とすると、剛性に関して次の等式が成立する。

$$\frac{1}{S\psi EI_{ya}} = \frac{1}{\psi EI_{ya}} + \frac{1}{\omega E_{pa} I_{ya}} \quad (2.3.2.4.6)$$

これより、 S は次式となる。

$$S = \frac{\frac{\omega}{\psi} E_{pa}}{E + \frac{\omega}{\psi} E_{pa}} \quad (2.3.2.4.7)$$

塑性化後の横曲げ剛性は、弾性剛性に S を乗ずることにより得られる。 S を求めるためには、 E_{pa} 及び ω/ψ の値を定める必要がある。

まず、 E_{pa} の値をフランジの応力状態から定める。フランジに働く圧縮力が比較的大きい場合は、フランジの横曲げ変形の増加に伴い、横曲げ変形を受ける断面の引張側は弾性除荷され、圧縮側は圧縮方向の塑性ひずみが増加する。この場合の横曲げ剛性は、文献 2.11) より、式(2.3.2.4.8)による相当弾性係数 E_r と断面 2 次モーメントの積となる。一方、横曲げモーメントが比較的大きい場合は、梁の横曲げ変形により、引張側は引張方向の塑性ひずみが増加し、圧縮側でも圧縮方向に塑性ひずみが増加する。この場合の横曲げ剛性は、接線弾性係数 E_t と断面 2 次モーメントの積となる。これより、強軸回りの曲げモーメントが強軸回りの全塑性耐力に達する場合又は強軸回りの曲げモーメントと横曲げモーメントの組み合わせにより全塑性状態となる場合は E_{pa} を E_r とし、横曲げモーメントが横曲げの全塑性耐力に達する場合は E_{pa} を E_t とする。

$$E_r = \frac{4EE_t}{(\sqrt{E} + \sqrt{E_t})^2} \quad (2.3.2.4.8)$$

ψ は式(2.3.2.3.1)及び式(2.3.2.3.2)の EI_y を除く部分であり、 L に反比例する。 ω は塑性化後の横曲げモーメント分布を仮定し考察する。まず、塑性化後の横曲げモーメント及び横変位分布 $g(x)$ を次式とする。

両端ピン支持の場合

$$g(x) = \sin \frac{\pi}{2k} x \quad (2.3.2.4.9)$$

載荷側固定－他端ピン支持の場合

$$g(x) = \cos \frac{\pi}{k} x \quad (2.3.2.4.10)$$

これより、両端ピン支持の場合の上フランジにおける塑性化した断面の曲率は、式(2.3.2.4.11)となる。

$$\phi_{ya}(x) = \left[\frac{M_{yfa}(k)}{M_{yfa}} \sin \frac{\pi}{2k} x + \left\{ \frac{M_z(0)L-x}{M_{zp}} \frac{L-x}{L} \right\}^2 - 1 \right] \cdot \frac{M_{yfa}}{E_{pa}I_{ya}} \quad (2.3.2.4.11)$$

Fig. 2.3.15に示す通り、スパン方向における塑性化領域は、両端ピン支持の場合、最大振幅位置にあり、その载荷側の端部の位置を $x=p$ とする。载荷側固定－他端ピン支持の場合は、 $x=0$ から $x=q$ までの範囲及び最大振幅位置に存在し、この最大振幅位置の塑性化領域の载荷側端部の位置を $x=p$ とする。位置 $x=k$ における塑性変形量を $u_{pa}(k)$ として、その値は仮想仕事法により両端ピン支持の場合、式(2.3.2.4.12)で表される。

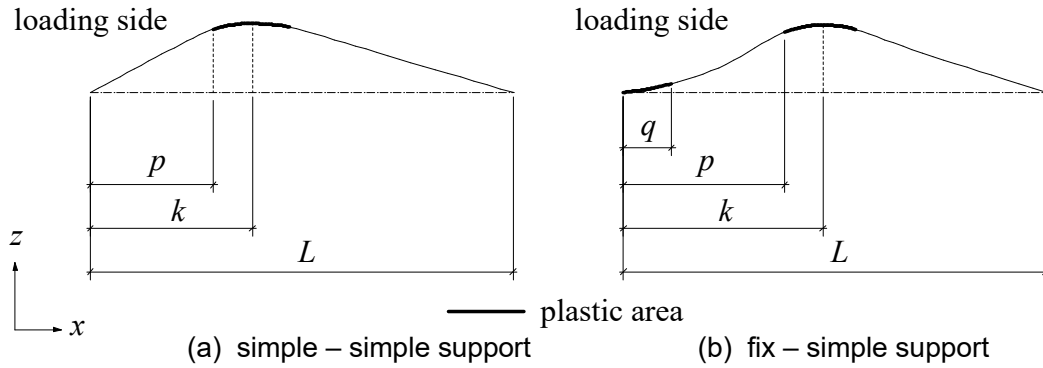


Fig. 2.3.15 Plastic area

$$\begin{aligned} u_{pa}(k) &= \int_p^k \left[\frac{M_{yfa}(k)}{M_{yfa}} \sin \frac{\pi}{2k} x + \left\{ \frac{M_z(0)L-x}{M_{zp}} \frac{L-x}{L} \right\}^2 - 1 \right] \cdot x \frac{M_{yfa}}{E_{pa}I_{ya}} \\ &= \left[\frac{M_{yfa}(k)}{M_{yfa}} \left\{ 4 \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \left(\frac{k}{L} \right)^2 \left(1 - \sin \frac{\pi p}{2k} \right) + 2 \left(\frac{L}{\pi} \right) \left(\frac{k}{L} \right) \left(\frac{p}{L} \cos \frac{\pi p}{2k} \right) \right\} \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \frac{M_z(0)}{M_{zp}} \right\}^2 \left[\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k}{L} \right)^2 - \left(\frac{p}{L} \right)^2 \right\} - \frac{1}{3} \left\{ \left(\frac{k}{L} \right)^3 - \left(\frac{p}{L} \right)^3 \right\} + \frac{1}{4} \left\{ \left(\frac{k}{L} \right)^4 - \left(\frac{p}{L} \right)^4 \right\} \right] - \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k}{L} \right)^2 - \left(\frac{p}{L} \right)^2 \right\} \right] L^2 \frac{M_{yfa}}{E_{pa}I_{ya}} \end{aligned} \quad (2.3.2.4.12)$$

ω は、式(2.3.2.4.12)による $u_{pa}(k)$ の逆数に $M_{yfa}(k)$ を乗じたものから $LE_{pa}I_{ya}$ を除いた式で表され、 k/L , p/L , p/k は L の大きさにより変化しない値であるため、 ω も ψ 同様に L に反比例する。ただし、最大耐力が大きい場合は、強軸回りの曲げモーメントにより、最大振幅位置に加えて、载荷端近傍にも塑性化領域がある。この場合も、最大振幅位置のみに塑性化領域がある場合と同様の考え方により、 ω は L に反比例する。以上より、式(2.3.2.4.7)における ω/ψ は、スパン L の大きさによらない係数となる。载荷側固定－他端ピン支持の場合も、両端ピン支持と同じ考え方により、 ω/ψ はスパン L の大きさによらない係数となる。

次に、 ω の大きさは、塑性化領域の大きさにより変化し、塑性化領域の大きさは梁スパン方向におけるフランジに働く軸力と横曲げモーメントの大きさにより変化する。そのため、 ω/ψ もフランジに働く軸力と横曲げモーメントの大きさにより変化する。そこで、両端ピン支持の場合は、最大振幅位置 $x=k$ における塑性化が横曲げ剛性に大きく影響を与えると考え、 $x=k$ における強軸回りと横曲げモーメントにより塑性化する場合の ω/ψ の値を p_{mn} 、 $x=k$ における横曲げモーメントに

より塑性化する場合の ω/ψ の値を p_m とする。また、最大耐力が大きい場合は、荷重位置 $x=0$ における塑性化が横曲げ剛性に影響を与えると考え、 $x=0$ における強軸回りの曲げモーメントにより塑性化する場合の ω/ψ の値を p_n とし、解析結果と整合するように p_n 、 p_{mn} 及び p_m の値を定める。荷重側固定－他端ピン支持の場合は、 $x=0$ 及び $x=k$ の塑性化が横曲げ剛性に大きく影響を与え、特に $x=0$ が $x=k$ よりも先に塑性化することを考え、荷重位置 $x=0$ における曲げモーメントに対して p_n 、 p_{mn} を定め、 p_m のみ荷重位置 $x=k$ の曲げモーメントに対して定める。具体的には、 $x=0$ 及び $x=k$ の応力を式(2.3.2.4.13)から式(2.3.2.4.18)に示す o_a 、 o_b 、 p_a 、 p_b 、 q_a 、 q_b とし、 o_a と p_{na} 、 o_b と p_{nb} 、 p_a と p_{mna} 、 p_b と p_{mnb} 、 q_a と p_{ma} 、 q_b と p_{mb} の関係を解析結果と整合するように定める。なお、添え字 a は上フランジを表し、 b は下フランジを表す。

o_a と p_{na} 、 o_b と p_{nb} の関係は、 $x=0$ における強軸回りの曲げモーメントが大きく、横曲げモーメントが小さいと考えられる No. 5-s より定める。Fig. 2.3.16(a)に No. 5-s の上下フランジの $x=k$ における横曲げモーメントと横変位の関係及び o_a 、 $o_b=1.0$ の時点を示す。Fig. 2.3.16(a)に示す通り、No. 5-s は、 o_a 、 $o_b=1.0$ の時点から勾配が小さくなり、横曲げ剛性が低下する。そこで、 o_a 、 $o_b=1.0$ を剛性低下開始点とし、この低下後の勾配に整合するように p_{na} 及び p_{nb} を定める。 q_a と p_{ma} 、 q_b と p_{mb} の関係は、 $x=k$ の強軸回りの曲げモーメントが小さく、横曲げモーメントが大きいと考えられる No. 2-s より定める。Fig. 2.3.16(b)に No. 2-s の上下フランジの $x=k$ における横変位と横曲げモーメントの関係及び $p_a=1.0$ の時点を示す。 $p_a \geq 1.0$ における勾配に整合するように p_{ma} を定め、 p_{mb} は p_{ma} と同じ値とした。 o_a と p_{na} 、 o_b と p_{nb} の関係を Table2.3.3、 p_a と p_{mna} 、 p_b と p_{mnb} の関係を Table2.3.4、 q_a と p_{ma} 、 q_b と p_{mb} の関係を Table2.3.5 に示す。

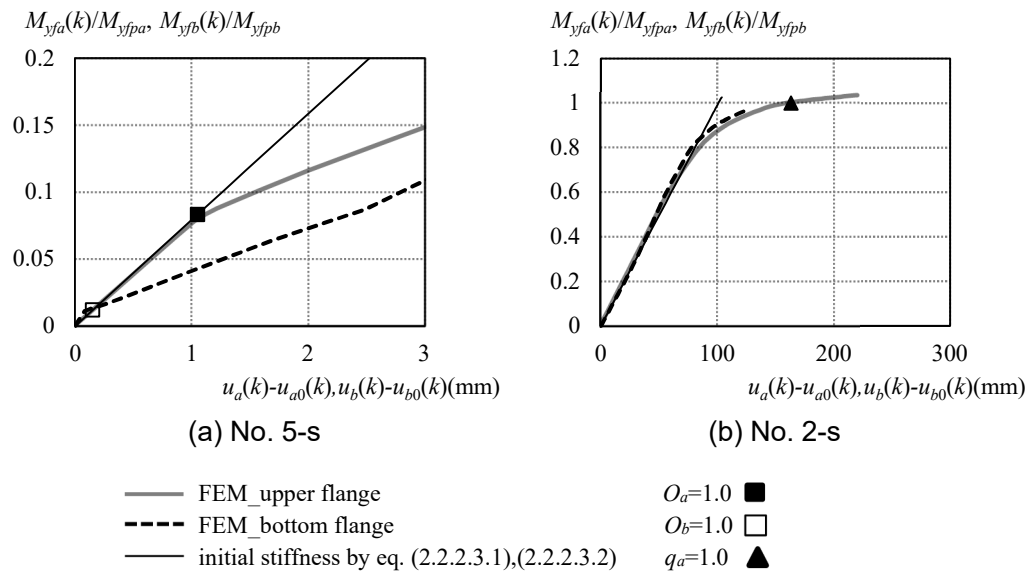


Fig. 2.3.16 Lateral moment and displacement relationship

Table2.3.3 Value of p_{na} , p_{nb}

	o_a, o_b	
	0~1.0	1.0~
Simple - Simple	∞	10.9
Fix - Simple	∞	∞

Table2.3.4 Value of p_{ma} , p_{mb}

	p_a, p_b								
	0~0.6	~0.8	~1.0	~1.1	~1.2	~1.4	~1.6	~1.9	1.9~
Simple - Simple	∞	65.1	24.4	7.66	4.07	1.81			
Fix - Simple	∞		65.1	24.4		13.3	8.8	3.6	1.4

Table2.3.5 Value of p_{ma} , p_{mb}

	q_a, q_b	
	0~1.0	1.0~
Simple - Simple	∞	2.63
Fix - Simple	∞	2.63

両端ピン支持の場合

$$o_a = o_b = \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \quad (2.3.2.4.13)$$

$$p_a = \frac{|M_{yfa}(k)|}{M_{yfp_a}} + \left\{ \frac{M_z(k)}{M_{zp}} \right\}^2 \quad (2.3.2.4.14.a)$$

$$p_b = \frac{|M_{yfb}(k)|}{M_{yfp_b}} + \left\{ \frac{M_z(k)}{M_{zp}} \right\}^2 \quad (2.3.2.4.14.b)$$

$$q_a = \frac{|M_{yfa}(k)|}{M_{yfp_a}} \quad (2.3.2.4.15.a)$$

$$q_b = \frac{|M_{yfb}(k)|}{M_{yfp_b}} \quad (2.3.2.4.15.b)$$

載荷側固定－他端ピン支持の場合

$$o_a = o_b = \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \quad (2.3.2.4.16)$$

$$p_a = \frac{|M_{yfa}(0)|}{M_{yfp_a}} + \left\{ \frac{M_z(0)}{M_{zp}} \right\}^2 \quad (2.3.2.4.17.a)$$

$$p_b = \frac{|M_{yfb}(0)|}{M_{yfp_b}} + \left\{ \frac{M_z(0)}{M_{zp}} \right\}^2 \quad (2.3.2.4.17.b)$$

$$q_a = \frac{|M_{yfa}(k)|}{M_{yfp_a}} \quad (2.3.2.4.18.a)$$

$$q_b = \frac{|M_{yfb}(k)|}{M_{yfp_b}} \quad (2.3.2.4.18.b)$$

$M_{yfa}(k), M_{yfb}(k)$: $x=k$ における上下フランジそれぞれの横曲げモーメント

$M_{yfa}(0), M_{yfb}(0)$: $x=0$ における上下フランジそれぞれの横曲げモーメント

M_{yfp_a}, M_{yfp_b} : 上下フランジそれぞれの横曲げの全塑性モーメント

$M_z(k)$: 位置 $x=k$ における強軸回りの曲げモーメント

$M_z(0)$: 位置 $x=0$ における強軸回りの曲げモーメント

式(2.3.2.4.7)の ω/ψ に、上フランジの場合は p_{na}, p_{mna}, p_{ma} 、下フランジの場合は p_{nb}, p_{mnb}, p_{mb} を代入する。そして、式(2.3.2.4.7)の ω/ψ に $p_{na}, p_{mna}, p_{nb}, p_{mnb}$ を代入した場合の E_{pa} には E_r を代入し、 p_{ma}, p_{mb} を代入した場合の E_{pa} には E_t を代入する。これらの値をそれぞれ $r_a, s_a, t_a, r_b, s_b, t_b$ とし、それぞれ式(2.3.2.4.19)から式(2.3.2.4.24)となる。

$$r_a = \frac{p_{na}E_r}{E+p_{na}E_r} \quad (2.3.2.4.19)$$

$$s_a = \frac{p_{mna}E_r}{E+p_{mna}E_r} \quad (2.3.2.4.20)$$

$$t_a = \frac{p_{ma}E_t}{E+p_{ma}E_t} \quad (2.3.2.4.21)$$

$$r_b = \frac{p_{nb}E_r}{E+p_{nb}E_r} \quad (2.3.2.4.22)$$

$$s_b = \frac{p_{mnb}E_r}{E+p_{mnb}E_r} \quad (2.3.2.4.23)$$

$$t_b = \frac{p_{mb}E_t}{E+p_{mb}E_t} \quad (2.3.2.4.24)$$

上下それぞれのフランジの横曲げ剛性 K_{ai} 及び K_{bi} は、それぞれの r, s, t の最小値とし、式(2.3.2.4.25)及び(2.3.2.4.26)とする。

$$K_{ai} = \min(r_a, s_a, t_a) \times K_{a0} \quad (2.3.2.4.25)$$

$$K_{bi} = \min(r_b, s_b, t_b) \times K_{b0} \quad (2.3.2.4.26)$$

なお、 K_{a0}, K_{b0} は、上下フランジそれぞれの弾性時の横曲げ剛性で、両端ピン支持の場合は式(2.3.2.3.1)、載荷側固定－他端ピン支持の場合は式(2.3.2.3.2)による。

式(2.3.2.4.13)から(2.3.2.4.26)により横曲げ剛性を設定することの妥当性を確認することを目的に、上下フランジそれぞれに生ずる横曲げモーメントと横変位の関係について、FEM 解析結果と2.3.2.3による弾性剛性及び式(2.3.2.4.13)から(2.3.2.4.26)による塑性化後の横曲げ剛性から算出した結果を比較する。具体的には、式(2.3.2.4.13)から(2.3.2.4.18)の $M_{yfa}(k), M_{yfa}(0)$ 及びこれらの添え字 a を b とした下フランジの横曲げモーメント並びに $M_z(k), M_z(0)$ に、FEM 解析の曲げモーメントを

代入することにより、横曲げ剛性を算出する。そして、その横曲げ剛性により前述の $M_{yfa}(k)$ 及び $M_{yfb}(k)$ を除しさらにスパンで除すことで、上下フランジそれぞれの横変位を求め、これらと FEM 解析の横変位を比較する。

Fig. 2.3.17 に、両端ピン支持の場合は位置 $x=k$ における横曲げモーメントと横変位の関係、荷端側固定－他端ピン支持の場合は $x=0$ における横曲げモーメントと $x=k$ における横変位の関係について、FEM 解析結果と前述の方法による算出結果を示す。Fig. 2.3.17 より、No. 1-s、No. 2-s 及び No. 5-s においては、FEM 解析結果と算出結果が整合している。No. 5-s の下フランジは、強軸回りの曲げモーメントの上昇により一旦は塑性化し剛性が低下するものの、横座屈により強軸回りの曲げモーメントが低下するに従い弾性に戻るため、横変位が大きくなるほど剛性が大きくなっており、本算出方法はその現象も捉えている。一方、No. 1-f は FEM 解析よりも算出結果の方が横変位は大きく、横曲げ剛性が低い。しかし、横曲げ剛性を低く設定することは、強軸回りの曲げ耐力を低く算定することになるため、安全側の設定である。

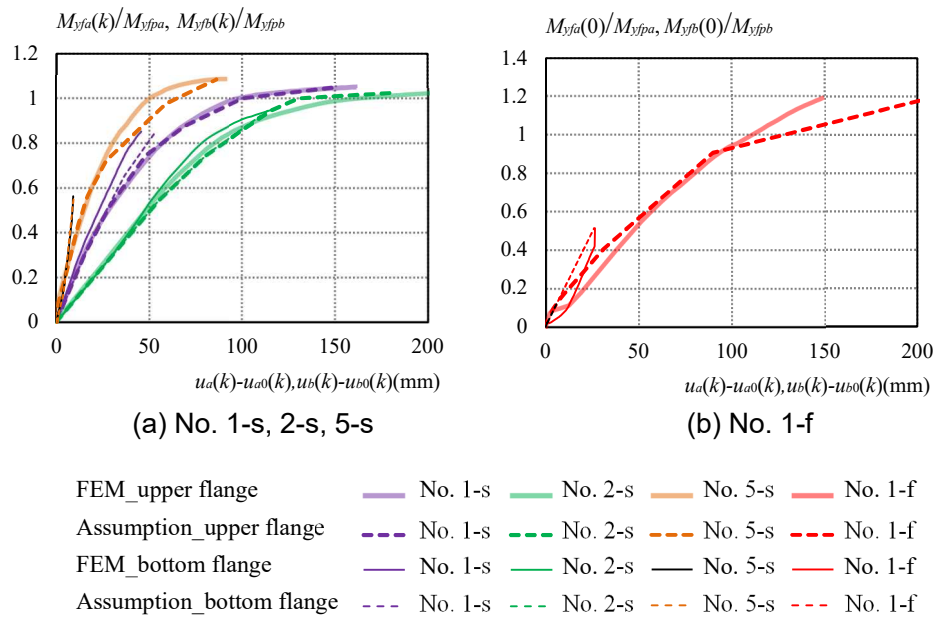


Fig. 2.3.17 Lateral moment and displacement relationship

以上より、式(2.3.2.4.13)から(2.3.2.4.26)により、横曲げ剛性 K_{ai} 及び K_{bi} を設定することは妥当であるとする。

なお、No.5-fを除き、FEM解析における最大耐力時のフランジの相当塑性ひずみの最大値は、2.18%未満となった。一方、Fig. 2.3.2の真応力-対数ひずみ関係の直線の傾きは、塑性ひずみ0.104%未満で $0.023E$ 、塑性ひずみ0.104%以上2.18%未満で $0.017E$ であることを2.3.2.2で述べた。そこで、Table 2.3.3、2.3.4及び5の p_n 、 p_{mn} 及び p_m を定める際の E_t の値は、 $0.023E$ と $0.17E$ の平均値 $0.02E$ とした。荷重変形関係を予測する際の式(2.3.2.4.8)、(2.3.2.4.21)及び(2.3.2.4.24)における E_t は、実際の梁フランジの真応力-対数ひずみ関係の塑性ひずみ2.18%における接線係数とする。

また、Fig. 2.3.18にNo. 5-fの上フランジ（圧縮フランジ）の $x=0$ から25mmの要素及び $x=100$ から125mmの要素の、最大耐力時における相当塑性ひずみの値を示す。ここで、各要素の相当塑性ひずみの値は、各要素の積分点における値の平均値としている。Fig. 2.3.18に示す通り、No.5-fにおいては、最大耐力時のフランジの相当塑性ひずみの最大値は4%程度で、他の解析モデルよりもかなり大きかった。これは、No.5-fの最大耐力が全塑性耐力に対してかなり大きく、強軸回りの曲げモーメントによりフランジの塑性化が進んだ結果と考えている。このため、No.5-fのように最大耐力が全塑性耐力に対してかなり大きい場合、より大きな塑性ひずみにおける接線係数を E_t として、 p_n 、 p_{mn} 及び p_m を定め、荷重変形関係を予測する際は実際の梁フランジの真応力-対数ひずみ関係の当該塑性ひずみにおける接線係数を用いた方が、予測精度が高い可能性がある。

しかし、最大耐力の大きさにより E_t の値を求めることとする場合、あらかじめ定めた最大耐力と E_t の关系到整合するまで最大耐力を再計算することが必要となるため、No.5-fにおいても E_t は $0.02E$ として p_n 、 p_{mn} 及び p_m を定めた。さらに、荷重変形関係を予測する際の式(2.3.2.4.8)、(2.3.2.4.21)及び(2.3.2.4.24)における E_t は、実際の梁フランジの真応力-対数ひずみ関係の塑性ひずみ2.18%における接線係数とする。

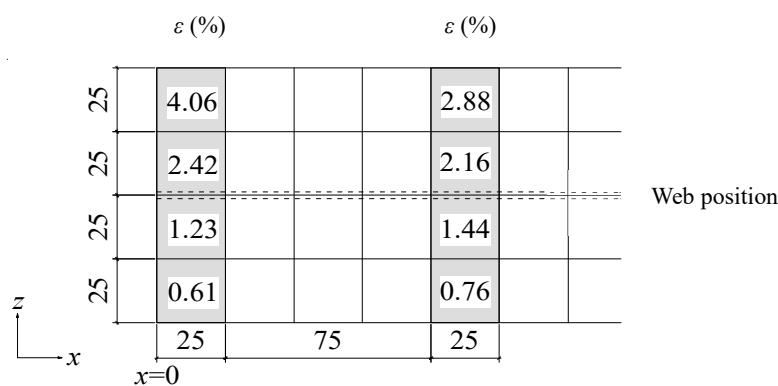


Fig. 2.3.18 Equivalent plastic strain of upper flange of No. 5-f at maximum strength

2.3.2.4.3 サンプナン捩れ剛性 GJ_T

本 FEM 解析における弾塑性構成式は、Prandtl-Reuss の式であり、ひずみ増分は弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和となる。垂直応力及びせん断応力の増分による垂直方向の塑性ひずみ増分及び塑性せん断ひずみ増分の大きさは、応力増分後の Mises 応力、応力増分前後の相当塑性ひずみ、垂直応力増分とせん断応力増分の大きさにより定まる。この式の中の塑性構成式では、ポアソン比は体積一定の条件より 0.5 である。

垂直応力に対するせん断応力の比の値が一定で、それぞれの応力が同時に増加すると仮定した場合、垂直方向の塑性ひずみ増分は、Fig. 2.3.2 の塑性ひずみ増分に対する応力増分の比により、垂直応力増分を除すことで得られる。つまり、垂直応力増分により、垂直方向の弾性ひずみ増分よりも大きな垂直方向の塑性ひずみ増分が発生する。また、塑性せん断ひずみ増分は、ポアソン比を 0.5 とし、縦弾性係数を Fig. 2.3.2 の塑性ひずみ増分に対する応力増分の比として計算されるせん断弾性係数により、せん断応力増分を除すことで得られる。つまり、せん断応力増分により、弾性せん断ひずみ増分よりも大きな塑性せん断ひずみ増分が発生する。さらに、上述の塑性せん断ひずみ増分の値は、上述の算定方法において仮にポアソン比を 0.3 とした場合の算定結果よりも 15%程度大きい。これらから、垂直応力増分を垂直方向のひずみ増分により除した係数及びせん断応力増分をせん断ひずみ増分により除した係数は、ともに塑性化により低下し、低下前の係数に対する低下後の係数の比の値は、垂直に関する値よりも、せん断に関する値が若干小さい。以上より、サンプナン捩れ剛性は、横曲げ剛性同様、塑性化により低下すると考える。

Fig. 2.3.19 に FEM 解析により得られた荷重と $x=k$ における捩れ回転角の関係及び $x=k$ における横変位と捩れ回転角の関係を示す。Fig. 2.3.19 に示す通り、横変位と捩れ回転角はほぼ比例関係となった。2.3.2.4.2 で述べた通り、横曲げ剛性は塑性化により低下しているにも関わらず、横変位と捩れ回転角が比例関係であることから、捩れ剛性も塑性化により低下しており、その低下率は、横曲げ剛性の低下率とほぼ同じと考える。しかし、Fig. 2.3.19 を詳しく見れば、最大耐力が M_{zp} 以下の No. 1-s 及び No. 2-s では、最大耐力以降の横変位と捩れ回転角の関係は、横変位が増大するにつれて、初期剛性から離れ、横変位の増加量に対する捩れ回転角の増加量が小さくなる。そして、No. 1-s よりもフランジの断面積に対するウェブの断面積が大きい No. 2-s の方が、この傾向が強い。これより、最大耐力が M_{zp} 以下となる場合、ウェブは塑性化せず、ウェブ部分の捩れ剛性は低下しないと考え、ウェブの捩れ剛性は低下させず、横曲げ剛性の低下率を、上下フランジ部分の捩れ剛性にのみ乗ずることとする。一方、最大耐力が M_{zp} を超える No. 5-s 及び No. 5-f では、最大耐力以降も横変位と捩れ回転角の関係が初期剛性のままとなった。これより、強軸回りの曲げモーメントにより、フランジとウェブの両方が塑性化し、捩れ剛性が低下していると考え。そこで、最大耐力が M_{zp} を超える場合、横曲げ剛性の低下率を、H 形鋼梁の捩れ剛性に乗ずることとする。

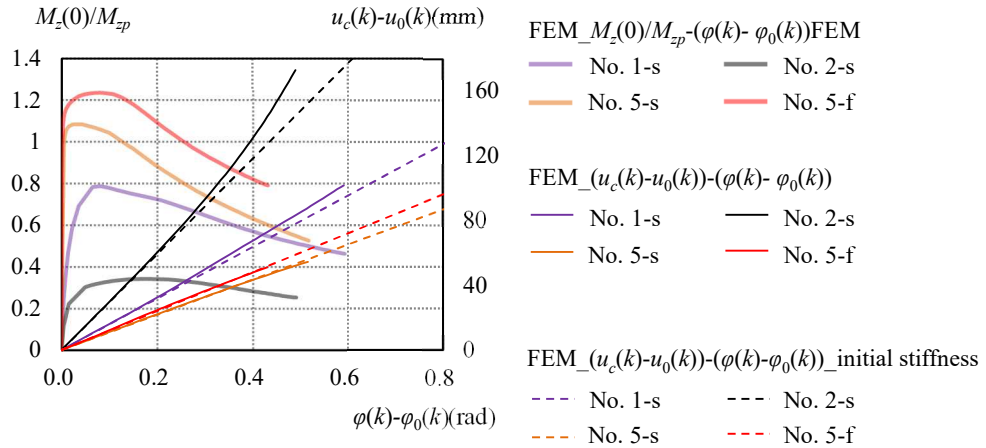


Fig. 2.3.19 $M_z(0) - (\phi(k) - \phi_0(k))$ and $(u_c(k) - u_0(k)) - (\phi(k) - \phi_0(k))$

塑性化後のサンプナン捩れ剛性 GJ_n は次式とする。

最大耐力が M_{zp} 以下の場合

$$GJ_n = \gamma_i GJ_{n0} + GJ_{n0} \quad (2.3.2.4.27)$$

最大耐力が M_{zp} を超える場合

$$GJ_n = \gamma_i GJ_{n0} \quad (2.3.2.4.28)$$

$$\gamma_i = \frac{K_{ai} + K_{bi}}{K_{a0} + K_{b0}} \quad (2.3.2.4.29)$$

GJ_{n0} : 塑性化前の上下フランジのサンプナン捩れ剛性

GJ_{n0} : 塑性化前のウェブのサンプナン捩れ剛性

2.3.2.4.4 $M_z(0)-\phi(k)$ 関係及び $u_c(k)-\phi(k)$ 関係

2.3.2.4.1 から 2.3.2.4.3 により定めた k , K_{ai} , K_{bi} , GJ_{Ti} を, 式(2.3.2.4.1), (2.3.2.4.2)に代入し得られた $M_z(0)-\phi(k)$ 関係及び $u_c(k)-\phi(k)$ 関係を Fig. 2.3.20 に示す。Fig. 2.3.20 には FEM 解析結果も示している。Fig. 2.3.20 より, 提案方法は, いずれの梁に対しても, FEM 解析を精度良く予測できている。

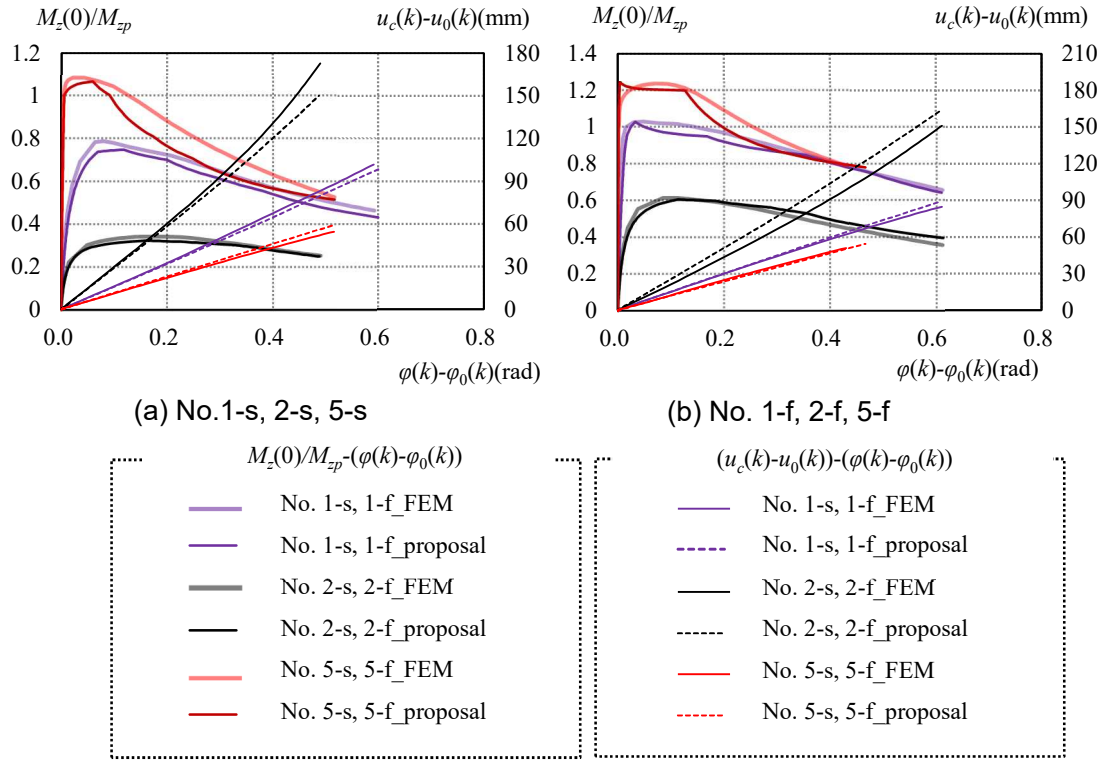


Fig. 2.3.20 $M_z(0)-\phi(k)$ and $u_c(k)-\phi(k)$

2.3.3 強軸回りの荷重変形関係の予測

2.3.2 項に述べた通り，横座屈した梁の上下フランジには横変位が生ずる。横変位の大きさに限らず，梁の上下フランジの軸方向長さは変化しないとすれば，横変位が大きくなるほど，フランジの両端部を結ぶ線分は短くなる。特に当該線分は，横変位が小さい引張フランジよりも，横変位が大きい圧縮フランジが短くなる。この上下フランジの当該線分の長さの差により， $x=0$ において強軸回りの回転角が生まれると考え，当該回転角を $\theta_{z_buckle}(0)$ とする。本論では，横座屈した梁の上下フランジの横方向の変形は Fig. 2.3.21 に示す通り直線とする。梁フランジの材軸方向長さは，横方向の変形の大きさによらず一定とし， $x=k$ より左側の斜めの線分の長さは k ，右側の線分の長さは $L-k$ とする。 $x=0$ における上下フランジの x 方向の変位差は，横変位 $u_a(k)$ ， $u_b(k)$ ， k ， $L-k$ に関する 3 平方の定理より求められる。ただし，横変位を完全な直線と扱ったこと及び 2.3.2.4.1 において最大振幅位置 k を最大耐力によらず境界条件ごとに 1 つの値としたことによる影響を考慮するために，Fig. 2.3.21 による $x=0$ における上下フランジの x 方向の変位差に補正係数 ζ を乗ずることとすると， $x=0$ における上下フランジの x 方向の変位差 c は式(2.3.3.1)となる。

$$c = \zeta \left[\sqrt{k^2 - u_b(k)^2} + \sqrt{(L-k)^2 - u_b(k)^2} - \left\{ \sqrt{k^2 - u_a(k)^2} + \sqrt{(L-k)^2 - u_a(k)^2} \right\} \right] \quad (2.3.3.1)$$

$\theta_{z_buckle}(0)$ は， c を梁せい h により除すことで得られる。

$$\theta_{z_buckle}(0) = \frac{c}{h} \quad (2.3.3.2)$$

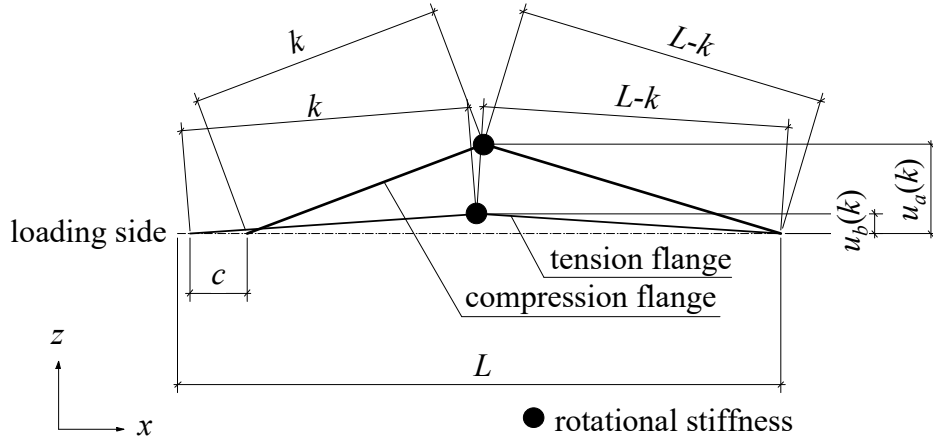


Fig. 2.3.21 Deformation of upper and bottom flanges

次に、強軸回りの曲げモーメントにより、上下フランジにはそれぞれ圧縮ひずみ及び引張ひずみが生じ、強軸回りの回転角が生まれる。弾性ひずみによる回転角を $\theta_{ze}(0)$ とし、塑性ひずみによる回転角を $\theta_{zp}(0)$ とする。本論では、 $\theta_{zp}(0)$ は、別途実施する座屈のない FEM 解析における、座屈のある FEM 解析の最大耐力に達するまでの塑性回転角とした。

以上に述べた $\theta_{zbuckle}(0)$ 、 $\theta_{ze}(0)$ の和を最大耐力前、 $\theta_{zbuckle}(0)$ 、 $\theta_{ze}(0)$ 、 $\theta_{zp}(0)$ の和を最大耐力後の横座屈する梁の載荷位置における z 軸回りの回転角 $\theta_z(0)$ とする。

$$\cdot \text{最大耐力前 } \theta_z(0)=\theta_{zbuckle}(0)+\theta_{ze}(0) \quad (2.3.3.1)$$

$$\cdot \text{最大耐力後 } \theta_z(0)=\theta_{zbuckle}(0)+\theta_{ze}(0)+\theta_{zp}(0) \quad (2.3.3.2)$$

式(2.3.3.1)において $\zeta=1.0$ とした場合の荷重変形関係の予測結果を Fig. 2.3.22 に示す。Fig. 2.3.22 には FEM 解析結果も同時に示している。ここで、式(2.3.3.1)における上下フランジの横変位 $u_a(k)$ 、 $u_b(k)$ の値は、Fig. 2.3.20に示す捩れ回転角とウェブ心位置の横変位から算定しており、予測結果の最終の捩れ回転角と、FEM 解析の最終の捩れ回転角はほぼ同じ値としている。そのため、式(2.3.3.1)の精度が高ければ、予測結果と FEM 解析結果の荷重変形関係における最終の変形量は同程度となる。しかし、Fig. 2.3.22 に示す通り、いずれの梁においても、予測結果は FEM 解析と最終の変形量が整合しておらず、特に最大耐力が全塑性耐力に対して大きいものほど、予測結果の最終の変形量は、FEM 解析結果の最終の変形量よりも小さい。この傾向は、変形量の大きさによらず見られた。

耐力劣化域における変形を小さく予測することは、変形に対する耐力を小さく評価することとなり、耐震設計において安全側の予測方法である。しかし、本論では、1 章で述べた通り、平面計画の自由度を向上させるために、予測精度を高めることとする。

荷重変形関係における変形を小さく予測する要因の一つは、2.3.2.4.1 において、境界条件ごとに k の値を1つの値としたことと考える。2.3.2.2 では、最大耐力が大きいほど、最大振幅位置が載荷端に近いことを確認した。Fig. 2.3.21の変形を仮定すれば、横方向の変形の最大値が同じ場合、最大振幅位置が載荷端に近いほど c は大きく、 $\theta_{zbuckle}(0)$ は大きい。つまり、最大耐力が大きいものほど、 k の値を FEM 解析よりもより大きく仮定したため、荷重変形関係における変形を小さく予測したと考える。

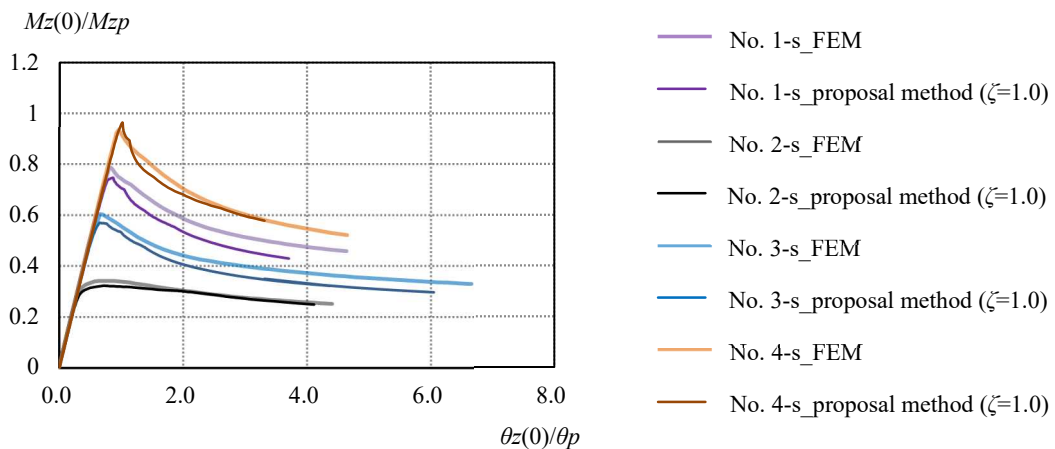


Fig. 2.3.22 $M_z(0)-\theta_z(0)$

以上より、本論では ζ の値は、最大耐力が全塑性耐力に対して大きい場合ほど大きな値とすることとし、FEM 解析と予測結果の最大耐力以降の耐力劣化域の変形量が概ね整合するように定めることとする。まず、両端ピン支持について、 $M_z(0)$ が M_{zp} の 0.6 倍以下の場合は ζ を 1.1 とし、 $M_z(0)$ が M_{zp} の 1.0 倍以上の場合は ζ を 1.5 することにより、FEM 解析と予測結果の最大耐力以降の耐力劣化域の変形量が概ね整合した。そこで、 ζ の値は式(2.3.3.4)及び式(2.3.3.6)とした。続いて、 $M_z(0)$ が M_{zp} の 0.6 倍から 1.0 倍の間となる場合の ζ の値は、 $M_z(0)/M_{zp}=0.6$ と $M_z(0)/M_{zp}=1.0$ の間を、 $M_z(0)/M_{zp}$ の値に応じて直線補間することとし、式(2.3.3.5)とした。載荷側固定－他端ピン支持の場合も同様の方法により ζ の値を定め、その値は式(2.3.3.7)から式(2.3.3.9)とした。

両端ピン支持の場合

$$\frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \leq 0.6 \quad \zeta=1.1 \quad (2.3.3.4)$$

$$0.6 < \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \leq 1.0 \quad \zeta=1.1 + \left(\frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} - 0.6 \right) \quad (2.3.3.5)$$

$$1.0 < \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \quad \zeta=1.5 \quad (2.3.3.6)$$

載荷側固定－他端ピン支持の場合

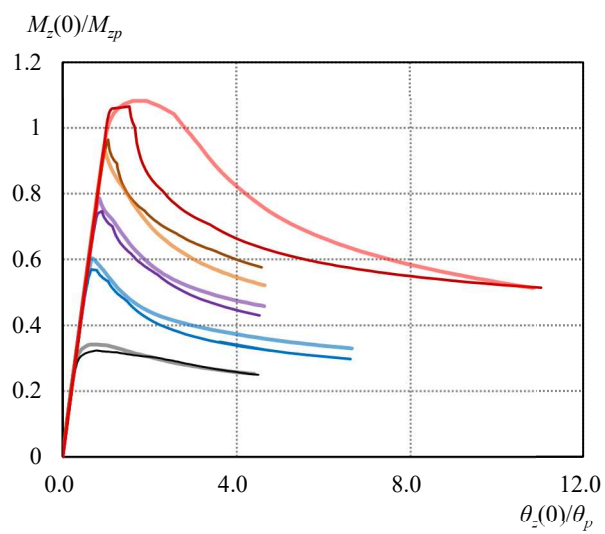
$$\frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \leq 0.6 \quad \zeta=0.85 \quad (2.3.3.7)$$

$$0.6 < \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \leq 1.2 \quad \zeta=0.85 + \frac{15}{11} \left(\frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} - 0.6 \right) \quad (2.3.3.8)$$

$$1.2 < \frac{|M_z(0)|}{M_{zp}} \quad \zeta=1.6 \quad (2.3.3.9)$$

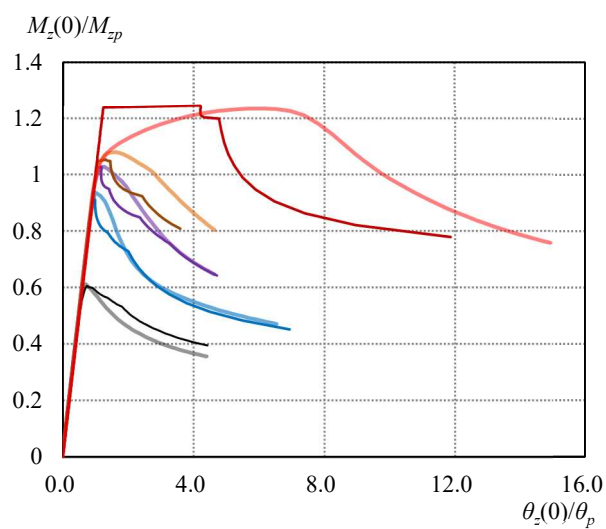
以上の方法により得られる荷重変形関係を Fig. 2.3.23 に示す。Fig. 2.3.23 には FEM 解析結果も示している。

Fig. 2.3.23 に示す通り、全ての解析モデルにおいて、提案方法は最大耐力を精度良く予測している。また、No. 4-f 及び No. 5-f を除き、提案方法は変形を精度良く予測している。No. 4-f では、最終の変形を小さく予測し、No. 5-f においては、最大耐力前及び最終の変形を小さく予測している。No. 5-f の最大耐力前の変形を小さく予測する原因は、最大耐力までの座屈のない塑性回転角 $\theta_{zp}(0)$ を、最大耐力前の変形を算出する式(2.3.3.3.1)に考慮せずに、最大耐力後の変形である式(2.3.3.3.2)に考慮し、最大耐力前の塑性回転角を小さく算出したためと考えている。最大耐力前の変形を精度良く予測するためには、座屈を考慮しない FEM 解析において各荷重に対応する塑性回転角を逐一算定し、式(2.3.3.3.1)に考慮する必要がある。しかし、この方法は煩雑であるため、本論では、荷重の上限を M_{zp} とすることとし、 $M_z(0)/M_{zp} > 1.0$ の荷重は $M_z(0)/M_{zp} = 1.0$ に低減することとする。



(a) No.1-s ~ 5-s

- No. 1-s, 1-f_FEM
- No. 2-s, 2-f_FEM
- No. 3-s, 3-f_FEM
- No. 4-s, 4-f_FEM
- No. 5-s, 5-f_FEM



(b) No.1-f ~ 5-f

- No. 1-s, 1-f_proposal method
- No. 2-s, 2-f_proposal method
- No. 3-s, 3-f_proposal method
- No. 4-s, 4-f_proposal method
- No. 5-s, 5-f_proposal method

Fig. 2.3.23 $M_z(0)-\theta_z(0)$

Fig. 2.3.24 に本論文で提案する横座屈により耐力が決まる一端曲げ H 形鋼梁の荷重変形関係の予測方法をフローチャートの形でまとめとして示す。

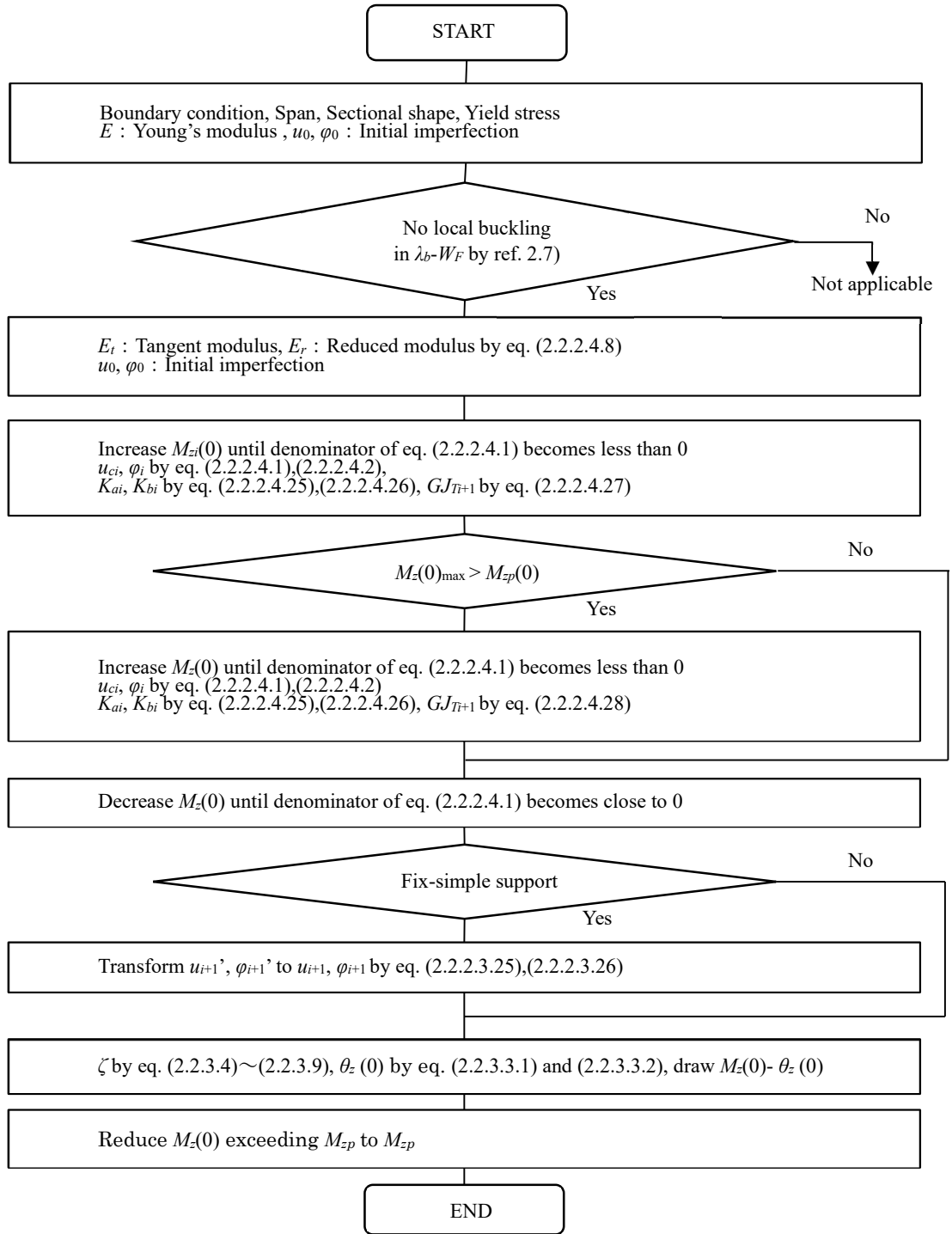


Fig. 2.3.24 Flowchart of proposal method

2.3.4 既往の文献の横座屈による耐力劣化域の荷重変形関係推定法

既往の文献 2.4)では両端単純支持の一端曲げ H 形断面梁の耐力劣化域の荷重変形関係の推定法が提案されている。推定式を以下に示す。

$$\frac{M}{Mp} = \left(a \frac{\theta}{\theta_p} + b \right)^{-0.25} \quad \text{ただし, } M/Mp < 1.0 \quad (2.3.4.1)$$

$$a = 10.2\lambda_{b,a} - 5.89 \quad (2.3.4.2)$$

$$b = 5.93\lambda_{b,a} - 9.46 \quad (2.3.4.3)$$

ここで

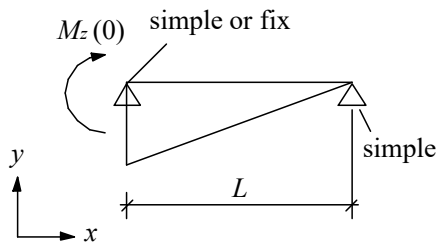
Mp : 梁の全塑性モーメント

θ_p : 梁の全塑性モーメントに対応する部材角

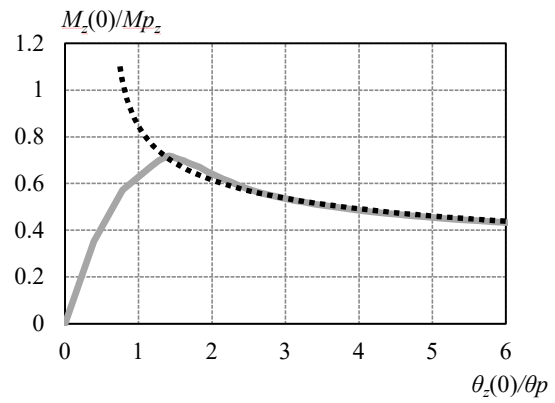
$\lambda_{b,a}$: 素材引張試験結果に基づく横座屈細長比

Table 2.3.2 の No. 1-s, 2-s, 3-s について非線形 FEM 解析結果と式(2.4.1)の推定結果の比較を Fig. 2.3.25 に示す。ここで、No. 1-s は H-200×100×5.5×8, 2-s は H-200×50×5.5×8, 3-s は H-300×100×8×8 であり、全て素材試験結果に基づく横座屈細長比は 0.9 以上であるため、式(2.3.4.1)の適用範囲内である。2.3 節に示す通り、No. 1-s の H-200×100×5.5×8 については非線形 FEM 解析結果と式(2.3.4.1)の推定結果は整合する。しかし、No. 2-s, 3-s の H-200×50×5.5×8 及び H-300×100×8×8 は予測結果が非線形 FEM 解析結果を過大評価している。前述の通り、文献 2.4)では、梁幅 200 と梁せい 100 の場合のみ検討され、梁幅に対する梁せいの比を変化させた検討が行われていないことが原因の一つと考えている。

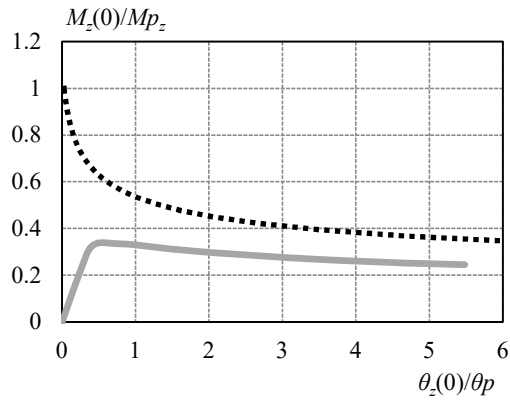
以上より、2.3.3 項に提案した予測方法は、既往の文献 2.4)が対象外とした横座屈細長比 0.8 未満も適用範囲とし、様々な梁幅に対する梁せいの比に対応できるため、既往の文献 2.4)よりも適用範囲が広い。



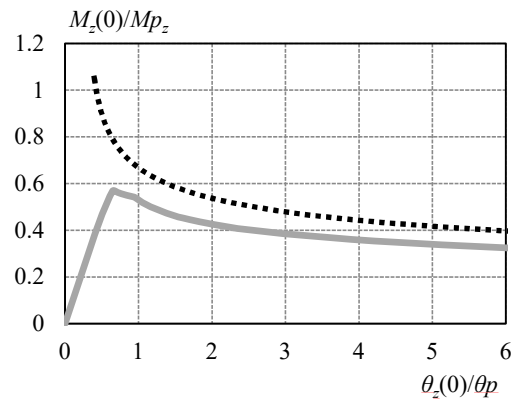
(a) Bending moment around strong axis and boundary condition around weak axis



(b) No. 1-s (H-200×100×5.5×8)



(c) No. 2-s (H-200×50×5.5×8)



(d) No. 3-s (H-300×100×8×8)

..... eq. 2.3.4.1)
 — FEM analysis

Fig. 2.3.25 $M_z(0) - \theta_z(0)$ relationship

2.4 まとめ

横座屈又は局部座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を検討した。

2.2 節では、既往の研究^{2.2), 2.3)}で提案された H 形断面梁の端部が剛接合された場合の、局部座屈による耐力劣化域の劣化勾配の推定方法について述べた。

2.3 節では、横座屈に関する非線形 FEM 解析を実施し、H 形断面梁の横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を求めた。本予測方法では、種々の梁断面に対して、強軸回りの荷重変形関係の予測精度を確保するために、H 形断面梁の捩れ回転角及び横変位も予測し、H 形断面梁の横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係を精度よく予測できることを確認した。本論の予測方法の既往の研究^{2.4)}で提案された方法で適用範囲外とされた横座屈細長比 0.8 以下の場合及び横曲げに関する境界条件が固定支持も対象とし、横座屈細長比 0.8 以上かつ横曲げに関する境界条件が単純支持の場合、既往の研究^{2.4)}よりも予測精度がより高いことを示した。2.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・ 一端曲げ H 形断面梁の横変位、捩れ回転角、横曲げ応力分布は、横座屈に関する境界条件が両端単純支持の場合は正弦曲線、載荷側固定支持－他端単純支持の場合は余弦曲線に近似できる。
- ・ 正弦曲線又は余弦曲線を仮定した時の横座屈する梁に生ずる応力と変位の関係式及び応力のつり合い式より、強軸回りの曲げモーメントと横変位及び捩れ回転角の関係式が得られ、本関係式による横変位及び捩れ回転角の予測結果は、FEM 解析結果と整合する。
- ・ 横変位及び捩れ回転角の増大に伴う塑性化により、フランジの横曲げ剛性及びフランジ及びウェブのサンブナン捩れ剛性は低下する。剛性低下率は、フランジに作用する曲げ圧縮力の大きさと素材の真応力－対数ひずみ関係より推定することができる。
- ・ 横変位及び捩れ回転角により上下フランジに材軸方向変位が生じ、幾何学的に上下フランジの材軸方向変位差を求めることにより、横座屈により生ずる載荷位置における強軸回りの回転角を求めることができる。

参考文献

- 2.1) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 篠原卓馬, 王 韜 : 鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 668, pp. 1865-1872, 2011.10
- 2.2) 五十嵐規矩夫, 小田部敏明, 王 韜 : ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 646, pp.2345-2354, 2009.12
- 2.3) 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁 : 局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構造系論文集, No. 454, pp.179-186, 1993.12
- 2.4) 井戸田秀樹, 松野 巧, 小野徹郎 : 横座屈で耐力が決まる一端曲げ H 形鋼梁の繰返し履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 669, pp. 1981-1988, 2011.11
- 2.5) 井戸田 秀樹, 中田寛二, 吉田卓矢, 小野徹郎 : 横座屈で耐力が決まる H 形鋼梁の繰返し履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No. 711, pp. 819-829, 2015.5
- 2.6) Theodore V. Galambos: Inelastic Lateral Buckling of Beams, Journal of the STRUCTURAL DIVISION, Proceedings of American Society of Civil Engineers, 1963.
- 2.7) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 韜 伸之 : 繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 678, pp. 1319-1328, 2012.8
- 2.8) 五十嵐規矩夫, 韜 伸之, 王 韜 : H 形断面梁の横座屈耐力に与える境界条件及びモーメント勾配の影響係数, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 670, pp. 2173-2181, 2011. 12
- 2.9) 日本建築学会 : 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 2.10) 鈴木敏郎, 木村祥裕 : H 形鋼梁の横座屈に対する柱梁接合部による反り拘束の影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 537, pp. 115-120, 2000.11
- 2.11) Timoshenko and Gere, Theory of Elastic Stability, 2nd Edition

第 3 章

フラッシュ形エンドプレート接合の
初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動

目次

3. フラッシュ形エンドプレート接合の初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動	3-1
3.1 はじめに.....	3-1
3.2 接合部の降伏耐力及び最大耐力推定法と崩壊挙動.....	3-3
3.2.1 接合部及び梁の崩壊挙動.....	3-3
3.2.2 接合部の最大耐力の推定方法の改良.....	3-11
3.3 接合部の初期回転剛性の推定方法	3-19
3.3.1 耐荷モデル.....	3-19
3.3.2 初期回転剛性推定結果と実験結果の比較	3-23
3.4 接合部の降伏後の回転剛性の推定方法	3-25
3.5 まとめ	3-32

3. フラッシュ形エンドプレート接合の初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動

3.1 はじめに

3 章では、フラッシュ形エンドプレート接合形式の接合部の初期及び降伏後の回転剛性、降伏耐力及び最大耐力の推定方法を提案する。

まず、3.2 節では、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の実大トの字形実験及び FEM 解析により、接合部の崩壊挙動を観察する。また、既往の文献 3.1) が提案する接合部の最大耐力の推定方法を考察し、当該方法が仮定する接合部近傍の応力状態を明らかにする。これにより、エンドプレートの面外変形により接合部近傍では複雑なひずみ分布となるが、梁自体の荷重変形関係はその影響を受けず、剛接合されたものとして扱うことができることを示す。さらに、文献 3.2), 3.3) が提案する最大耐力推定法の推定精度も検証する。そして、文献 3.1), 3.2) 及び 3.3) が提案する推定式の課題を指摘するとともに、接合部の最大耐力推定法の改良案を提案する。これにより、既往の文献 3.1), 3.2), 3.3) が提案する最大耐力推定法は実験結果を過大評価すること、及びウェブの引張降伏考慮及び接合部近傍の中立軸位置の考慮が必要であり、それらを同時に考慮することにより、安全側かつ精度の高い最大耐力推定法となることを示す。

3.3 節では接合部近傍の応力状態を仮定することにより求まる接合部の初期回転剛性の推定方法を提案する。ここでは、実験によるエンドプレートの面外変形の計測結果より、接合部に曲げモーメントが働いた時、圧縮フランジ側も溶接熱による初期の曲がりが存在するため、柱に接触するまでは面外に変形すること、文献 3.2) 及び 3.4) が提案する推定式はこの変形を考慮しておらず、初期回転剛性を過大評価すること、圧縮フランジ側の面外変形を考慮した初期回転剛性の推定式は、実大実験結果を安全側に精度良く予測できることを示す。

3.4 節では接合部の降伏後の回転剛性の推定方法を提案する。ここでは、接合部の全塑性耐力時及び最大耐力時のウェブの引張変形量をそれぞれ規定することにより、梁の全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角が得られること、文献 3.2) が提案する降伏後の回転剛性は実験結果を過大評価すること、ウェブの引張変形量を実験結果より定めることにより、全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角の精度の高い推定が可能であることを示す。

本章における FEM 解析の利用状況及び FEM 解析を利用している場合は FEM 解析と実験との対応確認方針を以下に記載する。

- ・接合部の初期回転剛性、降伏耐力、最大耐力、初期回転剛性、降伏後回転剛性及び荷重変形関係の推定方法は、実大トの字形実験により測定されたエンドプレートの面外変形量及び荷重変形関係から求める。
- ・接合部の荷重変形関係と梁自体の荷重変形関係を直列でつなぐことが妥当であることに関して、フラッシュ形エンドプレートにより接合された梁と剛接合された梁の荷重変形関係を、非線形 FEM 解析により確認する。その際、フラッシュ形エンドプレートにより接合された梁について、非線形 FEM 解析と実大トの字形実験の対応が良いことを確認する。

本章で提案する予測方法を適用するに当たり、エンドプレートの面外変形による梁端破断が生じないことを別途確認する必要がある。この確認方法は今後の課題とする。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレートの面外変形量と中立軸

位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が接合部の荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が接合部の荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が接合部の荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

3.2 接合部の降伏耐力及び最大耐力推定法と崩壊挙動

3.2.1 接合部及び梁の崩壊挙動

横座屈を伴わない実大実験及び FEM 解析より、フラッシュ形エンドプレートにより接合される H 形断面梁の崩壊形式を検討する。

まず、フラッシュ形エンドプレートにより接合される H 形断面梁の接合部近傍を、実大トの字形曲げせん断実験により崩壊させる。実験は、断面が H-250×125×6×9 の H 形断面梁と、 $\square$ -150×150×22 及び H-250×125×3.2×6 の H 形断面梁と接合部のみ $\square$ -150×150×22 の柱を Fig. 3.2.1 に示す通り接合し、柱の両端をピン支持し、H 形断面梁の先端を強制変位させる。柱と梁は、柱に設けたタップ孔にエンドプレートを介して 6 本の M20 の特殊トルシア形高力ボルト(S10T)を片側から締めこむことにより接合した。なお、本ボルトには頭がなく、柱のタップ孔及びボルトの柱に締めこむ側には逆ねじが切られており、施工時はボルトの軸を左回転しながら締めこみつつ、その反力でナットを右回転することにより、ボルトに初期張力が導入される。接合部の詳細を Fig. 3.2.2 に、素材引張試験より得られた材料特性を Table3.2.1 に示す。載荷プログラムは Fig. 3.2.3 に示す通り、変位制御の正負交番繰り返し載荷とした。なお、Fig. 3.2.2 に示す通り、ボルトは 3 段配置し 2 段目のボルトが梁心からずれているが、後述の試験結果 Fig. 3.2.4 に示す通り、H-250×125×6×9 の正負の最大耐力がほぼ変わらないことから、本実験では、この 2 段目のボルト位置が破壊性状に与えた影響は小さいと考えている。変位の計測位置は、Fig. 3.2.1 に示す通り、全体の変形を計測する D1~3、柱の部材角を測定する D4,5、及びエンドプレートの面外変形量を測定する D6,7 とし、梁端部には Fig. 3.2.1 右下に示す通り、フランジにひずみゲージを貼付した。ここで、後述の Table3.2.2 に示す通り、H-250×125×6×9 における柱フランジの面外変形 (mode1) による耐力はエンドプレートの面外変形(mode2)による耐力の 8 倍程度あり、本実験における柱フランジの面外変形量は、エンドプレートの面外変形量に比べ小さいと考えられるため、D6,7 をエンドプレートの面外変形量として扱うこととした。

Table3.2.1 Material properties

section		σ_y	σ_u	ε_u	E
$\square$ -150 $\times$ 150 $\times$ 22 (H-250 $\times$ 125 $\times$ 6 $\times$ 9)		350	531	29	2.04×10^5
H-250 $\times$ 125 $\times$ 6 $\times$ 9 (SWH400)	flange	295	453	44	2.03×10^5
	web	293	442	43	2.08×10^5
	endplate	284	463	49	2.07×10^5
H-250 $\times$ 125 $\times$ 3.2 $\times$ 6 (SWH400)	flange	291	433	40	2.12×10^5
	web	320	452	34	2.08×10^5
	endplate	358	437	46	2.07×10^5

σ_y : yield strength [N/mm²]

σ_u : ultimate strength [N/mm²]

ε_u : elongation[%]

E : Young's modulus[N/mm²]

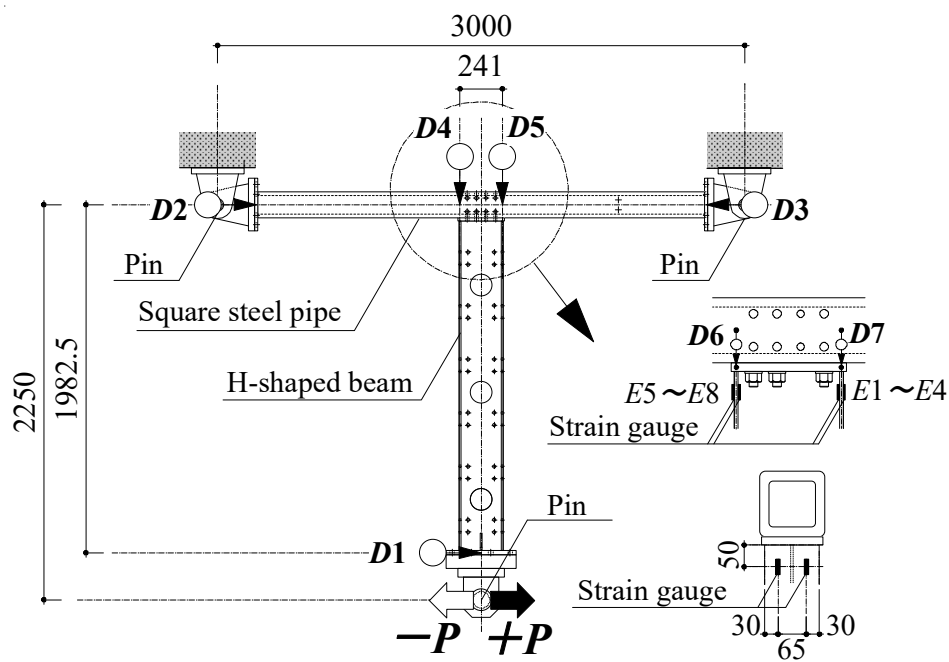


Fig. 3.2.1 Specimen

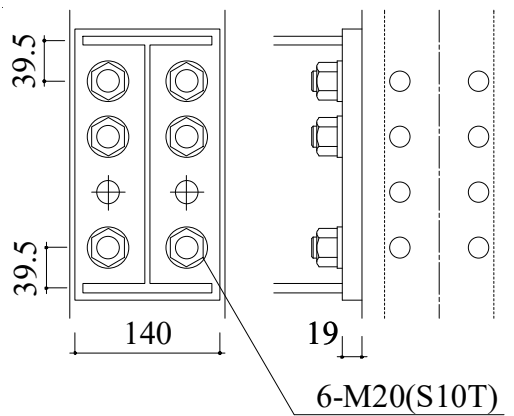


Fig. 3.2.2 Detail of the connection

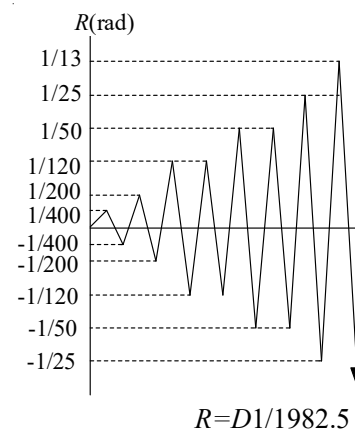


Fig.3.2.3 Loading schedule

Fig. 3.2.4 に本実験より得られた H-250×125×6×9 の梁端部の曲げモーメント M_j と梁の部材角 θ_b の関係を示す。図の縦軸は素材試験結果より算出した梁の全塑性曲げ耐力 M_{pb} により無次元化している。 M_j と θ_b は次に示す式(3.2.1.1), (3.2.1.2)により算出した。

$$M_j = P \times (2250 - 75) \quad (3.2.1.1)$$

$$\theta_b = \frac{\left\{ D1 - \frac{(D2 - D3)}{2} \right\}}{1982.5} - \frac{D4 - D5}{241} \quad (3.2.1.2)$$

Fig. 3.2.4 に示す通り、H-250×125×6×9 の耐力は、ピンチングを示しながら、素材試験結果より算出した梁の全塑性曲げ耐力 M_{pb} を超えるまで上昇している。しかし、H-250×125×3.2×6 の耐力は、 M_{pb} に到達する前に耐力低下した。梁端に局部座屈が生じており、局部座屈が耐力低下の原因と考えている。局部座屈耐力については4章で考察する。

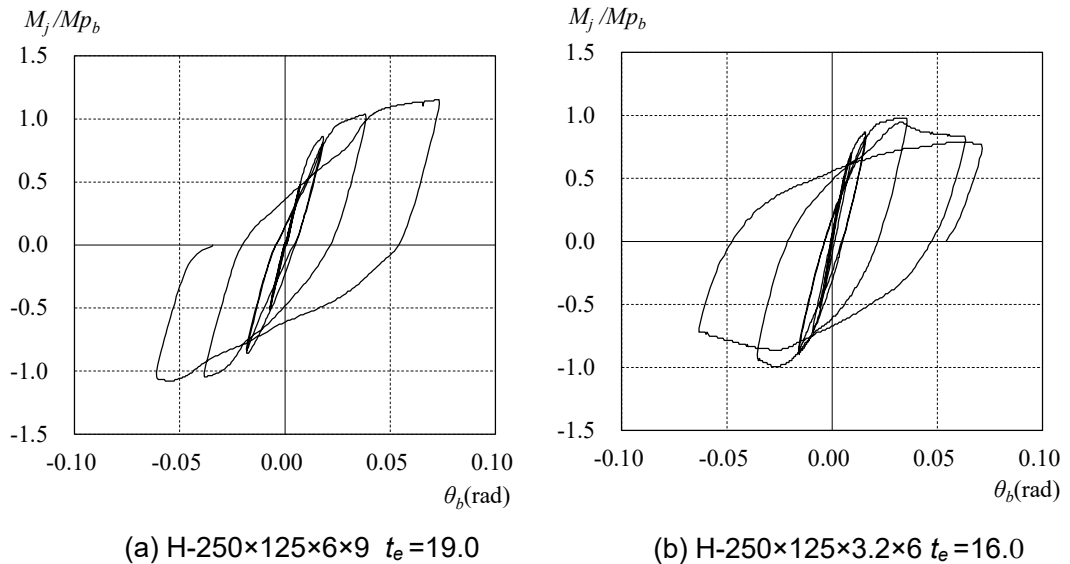


Fig. 3.2.4 M_j - θ_b relationship

Fig. 3.2.5 に H-250×125×6×9 の M_j とフランジに貼付したひずみゲージの値 $E1 \sim E4$ の平均値及び $E5 \sim E8$ の平均値の関係、Fig. 3.2.6 に M_j とエンドプレートの変形量 $D6$ 及び $D7$ の関係を示す。ここで、 P 、 $D1 \sim D5$ は Fig. 3.2.1 に示すジャッキロードセルによる荷重、変位計による計測値である。Fig. 3.2.5 のひずみゲージの値は、 M_j が正の時圧縮フランジ ($E1 \sim E4$) が降伏し、引張フランジ ($E5 \sim E8$) は弾性、 M_j が負の時も圧縮側フランジ ($E5 \sim E8$) のみが圧縮降伏し、引張フランジ ($E1 \sim E4$) は弾性であることを示している。これは、Fig. 3.2.6 に示すように、引張側のエンドプレートが面外変形することにより、引張フランジの応力負担が小さくなり、引張フランジ直下のボルト高さ位置近傍でウェブが大きな応力を負担しているため、引張フランジが降伏しないためである。

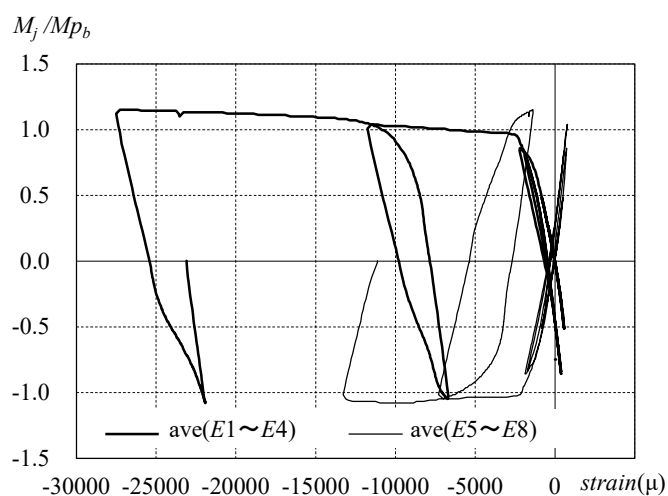


Fig. 3.2.5 Flange strain (H-250×125×6×9)

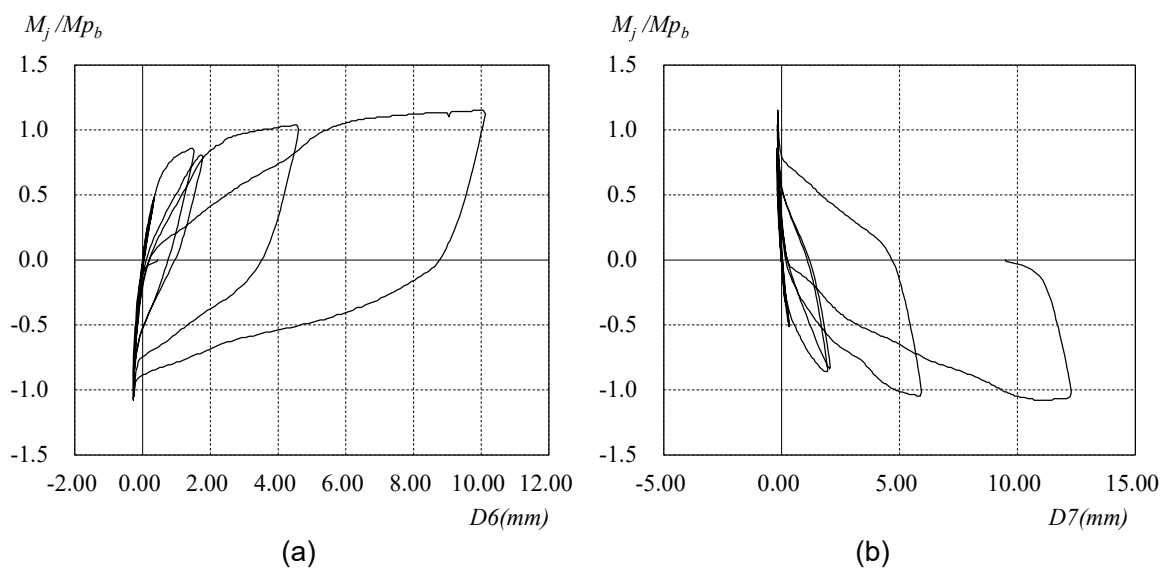


Fig. 3.2.6 End plate deformation (H-250×125×6×9)

この崩壊形式を図示すると、Fig. 3.2.7 となる^{3.1)}。文献 3.1)を参考にすると、接合部の崩壊形式は4つ考えられる。梁が取りつく柱フランジの面外変形 (mode1), Fig. 3.2.7 に示すエンドプレートの面外曲げと梁ウェブの母材の塑性化の組み合わせ (mode2), エンドプレートのみが面外変形しウェブが弾性を保つ崩壊 (mode3), ボルトの破断 (mode4) である。それぞれの崩壊形式に対応した耐力算出式が提案されており、最も耐力が小さいものが真の崩壊形式となる。

H-250×125×6×9 の最大耐力を文献 3.1)に記載された方法により推定すると、Table3.2.2 のようになる。Table3.2.2 より、本実験の崩壊形式は mode2 で、最大耐力の推定値は、実験による最大耐力 e_{max} とほぼ一致する。ただし、mode2 の場合の降伏線位置は、引張側フランジから最も近いボルト孔の縁までの距離とした。ここで、mode2 の耐力の算出式を以下に示す。導出過程は文献 3.1)を参照されたい。

$$Mp_j = (B_f t_f^2 \sigma_{yf} + B_e t_e^2 \sigma_{ye} + h_1 h_2 t_w \sigma_{yw}) h / (2h_2) \quad (3.2.1.3)$$

$$Mu_j = (B_f t_f^2 \sigma_{uf} + B_e t_e^2 \sigma_{ue} + h_1 h_2 t_w \sigma_{uw}) h / (2h_2) \quad (3.2.1.4)$$

ここで、 σ_{yf} , σ_{uf} はフランジの降伏応力、引張強さ、 σ_{yw} , σ_{uw} はウェブの降伏応力、引張強さ、 σ_{ye} , σ_{ue} はエンドプレートの降伏応力、引張強さ、 Mp_j は接合部の降伏耐力、 Mu_j は接合部の最大耐力である。

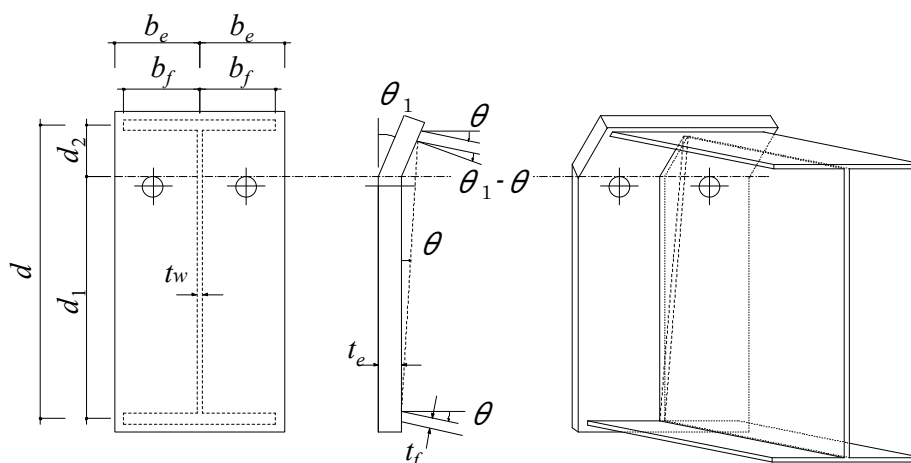


Fig. 3.2.7 Failure mode2

Table3.2.2 Bending strength of the joint –theoretical
(H-250×125×6×9)

Failure mode	1	2	3	4
Theoretical strength (Mu_j/Mp_b)	8.92	1.17	2.51	1.78
Theoretical minimum strength	1.17			
Experimental maximum strength (e_{max})	1.15			

本研究は mode2 で崩壊するもののみを対象としており、その理由として、柱フランジが面外変形する mode1 は柱の崩壊を招く懸念があること、エンドプレートが極端に薄く梁ウェブが塑性化しない mode3 は、文献 3.1) で非現実的とされていること、ボルトが破断する mode4 は文献 3.5), 3.6) で塑性変形能力が乏しいとされているためである。

次に、実験により得られた H-250×125×6×9 の梁端部の曲げモーメント M_j とエンドプレートの面外変形による梁の回転角 θ_{je} の関係を Fig. 3.2.8 に、 M_j と梁自体の変形 θ_{beam} の関係を Fig. 3.2.9 に示す。ここで θ_{je} , θ_{beam} は以下の式(3.2.1.5), (3.2.1.6)により算出している。

$$\theta_{je} = (D6 - D7) / 241 \quad (3.2.1.5)$$

$$\theta_{beam} = \theta_b - \theta_{je} \quad (3.2.1.6)$$

Fig. 3.2.8 を見ると、 M_j - θ_{je} 関係は接合部の降伏耐力 M_{pj} 付近で折れ曲がり、最大耐力 M_{uj} に若干届かなかった。また、Fig. 3.2.9 を見ると梁は M_{pb} を超えた後で塑性変形が進行し、剛接合された H 形断面梁の荷重変形関係と同様に見える。そのため、Fig. 3.2.5 に示す通り接合部近傍では梁は圧縮フランジのみ降伏し、引張フランジはほぼ弾性で中立軸位置が圧縮フランジ側に移動するが、梁自体の荷重変形関係はこの影響を受けていないと思われる。

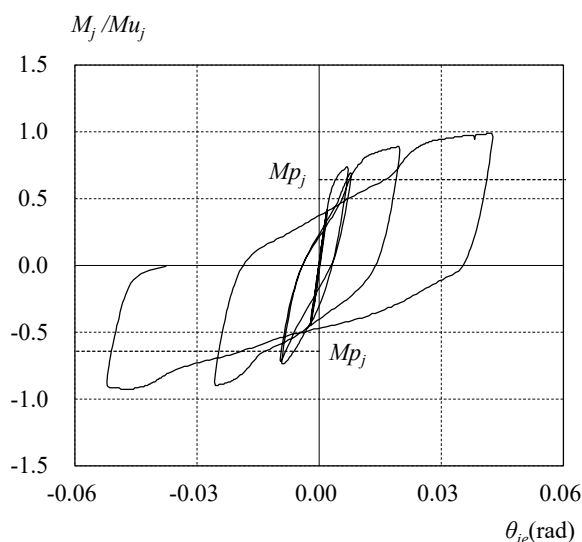


Fig. 3.2.8 M_j - θ_{je} relationship

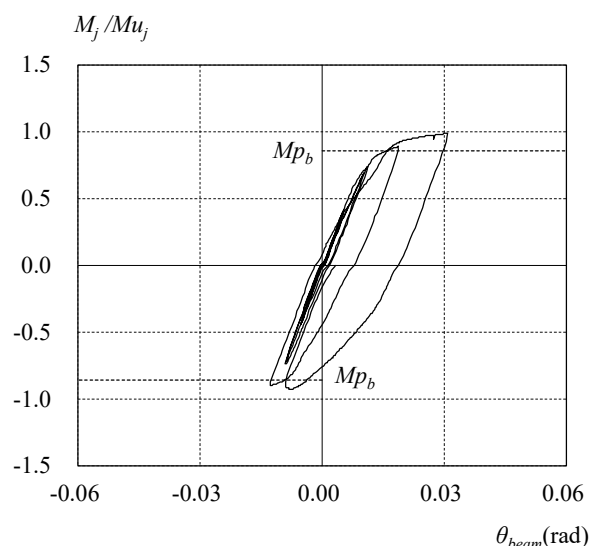


Fig. 3.2.9 M_j - θ_{beam} relationship

この予測を検証するために FEM 解析を実施する。FEM 解析に用いるプログラムは ABAQUS6.14-2 とし、Fig. 3.2.10 に示す通り前述の実験をモデル化した。要素は 4 面体 2 次要素を用い、境界条件は、対称面 (X-Z 面) で分割し、対称面の節点を Y 方向並進拘束した。治具は剛体として扱うこととし、十分大きな弾性係数を与えた。ナットとボルトは一体化し、ボルトのナットからの出は省略した。ナット部分と座金は一体化し、接触を考慮しない。柱とエンドプレート間、及び座金とエンドプレート間は接触を考慮する。高力ボルトには初期張力として設計ボルト張力を与えた。応力-ひずみ関係は、引張試験結果より得られた真応力-真ひずみ関係とし、ひずみ硬化則は等方硬化とした。

解析のモデルは、実験と同条件の model.A と、接合部が塑性変形しないようにエンドプレートを柱に固着した model.B とする。model.A と実験結果の比較を Fig. 3.2.11 に示す。Fig. 3.2.11 より、曲げモーメントと部材角関係の FEM 解析と実験の対応は良い。

また、 M と式(3.2.1.5)による接合部の回転 θ_{je} を除いた H 形断面梁自体の変形 θ_{beam} の関係について model.A と model.B の比較を Fig. 3.2.12 に示す。両モデルの履歴はほぼ一致している。この結果より、フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面梁自体の荷重変形関係は柱に完全に固定した場合とほぼ一致し、Fig. 3.2.5 に示した接合部近傍の複雑なひずみ分布の影響を受けないことがわかった。つまり、横座屈耐力を考える際に、既往の研究により剛接合を対象に整理されている一般化細長比と座屈耐力の関係^{3,7)}を用いることができる可能性がある。また、エンドプレートの面外変形と H 形断面梁の塑性変形がともに発生する場合でも、それぞれの荷重変形関係は分離して扱うことが可能であり、接合部と梁の荷重変形関係が事前にわかっているならば、それらを直列で繋ぎ、接合部を含めた梁全体の荷重変形関係を得ることもできると考えられる。ひずみ分布の影響に関して、同様の考察が文献 3.8)にもあり、ここではフラッシュ形エンドプレートの面外変形により、接合部近傍のひずみ分布が乱れるが、その領域は局所的であり、梁自体の弾性剛性には影響しないと述べられている。

以上、接合部の最大耐力推定式(3.2.1.4)を実験結果は若干下回った。また、エンドプレートの面外変形により接合部近傍では複雑なひずみ分布となるが梁自体の荷重変形関係はその影響を受けず、剛接合されたものとして扱うことができることを示した。

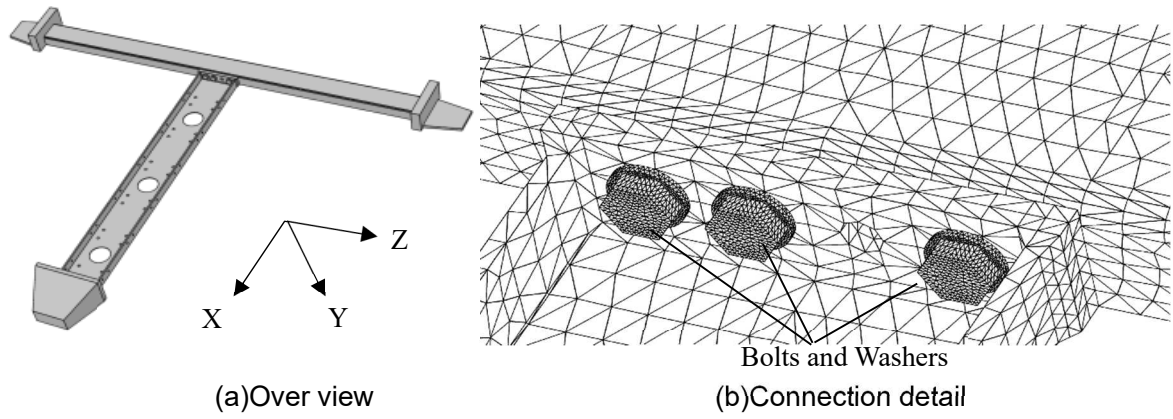


Fig. 3.2.10 FEM model

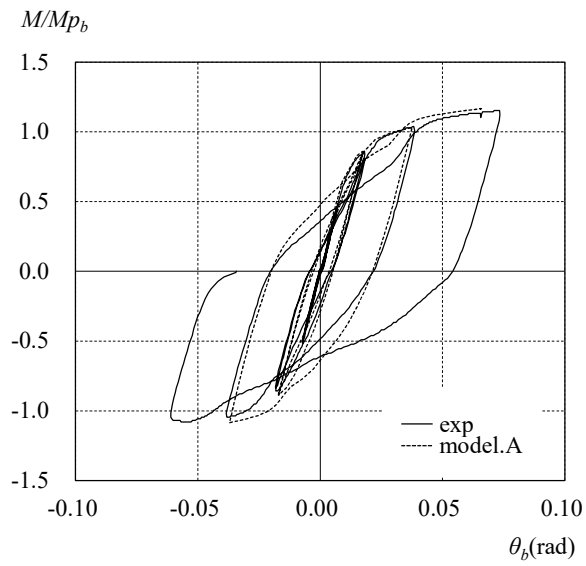


Fig. 3.2.11 $M-\theta_b$ relationship
(H-250×125×6×9)

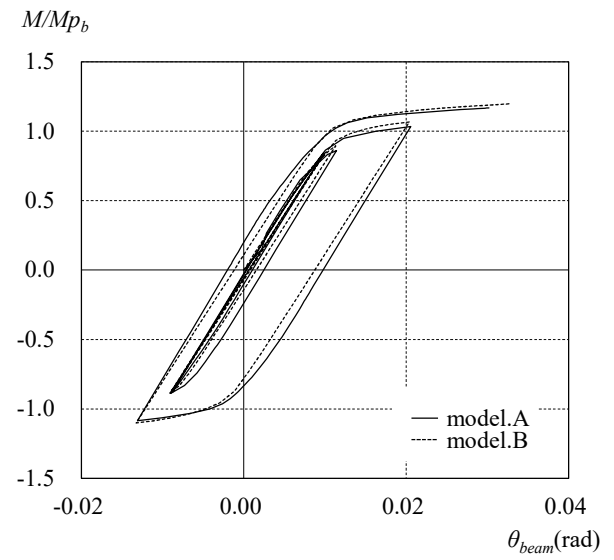


Fig. 3.2.12 $M-\theta_{beam}$ relationship
(H-250×125×6×9)

3.2.2 接合部の最大耐力の推定方法の改良

3.2.1 項で述べた通り，実験結果は文献 3.1)による最大耐力の推定値よりも小さい値となった。そこで，本項では文献 3.1)による推定式で想定する中立軸位置を考察し，推定式の改良を提案する。そして，文献 3.2)及び 3.3)により提案されている推定式と本項で提案する推定式を比較し，本項で提案する推定式の利点を示す。

3.2.1 項で述べた通り，mode2 の最大耐力は，Fig.2 に示す崩壊機構を仮定した仮想仕事法より，式(3.2.2.1)で表される^{3.1)}。

$$Mu_j = (b_f t_f^2 \sigma_{uf} + b_e t_e^2 \sigma_{ue} + d_1 d_2 t_w \sigma_{uw}) d / (2d_2) \quad (3.2.2.1)$$

mode2 で想定する中立軸位置を，以下の仮定により確認する。

仮定 1：接合部に Fig. 3.2.13(a)に示す曲げモーメント M_j が働き，中立軸位置は圧縮フランジ厚み方向中央とする。

仮定 2：Fig. 3.2.13(b)に示す通り，接合部を引張フランジから 1 段目のボルト孔上端までの部分と，1 段目のボルト孔上端から圧縮フランジまでの部分に分割する。

仮定 3：仮定 2 による引張側フランジから 1 段目のボルト孔上端までの部分を，Fig. 3.2.13(c)に示す通り，L 形ラーメンに置換する。ここで，水平部材の長さを q ，鉛直部材の長さを d_2 とし，水平部材と鉛直部材の接合部は剛接合，接合部と反対側の端部は，水平部材ではピンローラー支点，鉛直部材では固定端とする。Fig. 3.2.13(d)に示す通り，L 形ラーメンの水平部材の断面 A - A は引張フランジ及び高さ d_2 のウェブから構成される T 形断面とし，鉛直部材の断面 B - B はエンドプレートの長方形断面とする。Fig. 3.2.13(e)に示す通り，水平部材の高さ位置に水平力が働き，水平部材と鉛直部材の接合部に曲げモーメント $Mu_{(A-A)}$ ，鉛直部材の固定端に $Mu_{(B-B)}$ が生ずる時の水平力の値を N_{yt} とする。ここで， $Mu_{(A-A)}$ は，断面 A - A の曲げ耐力とし，引張フランジ厚み方向中央を中立軸位置とし，引張フランジ及びウェブに生ずる応力を引張強さとして求めた曲げ耐力とする。また， $Mu_{(B-B)}$ は断面 B - B の曲げ耐力とし，エンドプレート厚み方向中央を中立軸位置とした塑性断面係数に，エンドプレートの引張強さを乗じて得られる曲げ耐力とする。ピンローラー支点には，鉛直方向に反力 $p = Mu_{(A-A)} / q$ が生ずる。

仮定 4：仮定 2 による 1 段目のボルト孔上端から圧縮フランジまでの部分を，Fig. 3.2.13(f)に示す通り，片持ち梁に置換し，片持ち梁の長さを q とする。Fig. 3.2.13(g)に示す通り，片持ち梁の断面 C - C は高さ d_1 のウェブ及び圧縮フランジから構成される逆 T 形断面とする。Fig. 3.2.13(h)に示す通り，片持ち梁の固定端には $Mu_{(C-C)}$ が生じ，自由端には曲げモーメント $Mu_{(C-C)} - Mu_{(A-A)}$ 及び鉛直下向きの荷重 $p = Mu_{(A-A)} / q$ が働く。ここで， $Mu_{(C-C)}$ は，圧縮フランジ厚み方向中央を中立軸位置とし，ウェブ及び圧縮フランジに生ずる曲げ応力を引張強さとして求めた断面 C - C の曲げ耐力とする。

仮定 1 から仮定 4 より，接合部に働く曲げモーメント M_j は，次式により表される。

$$M_j = N_{yt} \cdot d + Mu_{(C-C)} - Mu_{(A-A)} \quad (3.2.2.2)$$

ただし， N_{yt} ， $Mu_{(C-C)}$ ， $Mu_{(A-A)}$ は，それぞれ式(3.2.2.3.1)，(3.2.2.3.2)，(3.2.2.3.3)で表される。

$$N_{yt} = \frac{1}{2d_2} (b_e t_e^2 \sigma_{ue} + b_f t_f^2 \sigma_{uf} + t_w d_2^2 \sigma_{uw}) \quad (3.2.2.3.1)$$

$$Mu_{(C-C)} = \frac{1}{2} t_w d_1^2 \sigma_{uw} + \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} \quad (3.2.2.3.2)$$

$$Mu_{(A-A)} = \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} + \frac{1}{2} t_w d_2^2 \sigma_{uw} \quad (3.2.2.3.3)$$

式(3.2.2.2)に、式(3.2.2.3.1)から(3.2.2.3.3)を代入し整理すると、

$$M_j = (b_f t_f^2 \sigma_{uf} + b_e t_e^2 \sigma_{ue} + d_1 d_2 t_w \sigma_{uw}) d / (2 d_2) \quad (3.2.2.4)$$

となり、式(3.2.2.1)と一致する。

以上より、式(3.2.2.1)の中立軸位置は、圧縮フランジ厚み方向中央と仮定していることが確認された。

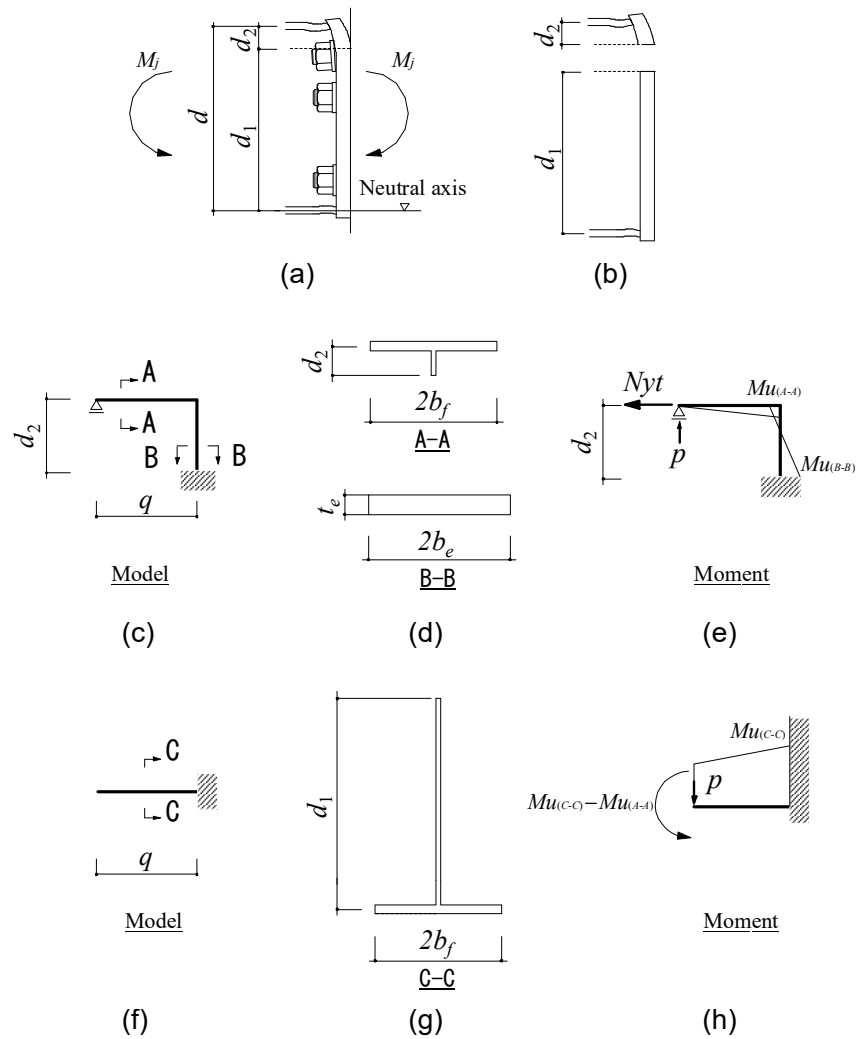


Fig. 3.2.13 Resistance model

3.2.1 項で仮定した応力を, Fig. 3.2.14(a)に示す。引張フランジ厚み方向中央に引張力 N_{yt} , 1 段目のボルト孔上端から圧縮フランジ厚み中央までウェブに引張応力 σ_{uw} , 時計回りに曲げモーメント $Mu_{(A-A)}$ が生ずる。Fig. 3.2.14(a)に表現していないが, 圧縮フランジには, 厚さ方向中央から上側に引張応力 σ_{uf} , 下側に圧縮応力 σ_{cf} が生ずる。さらに, 引張合力と圧縮合力のつり合いより, 圧縮フランジ厚み方向中央に圧縮力 $2 t_f b_f \sigma_{cf}$ が生ずる。ここで, σ_{cf} は圧縮フランジに生ずる圧縮応力である。

σ_{cf} が σ_{uf} を超える場合は, 上界定理より, 式(3.2.2.1)による最大耐力は, 真の解よりも大きくなる。本節では, 圧縮フランジに生ずる圧縮応力 σ_{cf} が σ_{uf} を超えない条件の下算出される最大耐力と, 式(3.2.2.1)による最大耐力の関係を考察した上で, より精度の高い最大耐力の推定方法を提案する。

Fig. 3.2.14(b)に中立軸高さ比 $\xi > 0$ の場合の応力を示す。引張フランジ厚み方向中央に引張力 N_{yt} , 1 段目のボルト孔上端から中立軸位置までウェブに引張応力 σ_{uw} , 中立軸位置から圧縮フランジ中央までウェブに圧縮応力 σ_{uw} , 時計回りに曲げモーメント $Mu_{(A-A)}$, 圧縮フランジ厚み方向中央に圧縮力 $2 t_f b_f \sigma_{cf}$ が生ずる。

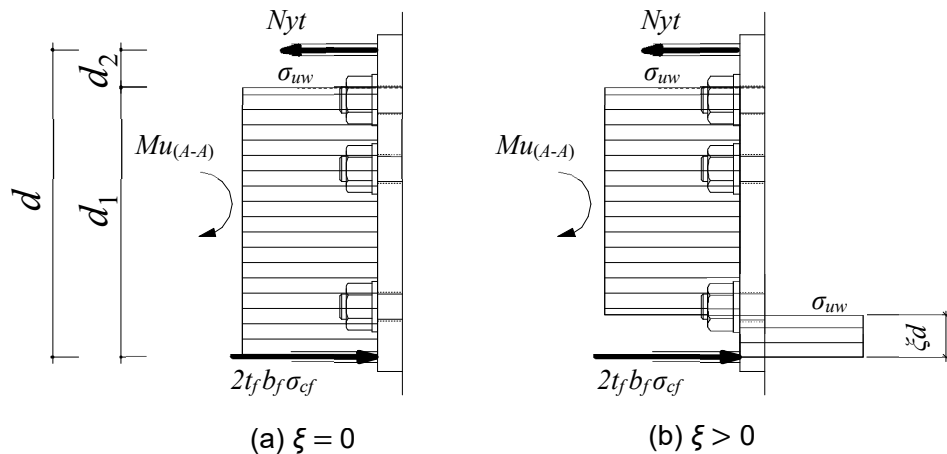


Fig. 3.2.14 Neutral axis position of under maximum strength

Fig. 3.2.14 (b)について, 引張合力と圧縮合力のつり合いは式(3.2.2.5)で表される。

$$N_{yt} + t_w(d - d_2 - \xi d)\sigma_{uw} = t_w \xi d \sigma_{uw} + 2 t_f b_f \sigma_{cf} \quad (3.2.2.5)$$

ここで, σ_{cf} は圧縮フランジに生ずる圧縮応力である。式(3.2.2.5)の ξ に 0 を代入すると, Fig. 3.2.14(a)のつり合い式となる。

式(3.2.2.5)の σ_{cf} に σ_{uf} を代入し, ξ について整理すると,

$$\xi = \frac{N_{yt} + t_w d_1 \sigma_{uw} - 2 t_f b_f \sigma_{uf}}{2 t_w d \sigma_{uw}} \quad (3.2.2.6)$$

式(3.2.2.6)により得られる ξ の値に応じて, 接合部に働く曲げモーメントの算定式が異なる。

・ 式(3.2.2.6)で $\xi \leq 0$ となる場合

$\xi = 0$ とし, Fig. 3.2.14(a)より, 接合部に働く曲げモーメントは, 式(3.2.2.4)で表される。

・ 式(3.2.2.6)で $\xi > 0$ となる場合

Fig. 3.2.14(b)より、接合部に働く曲げモーメントは、次式で表される。

$$M_j' = N_{yt}(d - \xi d) + \frac{1}{2}t_w(d_1^2 - 2d_1\xi d + 2\xi^2 d^2)\sigma_{uw} + 2t_f b_f \xi d \sigma_{uf} - \frac{1}{2}b_f t_f^2 \sigma_{uf} - \frac{1}{2}t_w d_2^2 \sigma_{uw} \quad (3.2.2.7)$$

ここで、 N_{yt} は式(3.2.2.3.1)と同様、次式で表される。

$$N_{yt} = \frac{1}{2d_2} (b_e t_e^2 \sigma_{ue} + b_f t_f^2 \sigma_{uf} + t_w d_2^2 \sigma_{uw}) \quad (3.2.2.8)$$

このように、式(3.2.2.6)の ξ の値に応じて、式(3.2.2.4)と式(3.2.2.7)のどちらを採用するか選択することで得られる最大耐力を Mu_{j2} とする。一方、 ξ の値を確認せず、式(3.2.2.4)を最大耐力とする場合の最大耐力を Mu_{j1} とする。

種々の断面形状及び素材特性として、梁せいを 250mm、梁幅を 70, 100, 150, 250mm の 4 種類、フランジ厚を 4.5, 6, 9mm の 3 種類、ウェブ厚を 3.2, 4.5, 6mm の 3 種類、エンドプレート幅を梁幅 +20mm の 1 種類、エンドプレート厚みを 19, 16, 12mm の 3 種類、 d_2 を 30, 40, 50mm の 3 種類、フランジ及びウェブの降伏点をそれぞれ 250N/mm², 350N/mm² の 2 種類ずつ、フランジ及びウェブの引張強さをそれぞれ 400, 450N/mm² の 2 種類ずつ、エンドプレートの引張強さを 450N/mm² の 1 種類を組み合わせた場合について、 Mu_{j1} と Mu_{j2} の関係を考察する。なお、これらは現実的な H 形断面梁の梁せいと梁幅の比、フランジ幅厚比、ウェブ幅厚比、エンドプレート厚みに対するフランジ厚の比、引張側 1 段目のボルト位置、降伏比を網羅するように定めた。

Fig. 3.2.15 に前述の全ての組み合わせの Mu_{j2} と Mu_{j1} の関係を示す。 Mu_{j1} 、 Mu_{j2} ともに梁の全塑性耐力 M_p により無次元化している。 M_p により無次元化している理由は、鋼構造接合部設計指針²⁾に記されている柱梁接合部の接合部係数への影響を検討するためである。鋼構造接合部設計指針において柱梁接合部の接合部係数は、破壊形式と鋼種の組み合わせに応じて 1.25~1.45 の範囲で定められている。

Fig. 3.2.15 より、 Mu_{j2} に対して Mu_{j1} は大きく、 Mu_{j2}/M_p が 1.15 に対し Mu_{j1}/M_p は最大 1.45 となり、 Mu_{j2}/M_p が 1.00 に対し Mu_{j1}/M_p は最大 1.25 となっている。これより、 Mu_{j1} は、接合部耐力を最大約 25%程度過大評価し、保有耐力接合の判定に用いる際は、 Mu_{j1} を 25%低減する必要があることが分かった。

以上より、保有耐力接合の確認の際には、 Mu_{j1} を 25%低減するか Mu_{j2} を用いる必要がある。しかし、 Mu_{j2} を用いることとした場合、式(3.2.2.7)は、計算式が複雑なため、より簡易で精度が維持できる計算式を試行錯誤により求めた結果、式(3.2.2.9)を得た。

$$M_j'' = \frac{1}{1.08} \sqrt{\frac{0.667M_p^3 - 0.9Mu \cdot M_p^2 + M_j \cdot Mu \cdot M_p}{0.933M_p - 0.06Mu}} \quad (3.2.2.9)$$

ここで、 M_p は梁の全塑性モーメント、 Mu は引張強さから求まる梁の最大耐力、 M_j は式(3.2.2.4)による曲げモーメントである。

式(3.2.2.7)の M_j' を式(3.2.2.9)の M_j'' に置き換えて得られた最大耐力を Mu_{j1}' とし、 Mu_{j2} と Mu_{j1}' の関係を Fig. 3.2.16 に示す。Fig. 3.2.16 より、 Mu_{j1}' は Mu_{j2} を精度よく予測し過大評価をしていないことが分かる。

以上より、最大耐力の推定方法を次の通り提案する。

- ・式(3.2.2.6)の σ_{cf} に σ_{uf} を代入して， $\xi \leq 0$ となる場合
式(3.2.2.4)による M_j を最大耐力 $M_{j\max}$ とする。
- ・式(3.2.2.6)の σ_{cf} に σ_{uf} を代入して， $\xi > 0$ となる場合
式(3.2.2.7)による M_j 又は式(3.2.2.9)による M_j'' を最大耐力 $M_{j\max}$ とする。
以上の推定方法を次式に示す。

$$M_{j\max} = \begin{cases} (b_f t_f^2 \sigma_{uf} + b_e t_e^2 \sigma_{ue} + d_1 d_2 t_w \sigma_{uw}) d / (2d_2) & \xi \text{ by eq. (3.2.2.6)} \leq 0 \\ \begin{aligned} & N_y t (d - \xi d) + \frac{1}{2} t_w (d_1^2 - 2d_1 \xi d + 2\xi^2 d^2) \sigma_{uw} + 2t_f b_f \xi d \sigma_{uf} \\ & - \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} - \frac{1}{2} t_w d_2^2 \sigma_{uw} \end{aligned} & \xi \text{ by eq. (3.2.2.6)} > 0 \end{cases} \quad \dots (3.2.2.10)$$

又は

$$M_{j\max} = \begin{cases} (b_f t_f^2 \sigma_{uf} + b_e t_e^2 \sigma_{ue} + d_1 d_2 t_w \sigma_{uw}) d / (2d_2) & \xi \text{ by eq. (3.2.2.6)} \leq 0 \\ \frac{1}{1.08} \sqrt{\frac{0.667 M_p^3 - 0.9 M_u \cdot M_p^2 + M_j \cdot M_u \cdot M_p}{0.933 M_p - 0.06 M_u}} & \xi \text{ by eq. (3.2.2.6)} > 0 \end{cases} \quad \dots (3.2.2.11)$$

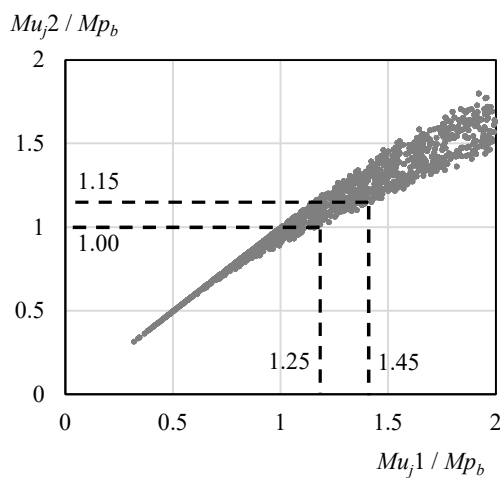


Fig. 3.2.15 M_{uj2} - M_{uj1} relationship

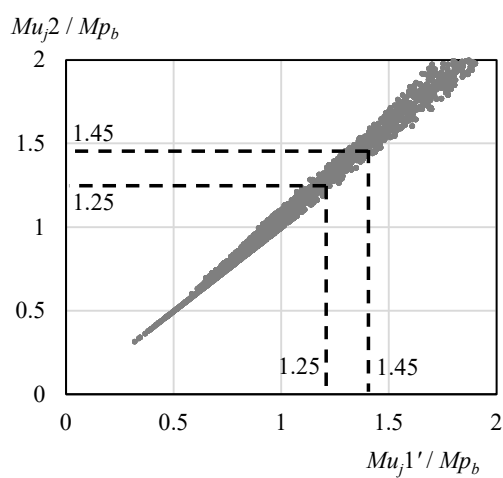


Fig. 3.2.16 M_{uj2} - M_{uj1}' relationship

次に、文献 3.2)によるエンドプレート面外変形による最大耐力推定式を以下に示す。

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (3.2.2.12)$$

ここで、

$M_{j,Rd}$: 接合部の最大耐力

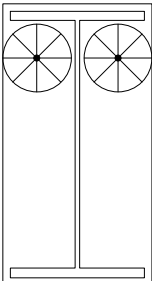
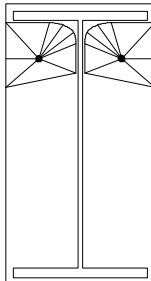
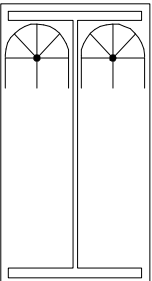
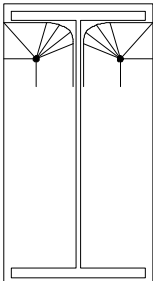
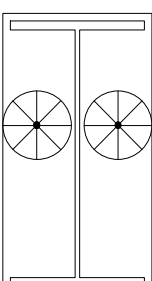
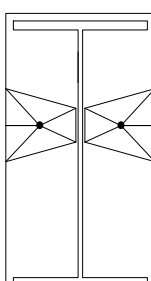
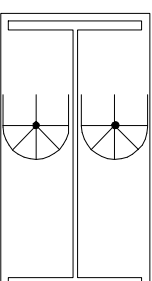
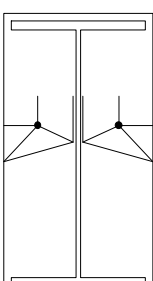
$F_{tr,Rd}$: 各ボルト段ごとの有効引張耐力

h_r : 各ボルト段の中心から圧縮中心までの距離

r : ボルト段数

$F_{tr,Rd}$ は、Table 3.2.3 に示す様々な降伏線パターンによる引張力の中で、最小の値とする。引張力を求める際のエンドプレートの単位長さ当たりの曲げ耐力は、エンドプレートの降伏強さに、エンドプレートの塑性断面係数を乗じた値としている。また、当該引張力は、ウェブの引張降伏を考慮し、Table 3.2.3 の降伏線の有効長さにウェブの板厚とウェブの降伏強さを乗じた値を上限値としている。Table 3.2.3 に示す通り、 $F_{tr,Rd}$ は、降伏線がボルト各段で形成される場合と、複数の段で形成される場合の 2 つの場合についてそれぞれ求め、小さい方の値を採用することとしている。

Table 3.2.3 Effective lengths for an end-plate

	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolts-rows	
	Circular patterns	Non Circular patterns	Circular patterns	Non Circular patterns
First bolt-row				
Other end bolt-row				

続いて，文献 3.3)による最大耐力推定式を以下に示す。

$$M_u = \phi_b M_{pl} = \phi_b F_{py} t_p^2 Y \quad (3.2.2.13)$$

ここで，

ϕ_b ：安全率で 0.9

F_{py} ：エンドプレートの降伏強さ

t_p ：エンドプレートの板厚

Y ：Fig. 3.2.17 に示す降伏線を想定したパラメータ

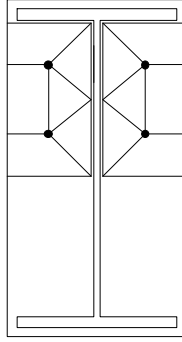


Fig. 3.2.17 Yield-Line Mechanism

3.2.1 項の実験結果と式(3.2.2.10)，(3.2.2.12)及び(3.2.2.13)による最大耐力推定値を Fig. 3.2.18 に同時に示す。なお，Fig. 3.2.18 には式(3.2.12)の $F_{tr,Rd}$ を算定する際に，エンドプレート及び梁ウェブの降伏強さを引張強さに変更した場合の耐力 $M_{j,Rd}'$ も同時に示す。 $M_{j,Rd}'$ は既往の文献には提案されていない。

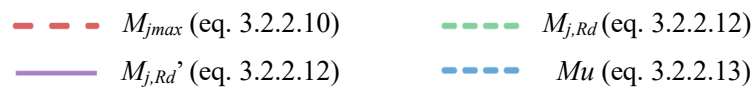
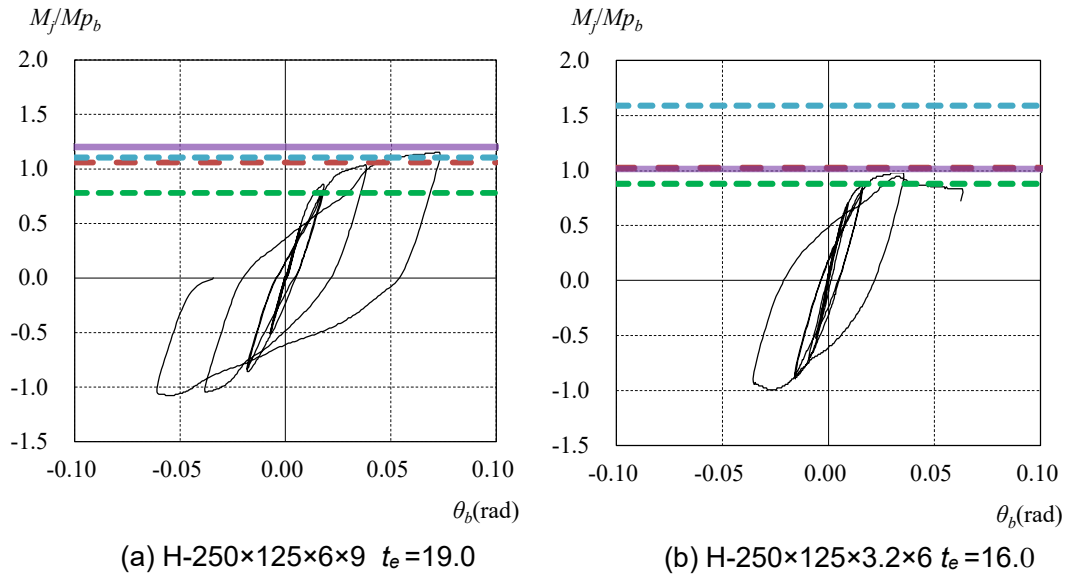


Fig. 3.2.18 $M_j - \theta_b$ relationship

Fig. 3.2.18 に示す通り，式(3.2.2.12)は最大耐力を過小評価している。同じ実験結果は文献 3.9)でも確認され，文献 3.2)の方法は実験結果の最大耐力を過小評価することが指摘されている。また，式(3.2.2.12)に引張強さを用いて計算した $M_{j,Rd}$ は，H-250×125×6×9 $t_e=19.0$ の実験結果を若干過大評価した。これは，式(3.2.2.12)で中立軸位置を圧縮フランジの板厚中心位置と仮定していることが原因と考えられる。さらに，式(3.2.2.13)は H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ の実験結果をかなり大きく過大評価している。これは，式(3.2.2.13)が梁ウェブの降伏を考慮しないことと中立軸位置を圧縮フランジ板厚中心位置と仮定しているためと考えられる。一方，式(3.2.2.10)は H-250×125×6×9 $t_e=19.0$ を安全側に精度良く予測できている。また，H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ でも，局部座屈による影響を除けば，実験結果を安全側に精度良く推定できていると考えられる。式(3.2.2.10)の推定精度が良い理由は，ウェブの降伏及び中立軸位置を同時に考慮したためと考えられる。

以上，式(3.2.1.3)による推定結果は，実験結果を過大評価していた。一方，(3.2.2.10)により最大耐力は実験結果を安全側に精度よく推定できることを確認した。本推定方法は，既往の文献と異なり，ウェブの降伏及び中立軸位置を同時に考慮しており，既往の文献を合わせた中で，最も実験結果を精度良く推定できることを確認した。

3.3 接合部の初期回転剛性の推定方法

フラッシュ形エンドプレートの初期回転剛性が剛接合に比べて低下することは既往の文献 (3.8) により指摘されている。しかし、ここでは初期回転剛性を定量的に推定する方法は示されていない。一方、海外の文献では初期回転剛性の推定方法が提案されている^{3.2),3.4)}。そこで、本論では、3.2節の崩壊挙動と実験結果を踏まえ、エンドプレートの初期変形時の耐荷モデルを定めるとともに、本耐荷モデルより回転剛性の推定法を定める。そして、本論で提案する推定式と文献 (3.2)及び (3.4)による推定式の実験結果に対する推定精度を比較する。

3.3.1 耐荷モデル

接合部の初期回転剛性を推定するための耐荷モデルを Fig. 3.3.1 に示す。引張フランジ側のエンドプレートを、引張側ボルト1段目までの高さ d_{b1} の片持ち梁とし、面外に変形するものとする。また、圧縮フランジ側もエンドプレートは溶接ひずみによる初期の曲がりにより柱に密着していないことが想定されるため、圧縮側においてもエンドプレートの弾性時は引張側と同じように変形すると仮定する。

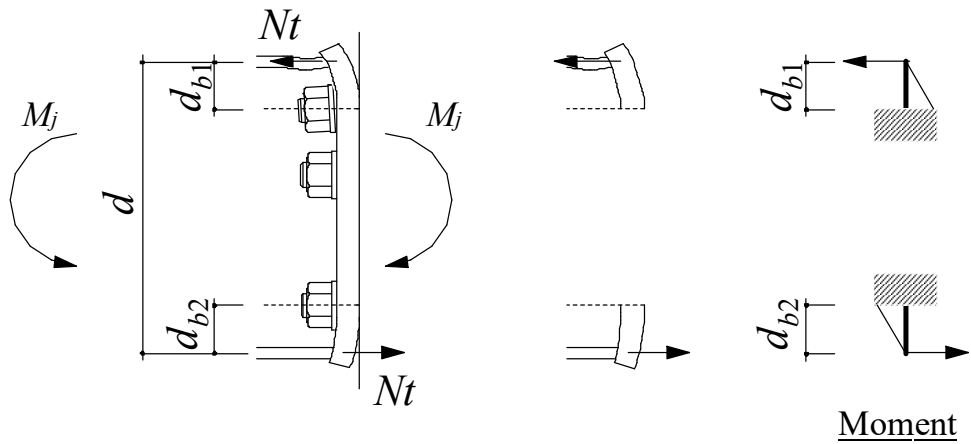


Fig. 3.3.1 Initial stiffness resistance model

ここで、初期回転剛性は、接合部に生ずる曲げモーメントが後述の式(5.2.1)による接合部の降伏耐力 M_{yj} 以下の時の回転剛性とする。

本抵抗モデルによる引張フランジに働く引張力 N_t と面外変形 δ_{je} の関係は次式により表される。

$$\delta_{je1} = \frac{N_t d_{b1}^3}{3EI_e} \quad (3.3.1.1)$$

圧縮フランジの場合は、式(3.3.1.1)の d_{b1} を d_{b2} に置換し、

$$\delta_{je2} = \frac{N_t d_{b2}^3}{3EI_e} \quad (3.3.1.2)$$

ここで、

$$I_e = \frac{b_e t_e^3}{6} \quad (3.3.1.3)$$

また、梁が弾性範囲であれば、梁端に生ずる曲げモーメント M_j と引張フランジに生ずる引張力 Nt の関係は次式により表される。

$$Nt = 2b_e t_e \frac{M_j}{Z} \quad (3.3.1.4)$$

ここで、

$$Z = 2b_e t_e d + \frac{t_w d^2}{6} \quad (3.3.1.5)$$

接合部の回転角 θ_{je} とエンドプレートの面外変形 δ_{je} の関係は、引張フランジ側と圧縮フランジ側のエンドプレートの面外変形を考慮し、次式により表される。

$$\theta_{je} = \frac{\delta_{je1} + \delta_{je2}}{d} \quad (3.3.1.6)$$

式(3.3.1.6)に式(3.3.1.1)(3.3.1.2)及び(3.3.1.4)を代入し整理すると、

$$\theta_{je} = \frac{24(d_{b1}^3 + d_{b2}^3)}{Et_e^2 d^2 (12b_e t_e + t_w d)} M_j \quad (3.3.1.7)$$

接合部の弾性回転剛性 K_{je} は、次式により表される。

$$K_{je} = \frac{M_j}{\theta_{je}} = \frac{Et_e^2 d^2 (12b_e t_e + t_w d)}{24(d_{b1}^3 + d_{b2}^3)} \quad (3.3.1.8)$$

接合部の降伏耐力が大きく、梁の塑性化が先行する場合、梁の上下フランジから塑性化が進行するため、接合部が降伏する時の梁フランジが負担する曲げモーメントに対するウェブが負担する曲げモーメントは、梁が弾性の場合に比べて増加する。つまり、梁が弾性の場合に比べて塑性化する場合は、接合部に働く曲げモーメントに対して引張フランジに生ずる引張力 Nt は小さくなる。このため、梁が弾性の場合に比べて、塑性化する場合は、エンドプレートは面外変形しにくくなり、接合部の弾性回転剛性は上昇することが予想される。

しかし、一般的に H 形断面梁において、ウェブが負担する曲げモーメントはフランジが負担する曲げモーメントに対して小さく、ウェブの塑性化が接合部の回転剛性に与える影響は小さいことが予想される。そこで、本論では、梁が弾性であるか塑性化しているかによらず、接合部に働く曲げモーメントが M_{yj} 以下の範囲での弾性回転剛性は、式(3.3.1.8)により求めることとする。

次に、文献 3.2) による初期回転剛性の推定式を以下に示す。

$$S_{j,ini} = E k_{eq} Z_{eq}^2 \quad (3.3.1.9)$$

$$Z_{eq} = \sum_i k_i Z_i^2 / \sum_i k_i Z_i \quad (3.3.1.10)$$

$$k_{eq} = 1 / \sum_i \frac{1}{k_i} \quad (3.3.1.11)$$

$$k_i = \frac{1}{1 / \left(\frac{0.9 I_{eff} t_p^3}{m^3} \right) + 1 / \left(\frac{1.6 A_{si}}{L_{bi}} \right)} \quad (3.3.1.12)$$

ここで、

$S_{j,ini}$	: 初期回転剛性
E	: ヤング係数
Z_{eq}	: 等価応力中心間距離
k_{eq}	: 等価剛性
Z_i	: i 列目のボルト中心位置と圧縮フランジ板厚心の距離
k_i	: i 列目のボルト中心位置における引張剛性
l_{effi}	: 表 3.2.3 による降伏線の有効長さ
t_p	: エンドプレート板厚
m	: Fig. 3.3.2 に示すボルト中心位置からウェブ表面までの距離
A_{si}	: i 列目のボルト 1 本当たりの断面積
L_{bi}	: 締結体及びワッシャー厚み合計にナットとボルト頭の高さ半分を加えた長さ

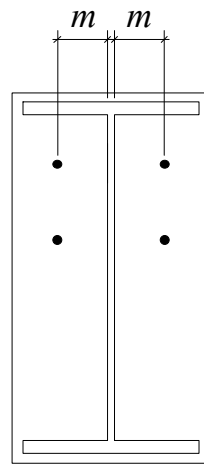


Fig. 3.3.2 Definition of m

続いて、文献 3.4)による初期回転剛性の推定式を以下に示す。

$$K = \frac{6EI_c h_b^2}{e_f^3} \quad (3.3.1.13)$$

$$e_f = 0.000003(g_1^{0.9} p_t^{0.3} t_e)^2 + 0.015(g_1^{0.9} p_t^{0.3} t_e) + 32.11 \quad (3.3.1.14)$$

ここで、

K	: 初期回転剛性
E	: ヤング係数
I_c	: エンドプレートの断面 2 次モーメント
h_b	: 1 列目のボルト中心から圧縮フランジ板厚中心までの距離
e_f	: Fig. 3.3.3 に示すフランジ板厚中心からエンドプレート曲げ変形の固定端までの距離 (mm)
g_1	: Fig. 3.3.3 に示すボルト中心からウェブ板厚中心までの距離(mm)

- p_t : Fig. 3.3.3 に示す 1 列目のボルト中心から引張フランジ板厚中心までの距離(mm)
- t_e : エンドプレート板厚(mm)

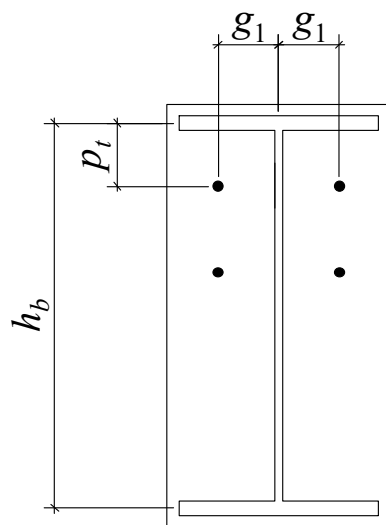


Fig. 3.3.3 Definition of h_b, g_1, p_t

3.3.2 初期回転剛性推定結果と実験結果の比較

引張フランジに働く引張力 Nt と面外変形 δ_{je} の関係について、式(3.3.1.1)及び(3.3.1.2)と 3.2 節に示した実験結果を比較する。Fig. 3.3.4 に実験結果及び式(3.3.1.1)及び式(3.3.1.2)を同時に示す。破線は式(3.3.1.1)及び式(3.3.1.2)を示し、梁端に生ずる曲げモーメント M_j が式(5.2.1)による接合部の降伏耐力 M_{yj} に到達するまでを示している。なお、本実験では $d_{b1} = d_{b2}$ としているため、式(3.3.1.1)及び式(3.3.1.2)は同じ勾配の線分となる。実験の Nt は梁端に生ずる曲げモーメントを M_j を式(3.3.1.4)に代入することにより求めた。本実験の M_{yj} は H 形断面梁の最外縁が降伏する M_y 以下の値となっている。

Fig. 3.3.4 より、圧縮側も引張側同様に面外変形していることが分かる。式(3.3.1.1)は、特に正側において実験結果を精度良く推定でき、負側で実験結果より若干変形を大きく推定していることがわかる。負側の変形は、溶接ひずみによる初期の曲がりによるものと考えられ、製造条件により異なること及び初期回転剛性を小さく評価することは建物にとって安全側の設計となることが多いことから、本論では不側も正側と同じ量だけ変形すると仮定し、式(3.3.1.1) 及び式(3.3.1.2)をエンドプレートの初期面外変形量の推定式とする。

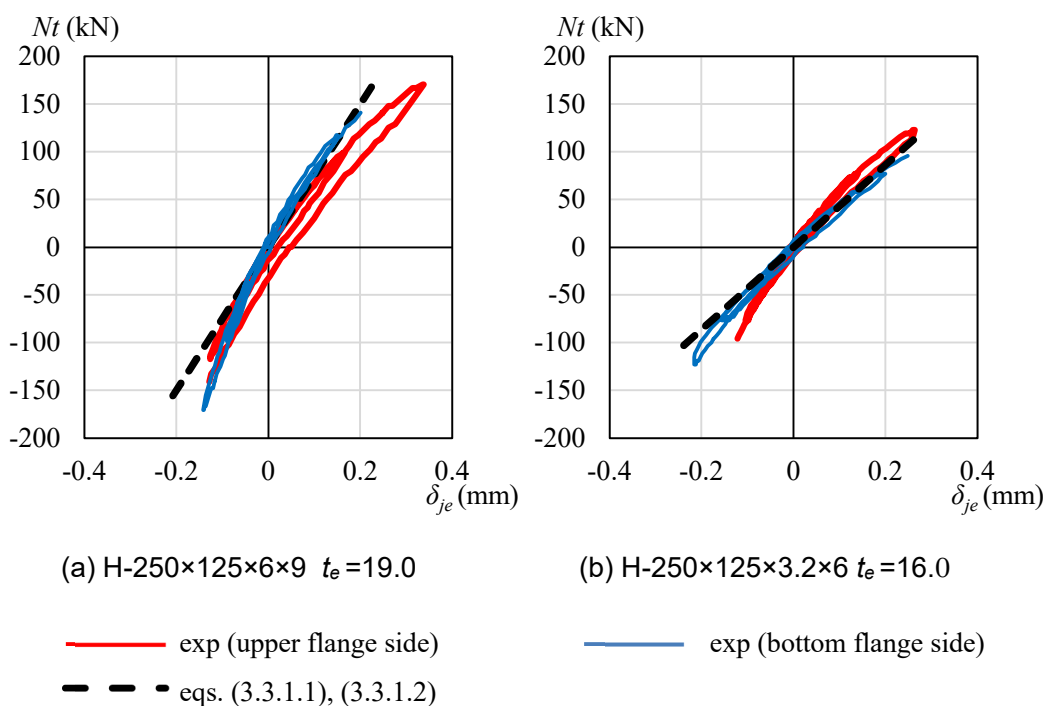


Fig. 3.3.4 $Nt - \delta_{je}$ relationship

次に、梁端の曲げモーメント M_j と接合部の弾性回転角の関係を Fig. 3.3.5 に示す。Fig. 3.3.5 には、3.2 節の実験結果、式(3.3.1.8)、式(3.3.1.9)及び式(3.3.1.13)による推定結果を同時に示している。

Fig. 3.3.5(a)より、H-250×125×6×9 $t_e=19.0$ においては、式(3.3.1.8)及び式(3.3.1.13)が実験結果を精度良く予測できていることが分かる。一方、式(3.3.1.9)は過大に推定している。式(3.3.1.9)が初期回転剛性を過大に推定することは、文献 3.9)にも述べられており、本実験でも確認された。

また、Fig. 3.3.5(b)より、H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ においては、式(3.3.1.8)が実験結果よりも剛性を若干小さく推定し、式(3.3.1.13)は若干過大に推定することが分かる。一方、式(3.3.1.9)は、H-250×125×6×9 $t_e=19.0$ と同様、過大に推定している。

式(3.3.1.8)が H-250×125×6×9 $t_e=19.0$ で精度が良く、H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ については若干小さく推定した理由は、 $t_e=19.0$ 、 $t_e=16.0$ ともに、同じボルトを用いて柱に接合しており、エンドプレートの厚みに対するボルト径は、 $t_e=16.0$ の方が $t_e=19.0$ よりも大きくなり、エンドプレートの面外曲げ剛性に対するボルトの剛性は、エンドプレートの板厚が薄い方が厚い場合に比べて大きい。このため、 d_{b1} 及び d_{b2} の値は、 $t_e=16.0$ の方が小さいことが予想されるものの、本推定方法では d_{b1} 及び d_{b2} をエンドプレートの厚みによらず、フランジ心から一段目のボルト孔上端までの距離としていることが原因と考えている。エンドプレートの厚みとボルト径の関係により d_{b1} 及び d_{b2} の値を定める方法は今後の課題としたい。

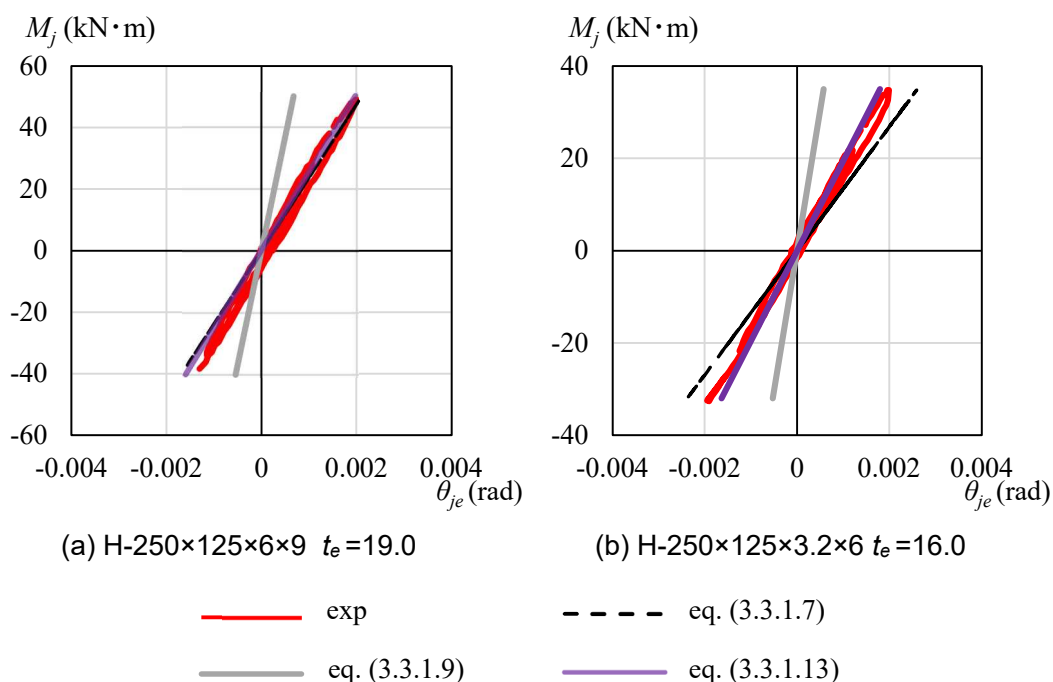


Fig. 3.3.5 $M_j - \theta_{je}$ relationship

3.4 接合部の降伏後の回転剛性の推定方法

接合部降伏後の回転剛性の推定方法は文献 3.2) に提案されているものの、3.3 節で確認した通り、文献 3.2) の初期回転剛性の推定結果は実験結果を大きく上回る。そこで、本論では 3.2 節の実験結果を対象に、崩壊形を考慮しながら降伏後の回転剛性を推定する方法を検討する。まず、引張フランジに生ずる引張力とエンドプレートの塑性変形量の関係を 3.2 節の実大実験により定める。

3.2 節により、接合部の全塑性耐力 M_{pj} 、最大耐力 M_{jmax} 及び、それら曲げモーメントが働く時の引張フランジに生ずる引張力及び中立軸位置は、次式により表される。

・全塑性耐力時

$$M_{pj} = Ny t \left(1 - \xi_p \right) d + \frac{1}{2} t_w \left(d_1^2 - 2 d_1 \xi_p d + 2 \xi_p^2 d^2 \right) \sigma_{yw} + 2 t_f b_f \xi_p d \sigma_{yf} - \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} - \frac{1}{2} t_w d_2^2 \sigma_{uw} \quad (3.4.1)$$

$$Ny t = \frac{1}{2 d_2} \left(b_e t_e^2 \sigma_{ue} + b_f t_f^2 \sigma_{uf} + t_w d_2^2 \sigma_{uw} \right) \quad (3.4.2)$$

$$\xi_p = \frac{Ny t + t_w d_1 \sigma_{yw} - 2 t_f b_f \sigma_{yf}}{2 t_w d \sigma_{yw}} \quad (3.4.3)$$

・最大耐力時

$$M_{jmax} = Ny t \left(1 - \xi_p \right) d + \frac{1}{2} t_w \left(d_1^2 - 2 d_1 \xi_p d + 2 \xi_p^2 d^2 \right) \sigma_{uw} + 2 t_f b_f \xi_p d \sigma_{uf} - \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} - \frac{1}{2} t_w d_2^2 \sigma_{uw} \quad (3.4.4)$$

$$Ny t = \frac{1}{2 d_2} \left(b_e t_e^2 \sigma_{ue} + b_f t_f^2 \sigma_{uf} + t_w d_2^2 \sigma_{uw} \right) \quad (3.4.5)$$

$$\xi_u = \frac{Ny t + t_w d_1 \sigma_{uw} - 2 t_f b_f \sigma_{uf}}{2 t_w d \sigma_{uw}} \quad (3.4.6)$$

ただし、 ξ_p 、 ξ_u それぞれについて、値が負となる場合は、 ξ_p 、 ξ_u はそれぞれ 0 とする。

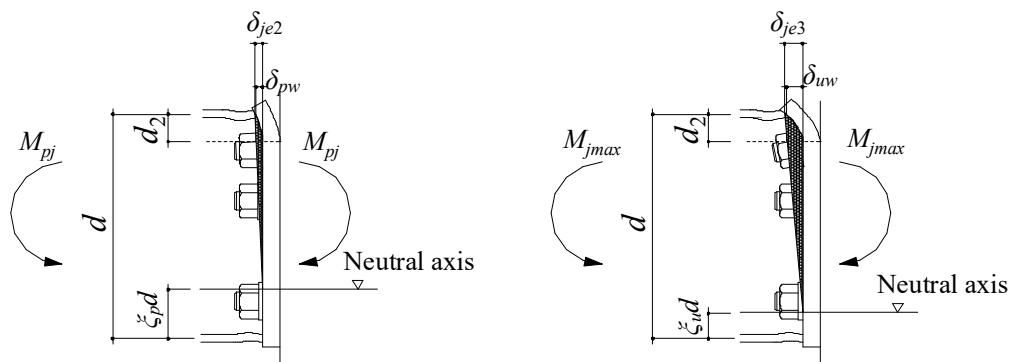
接合部に働く曲げモーメントが全塑性耐力 M_{pj} 及び最大耐力 M_{jmax} の場合、ウェブは Fig. 3.4.1(a) 及び(b)の通り変形すると仮定する。この場合、引張フランジから数えて 1 段目のボルト上端位置が、ウェブの変形 δ_{wp} 及び δ_{wu} が最大となる。Fig. 3.4.1(a)の網掛け部分の通りウェブは全塑性時に δ_{wp} だけ変形し、Fig. 3.4.1(b)の網掛け部分の通り、最大耐力時に δ_{wu} だけ変形すると仮定する。またエンドプレートの面外変形量をそれぞれ δ_{je2} 、 δ_{je3} とすると、 δ_{wp} 及び δ_{wu} とエンドプレートの開き量 δ_{je2} 及び δ_{je3} の関係は、幾何学的関係より次式で表される。

・全塑性耐力 M_{pj} 時

$$\delta_{pw} = \left\{ 1 - \frac{d_2}{(1 - \xi_p) d} \right\} \delta_{je2} \quad (3.4.7)$$

・最大耐力 M_{jmax} 時

$$\delta_{uw} = \left\{ 1 - \frac{d_2}{(1 - \xi_u) d} \right\} \delta_{je3} \quad (3.4.8)$$

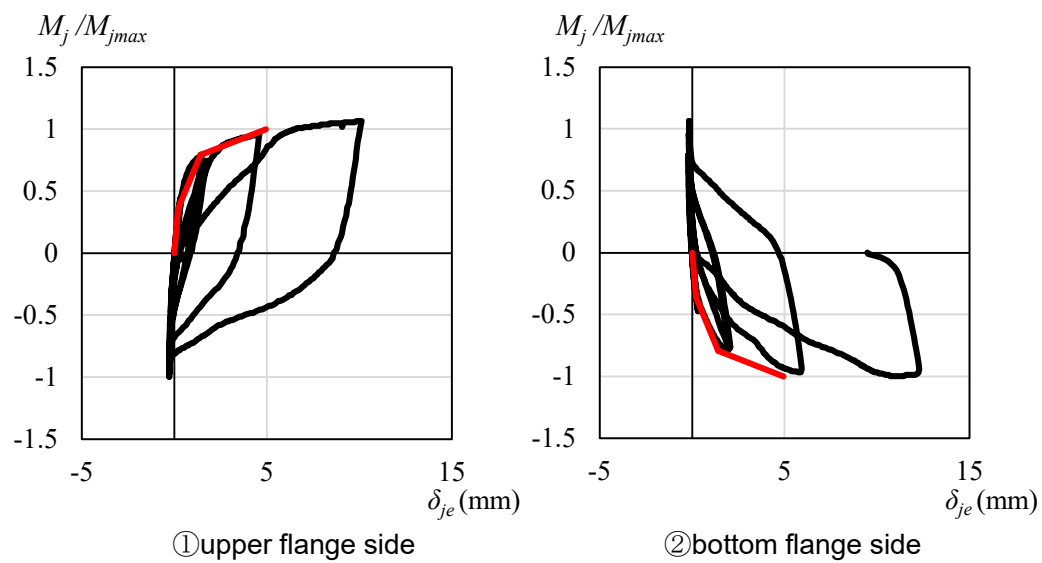


(a) Full plastic strength

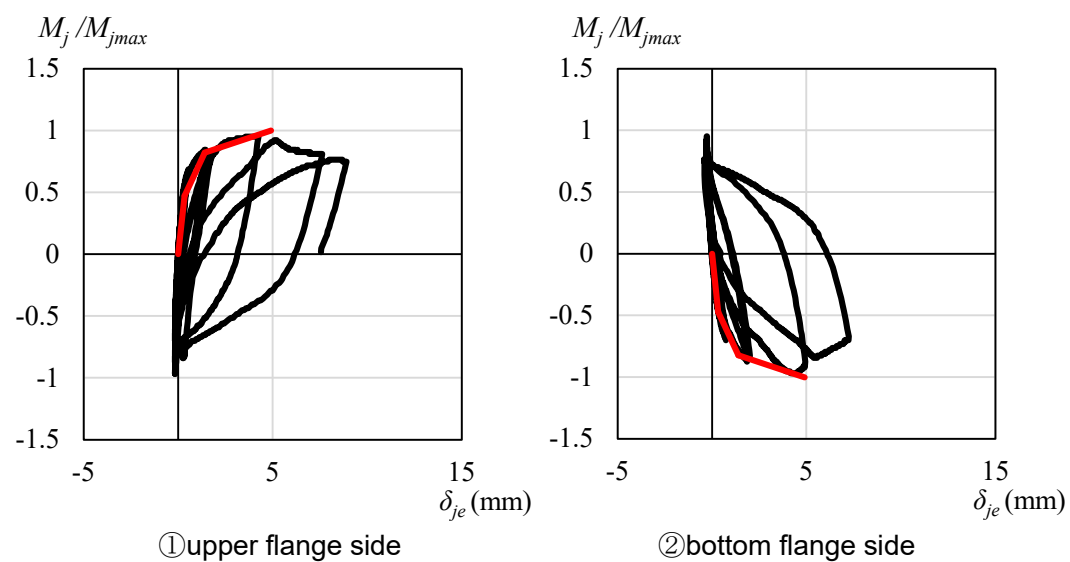
(b) Ultimate strength

Fig. 3.4.1 Connection deformation

3.2 節の実験より得られた接合部に働く曲げモーメント M_j とエンドプレートの開き量 δ_{je} の関係を Fig. 3.4.2 に示す。Fig. 3.4.2 に同時に示す赤線は、H-250×125×6×9 及び H-250×125×3.2×6 共通で、降伏耐力 M_{yj} に対応するエンドプレートの開き量を式(3.3.1.1) ,(3.3.1.2)により求め、全塑性耐力 M_{pj} 及び最大耐力 M_{jmax} に対応するエンドプレートの開き量を式(3.4.7)及び(3.4.8)においてウェブの変形 δ_{pw} 及び δ_{uw} を 1.14 mm 及び 4.14 mm として求め、それら 3 点を直線で結んだ結果である。Fig. 3.4.2 より、エンドプレートの面外変形の初期剛性は式(3.3.1.1),(3.3.1.2)，全塑性耐力時及び最大耐力時の変形量は式(3.4.7), (3.4.8)の δ_{pw} 及び δ_{uw} をそれぞれ 1.14 mm 及び 4.14 mm とすれば、実験結果を精度良く近似できることがわかる



(a) H-250×125×6×9 $t_e=19.0$



(b) H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$

— experiment — proposal

Fig. 3.4.2 $M_j - \delta_{je}$ relationship

次に、接合部の回転角は、接合部の全塑性耐力 M_{pj} 時が θ_{pj} 、最大耐力 M_{jmax} 時が θ_{uj} として、これらは、ウェブの変形 δ_{wp} 及び δ_{wu} を用いて次式により表される。

- ・全塑性耐力 M_{pj} 時

$$\theta_{pj} = \frac{\delta_{pw}}{(1 - \xi_p)d - d_2} \quad (3.4.9)$$

- ・最大耐力 M_{jmax} 時

$$\theta_{uj} = \frac{\delta_{uw}}{(1 - \xi_u)d - d_2} \quad (3.4.10)$$

本論では、 δ_{pw} 及び δ_{uw} の値が、 $B, Bf, t_e, t_f, t_w, d, d_1, d_2, d_{b1}$ 及び d_{b2} によらず一定値であると考え、Fig. 3.4.2 に示す実験により得られた δ_{pw} 及び δ_{uw} を式(3.4.9)及び(3.4.10)に代入した式(3.4.11)及び式(3.4.12)により、全塑性耐力及び最大耐力時の接合部の回転角 θ_{pj} 及び θ_{uj} が得られるとする。ただし、 δ_{pw} はウェブの降伏ひずみに比例すると考え、1.14mm を本実験の H-250×125×6×9 と H-250×125×3.2×6 のウェブの降伏強さの平均的な値 300N/mm² で除し、実際の降伏強さを乗じて θ_{pj} を求めることとする。

- ・全塑性耐力 M_{pj} 時の回転角 θ_{pj}

$$\theta_{pj} = \frac{3.8 \times 10^{-3}}{(1 - \xi_p)d - d_2} \sigma_{yw} \quad (3.4.11)$$

- ・最大耐力 M_{jmax} 時の回転角 θ_{uj}

$$\theta_{uj} = \frac{4.14}{(1 - \xi_u)d - d_2} \quad (3.4.12)$$

- ・ M_{jmax} 以降の剛性 K_{ju}

$$K_{ju} = 0.01K_{je} \quad (3.4.13)$$

ここで、

- σ_{yw} : ウェブの降伏強さ(N/mm²)
- ξ_p : 式(3.4.3)による接合部全塑性耐力時の中立軸高さ比
- ξ_u : 式(3.4.6)による接合部全塑性耐力時の中立軸高さ比
- K_{je} : 式(3.3.1.8)による接合部初期回転剛性

次に、文献 3.2)が提案する降伏後の回転剛性の推定方法を以下に示す。

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \quad (3.4.14)$$

$$\mu = \begin{cases} 1 & M_j \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \\ \left(\frac{1.5 M_j}{M_{j,Rd}} \right)^{2.7} & \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_j \leq M_{j,Rd} \end{cases} \quad (3.4.15)$$

ここで、

S_j : 原点と M_j を結ぶ割線剛性

M_j : 接合部に働く曲げモーメント

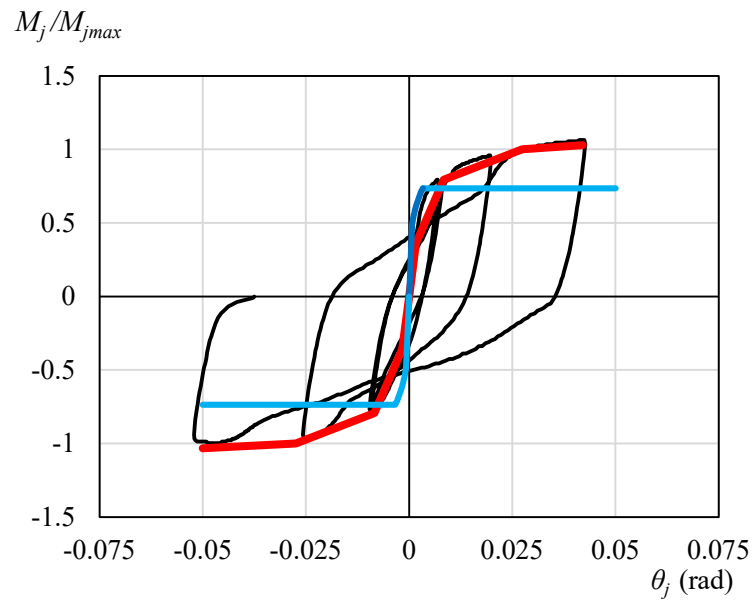
$S_{j,ini}$: 式(3.3.1.9)に示す初期回転剛性

$M_{j,Rd}$: 式(3.2.2.12)に示す最大耐力

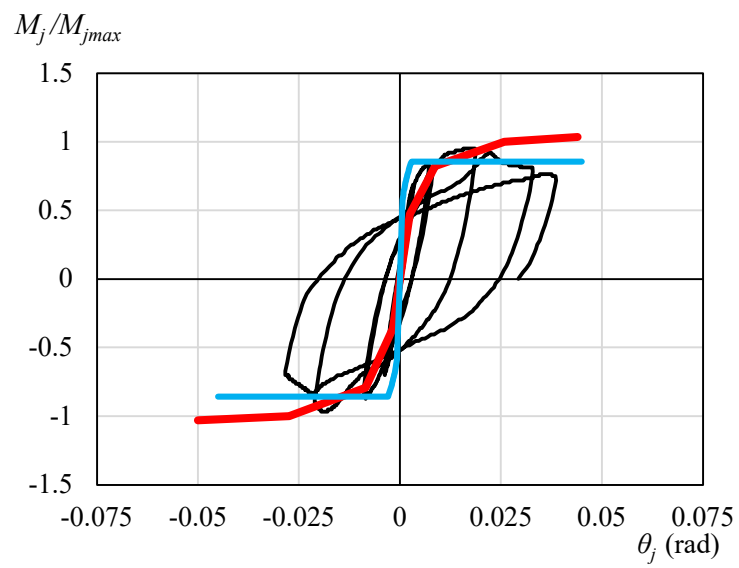
3.2 節の実験により得られた接合部に働く曲げモーメント M_j と接合部の回転角 θ_j の関係を Fig. 3.4.3 に示す。 θ_j は引張側と圧縮側のエンドプレートの開き量の差をフランジ間距離 d で除した値とする。Fig. 3.4.3 には式(3.4.11), (3.4.12)及び(3.4.13)による予測結果を赤線により示す。ここで、赤線の折れ曲がり点について、H-250×125×6×9 及び H-250×125×3.2×6 共通で、 θ_{yj} は後述の式(5.2.1)による My_j を式(3.3.1.8)による K_{je} で除することにより求めた。Fig. 3.4.3 に示す赤線は、 (My_j, θ_{yj}) , (Mp_j, θ_{pj}) , (M_{jmax}, θ_{uj}) の 3 か所を結び、 M_{jmax} 以降の勾配を式(3.4.13)より求めた直線である。

また、Fig. 3.4.3 には、文献 3.2)による予測結果を青線により示す。青線は、式(3.3.1.9)による初期回転剛性、式(3.2.2.12)による最大耐力、式(3.4.14),(3.4.15)による降伏耐力及び降伏後の回転剛性の予測結果を結んだ直線である。

Fig. 3.4.3 より、式(3.4.11), (3.4.12)及び(3.4.13)は実験結果を精度良く予測できることがわかる。一方、文献 3.2)による青線は、初期回転剛性を過大評価、最大耐力を過小評価し、降伏後の剛性は概ね実験結果を過大評価する結果となった。



(a) H-250×125×6×9 $t_e=19.0$



(b) H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$

— experiment — proposal — ref. 3.2)

Fig. 3.4.3 M_j - θ_j relationship

なお、Fig. 3.4.2(b)に示す通り、H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ では、 M_j / M_{jmax} が 1 よりも小さい値から荷重低下する。これは、局部座屈による影響であり、局部座屈耐力及び局部座屈後の荷重変形関係の予測方法は、4 章で提案する。

また、エンドプレートの離間寸法が大きくなると、エンドプレートの抵抗形式は曲げから引張に変化すると考えられるため、エンドプレートの離間寸法がある値を超えた後は、接合部の回転剛性を大きな値にする必要がある。本論では Fig. 3.4.4 に示す通りエンドプレートが 45 度に傾くまで曲げ抵抗、それ以降は引張抵抗になると考え、 δ_{je} が $d_2/\sqrt{2}$ を超えてから、接合部の回転剛性を無限大にする。 δ_{je} が $d_2/\sqrt{2}$ に達する時の接合部の回転角を限界回転角 θ_{jlimit} とし、次式とする。

$$\theta_{jlimit} = \frac{\delta_{je}}{(1 - \xi_u)d} = \frac{d_2}{\sqrt{2}(1 - \xi_u)d} \quad (3.4.16)$$

ここで、

ξ_u : 式(3.4.6)による接合部全塑性耐力時の中立軸高さ比

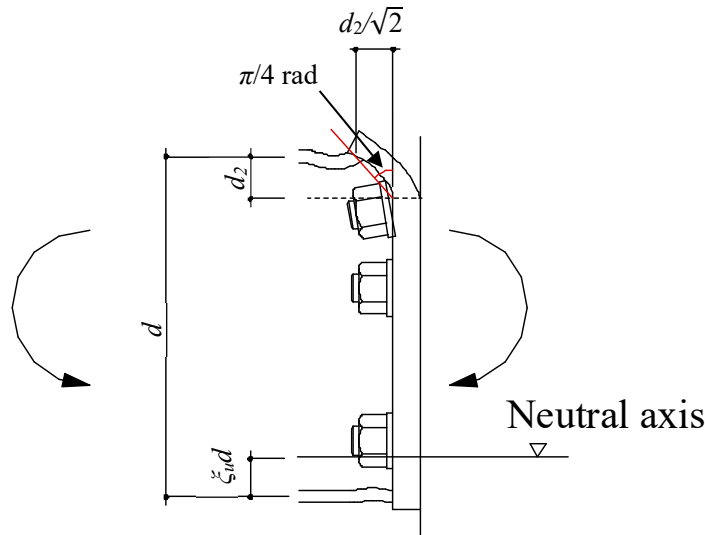


Fig. 3.4.4 Limit of end-plate deformation

3.5 まとめ

本章ではフラッシュ形エンドプレート接合部の崩壊挙動，最大耐力，初期回転剛性及び降伏後の回転剛性を考察した。

3.2 節でフラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の実大トの字形実験及び FEM 解析により，接合部の崩壊挙動を観察した。3.2 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・エンドプレートの面外変形により接合部近傍では複雑なひずみ分布となるが，梁自体の荷重変形関係はその影響を受けず，剛接合されたものとして扱うことができる。
- ・既往の文献 (3.1), (3.2), (3.3) が提案する最大耐力推定法は実験結果を過大評価する。ウェブの引張降伏考慮及び接合部近傍の中立軸位置の考慮が必要であり，それらを同時に考慮することにより，安全側かつ精度の高い最大耐力推定法となる。

3.3 節では耐荷モデルを仮定し，接合部の初期回転剛性の推定式を求めた。3.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・実験によるエンドプレートの面外変形の計測結果より，接合部に曲げモーメントが働いた時，圧縮フランジ側も溶接熱による初期の曲がりが存在するため，柱に接触するまでは面外に変形する。
- ・文献 (3.2) 及び (3.4) が提案する推定式は初期回転剛性を過大評価する。
- ・圧縮フランジ側の面外変形を考慮した初期回転剛性の推定式は，実大実験結果を安全側に精度良く予測できる。

3.4 節では降伏後の回転剛性の推定式を求めた。3.4 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・接合部の全塑性耐力時及び最大耐力時のウェブの引張変形量をそれぞれ規定することにより，梁の全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角が得られる。
- ・文献 (3.2) が提案する降伏後の回転剛性は実験結果を過大評価する。
- ・ウェブの引張変形量を実験結果より定めることにより，全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角の精度の高い推定が可能である。

参考文献

- 3.1) 加藤勉, 佐久間弘, 向井昭義 : 高力ボルト引張接合による柱・はり接合部の最大耐力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 35B, pp.391-398, 1989.3
- 3.2) EUROCODE 3, Design of Steel Structures – part 1.8: Design of joints, Commission of the European Communities, 2005.
- 3.3) AISC, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections, American Institute of Steel Construction, 2002.
- 3.4) Z. Kong, S. Hong, Q.-V. Vu, X. Cao, S.-E. Kim, B. Yu, New equations for predicting initial stiffness and ultimate moment of flush end-plate connections. J Construct Steel Res 2020; 175:106336
- 3.5) 久保直志, 田沼吉伸, 橋本健一 : フラッシュ型エンドプレート接合部の履歴挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造I, pp. 443-444, 1998.9
- 3.6) 大井謙一, 李 昇幸, 嶋脇興助, グズベンルーベン : エンドプレート接合部の地震時履歴挙動と変形性能の改善, 東京大学生産技術研究所研究速報, vol. 52-2, pp.30-33, 2000.2
- 3.7) 日本建築学会 : 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 3.8) 西槇毅, 市岡大幸, 大谷恭弘 : フラッシュエンドプレート形式の半剛接合部における局所性上が回転剛性に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C 構造I, pp.629-630, 2006.9
- 3.9) B.M. Broderick, A.W. Thomson, The response of flush end-plate joints under earthquake loading. J Construct Steel Res 2002; 58:1161–1175.

第 4 章

フラッシュ形エンドプレートで接合された

H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法

目次

4. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法	4-1
4.1 はじめに	4-1
4.2 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法	4-4
4.3 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法の妥当性の確認	4-10
4.4 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	4-16
4.4.1 局部座屈後の圧縮領域に生ずる圧縮応力と圧縮フランジの軸方向変形の関係	4-19
4.4.2 荷重変形関係の予測方法	4-21
4.5 まとめ	4-25

4. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法

4.1 はじめに

本章では、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案する。

フラッシュ形エンドプレート形式は、エンドプレートを極端に厚くしない限り、小さい曲げモーメントで引張フランジ側のエンドプレートが離間し、接合部近傍の中立軸位置は圧縮フランジ側に近づく。これにより接合部に働く曲げモーメントに対する圧縮フランジが負担する圧縮応力が大きくなる。一方、中立軸位置が圧縮フランジに近い場合、ウェブの圧縮領域の面積が減少するため、ウェブの局部座屈耐力が大きくなることが予想される。そこで、まず 4.2 節において、エネルギー法を用いて中立軸位置が梁心よりも圧縮フランジ側に近い場合の、中立軸位置に応じた局部座屈耐力及び接合部が全塑性耐力に達するためのフランジ及びウェブの幅厚比制限曲線を求める。続いて、4.3 節で、局部座屈発生時の接合部近傍の応力状態を仮定して得られる中立軸位置と 4.2 節で求めたフランジとウェブの幅厚比制限曲線より、局部座屈に対する余裕度として幅厚比指標 WF を求める方法を示す。そして、 WF から既往の文献 4.1) を参考に最大耐力を推定する方法を示す。4.3 節では実大実験及び FEM 解析を行い、中立軸位置及び最大耐力の推定方法の妥当性を示す。

最後に 4.4 節で、局部座屈による耐力劣化域の劣化勾配の予測方法を示す。2.2 節にも述べた文献 4.2) を参考にする場合、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された梁の接合部近傍の応力とひずみ分布を 4.3 節で実施した FEM 解析から推定し、2.2 節に述べた方法により圧縮フランジの軸方向変形を求め、引張フランジ側のエンドプレートの離間による接合部の回転を含む局部座屈による耐力劣化域の劣化勾配の予測方法を示す。また、2.2 節にも述べた文献 4.4) を参考に場合は、接合部の引張フランジ側のエンドプレートの離間を含んだ接合部の初期回転剛性を用いて、劣化勾配を予測する方法を示す。

本章における FEM 解析の利用状況及び FEM 解析を利用している場合は FEM 解析と実験との対応確認方針を以下に記載する。

- ・局部座屈による最大耐力推定式は、エネルギー法により求め、本推定式が実大トの字形実験及び非線形 FEM 解析の最大耐力を精度良く安全側に評価することを確認する。ここでは、非線形 FEM 解析と実大トの字形実験の対応が良いことを 1 つの試験体で確認した上で、エンドプレートの厚みを変化させた場合について、非線形 FEM 解析により確認する。
- ・フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面梁の耐力劣化域の荷重変形関係は、2 章に示した実験結果に基づく H 形断面梁の局部座屈による耐力劣化域の荷重変形関係推定式から求める。そして、提案した予測方法が実大トの字形実験による荷重変形関係を精度良く予測することを確認する。

本章で提案する予測方法を適用するに当たり、連成座屈が生じないことを確認する必要がある。確認は文献 4.5) に示された幅厚比指標 W と基準化横座屈細長比 λ_b の関係による判定方法に、本論で示す幅厚比指標 W' 及び横座屈に関する境界条件を考慮した基準化横座屈細長比 λ_b を適用することにより行う。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の

伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレート の面外変形量と中立軸位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

本章で用いる記号を Table4.1.1 に示す。

Table4.1.1 List of symbols

d : フランジ間距離
d_1 : 接合部の引張側1段目ボルト孔上端から圧縮フランジ心までの距離
d_2 : 接合部の引張側1段目ボルト孔上端から引張フランジ心までの距離
t_e : エンドプレート板厚
t_w : ウェブ板厚
t_f : フランジ板厚
b_f : フランジ幅の半分
b_e : エンドプレート幅の半分
ξ : 中立軸高さ比
M_j' : 式(3.2.2.4)による接合部に生ずる曲げモーメント
N_{yt} : 式(4.2.23)によるエンドプレート面外変形の抵抗力
M_j'' : 式(3.2.2.9)による M_j' の略算式
M_{jmax} : 式(3.2.2.10)又は式(3.2.2.11)による接合部の最大耐力
σ_{iw} : ウェブの引張強さ
σ_{if} : フランジの引張強さ
σ_{ue} : エンドプレートの引張強さ
σ_{yw} : ウェブの降伏強さ
σ_{yf} : フランジの降伏強さ
σ_{cw} : ウェブに生ずる圧縮応力
σ_{cf} : フランジに生ずる圧縮応力
λ_w : 辺長比($= l/d$), l : 梁スパン
β : 曲げ応力勾配 ($0 \leq \beta \leq 2$, 0:均等曲げ, 2:逆対象曲げ)
E : ヤング係数
ν : ポアソン比
A_f : フランジ断面積($= 2b_f \cdot t_f$)
A_w : ウェブ断面積($= d \cdot t_w$)
α : せん断曲げ応力比
α' : 中立軸位置を考慮したせん断曲げ応力比
ρ : 中立軸高さ比毎のフランジ基準化幅厚比0.2におけるウェブ基準化幅厚比制限値の 中立軸高さ比0.5の場合に対する上昇率
M_{cj} : 式(4.2.22)による圧縮側のウェブとフランジの降伏時の曲げモーメント
WF : 中立軸位置を考慮した基準化幅厚比指標
M_{max} : 文献4.1)のよるH形断面梁の最大曲げ耐力
Q_p' : 式(4.2.20)によるH形断面梁のウェブ及びフランジ降伏時のせん断力
Q_{max}' : 式(4.2.18)によるH形断面梁の最大せん断耐力
M_{max}' : 式(4.2.21)によるH形断面梁の最大曲げ耐力
δ_{je} : エンドプレートの面外変形量
α_f : 文献 4.2)によるフランジの基準化幅厚比
α_{we} : 文献 4.2)によるウェブの有効基準化幅厚比
E_{d1} : 文献 4.2)による劣化第1 勾配
E_{d2} : 文献 4.2)による劣化第2 勾配
${}_E G_e$: 荷重変形関係の弾性勾配
K_d : 荷重変形関係の劣化勾配

4.2 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法

エネルギー法を用い、中立軸位置がH形断面梁の弾性局部座屈耐力に与える影響を考察する。

Fig. 4.2.1 に解析モデルを示す。Fig. 4.2.1 に示す通り、中立軸高さ比を ξ で表し、 ξ が 0.5 以下の範囲を検討する。

曲げ応力度分布は、式(4.2.1)により表される。

$$\sigma(x,y) = \sigma_{cf} \left(1 - \frac{y}{d\xi}\right) \left(1 - \frac{\beta}{l}x\right) \quad (4.2.1)$$

ただし、 β は曲げ応力勾配で、 $\beta = 0$ の場合は均等曲げ、 $\beta = 2$ の場合は逆対象曲げとなる。

上下フランジの応力はウェブでの上下端の応力が作用していると仮定し、式(4.2.2)及び(4.2.3)とする。

$$\sigma(x,0) = \sigma_{cf} \left(1 - \frac{\beta}{l}x\right) \quad (\text{下フランジ}) \quad (4.2.2)$$

$$\sigma(x,d) = \sigma_{cf} \left(1 - \frac{1}{\xi}\right) \left(1 - \frac{\beta}{l}x\right) \quad (\text{上フランジ}) \quad (4.2.3)$$

Fig. 4.2.2 に示す通り、材軸方向の幅 dx の微小区間のウェブにおける任意の位置 $y = y_1$ より下の部分について、両端に作用する材軸方向の応力度の差が、断面 A に働くせん断力とつり合う。

まず、位置 y での曲げ応力の差 $d\sigma$ は、式(4.2.4)となる。

$$d\sigma = \sigma(x+dx,y) - \sigma(x,y) = \frac{\partial}{\partial x} \sigma(x,y) dx = -\sigma_{cf} \frac{\beta}{l} \left(1 - \frac{y}{d\xi}\right) dx \quad (4.2.4)$$

これを $y < y_1$ の範囲で積分した値が両端に作用する材軸方向の応力度の差となり、これと断面 A に働くせん断力のつり合いは、式(4.2.5)で表される。

$$dx \int_{-\frac{t_f}{2}}^{y_1} -\sigma_{cf} \frac{\beta}{l} \left(1 - \frac{y}{d\xi}\right) dA = \tau(y_1) t_w dx \quad (4.2.5)$$

$$\tau(y_1) = - \int_{-\frac{t_f}{2}}^{y_1} \frac{\sigma_{cf}}{t_w} \cdot \frac{\beta}{l} \left(1 - \frac{y}{d\xi}\right) dA \quad (4.2.6)$$

さらに、互いに直交する2断面のせん断力は等しいことから、 $\tau(y_1)$ が y_1 におけるせん断応力度である。

式(4.2.6)の右辺の積分区間を $-t_f/2$ から y までとし、フランジとウェブ部分に分けて積分し合計すると、せん断応力分布 $\tau(y)$ が得られ、式(4.2.7)で表される。

$$\tau(y) = \frac{\sigma_{cf}\beta}{d\xi l} \left\{ -\frac{1}{2}y^2 + d\xi y - \frac{1}{2}d\xi t_f + \frac{1}{8}t_f^2 + d^2\xi \frac{A_f}{A_w} \right\} \quad (4.2.7)$$

フランジでのせん断力の負担は無視し、式(4.2.7)のせん断応力分布は、ウェブ幅全域 ($0 < y < d$) で成り立つとする。式(4.2.7)に t_w を乗じ、 y について積分区間 0 から d で積分した値を、H形断面梁で負担する全せん断力 Q とすると、式(4.2.8)が得られる。

$$Q = \sigma_{cf} A_w \frac{\beta}{\lambda_w} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{6\xi} + \frac{A_f}{A_w} - \frac{1}{2d} + \frac{1}{8\xi} \left(\frac{t_f}{d}\right)^2 \right\} \quad (4.2.8)$$

さらに、 $Q = \bar{\tau} A_w$ の関係より、平均せん断応力 $\bar{\tau}$ と最大圧縮縁応力 σ_{cf} の比は、平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ と下フランジ応力度 $\sigma(x,0)$ の比で表され、これを中立軸位置を考慮したせん断曲げ応力度比 α'

と呼び、式(4.2.9)となる。

$$\alpha' = \frac{\bar{\tau}}{\sigma_{cf}} = \frac{\beta}{\lambda_w} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{6\zeta} + \frac{A_f}{A_w} - \frac{1}{2} \frac{t_f}{d} + \frac{1}{8\zeta} \left(\frac{t_f}{d} \right)^2 \right\} \quad (4.2.9)$$

現実的な梁断面では、 t_f/d は小さいため、本論では式(4.2.9)は式(4.2.10)に置き換える。

$$\alpha' = \frac{\bar{\tau}}{\sigma_{cf}} = \frac{\beta}{\lambda_w} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6\zeta} + \frac{A_f}{A_w} \right) \quad (4.2.10)$$

梁断面の変形は Fig. 4.2.3 に示す通り、ウェブには水平変位、フランジには鉛直変位が生じ、ウェブとフランジは互いに剛に接合され、直角を保って変形するものとする。

Fig. 4.2.1 の応力分布と Fig. 4.2.3 の変形から、エネルギー法により弾性座屈応力度を計算する。計算の概略は付録に示す。

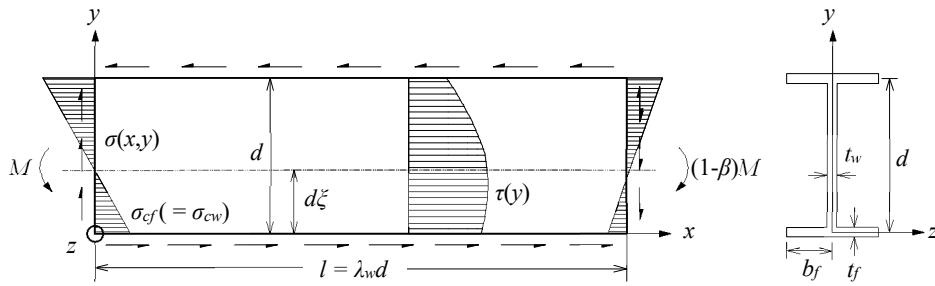


Fig. 4.2.1 Analysis model

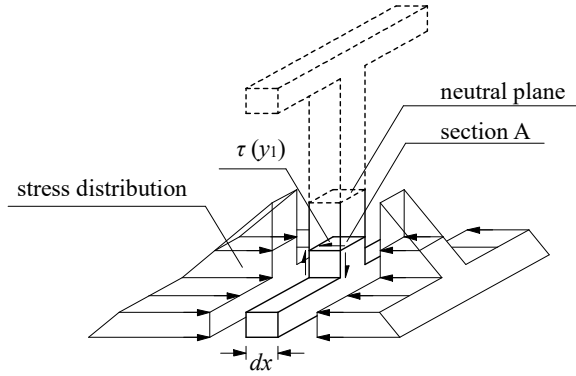


Fig. 4.2.2 Shear stress

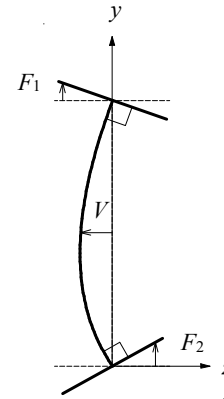


Fig. 4.2.3 Displacement

圧縮側のウェブ及びフランジに生ずる応力度が降伏強さに達するまで座屈しないためのウェブとフランジの基準化幅厚比制限値の相関関係を、Fig. 4.2.4 の実線により示す。なお、 $1 < \beta \leq 2$ の場合、上端に圧縮応力が生ずる区間があり、中立軸位置から圧縮フランジまでの距離が大きい上端が局部座屈し、本論で対象とする中立軸位置から圧縮フランジまでの距離が小さい下端が局部座屈しない場合があること、及び $\beta = 0$ の場合、梁にせん断力が生じず、中立軸高さがせん断座屈耐力に与える影響を調べることができないことから、本解析では $\beta = 1$ とした。

また、基準化幅厚比制限値は、文献 4.3)と同様、ウェブに生ずる応力度が長方形分布の場合の曲げモーメントに相当する応力度を確保するための制限値とするために、前述のエネルギー法により計算される弾性局部座屈耐力がウェブ、フランジそれぞれの降伏強さに、梁の断面係数に対する塑性断面係数の比を乗じた値に達する基準化幅厚比としている。Fig. 4.2.4 (a)は $\alpha' = 0.1$ の場合、(b)は $\alpha' = 0.58$ を示す。

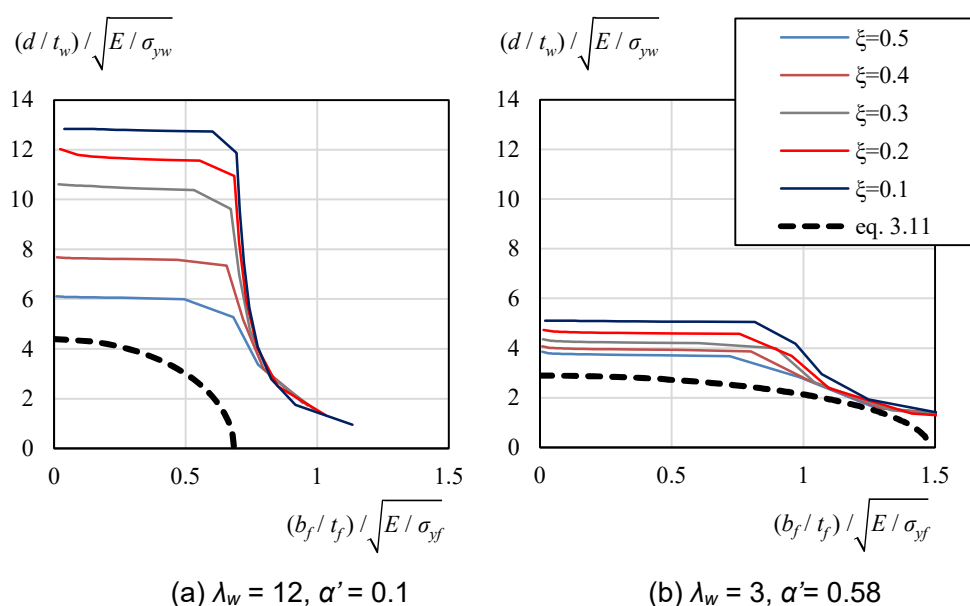


Fig. 4.2.4 Width-to-thickness ratio limit value

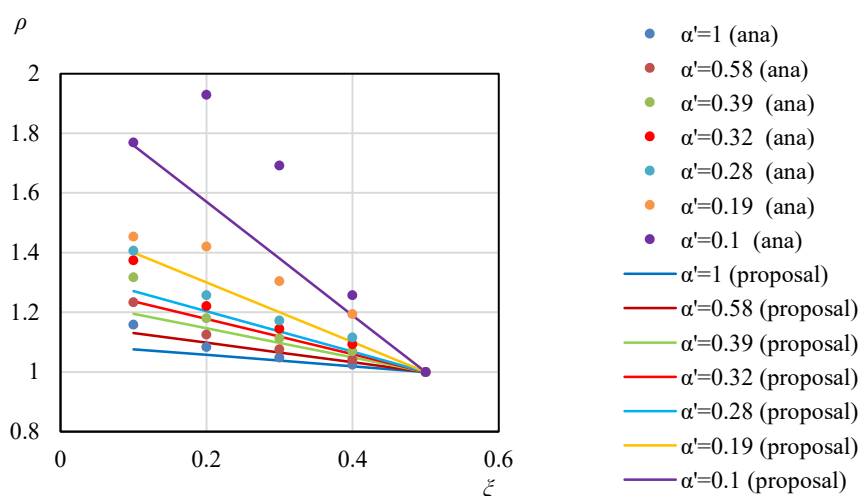


Fig. 4.2.5 ρ - ξ relationship

Fig. 4.2.4 には、文献 4.1)に提案された基準化幅厚比制限である式(4.2.11)を破線により示している。

$$\frac{1}{k^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25}{k^2} \right) \left(\frac{b_f/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2 = 1 \quad (4.2.11)$$

$$k = \begin{cases} 4.4 & \alpha < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha & 1/6 \leq \alpha \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha > 1/2 \end{cases} \quad (4.2.12)$$

$$\alpha = \left(\frac{1}{6} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w} \quad (4.2.13)$$

Fig. 4.2.4 (a),(b)から次のことが考察できる。

- Fig. 4.2.4 (a)ではフランジ基準化幅厚比が約 0.8 を超える範囲，Fig. 4.2.4 (b)ではフランジ基準化幅厚比が約 1.2 を超える範囲で， ξ による基準化幅厚比制限値の変動は見られない。つまり， ξ はフランジの局部座屈耐力に影響を与えない。
- Fig. 4.2.4 (a)ではフランジ基準化幅厚比が約 0.8 以下の範囲，Fig. 4.2.4 (b)ではフランジ基準化幅厚比が約 1.2 以下の範囲で， ξ が小さいほどウェブ基準化幅厚比制限値は大きくなる。これは， ξ が小さいほど，ウェブの圧縮領域が小さくなり，ウェブの局部座屈耐力が大きくなるためである。
- $\alpha' = 0.1$ の方が $\alpha' = 0.58$ よりも， ξ が小さくなることによるウェブの基準化幅厚比制限値の増大が大きい。つまり， ξ が小さいほどウェブの曲げ座屈耐力は増大し，ウェブのせん断座屈耐力は変化しない。

Fig. 4.2.4 より，解析結果は式(4.2.11)の外側に分布し，式(4.2.11)が安全側の評価式となっていることがわかる。しかし， ξ が 0.5 未満の場合に，式(4.2.11)をそのまま適用することは，安全側であるが，鋼材量が増加する。

そこで，本論では ξ の値に応じた基準化幅厚比制限を設定することとする。 $\xi = 0.5$ の場合に対する $\xi = 0.4, 0.3, 0.2, 0.1$ の場合の $(b_f/t_f)/(\sqrt{E/\sigma_{yf}}) = 0.2$ における $(d/t_w)/(\sqrt{E/\sigma_{yw}})$ の値を ρ とし

て，Fig. 4.2.5 に，前述のエネルギー法により得られた α' の値ごとの ρ と ξ の関係を丸形の点により示す。なお， ρ は， λ_w が 12, 6, 3 の 3 つの場合について求め，それらの中で最小の値としている。

$(b_f/t_f)/(\sqrt{E/\sigma_{yf}}) = 0.2$ の値を求めた理由は，前述の考察より， ξ の値に応じて基準化幅厚比制限曲線のウェブ基準化幅厚比制限軸の切片を設定することを意図したためである。また，文献 4.3)によれば，現実的な H 形断面のフランジ基準化幅厚比に対するウェブ基準化幅厚比は最大 20 程度であり，Fig. 4.2.4 のフランジ基準化幅厚比が 0 の時のウェブ基準化幅厚比制限の最小値が 4 程度であることより，フランジ基準化幅厚比制限値が 4 を 20 で除した 0.2 の時のウェブ基準化幅厚比制限値を設定すれば，現実的な H 形断面を網羅したことになるためである。

Fig. 4.2.5 より， ρ の値は，一部を除いて ξ が小さいほど大きいことがわかる。また， ξ が 0.5 未満では， α' が小さいほど ρ の値は大きいことがわかる。そこで， ρ の値の推定式を α' 及び ξ を用

いて式(4.2.14)とする。

$$\rho = 1 + \frac{0.19}{\alpha'}(0.5 - \xi) \quad (4.2.14)$$

Fig. 4.2.5 に、式(4.2.14)による推定結果を実線により示す。Fig. 4.2.5 より式(4.2.14)は解析結果よりも ρ を小さく推定しており、安全側の推定式であることがわかる。

以上より、基準化幅厚比制限曲線は、 ξ によるせん断曲げ応力度比及びウェブ基準化幅厚比制限値軸の切片の値への影響を、式(4.2.11)から(4.2.13)に考慮した形とし、式(4.2.15)から(4.2.17)とする。

$$\frac{1}{(\rho k')^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25}{k'^2} \right) \left(\frac{b_f/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2 = 1 \quad (4.2.15)$$

$$k' = \begin{cases} 4.4 & \alpha' < 1/6 \\ 5.18 - 4.6\alpha' & 1/6 \leq \alpha' \leq 1/2 \\ 2.9 & \alpha' > 1/2 \end{cases} \quad (4.2.16)$$

$$\alpha' = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6\xi} + \frac{A_f}{A_w} \right) \frac{\beta}{\lambda_w} \quad (4.2.17)$$

ここで、 ξ が 0.5 未満の場合において、式(4.2.15)から式(4.2.17)の基準化幅厚比制限曲線は、圧縮側のウェブ及びフランジに生ずる応力度が降伏強さとなる基準化幅厚比であり、梁の全塑性耐力を担保する基準化幅厚比ではないことに注意が必要である。

一方で、材料の降伏後のひずみ硬化は、 ξ が 0.5 未満の場合でも、 ξ が 0.5 の場合と同様であると仮定し、文献 4.1)と同じ式(4.2.18)で示す新規基準化幅厚比指標と梁の最大耐力の関係式を適用できると考える。ただし、式(4.2.18)の分母の Q_p' は、圧縮側のウェブとフランジの降伏時の曲げモーメント Mc_j を梁スパンで除し β を乗じた値とする。

$$\frac{Q_{\max}'}{Q_p'} = 1.53 - 0.53WF' \quad (4.2.18)$$

$$WF' = \sqrt{\frac{1}{(\rho k')^2} \left(\frac{d/t_w}{\sqrt{E/\sigma_{yw}}} \right)^2 + \left(3.43 - \frac{25}{k'^2} \right) \left(\frac{b_f/t_f}{\sqrt{E/\sigma_{yf}}} \right)^2} \quad (4.2.19)$$

$$Q_p' = \frac{\beta}{l} Mc_j \quad (4.2.20)$$

$$M_{\max}' = \frac{l}{\beta} Q_{\max}' \quad (4.2.21)$$

ここで、 ρ 及び k' は式(4.2.14)、(4.2.16)による係数とし、 l は梁スパンである。

式(4.2.20)の Mc_j は、式(3.2.2.7)における引張強さ σ_{uf}, σ_{uw} を降伏強さ σ_{yf}, σ_{yw} に置換して求まる曲げモーメントとする。また、式(4.2.14)及び(4.2.17)における ξ は、接合部に生ずる曲げモーメントが Mc_j の時の中立軸高さ比とし、この理由は 4.3 節に述べる。 Mc_j 及び ξ は次式による。

$$Mc_j = N_y t(d - \xi d) + \frac{1}{2} t_w (d_1^2 - 2d_1 \xi d + 2\xi^2 d^2) \sigma_{yw} + 2t_f b_f \xi d \sigma_{yf} - \frac{1}{2} b_f t_f^2 \sigma_{uf} - \frac{1}{2} t_w d_2^2 \sigma_{uw} \quad (4.2.22)$$

$$N_y t = \frac{1}{2d_2} (b_e t_e^2 \sigma_{ue} + b_f t_f^2 \sigma_{uf} + t_w d_2^2 \sigma_{uw}) \quad (4.2.23)$$

$$\xi = \frac{N_y t + t_w d_1 \sigma_{yw} - 2 t_f b_f \sigma_{yf}}{2 t_w d \sigma_{yw}} \quad (4.2.24)$$

式(4.2.7)より，中立軸高さが小さいほど，ウェブに生ずるせん断応力は大きくなる。一方，中立軸高さがフランジ厚さと同程度以下の場合，ウェブの圧縮領域の大部分又は全てがフランジ板厚内に入る。しかし，本解析ではフランジ厚によりウェブ幅が小さくなることが考慮されない。このため，本解析では，中立軸高さがフランジ厚みと同程度以下の場合，局部座屈耐力を適切に計算することができない。本論では， $\xi = 0.5$ から 0.1 にかけてウェブの基準化幅厚比制限値が大きくなることから， $\xi < 0.1$ の場合， $\xi = 0.1$ の場合よりも基準化幅厚比制限値が大きくなると考え，安全側の制限として式(4.2.24)による ξ が 0.1 未満の場合は，式(4.2.14)及び式(4.2.22)において $\xi = 0.1$ とする。また， ξ が 0.5 を超える場合は，式(4.2.14)及び式(4.2.22)において $\xi = 0.5$ とする。また，式(4.2.17)による α' が 0.1 未満の場合，式(4.2.14)において α' は 0.1 として ρ を求める。

H 形断面梁の最大耐力は，文献 4.1)に示された方法により推定した最大耐力と，式(4.2.21)による中立軸位置を考慮した最大耐力の内，小さい方の値とする。

4.3 中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法の妥当性の確認

4.2 節で提案した最大耐力の推定方法の妥当性を 3.2.1 項に述べた実大トの字形実験及び本節で実施する非線形有限要素解析により確認する。

実験により得られた梁端の曲げモーメント M と梁の部材角 θ_b の関係を Fig. 4.3.1 に示す。Fig. 4.3.1 の縦軸は、梁の全塑性耐力 M_p により無次元化している。

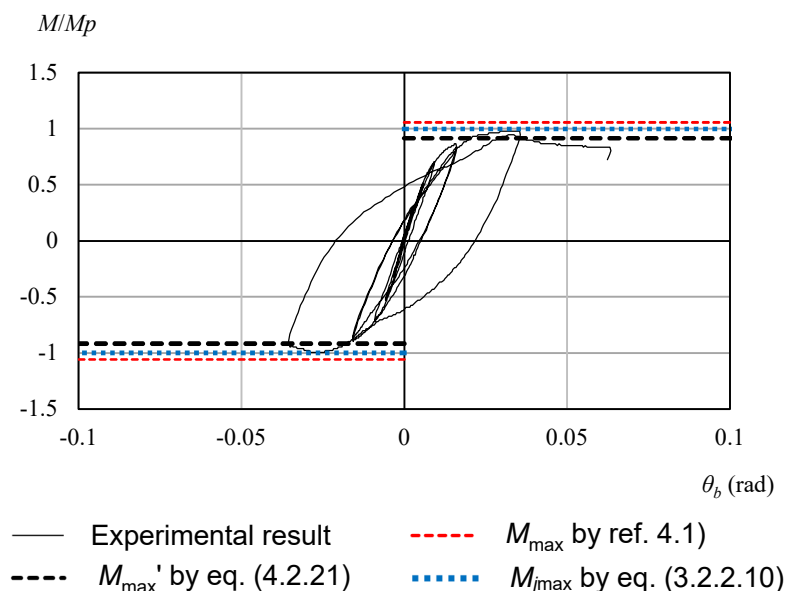


Fig. 4.3.1 M - θ_b relationship

Fig. 4.3.1 には文献 4.1)による最大耐力 $M_{\max}$ ，式(4.2.21)による最大耐力 $M_{\max}'$ 及び式(3.2.2.10)による接合部の最大耐力 $M_{j\max}$ を同時に示している。Fig. 4.3.1 に示す通り，実験による曲げモーメントは $M_{j\max}$ と同程度まで上昇し， $M_{\max}$ に到達せずに耐力低下した。一方， $M_{\max}'$ は超えており，式(4.2.21)による最大耐力の推定方法は安全側の推定方法となっている。なお，最大耐力時には，柱梁接合部近傍でウェブが局部座屈していた。

次に，エンドプレートの厚みが前述の実験と異なる場合の式(4.2.21)の妥当性及び接合部近傍の応力状態を確認するために非線形有限要素解析を行った。

解析に用いるプログラムは ABAQUS6.14-2 とし，Fig. 4.3.2 に示す通り，梁，エンドプレート，高力ボルト，ナット及び座金を前述の試験体と同じ形状にモデル化した。柱は板状にモデル化し， x - z 及び y - z 平面に平行な面に存在する節点の並進を拘束した。高力ボルトと接合部の鋼管及び高力ボルトとナットは一体化し接触を考慮しない。高力ボルトには初期張力として設計ボルト張力を与えた。また，梁ウェブ及びフランジに，前述の試験体と同じ大きさの設備配管用の孔及び外装部材の接合用のボルト孔を梁端のみに設けた。初期不整はモード解析による座屈形状が局部座屈となるモード形状を与えた。材料特性は，Table 3.2.1 に結果を示した素材引張試験により得られる真応力-対数ひずみ関係とし，ひずみ硬化則は等方硬化則とした。治具は剛体として扱うこととし，十分大きな弾性係数を与え，治具の先端を y 方向に単調に変位させた。

解析モデルの一覧を Table4.3.1 に示す。Table4.3.1 に示す通り，解析モデルは，梁ウェブ孔及び梁フランジ孔を設けた No. 1，梁ウェブ孔及び梁フランジ孔を無くし，エンドプレートの板厚を，12mm，16mm，25 mm とした No. 2, 3, 4 及び梁端を柱に固定とした No. 5 の合計 5 種類とする。

No. 1 から No. 5 の全てが，局部座屈により耐力低下した。解析により得られた No. 1 の $M-\theta_b$ 関係を Fig. 4.3.3 に示す。Fig. 4.3.3 に示す通り，実験結果の包絡線と解析結果はほぼ一致しており，解析モデルは妥当であると考えられる。

Table4.3.1 FEM analysis model list

No.	Hole	t_e	$M_{\max}/Mp$	$M'_{\max}/Mp$
1	web and flange	16	1.06	0.92
2	Non	12	1.06	0.79
3	Non	16	1.06	0.92
4	Non	25	1.06	1.21
5	Non	Fix	1.06	1.06

t_e : endplate thickness [mm]

$M_{\max}$: maximum strength by ref. 4.1)

$M'_{\max}$: maximum strength by eq. (4.2.21)

Mp : full plastic moment of beam

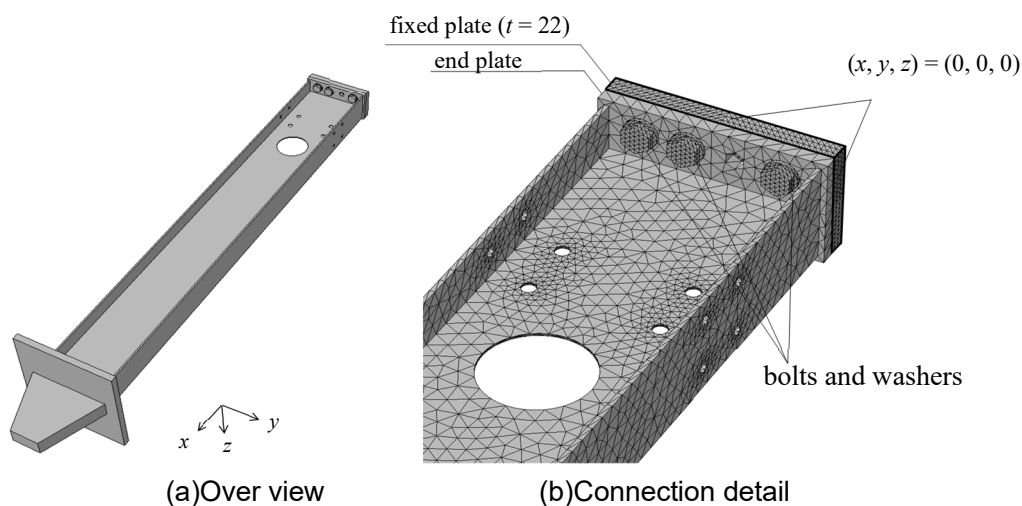


Fig. 4.3.2 FEM analysis model

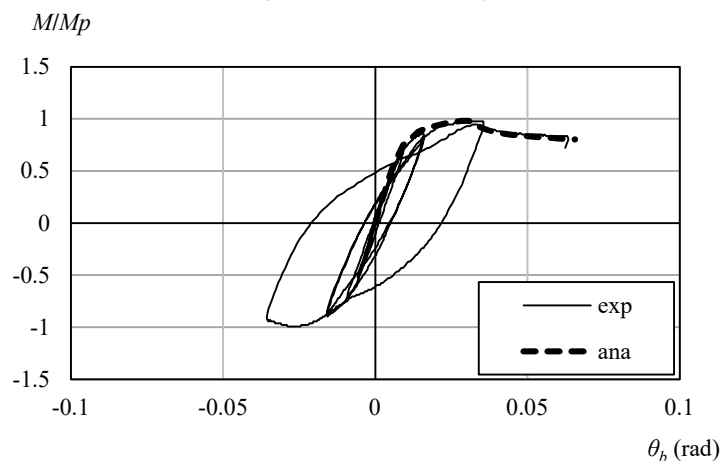


Fig. 4.3.3 $M-\theta_b$ relationship (No. 1)

次に、No. 2 から 5 の $M-\theta_b$ を Fig. 4.3.4 に示す。Fig. 4.3.4(a)から(c)には、文献 4.1)による H 形断面の最大耐力 $M_{\max}$ 、式 (4.2.21)による中立軸位置を考慮した最大耐力 $M_{\max}'$ 及び式(3.2.2.10)による接合部の最大耐力 $M_{j\max}$ を同時に示す。Fig. 4.3.4(d)には、文献 4.1)による最大耐力 $M_{\max}$ のみ同時に示す。

Fig. 4.3.4(a),(b),(c),(d)を比較すると、エンドプレートの板厚が厚いほど、最大耐力が大きくなる傾向があり、最大耐力が最も大きいのは、梁端を固定した場合であった。また、Fig. 4.3.4 より、No.2, 3 についてエンドプレート形式の解析結果は $M_{\max}'$ を上回ることから、式(4.2.21)は安全側の推定方法である。しかし、エンドプレートの板厚が薄いほど、式(4.2.21)による最大耐力 $M_{\max}'$ は、解析結果に対して、より小さくなる傾向があり、特にエンドプレートの厚みが 12mm の場合、最大耐力を過小評価することがわかった。この原因は後述する。

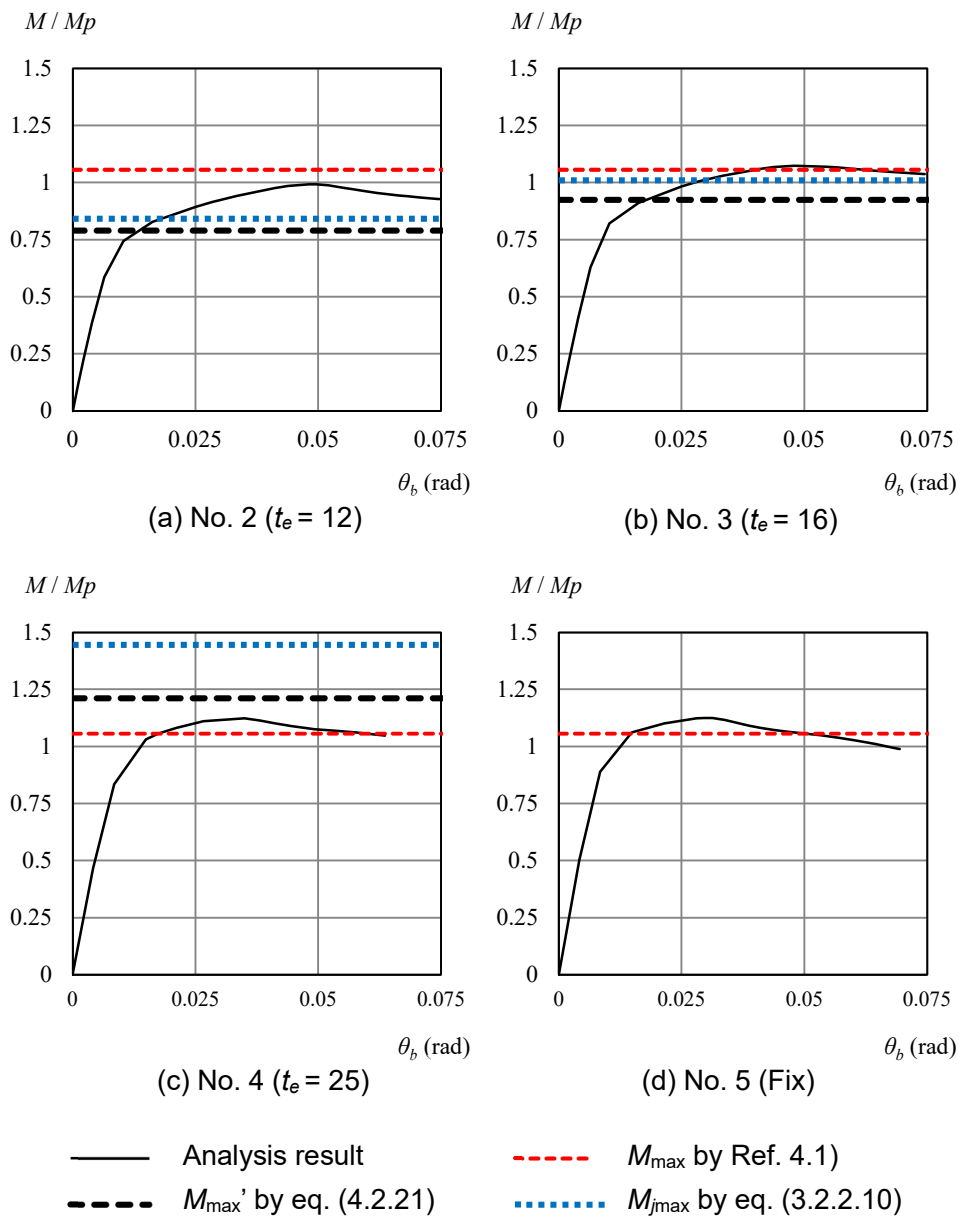


Fig. 4.3.4 $M-\theta_b$ relationship (analysis results)

本解析により得られた No. 2, 3, 4 それぞれの圧縮フランジ弾性時及び最大耐力時におけるエンドプレート表面より材軸方向に 10mm 離れた位置の応力分布を Fig. 4.3.5 に示す。横軸は梁の材軸方向の応力度を示し、縦軸は圧縮側フランジの板厚中心を 0 とし、引張フランジの板厚中心を 1 とした場合の高さ位置 y/d を示す。ここで、Fig. 4.3.5 の応力が 0 となる位置の y/d の値を中立軸高さ比とする。Fig. 4.3.5 には、式(4.2.24)による ξ を破線により同時に示している。

Fig. 4.3.5(a),(b),(c)それぞれに示す通り、No. 2, 3, 4 全てにおいて、圧縮フランジ弾性時と最大耐力時で中立軸高さ比は同程度である。最大耐力時は、圧縮領域のウェブは塑性化しており、フランジも塑性化していると考えられる。これより、仮にウェブ及びフランジの基準化幅厚比が、ウェブ及びフランジが圧縮応力により塑性化する前に局部座屈が生ずる基準化幅厚比であったとしても、式(4.2.19)の ρ を定めるための式(4.2.14)の ξ は、圧縮領域のウェブ及びフランジが塑性化した応力状態を仮定した式(4.2.24)により定めることに問題はないと考える。

また、Fig. 4.3.5(a),(b),(c)を比較すると、 ξ はエンドプレートの板厚が薄いほど小さくなる。これは、エンドプレートの板厚が薄いほど、エンドプレートの面外変形の抵抗力が小さく、引張フランジの負担する力が小さくなるためである。さらに、No. 2, 3 において、解析結果の中立軸高さ比は、式(4.2.24)による ξ よりも大きい。特に、エンドプレートの板厚が薄いほど、解析結果の方が式(4.2.24)に対して、より大きくなる傾向がある。これは、本論の非線形有限要素解析では、板厚が薄い場合でもエンドプレートの板厚によらずボルト径を同じとしているため、エンドプレートの面外曲げ剛性及び耐力に対するボルトの剛性及び耐力は、エンドプレートの板厚が薄い方が厚い場合に比べて大きく、Fig. 2 及び Fig. 3 に示す d_2 が小さくなっていることが影響していると考えられている。 d_2 が小さくなることにより、引張フランジの負担する力は増加し、中立軸高さ比は大きくなる。エンドプレートの板厚とボルト径の関係によらず d_2 を設定したことが、前述した $t_e = 12$ の場合に最大耐力を過小評価する原因である。

しかし、実際の設計において、エンドプレートの板厚を薄くすれば、ボルトに求められる引張耐力は小さくなり、ボルト径が小さくなる可能性があるため、エンドプレートの板厚とボルト径の関係を考慮した d_2 の算出方法が提案されるまでは、本論に示した通り、接合部の引張側 1 段目ボルト孔上端から引張フランジ心までの距離を d_2 とする。

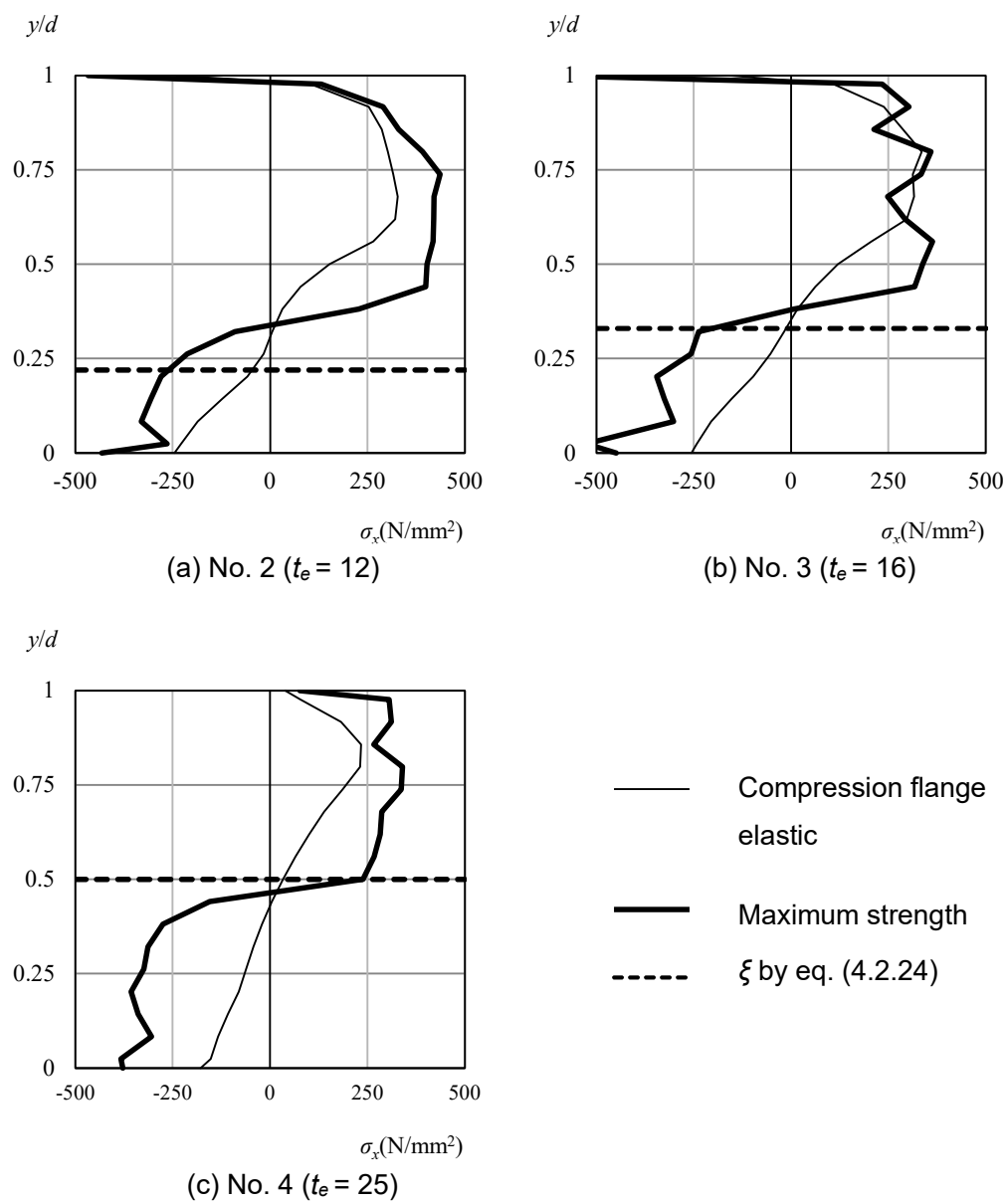


Fig. 4.3.5 Stress distribution around connection

最後に、本論で提案する局部座屈により耐力が決定する H 形断面梁の最大耐力の推定方法をフローチャートの形で Fig. 4.3.6 に示す。

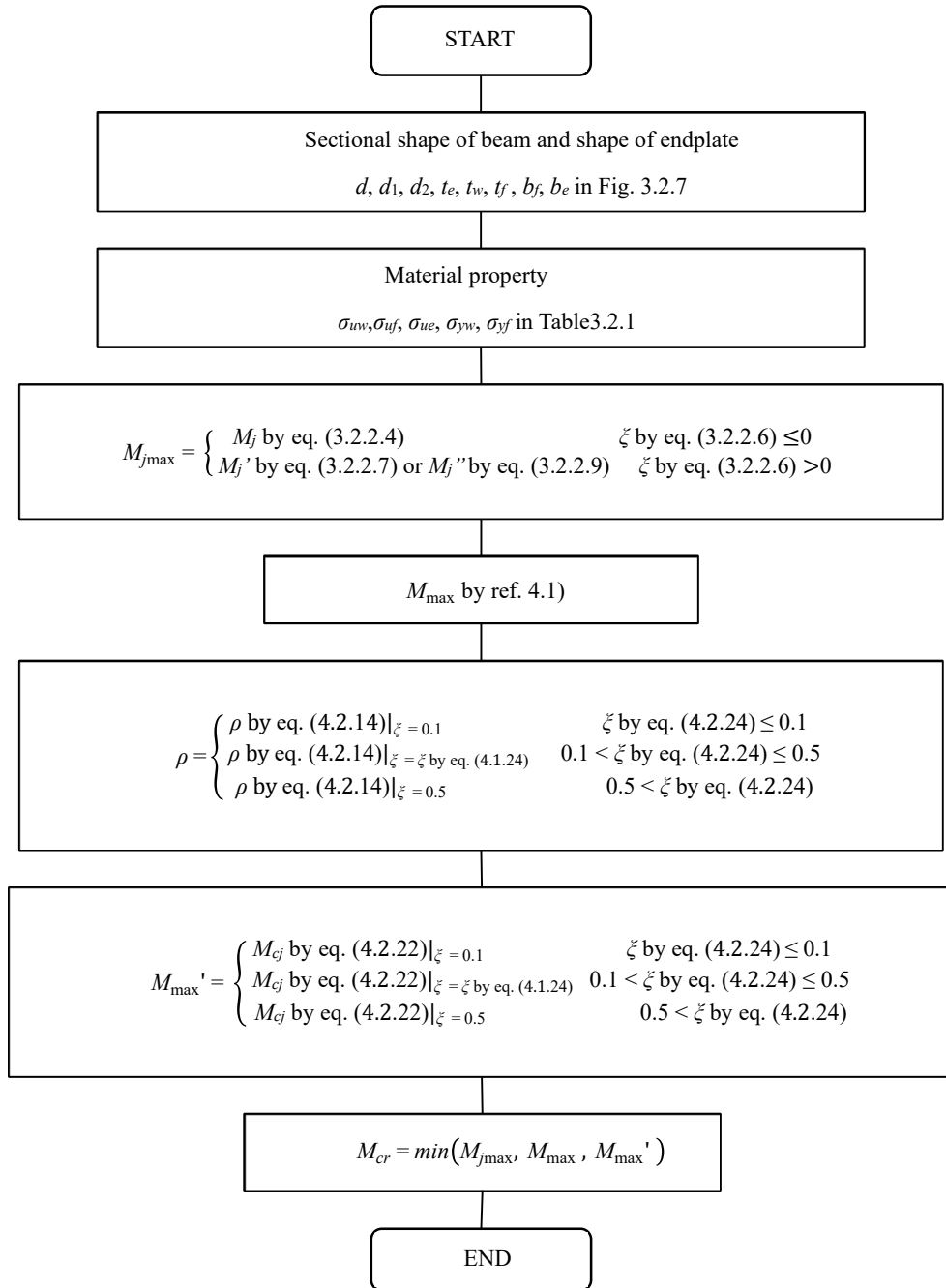


Fig. 4.3.6 Flowchart of proposal method

4.4 局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法

最大耐力以降の耐力劣化勾配を予測する。2.2 節に述べた通り，H 形断面梁の局部座屈による劣化勾配の推定方法は，文献 4.2)，4.4)でそれぞれ提案されている。本論では，文献 4.2)，4.4)を参考にフラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の一方向載荷の場合の局部座屈による耐力劣化勾配の予測方法を提案する。なお，文献 4.2)の場合は，実験条件からせん断座屈を対象としていないと考えられるため，曲げ座屈の場合のみ劣化勾配を予測できる。本節で提案する劣化勾配の予測方法も，曲げ座屈の場合のみ適用できるものとし，その条件は，4.2 節で述べた曲げせん断応力度比 $\alpha' < 1/6$ とする。

Fig. 4.4.1 に，4.3 節の FEM 解析モデル No. 2，3，4 の梁端から材軸方向に 10mm 離れた位置における材軸方向の応力分布を示す。縦軸は圧縮フランジ心から引張フランジ心までの寸法の対する圧縮フランジ心からの寸法を示し，横軸は材軸方向の応力度で，応力度の負の値は圧縮を示す。黒実線は最大耐力時を示し，青実線が耐力劣化後の応力度を示す。Fig. 4.4.1 に示す通り，耐力劣化後は圧縮フランジに生ずる圧縮応力が低下し，ウェブに生ずる応力は y/d が 0.5 近傍で，引張応力が減少している。圧縮フランジに生ずる圧縮応力が低下した理由は，局部座屈によるものと考えられる。また，ウェブに生ずる応力は y/d が 0.5 近傍で，引張応力が減少している理由は，Fig. 4.4.2 に示す通り，圧縮領域の圧縮方向のひずみが局部座屈により大きく進展し，中立軸位置が引張フランジに近づき，Fig. 4.4.2 の網掛けで示す通り， y/d が 0.5 近傍に生じていた引張方向のひずみが減少したためと考えている。

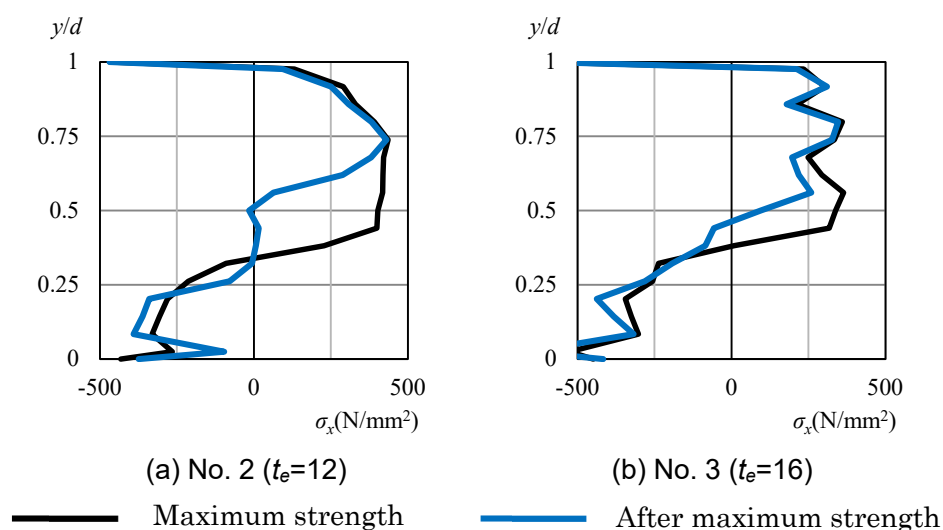


Fig.4.4.1 Stress distribution around connection

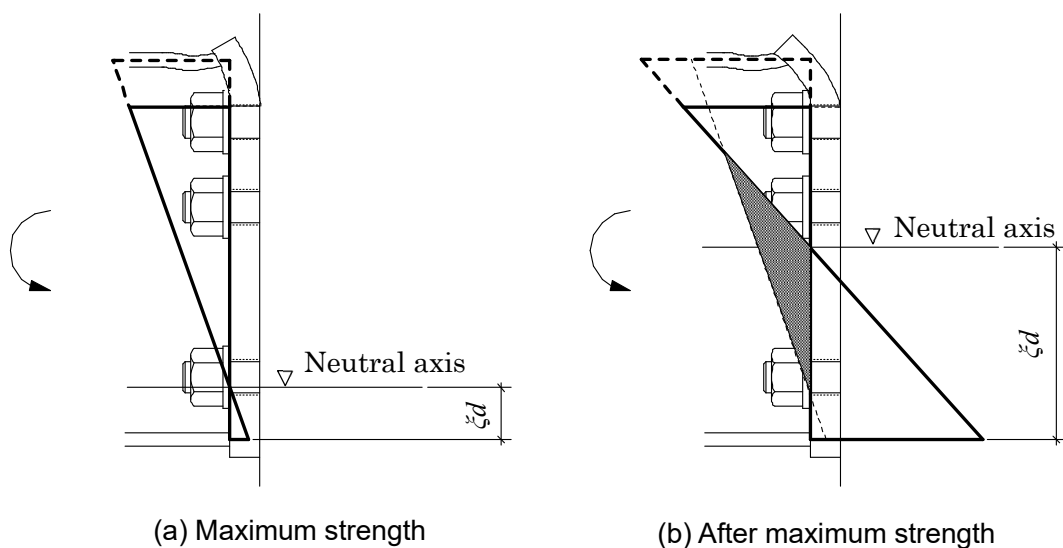


Fig.4.4.2 Strain distribution around connection

また、3.2.1 項の実験により得られた H-250×125×3.2×6 $t_e=16.0$ の場合の梁端の曲げモーメント M_j と引張フランジ側のエンドプレートの面外変形量 δ_{je} の関係を Fig. 4.4.3 に示す。Fig. 4.4.3 より、梁端の曲げモーメント低下後も、エンドプレートの面外変形量が増加していることがわかる。この原因は、局部座屈により座屈領域の圧縮方向の変形により、中立軸周りに回転が生じたためと考えられる。

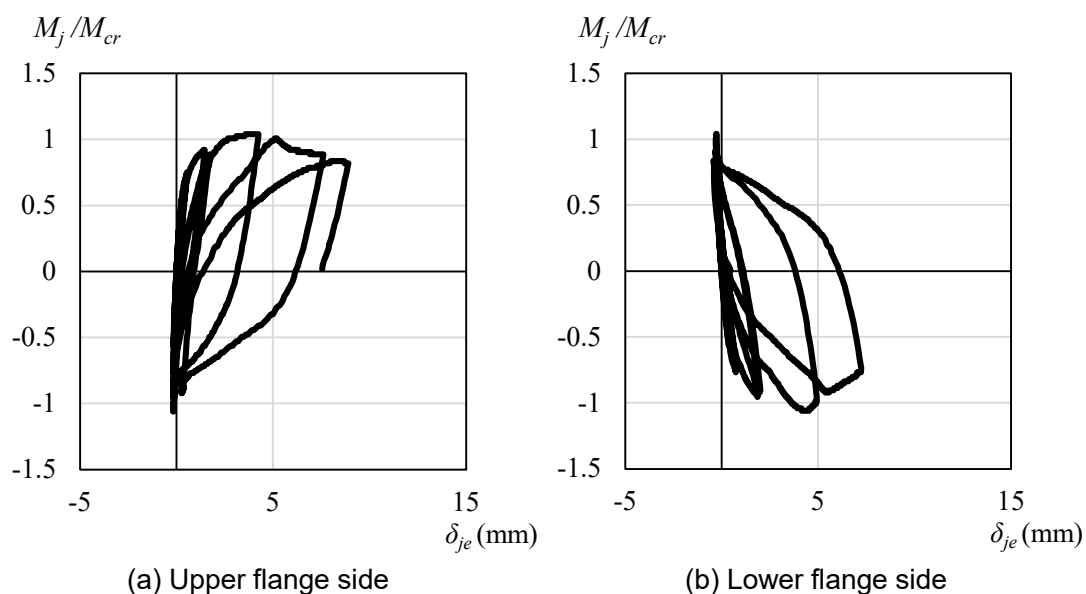


Fig.4.4.3 M_j - δ_{je} relationship

文献 4.2)を参考にする場合、文献 4.2)で提案されている圧縮領域の応力度-ひずみ度関係の勾配を適用することとし、具体的な計算方法は 4.4.1 項に述べる。そして、4.4.2 項で局部座屈領域の応力分布を仮定し、圧縮領域に 4.4.1 項に示した圧縮領域の応力度-ひずみ度関係により、梁端の

回転角を求める。計算を簡単にするため、局部座屈領域を梁端に集約し、局部座屈領域全長に渡り、圧縮応力と圧縮ひずみが同一とする。文献 4.2)と同様、局部座屈領域を除く部分は弾性除荷されるとする。

また、文献 4.4)では曲げ座屈の場合、弾性剛性を $E G_e$ とし、劣化勾配 K_d は次式としている。

$$K_d = -0.07 E G_e \quad (4.4.1)$$

文献 4.4)を参考にする場合、エンドプレートの変形による接合部の初期回転剛性を含む梁の弾性剛性を $E G_e$ とし、局部座屈後の劣化勾配は式(4.4.1)とする。

4.4.1 局部座屈後の圧縮領域に生ずる圧縮応力と圧縮フランジの軸方向変形の関係

文献 4.2)を参考に、局部座屈後の圧縮領域に生ずる圧縮応力と圧縮フランジの軸方向変形の間係を定める。文献 4.2)では、引張試験により得られる応力度-ひずみ度関係が、フランジ材とウェブ材で同等と見なせることを条件としている。Fig. 4.4.4 に 3.2.1 項の実大トの字形実験に用いた H-250×125×3.2×6 のフランジ材とウェブ材の引張試験により得られた応力度-ひずみ度関係を示す。フランジ材、ウェブ材ともに試験体数を 3 とし、全ての試験結果を同じ図に表現している。Fig. 4.4.4 に示す通り、降伏棚がフランジにはあり、ウェブにはなかった。

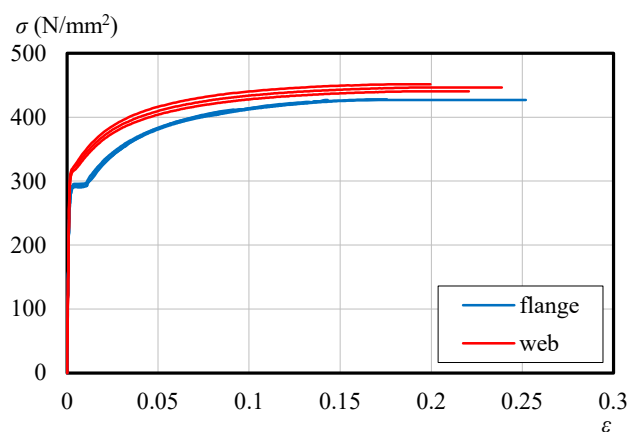


Fig. 4.4.4 Material tensile test results

次に、Fig. 4.4.5 に真応力-対数ひずみ関係を示す。Fig. 4.4.4 で見られたフランジの降伏棚は除去し、素材引張試験結果に整合するように求めた。Fig. 4.4.5 より、フランジ材とウェブ材の降伏点の値は若干異なるものの、ひずみ硬化係数は概ね同等であることが分かる。これより、フランジ材とウェブ材は、同等の応力度-ひずみ関係と見なす。

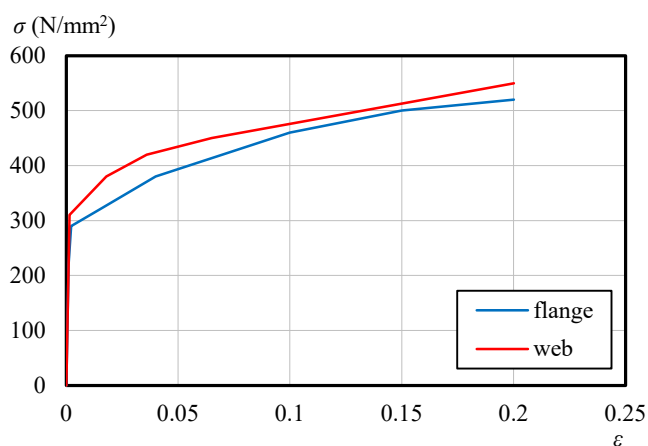


Fig. 4.4.5 True stress - Logarithmic strain relationship

文献 4.2)の α_f , α_{we} , E_{d1} , E_{d2} は次式による。

劣化第 1 勾配

$$E_{d1}/E = -0.57\alpha_f^2 - 0.0046\alpha_w^2 - 0.0005 \quad (4.4.1.1)$$

劣化第 2 勾配

$$E_{d2}/E = -0.005 \quad (4.4.1.2)$$

ここで,

$$\alpha_f = \varepsilon_y(b_f/t_f)^2 \quad (4.4.1.3)$$

ここで, ε_y はフランジとウェブの降伏ひずみの平均とする。

α_w は等価幅厚比 α_{we} を用いることとし, 次式による。

$$\alpha_{we} = \varepsilon_y(k \cdot d/t_w)^2 \quad (4.4.1.4)$$

ここで, k は全塑性状態においてウェブの中で圧縮を受ける部分の面積の割合であり, 本論では接合部の全塑性状態におけるウェブの圧縮を受ける部分の割合である式4.2.24によるとする。劣化第 1 勾配から第 2 勾配への遷移点は, 遷移応力度 $T\sigma_y$ と最大応力度 $S\sigma_y$ として, 次式による T/S から求める。

$$T/S = -0.56\alpha_f - 0.062\alpha_w + 0.98 \quad (4.4.1.5)$$

3.2.1 項に示した実験の H-250×125×3.2×6 の場合の ε_y , α_f , α_w , α_{we} , E_{d1} を計算すると Table4.4.1 に示す値となる。局部座屈領域は, 文献 4.2)に従い端部よりフランジの全巾 $2b_f$ までの範囲とする。

Table4.4.1 ε_y , α_f , α_{we} , E_{d1} , E_{d2} , T/S

t_e	ξ	σ_y	ε_y	α_f	α_{we}	E_{d1}	E_{d2}	T/S
16	0.34	306	0.00149	0.162	0.283	-3233	-1025	0.872

t_e : エンドプレート厚み(mm), ξ : 式(4.2.24)による中立軸高さ比

ε_y : 降伏ひずみ

α_f : フランジの基準化巾厚比, α_{we} : ウェブの有効基準化巾厚比

E_{d1} : 劣化第 1 勾配(N/mm²), E_{d2} : 劣化第 2 勾配(N/mm²)

T/S : 最大耐力に対する劣化第 1 勾配と第 2 勾配の遷移点の比

4.4.2 荷重変形関係の予測方法

Fig. 4.4.1 及び 4.4.2 の考察より，梁端の応力分布を Fig. 4.4.6 の通り仮定する。

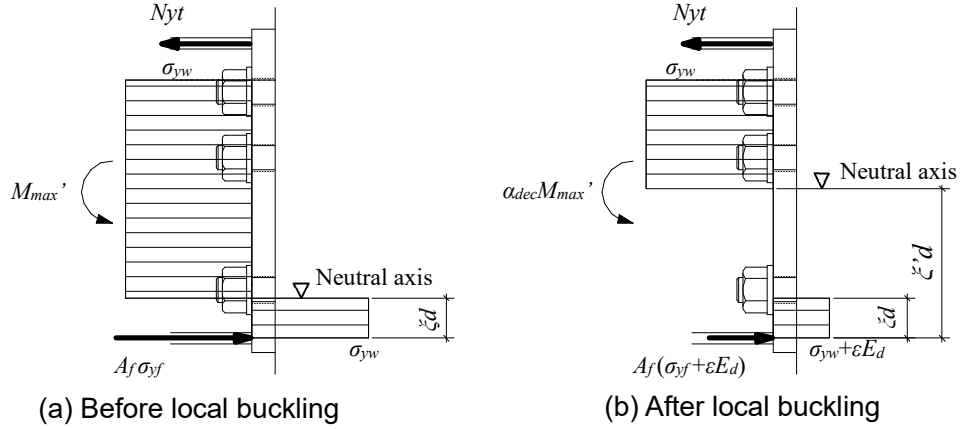


Fig. 4.4.6 Stress distribution around connection

4.4.1 項による圧縮応力と圧縮フランジの軸方向変形の関係，座屈領域長さ及び Fig. 4.4.6 における応力分布より，耐力劣化時の中立軸位置 ξ' ，耐力劣化時の曲げモーメント， $\alpha_{dec}M'_{max}$ 及び接合部の回転角 $\Delta\theta_j$ は次式により表される。

劣化第 1 勾配

$$\xi' = \xi - \left(\frac{A_f}{\sigma_{yf}} + \frac{t_w \xi d}{\sigma_{yw}} \right) \cdot \frac{\varepsilon_1 E_{d1}}{t_w d} \quad (4.4.1.6)$$

$$\alpha_{dec}M'_{max} = N_{yt}(1 - \xi')d + t_w \frac{\{(1 - \xi')d - d_2\}^2}{2} \sigma_{yw} + \frac{\xi d}{2} \xi' d (\sigma_{yw} + \varepsilon_1 E_{d1}) + \xi d A_f (\sigma_{yf} + \varepsilon_1 E_{d1}) \quad (4.4.1.7)$$

$$\Delta\theta_j = \frac{2b_f \Delta\varepsilon_1}{\xi' d} \quad (4.4.1.8)$$

劣化第 2 勾配

$$\xi' = \xi - \left(\frac{A_f}{\sigma_{yf}} + \frac{t_w \xi d}{\sigma_{yw}} \right) \cdot \frac{\varepsilon_1 E_{d1}}{t_w d} - \left(\frac{A_f}{\sigma_{yf}} + \frac{t_w \xi d}{\sigma_{yw}} \right) \cdot \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) E_{d2}}{t_w d} \quad (4.4.1.9)$$

$$\alpha_{dec}M'_{max} = N_{yt}(1 - \xi')d + t_w \frac{\{(1 - \xi')d - d_2\}^2}{2} \sigma_{yw} + \frac{\xi d}{2} \xi' d (\sigma_{yw} + \varepsilon_1 E_{d1} + (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) E_{d2}) + A_f (\sigma_{yf} + \varepsilon_1 E_{d1} + (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) E_{d2}) \quad (4.4.1.10)$$

$$\Delta\theta_j = \frac{2b_f \Delta\varepsilon_2}{\xi' d} \quad (4.4.1.11)$$

ここで， ε_1 は劣化第 1 勾配の圧縮ひずみ， ε_2 は劣化第 2 勾配の圧縮ひずみ， E_{d1} ， E_{d2} はそれぞれ劣化第 1 勾配の弾性係数，劣化第 2 勾配の弾性係数である。 $\Delta\varepsilon_1$ 及び $\Delta\varepsilon_2$ は，それぞれ劣化第 1 勾配及び劣化第 2 勾配の圧縮歪の変化量， $\Delta\theta_j$ は接合部の回転角の変化量である。

劣化第 1 勾配及び劣化第 2 勾配の $\Delta\theta_j$ には、Fig. 4.4.2 に示すひずみ分布に示すように、エンドプレートの離間による接合部の回転も含まれている。しかし、3 章に述べた通り、エンドプレートの離間に対する抵抗形式は、エンドプレートが 45 度に傾くまでが曲げ抵抗、それ以降が引張抵抗になると考えられるため、 δ_{je} が $d_2/\sqrt{2}$ を超えてからは、 $\Delta\theta_j$ は式(4.4.1.11)の 1/2 倍になると考え、次式とする。

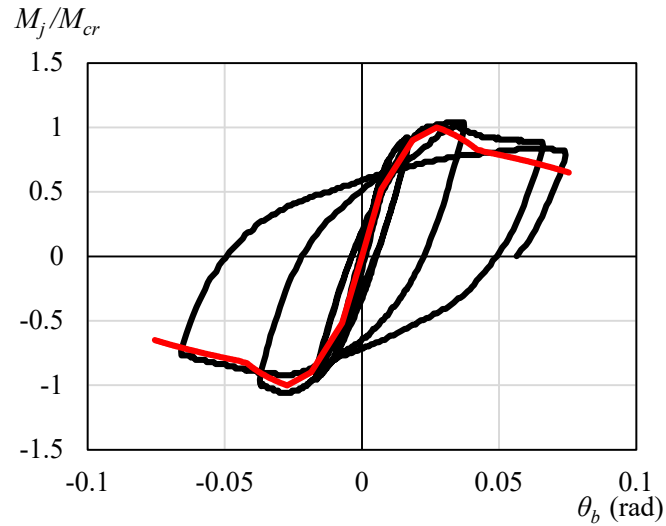
$$\Delta\theta_j = \frac{b_f \Delta\varepsilon_2}{\xi' d} \quad (4.4.1.12)$$

δ_{je} が $d_2/\sqrt{2}$ を超える条件は次式で表される。

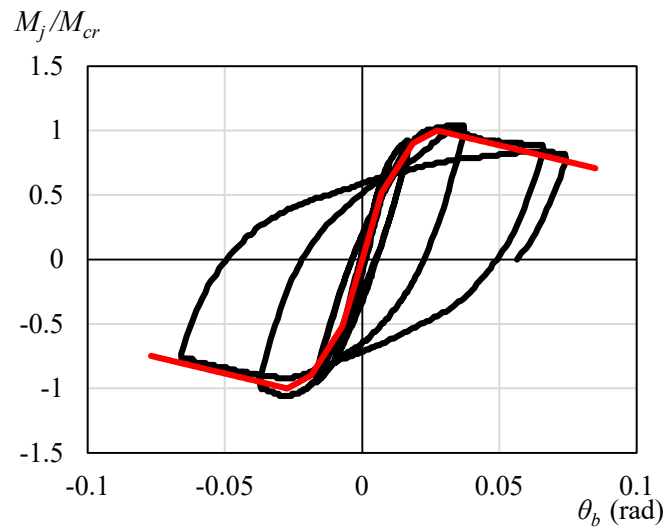
$$\theta_j = \frac{\delta_{je}}{(1 - \xi')d} > \frac{d_2}{\sqrt{2}(1 - \xi')d} \quad (4.4.1.13)$$

接合部に生ずる曲げモーメント M_j と接合部の回転を含めた梁の部材角 θ_b 関係の予測値は、接合部位置に回転バネを考慮し、梁は弾性変形するものとして算定することとする。接合部に考慮する回転バネは、3.3 節による初期回転剛性、3.4 節による接合部の塑性回転剛性、4.2 節による局部座屈により決定する最大耐力、本節に述べた耐力劣化域の荷重変形関係により設定する。

3.2.1 項の実験により得られた H-250×125×3.2×6 の接合部に生ずる曲げモーメント M_j と梁の部材角 θ_b の関係について、実験結果と前述の予測結果を Fig. 4.4.7 に示す。予測結果は、2 章による接合部の弾塑性回転バネと梁の曲げ剛性を直列でつなぎ、 M_{cr} 以降の劣化勾配は、文献 4.2) を参考にする場合、式(4.4.1.6)から(4.4.1.11)より求め、文献 4.4) を参考にする場合は、式(4.4.1)より求め、それぞれ、Fig. 4.4.7(a)、Fig. 4.4.7(b)に示している。Fig. 4.4.7 に示す通り、文献 4.2) を参考にした場合、文献 4.4) を参考にした場合、ともに予測結果は実験結果を精度良く予測できていることが分かる。



(a) Eqs. 4.4.1.6~4.4.1.11 (Ref. 4.2))



(b) Eq. 4.4.1 (Ref. 4.4))

— experiment — proposal

Fig. 4.4.7 $M_j - \theta_b$ relationship

フラッシュ形エンドプレート接合形式を有する H 形断面梁の局部座屈により耐力が決定する場合の荷重変形関係の予測方法を以下にまとめる。

- 4.2 節による $M_{cr} = \min (M_{jmax}, M_{max}, M'_{max})$ を求める。
- $M_{cr} = M_{jmax}$ の場合は、3 章による接合部の弾塑性回転バネと梁の曲げ剛性を直列でつなぐ。
- $M_{cr} = M_{max}$ の場合、3 章による接合部の弾塑性回転バネと梁の曲げ剛性を直列でつなぎ、 M_{max} 以降の劣化勾配は、梁の曲げ剛性に文献 4.2) 又は 4.4) による劣化勾配を考慮することで求める。
- $M_{cr} = M'_{max}$ の場合、3 章による接合部の弾塑性回転バネと梁の曲げ剛性を直列でつなぎ、 M'_{max} 以降の劣化勾配は、接合部の弾塑性回転バネに文献 4.2) 又は 4.4) による劣化勾配を考慮することで求める。劣化勾配は、文献 4.2) により求める場合、式(4.4.1.6)から式(4.4.1.10)とし、文献 4.4) により求める場合、式(4.4.1)とする。文献 4.2) 又は 4.4) とともに、それぞれに記載された適用

範囲を満たすとともに，曲げ座屈の場合のみ適用できるものとし，その条件は，4.2節で述べた曲げせん断応力度比 $\alpha' < 1/6$ とする。

4.5 まとめ

フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。

4.2 節では、エネルギー法を用いて中立軸位置が梁心よりも圧縮フランジ側に近い場合の、中立軸位置に応じた局部座屈耐力及び接合部が全塑性耐力に達するためのフランジ及びウェブの幅厚比制限曲線を求めるとともに、中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法を提案した。4.2 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・中立軸位置が梁心よりも圧縮フランジ側に近いほど、ウェブの幅厚比制限値は大きくなる。これはウェブの圧縮領域が小さくなるためである。
- ・中立軸位置がウェブのせん断座屈及びフランジの曲げ座屈に関する幅厚比制限に与える影響は小さい。
- ・中立軸位置、幅厚比制限に対する余裕度及び接合部の全塑性耐力より局部座屈で耐力が決定する梁の最大耐力が推定できる。

4.3 節では、4.2 節で求めた推定式の妥当性を、実大実験及び非線形 FEM 解析により確認した。

4.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・4.2 節で求めた最大耐力推定法は実大実験及び非線形 FEM 解析結果を安全側に推定する。
- ・非線形 FEM 解析より、圧縮フランジが降伏する直前及び降伏後最大耐力時における断面の中立軸はほぼ同じである。
- ・本論で提案する最大耐力推定式はボルト径に対するエンドプレート板厚が薄いほど安全側となる。これは、エンドプレートに対するボルトの引張及び曲げ剛性が小さいほど、エンドプレートの曲げ変形の可撓長さが短くなることを考慮していないためである。

4.4 節では、局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法を提案した。4.4 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・耐力劣化勾配は 2.2 節に示した既往の方法を参考に、初期剛性の 0.07 倍とする方法と、座屈後の圧縮領域の応力度-ひずみ度関係と梁端の中立軸位置から曲げモーメントと回転角の関係を求める方法の 2 通りがあり、ともに実験結果を精度よく推定できる。

参考文献

- 4.1) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 篠原卓馬, 王 韜 : 鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 668, pp. 1865-1872, 2011.10
- 4.2) 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁 : 局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構造系論文集, No. 454, pp.179-186, 1993.12
- 4.3) 五十嵐規矩夫, 王 韜 : 連成座屈を考慮した H 形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限評価法, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 629, pp. 1177-1184, 2008.7
- 4.4) 五十嵐規矩夫, 小田部敏明, 王 韜 : ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 646, pp.2345-2354, 2009.12
- 4.5) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 韞 伸之 : 繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 678, pp. 1319-1328, 2012.8

第 5 章

フラッシュ形エンドプレートで接合された

H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法

目次

5. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法....	5-1
5.1 はじめに.....	5-1
5.2 エンドプレートの離間状態の推定方法	5-3
5.3 エンドプレートの離間状態と境界条件の関係	5-7
5.3.1 実験による H 形断面梁端部の境界条件の確認.....	5-7
5.3.2 FEM 解析による H 形断面梁端部の境界条件の確認	5-13
5.4 境界条件を考慮した横座屈耐力推定法	5-17
5.4.1 H 形断面梁の横座屈耐力の推定方法	5-18
5.4.2 FEM 解析による推定方法の妥当性の確認	5-20
5.5 横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法	5-24
5.6 まとめ	5-28

5. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法

5.1 はじめに

3 章に述べた通り、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の引張フランジ側エンドプレートは柱から離間する。特に、エンドプレートが塑性化した場合、梁の引張フランジの横曲げ拘束が低下し、横座屈耐力が離間していない場合に比べ低下する可能性がある。本論ではフラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の梁端の横座屈に関する境界条件の特定方法及び耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を提案する。

まず、5.2 節では、3 章に述べた実大実験の結果から、エンドプレートの離間状態の推定方法を提案する。ここでは、フラッシュ形エンドプレート接合部に初期降伏耐力を超えた曲げモーメントが働くと面外方向に残留変形が生ずること、反対向きの曲げモーメントが働くと離間していたエンドプレートは柱に接触すること、離間時の曲げモーメントと接触時の曲げモーメントは推定が可能であることを示す。

5.3 節では、エンドプレートの離間状態と境界条件の関係を実大の横座屈実験と非線形 FEM 解析により考察し、離間側のフランジは横曲げが拘束されず、反対に接触側のフランジは横曲げが拘束されることを示す。

5.4 節では、境界条件の推定方法及び横座屈耐力の推定方法を提案する。ここでは、エンドプレートの離間の推定方法と離間の有無による横座屈に関する境界条件の関係より、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された横座屈による最大耐力の推定が可能であることを示す。

最後に、5.5 節では、5.4 節に述べた方法によりフラッシュ形プレートによる梁端の境界条件を推定し、2.3 節に述べた横座屈で耐力が決定する H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を用いて、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案する。ここでは、フラッシュ形エンドプレートによる梁端の境界条件が横曲げ固定—そり自由の場合は、2.3 節に示す荷重変形関係の予測方法において、固定支持と扱い、引張フランジの横曲げ剛性を固定支持の 1/2 倍することにより、実験により得られた荷重変形関係を精度良く予測できることを示す。

本章における FEM 解析の利用状況及び FEM 解析を利用している場合は FEM 解析と実験との対応確認方針を以下に記載する。

- ・エンドプレートの離間状態の推定方法は、実大トの字形実験より求める。
- ・エンドプレートが引張フランジ側のみ離間し、圧縮フランジ側が離間していない状態における横座屈に関する境界条件は、実大横座屈実験及び非線形 FEM 解析から考察する。その際、非線形 FEM 解析と実大横座屈実験で、荷重変形関係及び座屈形状が同様になることを確認する。そして、提案した予測方法が実大横座屈実験による荷重変形関係を精度良く予測することを確認する。

本章で提案する予測方法を適用するに当たり、連成座屈が生じないことを確認する必要がある。確認は文献 5.5) に示された幅厚比指標 W と基準化横座屈細長比 λ_b の関係による判定方法に、本論で示す幅厚比指標 W 及び横座屈に関する境界条件を考慮した基準化横座屈細長比 λ_b を適用することにより行う。

本章で提案する予測方法を適用するに当たり、エンドプレートの面外変形による梁端破断及び

横座屈によるヒンジ位置に破断が生じないことを別途確認する必要がある。これら確認方法は今後の課題とする。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレートの面外変形量と中立軸位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が横座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が横座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が横座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

5.2 エンドプレートの離間状態の推定方法

梁の横座屈に対する境界条件を考える上で、エンドプレートの柱からの離間の有無が重要であると考えている。そこで、Fig. 5.2.1 の実験のような正負交番漸増繰返し荷重を受けるエンドプレートの挙動を予測する方法について検討する。Fig. 5.2.1 に示す通り、フラッシュ形エンドプレートは、梁フランジに生ずる引張力により、ある曲げモーメントで面外に塑性変形し始め(A～B)、各サイクルにおける曲げモーメントのピーク時に柱フランジ表面から最も大きく離間する(B 点)。その後、曲げモーメントの低下により梁フランジに生じている引張力が低下すると、エンドプレートは逆向きに弾性除荷され(B～C)、続いて負側の曲げモーメントにより圧縮から引張に転じた側は離間し始め、同時に B 点で離間していた側は梁フランジに生ずる圧縮力により、徐々に柱に近づく方向に塑性変形し柱に接触する(C～D)。柱に接触した圧縮側エンドプレートは、接触したまま耐力を上昇させ、再度ピークを迎える(D～E)。再び曲げモーメントが除荷されると、フランジに生じている圧縮力が減少し弾性除荷され(E～F)、正側の曲げモーメントにより引張に転じた側は離間する(F～)。梁の上下フランジ側どちらも梁フランジに生ずる圧縮、引張力によりエンドプレートが徐々に塑性変形をするため、エンドプレートは曲げモーメントの正負が切り替わる瞬間から、一度離間した片側がフランジに生ずる圧縮力により接触するまでの間(C～D)は、上下フランジの両方が柱から離間している状態となる。また、両側が離間しているタイミング以外は片側が接触している状態となる。ここで、エンドプレートが面外に塑性変形し始める初期降伏耐力を M_{yj} 、各サイクルのピーク値を $M_{peak}(n)$ 、さらに $M_{peak}(n)$ で離間していたエンドプレートが、反対向きの曲げモーメントにより柱に接触する時の曲げモーメントを $M_t(n)$ と表記する。 n は半サイクル数を示し、ピーク荷重から次のピーク荷重までを 1 サイクルとしている。以下に、 $M_{peak}(n)$ と $M_t(n)$ の関係を予測する方法を示す。

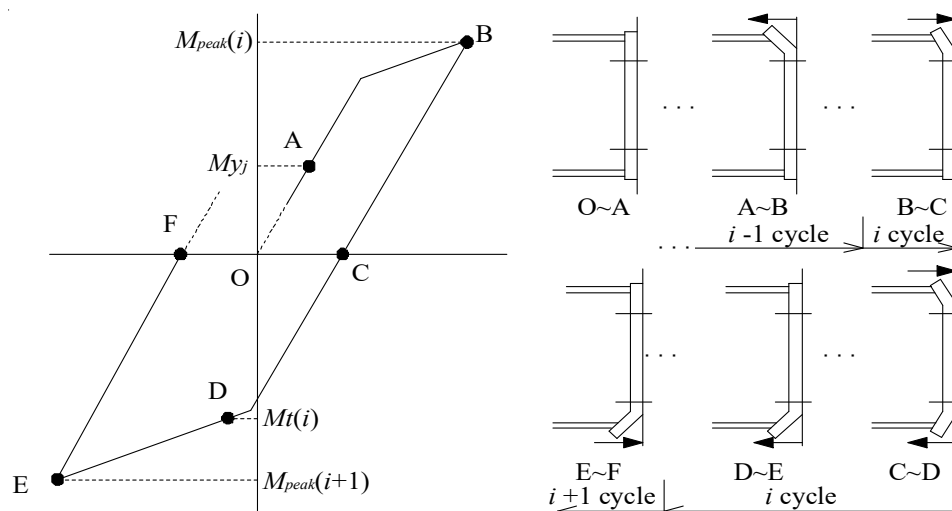


Fig. 5.2.1 End plate contact – M relationship

始めに、 My_j の定義より、 $|M_{peak}(m)|=max(|M_{peak}(1)|, |M_{peak}(2)|, \dots, |M_{peak}(n)|, \dots) \leq My_j$ ならばエンドプレートは弾性範囲であり、除荷されると柱フランジに接触するため、 $|Mt(m)|=0$ と予測できる。そこで、次の仮定を設け、 My_j を求める。

接合部が My_j を負担する場合、次の 2 か所に曲げヒンジが生ずるものとする。

①梁：Fig. 5.2.2(a)に示す A-A 断面でエンドプレートに接する位置

②エンドプレート：引張フランジに最も近いボルト孔の縁の位置

(引張フランジ心からの距離を h_2 とする。)

以上の仮定により、 My_j は式(5.2.1)により求められる。

$$My_j = \frac{\{Mp_{(A-A)} + Mp_{(B-B)}\} h}{h_2} \quad (5.2.1)$$

ここで、 $Mp_{(A-A)}$ 、 $Mp_{(B-B)}$ はそれぞれ①、②部の全塑性曲げモーメントである。

次に、 $M_{peak}(l)=max(|M_{peak}(1)|, |M_{peak}(2)|, \dots, |M_{peak}(n)|, \dots) > My_j$ の場合の $M_{peak}(l)$ と $Mt(l)$ の関係を予測する。接合部の最大耐力 M_{jmax} は式(3.2.2.10)により、接合部の初期降伏耐力 My_j は式(5.2.1)により求められることを示した。しかし、これらの情報だけでは $Mt(l)$ を予測することは困難である。そこで始めに、概略的な傾向と、 $M_{peak}(l)$ が M_{jmax} の場合の $Mt(l)$ を予測することを試みる。そのために、次の 5 つの仮定を設ける。

1 つ目は、Fig. 5.2.2(b), (c)に示す通り、接合部の応力中心位置を仮定する。2 つ目は、応力中心位置に力 F を仮定する。3 つ目は、1 つ目の応力中心間距離と、2 つ目の F の積が接合部に生ずる曲げモーメントであるとする。4 つ目は、 $M_{peak}(l)$ を求める時は、片側接触している場合の応力中心間距離を適用し、 $Mt(l)$ に対しては両側離間している場合を適用する。5 つ目は、2 つ目で定義した F について次の 2 つを仮定する。「 F が大きいほど、そこで離間したエンドプレートを接触させるために必要な反対向きの F は大きくなる」、「 F が最大耐力に達した後、そこで離間したエンドプレートを接触させるために必要な反対向きの F は、その最大耐力と同じ値である」。上の 5 つの仮定より、次のことが求められる。

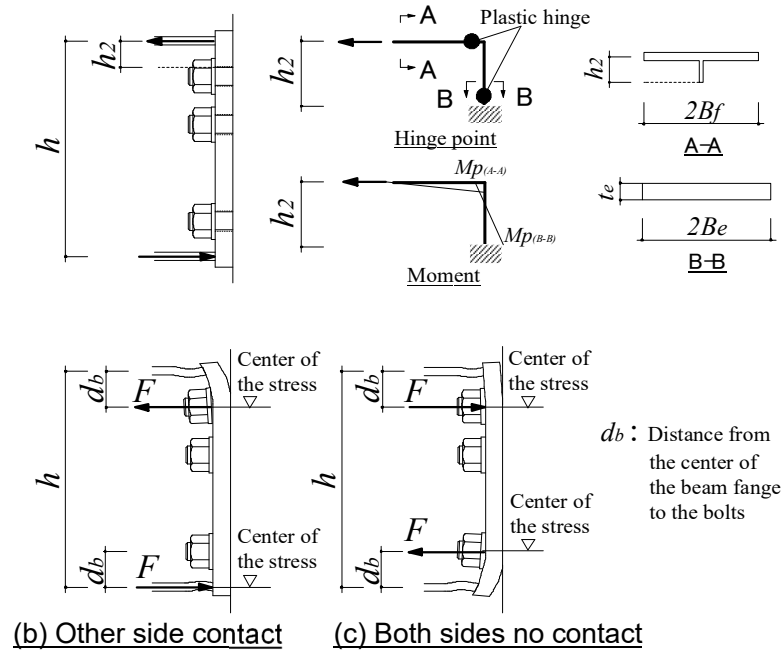


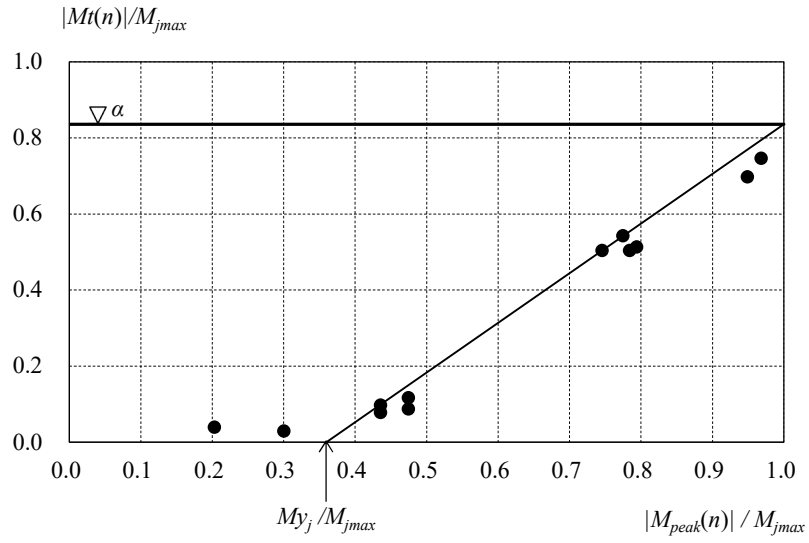
Fig. 5.2.2 Definition of resistance

$|M_{peak}(l)|$ が大きいほど、 $|M_t(l)|$ が大きくなる。また、 $|M_{peak}(l)|$ が M_{jmax} の場合、式(5.2.2)で示す α を用いて、 $|M_t(l)|$ は αM_{jmax} と表現できると仮定する。

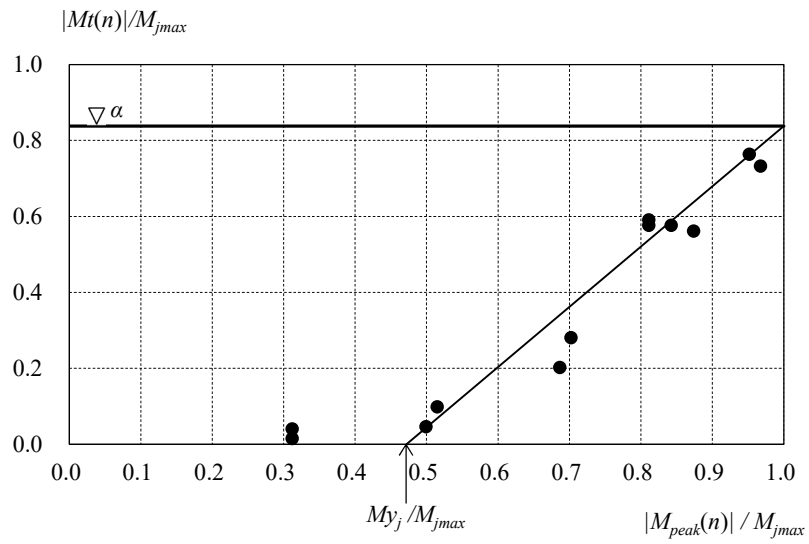
$$\alpha = (h - 2d_b) / (h - d_b) \quad (5.2.2)$$

最後に、より詳細な $M_{peak}(n)$ と $M_t(n)$ の関係を得るために、3.2.1 項の実験結果を考察する。Fig. 5.2.3 に、 $M_{peak}(n)$ と $M_t(n)$ の関係を M_{jmax} により無次元化して示す。図の横軸と縦軸は $M_{peak}(n)$ と $M_t(n)$ の絶対値としている。なお、 $M_t(n)$ は Fig. 3.2.6 の横軸のエンドプレートの開き量が 0 となる時の縦軸の曲げモーメントの値である。Fig. 5.2.3 を見ると、 $|M_t(n)|$ は、 $|M_{peak}(n)| = M_{y_j}$ から増加し、 $|M_{peak}(n)| = M_{jmax}$ の場合、 αM_{jmax} となる。前述の予想通りの結果が得られるとともに、 $|M_{peak}(n)|$ と $|M_t(n)|$ は、 $|M_{peak}(n)| = M_{y_j}$ 、 $|M_t(n)| = 0$ の点と $|M_{peak}(n)| = M_{jmax}$ 、 $|M_t(n)| = \alpha M_{jmax}$ の 2 点を結ぶ直線上にあるという新たな特徴が明らかになった。

本論では、接合部に生ずる曲げモーメントが、この直線よりも右下にある場合は、エンドプレートは上下フランジ側ともに柱から離間しているとし、左上にある場合は、片方のフランジ側が離間しているとする。このエンドプレートの接触と曲げモーメントの関係が、载荷履歴を変化させても同じであるかの検証は、今後の課題としたい。



(a) H-250 $\times$ 125 $\times$ 6 $\times$ 9 ($t_e=19$)



(a) H-250 $\times$ 125 $\times$ 3.2 $\times$ 6 ($t_e=16$)

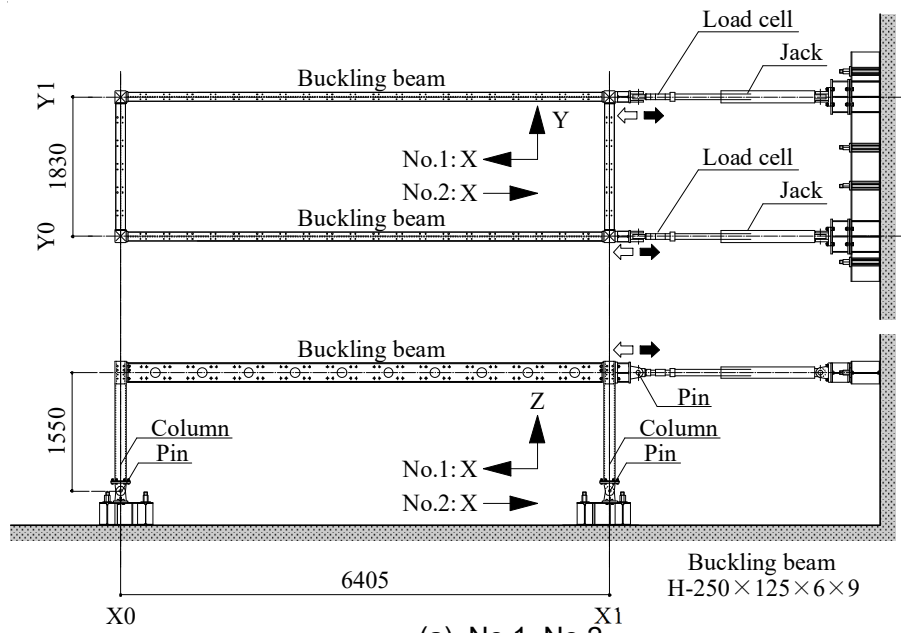
Fig. 5.2.3 End plate contact condition

5.3 エンドプレートの離間状態と境界条件の関係

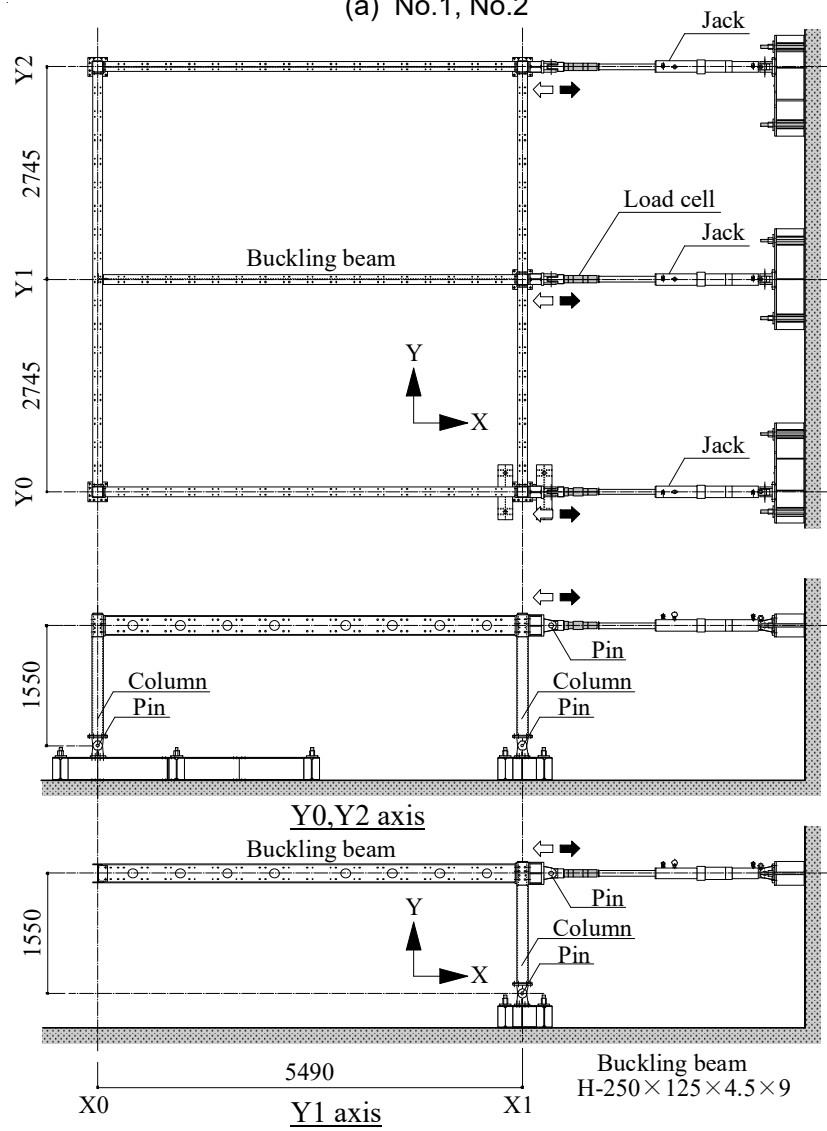
フラッシュ形エンドプレートによる横座屈に対する H 形断面梁の境界条件を検討する実験及び FEM 解析を行った。

5.3.1 実験による H 形断面梁端部の境界条件の確認

試験は全て実大フレームの中で H 形断面梁を座屈させるものである。荷重条件は、梁に逆対称曲げと片端曲げを与える 2 種類とし、逆対称曲げについては、H 形断面梁に圧縮軸力が入る状態で横座屈する No.1 と引張軸力が入る状態で横座屈する No.2 とした。片端曲げは、軸力が入らない No.3 のみとした。試験体の構成は Fig. 5.3.1 に示す通り、柱と H 形断面梁により構成された架構の柱頭をジャッキにより強制変位を与えることにより、梁に曲げモーメントを与える。No.3 は Y1 軸の梁を対象とし、この梁に軸力が入らない理由は、X0 軸の梁の弱軸曲げ剛性が小さいからである。実際に生じた軸力は、梁に貼付したひずみゲージより、最大耐力まで No.1 及び No.2 ではジャッキによる荷重の約半分が梁の軸力となり、No.3 では梁の軸力は生じていないことを確認した。



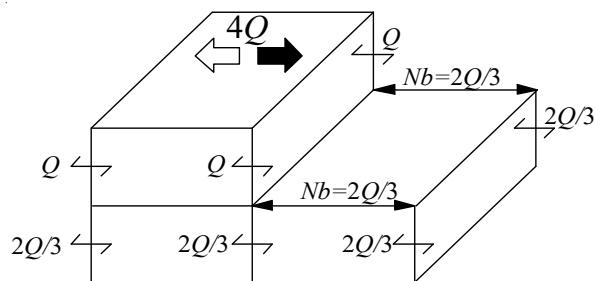
(a) No.1, No.2



(b) No.3

Fig. 5.3.1 Specimen

梁に軸力を入れている理由は、軸力による接合部の固定度への影響を観察するためと、実際の構造物では、Fig. 5.3.2 に示すように質量と柱の配置位置により、地震時において、逆対称曲げとなる梁に軸力が入る場合が想定されるためである。



Nb : Axial force of beams

Fig. 5.3.2 Axial force of beams in case of the earthquake

梁断面及び柱梁接合部の詳細は、前述の実大トの字形実験の接合部と同じとし、柱頭部に設けた厚み 22mm の角形鋼管の下に厚み 9mm の角形鋼管を溶接接合し柱を構成している。No.3 試験体の X0-Y1 交点に位置する梁-梁接合部は、カット T によりウェブ同士をボルト接合している。載荷スケジュールは、Fig. 5.3.3 に示す変位制御の正負交番繰り返し載荷（縦軸は、柱頭の X 方向水平変位 δ を 1550mm で除した変形角）とし、全てのジャッキを同一変位で制御する。No.1 試験体はジャッキにより柱頭を押す方向を正とし、No.2,3 は引く方向を正とする。変位計測については、ジャッキ位置の水平変位、及び梁の横方向変位を計測した。梁の横方向変位の計測方法は、フランジに固定した変位計により、床から立ち上げた固定面に向かう距離を計測した。座屈させる梁の材料特性を Table5.3.1 に示す。

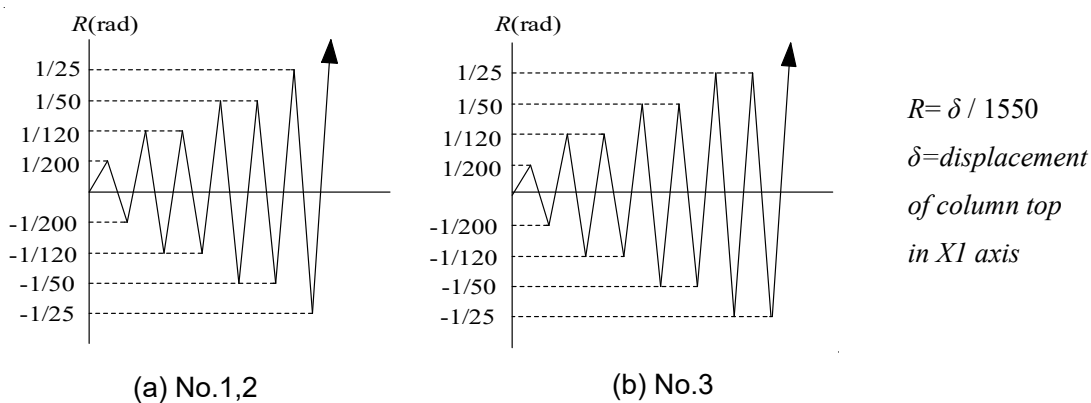


Fig. 5.3.3 Loading schedule

Table5.3.1 Material properties

	member		σ_y	σ_u	ε_u	E
No.1	column		365	411	40	2.05×10^5
	beam	flange	306	435	42	2.07×10^5
		web	277	423	42	2.11×10^5
		endplate	278	432	49	2.10×10^5
No.2	column		364	440	41	1.87×10^5
	beam	flange	291	443	44	1.95×10^5
		web	281	432	43	2.02×10^5
		endplate	264	448	49	2.17×10^5
No.3	column		386	466	42	1.85×10^5
	beam	flange	321	452	40	2.06×10^5
		web	287	449	40	2.09×10^5
		endplate	263	427	40	2.05×10^5

σ_y : yield strength [N/mm²]

σ_u : ultimate strength [N/mm²]

ε_u : elongation[%]

E : young's modulus[N/mm²]

実験により得られた、梁端の曲げモーメント M と変位 δ の関係を Fig. 5.3.4 に示す。No.1 及び No.2 の梁端の曲げモーメントは、梁両端の曲げモーメントが等しいと仮定し求めている。また、縦軸は素材試験結果に基づく梁の全塑性曲げ耐力 M_{pb} により無次元化し、接合部の最大耐力 M_{jmax} を実線により示している。Fig. 5.3.4 より、No.1 の Y0,Y1 構面、No.2 の Y0 構面及び No.3 の曲げモーメントは、 M_{jmax} まで到達せずに低下していることがわかる。また、目視により梁の横方向の変形を確認できたことから、横座屈が発生しているものと判断した。

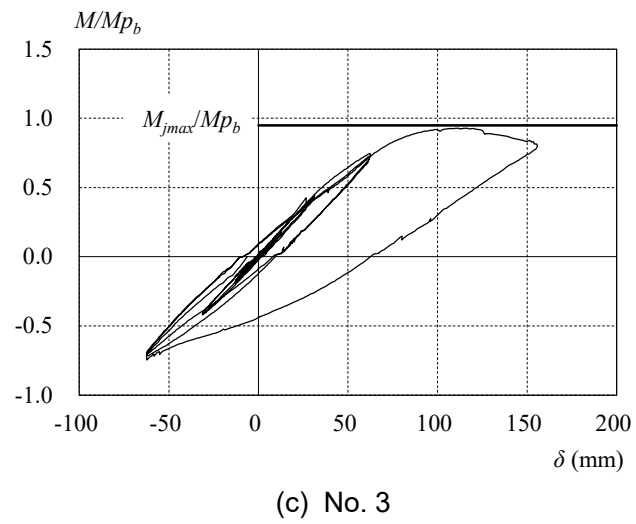
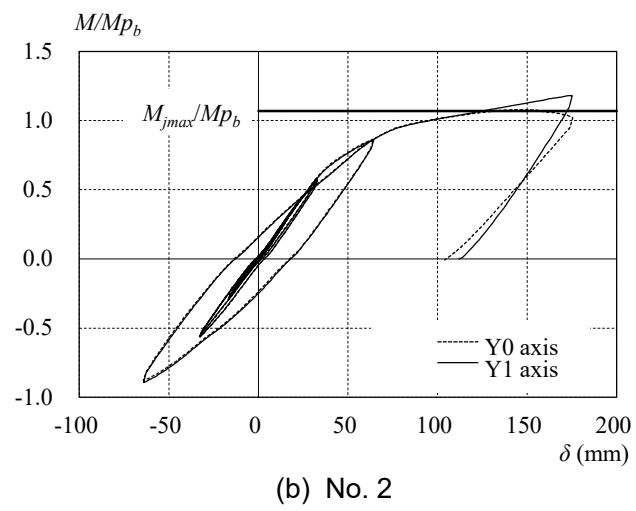
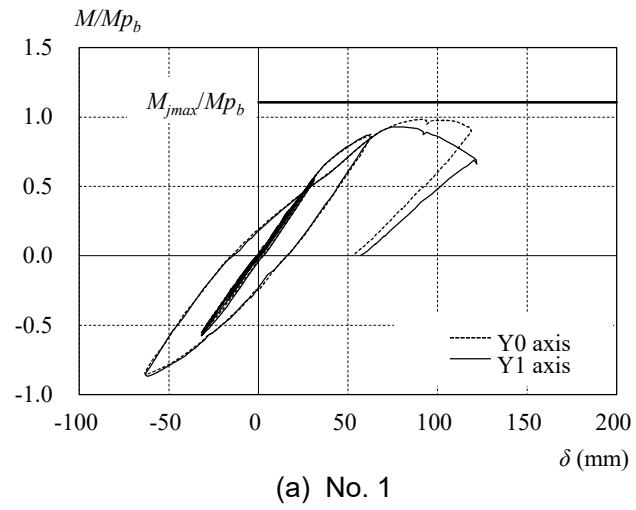


Fig. 5.3.4 M - δ relationship

また、No.1 及び 3 の最大耐力時における梁フランジ左右及びウェブ両面のひずみの差分を Fig. 5.3.5 に示す。ひずみゲージの貼付位置は Fig. 5.3.5(c)に示す位置とした。Fig. 5.3.5 より、No.1 の X1 軸における上フランジ（圧縮フランジ）、及び X0 軸における下フランジ（圧縮フランジ）はひずみの差分が大きく、横曲げが拘束されていることがわかる。逆に X1 軸における下フランジ（引張フランジ）、及び X0 軸における上フランジ（引張フランジ）はひずみの差分が小さく、接合部に向かってひずみが減少傾向にある。つまり、梁端において横曲げは固定されているが、そり変形は拘束されていないと思われる。この傾向は、No.3 の X1 軸側も同じであり軸力による差異は見られない。また、No.3 の X0 軸側におけるカット T による接合部では、上下フランジともにフランジのひずみの差分が小さく、横曲げが拘束されていないと思われる。ウェブのひずみについては、5.4 節で考察する。

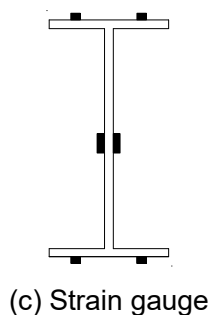
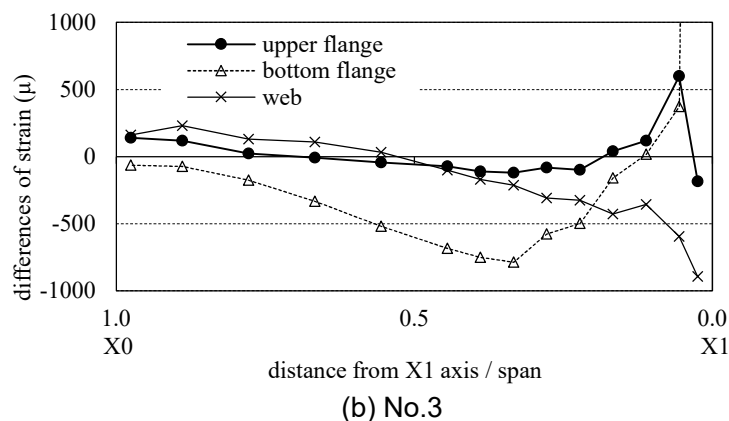
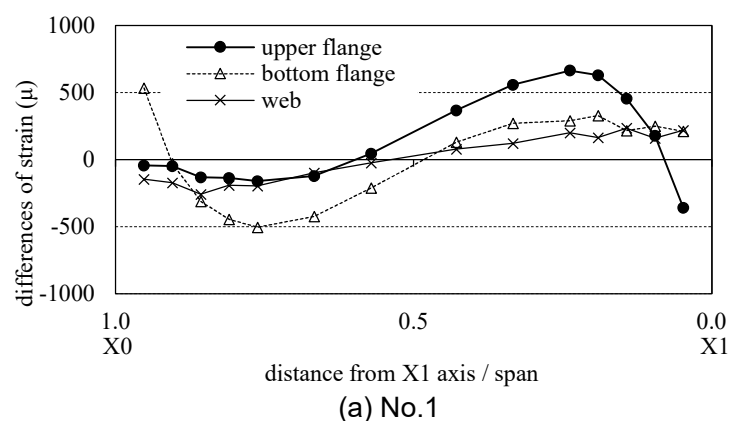


Fig. 5.3.5 Strain of the beam

5.3.2 FEM 解析による H 形断面梁端部の境界条件の確認

FEM 解析により得られる梁フランジに生ずる横曲げ応力から、前述の考察通り梁端のそりが拘束されていないことを確認する。

FEM 解析に用いるプログラムは ABAQUS6.14-2 とし、No.1,2 試験体の解析モデルは Y0-Y1 スパン中央の対称面(X-Z 面)から半分をモデル化し、対称面を Y 方向並進拘束した。No.1,2 とともに耐力が低い軸を対象とし、No.1 は Y1 軸、No.2 は Y0 軸を対象とする。No.3 試験体は全体をモデル化した。各モデル共通で、柱下の X 軸回り及び Z 軸回りの回転を拘束し、柱頭には X 方向へ強制変位を与えた。初期不整は、モード解析による最も低次のモードを与え、その他の要素タイプ等条件は、前述の柱梁接合部解析と同じとした。

解析により得られた梁端の曲げモーメント M と変位 δ の関係、及び最大荷重時の梁の横方向変位の実験と解析結果の比較を付録 2 に記載した。この結果より、解析モデルは妥当であると考えられる。

この解析モデルの、No.1 から No.3 の梁フランジに生ずる弱軸まわりの曲げモーメント M_f と変位 δ の関係を Fig. 5.3.6(b)から(d)に示す。いずれも最終サイクルの負側から正側の最大耐力までの履歴のみを示し、エンドプレートが柱と接触する曲げモーメント M_t を同時に示している。ここで、 M_f は Fig. 5.3.6(a)に示す通り、柱フェイスより 90mm 位置に並ぶ節点の X 軸方向応力から上下フランジそれぞれについて求めている。なお、 M_f は柱フェイスより約 50mm の位置と 90mm 位置とで、ほぼ変わらないことを No.1 で確認している。Fig. 5.3.6(b)から(d)より、何れの解析モデルも負側の最大荷重から除荷されるに従い、曲げモーメントの向きが上フランジと下フランジで逆向きに移動し交差する。その後、上下フランジに生ずる応力は正負逆の関係で小さい値で推移する。これは、梁に横方向変位が発生しているため、ねじれ応力が発生し、接合部近傍でそり変形を若干拘束し、そり応力が発生していると考えられる。梁に生ずる曲げモーメント M が M_t を超えると、離間していたエンドプレートが柱に接触し、圧縮フランジの M_f が急上昇し、引張フランジには圧縮フランジと同じ向きに小さい曲げモーメントが発生する。

一方、エンドプレートを柱に固着させた場合の M_f と変位 δ の関係を Fig. 5.3.6(e)に示す。Fig. 5.3.6(e)を見ると、梁に生ずる曲げモーメント M が小さい間は上下フランジに横曲げ応力が発生しておらず、横方向変位が発生していないことがわかる。 M がある程度大きくなると圧縮フランジの M_f は No.1 から No.3 と同じ正側に向かって上昇するが、引張フランジは No.1 から No.3 と異なりほぼゼロのままか、負側に小さい値を示す。ここで、Fig. 5.3.7 に逆対称曲げにおける引張フランジの横曲げ変形が拘束されている場合とされていない場合について、横座屈時の上下フランジの幅中心線の位置を実線により示す。図中に示した X, Y 方向は、Fig. 5.3.1(a)No.1 と同じである。この図は座屈変形の概念を示したものであり、端部境界条件による違いを表している。接合部で引張フランジの横方向の回転が拘束されている場合、接合部近傍では上下フランジは逆向きの曲率を示すことになるが、拘束されていない場合は同じ方向の曲率となる。このため、引張フランジと圧縮フランジの横方向の変位差であるねじれ変形は、引張フランジの横方向の回転が拘束されていない方が増加する。本解析モデルの No.1 から No.3 は引張フランジが回転したため、接合部近傍で引張フランジと圧縮フランジに同じ向きの曲げモーメントが発生したと考えられる。また、梁に圧縮軸力が入る No.1 と No.2 及び No.3 を比較すると、No.1 の引張フランジに生ずる M_f

は最大耐力時に正側になるものの、No.2及びNo.3よりも小さく、離間している引張側エンドプレートの横方向の回転は小さいと考えられる。これには、梁の圧縮軸力によりエンドプレートの離間量が小さくなることが理由として考えられる。

以上、実験によるひずみゲージの値、及びFEM解析結果より、エンドプレートが柱から離間している場合、フランジの横曲げ拘束度が小さい。そのため、梁端部の境界条件は、梁に生ずる軸力に関わらず、エンドプレートが面外に塑性変形した後、圧縮、引張フランジ側ともに柱から離間している状態では、そり及び弱軸曲げともに拘束なしの単純支持とし、片側が柱に接触している状態では、そり自由、弱軸曲げ固定と扱う必要があると考えられる。

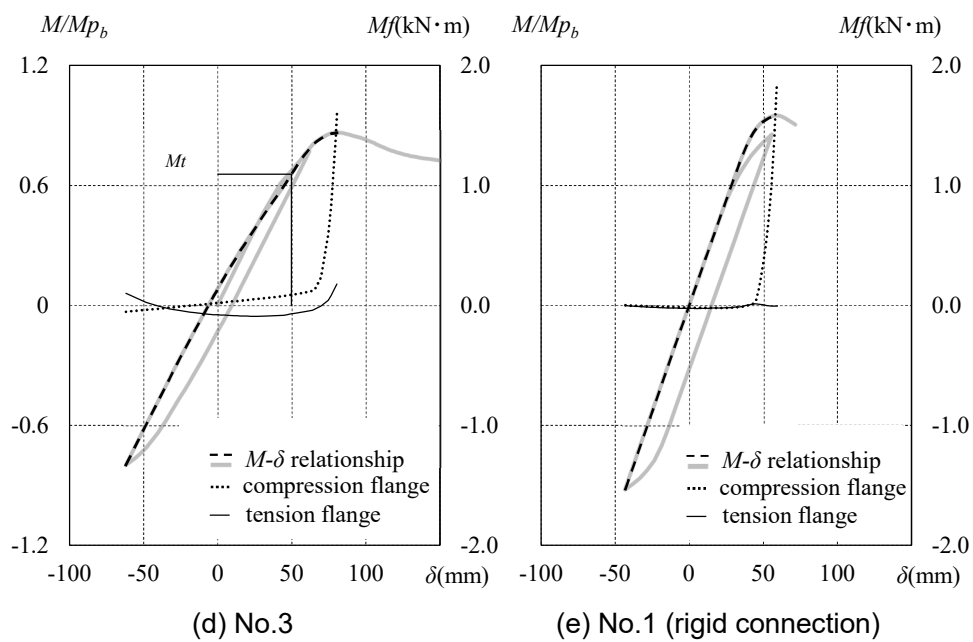
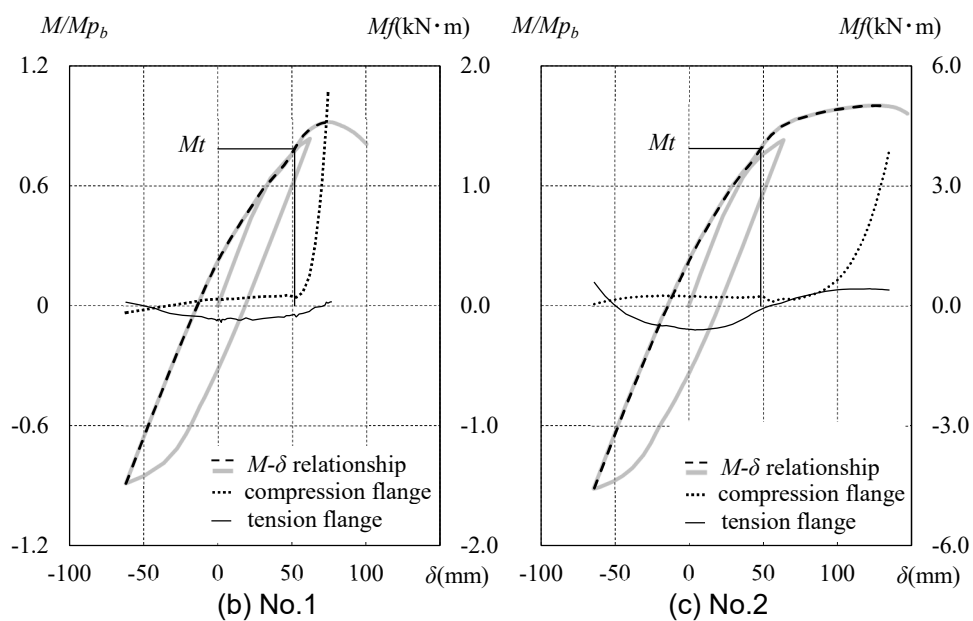
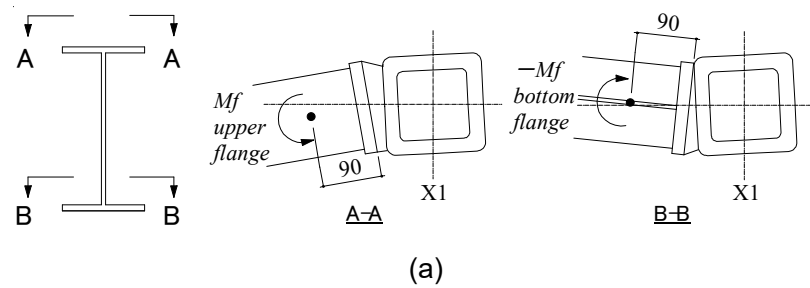


Fig. 5.3.6 Mf - δ relationship

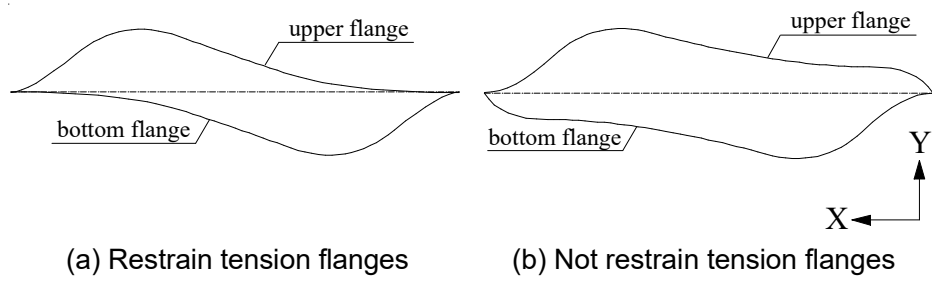


Fig. 5.3.7 Lateral displacement of flange center line

5.4 境界条件を考慮した横座屈耐力推定法

ここまで得られた知見をもとに、フラッシュ形エンドプレートにより接合される H 形断面梁の横座屈耐力の推定方法を提案する。まず両側離間の横座屈耐力を $Mc1$ とし、片側離間の横座屈耐力を $Mc2$ とする。両側離間の状態で梁に生ずる曲げモーメントが $Mc1$ に達すると、 $Mc1$ で梁は横座屈する。両側離間の曲げモーメントは、各サイクルにおける最大曲げモーメント M_{peak} に対して、反対向きの曲げモーメントが Fig. 5.2.3 により求まる M_t 以下の時である。ここで、 M_{peak} は片側離間の横座屈耐力 $Mc2$ 以下であるはずなので、Fig. 5.2.3 の横軸を $Mc2$ として、斜めの直線の縦軸の値が両側離間の状態における曲げモーメントの上限値である。この上限値よりも $Mc1$ が小さければ、両側離間の状態で横座屈し、逆に大きければ、片側離間の状態で横座屈する。さらに、 $Mc1$ が αM_{jmax} より大きく、かつ $Mc2$ が M_{jmax} より大きい場合、横座屈をしないとと言える。これら横座屈耐力 $Mc1$, $Mc2$ と、接合部の各種耐力 My_j , M_{jmax} により特定される横座屈に対する境界条件と横座屈発生の有無は、Fig. 5.4.1 のように表すことができる。設計対象の梁が Fig. 5.4.1 の領域 A から C のうちどの領域に該当するか調べることで、横座屈耐力を推定することができる。

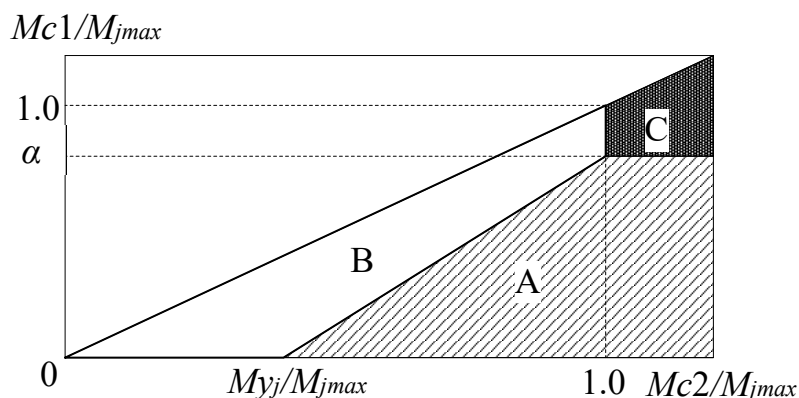


Fig. 5.4.1 Boundary conditions of beams

5.4.1 H形断面梁の横座屈耐力の推定方法

I. 各種曲げ耐力の算出

- ① 設計対象のフラッシュ形エンドプレート接合の初期降伏耐力 M_{y_j} , 最大耐力 M_{jmax} 及び α を求める。
- ② 当該接合部を有する H 形断面梁の全塑性耐力 M_{p_b} を求める。
- ③ 当該梁の弾性横座屈耐力について, 当該フラッシュ形エンドプレートを単純支持として扱った M_{e1} , 横曲げ固定そり自由として扱った M_{e2} それぞれを, 文献 5.1)の方法により求める。
- ④ 当該弾性横座屈耐力に対応した横座屈限界耐力 $Mc1$, $Mc2$ を, 文献 5.2)及び 5.3)の方法により求める。

II. 境界条件の設定と最大耐力

Iで求めた各種耐力を $x=Mc2/M_{jmax}$, $y=Mc1/M_{jmax}$ として Fig. 5.4.1 上にプロットする。

- ① プロットが領域 A となる場合は, $Mc1$ を最大耐力とする。
- ② プロットが領域 B となる場合は, $Mc2$ を最大耐力とする。
- ③ プロットが領域 C となる場合は, M_{jmax} を最大耐力とする。

計算式により表現すると式(5.4.1)から(5.4.3)となる。

$$\text{領域 A : } Mc1 \leq \alpha Mu_j(Mc2 - My_j) / (Mu_j - My_j) \text{ かつ } Mc1 \leq \alpha Mu_j \quad (5.4.1)$$

$$\text{領域 B : } Mc1 > \alpha Mu_j(Mc2 - My_j) / (Mu_j - My_j) \text{ かつ } Mc2 \leq Mu_j \quad (5.4.2)$$

$$\text{領域 C : } Mc1 > \alpha Mu_j \text{ かつ } Mc2 > Mu_j \quad (5.4.3)$$

次に, 文献 5.1)による各種境界条件に対する弾性横座屈耐力の算出方法を, 基本式(5.4.4)とともに次に示す。

$$M_e = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{(k_u l)^2} \sqrt{\frac{I_\omega}{I_y} \left\{ \left(\frac{k_u}{k_\beta} \right)^2 + \frac{GJ(k_u l)^2}{\pi^2 EI_\omega} \right\}} \quad (5.4.4)$$

ここで, M_e は弾性横座屈耐力, l は梁長さ, E はヤング率, G はせん断弾性係数, I_y は弱軸まわりの梁断面 2 次モーメント, I_ω は曲げねじり定数, J はねじり定数, k_u は弱軸曲げに対する座屈長さ係数, k_β は曲げねじりに対する座屈長さ係数, C_1 はモーメント修正係数である。

本論では, そり自由, 横曲げ固定の座屈長さ係数が, 文献 5.1)に示されている各種境界条件に対する座屈長さ係数提案値を参考にして定めることができるとする。以下に, No.1～3 試験体の当該座屈長さ係数の定め方を示す。

始めに, No.1, 2 試験体の座屈長さ係数を定める。境界条件は, 両端そり自由, 横曲げ固定であるとする。文献 5.1)では両端固定支持の場合, $k_u=0.5$, $k_\beta=0.5$ としている。一方, 両端単純支持の場合は, $k_u=1.0$, $k_\beta=1.0$ としている。両端そり自由, 横曲げ固定の場合, 両端固定支持の k_β が単純支持の k_β になるとして, $k_u=0.5$, $k_\beta=1.0$ とする。次に, No.3 試験体の座屈長さ係数を定める。境界条件は, 左端そり固定, 右端がそり自由横曲げ固定であるとする。文献 5.1)では左端そり拘束－右端固定支持の場合は, $k_u=0.668$, $k_\beta=0.465$ としている。一方, 左端そり拘束－右端単純支持の場合は, $k_u=0.967$, $k_\beta=0.654$ としている。左端そり固定, 右端そり自由横曲げ固定の場

合，左端そり拘束－右端固定支持の k_β が，左端そり拘束－右端単純支持の k_β になるとして，
 $k_u=0.668$ ， $k_\beta=0.654$ とする。定めた座屈長さ係数を Table5.4.1 に示す。

圧縮軸力が発生する場合は，文献 5.3) に示される曲げねじれ座屈の最大耐力の算出式(5.4.5)に
おける M_{cr} に，文献 5.2) による横座屈耐力 $Mc1$ 及び $Mc2$ を代入し，得られた M_1 を $Mc1$ 及び $Mc2$
とする。

$$\frac{N}{N_{cry}} + \frac{C_M \cdot M_1}{\left(1 - \frac{N}{N_E}\right) \cdot M_{cr}} = 1.0 \quad (5.4.5)$$

ここで， N は圧縮軸力， N_{cry} は弱軸まわりの座屈強度 (座屈長さ=0.5 L)， C_M は等価曲げモーメント
修正係数 (=1.0)， M_1 は最大曲げ耐力， N_E は弾性座屈強度 (座屈長さ=0.5 L)， M_{cr} は圧縮軸力が存在
しない場合の横座屈強度である。今回の実験による最大耐力を，以上の推定方法に従い求めると
Table5.4.2 の $Mc2$ となる。いずれの試験体も $Mc2$ は，実験結果 eM_{max} を安全側に評価している。

Table5.4.1 Effective length factors

	Boundary condition Restraint		k_u	k_β
	Left	Right		
No.1 and 2 (No.1,2)	Lateral bending	Lateral bending	0.5	1.0
No.3 (No.3)	Warping bending	Lateral bending	0.668	0.654

Table5.4.2 Moment strength

	My_j	M_{jmax}	$Mc1$	$Mc2$	α	Boundary area	eM_{max}
No.1	41	108	73	84	0.80	B	98
No.2	39	111	86	102	0.80	B	109
No.3	38	100	74	94	0.80	B	98

5.4.2 FEM 解析による推定方法の妥当性の確認

前述の推定方法の妥当性を FEM 解析により確認する。解析モデルは、前述の No.1(model.1-1)に対し、条件を変化させた Table 5.4.3 に示す合計 7 モデルとする。変化させる条件は、(1)梁端を柱に完全固定した場合、(2)柱が剛体の場合と柱が剛体かつ梁端を柱に固定した場合、(3)梁に生ずる軸力が引張の場合、(4)Fig. 5.4.1 の領域 C に分類される梁の場合の合計 5 つとする。得られた曲げモーメント M と載荷点の変位 δ の関係を Fig. 5.4.2 に示す。

(1)梁端を柱に完全固定した場合

Fig. 5.4.2(a)より、梁端を柱に完全固定した model.1-2 は、model.1-1 よりも耐力が若干上昇した。また、Fig. 5.4.3 に、Fig. 5.3.5 と同様ウェブの両面のひずみ（対数ひずみ）の差分と、材軸方向位置の関係について、最大荷重までの変化を示す。Fig. 5.4.3 に示す通り、model.1-1 は座屈の面外変形の初期段階において接合部近傍でひずみの差分が生じ、model.1-2 では生じていない。梁端のウェブのひずみ差は Fig. 5.3.5 に示す実験結果も同じ傾向が見られた。これは、Fig. 5.4.3 左図に示すようにそり変形した場合、梁端ウェブがフランジ間で若干曲がるのが原因と考えている。つまり、そり拘束度が弱いと、ウェブのひずみの差分が端部で大きくなる。これが、完全固定とフラッシュ形エンドプレートの横座屈耐力の差異の原因と考えると、フラッシュ形エンドプレート接合形式による H 形断面梁の境界条件は、単純支持又は横曲げ固定そり自由として扱う必要がある。

(2)柱が剛体の場合と、柱が剛体かつ梁端を柱に固定した場合

Fig. 5.4.2(b)より、柱を剛体として扱い十分大きな弾性係数を持つ弾性体とした model.1-3 と、実験による材料特性を与えた model.1-1 の間には、耐力に有意な差がなかった。さらに、Fig. 5.4.2(c)より、接合部を柱に固定しても柱の素材特性による差異は見られなかった。つまり、本解析において、柱のねじれ変形は座屈耐力に影響を与えていない。

(3)梁に生ずる軸力が引張りの場合

Fig. 5.4.2(d)より、梁に引張り軸力が生じた状態で座屈するように、最終加力でジャッキにより柱頭を引いた model.1-5 と、圧縮軸力が生じた状態で座屈させた model.1-1 の間には、耐力に有意な差が見られた。なお、両モデルの初期不整は、それぞれのモード解析による最も低次のモードに、同じ倍率を乗じて与えた。本解析において、梁に生ずる軸力が横座屈耐力に影響を与えていることがわかった。ここで、軸力と等曲げモーメントを受ける梁の横座屈耐力の評価方法が文献 5.4)により提案されている。今回は逆対称曲げであるため、座屈耐力は前述の式(5.4.5)により安全側の評価が可能であることを示した。今後は、地震時に梁に生ずる軸力の変動履歴、及び軸力と塑性変形能力の関係について検討したい。

(4)Fig. 5.4.1 の領域 A に分類される梁の場合

Fig. 5.4.2(e)より、領域 A でも座屈耐力 M_{c2} を上回った。圧縮側フランジ側のエンドプレートが柱に接触してから座屈した。提案している推定方法は少し安全側すぎる可能性がある。なお、model.1-6 は圧縮軸力を考慮した式(5.4.5)により M_{c1} 及び M_{c2} を算出すると領域 B に分類されるが、領域 A と同じ条件となるように、梁に生ずる引張り軸力により座屈耐力が高くなることを利用して、負側でエンドプレートを大きく離間させ、正側で圧縮フランジ側のエンドプレートが離間している状態で単純支持の M_{c1} を超えるようにした。

(5)Fig. 5.4.1 の領域 C に分類される梁の場合

接合部の最大耐力 M_{jmax} が, model.1-1 の解析による座屈耐力以下となるようにエンドプレート
の厚みを 12mm に変更した model.1-7 の $M-\delta$ 関係を Fig. 5.4.2(f)に示す。Fig. 5.4.2(f)より,
model.1-7 は接合部の最大耐力の推定値 M_{jmax} まで座屈せず, 耐力低下が生じなかった。

以上, 推定方法の妥当性を確認した結果, 領域 B 及び C に対し, 妥当であり, 領域 A に対して
は安全側過ぎる推定方法となっている可能性がある。しかし, 確認した解析モデルが少ないため,
より詳細な検討は今後の課題としたい。また, ウェブ設備孔がない場合でも, 同様の結果が得ら
れるかどうかの検討は, 今後の課題としたい。

Table5.4.3 Analysis model

No	Flush end plates on column	Column material	Axial force	Boundary area
1-1	not fixed	not rigid	compression	B
1-2	fixed			
1-3	not fixed	rigid		
1-4	fixed			
1-5	not fixed	not rigid	tension	
1-6		rigid	compression	A
1-7		not rigid		C

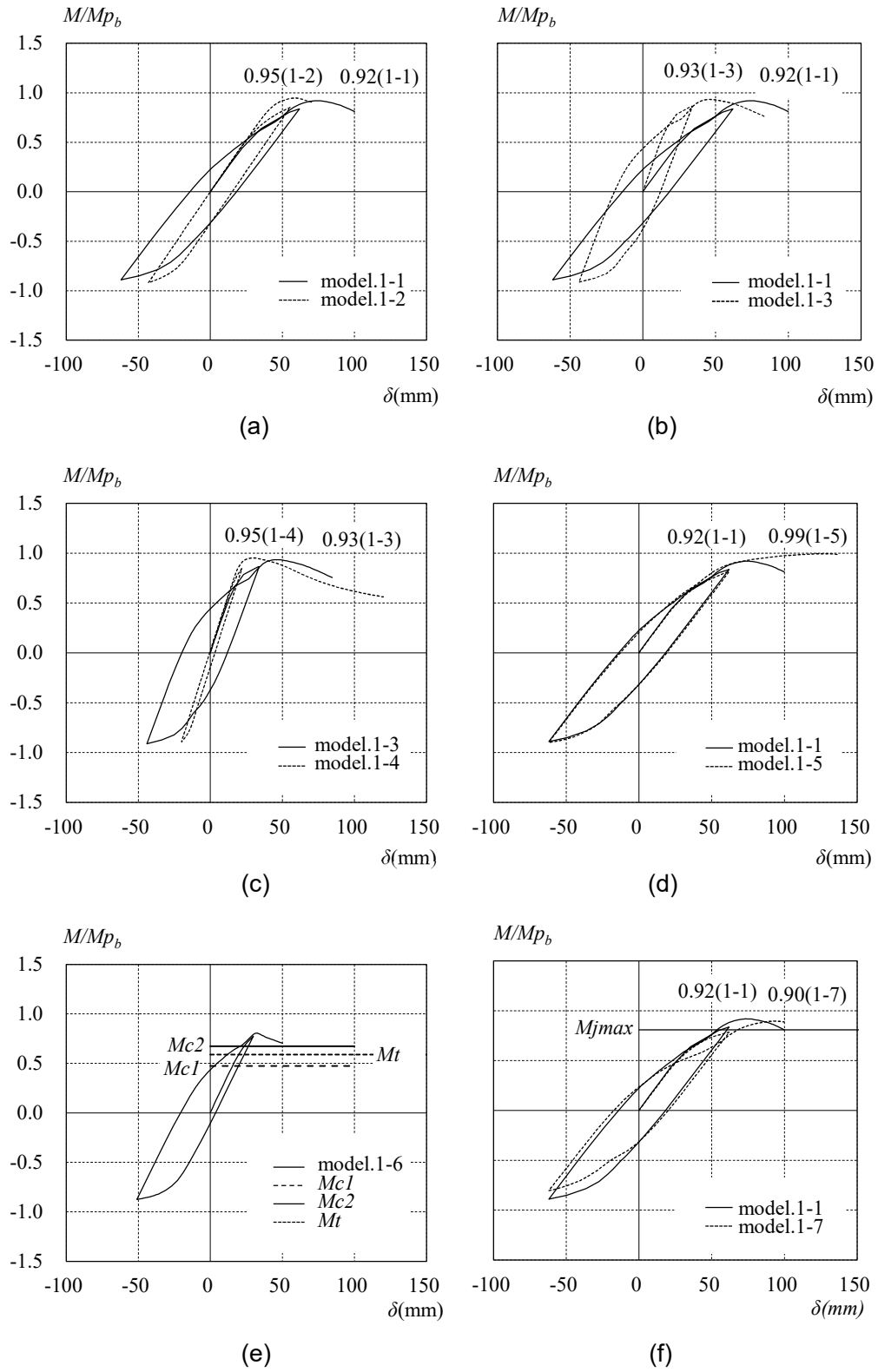
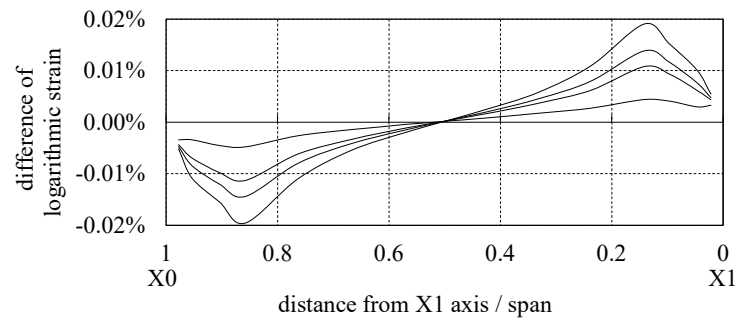
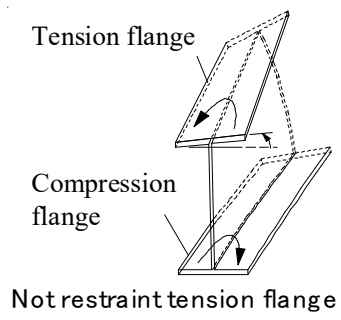
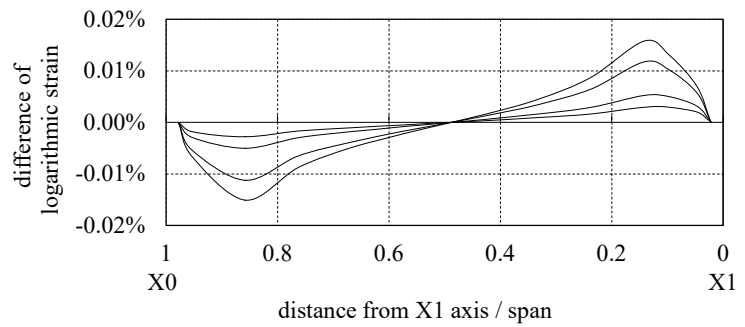
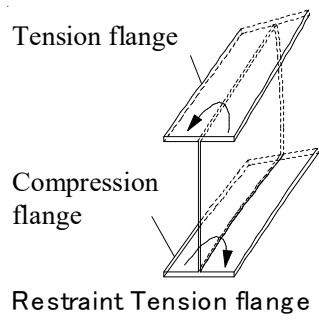


Fig. 5.4.2 $M-\delta$, $M-\theta_b$ relationship (FEM results)



(a) model. 1-1



(b) model. 1-2

Fig. 5.4.3 Difference of web surfaces strain

5.5 横座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法

5.4 節に提案した横座屈耐力推定法は、安全側の推定方法であった。本節では 2.3 節に述べた H 形断面の横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を応用し、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された場合の耐力劣化域の予測方法を提案する。本提案方法は横座屈耐力を予測することも可能であり、5.4 節に提案した横座屈耐力推定法よりも精度を高めることが可能である。

フラッシュ形エンドプレート形式で接合された横座屈する梁の荷重変形関係を次の方法により求める。まず、5.4.1 項に述べた方法により、梁の境界条件を検討し、境界条件が A の場合は、圧縮、引張フランジ共に単純支持、B の場合は圧縮フランジ固定、引張フランジ単純支持、C の場合は横座屈が生じないとする。

境界条件 A の場合は、2.3 節における単純支持と扱い、荷重変形関係を予測する。一方、境界条件 B の場合は、2.3 節における固定支持と扱い、引張フランジの横曲げ剛性のみ、固定支持の場合の式(2.3.2.3.2)による K_{b0} を 1/2 倍した値とする。なお、2 章で定めた座屈長さが単純支持 $0.85L$ 、固定支持 $0.6L$ より、引張フランジの横曲げ剛性は、 0.85 の 2 乗の値に対する 0.6 の 2 乗の値 $1/2$ を、固定支持とした求めた横曲げ剛性に乘じた値とした。境界条件 B の場合、最大振幅位置は上下フランジともに固定端の場合と同じ値とし、端部から $0.325L$ 離れた位置とする。また、境界条件 A 及び B とともに、式(2.3.2.4.8)、(2.3.2.4.21)及び(2.3.2.4.24)における E_t は、梁フランジの真応力-対数ひずみ関係の塑性ひずみ 2.18%における接線係数とする。以降、2.3 節同様に、式(2.3.2.4.16)から式(2.3.2.4.18.b)の塑性化の判定及び式(2.3.2.4.19)から(2.3.2.4.24)の剛性低下率を計算し、剛性低下率を圧縮及び引張フランジそれぞれの初期横曲げ剛性に乘じて、式(2.3.2.4.1)の分母が 0 となる曲げモーメントを固有値として求める。固有値が剛性低下に伴い低下することにより、荷重が固有値を超えた場合に、荷重を低下させ固有値に漸近させることを繰り返す。最後に、横変位及び捩れ回転角から計算される式(2.3.3.2)による回転角を横座屈による梁端の強軸回りの回転角とする。これに、横座屈を考慮しない H 形断面梁の変形と 3 章に述べた接合部の回転を加算することにより、H 形断面梁の横座屈により耐力が決定する場合の梁の荷重変形関係が得られる。

5.3 節の実験 No. 3 試験体の Y1 構面を対象に、本予測方法の妥当性を確認する。梁の初期不整合は SWH の JIS の曲がりの許容値を参考に、圧縮フランジのスパン中央位置の横変位が $1/2000L=5415/2000 \div 2.7\text{mm}$ であるとし、最大振幅位置の横変位は $2.7 \times 0.325/0.5=1.76\text{mm}$ とする。引張フランジの横変位は、2.3 節の H-200 $\times$ 100 $\times$ 5 $\times$ 8 の固有値解析の結果を参考に圧縮フランジの 1/7 倍とした。表 5.4.2 に示す通り、本試験体の境界条件は領域 B となるため、引張フランジの初期横曲げ剛性を固定支持の場合の初期横曲げ剛性の 1/2 倍の値とした。

Fig. 5.5.1 に計算モデルを示す。計算モデルは、梁と柱により構成される L 形の架構で、梁の柱梁接合部と反対側及び柱脚はピン支点とする。梁の横座屈に関する境界条件は、ピン支点側が上下フランジ共に横曲げ単純支持、柱梁接合部側は圧縮フランジが横曲げ固定支持、引張フランジが単純支持とし横曲げ剛性のみ固定支持の場合の 1/2 倍とした。梁と柱材は線材として扱い、線材に部材の曲げ剛性を考慮する。梁の柱側端部には、Fig. 5.5.2(a)に示す梁材の横座屈による回転バネ及び Fig. 5.5.2(b)に示す接合部の弾塑性変形による回転バネを考慮する。また、柱頭には Fig. 5.5.2(c)に示す柱材の塑性変形による回転バネを考慮する。ここで、Fig. 5.5.2(b)に示す接合部の回

転バネは，初期剛性を 3.3 節，塑性化後の剛性を 3.4 節に述べた方法により求めた。また，Fig. 5.5.2(c)に示す柱頭の回転バネは，過去の□-150×150×9 (STKR400)の曲げ実験で得られた $M-\theta$ 関係から弾性変更を控除し，折れ曲がり点の曲げモーメントに当該実験の柱材の降伏点に対する今回の横座屈実験に用いた柱材の降伏点の比を乗じることにより得られた。荷重変形関係の劣化域において，接合部の弾塑性変形による回転バネ及び柱頭の回転バネは除荷されるとして，除荷勾配はそれぞれの初期剛性に -1 を乗じた値とした。5.3 節の実験 No. 3 試験体の Y1 構面は M_j の最大が梁の全塑性モーメント M_{pb} 以下であるため，今回は梁の塑性変形が無視できると判断し，梁の塑性変形による回転バネは設けなかった。

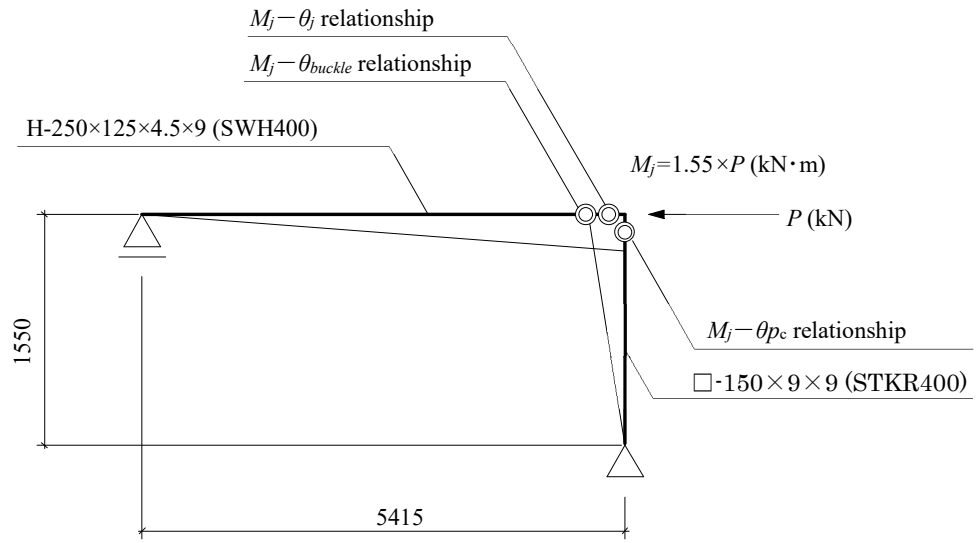
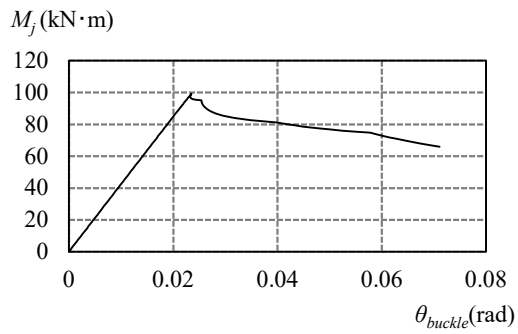
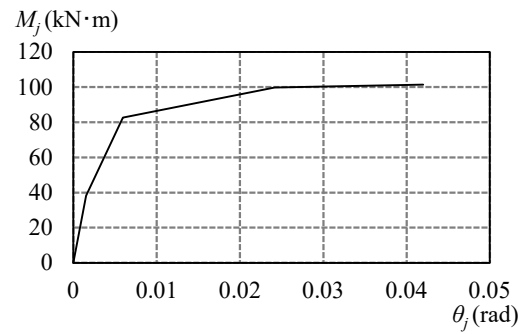


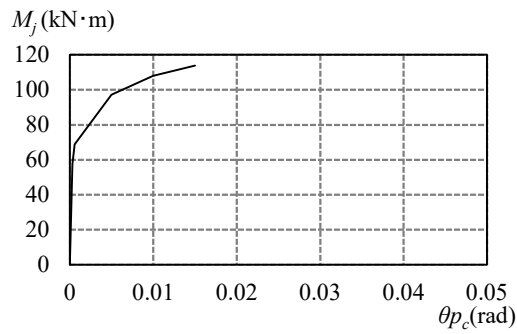
Fig. 5.5.1 Calculation model



(b) $M_j - \theta_{buckle}$ relationship at beam end



(c) $M_j - \theta_j$ relationship at beam end



(a) $M_j - \theta_{p_c}$ relationship at column end

Fig. 5.5.2 $M - \theta$ relationship at member end

Fig. 5.5.3 に試験結果と予測結果を示す。縦軸は梁端の曲げモーメント M_j を梁の全塑性モーメント M_{pb} で除した値を示し、横軸は柱頭の水平変位を示す。本予測方法は最大耐力を精度良く予測し、劣化勾配の傾向を捉えながら安全側に予測しており、本予測方法は妥当であると考ええる。

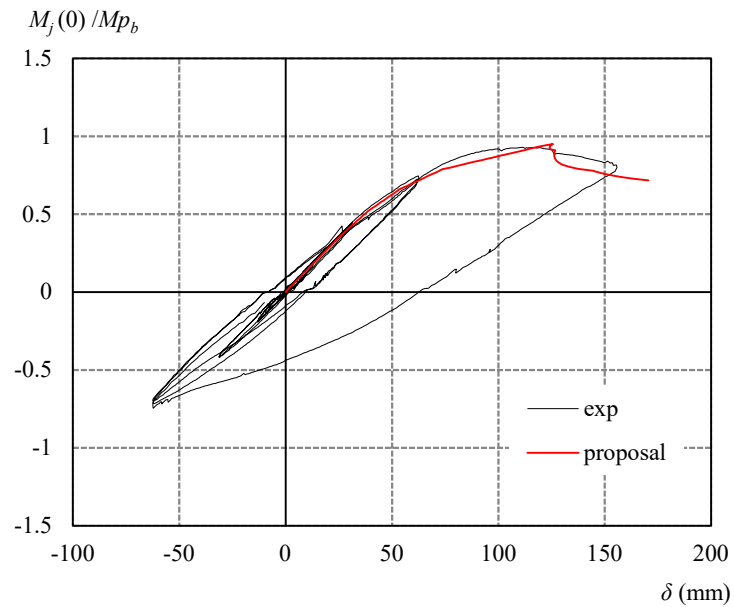


Fig. 5.5.3 M_j - δ relationship

5.6 まとめ

フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。

5.2 節では、フラッシュ形エンドプレート接合部の崩壊実験よりエンドプレートの離間状態の推定方法を提案した。5.2 節の検討で得られた知見を以下に示す。

- ・フラッシュ形エンドプレート接合部に初期降伏耐力を超えた曲げモーメントが働くと面外方向に残留変形が生ずる。そして、反対向きの曲げモーメントが働くと離間していたエンドプレートは柱に接触する。離間時の曲げモーメントと接触時の曲げモーメントは推定が可能である。

5.3 節では、横座屈実験及び非線形 FEM 解析より、接合部近傍の横曲げに関するひずみ分布及び応力状態を観察し、エンドプレートの離間状態と横座屈に関する境界条件の関係を考察した。

5.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・離間側のフランジは横曲げが拘束されない。反対に接触側のフランジは横曲げが拘束される。

5.4 節では、境界条件を考慮した横座屈耐力推定法を提案した。5.4 節で得た知見を以下に示す。

- ・エンドプレートの離間の推定方法と離間の有無による横座屈に関する境界条件の関係より、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された横座屈による最大耐力の推定が可能である。

5.5 節では、5.4 節に述べた方法によりフラッシュ形エンドプレートによる梁端の境界条件を推定し、2.3 節に述べた横座屈で耐力が決定する H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を用いて、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。5.5 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・フラッシュ形エンドプレートによる梁端の境界条件が横曲げ固定—そり自由の場合は、2.3 節に示す荷重変形関係の予測方法において、固定支持と扱い、引張フランジの横曲げ剛性を固定支持の 1/2 倍することにより、実験により得られた荷重変形関係を精度よく予測することが可能である。

参考文献

- 5.1) 五十嵐規矩夫, 靱 伸之, 王 韜: H 形断面梁の横座屈耐力に与える境界条件及びモーメント勾配の影響係数, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 670, pp. 2173-2181, 2011.12
- 5.2) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2010.2
- 5.3) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 2019.7
- 5.4) 木村祥裕, 松尾健志, 吉野裕貴: 軸力と等曲げモーメントを受ける上フランジ補剛 H 形鋼梁の弾塑性横座屈応力度評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 79, No. 703, pp. 1299-1308, 2014.9
- 5.5) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 靱 伸之: 繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 678, pp. 1319-1328, 2012.8

第 6 章

フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁を使用した建物の設計例

目次

6. フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁を使用した建物の設計例.....	6-1
6.1 はじめに.....	6-1
6.2 一般事項.....	6-2
6.3 検討用部材断面の設定.....	6-8
6.4 フラッシュ形エンドプレート接合部の設計.....	6-10
6.5 柱梁耐力比の確認.....	6-21
6.6 保有水平耐力の確認.....	6-22
6.7 剛接合とフラッシュ形エンドプレート接合形式の梁端耐力及び D_s の比較.....	6-24
6.8 まとめ.....	6-26

6. フラッシュ形エンドプレートで接合されたH形断面梁を使用した建物の設計例

6.1 はじめに

本章ではフラッシュ形エンドプレート形式で接合されたH形断面部材を大梁に使用した3階建て鉄骨造戸建て住宅の設計例を紹介する。設計例の目的は、以下の5点である。

- ・各柱梁接合部の回転剛性及び接合部耐力の確認方法を示すこと
- ・各梁の局部座屈に対する設計方法を示すこと
- ・各梁の横座屈に対する設計方法を示すこと
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された梁を用いて3階建て建物が実現可能であること
- ・フラッシュ形エンドプレートにより文献 6.1)よりも保有耐力横補剛を減らすことができること

構造計算ルートはルート3（保有水平耐力計算）とし、Fig. 6.1.1に示す通り Fig. 1.3.2に示す通り、梁端耐力の設定、保有耐力接合の確認、局部座屈による Ds 、横座屈による Ds を算定し、保有水平耐力の確認を行う。保有水平耐力はフロアモーメント分配法により算定する。柱梁耐力比及び保有水平耐力の確認における梁端の全塑性耐力は、接合部の全塑性耐力と梁の全塑性耐力を比べて小さい方の値とする。また、構造特性係数 Ds は、本研究の手法により予測した梁の荷重変形関係から求まる最大塑性率 μ より、次式^{6.1)}により算定する。

$$Ds = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (6.1.1)$$

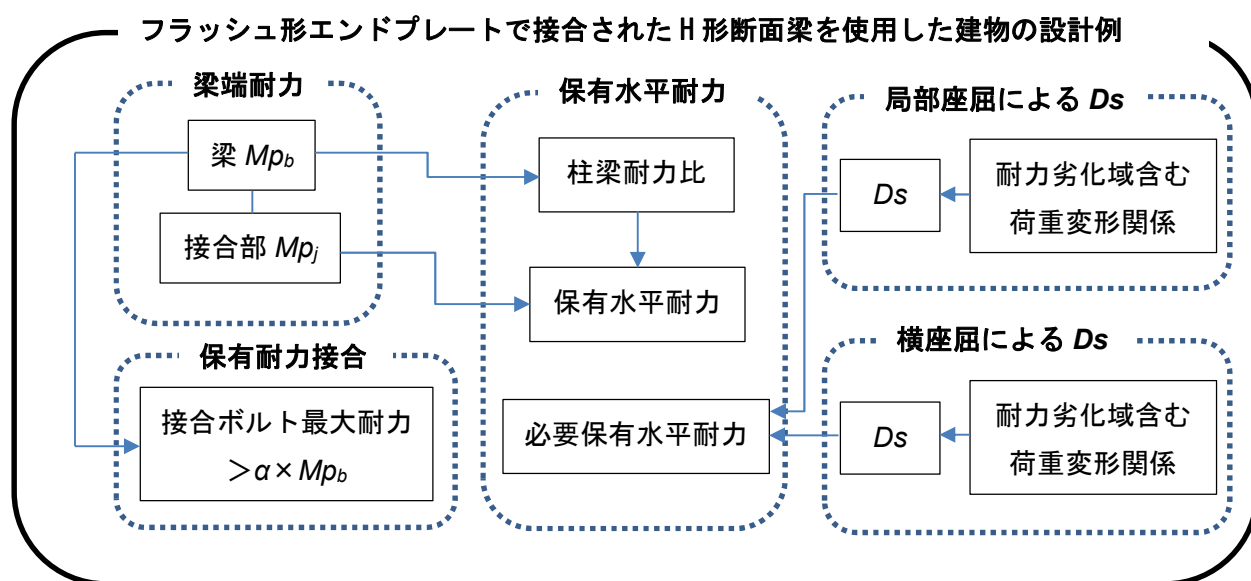


Fig. 6.1.1 設計概要

6.2 一般事項

(1) 建物概要

本章で検討する建物は3階建て鉄骨ラーメン構造とする。建物概要を i) から iv) に示す。

i) 場所 東京 23 区内の住宅地

ii) 用途 住宅

iii) 規模 建物の平面及び断面 (Fig. 6.2.1 及び 6.2.2 参照)

階数 地上 3 階

建築面積 87.01 m^2

延床面積 $87.01 \times 3 = 261.3 \text{ m}^2$

最高高さ GL+ 9.258 m

iv) 構造	主要架構	鉄骨造
	床	ALC
	梁	H 形鋼
	柱	角形鋼管
	間仕切り壁	不燃軽量壁
	外壁	ALC 板
	階段	鉄骨階段
	諸設備	なし

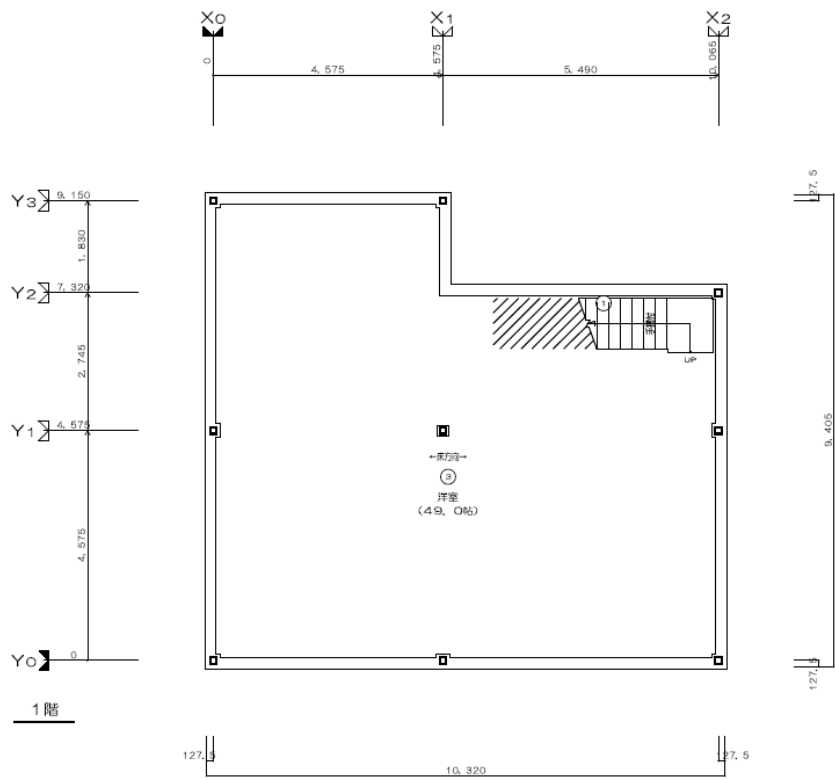


Fig. 6.2.1 平面図 (1~3 階)

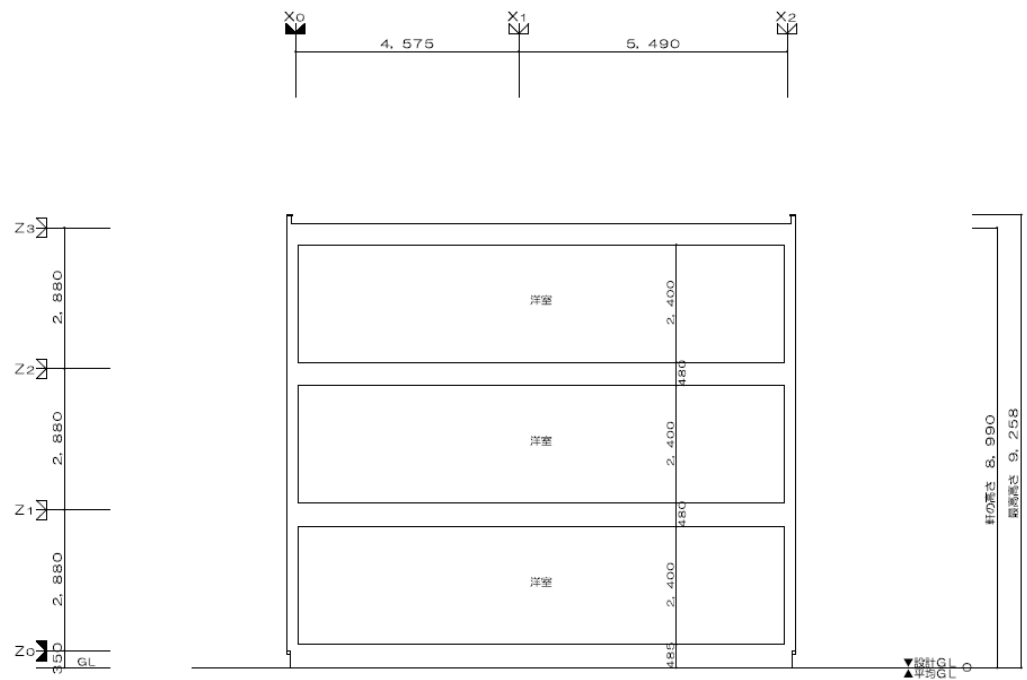


Fig. 6.2.2 断面図 (X 方向)

(2) 設計方針

架構，剛床の仮定，柱脚の仮定，床と梁の合成効果は，i)からiv)に示す方針とする。

i) 架構の構成

柱には冷間成形角形鋼管 BCR295，梁には軽量溶接 H 形鋼 SWH400 を使用する。 x,y 両方向ともにラーメン構造とする。(Fig. 6.2.3 及び 6.3.4 参照)

各符号の断面形状は Tabel 6.2.1 及び 6.2.2 に示す通りとする。

Table 6.2.1 梁断面形状

符号	断面
1	H-250×125×4.5×9
30	H-250×125×3.2×6

Table 6.2.2 柱断面形状

符号	断面
1	□-150×150×9
05	□-150×150×12

・大梁

両端フラッシュエンドプレート形式の場合は符号の前に「G」

片端フラッシュエンドプレート形式の場合は符号の前に「H」

・柱

符号の前に「C」

ii) 剛床の仮定

長期及び短期では剛床として扱わず，ALC の面内剛性を考慮する。保有水耐力計算では剛床として扱う。

iii) 柱脚の仮定

露出型柱脚として，別途求めた回転剛性を考慮する。

iv) 床と梁の合成効果

別途，合成効果が無いことを確認している。

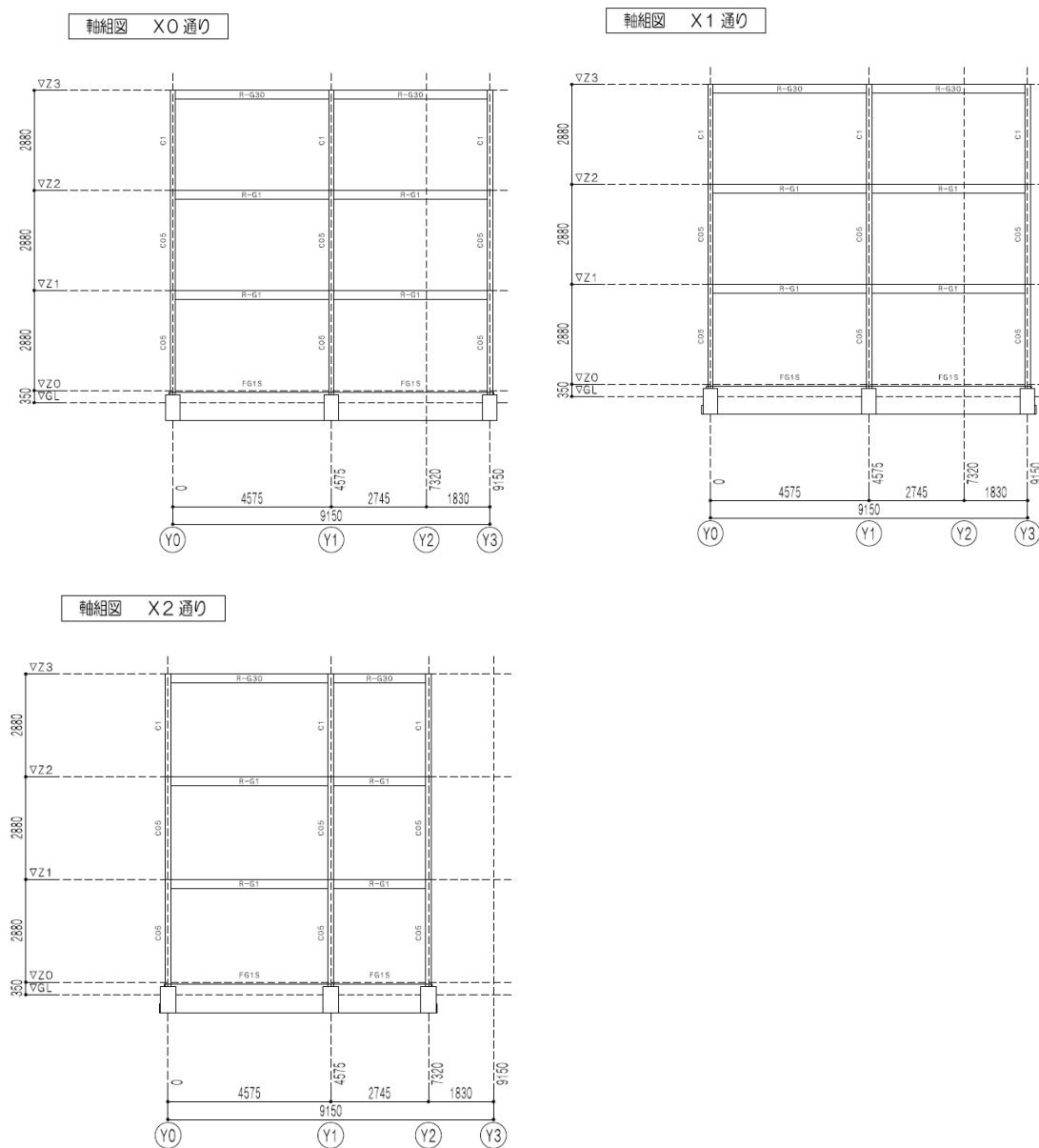


Fig. 6.2.3 X 通り方向軸組図(Y 方向フレーム図)

(3) 鋼種及び設計基準強度

鋼種及び設計基準強度は以下に示すものとする。

大梁, 小梁	: SWH400 ($F_Y=235 \text{ N/mm}^2$)
柱	: BCR295 ($F_Y=295 \text{ N/mm}^2$)
大梁端エンドプレート	: SS400 ($F_Y=235 \text{ N/mm}^2$)
柱梁接合金物	: BSH325 ($F_Y=325 \text{ N/mm}^2$)

(4) 設計荷重

床の固定荷重と積載荷重の合計及び壁の荷重を i)に示し, 地震時の層せん断力の計算結果をii)に示す。

i) 床荷重(G)+積載荷重(Q)及び壁荷重(G)

Table 6.2.3 床荷重

荷重名称	梁柱用(kN/m ²)	地震用(kN/m ²)	積雪用(kN/m ²)
屋上屋根(利用無)	1.05	1.25	1.00
上階居室床	2.85	2.15	-
1 階居室床	2.6	0	-

Table 6.2.4 壁荷重

荷重名称	梁柱用	地震用	積雪用(kN/m ²)
外壁(袖壁)(kN/m ²)	0.7	0.7	-
パラペット(kN/m)	0.15	0.15	-

ii) 地震荷重(E)

建築基準法施行令 88 条に基づき設定し, Table 6.2.5 に算定結果を示す。

- ・地域係数 $Z=0$
- ・振動特性係数 $R_f=1.0$
- ・標準せん断力係数 $C_0=0.2$

Table 6.2.5 地震荷重

階	層重量 W_i (kN)	総重量 ΣW_i (kN)	α_i	A_i	層せん断力係数 C_i	層せん断力 Q_i (kN)
3	170.6	170.6	0.231	1.55	0.310	52.8
2	284.5	455.1	0.615	1.20	0.239	108.8
1	284.5	739.6	1.000	1.00	0.200	147.9

6.3 検討用部材断面の設定

設計対象の建物の架構計画を Fig. 6.3.1 及び 6.3.2 に示す。Y2 通 X1-X2 間の中間階の大梁は片端柱接合、片端はり接合とし、一端曲げを受けるものとし、階段が隣接し無補剛区間は他の大梁に比べて長い。最上階の大梁は、地震力が小さいことよりフランジ及びウェブの板厚が薄く告示ではフランジの部材ランクが FB、ウェブの部材ランクが FD となる Tabel 6.2.1 に示す 30 断面とする。

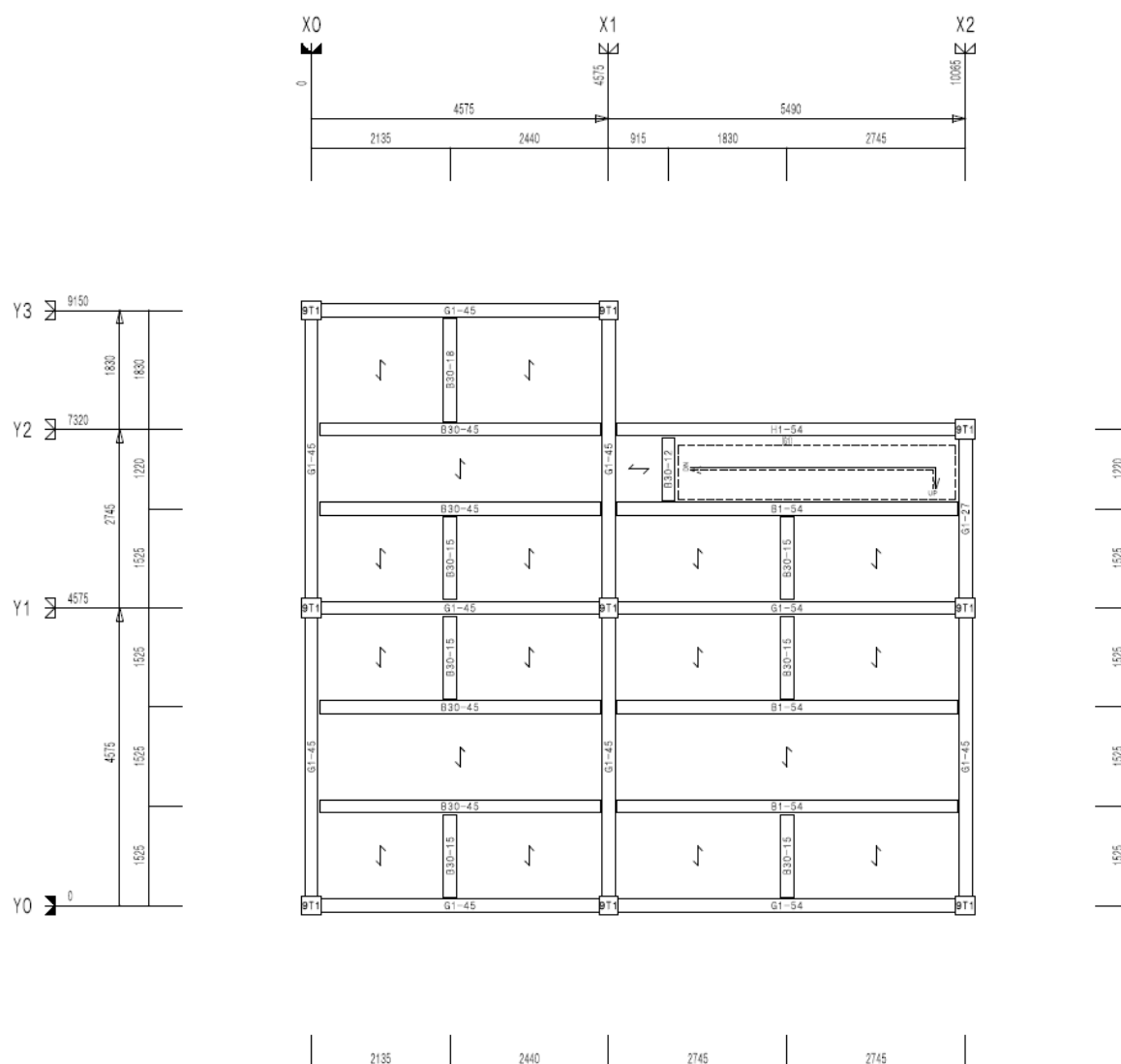


Fig. 6.3.1 2 階, 3 階 梁伏図

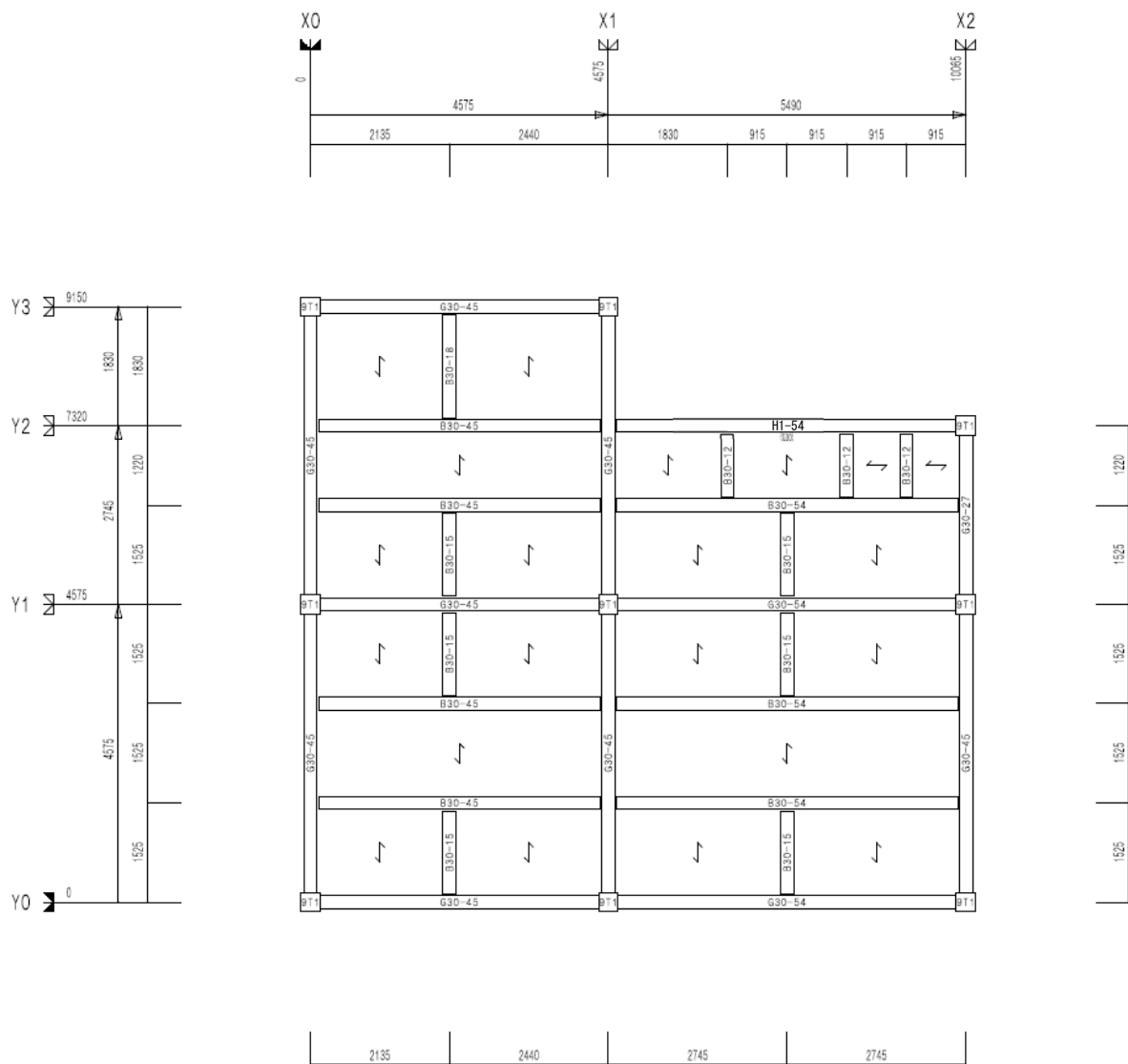


Fig. 6.3.2 R 階梁伏図

6.4 フラッシュ形エンドプレート接合部の設計

大梁端接合部は Fig. 6.4.1 に示す形状とし、梁断面、スパン、エンドプレートの厚みの組み合わせは、Table 6.4.1 に示す 4 種類とする。

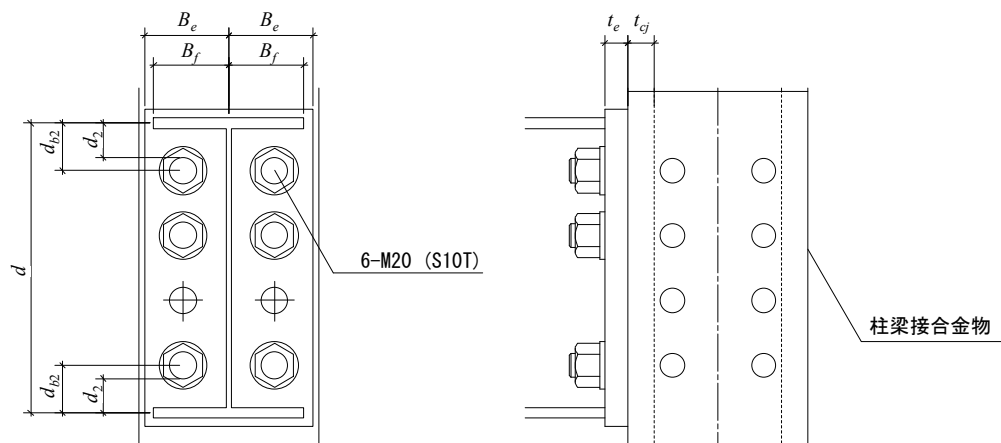


Fig. 6.4.1 大梁端接合部形状

Table 6.4.1 接合部一覧

接合部名称	梁断面	スパン[mm]	d [mm]	d_b [mm]	d_2 [mm]	t_e [mm]
G1 54 19	G1	5490	241	39.5	29.5	19
G1 45 19	G1	4575	241	39.5	29.5	19
H1 54 16	H1	5490	241	39.5	29.5	16
G30 54 12	G30	5490	244	41.0	31.0	12
G30 45 12	G30	5490	244	41.0	31.0	12

共通事項

$b_e = 70$ [mm], $b_f = 62.5$ [mm], $t_{ej} = 22$ [mm]

H1 と小梁の接合部はカット T によりウェブ同士をボルト接合する。

(1) フロアモーメント分配法における梁端耐力及び弾性応力解析における梁端回転剛性

接合部耐力及び H 形断面梁の耐力を基準強度より算定し，接合部崩壊モード，保有水平耐力の算出に用いる梁端耐力，接合ボルトによる保有耐力接合の確認，弾性応力解析時に考慮する接合部の回転剛性の算定を行う。

i) 文献 6.3)による mode1 から mode4 の崩壊荷重の算定と接合部崩壊モードの確認

mode1：柱鋼管壁の面外降伏

$$M_{uj1} = d_{b1} t_{ej}^2 \sigma_{ucj} (W/d_{b1} + d_{b1}/e + 2x) \quad (6.4.1)$$

$$x = \sqrt{W/e} \quad (6.4.2)$$

mode2：エンドプレート面外降伏とウェブの引張降伏の組み合わせ

$$M_{uj2} = (B_f t_f^2 \sigma_{uf} + B_e t_e^2 \sigma_{ue} + d_1 d_2 t_w \sigma_{uw}) d / (2d_2) \quad (6.4.3)$$

mode3：エンドプレート面外降伏

$$M_{uj3} = \{B_e (t_f^2 \sigma_{uf} + t_e^2 \sigma_{ue}) + 2d_{b1} d_{b2} t_e^2 \sigma_{ue} / b_1\} d / (2d_{b2}) \quad (6.4.4)$$

mode4：ボルトの破断

$$M_{uj4} = 2(T_u d_{b1} + T_s d_{b3}) \quad (6.4.5)$$

$$T_s = \begin{cases} \alpha T_d & 0 < T_d < T_y / \alpha \\ T_y & T_y / \alpha \leq T_d \end{cases} \quad (6.4.6)$$

$$\alpha = 1 + d_r^2 / \{(D + l_p / 6)^2 - d_p^2\} \quad (6.4.7)$$

ここで， t_{ej} は柱鋼管壁の板厚， σ_{ucj} は柱鋼管壁の材料強度， t_f は梁フランジの板厚， σ_{uf} は梁フランジの材料強度， t_e はエンドプレート板厚， σ_{ue} はエンドプレートの材料強度， t_w はウェブ板厚， σ_{uw} はウェブの材料強度， T_u はボルトの引張最大耐力， T_d は設計ボルト張力， T_y はボルトの引張降伏耐力， d_r はボルト軸径， D はナットの台座径， d_p はボルト孔径， l_p は締め付け長さ，その他の記号は Fig. 6.4.1 参照

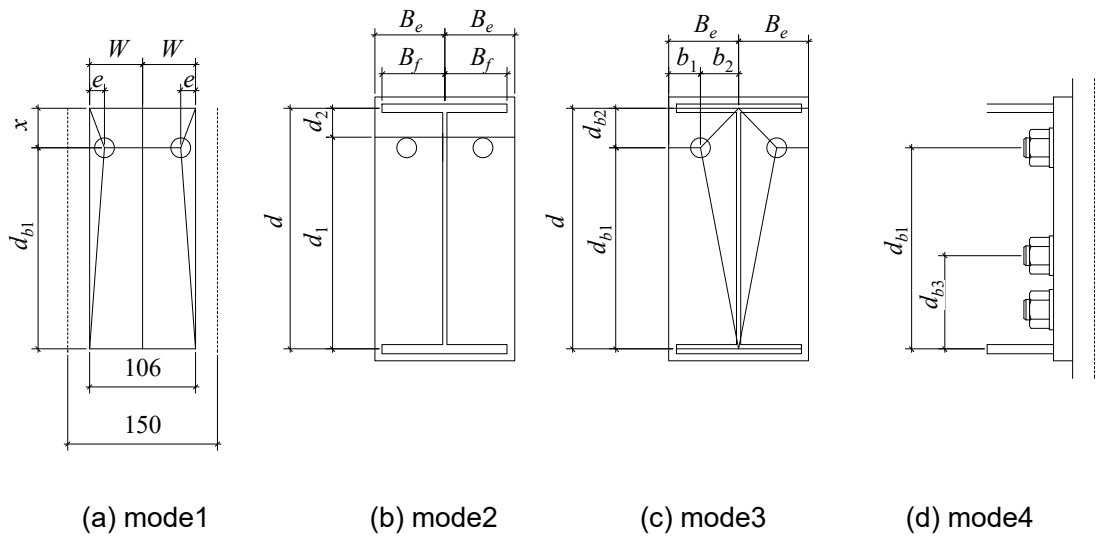


Fig. 6.4.2 mode1 から mode4 における記号の定義

計算結果を以下の表に示す。

Table 6.4.2 mode 別の崩壊荷重

mode1							
	d_{b2} [mm]	d_{b1} [mm]	t_{cj} [mm]	σ_{ucj} [N/mm ²]	W [mm]	e [mm]	Mu_{j1} [kN・m]
G1_19	39.5	201.5	22	490	106	15	921
H1_16	39.5	201.5	22	490	106	15	921
G30_12	41.0	203	22	490	106	15	933

mode2												
	B_f [mm]	B_e [mm]	t_f [mm]	t_e [mm]	d_1 [mm]	d_2 [mm]	d [mm]	t_w [mm]	σ_{uw} [N/mm ²]	σ_{uf} [N/mm ²]	σ_{ue} [N/mm ²]	Mu_{j2} [kN・m]
G1_19	62.5	70	9	19	211.5	29.5	241	4.5	400	400	400	92
H1_16	62.5	70	9	16	211.5	29.5	241	4.5	400	400	400	80
G30_12	62.5	70	6	16	213	31	244	3.2	400	400	400	63

mode3												
	B_f [mm]	B_e [mm]	t_f [mm]	t_e [mm]	d_{b1} [mm]	d_{b2} [mm]	d [mm]	b_1 [mm]	b_2 [mm]	σ_{uf} [N/mm ²]	σ_{ue} [N/mm ²]	Mu_{j3} [kN・m]
G1_19	62.5	70	9	19	201.5	39.5	241	32	38	400	400	231
H1_16	62.5	70	9	19	201.5	39.5	241	32	38	400	400	231
G30_12	62.5	70	6	16	203	41	244	32	38	400	400	170

mode4													
	d_{b2} [mm]	d_{b3} [mm]	T_d [N]	T_y [N]	T_u [B]	d [mm]	D [mm]	d_p [mm]	l_p [mm]	α	T_y/α [N]	T_s [N]	Mu_{j4} [kN・m]
G1_19	201.5	93.5	165000	211950	235500	20	32	22	23.5	1.50	141652	141652	121
H1_16	201.5	93.5	165000	211950	235500	20	32	22	20.5	1.52	139510	139510	121
G30_12	203	95	165000	211950	235500	20	32	22	20.5	1.52	139510	139510	122

Table6.4.2 に示す通り，G1_19, H1_16 及び G30_12 全ての接合部で mode2 の崩壊荷重が最小となるため，本論の荷重変形関係の予測方法の適用範囲内となる。なお，その他 mode の崩壊荷重が最小となる場合は，適用対象外となる。

ii) 保有水耐力の算出に用いる梁端耐力

基準強度で接合部の全塑性耐力 M_{pj} 、梁の全塑性耐力 M_{pb} を算定する。接合部の全塑性耐力 M_{pj} は式(3.4.1)により算出する。ただし、 σ_{yw} 及び σ_{yf} は基準強度の 1.1 倍とし、計算結果を $1.1M_{pj}$ と表す。

Table6.4.3 に接合部の全塑性耐力の計算過程、Table6.4.4 に接合部と梁のそれぞれの全塑性耐力の計算結果を示す。Table6.4.4 に示す通り、全ての接合部において、接合部の全塑性耐力は梁の全塑性耐力よりも小さいことが分かる。

Table 6.4.3 接合部の全塑性耐力 M_{pj} の算出

	σ_{yw} [N/mm ²]	σ_{yf} [N/mm ²]	σ_{ue} [N/mm ²]	σ_{uw} [N/mm ²]	σ_{uf} [N/mm ²]	N_{yt} [N]	ζ_p	$1.1M_{pj}$ [kN・m]
G1_19	258.5	258.5	400	400	400	266513	0.34	84
G1_19	258.5	258.5	400	400	400	266513	0.34	84
H1_16	258.5	258.5	400	400	400	204885	0.19	74
G30_16	258.5	258.5	400	400	400	109181	0.21	43
G30_4575	258.5	258.5	400	400	400	109181	0.21	43

Table 6.4.4 接合部と梁の全塑性耐力

接合部名称	[kN・m]	
	$1.1M_{pj}$	$1.1M_{pb}$
G1_54_19	73	87
G1_45_19	73	87
H1_54_16	65	87
G30_54_12	43	60
G30_45_12	43	60

本論では、接合部の全塑性耐力と梁の全塑性耐力の小さい方の値を、保有水耐力を算定する際の梁端耐力とすることとし、 $\min(1.1M_{pj}, 1.1M_{pb})$ を保有水平耐力計算時の梁端の全塑性耐力とする。本計算例では、全てに梁について、 $M_{pj} < M_{pb}$ のため、梁端の耐力は $1.1M_{pj}$ とする。

iii) 接合ボルトによる保有耐力接合の確認

接合ボルトが梁に対して保有耐力接合を満足することを，以下の通り確認する。

- ・ 接合ボルトの耐力は i) の mode4 に該当し，崩壊荷重は 121kN・m である。
- ・ 梁の全塑性耐力 M_{pb} は 78.0kN・m である。
- ・ 鋼構造接合部設計指針^{6.4)}に従い接合部係数は以下の通り確認できる。

$$121/78.0=1.55 > \alpha=1.45 \text{ OK}$$

以上より，接合ボルトは保有耐力接合である。

ここで，接合部の全塑性耐力 M_{pj} に対してでなく，梁の全塑性耐力 M_{pb} に対して接合部係数を確認した理由は，接合部に生ずる回転が，式(3.4.16)による θ_{jlimit} に到達する可能性があり，本設計例ではその確認を省略するためである。

iv) 弾性解析時に用いる接合部の回転剛性

弾性解析時に用いる接合部の回転剛性 $K_{\theta p}$ を求めるために，式(3.4.11)により， M_{pj} 時の接合部回転角 θ_{pj} を算定する。 $K_{\theta p}$ を弾性応力解析における梁端に考慮する。

(2) 素材引張試験結果に基づく梁端の荷重変形関係

素材引張試験結果を用いた式(3.3.1.8)による My_j までの初期回転剛性 K_{je} , 式(3.4.9)による Mp_j 時接合部回転角 θ_{pj} , 式(3.4.10)による M_{jmax} 時接合部回転角 θ_{uj} を Table. 6.4.5 に示す。

Table 6.4.5 接合部の回転角

接合部名称	My_j [kN・m]	K_{je} [kN・m/rad]	ζ_p	Mp_j [kN・m]	θ_{pj} [rad]	ζ_u	M_{jmax} [kN・m]	θ_{uj} [rad]
G1_54_19	38.0	2.48×10^4	0.34	85.2	0.00799	0.21	103	0.0257
G1_45_19	38.0	2.48×10^4	0.34	85.2	0.00799	0.21	103	0.0257
H1_54_16	30.6	1.50×10^4	0.19	74.6	0.00615	0.14	90.5	0.0233
G30_54_12	16.2	6.29×10^3	0.21	42.8	0.00551	0.10	56.9	0.0219
G30_45_12	16.2	6.29×10^3	0.21	42.8	0.00551	0.10	56.9	0.0219

(3) 局部座屈を考慮した梁の荷重変形関係と D_s

式(3.4.1)による接合部の最大耐力 M_{jmax} 、文献 6.5)による梁の最大耐力 M_{max} 、式(4.2.21)による接合部近傍の局部座屈最大耐力 M_{max}' を Table 6.4.6 に示す。Table 6.4.6 より、大梁 G30_54_12 及び G30_45_12 は $M_{cr}=(M_{jmax}, M_{max}, M_{max}')=M_{max}'$ であるため、局部座屈により最大耐力が決定する。G30_54_12 は G30_45_12 よりも梁の剛性が低く、塑性率が小さくなる傾向があることから、局部座屈による劣化勾配は G30_54_12 について求めることとし、式(4.4.1.6)から式(4.4.1.12)により求めた結果を Fig. 6.4.3 に示す。Fig. 6.4.3 では縦軸を M_j / Mp_j 、横軸を $\mu=\theta_j / \theta_{pj}$ としている。Fig. 6.4.3 より荷重が $M_j / Mp_j=1$ に低下するまでの塑性率 μ_1 は 5.27 となった。

Table 6.4.6 各耐力計算結果

接合部名称	Mp_b [kN・m]	M_{jmax} [kN・m]	M_{max} [kN・m]	L [mm]	λ_w	α'	k'	ρ	WF'	M_{max}' [kN・m]
G1 54 19	99.1	103	120	2670	11.08	0.07	4.4	1.83	0.47	108
G1 45 19	99.1	103	120	2213	9.18	0.08	4.4	1.69	0.47	108
H1 54 16	105.8	90.5	128	5415	22.47	0.02	4.4	5.52	0.43	97.7
G30 54 12	61.8	56.9	67.4	2670	10.94	-0.02	4.4	-2.94	0.62	52.0
G30 45 12	61.8	56.9	67.4	2213	9.07	-0.02	4.4	-2.27	0.62	51.5

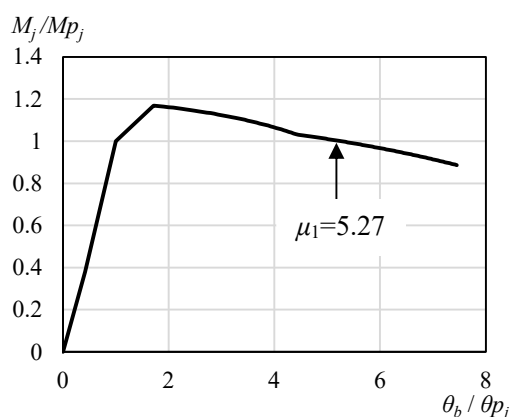


Fig. 6.4.3 横座屈による耐力低下と接合部の回転を含めた梁の荷重変形関係

式(6.1.1)の μ に μ_1 を代入することで、下式の通り D_s を算定できる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 5.27 - 1}} = 0.32 \quad (6.4.8)$$

エンドプレート離間によるピンチングを考慮して、文献 6.1)の柱脚設計ルート（アンカーボルト伸び能力あり、保有耐力接合を満たさない場合）を参考に、0.05 を加算し、 $D_s=0.37$ とする。
(3 階 X,Y 方向)

(4) 横座屈を考慮した荷重変形関係と D_s

文献 6.1)の技術的助言による保有耐力横補剛の配置位置を確認する。均等配置は逆対象曲げが前提として横補剛の箇所数を算定するものであり、一端曲げの 2,3 階 Y2 軸 X1-X2 間の梁 (H1_45) には適用できない。2,3 階 Y2 軸 X1-X2 間の梁 (H1_45) 以外の梁について均等補剛、2,3 階 Y2 軸 X1-X2 間の梁 (H1_45) は端部補剛による横補剛箇所数を算定する。

均等補剛は、はりの弱軸まわりの細長比 λ_y が、次式を満足するように必要な数の横補剛を均等間隔に配置する。

$$\lambda_y \leq 170 + 20n \quad (6.4.9)$$

ここで、

λ_y : 梁の弱軸回りの細長比(= l / i_y)

l : 梁の長さ(mm)

i_y : 梁の弱軸回りの断面二次半径(mm)

I_y : 梁の弱軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)

A : 梁の断面積(mm²)

n : 横補剛の箇所数

式(6.4.9)より、各梁に必要な横補剛の箇所数 n を求めると Table 6.4.7 に示す値となる。

Table 6.4.7 均等補剛の場合に必要な横補剛の箇所数

接合部名称	A [mm ²]	I_y [mm ⁴]	i_y [mm]	L [mm]	λ_y	n
G1 54 19	3294	293×10 ⁴	29.8	5490	184.08	0.70
G1 45 19	3294	293×10 ⁴	29.8	4575	153.40	-0.83
G30 54 12	2262	195×10 ⁴	29.4	5490	186.98	0.85
G30 45 12	2262	195×10 ⁴	44.3	4570	103.16	-3.34

Fig. 6.3.1 及び 6.3.2 に示す小梁を横補剛として扱うことができるとすれば、2,3 階 Y2 軸 X1-X2 間の梁 (H1_45) 以外は均等補剛による保有耐力横補剛が配置されている。

次に、2,3 階 Y2 軸 X1-X2 間の梁 (H1_45) について端部補剛を検討する。端部補剛では、降伏曲げモーメントを超える曲げモーメントが作用する領域においては、次式で示す間隔で横補剛を配置する。

$$\frac{l_b \cdot h}{A_f} \leq 250 \text{ かつ } \frac{l_b}{i_y} \leq 65 \quad (6.4.10)$$

ここで、

l_b : 横補剛間隔 (mm)

h : 梁せい (mm)

A_f : 圧縮フランジの断面積 (mm²)

i_y : 梁の弱軸回りの断面二次半径 (mm)

安全率 α は 1.2 とし、塑性化領域を求める。

塑性化領域の範囲及び塑性化領域に置ける横補剛間隔 l_b を求めると、Table 6.4.8 となる。

Table 6.4.8 均等補剛の場合に必要な横補剛の箇所数

接合部名称	M_{yb} [kN・m]	M_{pb} [kN・m]	α	L [mm]	A_f [mm ²]	h [mm]	l_b [mm]
H1_54_16	70.3	78.0	1.2	5490	1125	250	1125

また弾性域においては，弾性横座屈耐力が発生する曲げモーメントを上回るように横補剛を設ける必要がある。必要な横補剛配置は図 6.4.4 の通りとなった。

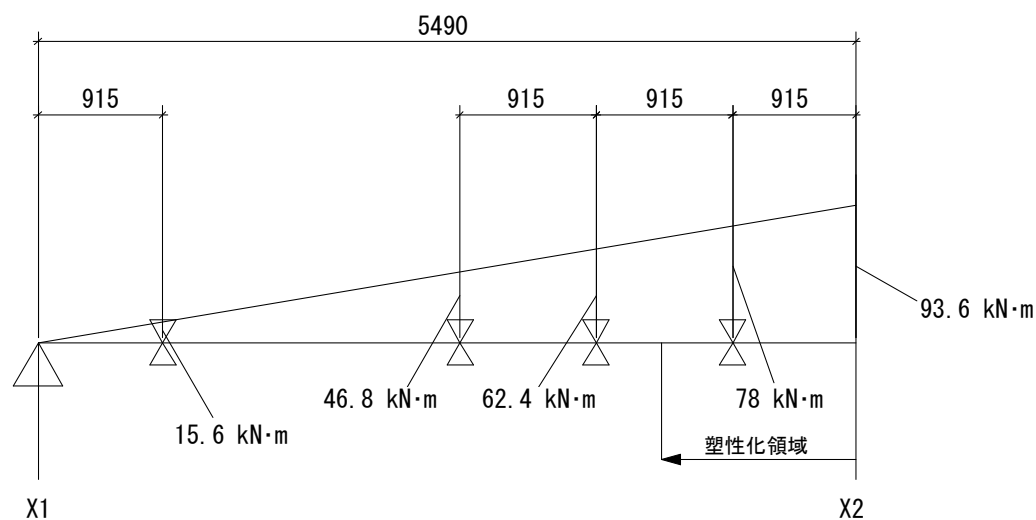


Fig. 6.4.4 文献 6.1)による H1_54_16 の端部補剛の場合の横補剛配置

Fig. 6.4.4 に示す横補剛は，階段と干渉するため，2,3 階 H1_54_16 については，5 章に述べた方法により横補剛が配置されない場合の横座屈を考慮した荷重変形関係を求めることとする。

横座屈による荷重変形関係を予測するために、5.4.1 項による境界条件と横座屈耐を算定する。算定した結果は次の通りとなった。

$Mc1=74 \text{ kN}\cdot\text{m}$ （両端単純支持）

$Mc2=94 \text{ kN}\cdot\text{m}$ （柱梁接合側そり単純横曲げ固定支持，梁梁接合側そり固定横曲げ単純支持）

この $Mc1$ と $Mc2$ を Fig. 6.4.4 にプロットし，境界条件を定める。本設計例ではプロットが領域 B に入るため，柱梁接合側そり単純横曲げ固定支持，梁梁接合側そり固定横曲げ単純支持となり，最大耐力は $94\text{kN}\cdot\text{m}$ と推定される。

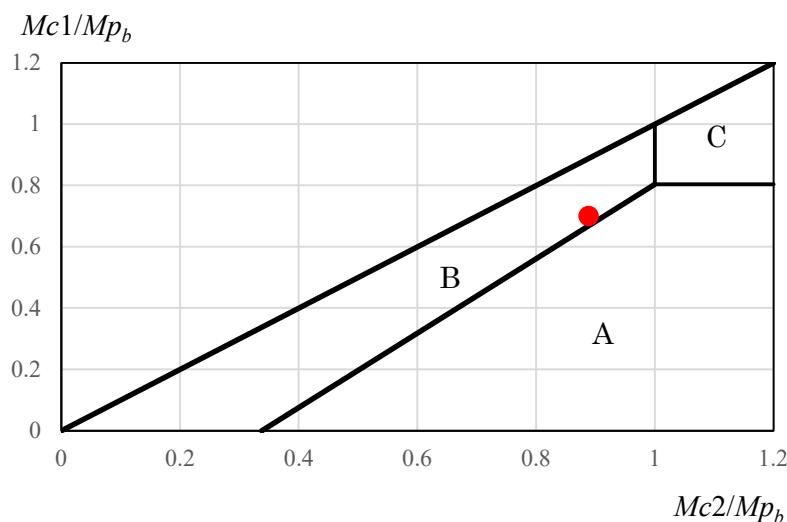


Fig. 6.4.4 境界条件の確認

続いて，最大耐力推定値の精度向上及び耐力劣化域を含む荷重変形関係を予測するために，5.5 節の方法により横座屈による耐力低下を含む梁の荷重変形関係（接合部の回転は含まない）を求めた結果を Fig. 6.4.5 に示す。ここでの計算条件は，以下の通りとした。

- ・境界条件は載荷側固定－他端単純とした。ただし，引張フランジ側の横曲げ剛性は，固定支持の場合の 1/2 倍とした。
- ・ひずみ 2.18%における真応力－対数ひずみ関係での接線係数 $E_t=3846\text{N/mm}^2$ とした。
- ・初期不整は最大振幅位置において圧縮フランジが 1.76mm，引梁フランジが 0.25mm の横変位とした。

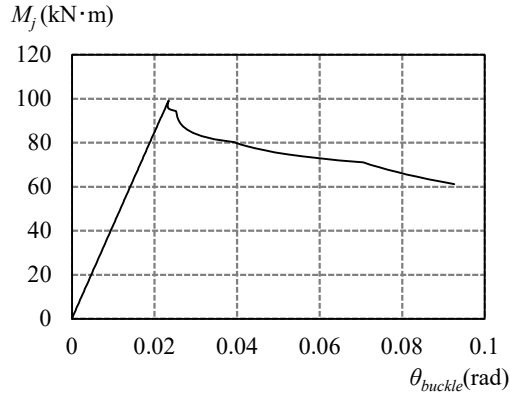


Fig. 6.4.5 横座屈による耐力低下を含む梁の荷重変形関係

(2)による接合部の荷重変形関係と Fig. 6.4.5 の横座屈による耐力低下を含む梁の荷重変形関係を直列で結び、縦軸を M_j / Mp_j 、横軸を $\mu = \theta_b / \theta_{pj}$ とした荷重変形関係及び $M_j / Mp_j = 1$ に低下するまでの塑性率 μ_2 を求めた結果を Fig. 6.4.6 に示す。ここで、 θ_b は接合部の回転角と梁の部材角の合計である。また、式(3.4.16)による θ_{jlimit} 以降、接合部の剛性を無限大としている。Fig. 6.4.5 より、梁の塑性率 μ_2 は 6.05 となった。

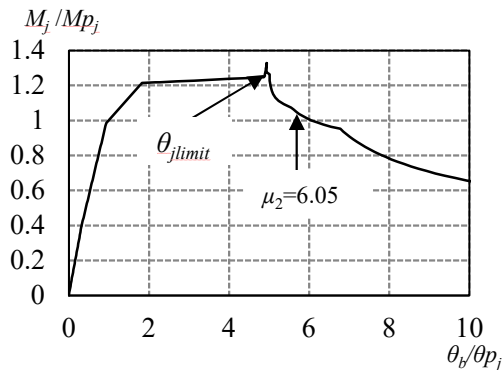


Fig. 6.4.6 横座屈による耐力低下と接合部の回転を含めた梁の荷重変形関係

式(6.1.1) μ に μ_2 を代入することで、下式の通り D_s を算定できる。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot 6.05 - 1}} = 0.30 \quad (6.4.1)$$

エンドプレート離間によるピンチングを考慮して、文献 6.1) の柱脚設計ルート（アンカーボルト伸び能力あり、保有耐力接合を満たさない場合）を参考に、 D_s に 0.05 を加算し、 $D_s = 0.35$ とする。

その他の大梁は、文献 6.1) による保有耐力横補剛がなされ、文献 6.1) による梁の部材ランクが FA であることより、 $D_s = 0.25$ にエンドプレート離間によるピンチングを考慮して、0.05 を加算し、 $D_s = 0.3$ とする。

6.5 柱梁耐力比の確認

平成 19 年国土交通省告示第 594 号第 4 に従い，柱梁耐力比を算定した結果を Table 6.5.1 及び 6.5.2 に示す。

Y 方向

2 階

梁耐力 $85.8 \times 12 = 1030 \text{ kN} \cdot \text{m}$

柱耐力 $99.6 \times 18 = 1793 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3 階

梁耐力 $78.0 \times 12 = 1030 \text{ kN} \cdot \text{m}$

柱耐力 $99.6 \times 9 + 80.5 \times 9 = 1621 \text{ kN} \cdot \text{m}$

X 方向

2 階

梁耐力 $78.0 \times 11 = 944 \text{ kN} \cdot \text{m}$

柱耐力 $99.6 \times 18 = 1793 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3 階

梁耐力 $75 \times 12 = 944 \text{ kN} \cdot \text{m}$

柱耐力 $99.6 \times 9 + 80.5 \times 9 = 1620.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Table 6.5.1 X 方向柱梁耐力比

階	柱 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	梁 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	柱梁耐力比
3	-	-	-
2	1621	1030	1.57
1	1793	944	1.74

Table 6.5.2 Y 方向柱梁耐力比

階	柱 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	梁 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	柱梁耐力比
3	-	-	-
2	1620.9	900	1.72
1	1792.8	900	1.90

Table 6.5.1 及び 6.5.2 より，柱梁耐力比は全ての方向，全ての階で 1.5 以上であり，柱耐力の低減が不要となる。

ここで，接合部の全塑性耐力 M_{pj} に対してでなく，梁の全塑性耐力 M_{pb} に対して柱梁耐力比を確認した理由は，接合部に生ずる回転が，式(3.4.16)による θ_{limit} に到達する可能性があり，本設計例ではその確認を省略するためである。

6.6 保有水平耐力の確認

i) 保有水平耐力の算定

梁の耐力= $\min(Mp_b, Mp_j)$ として、フロアモーメント分配法により崩壊時ベースシア係数を算定する。(Table 6.6.1 及び 6.6.2 参照)

Table 6.6.1 Y 方向崩壊時ベースシア係数

層	層せん断力分布 (kN)	階高 (m)	層モーメント (kN・m)	フロアモーメント容量 (kN・m)	崩壊時層モーメント (kN・m)	分配モーメント (kN・m)	柱の全塑性モーメント容量 (kN・m)	判定比
3	-	-	-	523.5	-	523.5	523.5	1.00
3	264.1	2.88	760.6	-	549.5	25.96	724.5	0.04
2	-	-	-	876.0	-	874.0	896.4	0.98
2	543.9	2.88	1566	-	1132	257.6	896.4	0.29
1	-	-	-	876.0	-	642.4	896.4	0.72
1	739.6	2.88	2130	-	1539	896.4	896.4	1.00
0	-	-	-	896.4	ベースシア係数	-	-	-
合計	-	-	4457	3171.9	0.712	-	-	-

Table 6.6.2 X 方向崩壊時ベースシア係数

層	層せん断力分布 (kN)	階高 (m)	層モーメント (kN・m)	フロアモーメント容量 (kN・m)	崩壊時層モーメント (kN・m)	分配モーメント (kN・m)	柱の全塑性モーメント容量 (kN・m)	判定比
3	-	-	-	490.0	-	490.0	490.0	1.00
3	264.1	2.88	761	-	508	17.6	724.5	0.04
2	-	-	-	794.0	-	776.4	896.4	0.89
2	543.9	2.88	1566	-	1045	268.9	896.4	0.30
1	-	-	-	794.0	-	525.1	896.4	0.62
1	739.6	2.88	2130	-	1421	896.4	896.4	1.00
0	-	-	-	896.4	ベースシア係数	-	-	-
合計	-	-	4457	2974.4	0.667	-	-	-

ii) 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

保有水平耐力と必要保有水平耐力を比較する。(Table. 6.6.3 及び 6.6.4 参照)

Table 6.6.3 Y 方向保有水平耐力と必要保有水平耐力比較

階	層重量 W_i (kN)	総重量 ΣW_i (kN)	構造 特性 係数 D_s	F_s 値	F_e 値	形状 係数 F_{es}	層せん 断力 Q_{ud} (kN)	必要保有 水平耐力 Q_{un} (kN)	保有 水平耐力 Q_u (kN)	検定値 Q_u/Q_{un}	判定
3	170.6	170.6	0.37	1	1	1	264.1	97.7	187.9	1.92	OK
2	284.5	455.1	0.3	1	1	1	543.9	163.2	387.1	2.37	OK
1	284.5	739.6	0.3	1	1	1	739.6	221.9	526.3	2.37	OK

Table 6.6.4 X 方向保有水平耐力と必要保有水平耐力比較

階	層重量 W_i (kN)	総重量 ΣW_i (kN)	構造 特性 係数 D_s	F_s 値	F_e 値	形状 係数 F_{es}	層せん 断力 Q_{ud} (kN)	必要保有 水平耐力 Q_{un} (kN)	保有 水平耐力 Q_u (kN)	検定値 Q_u/Q_{un}	判定
3	170.6	170.6	0.37	1	1	1	264.1	97.7	176.2	1.80	OK
2	284.5	455.1	0.35	1	1	1	543.9	190.4	363.0	1.91	OK
1	284.5	739.6	0.35	1	1	1	739.6	258.9	493.6	1.91	OK

6.7 剛接合とフラッシュ形エンドプレート接合形式の梁端耐力及び D_s の比較

6.6 節までの検討により、梁端をフラッシュ形エンドプレートにより接合し、3 階建て鉄骨ラーメン構造を設計できることを示した。本節では、梁端を剛接合した場合とフラッシュ形エンドプレートを用いた場合の梁端耐力及び D_s の比較を行い、フラッシュ形エンドプレートの保有水平耐力計算上の利点を調査する。

Fig. 6.4.3 及び Fig. 6.4.6 に対応する梁端を剛接合した場合の局部座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係及び横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係を、Fig. 6.7.1 及び Fig. 6.7.2 に示す。

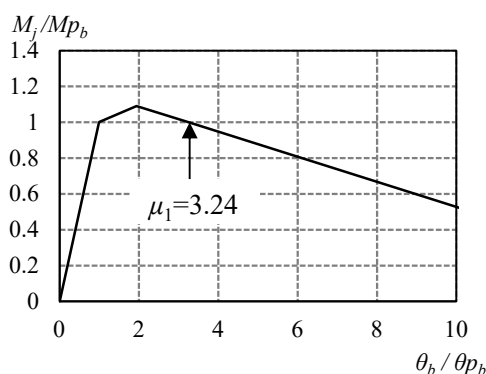


Fig. 6.7.1 剛接合の場合の局部座屈による耐力低下と接合部の回転を含めた梁の荷重変形関係

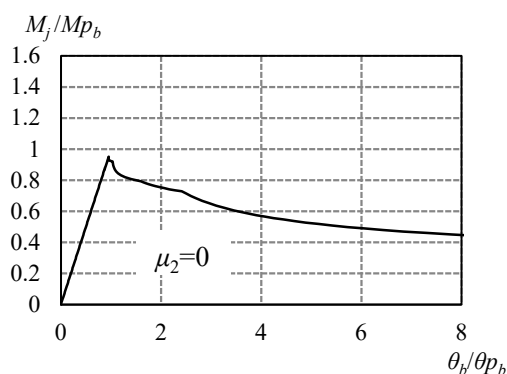


Fig. 6.7.2 剛接合の場合の横座屈による耐力低下と接合部の回転を含めた梁の荷重変形関係

梁端耐力及び Fig. 6.7.1 及び 6.7.2 により得られた塑性率 μ による D_s を、フラッシュ形エンドプレート接合形式と比較する形で、Table 6.7.1 に示す。Table 6.7.1 には保有水平耐力と必要保有水平耐力を比較する際に重要な梁端耐力を D_s で除した値を同時に示す。梁端耐力を D_s で除した値が大きいほど、構造計算を成立させやすい。

Table 6.7.1 より、梁端耐力は H1_54_16 及び G30_54_12 とともに、剛接合の方がフラッシュ形エンドプレート接合形式よりも大きい。一方、 D_s は H1_54_16 では Fig. 6.7.2 に示す通り剛接合した場合に耐力が梁の全塑性耐力を上回らないため値が得られない。また、G30_54_12 では剛接合の場合の方が大きい。梁端耐力を D_s で除した値は、横座屈により耐力が決定する H1_54_16 では Fig. 6.7.2 に示す通り剛接合した場合に耐力が梁の全塑性耐力を上回らないため値が得られないのに対して、フラッシュ形エンドプレート接合形式では梁端耐力が接合部の全塑性耐力を上回り、値が

得られることがわかった。一方、G30_54_12 については、剛接合した方がフラッシュ形エンドプレート接合形式よりも値が大きいことが分かった。つまり、フラッシュ形エンドプレート接合形式により、横座屈に対しては変形能力が向上し、剛接合に比べて横補剛を減らせるメリットがある。しかし、局部座屈に対しては、耐力の低下に対して Ds の低下度合いが小さく、構造計算を成立させにくくなることがある。ただし、6.6 節までの検討で確認した通り、局部座屈に余裕が少ない梁であっても、最上階に用いる場合は 3 階建て建物の構造計算を成立させることが可能であり、1 章に述べた通り、リサイクル性、搬入性、施工性を考慮し、フラッシュ形エンドプレートを採用するメリットはあると考えられる。

Table 6.7.1 剛接合の場合とフラッシュ形エンドプレート形式の場合の
全塑性耐力と Ds の比較

	剛接合			フラッシュ形エンドプレート		
	$1.1Mp_b$ [kN・m]	Ds	$1.1Mp_b / Ds$ [kN・m]	$1.1Mp_j$ [kN・m]	Ds	$1.1Mp_j / Ds$ [kN・m]
H1_54_16	87	—	—	65	0.35	186
G30_54_12	60	0.43	140	43	0.37	116

6.8 まとめ

フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面部材を大梁に使用した 3 階建て鉄骨造戸建て住宅の設計例を通じて、各柱梁接合部の回転剛性及び接合部耐力の確認方法、各梁の局部座屈に対する設計方法、各梁の横座屈に対する設計方法、フラッシュ形エンドプレートで接合された梁を用いて 3 階建て建物が実現可能であることを示した。また、フラッシュ形エンドプレートにより、文献 6.1) よりも保有耐力横補剛を減らすことができることを示すとともに、剛接合の場合と荷重変形関係を比較することにより、フラッシュ形エンドプレートは横座屈による塑性変形能力が向上し、横補剛を回避できることを示した。

具体的には、3 章の検討に基づき、梁端部の保有耐力接合の確認、接合部の回転剛性の算出、梁端の全塑性耐力の算出を行った。さらに、4 章、5 章の検討に基づき、局部座屈により耐力が決定する梁及び横座屈により耐力が決定する梁それぞれの荷重変形関係を求め、 D_s を算出した。6 章の検討で得た知見を以下に示す。

- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁は、本論で提案した方法により局部座屈を考慮した荷重変形関係及び塑性率を算定することで、 D_s 値の妥当性を説明することが可能となる。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁に、文献 6.1) に記載の保有耐力横補剛が配置出来ない場合において、本論の荷重変形関係の予測方法を用いて保有耐力横補剛を配置しなくても良いことを確認できる場合がある。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の最大耐力が局部座屈により決定する場合、全塑性耐力/ D_s の値は、剛接合よりも小さくなる場合がある。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の最大耐力が横座屈により決定する場合、エンドプレートの面外方向への塑性変形により、引張フランジの横座屈に関する拘束度が低下するが、エンドプレートの面外方向への塑性変形による塑性変形能力の向上により、全塑性耐力/ D_s の値は、剛接合よりも大きくなる場合がある。

参考文献

- 6.1) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所 : 建築物の構造関係技術基準解説書 2020.11
- 6.2) 日本建築学会 : 鋼構造塑性設計指針, 2019.7
- 6.3) 加藤勉, 佐久間弘, 向井昭義 : 高力ボルト引張接合による柱・はり接合部の最大耐力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 35B, pp.391-398, 1989.3
- 6.4) 日本建築学会 : 鋼構造接合部設計指針, 2021.2
- 6.5) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 篠原卓馬, 王韜 : 鋼構造 H 形断面梁の耐力及び塑性変形能力評価のための新規幅厚比指標と幅厚比区分, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 668, pp. 1865-1872, 2011.10

第 7 章

結論

目次

7. 結論	7-1
-------------	-----

7. 結論

本論では、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を提案した。具体的には、フラッシュ形エンドプレートの面外変形による接合部の回転、局部座屈耐力及び局部座屈による劣化勾配、横座屈耐力及び横座屈による劣化勾配の予測方法を提案した。

具体的には、接合部の崩壊挙動について、既往の文献による最大耐力推定法とは異なる推定式を検討した。具体的には接合部の破壊性状を実大実験及び非線形 FEM 解析により観察し、接合部近傍の中立軸位置と応力を定めた上で、最大耐力の推定を行った。また、初期回転剛性は、実大実験における接合部近傍の変形量を詳細に計測し、その変形量と整合する抵抗モデルを作成した上で、初期回転剛性の推定方法を求めた。さらに、降伏後の回転剛性は、接合部降伏時及び最大耐力時の接合部近傍の梁ウェブの変形量及び中立軸位置が実験結果と整合する推定式とした。本論で新たに提案する最大耐力、初期回転剛性、降伏後の回転剛性の推定精度は、既往の文献よりも高いことを示した。

また、局部座屈について、中立軸位置が圧縮フランジに近い場合の、ウェブ及びフランジの相互作用及びウェブに生ずるせん断応力の影響を考慮した幅厚比制限を検討し、フラッシュ形エンドプレートで接合された梁の局部座屈による最大耐力推定法を提案した。また、フラッシュ形エンドプレートにより接合された H 形断面の非線形 FEM 解析による最大耐力及び耐力劣化後の応力分布と中立軸位置の変化を観察し、これら変化を考慮した局部座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係を予測する方法を検討した。

さらに、横座屈について、基準化横座屈細長比は用いず、一端曲げ H 形断面梁の横座屈崩壊挙動を詳細に分析し、横座屈する梁の横変位及び捩れ回転角の梁長さ方向分布を正弦曲線又は余弦曲線に近似し、横変位、捩れ回転角、応力の値を表す方程式を求め、この方程式に梁の塑性化による剛性低下を考慮することにより、最大耐力及び耐力劣化領域を含む荷重変形関係を推定した。これにより、既往の文献に記載された基準化横座屈細長比を用いた方法より、最大耐力及び塑性変形能力を精度の高く推定することが可能となった。さらに、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の横曲げに関する支持条件を明らかにした上で、エンドプレートの面外方向への塑性変形による梁フランジの横曲げに関する剛性低下を、前述の H 形断面梁の横変位、捩れ回転角、応力の値を表す方程式に反映して、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を導いた。

各章の検討内容、提案及び検討により得られた知見を以下に示す。

第 2 章で、横座屈又は局部座屈により耐力が決定する一端曲げ H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を検討した。

2.2 節では、既往の研究^{7.1), 7.2)}で提案された H 形断面梁の端部が剛接合された場合の、局部座屈による耐力劣化域の劣化勾配の推定方法について述べた。

2.3 節では、横座屈に関する非線形 FEM 解析を実施し、H 形断面梁の横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係の予測方法を求めた。本予測方法では、種々の梁断面に対して、強軸回りの荷重変形関係の予測精度を確保するために、H 形断面梁の捩れ回転角及び横変位も予測し、H 形

断面梁の横座屈による耐力劣化域を含む荷重変形関係を精度よく予測できることを確認した。

本論の予測方法の既往の研究^{7.3)}で提案された方法で適用範囲外とされた横座屈細長比 0.8 以下の場合及び横曲げに関する境界条件が固定支持も対象とし、横座屈細長比 0.8 以上かつ横曲げに関する境界条件が単純支持の場合、既往の研究^{7.3)}よりも予測精度がより高いことを示した。2.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・一端曲げ H 形断面梁の横変位、捩れ回転角、横曲げ応力分布は、横座屈に関する境界条件が両端単純支持の場合は正弦曲線、載荷側固定支持－他端単純支持の場合は余弦曲線に近似できる。
- ・正弦曲線又は余弦曲線を仮定した時の横座屈する梁に生ずる応力と変位の関係式及び応力のつり合い式より、強軸回りの曲げモーメントと横変位及び捩れ回転角の関係式が得られ、本関係式による横変位及び捩れ回転角の予測結果は、FEM 解析結果と整合する。
- ・横変位及び捩れ回転角の増大に伴う塑性化により、フランジの横曲げ剛性及びフランジ及びウェブのサンブナン捩れ剛性は低下する。剛性低下率は、フランジに作用する曲げ圧縮力の大きさと素材の真応力－対数ひずみ関係より推定することができる。
- ・横変位及び捩れ回転角により上下フランジに材軸方向変位が生じ、幾何学的に上下フランジの材軸方向変位差を求めることにより、横座屈により生ずる載荷位置における強軸回りの回転角を求めることができる。

本論で提案した横座屈による横変位と捩れ回転角予測式は、梁端に作用する強軸回りの曲げモーメント及び座屈形状から計算される、横曲げ及び捩れ応力と、梁フランジの横曲げ剛性並びにサンブナン捩れ剛性及び座屈変形から計算される断面内の横曲げ及び捩れ応力のつり合い式から導出されているため、幾何学的非線形性を考慮している。

本論では横座屈に関して、一方向載荷の荷重変形関係の予測方法を検討した。理由は一方向載荷のエネルギー吸収能力は繰り返し載荷による累積のエネルギー吸収能力よりも小さいと考えるためである。ただし、繰り返し載荷により破断が生じないことは別途確認する必要がある。

また、局部座屈と横座屈共通で、本予測方法は、本論文で検討する断面に限定されず、様々なせい、幅、板厚の H 形鋼梁に適用できると考えている。ただし、文献 2.7)の λ_b-WF の関係による座屈形式の分類において、局部座屈と横座屈の連成座屈が発生せず、局部座屈又は横座屈により最大耐力が決定する梁に分類されることを確認する必要がある。これは、局部座屈と横座屈の連成座屈が発生する場合、耐力を過大評価する可能性があるためである。

第 3 章で、フラッシュ形エンドプレート接合の初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動を検討した。

3.2 節でフラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の実大トの字形実験及び FEM 解析により、接合部の崩壊挙動を観察した。この確認方法は今後の課題とする。

3.2 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・エンドプレートの面外変形により接合部近傍では複雑なひずみ分布となるが、梁自体の荷重変形関係はその影響を受けず、剛接合されたものとして扱うことができる。
- ・既往の文献 7.4), 7.5), 7.6)が提案する最大耐力推定法は実験結果を過大評価する。ウェブの引張降伏考慮及び接合部近傍の中立軸位置の考慮が必要であり、それらを同時に考慮することによ

り、安全側かつ精度の高い最大耐力推定法となる。

3.3 節では耐荷モデルを仮定し、接合部の初期回転剛性の推定式を求めた。3.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・実験によるエンドプレートの面外変形の計測結果より、接合部に曲げモーメントが働いた時、圧縮フランジ側も溶接熱による初期の曲がりが存在するため、柱に接触するまでは面外に変形する。
- ・文献 7.5)及び 7.7)が提案する推定式は初期回転剛性を過大評価する。
- ・圧縮フランジ側の面外変形を考慮した初期回転剛性の推定式は、実大実験結果を安全側に精度良く予測できる。

3.4 節では降伏後の回転剛性の推定式を求めた。3.4 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・接合部の全塑性耐力時及び最大耐力時のウェブの引張変形量をそれぞれ規定することにより、梁の全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角が得られる。
- ・文献 7.5)が提案する降伏後の回転剛性は実験結果を過大評価する。
- ・ウェブの引張変形量を実験結果より定めることにより、全塑性耐力時及び最大耐力時の回転角の精度の高い推定が可能である。

なお、本章で提案する予測方法を適用するに当たり、エンドプレートの面外変形による梁端破断が生じないことを別途確認する必要がある。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレートの面外変形量と中立軸位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が接合部の荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が接合部の荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が接合部の荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

第 4 章で、フラッシュ形エンドプレート形式で接合された H 形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。

4.2 節では、エネルギー法を用いて中立軸位置が梁心よりも圧縮フランジ側に近い場合の、中立軸位置に応じた局部座屈耐力及び接合部が全塑性耐力に達するためのフランジ及びウェブの幅厚比制限曲線を求めるとともに、中立軸位置を考慮した局部座屈耐力の推定方法を提案した。4.2 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・中立軸位置が梁心よりも圧縮フランジ側に近いほど、ウェブの幅厚比制限値は大きくなる。これはウェブの圧縮領域が小さくなるためである。
- ・中立軸位置がウェブのせん断座屈及びフランジの曲げ座屈に関する幅厚比制限に与える影響は小さい。
- ・中立軸位置、幅厚比制限に対する余裕度及び接合部の全塑性耐力より局部座屈で耐力が決定する梁の最大耐力が推定できる。

4.3 節では、4.2 節で求めた推定式の妥当性を、実大実験及び非線形 FEM 解析により確認した。

4.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・ 4.2 節で求めた最大耐力推定法は実大実験及び非線形 FEM 解析結果を安全側に推定する。
- ・ 非線形 FEM 解析より、圧縮フランジが降伏する直前及び降伏後最大耐力時における断面の中立軸はほぼ同じである。
- ・ 本論で提案する最大耐力推定式はボルト径に対するエンドプレート板厚が薄いほど安全側となる。これは、エンドプレートに対するボルトの引張及び曲げ剛性が小さいほど、エンドプレートの曲げ変形の可撓長さが短くなることを考慮していないためである。

4.4 節では、局部座屈による耐力劣化領域を含む荷重変形関係の予測方法を提案した。4.4 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・ 耐力劣化勾配は 2.2 節に示した既往の方法を参考に、初期剛性の 0.07 倍とする方法と、座屈後の圧縮領域の応力度-ひずみ度関係と梁端の中立軸位置から曲げモーメントと回転角の関係を求める方法の 2 通りがあり、ともに実験結果を精度よく推定できる。

なお、本章で提案する予測方法を適用するに当たり、連成座屈が生じないことを確認する必要がある。確認は文献 7.9) に示された幅厚比指標 W と基準化横座屈細長比 λ_b の関係による判定方法に、本論で示す幅厚比指標 W' 及び横座屈に関する境界条件を考慮した基準化横座屈細長比 λ_b を適用することにより行う。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレートの面外変形量と中立軸位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が局部座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

第 5 章で、フラッシュ形エンドプレート接合形式で接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。

5.2 節では、フラッシュ形エンドプレート接合部の崩壊実験よりエンドプレートの離間状態の推定方法を提案した。5.2 節の検討で得られた知見を以下に示す。

- ・ フラッシュ形エンドプレート接合部に初期降伏耐力を超えた曲げモーメントが働くと面外方向に残留変形が生ずる。そして、反対向きの曲げモーメントが働くと離間していたエンドプレートは柱に接触する。離間時の曲げモーメントと接触時の曲げモーメントは推定が可能である。

5.3 節では、横座屈実験及び非線形 FEM 解析より、接合部近傍の横曲げに関するひずみ分布及び応力状態を観察し、エンドプレートの離間状態と横座屈に関する境界条件の関係を考察した。

5.3 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・ 離間側のフランジは横曲げが拘束されない。反対に接触側のフランジは横曲げが拘束される。

5.4 節では、境界条件を考慮した横座屈耐力推定法を提案した。5.4 節で得た知見を以下に示す。

- ・ エンドプレートの離間の推定方法と離間の有無による横座屈に関する境界条件の関係より、フラッシュ形エンドプレートで接合された横座屈による最大耐力の推定が可能である。

5.5 節では、5.4 節に述べた方法によりフラッシュ形エンドプレートによる梁端の境界条件を推定し、2.3 節に述べた横座屈で耐力が決定する H 形断面梁の荷重変形関係の予測方法を用いて、フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法を提案した。5.5 節の検討で得た知見を以下に示す。

- ・フラッシュ形エンドプレートによる梁端の境界条件が横曲げ固定—そり自由の場合は、2.3 節に示す荷重変形関係の予測方法において、固定支持と扱い、引張フランジの横曲げ剛性を固定支持の 1/2 倍することにより、実験により得られた荷重変形関係を精度よく予測することが可能である。

4 章と同様、本章で提案する予測方法を適用するに当たり、連成座屈が生じないことを確認する必要がある。確認は文献 7.9) に示された幅厚比指標 W と基準化横座屈細長比 λ_b の関係による判定方法に、本論で示す幅厚比指標 W' 及び横座屈に関する境界条件を考慮した基準化横座屈細長比 λ_b を適用することにより行う。

本章で提案する予測方法を適用するに当たり、エンドプレートの面外変形による梁端破断及び横座屈によるヒンジ位置に破断が生じないことを別途確認する必要がある。これら確認方法は今後の課題とする。また、接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びの影響を別途確認する必要がある。確認する方法に、想定する層間変位時の梁の伸び量をエンドプレートの面外変形量と中立軸位置から算出し、柱の曲げ抵抗による梁に生ずる圧縮力を求め、当該圧縮力による影響を評価する方法が考えられる。当該圧縮力が横座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。さらに、エンドプレート形式は梁長さの調整代がないため施工により梁軸力が生じやすい。本論の提案方法を用いる場合は、別途、当該軸力が横座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する必要がある。当該軸力が横座屈による荷重変形関係に与える影響の評価方法については今後の課題とする。

第 6 章で、本研究による荷重変形関係の予測方法を用いた設計例を示した。設計例では、3 章の検討に基づき、梁端部の保有耐力接合の確認、接合部の回転剛性の算出、梁端の全塑性耐力の算出を行った。また、4 章、5 章の検討に基づき、局部座屈により耐力が決定する梁及び横座屈により耐力が決定する梁それぞれの荷重変形関係を求め、 D_s を算出した。6 章の検討で得た知見を以下に示す。

- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁に、文献 7.8) に記載の保有耐力横補剛が配置出来ない場合において、本論の荷重変形関係の予測方法を用いて保有耐力横補剛を配置しなくても良いことを確認できる場合がある。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁は、本論で提案した方法により局部座屈を考慮した荷重変形関係及び塑性率を算定することで、 D_s 値の妥当性を説明することが可能となる。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の最大耐力が局部座屈により決定する場合、全塑性耐力/ D_s の値は、剛接合よりも小さくなる場合がある。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の最大耐力が横座屈により決定する場合、エンドプレートの面外方向への塑性変形により、引張フランジの横座屈に関する拘束度が低下

するが、エンドプレートの面外方向への塑性変形による塑性変形能力の向上により、全塑性耐力/ D_s の値は、剛接合よりも大きくなる場合がある。

2章から5章におけるFEM解析の利用状況及びFEM解析を利用している場合はFEM解析と実験との対応確認状況を以下にまとめて記載する。

・2章「局部座屈又は横座屈により耐力が決定する一端曲げH形断面梁の荷重変形関係の予測方法」

局部座屈による最大耐力及び耐力劣化域の荷重変形関係の予測方法については、既往の研究7.1),7.2)で提案された推定式を記載した。本推定式は、実験から求めている。

横座屈による荷重変形関係の予測方法については、本研究で実施した非線形FEM解析より求めた。既往の研究7.3)で提案された耐力劣化域の荷重変形関係推定結果が、特定断面及び特定の梁長さ範囲において実験結果と良い対応を示すことが確認されており、本論で実施した非線形FEM解析が、当該特定断面及び長さ範囲において、既往の研究7.3)で提案された推定式と、荷重変形関係について良い対応を示すことを確認した。

・3章「フラッシュ形エンドプレート接合の初期及び降伏後の回転剛性と崩壊挙動」

接合部の初期回転剛性、降伏耐力、最大耐力、初期回転剛性、降伏後回転剛性及び荷重変形関係の推定方法は、実大トの字形実験により測定されたエンドプレートの面外変形量及び荷重変形関係から求めている。一方、当該接合部の荷重変形関係と梁自体の荷重変形関係を直列でつなぐことが妥当であることは、フラッシュ形エンドプレートにより接合された梁と剛接合された梁の荷重変形関係を、非線形FEM解析により確認している。その際、フラッシュ形エンドプレートにより接合された梁について、非線形FEM解析と実大トの字形実験の対応が良いことを確認している。

・4章「フラッシュ形エンドプレートで接合されたH形断面梁の局部座屈を伴う荷重変形関係の予測方法」

局部座屈による最大耐力推定式は、エネルギー法により求め、本推定式が実大トの字形実験及び非線形FEM解析の最大耐力を精度良く安全側に評価することを確認している。ここでは、非線形FEM解析と実大トの字形実験の対応が良いことを1つの試験体で確認した上で、エンドプレートの厚みを変化させた場合について、非線形FEM解析により確認している。

また、フラッシュ形エンドプレートにより接合されたH形断面梁の耐力劣化域の荷重変形関係は、2章に示した実験結果に基づくH形断面梁の局部座屈による耐力劣化域の荷重変形関係推定式から求めている。そして、提案した予測方法が実大トの字形実験による荷重変形関係を精度良く予測することを確認している。

・5章「フラッシュ形エンドプレートで接合されたH形断面梁の横座屈を伴う荷重変形関係の予測方法」

エンドプレートの離間状態の推定方法は、実大トの字形実験より求めている。一方、エンドプレートが引張フランジ側のみ離間し、圧縮フランジ側が離間していない状態における横座屈に関する境界条件は、実大横座屈実験及び非線形FEM解析から考察している。その際、非線形FEM解析と実大横座屈実験で、荷重変形関係及び座屈形状が同様になることを確認している。

そして、提案した予測方法が実大横座屈実験による荷重変形関係を精度良く予測することを確認している。

今後の研究により取り組むべき課題を以下に示す。

- ・横座屈により耐力が決定する H 形断面梁の荷重変形関係について、本論ではモーメント勾配 $\beta=1$ の場合のみ予測方法を示したため、今後、様々なモーメント勾配についての予測方法の検討が必要である。
- ・フラッシュ形エンドプレートで接合された H 形断面梁の局部座屈耐力について、ボルト径に対してエンドプレート板厚が薄いほど、推定結果は FEM 解析結果と比べて小さくなった。接合部近傍の中立軸位置を FEM 解析により調査した結果、エンドプレートの面外変形における片持ち長さ d_2 を、ボルト径と板厚の関係に応じて定めていないことが原因であることがわかった。今後、エンドプレートの板厚とボルト径の関係により、 d_2 を定める方法を検討する必要がある。
- ・本論では、横座屈と局部座屈がそれぞれ単独で発生する場合の荷重変形関係の予測方法を示した。今後、横座屈と局部座屈が連成する場合の荷重変形関係の予測方法について検討する必要がある。
- ・エンドプレートの面外変形による梁端破断及び横座屈によるヒンジ位置に破断が生じないことを確認する方法を検討する必要がある。
- ・接合部の中立軸位置が梁心から変動することにより生ずる梁の材軸方向の伸びが接合部の荷重変形関係及び横座屈並びに局部座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する方法を検討する必要がある。
- ・施工により生ずる梁軸力が接合部の荷重変形関係及び横座屈並びに局部座屈による荷重変形関係に与える影響を確認する方法を検討する必要がある。

参考文献

- 7.1) 五十嵐規矩形, 小田部敏明, 王 韜: ウェブ幅厚比の大きな H 形断面梁の塑性変形能力と座屈後繰返し挙動, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 646, pp.2345-2354, 2009.12
- 7.2) 山田 哲, 秋山 宏, 桑村 仁: 局部座屈を伴う H 形断面鋼部材の劣化挙動, 日本建築学会構造系論文集, No. 454, pp.179-186, 1993.12
- 7.3) 井戸田秀樹, 松野 巧, 小野徹郎: 横座屈で耐力が決まる一端曲げ H 形鋼梁の繰返し履歴モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 76, No. 669, pp. 1981-1988, 2011.11
- 7.4) 加藤勉, 佐久間弘, 向井昭義: 高力ボルト引張接合による柱・はり接合部の最大耐力, 日本建築学会構造工学論文集, Vol. 35B, pp.391-398, 1989.3
- 7.5) EUROCODE 3, Design of Steel Structures – part 1.8: Design of joints, Commission of the European Communities, 2005.
- 7.6) AISC, Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections, American Institute of Steel Construction, 2002.
- 7.7) Z. Kong, S. Hong, Q.-V. Vu, X. Cao, S.-E. Kim, B. Yu, New equations for predicting initial stiffness and ultimate moment of flush end-plate connections. J Construct Steel Res 2020; 175:106336
- 7.8) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 建築物の構造関係技術基準解説書 2020.11
- 7.9) 五十嵐規矩夫, 末國良太, 鞆 伸之: 繰返し曲げせん断力を受ける H 形断面梁の連成座屈挙動と塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 77, No. 678, pp. 1319-1328, 2012.8

付録1. エネルギー法の計算概略

4.2 節におけるエネルギー法の計算の概略を示す。Fig. 4.2.3 に示す変形を仮定し、ウェブの z 方向の変位 V を三角級数の形で次のように表す。

$$V = \sum_m \sum_n c_{mn} \mu_m v_n \quad (\text{a.1})$$

ここで、

$$\mu_m = \cos \frac{(m-1)\pi x}{l} - \cos \frac{(m+1)\pi x}{l} \quad (\text{a.2})$$

$$v_n = \sin \frac{n\pi y}{d} \quad (\text{a.3})$$

次に上下フランジの y 方向の面外変位 F_1 及び F_2 は、フランジとウェブが剛に接合され直角を保つと仮定し、

$$F_1 = -z \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)_{y=0} = - \sum_m \sum_n n\pi c_{mn} \mu_m v_c \quad (\text{a.4})$$

$$F_2 = -z \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)_{y=d} = - \sum_m \sum_n n\pi (\cos n\pi) c_{mn} \mu_m v_c \quad (\text{a.5})$$

ここで、

$$v_c = \frac{z}{d} \quad (\text{a.6})$$

ウェブ及びフランジに生じるひずみエネルギーは次のように表される。

- ・ウェブの変位に関する増分

$$\Delta U_w = \frac{1}{2} D_w \int_0^l \int_0^d \left[\left(\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left\{ \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 V}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} \right] dx dy \quad (\text{a.7})$$

- ・下フランジの変位に関する増分

$$\Delta U_{fl} = \frac{1}{2} D_f \int_0^l \int_{-b_f}^{b_f} \left\{ \left(\frac{\partial^2 F_1}{\partial x^2} \right)^2 + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 F_1}{\partial x \partial z} \right)^2 \right\} dx dz \quad (\text{a.8})$$

- ・上フランジの変位に関する増分

$$\Delta U_{fu} = \frac{1}{2} D_f \int_0^l \int_{-b_f}^{b_f} \left\{ \left(\frac{\partial^2 F_2}{\partial x^2} \right)^2 + 2(1-\nu) \left(\frac{\partial^2 F_2}{\partial x \partial z} \right)^2 \right\} dx dz \quad (\text{a.9})$$

ここで、 ν はポアソン比(=0.3)、 D_w 及び D_f はそれぞれウェブ板及びフランジ板の曲げ剛性で、次式により表される。

$$D_w = \frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \quad (\text{a.10})$$

$$D_f = \frac{Et_f^3}{12(1-\nu^2)} \quad (\text{a.11})$$

ここで、 E はヤング係数(=205000N/mm²)である。

ウェブ及びフランジがされた仕事は次のように表される。

・ウェブにされた仕事

$$\Delta T_w = \frac{1}{2} \sigma_{cr} t_w \int_0^l \int_0^d \left\{ w(x,y) \left(\frac{\partial V}{\partial x} \right)^2 + 2g(y) \frac{\partial V}{\partial x} \frac{\partial V}{\partial y} \right\} dx dy \quad (\text{a.12})$$

ここで,

$$w(x,y) = \left(1 - \frac{\beta}{l} x \right) \left(1 - \frac{1}{d\xi} y \right) \quad (\text{a.13})$$

$$g(y) = \frac{1}{d\xi} \frac{\beta}{l} \left(-\frac{1}{2} y^2 + d\xi y - \frac{1}{2} d\xi t_f + \frac{1}{8} t_f^2 + d^2 \xi \frac{A_f}{A_w} \right) \quad (\text{a.14})$$

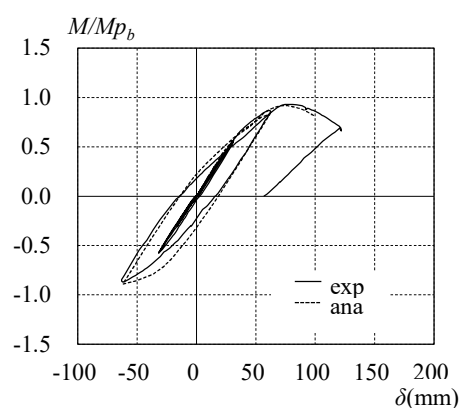
・上下フランジにされた仕事

$$\Delta T_{fp} = \frac{1}{2} \sigma_{cr} t_f \int_0^1 \int_{-b_f}^{b_f} \left(1 - \frac{\beta}{l} x \right) \left\{ \left(\frac{\partial F_1}{\partial x} \right)^2 + \left(1 - \frac{1}{\xi} \right) \left(\frac{\partial F_2}{\partial x} \right)^2 \right\} dx dz \quad (\text{a.15})$$

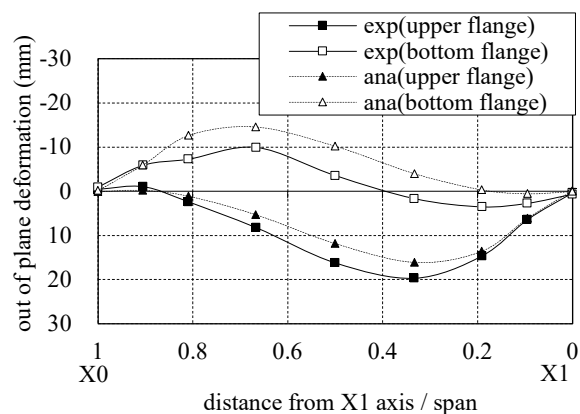
ウェブ及びフランジに生じるひずみエネルギーの増分とウェブ及びフランジされた仕事が等しいとおき、 c_{mn} で偏微分して得られる連立方程式を解くことにより求まる σ_{cr} が、弾性局部座屈耐力となる。

付録2. 5.3 節における実験結果と FEM 解析結果の比較

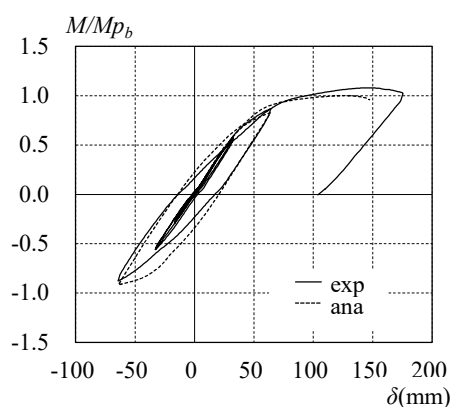
5.3 節で実施した実験と解析結果の比較を Fig.A2.1 と A2.2 に示す。Fig.A2.1 は M - δ 関係、Fig.A2.2 は最大荷重時の梁の横方向変位を示している。 M - δ 関係では、実験結果より解析結果の方が耐力に対する変形は小さくなっており、最大耐力は実験よりも若干小さいが、最大荷重時の梁の横方向変位の形状は、実験結果と良い対応を示しており、解析モデルは妥当と判断した。



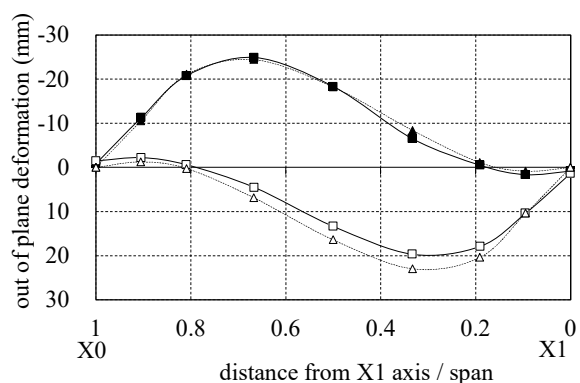
(a) No.1(model.1-1)



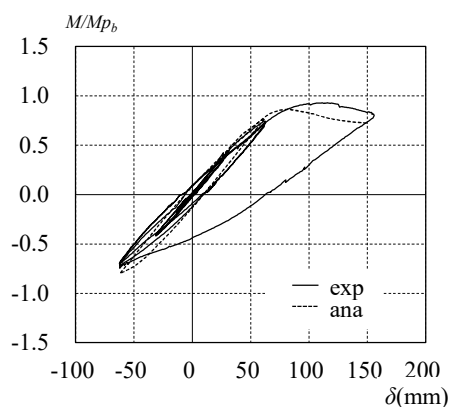
(a) No.1(model.1-1)



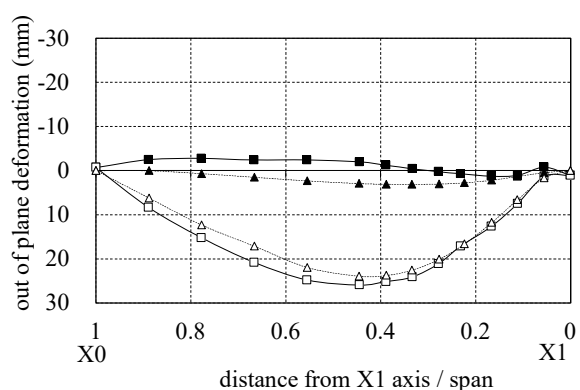
(b) No.2(model.2)



(b) No.2(model.2)



(c) No.3(model.3)



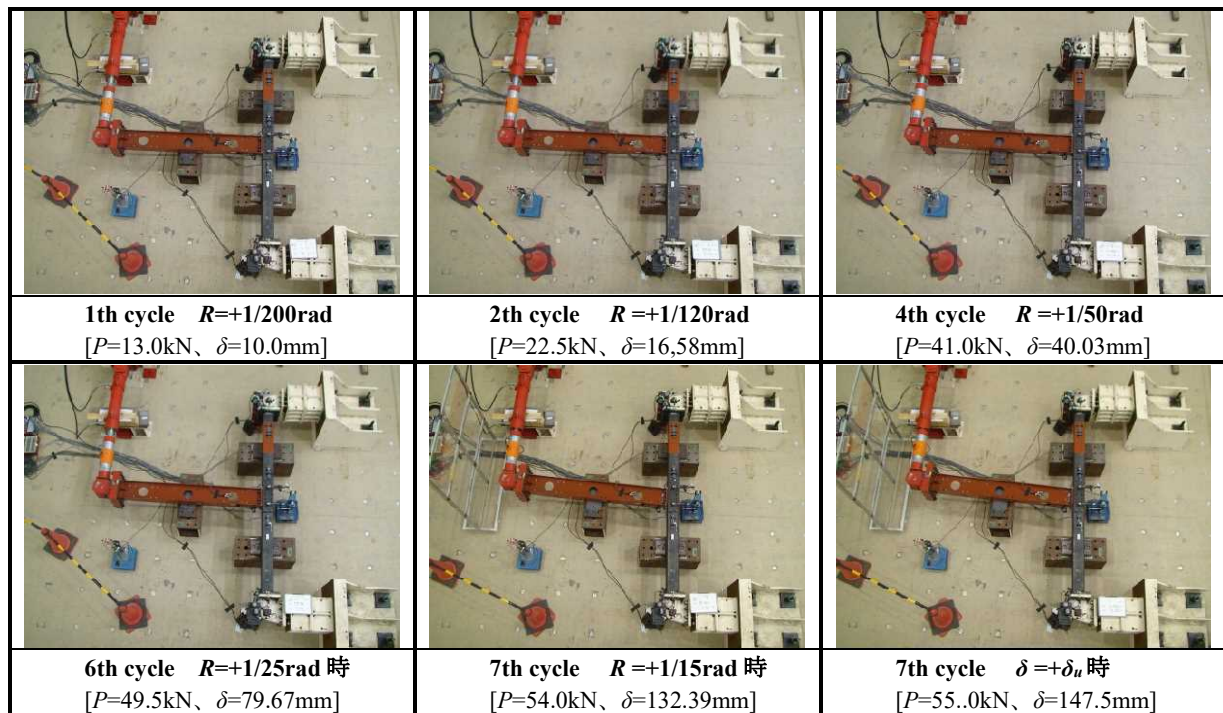
(c) No.3(model.3)

Fig.A2.1 M - δ relationship

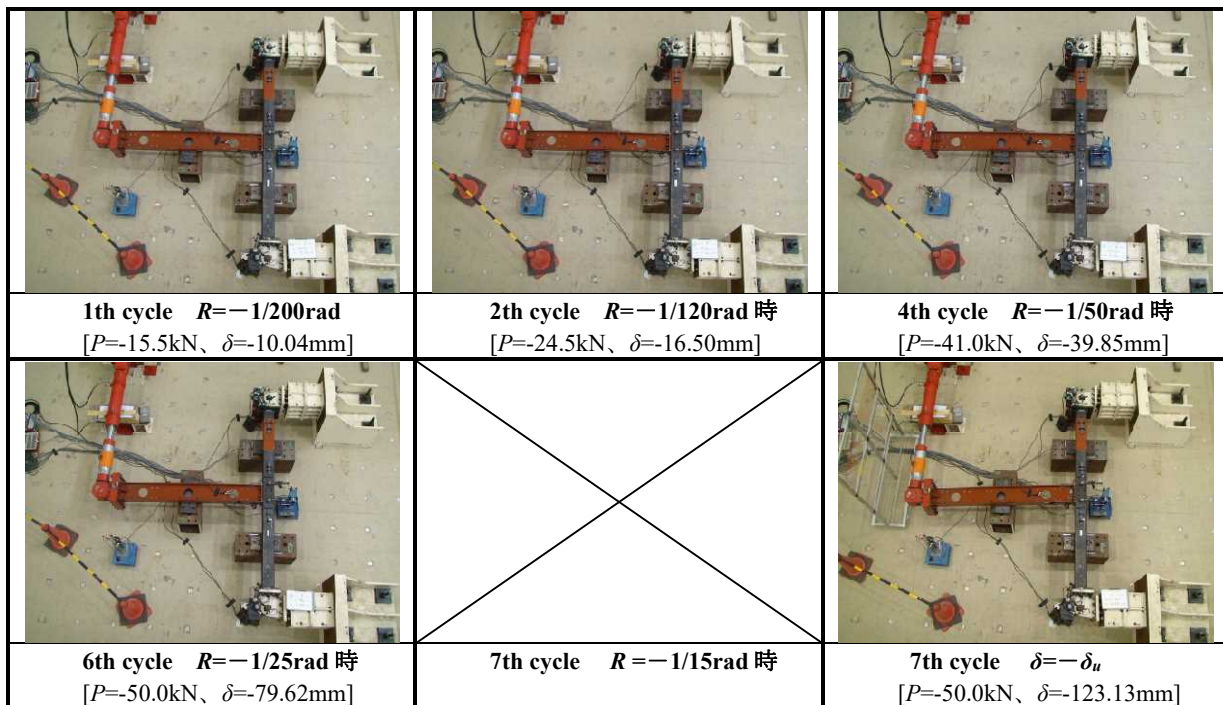
Fig.A2.2 Lateral displacement at the eM_{max}

付録3. 実大トの字形実験記録写真

3.2 節の実大トの字形実験の記録写真を以下に示す。

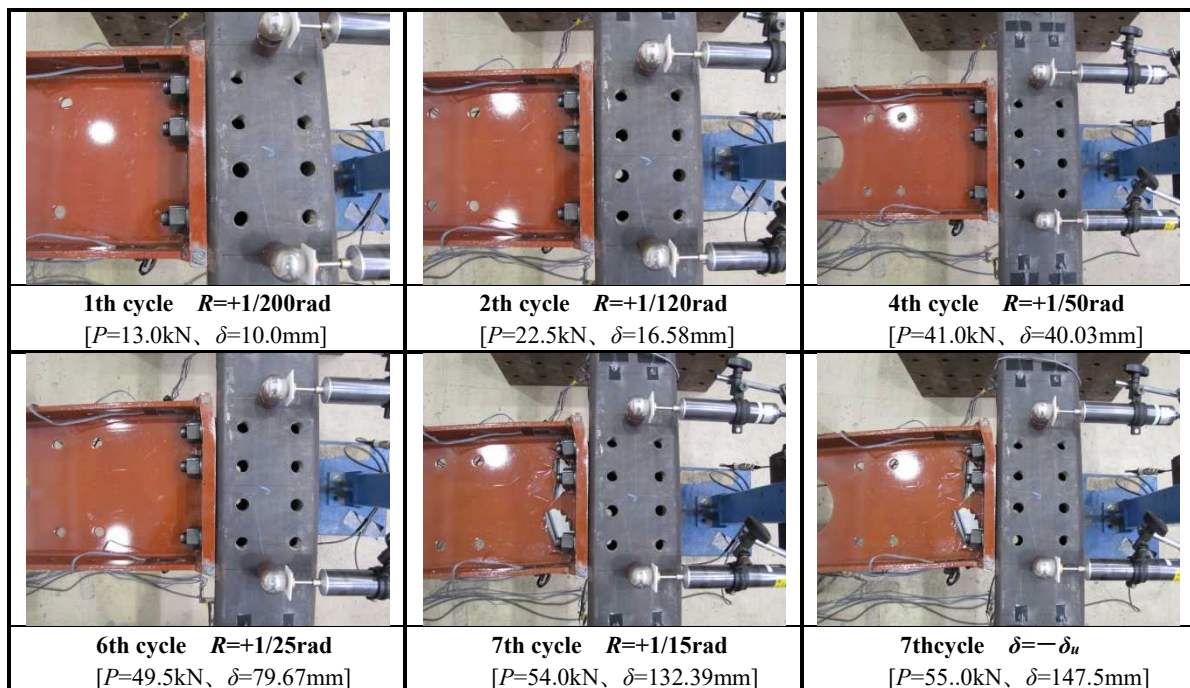


a) Plus direction

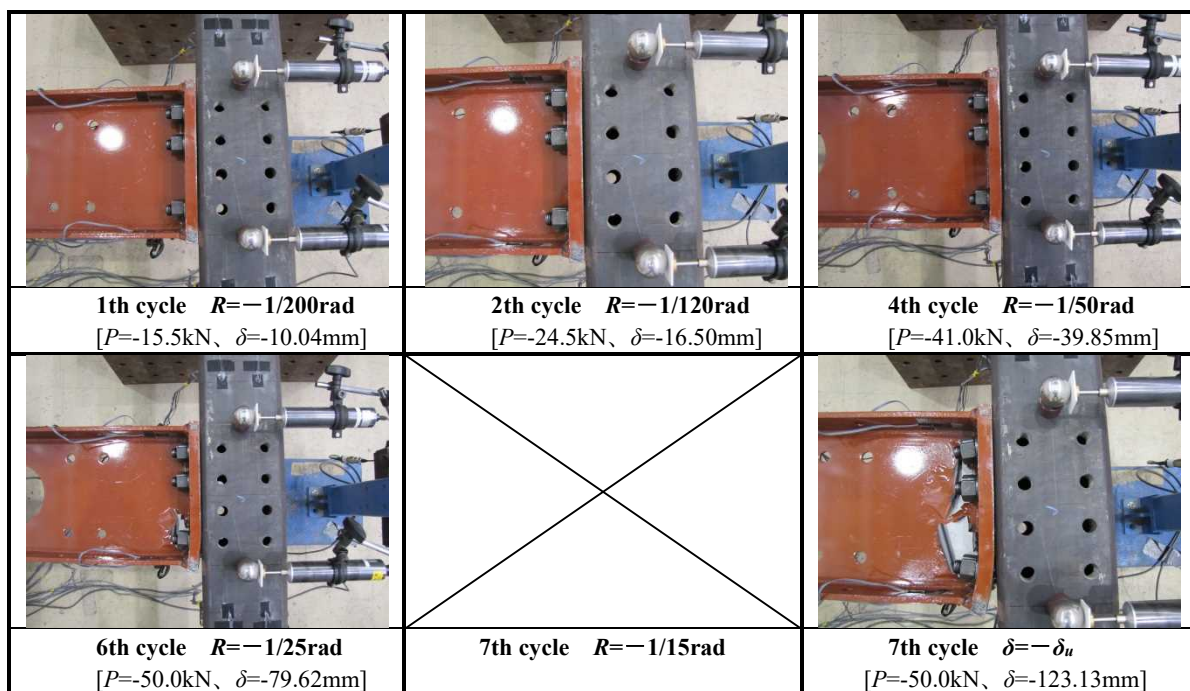


b) Minus direction

Fig. A3.1 H-250×125×6×9 Overall

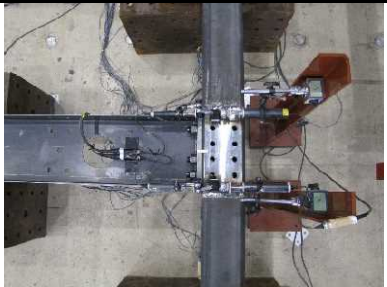
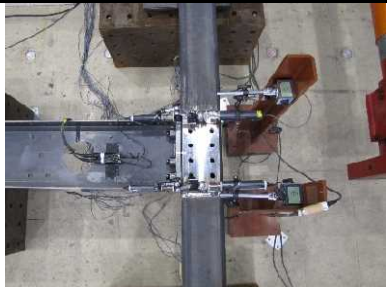
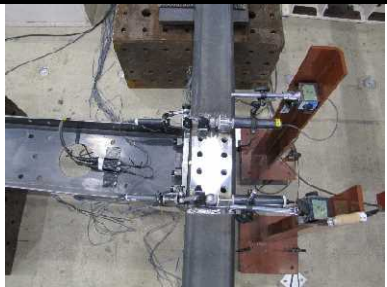


a) Plus direction

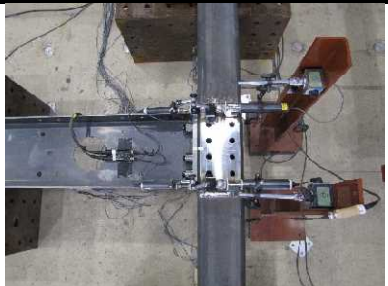
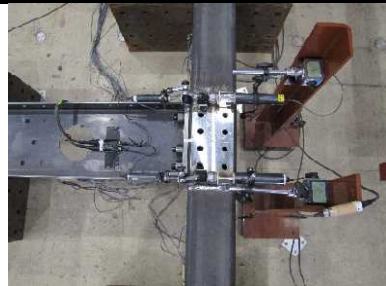
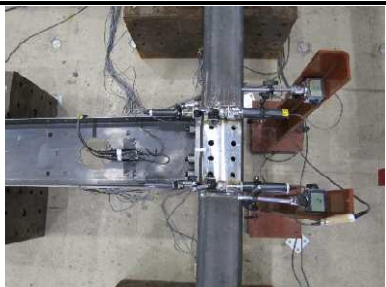
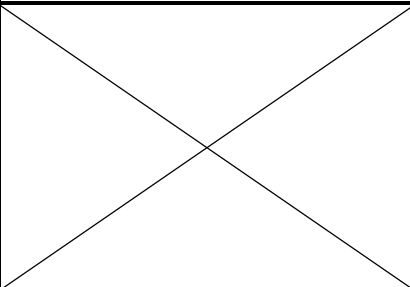


b) Minus direction

Fig. A3.2 H-250×125×6×9 Connection

		
1th cycle $R=+1/200\text{rad}$ [$P=16.0\text{kN}$, $\delta=17.67\text{mm}$]	4th cycle $R=+1/80\text{rad}$ [$P=22.0\text{kN}$, $\delta=25.99\text{mm}$]	4th cycle $R=+1/50\text{rad}$ [$P=27.0\text{kN}$, $\delta=40.92\text{mm}$]
		
6th cycle $R=+1/25\text{rad}$ [$P=30.5\text{kN}$, $\delta=81.03\text{mm}$]	7th cycle $R=+1/15\text{rad}$ [$P=26.0\text{kN}$, $\delta=134.19\text{mm}$]	7th cycle $+\delta_u$ [$P=24.0\text{kN}$, $\delta=149.28\text{mm}$]

a) Plus direction

		
1th cycle $R=+1/200\text{rad}$ [$P=16.5\text{kN}$, $\delta=15.93\text{mm}$]	4th cycle $R=-1/80\text{rad}$ [$P=22.5\text{kN}$, $\delta=24.24\text{mm}$]	4th cycle $R=-1/50\text{rad}$ [$P=28.0\text{kN}$, $\delta=39.14\text{mm}$]
		
6th cycle $R=-1/25\text{rad}$ [$P=29.5\text{kN}$, $\delta=78.13\text{mm}$]	7th cycle $R=-1/15\text{rad}$ [$P=22.5\text{kN}$, $\delta=131.65\text{mm}$]	

b) Minus direction

Fig. A3.3 H-250×125×3.2×6 Connection

付録4. 実大横座屈実験記録写真

5.3 節の実大横座屈実験の記録写真を以下に示す。

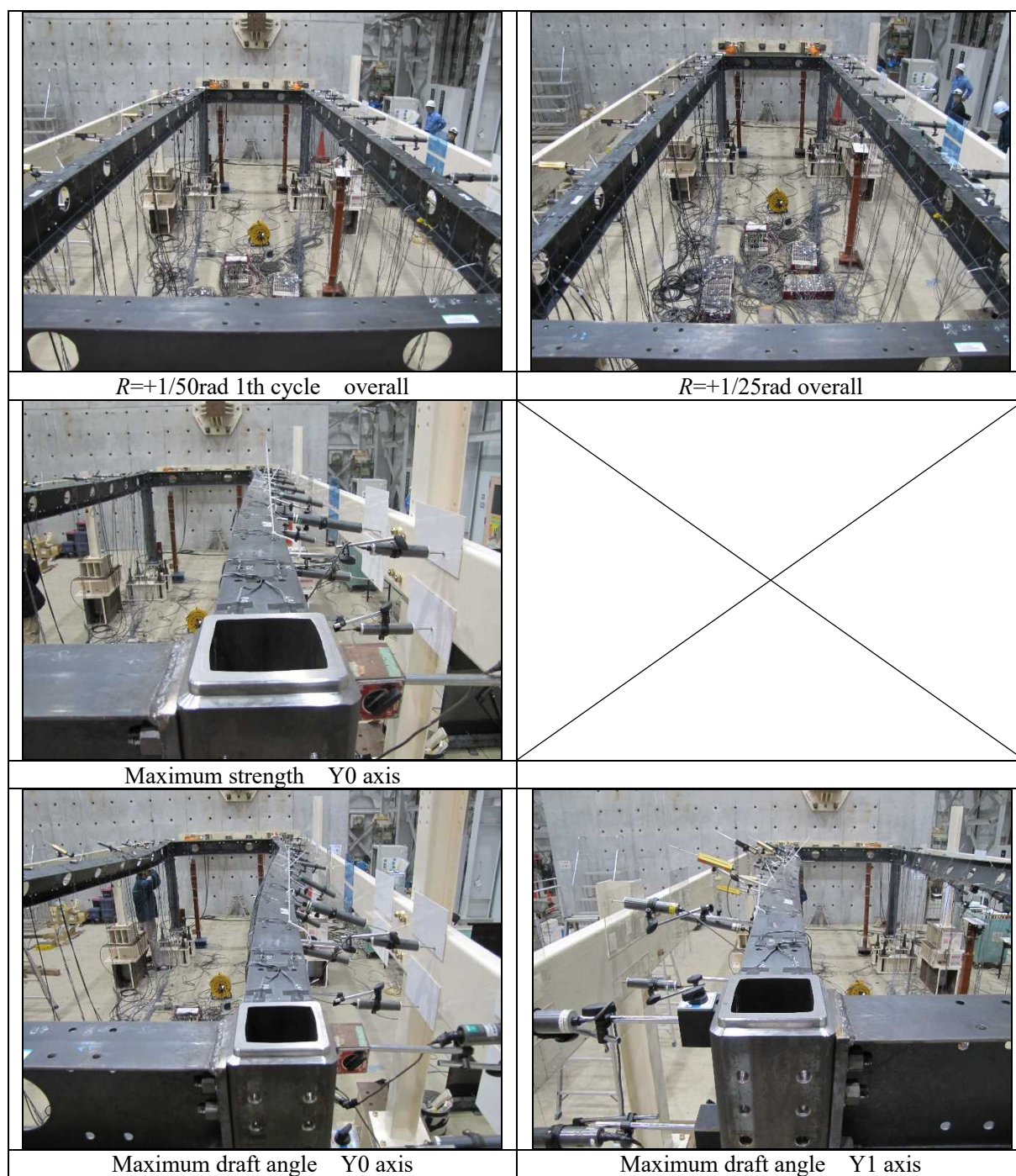


Fig. A4.1 No.1 overall

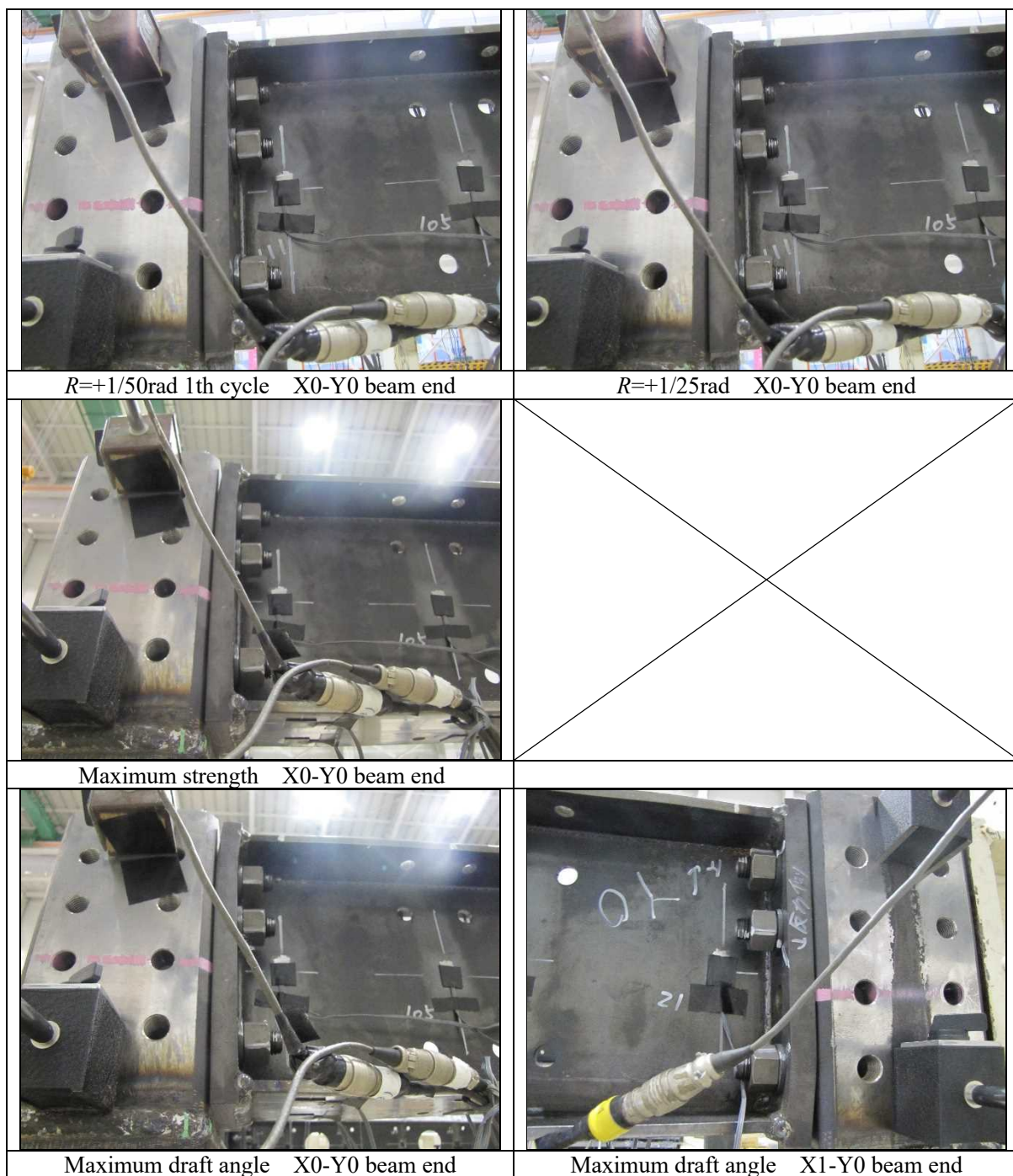


Fig. A4.2 No.1 connection

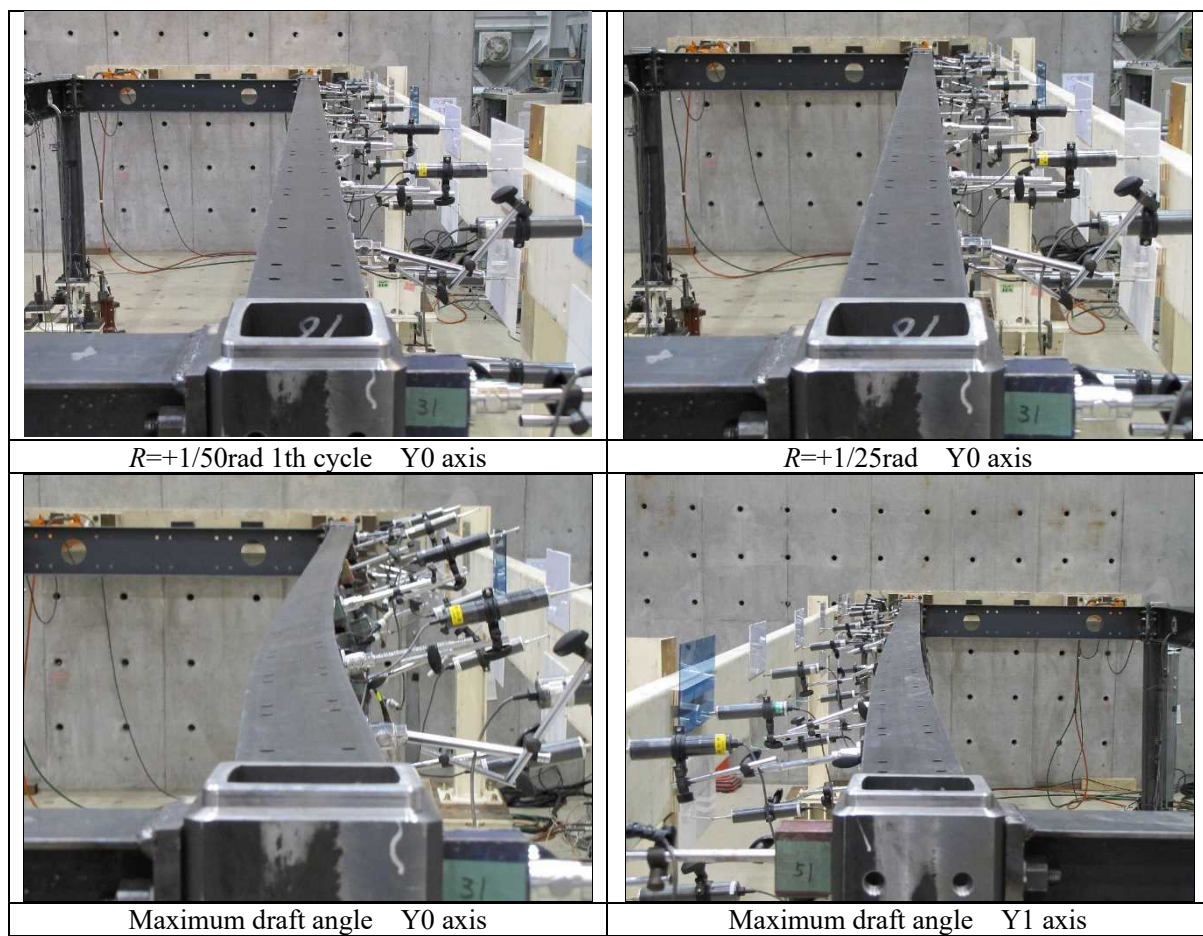


Fig. A4.3 No.2 overall

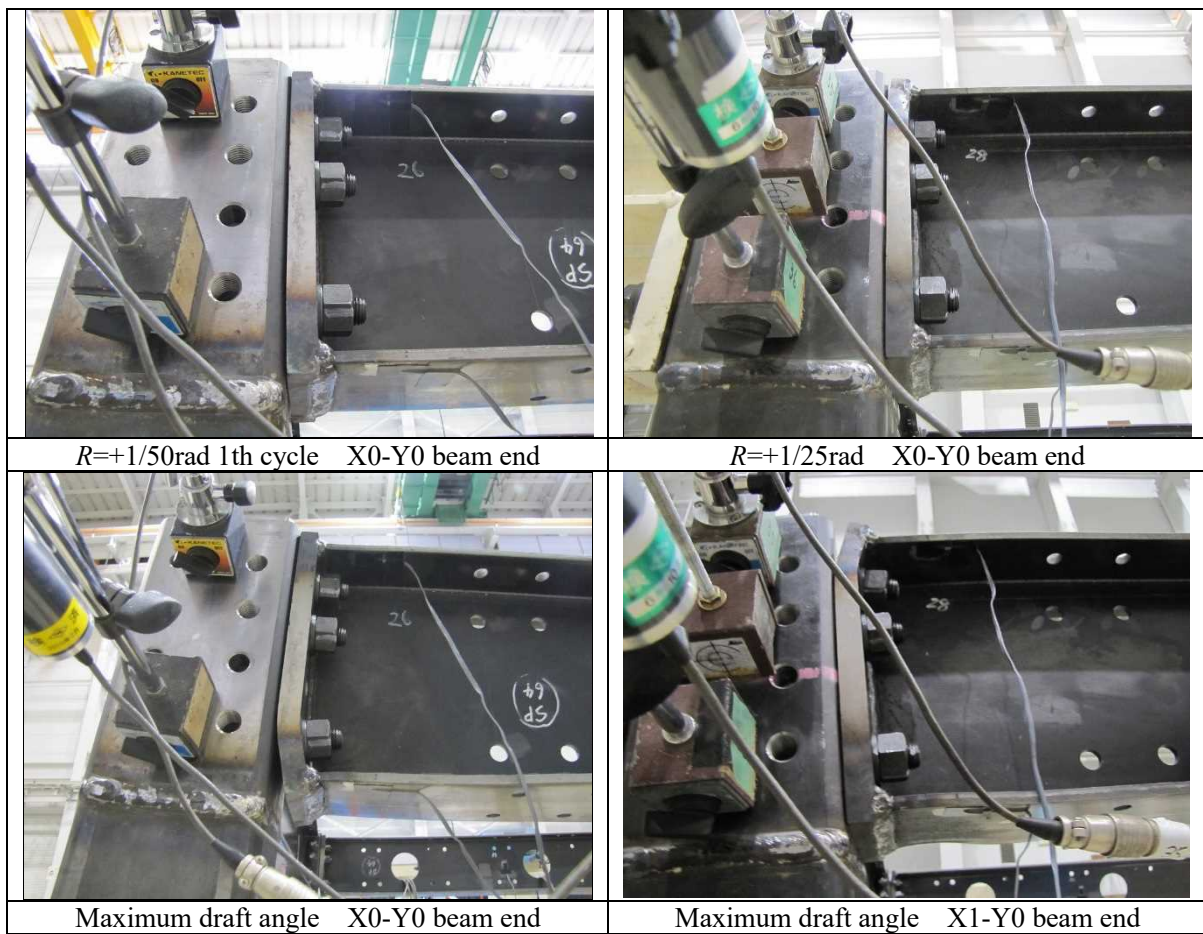


Fig. A4.4 No.2 connection

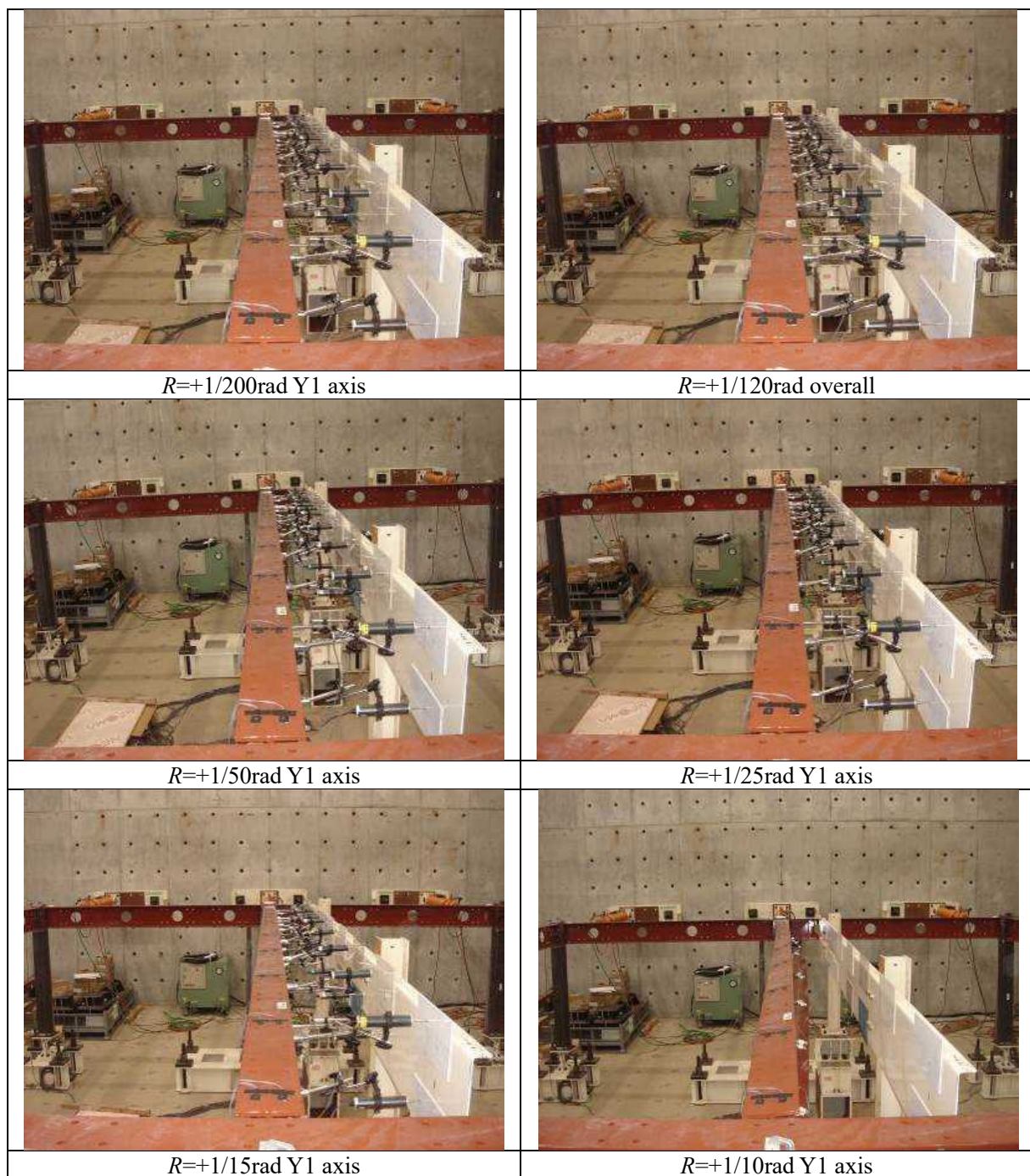


Fig. A4.5 No.3 overall

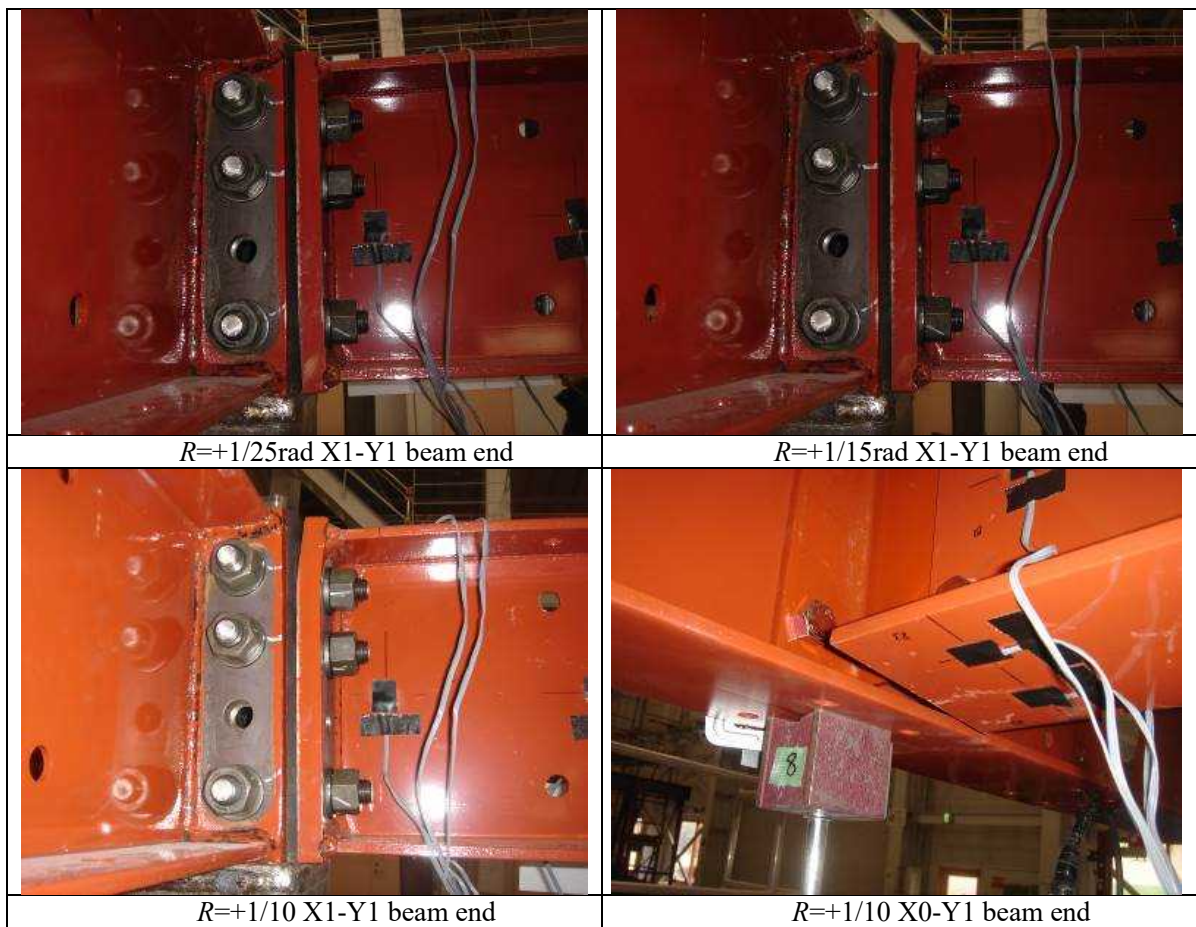


Fig. A4.6 No.3 connection

謝辞

本研究を進めるにあたり、東京工業大学 環境・社会理工学院 建築学系 建築学コース 五十嵐規矩夫教授には、指導教官として並々ならぬご指導をいただきました。特に、仮定の網羅性、理論展開の一貫性、数値解析の技術、論文でのわかりやすい文章及び図表の作り方について、丁寧にご指導いただき、研究者にとって大変貴重な技術が身に付きました。感謝申し上げます。また、共同研究者である高橋順一氏には有限要素法解析モデルを作成いただくとともに、実務において有益な有限要素解析モデル作成の技術を伝授いただきました。当該知見により、研究を効率良く進めていくことが可能となりました。さらに、三宅辰哉氏、松本和行氏、渡邊拓史氏からは実験計画及び計測結果の取りまとめ及び分析において貴重なご助言及びご協力をいただきました。飯星力氏、山崎靖典氏には実験方法の考案及び実施においてご協力をいただきました。所属会社の上司である伊藤宏氏、村上幸靖氏、池口義治氏には、快く社会人博士コースへの進学を承認いただきました。心より感謝申し上げます。

最後に、本研究を心身ともに支えてくれた家族に心より感謝いたします。

松原 宏志