

1階柱を拡張したRCピロティ建物の柱梁接合部
の破壊を防止する設計法

A DESIGN METHOD TO PREVENT FAILURE OF BEAM-COLUMN JOINTS OF RC
SOFT-FIRST-STORY BUILDING WITH COLUMNS ENLARGED AT FIRST STORY

2020年

星 龍典

目 次

第1章 序論	
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	4
1.2.1 ピロティ建物の地震被害に関する調査及び研究	4
1.2.2 ピロティ構造に関する研究	10
1.2.3 柱梁接合部に関する研究	12
1.3 研究の目的と構成	13
第2章 一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計法	
2.1 まえがき	14
2.2 接合部の設計方法	15
2.2.1 既往の研究による接合部耐力の評価	15
2.2.2 設計方法の概要	29
2.2.3 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d	31
2.2.4 仕様規定	35
2.2.5 梁の検定	40
2.3 必要梁耐力比 m_n 算定モデル	41
2.3.1 1階柱モデル	41
2.3.2 接合部モデル	50
2.4 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の設定	54
2.4.1 基本モデルと変動モデル D1 の必要梁耐力比 m_n	54
2.4.2 変動モデル D2～D5 の必要梁耐力比 m_n	59
2.4.3 設計用必要梁耐力比 m_d の設定	62
2.4.4 提案設計法によって確保される接合部耐力の余裕度	67
2.5 まとめ	77

第3章	一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計法	
3.1	まえがき	79
3.2	接合部の設計方法	80
3.2.1	既往の研究による接合部耐力の評価	80
3.2.2	設計方法の概要	96
3.2.3	必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d	99
3.2.4	仕様規定	104
3.2.5	開く方向1階柱耐力の低減	107
3.2.6	梁の検定	110
3.2.7	定着破壊の防止	111
3.3	必要梁耐力比 m_n 算定モデル	113
3.3.1	1階柱モデル	113
3.3.2	接合部モデル	117
3.4	開く方向1階柱耐力に関する係数 c と係数 c_d の設定	121
3.5	必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の設定	124
3.5.1	基本モデルの必要梁耐力比 m_n	124
3.5.2	変動モデル D1～D8 の必要梁耐力比 m_n	129
3.5.3	設計用必要梁耐力比 m_d の設定	133
3.5.4	提案設計法によって確保される接合部耐力の余裕度	139
3.6	まとめ	154
第4章	一階柱を屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の比較	156
4.1	まえがき	156
4.2	設計フローの比較	157
4.3	仕様規定の比較	158
4.4	設計用必要梁耐力比 m_d の比較	161
4.5	まとめ	163
第5章	結論	164

参考文献	168
付録 検定例	171
謝辞	184

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震においてピロティ構造の建築物に甚大な被害が数多く発生した。それらを受け、1997年の建築物の構造規定¹⁾では「ピロティ形式の建築物に対する設計上の留意点」によって、ピロティ階を層崩壊させないとする設計方針が示されたが、この設計方針ではピロティの設計が困難であったため、2007年の技術基準解説書²⁾からピロティ階の層崩壊及び全体崩壊(ピロティ柱の引張降伏)を許容する設計方法も示され、2015年版³⁾にも引き継がれている。しかし、文献3)ではピロティ柱頭の接合部(図1-1-1)の破壊防止の重要性について言及しているが具体的な検討方法の記載は無く、参考文献⁴⁾が示されているだけである。また鉄筋コンクリート構造に関する主な規準等^{5)~7)}でもピロティ柱の様に耐震壁に接続する接合部の耐力評価や設計等の記載は無い。これは耐震壁に接続する接合部及びその周辺部材は地震時に破壊しないと仮定しているためと推察される。このため、ピロティ柱の接合部は破壊しないものとして、1階柱頭が破壊するという仮定の上でピロティの設計が行われている。

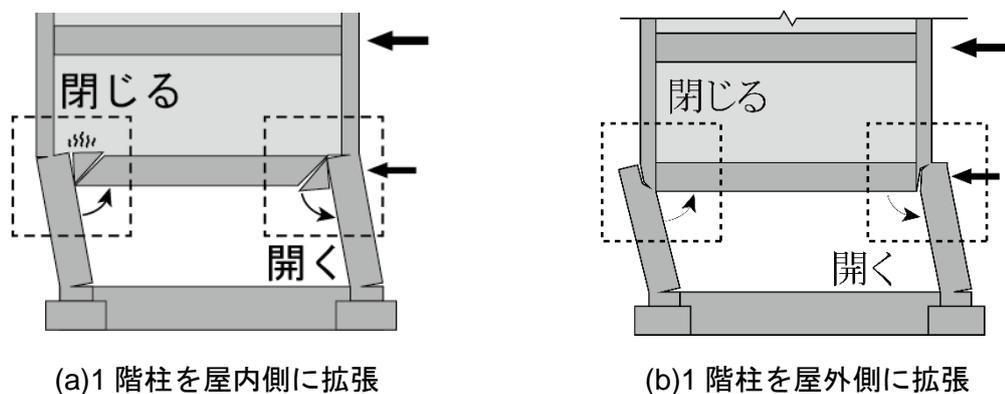
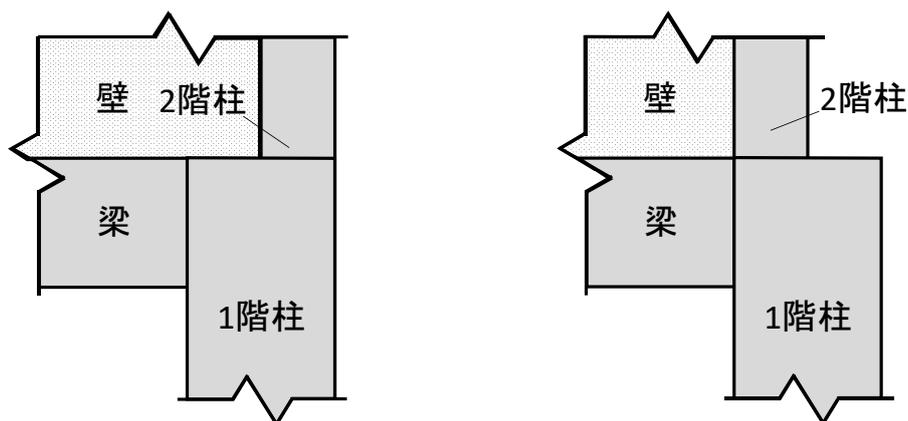


図 1-1-1 ピロティ柱梁接合部

ピロティ架構の設計では文献3)の規定から、1階の剛性、耐力を高める目的で、1階の柱せいを2階の柱せいよりも大きくする場合が多い。これを踏まえて花井ら⁸⁾や文献9),10)では当該接合部において2階柱せいを1階柱せいの半分程度にした試験体の実験を行い、梁や2階柱を含む柱梁接合部の周辺部材(図1-1-2、以下特記無き場合、接合部

と呼称)の破壊によって架構の耐力が決定し、設計で期待している1階柱耐力(以下特記無き場合、耐力は曲げ耐力の意味で使用する)が十分に発揮されない場合があることを指摘している。これは前述した接合部が破壊せず1階柱頭が破壊するという仮定が無条件に成り立つものではないことを意味している。



(a)1階柱を屋内に拡張した接合部

(b)1階柱を屋外に拡張した接合部

図 1-1-2 接合部形状

一方、文献 11)~14)では、ピロティの接合部の解析モデルもしくは最大耐力の評価方法を提案し、接合部周りに作用するモーメントの釣り合いに基づき、梁、2階柱、1階柱と2階柱の偏心によるモーメント及び壁といった接合部耐力に寄与する要素の累加から評価できることを示している。接合部耐力の評価法が既に存在するため、1階柱耐力より接合部耐力を大きく設計することで、現行の設計で想定していない接合部の破壊を防止し、1階柱頭が破壊するように設計することは可能である。しかし、接合部の耐力評価法は、以下の例に示す様に計算が複雑で、実務設計で容易に使用できるとは言い難い。

例 1：1階柱を屋内側に拡張した閉じる方向¹²⁾では、接合部耐力に寄与する壁と2階柱からなる T 形断面部材の耐力を、断面の内部に最大のひずみ度が生じる状態の部材を、材料の非線形の構成則を用いた断面解析によって評価している。

例 2：1階柱を屋外側に拡張した接合部の閉じる方向¹⁴⁾の接合部耐力では、偏微分を用いた連立方程式を解く必要がある。

実務設計においても複雑な計算や解析が用いられることが増えている。しかし、それは電算機といったハードと、計算プログラムといったソフトのツールが整備されていることで可能となっている面が大きい。既往の研究によって耐力の評価法が示されているため原理的には接合部の耐力評価が可能でも、これを行うソフト面のツールが整備されていない状況では、計算が複雑であることが接合部耐力の評価を実務設計で行う上で大きな障害となる。そのため、簡単な計算で現行の設計で想定していない接合部の破壊を防止し、1階柱頭が破壊するように設計する方法が必要となる。

さらに、ピロティの接合部形状が図 1-1-2 に示す 1 階柱を屋内側に拡張した形状なのか、1 階柱を屋外側に拡張した形状なのかといことは、接合部耐力の評価において大きな違いである。しかし、既往の研究^{11)~14)}ではそれぞれの接合部形状の耐力評価等が示されているのみで、耐力評価における接合部形状の違いについては示されていない。そのため、構造的にどちらの形状が優位かの判断は、建物の計画段階ではできず、詳細な設計を行う段階で 2 つの形状の接合部耐力をそれぞれ計算し、比較することで可能となる。そこで、接合部の設計における 2 つの接合部形状の違いを明らかにすることが設計において重要となる。

1.2 既往の研究

1.2.1 ピロティ建物の地震被害に関する調査及び研究

ピロティ建物の地震被害に関する調査、研究は数多く行われている。

文献 15)は 1995 年の兵庫県南部地震における被害状況がまとめられており、ピロティ建物以外と比べてピロティ建物の中破以上の被害率は、1971 年以前に建設されたもの（第 1 年代）で 5.7 倍、1972 年～1981 年に建設されたもの（第 2 年代）で 2.8 倍、1982 年以後に建設されたもの（第 3 年代）で 2.5 倍と高くなることを示している（図 1-2-1）。

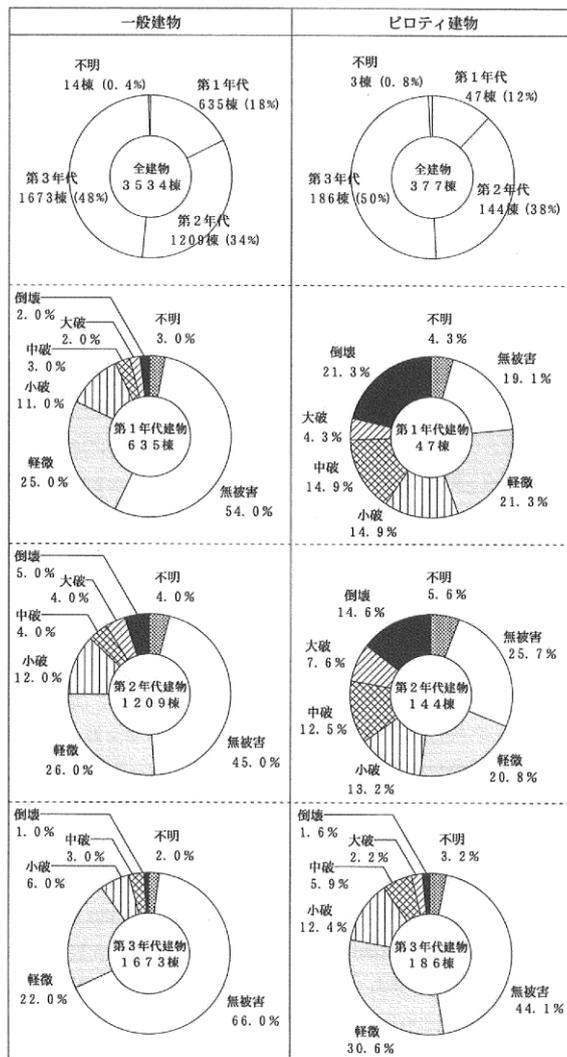


図 1-2-1 RC 系の一般建物とピロティ建物の年代区分被害率¹⁵⁾

また、ピロティ建物の1階層崩壊の被害要因としてピロティ階の水平剛性と水平強度が上階より著しく低いことによる変形の集中、P- Δ 効果による変形の進行、現行設計法のせん断力係数 A_i の分布には剛性が考慮されていないために、ピロティ建物のせん断力分布を適切に評価できない等の理由を挙げている。

大野ら¹⁶⁾は兵庫県南部地震において神戸市灘区及び東灘区の震度7相当の地域における全てのコンクリート系建物の全数調査を行っている。特にピロティ建物に関しては詳細な調査を行い、構造躯体の損傷程度 (D_i 値)、壁率、壁終局強度時のベースシア係数、構造耐震指標 I_s 値 (1次) 及び偏心量を略算的に求め、それらと実際の地震被害の程度に相関があることを示している。

五所ら¹⁷⁾は兵庫県南部地震の地震動が卓越する方向 (南北方向) と、ピロティ架構の向き (建物の短辺方向) が一致する場合と、そうでない場合の被害の程度について調査している。調査は図面から被害にあったピロティ建物の柱軸力を推定し、柱軸力の大きさと被害の程度を比較している。その結果、地震動が卓越する方向がピロティ架構の向き (建物の短辺方向) と一致する方が被害の程度が大きいことを示している。

芳村ら¹⁸⁾は、1995年の兵庫県南部地震によって築1か月半で崩壊したピロティ建物を対象として、詳細な原因究明のために部材の耐力劣化を考慮した非線形地震応答解析を行い、解析によって被害の再現を試みている。その中で部分スリットが有効に機能せず壁が耐震壁として働いたとして評価した建物1と、部分スリットが有効に機能したとしてラーメン架構として評価した建物2の比較を行い、建物1の方が実状に近いことから部分スリットが有効に機能していなかった可能性があるとして述べている。さらに建物2の解析では1階の層崩壊が生じなかったことから、非構造部材が建物全体の挙動に影響を与える可能性があることを指摘している。

2016年の熊本地震においてもピロティ建物の被害が多く報告されている¹⁹⁾。以下に報告されているピロティ建物の被害について特徴的な事例を示す。

①1階柱主筋の座屈（宇土市 共同住宅 建設年 1998年）（図 1-2-2）



図 1-2-2 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例①¹⁹⁾

②1階柱主筋溶接継手部の破断（熊本市 共同住宅 建設年 2006年）（図 1-2-3）



図 1-2-3 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例②¹⁹⁾

③1階柱の付着割裂破壊（熊本市 共同住宅 建設年 1985 年）（図 1-2-4）



図 1-2-4 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例③¹⁹⁾

④梁間方向 2 階床梁の主筋座屈（熊本市 共同住宅 建設年 1992 年）（図 1-2-5）



図 1-2-5 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例④¹⁹⁾

⑤柱梁接合部の破壊 (④と同じ) (図 1-2-6)



図 1-2-6 熊本地震 (2016) のピロティ建物の被害事例⑤¹⁹⁾

⑥1階柱のせん断破壊 (熊本市 共同住宅 建設年 1986年) (図 1-2-7)



図 1-2-7 熊本地震 (2016) のピロティ建物の被害事例⑥¹⁹⁾

⑦梁間方向大梁のせん断ひび割れ（熊本市 共同住宅 建設年 2001 年）（図 1-2-8）



図 1-2-8 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例⑦¹⁹⁾

⑧1 階の層崩壊（熊本市 事務所 建設年不明）（図 1-2-9）



図 1-2-9 熊本地震（2016）のピロティ建物の被害事例⑧¹⁹⁾

以上のピロティ建物の地震被害から、ピロティ建物はそれ以外の建物に比べ多くの被害が生じている。特に熊本地震の事例ではピロティ建物の様々な種類の被害が確認されており、中には図 1-2-6 や図 1-2-8 のように 1 階柱ではなく、接合部の破壊と考えられる被害も確認されている。

1.2.2 ピロティ構造に関する研究

ピロティ構造は利便性が高い反面、地震時の被害の大きさから様々な研究が行われている。

真田ら²⁰⁾は1階が柱と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物の1/3縮小立体フレーム試験体の動的実験を行い、その応答性状について検討している。この動的実験の結果から、変位分布が耐震壁のせん断ひび割れ前後で架構全体の曲げが卓越している分布から1階に変形が集中する分布に変化していくことや、ピロティ柱の圧縮軸力が引張側の変動軸力と対応している等の知見を示している。

顧ら²¹⁾はピロティ構造を想定した平面フレームの試験体によるサブストラクチャー仮動的実験法による実験結果とMulti-Springモデルによるピロティの解析モデルの応答解析結果を比較し、層せん断力、水平変形、柱の作用軸力等が良好に対応していることから、解析手法の信頼性の高さを示している。

壁谷澤ら²²⁾は、1階に耐震壁が偏在している偏心ピロティ建物を想定した試験体による震動実験を行い、それによって柱のせん断破壊による柱の軸力支持能力の喪失過程や、偏心によって生じる振じれ振動の応答性状の把握、ポリエステル製繊維(SRF)シートの補強による軸力支持能力向上の確認や地震計を用いた建物のモニタリング手法についての知見を示している。

長江ら²³⁾は6階建てのピロティ建物を対象として、確立論的評価を行うための骨子をまとめている。部材の破壊損傷を最大層間変形角が表現しうると仮定して最大層間変形角に対するハザートカーブを導き、続いて実験結果に基づく限界部材角から求まるフラジリティカーブを用いて、地震応答により建物が安全限界状態を超える50年超過確立を示している。

泉ら²⁴⁾は壁のスパン長、梁の寸法、壁の縦筋量がピロティ階直上の耐震壁のせん断強度に与える影響を明らかにするために、ピロティ構造平面フレームの静的実験を行っている。実験の破壊状況を基にピロティ階直上の梁、2階柱及び壁の破壊モードを仮定し、実験結果を精度よく評価できるせん断強度の評価方法を提案している。

T. Guevara²⁵⁾は1階の剛性を低くするピロティは、最も大きい重量を支えている1階が、大部分の地震時のエネルギーを吸収するため、大きな変形を生じさせ、地震の初期

段階で重大な問題を引き起こす恐れがあることを指摘している。また 1979 年カリフォルニア州インペリアルバレーの地震によって生じたピロティ構造の特徴的な被害事例として、ピロティ上部の壁の転倒モーメントによって 1 階の側柱に大きな地震時軸力が生じ、重大な損傷を生じさせたことを示している。

花井ら⁸⁾は 2 階柱せいが 1 階柱せいの半分となるピロティの柱梁接合部の 1/4 スケールの試験体による静的な実験を行い、1 階柱主筋が接合部内に定着された場合の応力伝達性状について検討している。そこから 1 階柱が曲げ降伏する前に定着部で掻き出し破壊が生じる恐れがあることを示すと共に、柱梁接合部の簡易な設計方法の提案を行っている。しかしながらこの実験には柱の軸力が入力されていない状態で行われているため、軸力が作用した状態での性状は確認されていない。

小川ら²⁶⁾は塩原らによる接合部破壊モデルを基にピロティ柱梁接合部の強度を評価するモデルを提案し、その接合部強度とコンクリートの圧壊による限界補強量の定式化を示した。その中で接合部強度の計算結果は、2 階柱せいが 1 階柱せいの半分となるピロティ柱梁接合部の静的実験による接合部耐力を 0.9~1.2 倍の精度で推定可能であることを示している。しかしながら接合部耐力を計算するためには力とモーメントの釣り合いからなる連立方程式を解く必要があり、実務設計で用いるには複雑なものとなっている。

筆者らは、一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の開く方向¹¹⁾と閉じる方向¹²⁾、一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の開く方向¹³⁾でピロティ接合部と 1 階柱を考慮した非線形解析モデルを提案し、一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の閉じる方向¹⁴⁾で接合部耐力評価方法を提案している。既往の実験による結果⁹⁾に対して、1 階柱だけを考慮した従来のモデル化と提案モデルを比較した結果、従来のモデル化では耐力を過大評価する傾向があったが、提案するモデル及び耐力評価ではその精度が改善したことを示している。ただし、1.1 節で述べたように実務設計に用いるには複雑なものとなっている。

以上からピロティ構造に関する様々な研究が行われているが、1.2.1 項に示す熊本地震の被害にもみられたような柱梁接合部に関する研究の数は少ない。その中で接合部の研究を行っている花井ら、小川ら及び筆者らの研究にも前述に挙げたような課題があると考えられる。

1.2.3 柱梁接合部に関する研究

通常の柱梁接合部に関する研究も数多く行われている。

寺岡ら²⁷⁾は十字型柱梁接合部の終局せん断強度を対象にして、既往の実験データと既往の提案式の適合性について調べると共に、既往の実験結果の回帰分析から破壊モード毎の終局せん断強度式と、既往の実験結果から接合部のせん断応力度によって近似的に破壊モードを予測する方法とを提案し、それらを組み合わせて精度の良い終局せん断強度の推定方法を提案している。

石渡ら²⁸⁾は数十年間で蓄えられた接合部実験のデータベースを作成し、十字型接合部のせん断強度、変形性能におよぼす影響因子の効果を分析している。この分析から接合部のせん断強度はコンクリート強度の影響を大きく受け、柱軸力比及びせん断補強筋比の影響はあまり認められたいことを示している。現行で最も広く用いられていると考えられる文献⁷⁾の柱梁接合部のせん断強度はこの研究成果を用いている。

塩原²⁹⁾は、従来の柱梁接合部の力学モデルがせん断変形による 1 自由度のみのモデルであったのに対して、試験体の破壊状況に基づいて 4 枚の剛な板の移動と回転による 9 自由度を持つ力学モデルとそれに基づく終局強度の評価方法を提案している。これによって、実験結果に基づく経験的手法のみであった従来の接合部強度の評価方法に、新たに力学モデルに基づく理論的な接合部強度の評価方法を示した。

B.Bayhan ら³⁰⁾は建設年代が古い建物に多くみられる柱梁接合部内にせん断補強筋がされていない建物に着目し、これをモデル化した平面フレームの試験体による動の実験を行い、接合部破壊に関する知見を示している。また、鉄筋のスリップによる剛性低下を係数として考慮した線形モデルと、柱をファイバーモデルによる非線形要素とし、かつ柱の材端に鉄筋のスリップを考慮したバネを加えた非線形モデルの 2 つのモデルを用い、動的試験の結果と応答解析の結果を比較している。その結果、動的試験の応答値に対して、非線形モデルの精度は線形モデルより改善しているものの不十分であるとし、その原因として接合部を剛として評価しているためにその非線形性を考慮できていない点を挙げている。

1.3 研究の目的と構成

本研究では、

①実務設計で考慮されていないピロティ柱梁接合部の破壊を防止する。

②実務設計で用いることができる設計方法とする。

上記2つの目的のために、簡易な方法で接合部の耐力が1階柱耐力を上回るようにする設計方法の提案を行う。

本論文の構成を以下に示す。

第1章 序論

第2章 一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計法

第3章 一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計法

第4章 一階柱を屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の比較

第5章 結論

付録 検定例

第1章では、ピロティの設計において柱梁接合部の破壊が検討されていないまま1階柱の降伏を想定して設計が行われている現状と、既往の実験からピロティの接合部耐力が1階柱耐力を下回る場合があるという問題点について述べている。次に関連のある既往の研究や地震被害の報告を紹介し、本論文の構成を示す。

第2章では、一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の既往の耐力評価の概要を示し、それに基づく設計方法を提案する。

第3章では、一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の既往の耐力評価の概要を示し、それに基づく設計方法を提案する。

第4章では、第2章で提案した1階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計方法と、第3章で提案した1階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計方法に対して、設計フロー、提案する仕様規定、設計用必要梁耐力比の比較を行う。

第5章では、論文の結論を示す。

巻末に付録として接合部断面の検定例を示す。

第2章

一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計法

2.1 まえがき

本研究では、①実務設計で考慮されていないピロティ柱梁接合部の破壊を防止する。
②実務設計で用いることができる設計方法とする。以上の2つの目的のために、簡易な方法で接合部の耐力が1階柱耐力を上回るようにする設計方法の提案を行う。

第2章では、一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部（図 1-1-2(a)）を対象としたピロティ接合部の設計方法の提案を行う。

2.2 節では、既往の研究による接合部耐力評価と、提案する設計方法を示す。

2.3 節では、接合部耐力が1階柱耐力を上回るために梁に必要な耐力（必要梁耐力）と1階柱耐力との比（必要梁耐力比 m_n ）を計算するためのモデルの設定について示す。

2.4 節では、2.3 節で示すモデルの必要梁耐力比 m_n の結果に基づいて、実際に設計で用いる必要梁耐力比（設計用必要梁耐力比 m_d ）の設定について示す。

2.5 節では、本章のまとめを示す。

2.2 接合部の設計方法

2.2.1 既往の研究による接合部耐力の評価

既往の研究^{11),12)}では、実験⁹⁾による接合部の破壊モードや Strut-and-Tie モデルの解析結果¹⁰⁾を基に、接合部に取り付く梁主筋、梁あばら筋、2階柱、壁、偏心モーメントなど接合部耐力に寄与する要素耐力の累加によって、接合部耐力を評価する方法を提案している。

以下、[1]に文献 11)による開く方向の接合部耐力評価、[2]に文献 12)による閉じる方向の接合部耐力評価を詳述する。

[1] 開く方向の接合部耐力評価

Strut-and-Tie モデル¹⁰⁾による開く方向の I-1 試験体の解析結果を図 2-2-1 に示す。

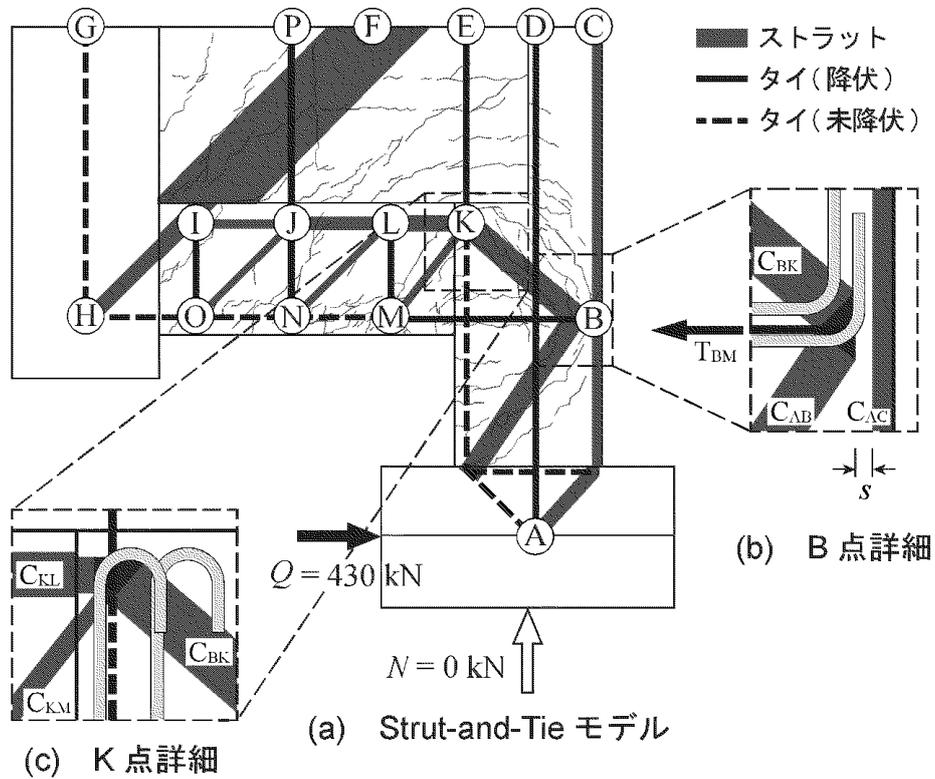


図 2-2-1 I-1 試験体(開く方向)の Strut-and-Tie モデル¹¹⁾

灰色の帯が圧縮ストラット，実線が降伏強度に達したタイ，破線が降伏強度に達しなかったタイ，薄い細線が実験で観察されたひび割れを表している。この結果から梁降伏モードとして図 2-2-2 を示している。なお，梁降伏モードは接合部破壊を表している。

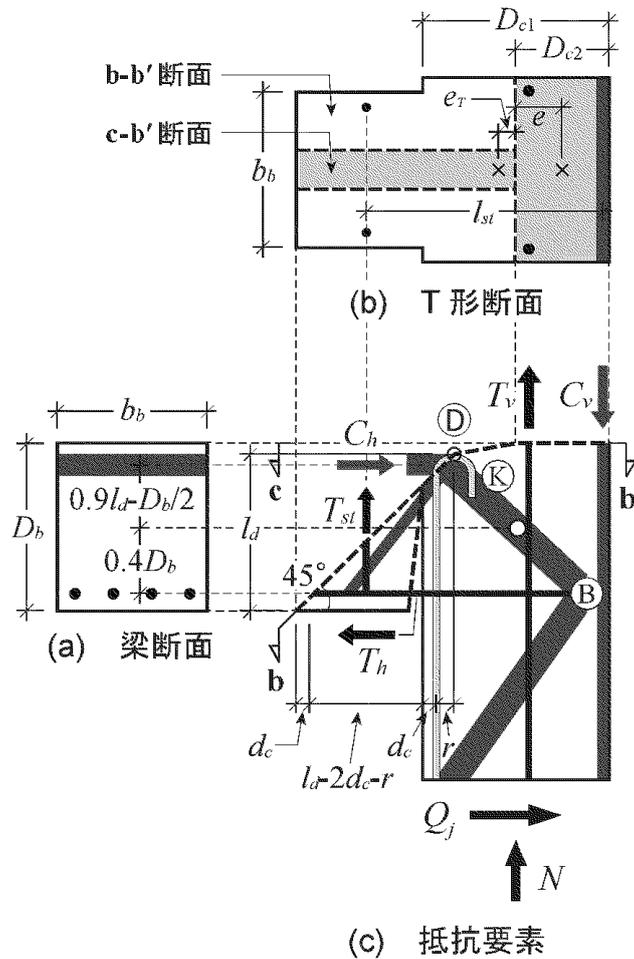


図 2-2-2 梁降伏モードの耐力計算¹¹⁾

梁降伏モードでは、図 2-2-2(a)の梁断面に生じる水平力 T_h , C_h と図 2-2-2(b)に「b-b'断面」として実線で示す T 形断面に生じる鉛直力 T_v , C_v , T_{st} が曲げモーメントに抵抗し、外力 Q_j , N と釣り合う。また、曲げモーメントの基準点は接合部の中心(図 2-2-2(c)の○)としている。

図 2-2-2(a)の梁の負担分 ${}_yM_b$ を次式(2-1)で計算している。

$${}_yM_b = T_h \times 0.4D_b + C_h \times \left(0.9l_d - \frac{D_b}{2} \right) \quad (2-1)$$

ここで T_h は梁の下端筋の断面積と降伏強度の積、 l_d は柱主筋の投影定着長さである。梁断面中心から梁主筋の重心までの距離を、 $D_b/2 - 0.1D_b = 0.4D_b$ で近似している。また、

図 2-2-1(c)に示すように、圧縮力 C_h は柱主筋のフックの先端よりも内側に存在することを考慮して、梁中心から C_h までの距離を $0.9l_d - D_b/2$ としている。さらに、図 2-2-2(c)の水平力に関する釣合条件から次式(2-2)を得ている。

$$C_h = T_h - Q_j \approx T_h - {}_yQ_{c1} \quad (2-2)$$

ただし、せん断力 Q_j は未知数であるので、柱が降伏する時のせん断力 ${}_yQ_{c1}$ で近似している。式(2-2)を式(2-1)に代入して次式(2-3)を得ている。

$${}_yM_b = T_h \times 0.4D_b + (T_h - {}_yQ_{c1}) \times \left(0.9l_d - \frac{D_b}{2} \right) \quad (2-3)$$

ここで、 ${}_yQ_{c1}$ は次式(2-4)による。

$${}_yQ_{c1} = \frac{{}_yM_{c1}}{L + 0.1D_b} \quad (2-4)$$

図 2-2-2(b)の T 形断面の負担分は、2 つのグループに分解して考えている。第 1 は 2 階の柱の寄与分である。2 階の柱に生じる軸力を 1 階柱の軸力 N と等しいものと仮定し、材軸まわりの曲げ強度 ${}_yM_{c2}'$ を計算している。これを接合部の中心(図 2-2-2(c)の○)まわりに補正して次式(2-5)を得ている。 N は圧縮を正としている。

$${}_yM_{c2} = {}_yM_{c2}' + N \cdot e \quad (2-5)$$

ここで、 e は 1 階柱と 2 階柱の中心間距離である。

第 2 に、梁のあばら筋の寄与分について考えている。図 2-2-3 は I-1 試験体の層間変形角 4% rad 時の破壊状況であり、柱主筋のフックの先端付近からひび割れが発生している。

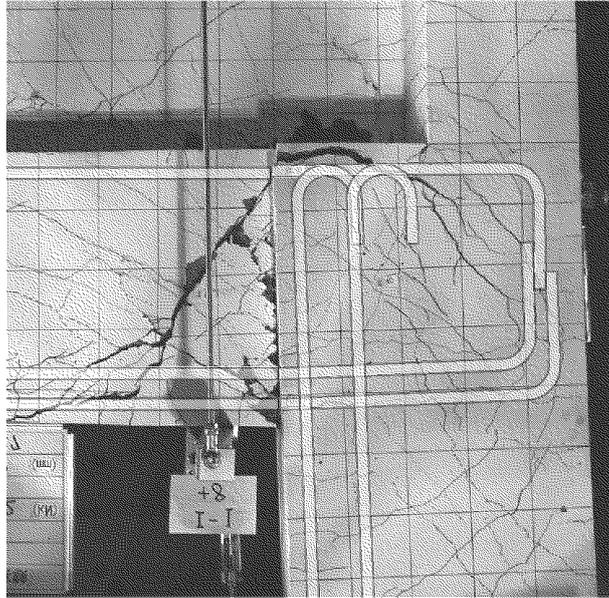


図 2-2-3 I-1 試験体(梁降伏モード)の破壊状況(+4% rad)¹¹⁾

斜めひび割れの始点を図 2-2-2(c)のフックの先端ⓐとし、あばら筋の引張力を式(2-6)で評価している。

$$T_{st} = p_w \cdot \sigma_y \cdot b_b (l_d - 2d_c - r) \quad (2-6)$$

ここで、 p_w はあばら筋比(I-1 試験体では 0.26%、I-1t 試験体では 0.77%)、 σ_y はあばら筋の降伏強度、 b_b は梁幅、 d_c は 1 階柱断面の端から最外端主筋までの距離、 r は折り曲げ半径としている。 $d_c \approx r \approx 0.1D_b$ と仮定すると式(2-6)を式(2-7)としている。

$$T_{st} \approx p_w \cdot \sigma_y \cdot b_b (l_d - 0.3D_b) \quad (2-7)$$

あばら筋の引張力 T_{st} は圧縮力 C_v を増加させるので、 T_{st} によるモーメント寄与分を式(2-8)で評価している。

$${}_y M_{st} = T_{st} \cdot l_{st} \quad (2-8)$$

ここで、 l_{st} は T_{st} と C_v の距離であり、次式(2-9)で近似している。

$$l_{st} \approx \frac{l_d - 0.3D_b}{2} + 0.9D_{c1} \quad (2-9)$$

ここで、 D_{c1} は 1 階の柱せいである。これら 2 つに加えて、柱の内部に定着された壁縦筋の寄与分もあるが、実験⁹⁾の試験体では他の寄与分比べて十分小さい(壁縦筋が降伏するものとして算出すると、本試験体の場合 14 kNm で、接合部耐力 ${}_yM_j$ の 3% 程度である)ことを確認し、ここでは無視されている。これらを合計した値が T 形断面の負担分 ${}_yM_T$ となる。

$${}_yM_T = {}_yM_{c2} + {}_yM_{st} \quad (2-10)$$

以上より、接合部耐力 ${}_yM_j$ を次式(2-11)で計算している。

$${}_yM_j = {}_yM_b + {}_yM_T \quad (2-11)$$

一方、接合部耐力 ${}_yM_j$ に寄与する要素毎に分解して表す場合、式(2-11)の ${}_yM_b$ を梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ と梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ に分解し、式(2-5)、(2-10)を代入すると、式(2-11)は式(2-12)となる。 ${}_yM_{bT}$ 、 ${}_yM_{bQ}$ は式(2-13)、(2-14)となる。

$${}_yM_j = {}_yM_{bT} + {}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' + N \cdot e + {}_yM_{st} \quad (2-12)$$

$${}_yM_{bT} = (0.9l_d - 0.1D_b)T_h \quad (2-13)$$

$${}_yM_{bQ} = -(0.9l_d - 0.5D_b) {}_yQ_{c1} \quad (2-14)$$

[2] 閉じる方向の接合部耐力評価

Strut-and-Tie モデル¹⁰⁾による閉じる方向の I-1 試験体の解析結果を図 2-2-4 に示す。

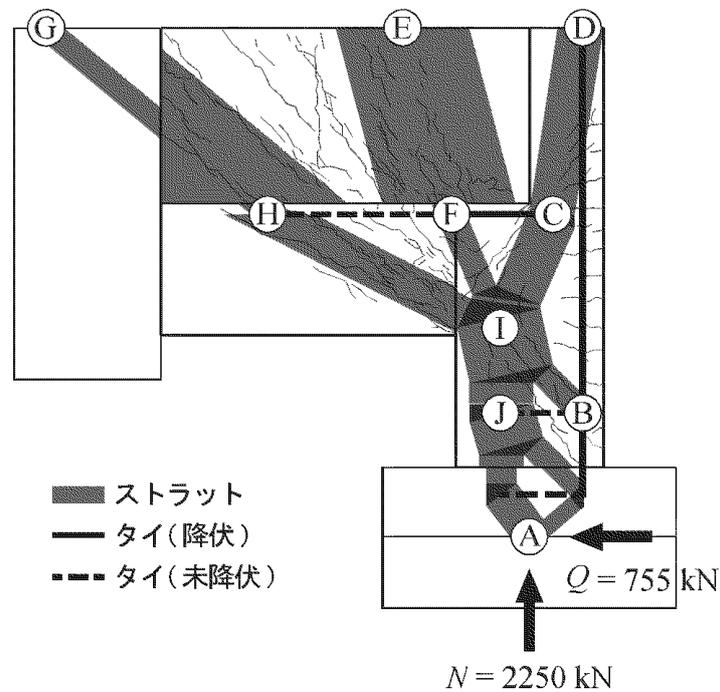


図 2-2-4 I-1 試験体(閉じる方向)の Strut-and-Tie モデル¹²⁾

灰色の帯が圧縮ストラット，実線が降伏強度に達したタイ，破線が降伏強度に達しなかったタイ，薄い細線が実験で観察されたひび割れを表している。

I-1 試験体の層間変形角-2.5% rad 時の破壊状況として図 2-2-5 を示している。

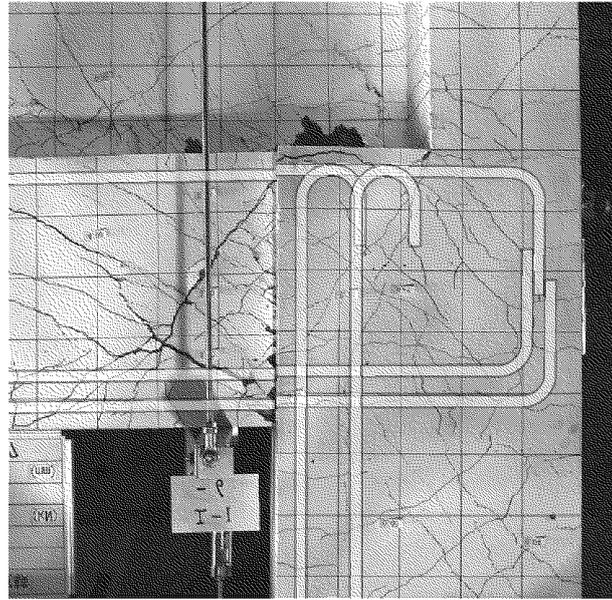


図 2-2-5 I-1 試験体(梁降伏モード)の破壊状況(-2.5% rad)¹²⁾

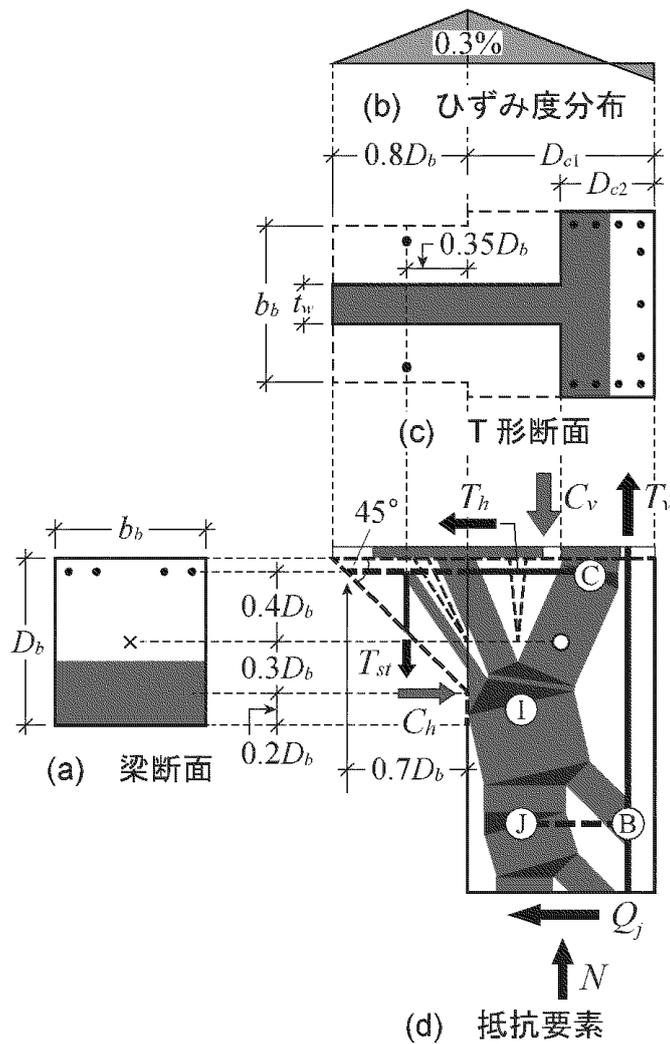


図 2-2-6 梁降伏モードの耐力計算¹²⁾

梁の斜めひび割れとともに、1階柱の左端上側を中心に壁板の圧縮破壊が見られたことから、梁降伏モードの抵抗要素を図 2-2-6(d)のように仮定し、水平力 T_h 、 C_h と鉛直力 T_v 、 C_v 、 T_{st} (図中上半分の矢印)が外力 Q_j 、 N (図中下の矢印)と釣り合うとしている。釣合条件を考える際の曲げモーメントの基準点は、梁と 1階柱の接合部の中心(図 2-2-6(d)の○)としている。また、厳密には、図 2-2-6(d)の上面において、ストラット CD、FE の水平成分を考慮すべきであるが、これらは作用方向が逆のため、相互にキャンセルするので、無視されている。

T_h は図 2-2-4 のタイ CF の引張力を表している。 C_h は図 2-2-4 のストラット IH の水平成分を表している。 T_h 、 C_h の効果を梁の負担分 M_b と呼び、図 2-2-6(a)の梁断面で表し

ている。梁の負担分 ${}_yM_b$ は式(2-15)で計算している。

$${}_yM_b = T_h \times 0.4D_b + C_h \times 0.3D_b \quad (2-15)$$

ここで、 T_h は梁の上端筋の断面積と降伏強度の積である。梁断面中心から梁主筋の重心までの距離を、 $D_b/2 - 0.1D_b = 0.4D_b$ で近似している。また、梁中心から C_h までの距離を、下端から中立軸までの距離を $0.4D_b$ と仮定して、 $D_b/2 - 0.2D_b = 0.3D_b$ としている(図 2-2-6(d)参照)。さらに、図 2-2-6(d)の水平力に関する釣合条件から次式(2-16)としている。

$$C_h = T_h + Q_j \approx T_h + {}_yQ_{c1} \quad (2-16)$$

ただし、せん断力 Q_j は未知数であるので、柱が降伏する時のせん断力 ${}_yQ_{c1}$ で近似している。 ${}_yQ_{c1}$ は次式(2-17)による。

$${}_yQ_{c1} = \frac{{}_yM_{c1}}{L + 0.2D_b} \quad (2-17)$$

ここで、 L は加力点から梁の下端までの距離である。式(2-16)を式(2-15)に代入して次式(2-18)を得ている。

$${}_yM_b = (0.7T_h + 0.3{}_yQ_{c1})D_b \quad (2-18)$$

次に、鉛直力 T_v 、 C_v 、 T_{st} が負担する曲げモーメントについて、 T_v は 2 階柱主筋の引張力であり、図 2-2-4 のタイ BD に対応している。 C_v は 2 階柱と壁板の圧縮力であり、図 2-2-4 のストラット CD、FE に対応している。 T_{st} は図 2-2-6(d)のような梁の斜めひび割れに伴うあばら筋の引張力である。I-1 試験体は梁のあばら筋量が少なかったため図 2-2-4 の解析ではあばら筋は無視されているが、ここでは I-1t 試験体に適用するため、あばら筋が考慮されている。斜めひび割れは、図 2-2-6(d)の水平圧縮力 C_h から斜め 45°

に伸びると仮定している。図 2-2-5 の写真では 45° より小さく見えるが、これらは壁板の圧縮破壊後に顕著となったひび割れである。 C_h の位置を梁の上端筋から $0.7D_b$ としたことから、斜めひび割れを横切るあばら筋の断面積 A_{st} を次式(2-19)で計算している。

$$A_{st} = 0.7D_b \cdot b_b \cdot p_w \quad (2-19)$$

ここで、 b_b は梁幅、 p_w はあばら筋比である。

図 2-2-6(d)の最上面で切断した断面を図 2-2-6(c)に実線で示し、これを T 形断面と呼んでいる。また、図 2-2-6(c)の破線は、梁の斜めひび割れ(図 2-2-6(d)の破線)と 1 階柱の断面を表している。T 形断面の軸力は、1 階柱の軸力と等しいものと仮定している。この T 形断面について平面保持を仮定すると、左端で圧縮ひずみ度が最大になるが、図 2-2-5 のように、実際には 1 階柱の左端上部での圧縮破壊が顕著であり、図 2-2-6(b)で近似できるひずみ度分布であったと推定している。

このひずみ度分布に対応する T 形断面の曲げモーメントを次のように算出している。以下の計算のコンクリートの σ - ε 関係には Hognestad モデル³⁾を用いている。最初に、図 2-2-7(a)のように T 形断面の左端から $0.8D_b$ の部分を取り出し、左端のひずみ度がゼロ、右端のひずみ度が 0.3% になるときの軸力 N_w と曲げモーメント(一点鎖線まわり) M_w' を計算する。

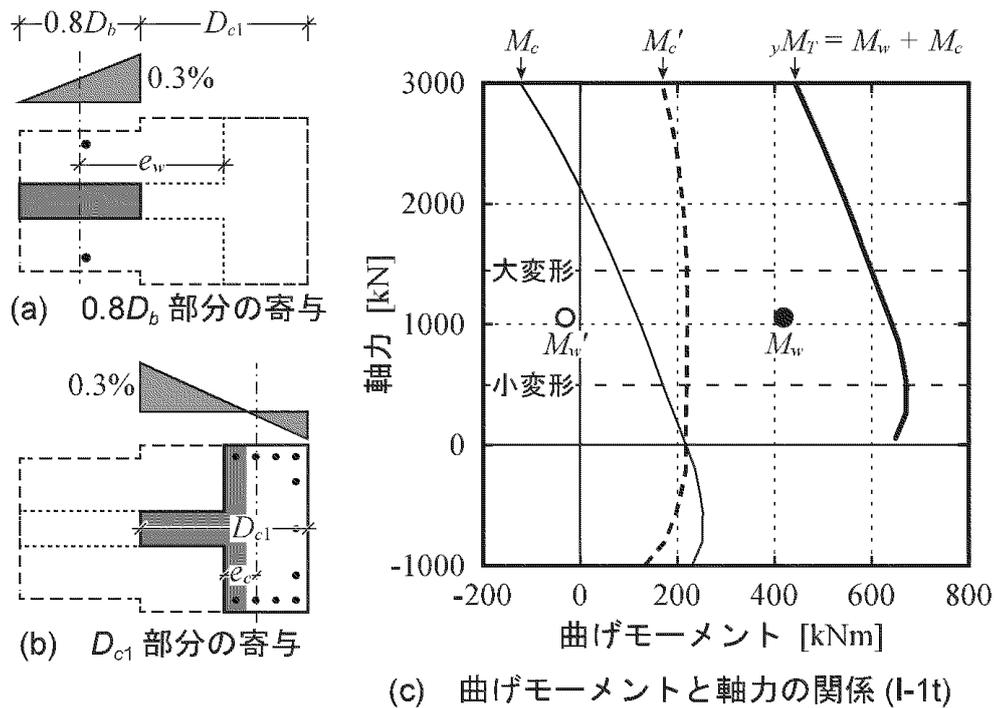


図 2-2-7 T 形断面の終局曲げモーメント¹²⁾

この際、あばら筋は圧縮鉄筋として考慮している。これは、 T_{st} は図 2-2-6(d)のように下向きであり、壁板の圧縮力を軽減する方向に働くためである。また、あばら筋のひずみ度は壁板のひずみ度と等しいものと仮定されている。これは次の 3 点の理由によるとしている。

- (1) 仮定する梁降伏モードの変形から、あばら筋の伸び量と壁板の圧縮量がほぼ等しいと見なせる。
- (2) 図 2-2-5 のひび割れ状況から、あばら筋のひずみは高さ $0.8D_b = 360\text{mm}$ にわたってほぼ一様と見なせる。
- (3) 壁板の圧縮領域の高さは $1.5 \times 2.5t_w = 375\text{ mm}$ 程度であり、あばら筋の長さと同程度

であると見なせる。

図 2-2-7(c)に I-1t 試験体の N_w , M_w' が○で示されている。0.8 D_b 領域の負担軸力 N_w は一意的に定まるため、 N_w – M_w' の相関曲線は存在しない。図 2-2-7(a)において、一点鎖線から 1 階柱の中心までの距離は $e_w = 0.4D_b + D_{c1}/2$ であることから、1 階柱の中心まわりの曲げモーメントを式(2-20)で評価している。これが図 2-2-7(c)に●で示されている。

$$M_w = M_w' + N_w \cdot e_w \quad (2-20)$$

次に、図 2-2-7(b)のように右端から D_{c1} の部分を取り出し、左端のひずみ度が 0.3% になるときの軸力 N_c と図心(一点鎖線)まわりの曲げモーメント M_c' を計算する。その結果(I-1t 試験体)が図 2-2-7(c)に破線で示されている。図心から 1 階柱の中心までの距離を e_c とすると、1 階柱の中心まわりの曲げモーメントを式(2-21)で評価している。

$$M_c = M_c' - N_c \cdot e_c \quad (2-21)$$

N_c , M_c を図 2-2-7(c)に細線で示している。T 形断面の軸力と終局曲げモーメント ${}_yM_T$ は、それぞれ $N_w + N_c$, $M_w + M_c$ で計算でき、図 2-2-7(c)に太線で示している。1 階柱の軸力 $N = N_w + N_c$ に対応する T 形断面の曲げ強度を式(2-22)としている。

$${}_yM_T = M_w + M_c \quad (2-22)$$

以上より、接合部耐力 ${}_yM_j$ は、梁の負担分 ${}_yM_b$ と T 形断面の負担分 ${}_yM_T$ の和として次式(2-23)で計算している。

$${}_yM_j = {}_yM_b + {}_yM_T \quad (2-23)$$

一方、接合部耐力 ${}_yM_j$ に寄与する要素毎に分解して表す場合、式(2-23)の ${}_yM_b$ を梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ と梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ に分解し、式(2-21)、(2-22)を代入すると、式(2-23)は式(2-24)となる。 ${}_yM_{bT}$ 、 ${}_yM_{bQ}$ は式(2-25)、(2-26)となる。

$${}_yM_j = {}_yM_{bT} + {}_yM_{bQ} + M_w + M_c' - N_c \cdot e_c \quad (2-24)$$

$${}_yM_{bT} = 0.7D_b \cdot T_h \quad (2-25)$$

$${}_yM_{bQ} = 0.3D_b \cdot {}_yQ_{c1} \quad (2-26)$$

2.2.2 設計方法の概要

提案する設計方法は、2.2.1 項に示した文献 11), 12)の接合部耐力評価方法を簡略化し、梁主筋による耐力(式(2-13), (2-25)の ${}_yM_{br}$)を制御することで、接合部耐力が1階柱耐力を上回るようにする。接合部耐力を制御する要素を梁主筋による耐力とした理由を以下に示す。[1]柱軸力や壁負担分などは鉄筋量ではコントロールできないため、設計で調整することが難しい。[2]あばら筋による効果は大きくなく、接合部耐力を補うには限界がある。[3]2階柱主筋も柱せいを著しく小さくしている場合は、あばら筋と同様に限界がある。

接合部耐力が1階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(以下、必要梁耐力)と1階柱耐力の比を必要梁耐力比 m_n とする。必要梁耐力比 m_n の詳細は2.2.3項に後述する。本論文では、梁主筋による耐力を除く接合部要素の耐力の下限を規定できる様に仕様規定を設け、それに適合する1階柱及び接合部モデルの必要梁耐力比 m_n を算定し、仕様規定の範囲内における m_n の上限を得る。この上限を上回り、かつ容易な計算で求められるように設計用の必要梁耐力と1階柱耐力の比(以下、設計用必要梁耐力比 m_d)を定める。実務設計では m_d に1階柱耐力を乗じて必要梁耐力を算定する。

図 2-2-8 に接合部設計のフローチャートを示す。以下に、図 2-2-8 の i), ii)の概略を示す。

- i)仕様規定の確認：1階柱及び接合部耐力に寄与する要素断面が、提案する仕様規定に適合していることを確認する。これは仕様規定を満足することにより、梁主筋による耐力を除いた接合部要素耐力を確保するものである。
- ii)梁の検定：梁主筋による耐力が、必要梁耐力を確保していることを確認する。必要耐力は m_d に1階柱耐力を乗じて算定する。

設計用必要梁耐力比 m_d は、仕様規定によって制限した本設計法の適用範囲を網羅するように設定した多数の建物モデルを用いた必要梁耐力比 m_n のケーススタディ(2.4.1項および2.4.2項参照)に基づき、そこで得られた m_n を上回るように設定する(2.4.3項参照)。これは本論文中で接合部耐力を計算し、 m_d を設定することで、実務設計の際には梁主筋を除く接合部要素の耐力を算定しなくとも必要梁耐力が得られるようにするためである。

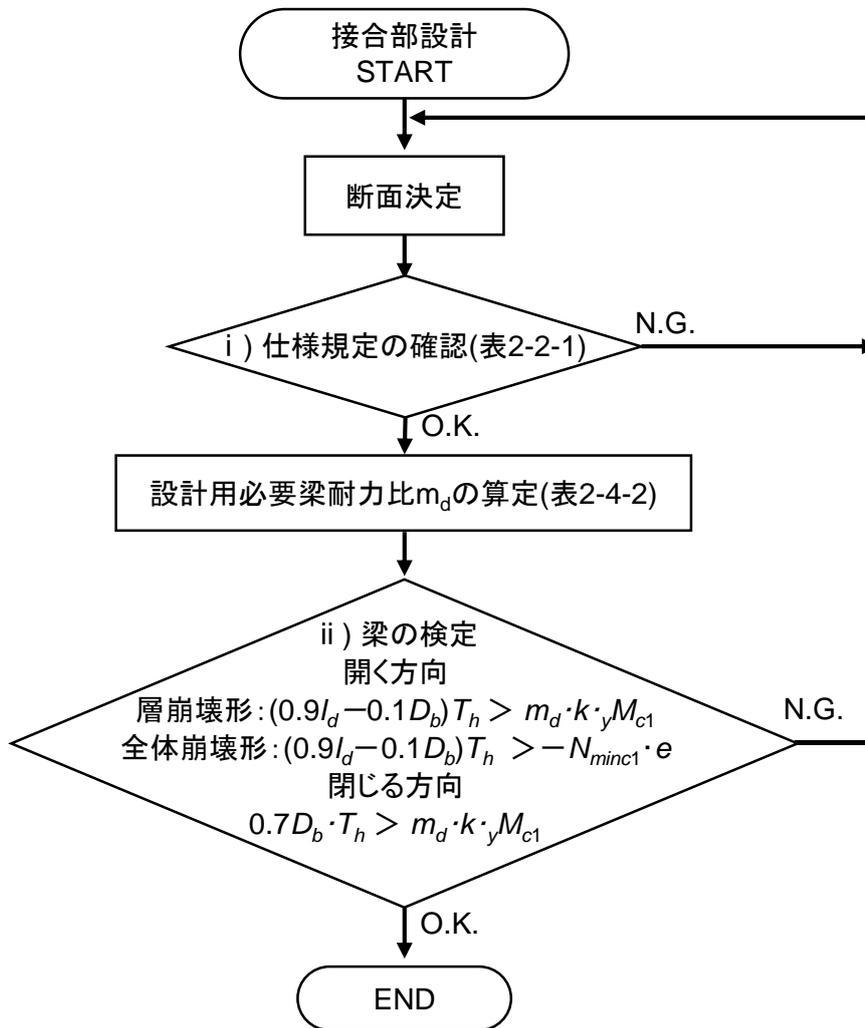


図 2-2-8 接合部設計のフローチャート

2.2.3 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

開く方向(式(2-12))で、接合部耐力 ${}_yM_j$ が 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ を上回る(式(2-27))ためには、梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ は式(2-28)とする必要がある。

$${}_yM_j > k \cdot {}_yM_{c1} \quad (2-27)$$

$${}_yM_{bT} > k \cdot {}_yM_{c1} - \left({}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' + N \cdot e + {}_yM_{st} \right) \quad (2-28)$$

ここで、1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ はヒンジ位置の耐力であるが、接合部耐力 ${}_yM_j$ は柱梁軸芯(節点)位置の耐力のため、 ${}_yM_{c1}$ を節点位置の耐力に補正するために補正係数 k を乗じる(図 2-2-9)。 k はヒンジ位置を梁面とし 1 階柱の柱頭柱脚にヒンジが生じる場合には式(2-29)で与えられる。

$$k = 1 + \frac{D_b}{h_0} \quad (2-29)$$

k : ヒンジ位置の耐力を節点位置の耐力に補正する係数

h_0 : 柱の内法長さ(mm)

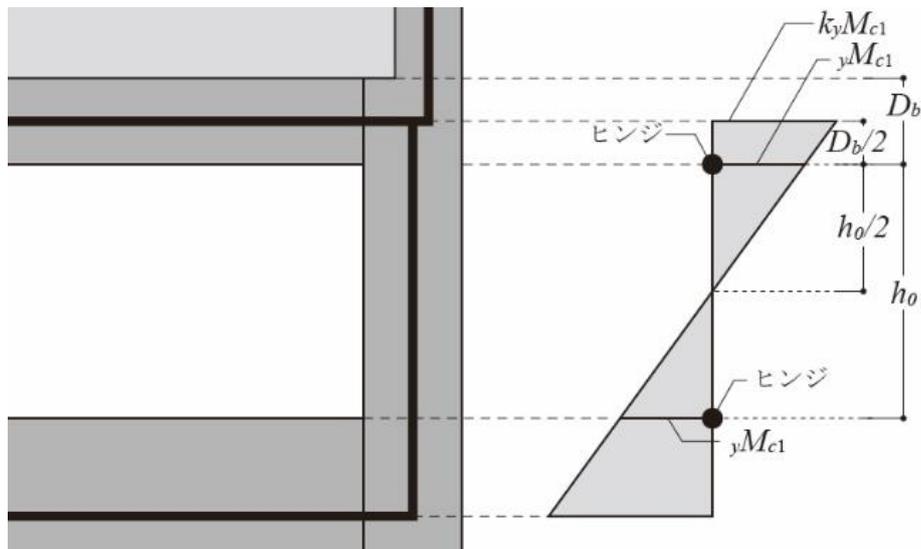


図 2-2-9 節点位置の 1 階柱耐力耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$

式(2-28)の右辺が、接合部耐力が1階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(必要梁耐力)である。必要梁耐力と1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の比(以下、必要梁耐力比 m_n)を式(2-30)とすると、式(2-28)は式(2-31)の様に必要梁耐力を1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ と必要梁耐力比 m_n の積で表すことが出来る。閉じる方向(式(2-24))も同様に ${}_yM_{bT}$ は式(2-32)とする必要があり、必要梁耐力比 m_n を式(2-33)とすると、式(2-32)を式(2-31)で表すことが出来る。

$$m_n = 1 - \frac{{}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' + N \cdot e + {}_yM_{st}}{k \cdot {}_yM_{c1}} \quad (2-30)$$

$${}_yM_{bT} > m_n \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (2-31)$$

閉じる方向

$${}_yM_{bT} > k \cdot {}_yM_{c1} - \left({}_yM_{bQ} + M_w + M_c' - N_c \cdot e_c \right) \quad (2-32)$$

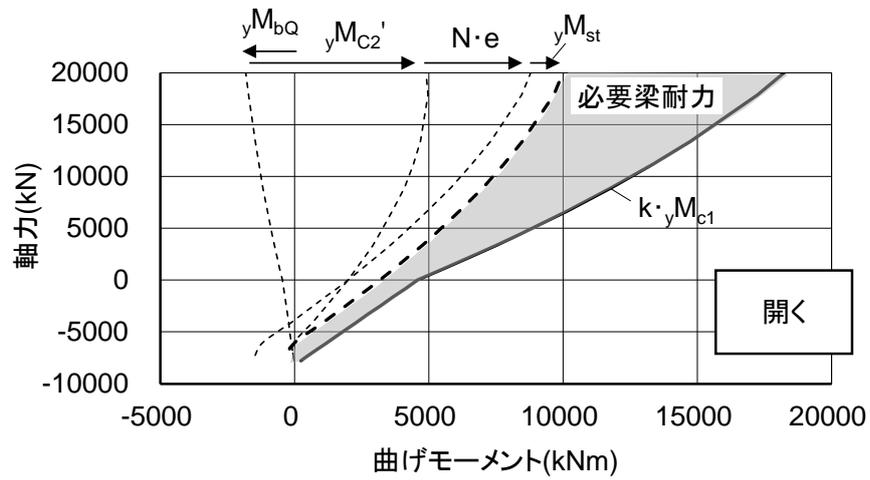
$$m_n = 1 - \frac{{}_yM_{bQ} + M_w + M_c' - N_c \cdot e_c}{k \cdot {}_yM_{c1}} \quad (2-33)$$

梁主筋を除く接合部要素の耐力(式(2-30), (2-33)の右辺第2項の分子)の下限を規定する様に仕様規定を設定し、それに適合する1階柱及び接合部モデルの必要梁耐力比 m_n を算定することで、仕様規定の範囲内における必要梁耐力比 m_n の上限を得ることが出来る。その上限に基づいて、式(2-34)を満たし設計時に計算が容易な、設計用必要梁耐力比 m_d を本論文で定める。そうすることで設計では、提案する仕様規定を満たす接合部は、 m_d を使い式(2-35)を満たすことで、梁主筋を除く接合部要素の耐力を算定する事無く、接合部耐力が1階柱耐力を上回ることが可能となる。

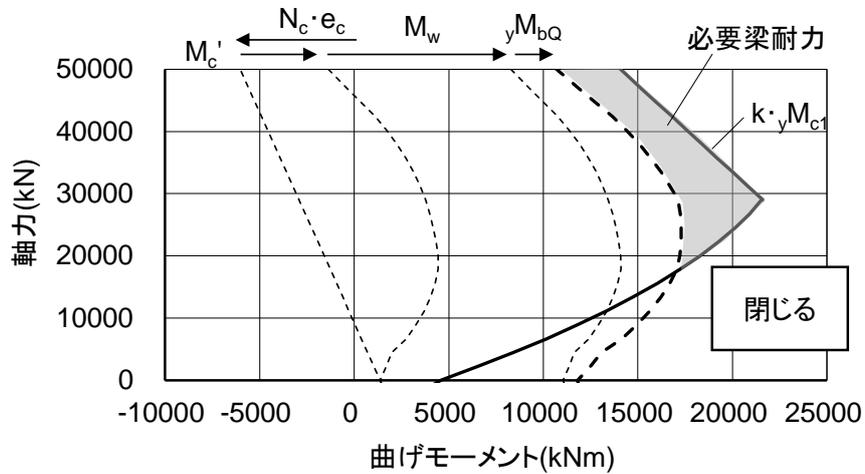
$$m_d \geq m_n \quad (2-34)$$

$${}_yM_{bT} > m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (2-35)$$

図 2-2-10 に、2.3 節で後述する 1 階柱と接合部モデルの 1 つ(09F0710)を例として、各接合部要素の耐力と必要梁耐力(灰色部)を示す。縦軸の柱軸力は圧縮を正、引張を負とする。



(a)開く方向



(b)閉じる方向

図 2-2-10 各接合部要素の耐力と必要梁耐力 (例 09F0710)

式(2-30), (2-33)より必要梁耐力比 m_n は1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ に乗じる係数であるため, その値は ${}_yM_{c1}$ の算定式に依存し, かつ梁の検定(図 2-2-8 ii))では設計用必要梁耐力比 m_d に ${}_yM_{c1}$ を乗じて必要梁耐力を求める。このため, 実務設計で算定される ${}_yM_{c1}$ と本論文で m_n を算定する ${}_yM_{c1}$ は同じ算定式である必要がある。文献 11), 12)では ${}_yM_{c1}$ を平面保持仮定と材料の構成則を用いた断面解析を用いたが, 実務設計で広く使われている方法とは言えない。そこで本論文では式(2-36)~(2-38)³⁾によって ${}_yM_{c1}$ を算定することとした。

$$N_{\min c1} \leq N < 0$$

$${}_yM_{c1} = 0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.5N \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} \quad (2-36)$$

$$0 \leq N \leq N_{bc1}$$

$${}_yM_{c1} = 0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.5N \cdot D_{c1} \left(1 - \frac{N}{b_{c1} D_{c1} F_c} \right) \quad (2-37)$$

$$N_{bc1} < N \leq N_{\max c1}$$

$${}_yM_{c1} = \left(0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.024(1 + g_{lc1})(3.6 - g_{lc1})b_{c1} \cdot D_{c1}^2 \cdot F_c \right) \left(\frac{N_{\max c1} - N}{N_{\max c1} - N_{bc1}} \right) \quad (2-38)$$

$$N_{bc1} = 0.22(1 + g_{lc1})b_{c1} \cdot D_{c1} \cdot F_c \quad (2-39)$$

$$N_{\max c1} : 1 \text{ 階柱圧縮軸耐力(kN)} \quad (= b_{c1} \cdot D_{c1} \cdot F_c + a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1})$$

$$N_{\min c1} : 1 \text{ 階柱引張軸耐力(kN)} \quad (= -a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1})$$

$$a_{gc1} : 1 \text{ 階柱全主筋断面積(mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{yc1} : 1 \text{ 階柱主筋降伏強度(N/mm}^2\text{)}$$

$$F_c : \text{コンクリート強度(N/mm}^2\text{)}$$

$$g_{lc1} : 1 \text{ 階柱主筋重心間距離と柱せいの比}$$

図 2-2-10 に示す様に, 閉じる方向で太破線が太実線を上回る部分は, 梁主筋を除く接合部要素の耐力だけで1階柱耐力 kM_a を上回り, 梁主筋による耐力を必要としないことを意味する。

2.2.4 仕様規定

表 2-2-1 の 4 列目に本論文で提案する設計用必要梁耐力 m_d を使用するために設定した仕様規定, 5 列目にそれに基づいて 3 章で設定するモデルのパラメーター, 6 列目にそのパラメーターが増加した場合の m_n の傾向を示す。表 2-2-1 の 4 列目は, 法令及び文献 5) を満足した上で, 規定を満たすことを確認する必要がある。仕様規定の設定は, 本論文にて m_n の算定モデルで考慮する範囲, もしくは m_n の算定上安全側の評価となるパラメーターの上下限とし, その一部に設計において満たす必要のある法令及び文献 5) の規定を用いる。そのため, 表 2-2-1 の 4 列目に[]で記載するこれらの規定は自動的に満たされることとなる。

表 2-2-1 仕様規定と m_n 算定モデルのパラメーター

分類	No	項目	m_n を使用するための仕様規定 ^{※2}	m_n 算定モデル(2.3節)のパラメーター	パラメーターが増加する場合の m_n の傾向
躯体形状	①	D_{c2}/D_{c1}	$0.5 \leq D_{c2}/D_{c1} \leq 1.0$	$D_{c2}/D_{c1} = 0.5, 0.7, 0.9$	減少
	②	D_b/D_{c1}	$0.6 \leq D_b/D_{c1} \leq 1.2$	$D_b/D_{c1} = 0.6, 0.8, 1.0, 1.2$	開く方向: 増加 閉じる方向: 減少
	③	b_{c2}	$b_{c2} = b_{c1}$	$b_{c2} = b_{c1}$	パラメーターの増加は想定しない
	④	t_w	$t_w \geq 0.2b_{c1}$	$t_w = 0.2b_{c1}$	減少
	⑤	h_0	$[2.5D_{c1} \leq] h_0 \leq 5.0D_{c1}$	$h_0 = 2.5D_{c1}, 5.0D_{c1}$	開く方向: 概ね減少するが, 偏心曲げが大きい場合は増加する 閉じる方向: D_b/D_{c1} が小さい場合は増加
材料強度	⑥	F_c	$[18 \text{ N/mm}^2 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2]$ 1階柱, 梁, 2階柱, 壁は同じ F_c とする。	$F_c = 36, 48, 60 \text{ N/mm}^2$ 1階柱, 梁, 2階柱, 壁は同じ F_c とする。	増加
	⑦ ^{※1}	σ_{yc1} σ_{yc2}	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD490) $345 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{yc1} \leq 515 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD390) (SD490) $\sigma_{yc1} = 345, 380, 429, 515 \text{ N/mm}^2$	概ね増加するが, 偏心曲げが大きい場合は減少する
柱主筋	⑧	ρ_{gc1}	$[0.8\% \leq] \rho_{gc1} \leq 2.0\%$	$\rho_{gc1} = 0.7 \sim 2.1\%$	
	⑨	g_{1c1}	$0.50 \leq g_{1c1} \leq 0.75$	$g_{1c1} = 0.50 \sim 0.75$	
	⑩	l_d	$[l_d \geq 0.75D_b]$	$l_d = 0.75D_b$	開く方向: 増加 閉じる方向: 影響しない
	⑪	a_{tc2}	$a_{tc2} = a_{tc1}$	$a_{tc2} = a_{tc1}$	パラメーターの増加は想定しない
	⑫	a_{gc2}	$a_{gc2} \geq 0.75a_{gc1}$	$a_{gc2} = 0.75a_{gc1}$	減少
あばら筋	⑬	ρ_w	式(2-41) ρ_w は柱面より $0.7D_b$ の範囲に適用する。	式(2-41)の右辺の値	減少
評耐力	⑭	M_{c1}	耐力評価は式(2-36)~(2-38)による。	耐力評価は式(2-36)~(2-38)による。	-

※1: 必要梁耐力比 m_n 算定のモデルにおける鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の1.1倍(SD490は1.05倍)とする。ただし, 低い鉄筋強度をパラメーターとして用いる変動モデルD3,D5のSD345は, 1.1倍を考慮しない。

※2: []内は設計上満たす必要のある文献3), 5)による規定を示す。

以下に仕様規定の設定理由を示す。なお、一部の範囲設定については提案する簡易な設計方法の適用範囲として実際の設計で使用が想定される範囲に設定した。

①2階柱せいと1階柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} は、 D_{c2} が過度に小さくなることを防止するため0.5を下限とし、1.0を上限とした。なお、2.3節で定める m_n 算定モデルでは D_{c2}/D_{c1} の最大は0.9であるが、 D_{c2} は大きいほど m_n が小さくなるため、1.0まで適用とした。

②梁せいと1階柱せいの比 D_b/D_{c1} は、①と同じく D_b が過度に小さくなることを防止するため下限を0.6とした。また、 D_b が大きくなると接合部耐力は上がるが、開く方向は k による影響で m_n が増加する。そのため、 m_d 設定上 D_b/D_{c1} に上限を設けることとした。一般に設計では建物高さやコストを抑制するために D_b を小さくする 경우가多く、 D_b を大きくする設計は使用頻度が低いと考え、1.2を上限とした。

③2階柱幅 b_{c2} は、2階柱せい D_{c2} を小さくする場合、配筋の納まり等から1階柱幅 b_{c1} と同じとする場合が多い。また、本論文では一般的なピロティ架構を想定して D_{c2} を小さくする場合をテーマとしており、幅とせいの両方が小さくなることで2階柱断面が過度に小さくなるのを防止するために b_{c2} は b_{c1} と同一とした。

④壁厚 t_w は厚くなる程、式(2-33)の壁による耐力 M_w が上昇し、 m_n を小さくするため、柱幅 b_{c1} の0.2倍を下限とした。

⑤1階柱の内法長さ h_0 は値が大きい程、式(2-29)の k を小さくし、1階柱耐力を減少させる。一方、 h_0 が大きくなると1階柱の降伏時せん断力 ${}_yQ_{c1}$ は小さくなり、梁軸力の項 ${}_yM_{bQ}$ によって開く方向は接合部耐力が増加し、閉じる方向は接合部耐力が減少する。そのため h_0 は上下限を設ける。下限は文献3)の h_0 の下限と同一の $2.5D_{c1}$ とした。上限は D_b の上限と同じく設計上の観点から h_0 が大きくなる方の頻度は低いと考えられるため、下限の2倍の $5.0D_{c1}$ を上限とした。

⑥コンクリート強度 F_c は1階柱と接合部要素の梁、2階柱、壁は同じとした。 F_c が高い程、1階柱、2階柱、壁全てで耐力は増加するが、弾性係数 E_c は文献5)より強度の3乗根に比例するため、 F_c に対する E_c の比は F_c が高い程小さくなる。接合部要素の2階柱及び壁による耐力は、コンクリートの応力度-ひずみ関係(Hognestadモデル¹³⁾)を考慮した平面保持仮定によるひずみ0.3%時の耐力のため、 F_c が高い程、式(2-36)~(2-38)で算定する1階柱耐力より相対的に小さくなり、 m_n は大きくなる。以上より、 F_c の上限は文献5)の設計基準強度の上限と同じ 60 N/mm^2 とした。そのため、文献5)の規定により、

コンクリート強度は上限 60 N/mm^2 と下限 18 N/mm^2 が適用される。

⑦1 階柱主筋の強度 σ_{yc1} は高い程、1 階柱耐力が上がり、相対的に接合部耐力を小さくするため、概ね m_n を増加させる傾向がある。しかし、式(2-30)、(2-33)の偏心曲げの項 ($N \cdot e$, $N_c \cdot e_c$) は接合部耐力を減少させるため、軸力や偏心距離によって偏心曲げが大きい場合は、1 階柱耐力が小さい方が、式(2-30)、(2-33)の右辺第 2 項の分母が小さくなることで、 m_n を大きく評価する場合がある。以上から σ_{yc1} は上下限を設ける。一般的な主筋の材種として SD345 を下限、SD490 を上限とし、強度は SD490 の 1.05 倍の強度割増しを考慮し、 345 N/mm^2 から 515 N/mm^2 までとした。また 2 階柱主筋の強度 σ_{yc2} は σ_{yc1} と同一とした。

⑧1 階柱の全鉄筋比 p_{gc1} は、⑦と同じく値が大きい方が 1 階柱耐力を上げ、概ね m_n を増加させるが、偏心曲げが大きい場合は m_n を減少させる。そのため、 p_{gc1} も上下限を設ける。下限は文献 5) の柱に対する p_g の下限と同一の 0.8 % とした。一方、上限について、水平力に対して必要な柱の主筋量は内法高さによって変わり、2.3.1 項に後述する基本モデルの様に 1 階柱の内法高さ h_0 が $2.5D_{c1}$ で、せん断応力度の条件も満足させると p_{gc1} は 1.0 % 程度となり、これ以上 p_{gc1} を大きくすることは難しい。しかし、 h_0 が $2.5D_{c1}$ より大きくなる場合、柱の負担せん断力に対して曲げモーメントは大きくなり、必要な p_{gc1} も大きくなる。そのため、⑤に示す h_0 の上限に対応して、 p_{gc1} の上限は 3.3.1 項で後述する 1 階柱基本モデルの約 2 倍の 2.0 % とした。

⑨1 階柱の g_{1c1} も⑦、⑧と同じ理由から上下限を設ける。一般的には 0.6~0.7 程度の値となるため、これを含む範囲として下限は 0.5、上限は 0.75 とする。

⑩1 階柱主筋の定着投影長さ l_d は、開く方向の梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ 、梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ 、あばら筋による耐力 ${}_yM_{st}$ に影響する。その中の ${}_yM_{bQ}$ は接合部耐力を減少させるため、 l_d が増加すると m_n を僅かに増加させる。しかし、 l_d の増加は開く方向の梁の設計で ${}_yM_{bT}$ を増加させるため、必要な T_h はより小さくなる。これらを勘案し、 l_d は下限のみを定める。下限は、文献 5) による柱主筋の定着投影長さの下限と同一の $0.75D_b$ とする。そのため、文献 5) の規定により、この下限が適用される。

⑪2 階柱の引張鉄筋量 a_{tc2} (図 2-2-11) は、 D_{c2} を小さくする上で接合部耐力確保のため 1 階柱と同一とした。

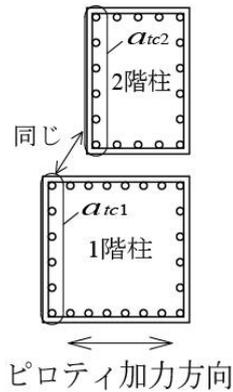


図 2-2-11 柱の引張鉄筋

⑫2 階柱の全鉄筋量 a_{gc2} も⑪と同じく 1 階柱と同一が望ましいが、 D_{c2} を小さくする場合、同一の配筋が困難なことがある。そのため、 a_{gc2} の下限は 1 階柱の全鉄筋量 a_{gc1} の 0.75 倍とした。また、 a_{gc2} は値が増加すると式(2-30)、(2-33)の ${}_yM_{c2}'$ 、 M_c' が上がり m_n は減少するため、 m_n 算定用のモデルは a_{gc2} の下限でモデル化する。

⑬あばら筋は、通常開く方向の方が接合部耐力に対して寄与するため、あばら筋比 p_w の下限は、開く方向のあばら筋引張耐力 T_{st} (式(2-40))が 1 階柱の引張軸耐力(N_{min})の 1 割以上となる様に式(2-41)とした。

$$T_{st} = p_w \cdot \sigma_w \cdot b_b (l_d - 0.3D_b) \quad (2-40)$$

$$p_w \geq \frac{-0.1N_{min}}{\sigma_w b_b (l_d - 0.3D_b)} \quad (2-41)$$

p_w の下限を定数ではなく N_{min} に応じた値とすることで、1 階柱の主筋による耐力に応じた p_w とすることが出来る。なお、⑫と同じく p_w が増加する程、式(2-30)、(2-33)の ${}_yM_{st}$ 、 M_w が増加し、 m_n は減少するため、 m_n 算定用のモデルは p_w の下限でモデル化する。また仕様規定に定める p_w を適用する範囲は、接合部耐力に有効なあばら筋の範囲の広い方となる閉じる方向より、柱面から $0.7D_b$ (図 2-2-12)とする。

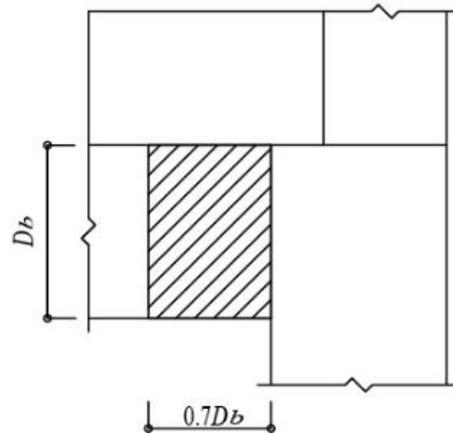


図 2-2-12 p_w の適用範囲

⑭2.2.3 項で前述した様に，実務設計で使用する 1 階柱耐力の評価方法は， m_n 算定に使用するものと同じである必要があるため，式(2-36)～(2-38)による評価とする。

また梁幅 b_b は，設計において p_w 算定に影響するものの直接耐力計算に影響しないため，仕様規定には加えていない。

2.2.5 梁の検定

開く方向の梁の検定は式(2-13), (2-35)より, 式(2-42)を満足させるものとする。なお, 文献3)ではピロティ階の崩壊を許容する設計において, 1階柱の曲げ降伏による層崩壊形と, 開く方向の柱の引張降伏による全体崩壊形の2種類を規定しているが, 全体崩壊形の場合, 開く方向の柱は, $N=N_{minc1}$, ${}_yM_{c1}=0$ となるため, 式(2-30)による m_n の評価が出来ない。さらに ${}_yM_{bQ}=0$, ${}_yM_{c2}'=0$ となるものの, 引張軸力時に $N \cdot e$ が接合部耐力を減じるため, ${}_yM_{c1}=0$ であっても必ず接合部が破壊しないとは言えない。これらを勘案して, 全体崩壊形の開く方向は安全側に式(2-28)の ${}_yM_{sr}=0$ として式(2-43)を満足させるものとした。閉じる方向は式(2-25), (2-35)より, 式(2-44)を満足させるものとする。

以上より梁の検定は, 開く方向は層崩壊形の場合は式(2-42), 全体崩壊形の場合は式(2-43), 閉じる方向は式(2-44)を満たすものとする。

開く方向(層崩壊形)

$$(0.9l_d - 0.1D_b)T_h > m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (2-42)$$

開く方向(全体崩壊形)

$$(0.9l_d - 0.1D_b)T_h > -N_{minc1} \cdot e \quad (2-43)$$

閉じる方向

$$0.7D_b \cdot T_h > m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (2-44)$$

2.3 必要梁耐力比 m_n 算定モデル

2.3.1 1 階柱モデル

m_n を算定するための 1 階柱モデルは、建物を想定したピロティ架構に対して検討を行い、定めた基本モデルと、それを基にパラメーターを変化させたモデルとする。基本モデルはピロティ架構 1 階柱の曲げ降伏及び柱の軸降伏(圧縮及び引張)を想定して 1 階の保有水平耐力 Q_u を算定し、文献 3) の「付録 1-6.2 ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」を参考とした以下に示す検討条件を満足する断面とした。

保有水平耐力 $Q_u \geq$ 必要保有水平耐力 Q_{um} (式(2-45))

$$Q_{um} = D_s \cdot F_{es} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i \quad (2-45)$$

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 偏心率と剛性率による割増係数

Z : 地域係数(1.0)

R_i : 振動特性係数

A_i : 層せん断力分布係数(等分布の場合は 1.0)

C_0 : 標準層せん断力係数(1.0)

W_i : i 階が支える重量

この時 $D_s F_{es}$ は層崩壊での $\alpha_p D_s$ より 0.55 とした。層せん断力分布形は A_i 分布と等分布の 2 ケースとした。

$$\sigma_{0c1}/F_{cc1} \leq 0.35$$

$$p_{tc1} \leq 0.8 \%$$

$$\tau_{uc1}/F_{cc1} \leq 0.1$$

$$N/N_{minc1} \leq 0.75 \quad (\text{層崩壊の場合})$$

p_{tc1} : 1 階柱の引張鉄筋比

σ_{0c1} : 崩壊メカニズム時の軸方向応力度(N/mm²) ($= N/(b_{c1} \cdot D_{c1})$)

τ_{uc1} : 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度(N/mm²) ($= Q_{c1}/(b_{c1} \cdot D_{c1})$)

想定する建物は14階(高さ44.00 m)、9階(高さ27.75 m)、4階(高さ11.85 m)の共同住宅、1階階高はそれぞれ6.30 m、4.55 m、3.15 m、基準階階高は一律2.9 mとした。1階階高は $h_0+D_b=3.5D_{c1}$ ($h_0=2.5D_{c1}$, $D_b=D_{c1}$)とした。平面形状はピロティ方向のスパン12 m、直交方向スパン6.2 m、Y1,Y2通りに1.8 mの片持ちスラブを配置する形状とした。図2-3-1に各想定建物の略伏図、略軸組図、図2-3-2と表2-3-1に1階柱断面を示す。モデル名称は想定した建物規模より14F、09F、04Fとする。

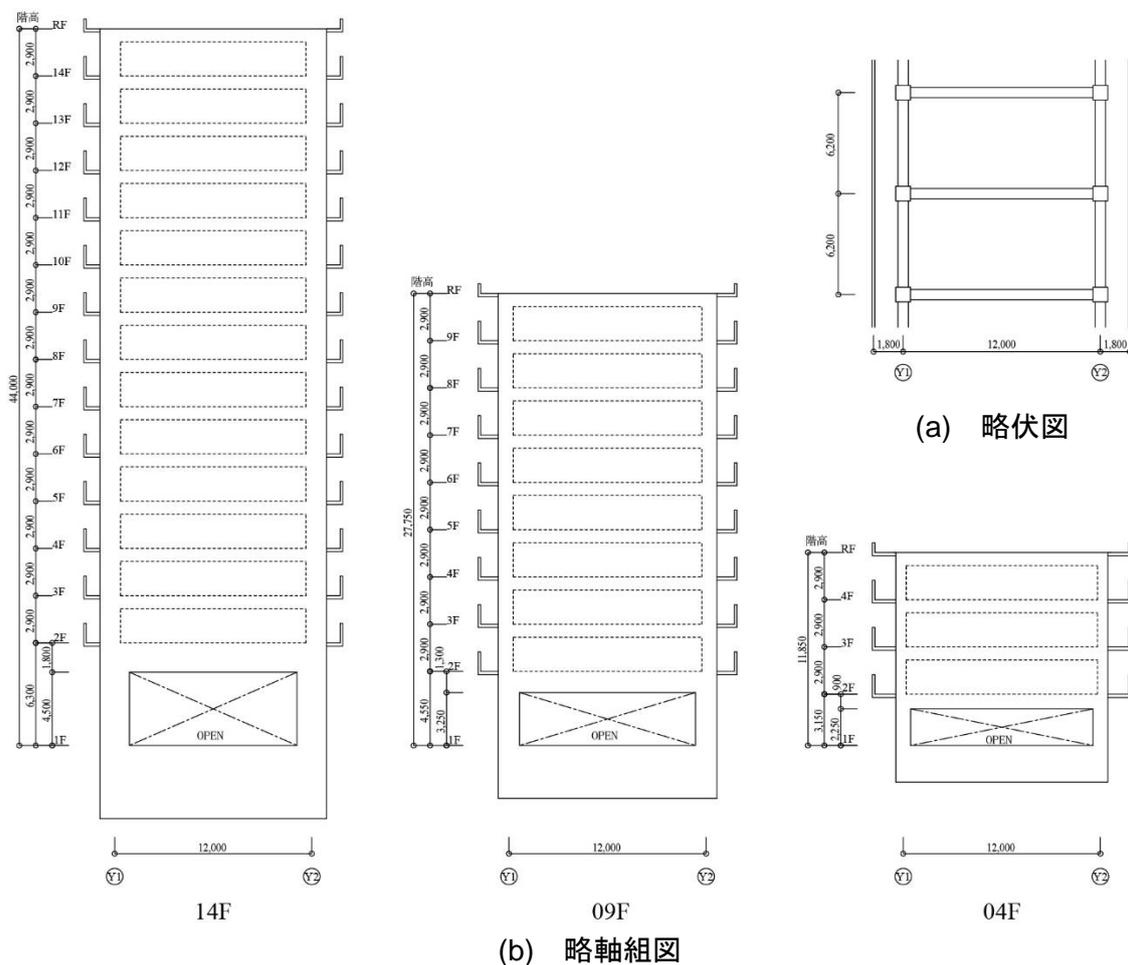


図2-3-1 1階柱基本モデル設定における想定建物の略伏図、略軸組図

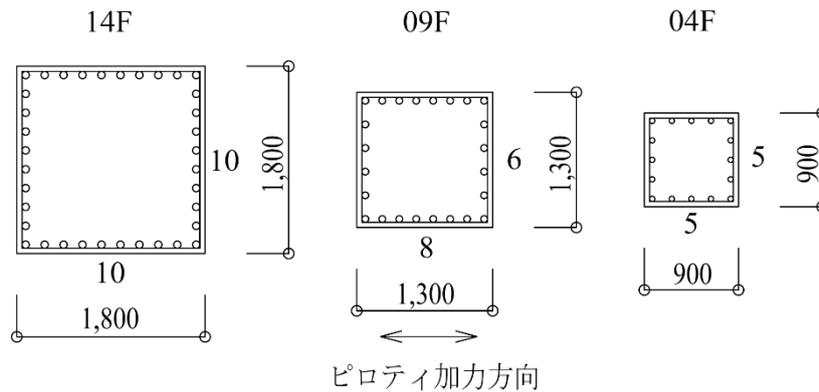


図 2-3-2 1 階柱断面(基本モデル)

表 2-3-1 1 階柱断面表(基本モデル)

基本モデル		14F	09F	04F
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	10-D35	6-D32	5-D25
	p_{tc1}	0.30%	0.28%	0.31%
	全鉄筋	36-D35	24-D32	16-D25
	p_{gc1}	1.06%	1.13%	1.00%
	g_{1c1}	0.68	0.62	0.60
	使用材料	Fc60 D35:SD490 ($\sigma_y=515\text{N/mm}^2$)	Fc48 D32:SD390 ($\sigma_y=429\text{N/mm}^2$)	Fc36 D25:SD345 ($\sigma_y=380\text{N/mm}^2$)

鉄筋の降伏強度は短期許容応力度を 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)割増しとした。柱軸力及び地震用重量は単位床面積当たりの重量を 15 kN/m^2 として算定した。

以下に 09F の検討結果を例示する。表 2-3-2 に A_i 分布の必要保有水平耐力 Q_m 及び転倒モーメント OTM の結果を示す。この時、一次固有周期は略算式より $T=0.02H=0.555 \text{ sec}$ ($H=27.75 \text{ m}$) とし、 $R_f=1.0$ (第 2 種地盤)とする。

表 2-3-2 必要保有水平耐力 Q_{un} と時転倒モーメント $OTM(09F, A_i$ 分布)

階	W_i	α	A_i	$D_s F_{es}$	Q_{un}	OTM
	kN	-	-	-	kN	kNm
9	1451	0.11	2.20	0.55	1758	2549
8	2902	0.22	1.79	0.55	2858	9243
7	4352	0.33	1.58	0.55	3788	18880
6	5803	0.44	1.44	0.55	4595	31036
5	7254	0.56	1.33	0.55	5296	45378
4	8705	0.67	1.23	0.55	5901	61613
3	10156	0.78	1.15	0.55	6414	79469
2	11606	0.89	1.07	0.55	6840	99543
1	13057	1.00	1.00	0.55	7181	130155

柱の長期軸力 N_L は, 表 2-3-2 の 1 階が支える重量 W_1 より $N_L=W_1/2=13057/2=6529$ kN, 必要保有水平耐力時の付加軸力 N_E は 1 階の OTM とピロティ方向柱スパン 12 m より $N_E=130155/12=10846$ kN となり, 設計用柱軸力は開く方向が $N=6529-10846=-4317$ kN(引張), 閉じる方向が $N=6529+10846=17375$ kN(圧縮)となる。必要保有水平耐力時の軸力から柱の曲げ耐力を算定し, 層崩壊する時の Q_u を算定する。この時の柱軸力は崩壊メカニズム時の軸力では無いため, 軸力算定時の保有水平耐力(Q_u')と軸力に対して①層崩壊, ②柱の圧壊, ③柱の引張降伏のそれぞれの余裕度(荷重係数)を計算し, 荷重係数の最も小さい値を Q_u' と OTM に乗じて, 軸力及び Q_u を再計算する。この収斂計算の結果を表 2-3-3 に示す。収斂計算は誤差が 0.1 % 以下となったところで終了とした。

表 2-3-3 崩壊メカニズムの収斂計算結果(09F, Ai 分布)

-	N_L	6529	kN				
	N_{max}	89295	kN				
	N_{min}	-8175	kN				
		STEP1 ($Q_u' = Q_{un}$)		STEP2		STEP3	
軸力 計算	Q_u'	7181	kN	8423	kN	8373	kN
	OTM	130155	kNm	152660	kNm	151751	kNm
	N_E	10846	kN	12722	kN	12646	kN
	N(圧縮)	17375	kN	19250	kN	19174	kN
	N(引張)	-4318	kN	-6193	kN	-6117	kN
		↓		↓		↓	
保有 水平 耐力	${}_yM_{c1}$ (圧縮)	12145	kNm	12813	kNm	12787	kNm
	${}_yM_{c1}$ (引張)	1543	kNm	793	kNm	823	kNm
	${}_yQ_{c1}$ (圧縮)	7474	kN	7885	kN	7869	kN
	${}_yQ_{c1}$ (引張)	950	kN	488	kN	507	kN
	Q_u	8423	kN	8373	kN	8376	kN
		↓		↓		↓	
荷重 係数	①層崩壊 Q_u/Q_u'	1.17	-	0.99	-	1.00	-
	②柱圧壊 $(N_{maxc1} - N_L)/N_E$	7.63	-	6.51	-	6.54	-
	③柱引張降伏 $-(N_{minc1} - N_L)/N_E$	1.36	-	1.16	-	1.16	-
	最小荷重係数	1.17	-	0.99	-	1.00	-
		↓		↓		↓	
		最小荷重係数を Q_u' 、OTMに乘じ 次STEPで再計算。				END	

算定した崩壊メカニズム時の応力図を図 2-3-3, 検討条件の結果を以下示す。

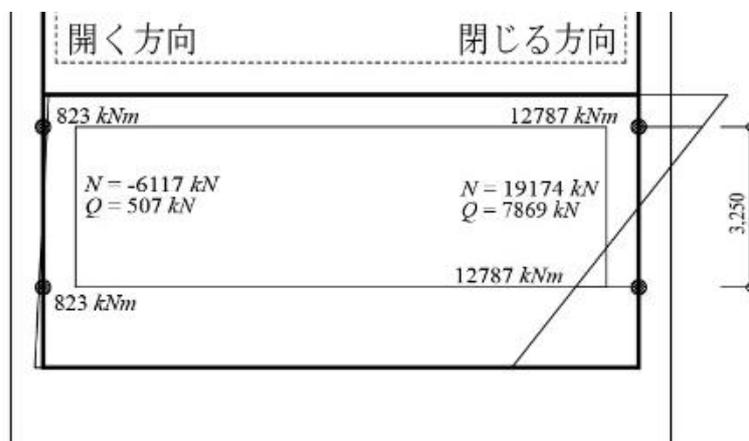


図 2-3-3 崩壊メカニズム時の応力図(09F, Ai 分布)

$$Q_u/Q_{um}=8376/7181=1.16 \geq 1.0 \quad \text{O.K.}$$

$$\sigma_{0c1}/F_c=0.237 \leq 0.35 \quad \text{O.K.}$$

$$p_{rc1}=0.28 \% \leq 0.8 \% \quad \text{O.K.}$$

$$\tau_{uc1}/F_c=0.098 \leq 0.1 \quad \text{O.K.}$$

$$N/N_{minc1}=-6117/(-8175)=0.748 \leq 0.75 \quad \text{O.K.}$$

また、接合部の設計と直接関係しないが、参考として柱のせん断設計と構造規定について以下に示す。柱のせん断設計の検討条件は下記となる。

$$Q_{suc1} \geq 1.4Q_{c1}$$

Q_{suc1} : 1 階柱のせん断耐力(kN)

せん断補強筋は高強度せん断補強筋 SBPD1275/1420³²⁾(終局せん断耐力算定用の材料強度 $\sigma_{wy}=1275\text{N/mm}^2$)を使用する。せん断耐力 Q_{suc1} は文献 32)にある塑性理論に基づく終局せん断耐力によって評価した。せん断耐力 Q_{suc1} の計算におけるせん断補強筋は、6-U12.6@100 ($p_w=0.58\%$)とする。柱のせん断設計の結果を下記に示す。

$$Q_{suc1} = 11420 \geq 1.4Q_{c1} = 1.4 \times 7869 = 11017 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

構造規定については、「全ての主筋を中子筋で拘束」又は「断面内で隣り合う横補強筋の間隔がいずれも 200mm 以内となるように中子筋によって拘束」(図 2-3-4 参照)すればよいため、部材耐力などに関わらず帯筋を入れることで満たすことが可能である。

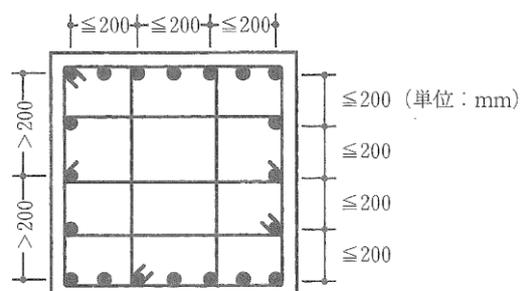


図 2-3-4 ヒンジ領域におけるピロティ階の単独柱の横補強筋の配置³⁾

以上から 1 階柱断面が検討条件を満たすことを確認した。さらに同様の検討を外力分布が等分布の場合でも行い検討条件を満たすことを確認しているが、ここでは省略する。以上の検討によって 1 階柱基本モデルを設定する。

続いてパラメーターの変動による必要梁耐力比 m_n の変動を考慮するため、基本モデルを基に表 2-3-4 に示すパラメーターに変更したモデル D1 から D5 を追加する。

表 2-3-4 パラメーター変動モデル一覧

名称	D1	D2	D3	D4	D5
① $g_{1c1}=0.75$	○	○	-	○	-
② $g_{1c1}=0.50$	-	-	○	-	○
③ $F_{cc1}=60$	○	○	○	○	○
④ $p_{gc1} \doteq 2.0\%$ $\sigma_{yc1}=515$	-	○	-	○	-
⑤ $p_{gc1} \doteq 0.8\%$ $\sigma_{yc1}=345$	-	-	○	-	○
⑥ $h_0=5.0D_{c1}$	-	-	-	○	○
備考	14F, 09F, 04F の基本モデル m_n がばらつく原因 確認用	1階柱耐力大	1階柱耐力小	D2の h_0 大	D3の h_0 大

建物規模毎(14F, 09F, 04F)の基本モデルの m_n がばらつく原因を確認する目的で、基本モデルから配筋や部材の大きさ等はそのままに、1階柱主筋重心間距離と柱せいの比 g_{1c1} とコンクリート強度 F_c を表 2-3-4①と③としたものを D1 とする。さらに、仕様規定におけるパラメーターの上下限を m_n 算定に考慮するために、D2 から D5 を設定する。前述の D1 から主筋量と強度を上げ、1階柱耐力が大きくなる場合を想定したものを D2 とする。D1 から主筋量と強度及び g_{1c1} を下げ、1階柱耐力が小さくなる場合を想定したものを D3 とする。続いて、1階柱内法長さ h_0 が長くなる場合を想定し、D2・D3 の h_0 を上げたものをそれぞれ D4・D5 とする。D3 の F_c について、柱耐力を小さくする場合 F_c は小さくすべきであるが、2.2.4 項⑥に記載する理由から F_c は高い程 m_n が大きくなるため、 m_n が大きくなる安全側の設定として F_c は上限の 60 N/mm^2 によるモデル化とした。D2 から D5 の具体的な 1階柱断面を表 2-3-5 に示す。なお、D1 は基本モデルから表 2-3-4 の①、③が変わっているだけなので、記載を省略する。

表 2-3-5 変動モデル D2 から D5 の 1 階柱断面表

(a) D2, D4

D2, D4		14F	09F	04F
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	18-D35	12-D32	9-D25
	p_{tc1}	0.53%	0.56%	0.56%
	全鉄筋	68-D35	44-D32	32-D25
	p_{gc1}	2.01%	2.07%	2.00%
	g_{1c1}	0.75	0.75	0.75
	使用材料	Fc60 D35:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)	Fc60 D32:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)	Fc60 D25:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)

(b) D3, D5

D3, D5		14F	09F	04F
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	7-D35	5-D32	4-D25
	p_{tc1}	0.21%	0.23%	0.25%
	全鉄筋	24-D35	16-D32	12-D25
	p_{gc1}	0.71%	0.75%	0.75%
	g_{1c1}	0.50	0.50	0.50
	使用材料	Fc60 D35:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)	Fc60 D32:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)	Fc60 D25:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)

2.3.2 接合部モデル

2.2.4 項で定めた仕様規定の範囲より 2 階柱せい D_{c2} は D_{c2}/D_{c1} が 0.9, 0.7, 0.5 の 3 ケース, 梁せい D_b は D_b/D_{c1} が 1.2, 1.0, 0.8, 0.6 の 4 ケースとし, これらの組合せによって接合部をモデル化する。それ以外の要素についても 2.2.4 項に示す仕様規定に伴って表 2-3-6 に示す断面とする。接合部モデルの名称は, 例えば 1 階柱が 09F, $D_{c2}/D_{c1}=0.7$, $D_b/D_{c1}=1.0$ なら 09F0710 とし, パラメーター変動モデル D1 の場合は 09F0710D1 とした (基本モデルは無印)。図 2-3-5 に 09F0710 の接合部断面の図を例示する。なお接合部モデルは梁主筋に対する必要耐力を計算するモデルのため, 梁主筋は設定しない。

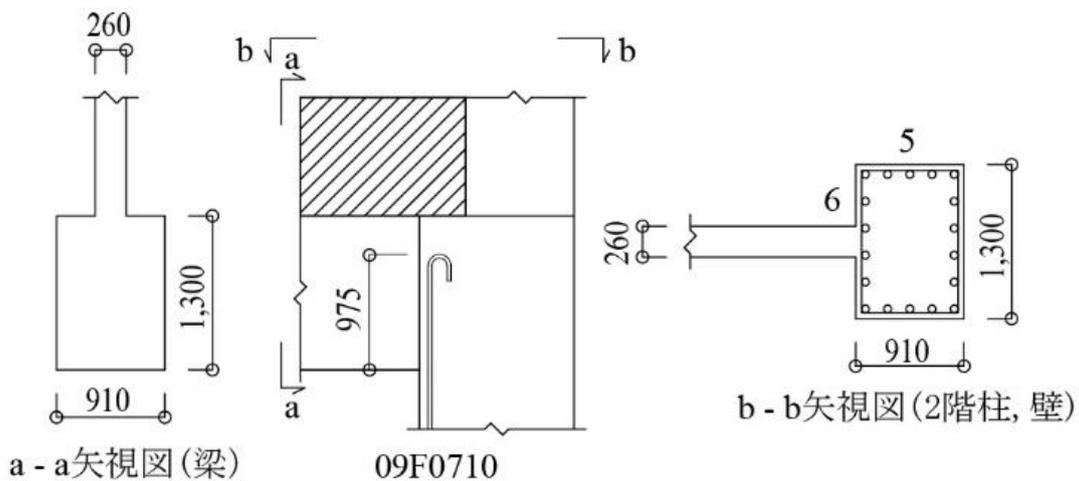


図 2-3-5 接合部断面図(例 09F0710)

表 2-3-6 接合部断面表

(a) 14F

2 階 柱	基本	名称 ^{※2}	14F09**	14F07**	14F05**	
		b_{c2} (mm)	1800	1800	1800	
		D_{c2} (mm)	1620	1260	900	
	D1	引張鉄筋	10-D35			
		p_{tc2}	0.33%	0.42%	0.59%	
		全鉄筋	27 ^{※1} -D35 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
	D2	p_{gc2}	0.89%	1.14%	1.60%	
		引張鉄筋	18-D35			
		p_{tc2}	0.59%	0.76%	1.06%	
	D4	全鉄筋	51 ^{※1} -D35 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
		p_{gc2}	1.67%	2.15%	3.01%	
		引張鉄筋	7-D35			
	D3	p_{tc2}	0.23%	0.30%	0.41%	
D5		全鉄筋	18-D35 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
		p_{gc2}	0.59%	0.76%	1.06%	
梁	基本	名称 ^{※2}	14F**12	14F**10	14F**08	14F**06
		b_b (mm)	1260	1260	1260	1260
		D_b (mm)	2160	1800	1440	1080
		l_d (mm)	1620	1350	1080	810
	D1	p_w	0.45%	0.54%	0.67%	0.89%
	D2	p_w	0.84%	1.01%	1.26%	1.68%
	D4	p_w	0.22%	0.26%	0.33%	0.44%
D3	p_w	0.22%	0.26%	0.33%	0.44%	
壁	t_w (mm)	360				
使用材料 ^{※3}			F _c 60			
			D35:SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D3,D5は D35:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)			
			梁あばら筋はSD295を想定 ($\sigma_w=325N/mm^2$)			

※1 : $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2 : **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3 : 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとして用いる変動モデル D3,D5 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

表 2-3-6 接合部断面表

(b) 09F

2 階 柱	基本	名称 ^{※2}	09F09**	09F07**	09F05**	
		b_{c2} (mm)	1300	1300	1300	
		D_{c2} (mm)	1170	910	650	
	D1	引張鉄筋	6-D32			
		p_{tc2}	0.31%	0.40%	0.56%	
		全鉄筋	18-D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
	D2	p_{gc2}	0.94%	1.21%	1.69%	
		引張鉄筋	12-D32			
		p_{tc2}	0.63%	0.81%	1.13%	
	D4	全鉄筋	33 ^{※1} -D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
		p_{gc2}	1.72%	2.21%	3.10%	
		引張鉄筋	5-D32			
D3	p_{tc2}	0.26%	0.34%	0.47%		
	全鉄筋	12-D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)				
	p_{gc2}	0.63%	0.81%	1.13%		
梁	基本	名称 ^{※2}	09F**12	09F**10	09F**08	09F**06
		b_b (mm)	910	910	910	910
		D_b (mm)	1560	1300	1040	780
		l_d (mm)	1170	975	780	585
	D1	p_w	0.39%	0.47%	0.59%	0.79%
	D2 D4	p_w	0.87%	1.04%	1.30%	1.73%
D3 D5	p_w	0.23%	0.28%	0.35%	0.47%	
壁	t_w (mm)	260				
使用材料 ^{※3}			F _c 48			
			D1~D5はF _c 60			
			D32:SD390($\sigma_y=429N/mm^2$) D2,D4は D32:SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D3,D5は D32:SD345($\sigma_y=345N/mm^2$) 梁あばら筋はSD295を想定 ($\sigma_w=325N/mm^2$)			

※1 : $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2 : **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3 : 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとして用いる変動モデル D3,D5 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

表 2-3-6 接合部断面表

(c) 04F

2 階 柱	基本	名称 ^{※2}	04F09**	04F07**	04F05**	
		b_{c2} (mm)	900	900	900	
		D_{c2} (mm)	810	630	450	
	D1	引張鉄筋	5-D25			
		p_{tc2}	0.35%	0.45%	0.63%	
		全鉄筋	12-D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
	D2	p_{gc2}	0.83%	1.07%	1.50%	
		引張鉄筋	9-D25			
		p_{tc2}	0.63%	0.80%	1.13%	
	D4	全鉄筋	24-D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
		p_{gc2}	1.67%	2.15%	3.00%	
		引張鉄筋	4-D25			
	D3	p_{tc2}	0.28%	0.36%	0.50%	
全鉄筋		9 ^{※1} -D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)				
p_{gc2}		0.63%	0.80%	1.13%		
梁	基本	名称 ^{※2}	04F**12	04F**10	04F**08	04F**06
		b_b (mm)	630	630	630	630
		D_b (mm)	1080	900	720	540
		l_d (mm)	810	675	540	405
	D1	p_w	0.31%	0.37%	0.46%	0.62%
	D2	p_w	0.84%	1.01%	1.26%	1.68%
	D4	p_w	0.23%	0.28%	0.35%	0.46%
D3	p_w	0.23%	0.28%	0.35%	0.46%	
D5	p_w	0.23%	0.28%	0.35%	0.46%	
壁	t_w (mm)	180				
使用材料 ^{※3}	F _c 36					
	D1~D5はF _c 60					
	D25:SD345 ($\sigma_y=380N/mm^2$)					
	D2,D4は D25:SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D3,D5は D25:SD345($\sigma_y=345N/mm^2$)					
梁あばら筋はSD295を想定 ($\sigma_w=325N/mm^2$)						

※1 : $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2 : **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3 : 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとして用いる変動モデル D3,D5 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

2.4 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の設定

2.4.1 基本モデルと変動モデル D1 の必要梁耐力比 m_n

図 2-4-1 に 14F, 9F, 4F の各基本モデルの必要梁耐力比 m_n , 基本モデルに対して 1 階柱主筋重心間距離と柱せいの比 g_{1c1} とコンクリート強度 F_c を変えたモデル D1 の m_n , 及び設計用必要梁耐力比 m_d を示し, 図 2-4-2 には基本モデルと D1 の接合部各要素の耐力と 1 階柱耐力による耐力比を比較したものを示す。図 2-4-2 は平均的なケースとして 0710 を示す。各図の名称は, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を表しており, 図 2-4-1 では D_{c2}/D_{c1} と D_b/D_{c1} が同じとなるモデル毎の結果を示している。横軸は梁耐力比, 縦軸は軸力比 η を示す。 η は圧縮の場合式(2-46), 引張の場合は式(2-47)によって評価している。

$0 \leq N$ の時

$$\eta = \frac{N}{N_{\max c1}} \quad (2-46)$$

$N < 0$ の時

$$\eta = -\frac{N}{N_{\min c1}} \quad (2-47)$$

軸力比 η の範囲は, 開く方向の上限は 2.3.1 項の検討による最大の長期軸力比(0.09)の 2 倍程度の変動を考慮し 0.20, 下限は層崩壊時の軸力比の下限である -0.75 とした。ピロティ階が全体崩壊形となる場合はこの軸力比を超えるが, 2.2.5 項で述べた様にこの場合 m_d による検定ではなくなるため, 下限は -0.75 までで十分である。また閉じる方向は, 下限を 0, 上限は文献 3)の軸力比の上限と同じく 0.55 を上限とした。

—○— 14F* —△— 09F* —□— 04F* —●— 14F*D1 —▲— 09F*D1 —■— 04F*D1 - - - x - - - m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し, *印は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F* は 14F0912 を示す。)

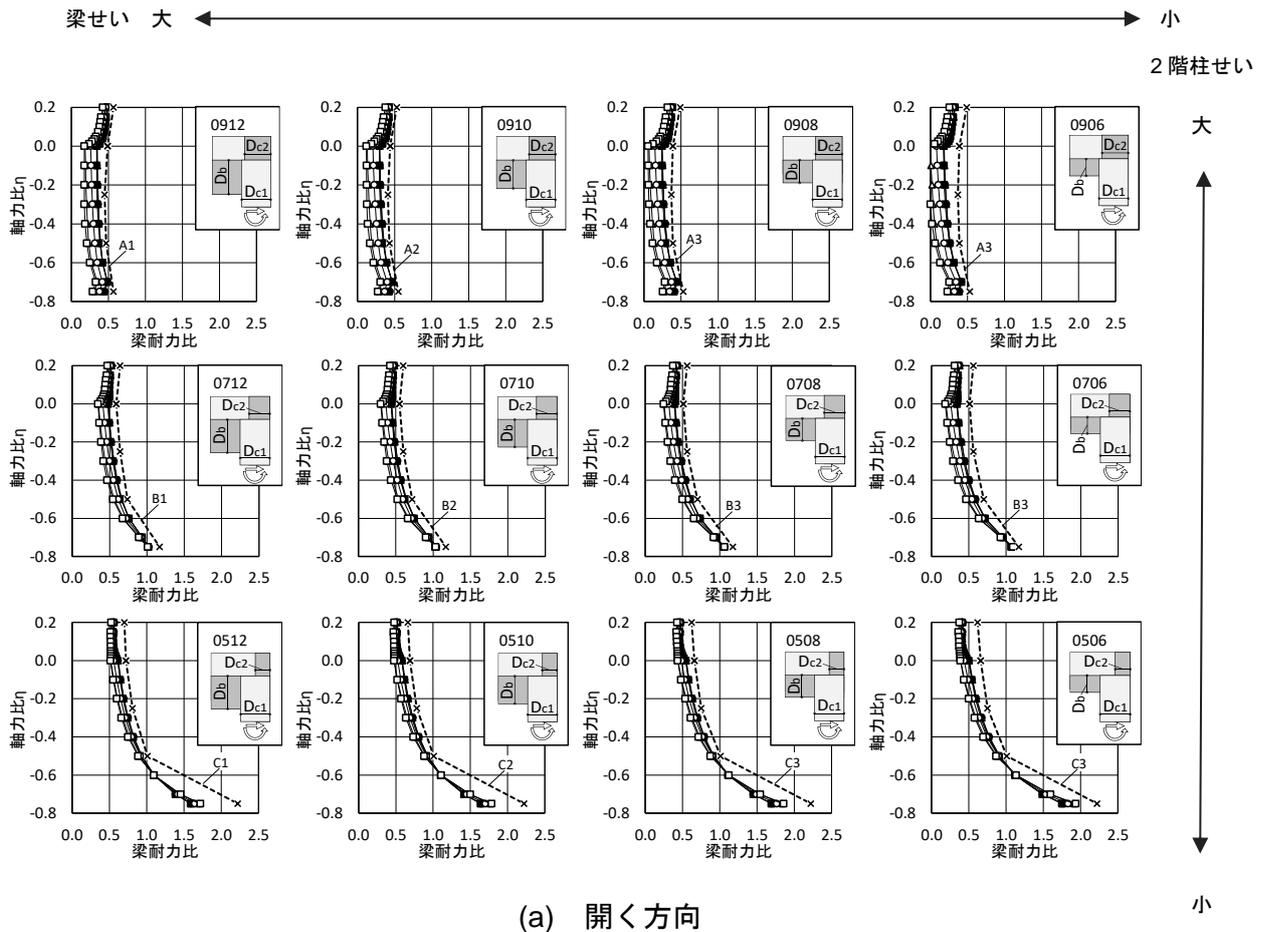


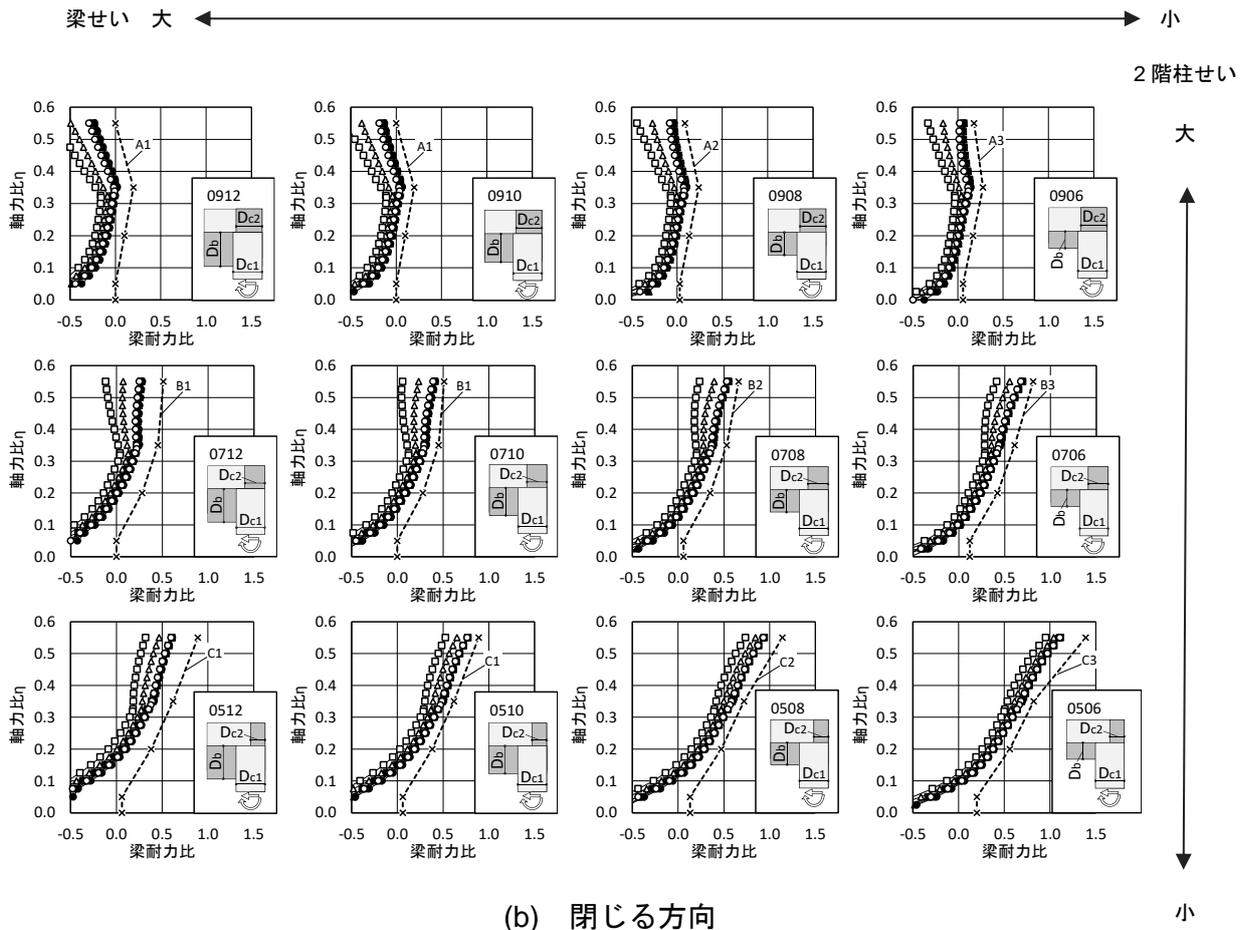
図 2-4-1 基本モデル及び変動モデル D1 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

—○— 14F* —△— 09F* —□— 04F* —●— 14F*D1 —▲— 09F*D1 —■— 04F*D1 - - - x - - - m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し, *印は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F* は 14F0912 を示す。)



(b) 閉じる方向

図 2-4-1 基本モデル及び変動モデル D1 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

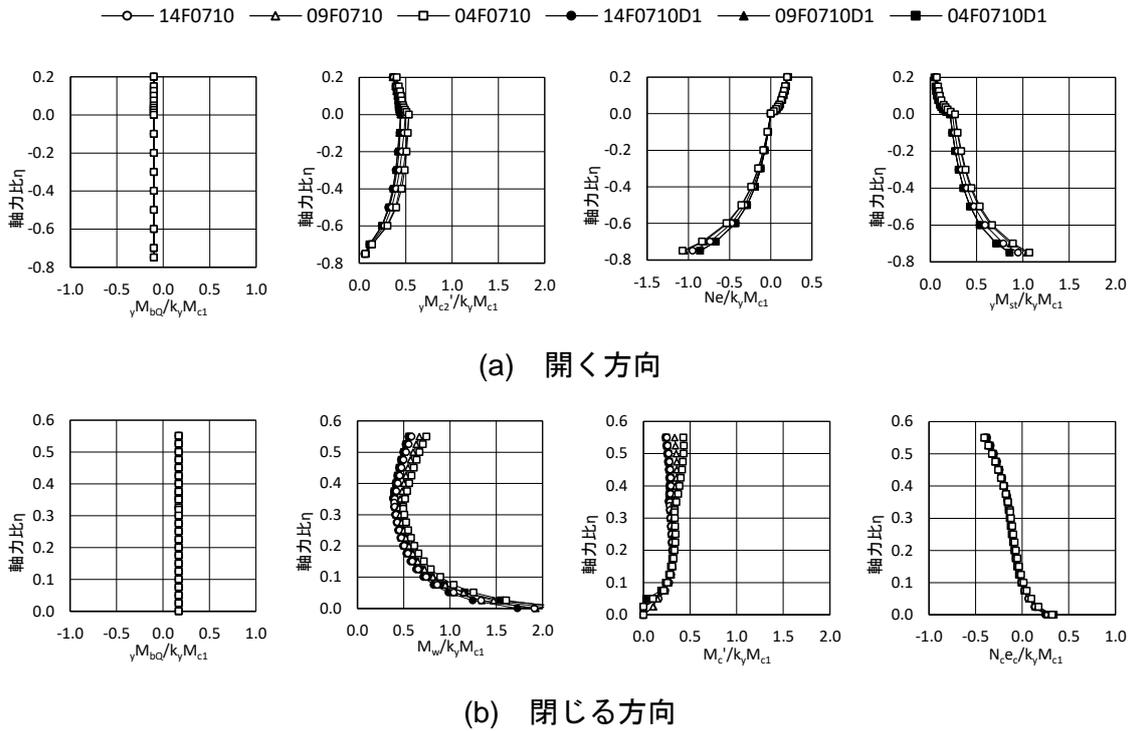


図 2-4-2 基本モデル及び変動モデル D1 の接合部各要素の耐力比(ケース 0710)

図 2-4-1 に示す基本モデルの必要梁耐力比 m_n は、開く方向、閉じる方向で共通して、2 階と 1 階の柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が小さくなる程(図の上から下へ向かって)値が大きくなる。これは D_{c2}/D_{c1} が小さくなる程、接合部耐力に寄与する 2 階柱耐力が小さくなり、梁に要求される耐力が大きくなっていることを表している。また梁せいが小さくなる程(図の左から右に向かつて)、開く方向では m_n が小さく、閉じる方向では m_n が大きくなっており、 D_b/D_{c1} における m_n の大小関係が開く方向と閉じる方向で逆転していることが分かる。これは開く方向では、梁せいが小さくなる程、図 2-2-9 に示す 1 階柱の節点位置の耐力 $k \cdot y \cdot M_{c1}$ が小さくなる影響で m_n が小さくなるためである。一方、閉じる方向も $k \cdot y \cdot M_{c1}$ が小さくなるものの、式(2-20)に示す梁上部 $0.8D_b$ の壁による耐力 M_w も減少し、相対的に接合部耐力の方が減少することで m_n が大きくなる。

図 2-4-1 の開く方向では、引張軸力が増大すると m_n が増大する。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、図 2-4-2(a)の $N \cdot e / y \cdot M_{c1}$ から分かる様に、1 階と 2 階の柱の偏心に伴うモーメント $N \cdot e$ の寄与分が増大するからである($D_{c2}/D_{c1}=0.5$ では図 2-4-2 に示す $D_{c2}/D_{c1}=0.7$ よりさらに寄与分が増大する)。一方、閉じる方向では、圧縮軸

力が増大すると m_n が増大する。この傾向も、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、図 2-4-2 (b) の M_c'/yM_{c1} 及び $N_c \cdot e_c/yM_{c1}$ から分かる様に圧縮による耐力低下に起因する 1 階柱上部 T 型断面の図心まわりの耐力 M_c' の寄与分の減少と、1 階柱上部 T 型断面の偏心曲げ $N_c \cdot e_c$ の寄与分が増加するからである(開く方向と同様に $D_{c2}/D_{c1}=0.5$ では、図 2-4-2 に示す $D_{c2}/D_{c1}=0.7$ よりもさらに M_c' の寄与分減少と、 $N_c \cdot e_c$ の寄与分増加が起きる)。

続いて図 2-4-1 の各図で共通する傾向として、基本モデルの開く方向では 09F と 04F は概ね近い値(図は重複している)、14F は傾向が似ているものの前者の 2 つより大きな値となっている。閉じる方向は値に違いはあるものの全体的に似た傾向にあり、値の大小も $14F > 09F > 04F$ の関係が各ケースで共通に見られる。

図 2-4-2(a)の基本モデルは、 ${}_yM_{bQ}/k \cdot {}_yM_{c1}$ を除く各要素で 14F が他の 2 つに比べて小さくなっている。そこで全ての耐力比に影響する 1 階柱に着目すると、表 2-3-1 より 14F の $g_{1c1}(0.678)$ は 09F(0.615)、04F(0.600)に比べて 1 割程大きく、これによって 14F の 1 階柱耐力が相対的に大きくなり、各要素の耐力比が下がったと考えられる。なお、 ${}_yM_{bQ}$ は式(2-3)、(2-7)より、1 階柱両端降伏時のせん断力(${}_yQ_{c1}=2{}_yM_{c1}/h_0$)に基づく値であり、 ${}_yM_{bQ}/k \cdot {}_yM_{c1}$ は ${}_yM_{c1}$ が消去できるため、 η に関わらず一定の値となる。図 2-4-2(b)の基本モデルは、壁による $M_w/k \cdot {}_yM_{c1}$ と 1 階柱上部 T 型断面による $M_c'/k \cdot {}_yM_{c1}$ で違いがある。これは 2.2.4 項⑥で記述した様にコンクリート強度 F_c に対する弾性係数 E_c の比は、 F_c が高くなる程小さくなり、平面保持仮定と材料の構成則を用いた断面解析による評価を行っている接合部要素の耐力が相対的に小さくなるためである。一方、基本モデルの g_{1c1} と F_c を同一($g_{1c1}=0.75$, $F_c=60 \text{ N/mm}^2$)にした D1 は、図 2-4-1 に示す m_n 及び図 2-4-2 に示す各要素の耐力比が 14F, 09F, 04F の各ケースで同程度となり、 g_{1c1} , F_c が m_n の値に強く影響していることが分かる。

2.4.2 変動モデル D2～D5 の必要梁耐力比 m_n

表 2-3-4 に示すパラメーターを変動させた D2 から D5 モデルの必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d を図 2-4-3 に示す。

柱の主筋量と強度によって 1 階柱及び接合部の耐力の大きさを変えた D2 と D3 を比較した場合、必要梁耐力比 m_n は耐力を大きくした D2 の方が大きくなる傾向がある。これは D2 の方が g_{1c1} を大きくしているために、D2 の方が接合部耐力よりも相対的に 1 階柱耐力の上昇が大きいことによるものと考えられる。ただし、偏心曲げの大きい場合(例えば図 2-4-1(a)の偏心距離の大きい 0512～0506 で、軸力比が大きい $\eta = -0.75$ の場合)は D3 の m_n の方が大きくなる。これは、2.2.4 項⑦に記載する様に接合部耐力を減少させる式(2-30)、(2-33)の偏心曲げの項($N \cdot e$, $N_c \cdot e_c$)の割合が高くなり、かつ D3 の方が g_{1c1} を小さくしているために、D2 に比べて同じ軸力比でも 1 階柱の耐力が相対的に小さくなる(式(2-30)、(2-33)の右辺第 2 項の分母が小さくなる)ことで、D3 の方が m_n を大きく評価するためである。

1 階柱の内法長さ h_0 を変えた D2 と D4、D3 と D5 を比較した場合、開く方向は h_0 が小さい D2・D3 の方が m_n は大きくなるが、閉じる方向は D_b/D_{c1} によって傾向が異なり、 D_b/D_{c1} が大きい場合(図 2-4-3(b)の左側)は h_0 が小さい D2・D3 の方が m_n が大きくなるが、 D_b/D_{c1} が小さい場合(図 2-4-3(b)の右側)は h_0 が大きい D4・D5 の方が m_n が大きくなる。これは 2.2.4 項⑤に記載する様に h_0 を大きくすると 1 階柱耐力を節点位置に補正する係数 k が下がり、 m_n を下げるためである。一方で、 ${}_yM_{bQ}$ は h_0 を大きくすると値が小さくなる。 ${}_yM_{bQ}$ は開く方向では接合部耐力を減少させる働きのため、 ${}_yM_{bQ}$ が小さくなると m_n を下げる。閉じる方向は ${}_yM_{bQ}$ が接合部耐力を増加させる働きのため、 ${}_yM_{bQ}$ が小さくなると m_n を上げる。以上から閉じる方向の D_b/D_{c1} が小さいケースは、 D_b/D_{c1} が大きいケースに比べて k が元々小さいため、より ${}_yM_{bQ}$ が小さくなる影響で、D4・D5 の方が m_n が大きくなる。

以上から必要梁耐力比 m_n は柱の主筋量・強度や内法長さ h_0 にも影響を受けるが、これらの影響による m_n の傾向は一様では無く、偏心曲げ、1 階柱耐力の補正係数 k 、 ${}_yM_{bQ}$ の影響によって m_n が大きくなるケースが異なる。

● 14F*D2 ▲ 09F*D2 ■ 04F*D2 ○ 14F*D3 △ 09F*D3 □ 04F*D3 ● 14F*D4
 ▲ 09F*D4 ■ 04F*D4 ○ 14F*D5 △ 09F*D5 □ 04F*D5 ---x--- m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し, *印は図の D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F*D2 は 14F0912D2 を示す。)

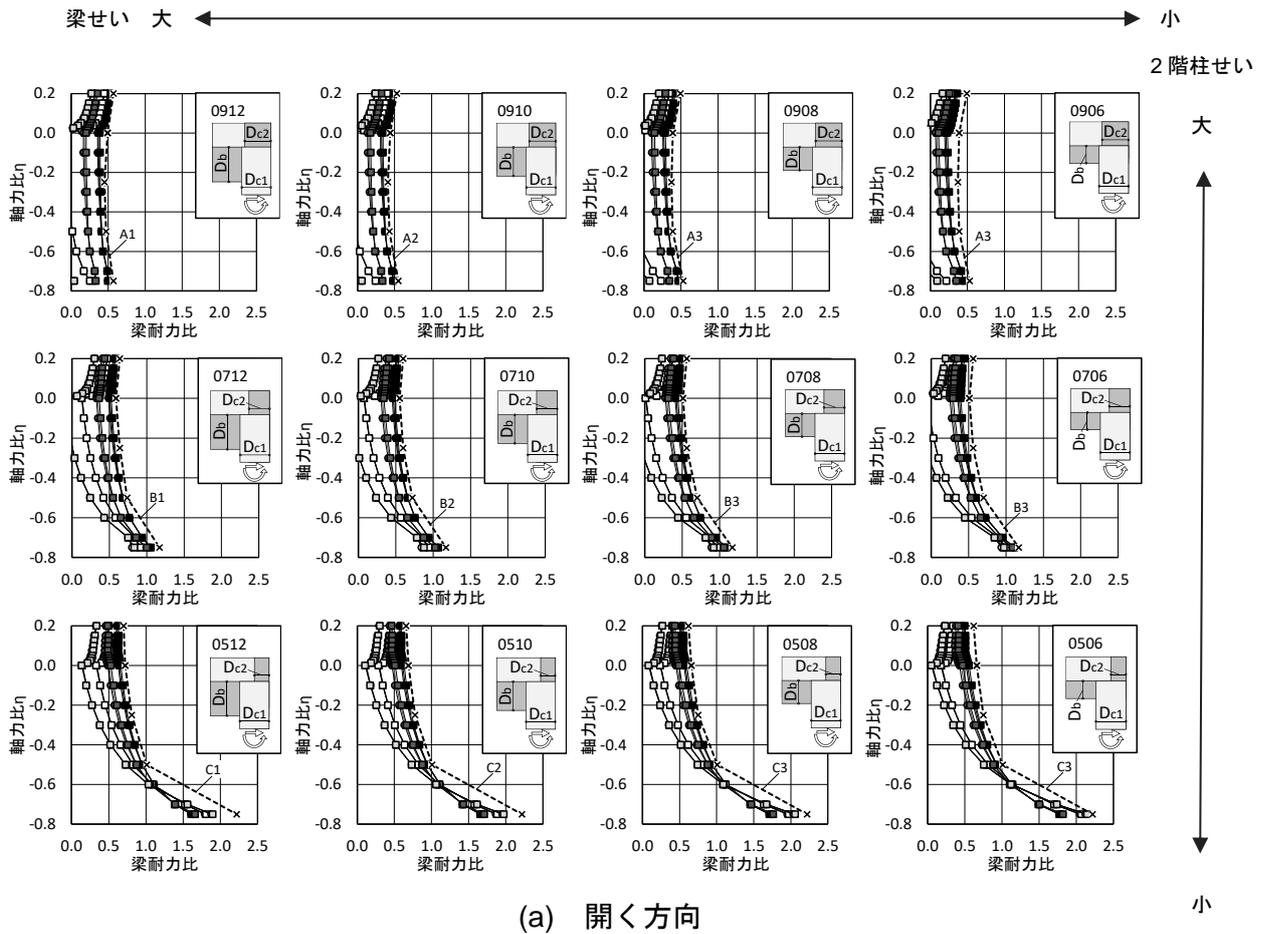


図 2-4-3 変動モデル D2 から D5 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

● 14F*D2 ▲ 09F*D2 ■ 04F*D2 ○ 14F*D3 △ 09F*D3 □ 04F*D3 ● 14F*D4
 ▲ 09F*D4 ■ 04F*D4 ○ 14F*D5 △ 09F*D5 □ 04F*D5 ---x--- m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し, *印は図の D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F*D2 は 14F0912D2 を示す。)

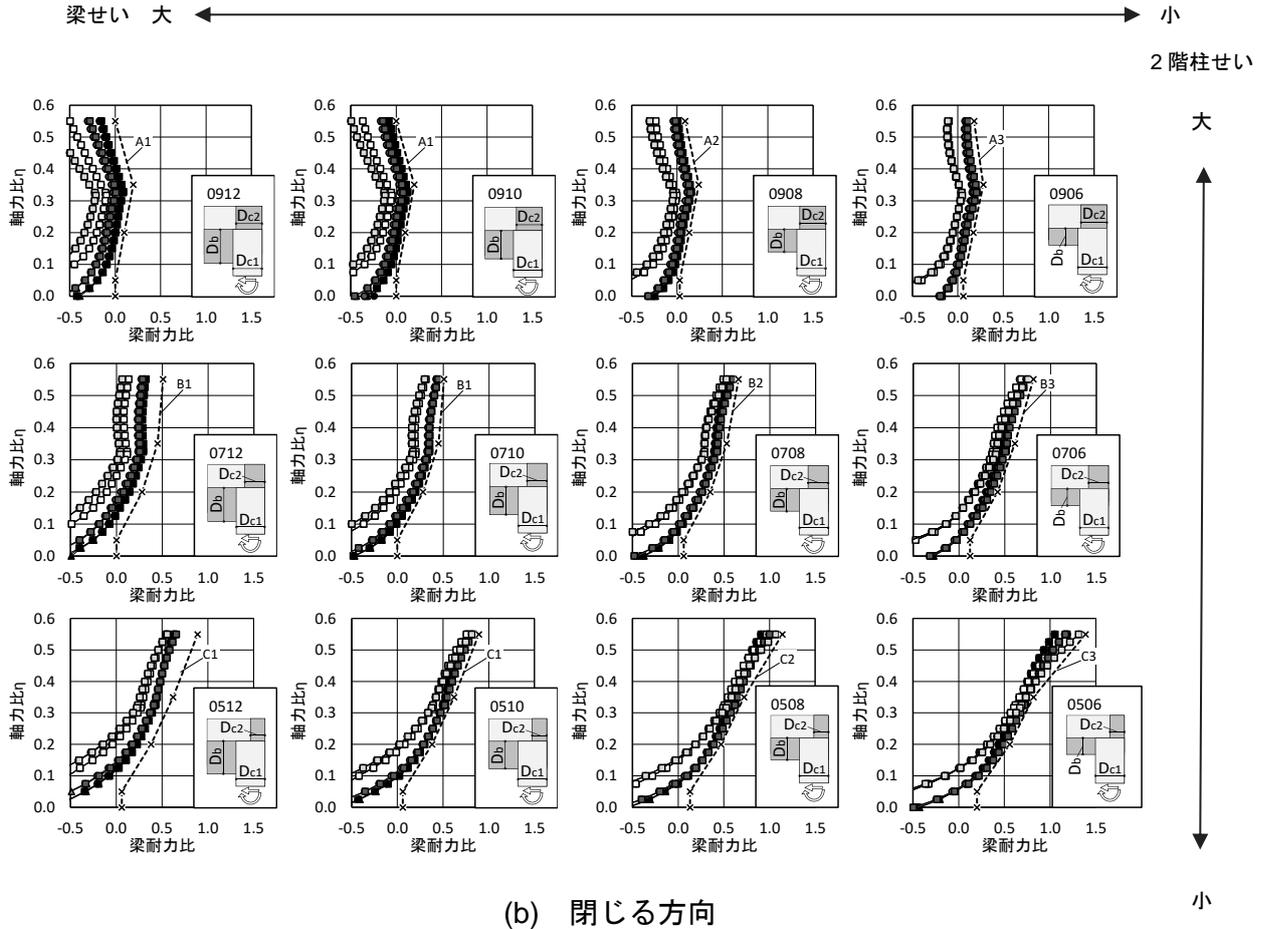


図 2-4-3 変動モデル D2 から D5 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

2.4.3 設計用必要梁耐力比 m_d の設定

D2～D5 は仕様規定の範囲で m_n が上限となるモデルとしているので、この結果に基づいて設計用必要梁耐力比 m_d を設定する。なお基本モデル及び D1 でも前述の図 2-4-1 より、 m_n が m_d 以下であることが確認できる。ここでは、 m_d はなるべく設計時の算定が容易で、 η に対する m_n の分布を評価できる様に近似値を直線で結ぶ折線として設定した。 m_d を設定する η の値は、 m_n の η に対する分布を勘案し、開く方向は 0.20, 0, -0.25, -0.50, -0.75, 閉じる方向は 0, 0.05, 0.20, 0.35, 0.55 のそれぞれ 5 点とした。閉じる方向の m_d は、 $\eta=0.05$ での値を下限とし $\eta=0$ まで一定とした。 m_d の値は D2～D5 の m_n を包絡し、 m_d が m_n を上回りかつその差が 0.05 以上となる様に設定した。各 η に対して設定した m_d の値を表 2-4-1 に示す。これを η による一次関数としたものを表 2-4-2, 図 2-4-4 に示す。 m_d は D_{c2}/D_{c1} と D_b/D_{c1} によって、A1～C3 の 9 つに分類した。表 2-4-2 は m_d を η による関数とした式(2-48)による a , b を示す。

$$m_d = a\eta + b \quad (2-48)$$

表 2-4-1 各 η の m_d の値

(a) $D_{c2}/D_{c1}=0.9$

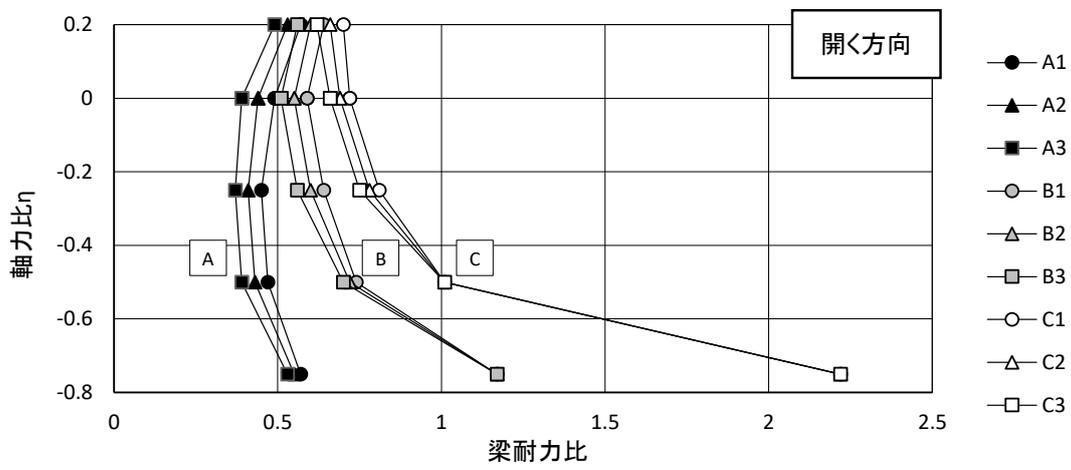
η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	0.57	0.53	0.49	0.49
0.00	0.49	0.44	0.39	0.39
-0.25	0.45	0.41	0.37	0.37
-0.50	0.47	0.43	0.39	0.39
-0.75	0.57	0.55	0.53	0.53
閉じる方向				
0.55	0.00	0.00	0.09	0.18
0.35	0.20	0.20	0.24	0.28
0.20	0.10	0.10	0.14	0.17
0.05	0.00	0.00	0.03	0.06
0.00	0.00	0.00	0.03	0.06

(b) $D_{c2}/D_{c1}=0.7$

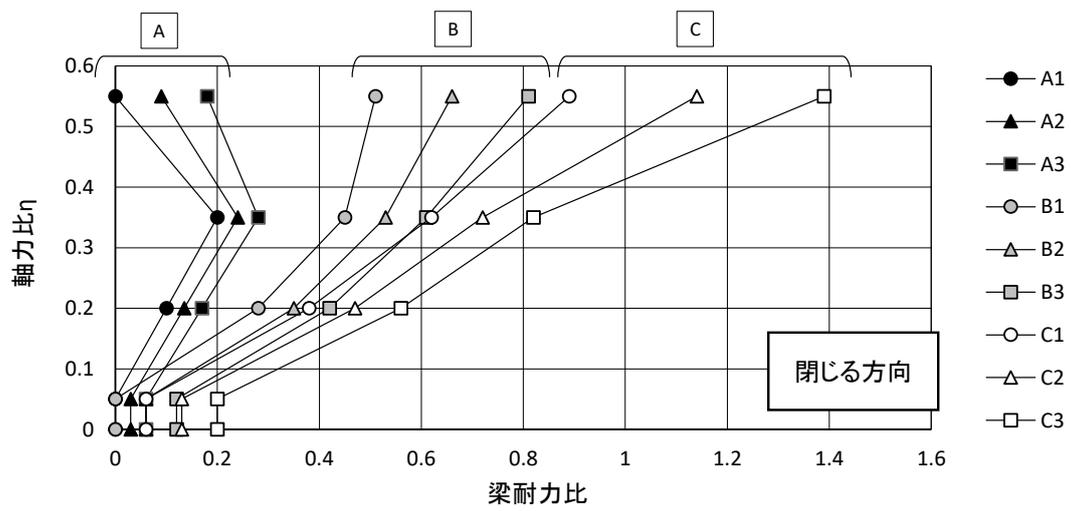
η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	0.64	0.60	0.56	0.56
0.00	0.59	0.55	0.51	0.51
-0.25	0.64	0.60	0.56	0.56
-0.50	0.74	0.72	0.70	0.70
-0.75	1.17	1.17	1.17	1.17
閉じる方向				
0.55	0.51	0.51	0.66	0.81
0.35	0.45	0.45	0.53	0.61
0.20	0.28	0.28	0.35	0.42
0.05	0.00	0.00	0.06	0.12
0.00	0.00	0.00	0.06	0.12

(c) $D_{c2}/D_{c1}=0.5$

η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	0.70	0.66	0.62	0.62
0.00	0.72	0.69	0.66	0.66
-0.25	0.81	0.78	0.75	0.75
-0.50	1.01	1.01	1.01	1.01
-0.75	2.22	2.22	2.22	2.22
閉じる方向				
0.55	0.89	0.89	1.14	1.39
0.35	0.62	0.62	0.72	0.82
0.20	0.38	0.38	0.47	0.56
0.05	0.06	0.06	0.13	0.20
0.00	0.06	0.06	0.13	0.20



(a) 開く方向



(b) 閉じる方向

図 2-4-4 設計用必要梁耐力比 m_d

表 2-4-2 設計用必要梁耐力比 m_d における係数 a と切片 b

(a) $1.0 \geq D_{c2}/D_{c1} \geq 0.9$

設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	A1		A2		A3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	0.40	0.49	0.45	0.44	0.50	0.39
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	0.16	0.49	0.12	0.44	0.08	0.39
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	-0.08	0.43	-0.08	0.39	-0.08	0.35
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	-0.40	0.27	-0.48	0.19	-0.56	0.11
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.35 \leq \eta \leq 0.55$	-1.00	0.55	-0.75	0.50	-0.50	0.46
$0.20 \leq \eta < 0.35$	0.67	-0.03	0.70	0.00	0.73	0.02
$0.05 \leq \eta < 0.20$	0.67	-0.03	0.70	0.00	0.73	0.02
$0.00 \leq \eta < 0.05$	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.06

(b) $0.9 > D_{c2}/D_{c1} \geq 0.7$

設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	B1		B2		B3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	0.25	0.59	0.25	0.55	0.25	0.51
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	-0.20	0.59	-0.20	0.55	-0.20	0.51
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	-0.40	0.54	-0.48	0.48	-0.56	0.42
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	-1.72	-0.12	-1.80	-0.18	-1.88	-0.24
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.35 \leq \eta \leq 0.55$	0.30	0.35	0.65	0.30	1.00	0.26
$0.20 \leq \eta < 0.35$	1.13	0.05	1.20	0.11	1.27	0.17
$0.05 \leq \eta < 0.20$	1.87	-0.09	1.93	-0.04	2.00	0.02
$0.00 \leq \eta < 0.05$	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.12

(c) $0.7 > D_{c2}/D_{c1} \geq 0.5$

設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	C1		C2		C3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	-0.10	0.72	-0.15	0.69	-0.20	0.66
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	-0.36	0.72	-0.36	0.69	-0.36	0.66
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	-0.80	0.61	-0.92	0.55	-1.04	0.49
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	-4.84	-1.41	-4.84	-1.41	-4.84	-1.41
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.35 \leq \eta \leq 0.55$	1.35	0.15	2.10	-0.01	2.85	-0.18
$0.20 \leq \eta < 0.35$	1.60	0.06	1.67	0.14	1.73	0.21
$0.05 \leq \eta < 0.20$	2.13	-0.05	2.27	0.02	2.40	0.08
$0.00 \leq \eta < 0.05$	0.00	0.06	0.00	0.13	0.00	0.20

表 2-4-1(c)の△で示すケース(開く方向)について、横軸を D_b/D_{c1} として表 2-4-1 の m_d の値をプロットすると、図 2-4-5(a)の破線のように右上がりの傾向となる。逆に▽のケース(閉じる方向)では、図 2-4-5(b)の破線のように右下がりの傾向になる。 D_b/D_{c1} によらず m_d が同じとなる□のケースを除き他のケースも同様である。

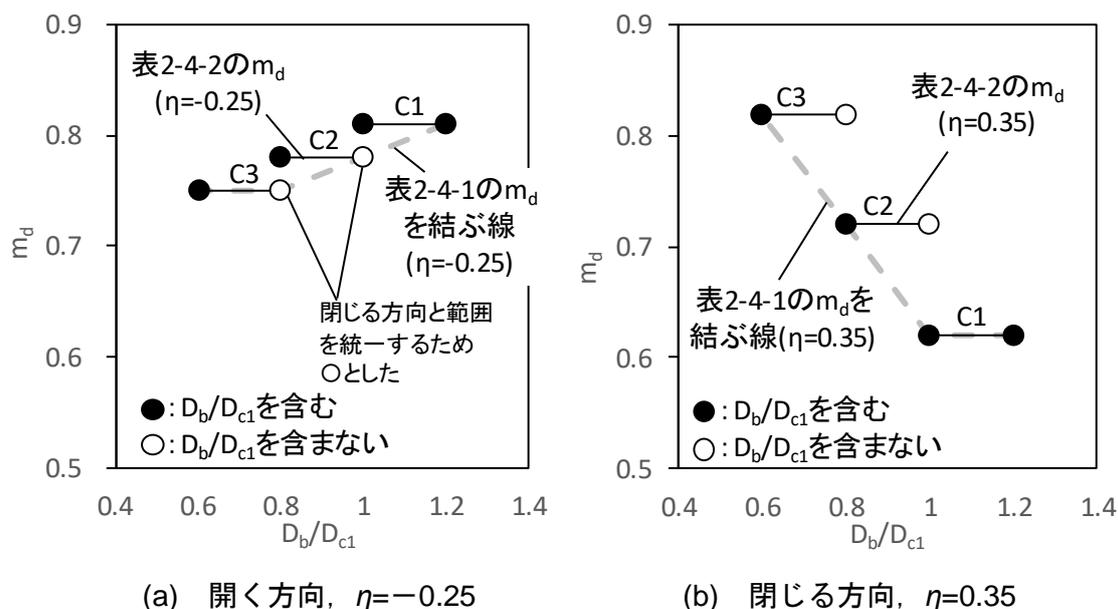


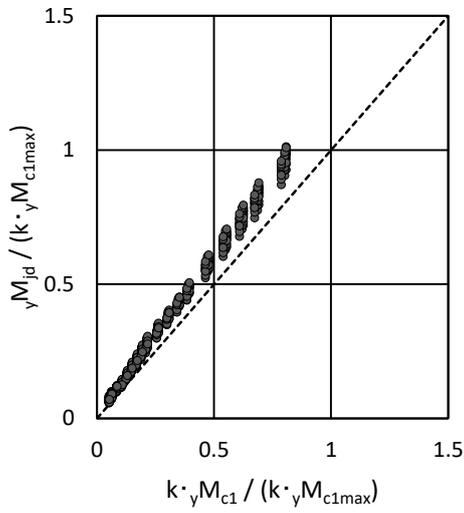
図 2-4-5 D_b/D_{c1} と m_d の関係 ($D_{c2}/D_{c1} = 0.5$ の場合, 表 2-4-1(c) に対応)

図 2-4-5 の C1~C3 は、表 2-4-2(c)の分類に対応している。図 2-4-5 の黒丸は表 2-4-2 の分類が切り替わる D_b/D_{c1} を含む側、白丸は含まない側を示す。開く方向(図 2-4-5(a)) の分類 C2, C3 の m_d は、 $D_b/D_{c1} = 1.0, 0.8$ の接合部モデルの結果に基づいて設定しているため、 $D_b/D_{c1} = 1.0, 0.8$ は C2, C3 の分類の範囲に含めることが適当ではあるが、この場合、閉じる方向と分類における D_b/D_{c1} の範囲が変わってしまう。具体的には m_d の分類 C2 において、開く方向の範囲は $1.0 \geq D_b/D_{c1} > 0.8$ 、閉じる方向の範囲は $1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$ となる。そこで、開く方向の $D_b/D_{c1} = 1.0, 0.8$ は、設計上安全となる様に m_d が大きくなる側の分に含めることで、開く方向と閉じる方向で共通の範囲とした。

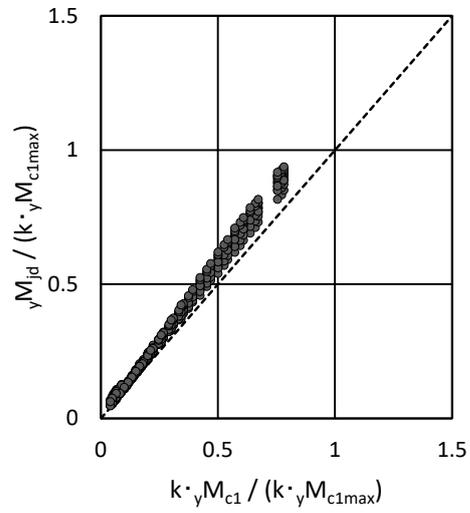
2.4.4 提案設計法によって確保される接合部耐力の余裕度

提案する設計法を用いて設計した接合部に確保される耐力の 1 階柱耐力に対する余裕度を確認する。提案設計法を用いて設計した接合部の耐力 ${}_yM_{jd}$ は、2.3 節に示すモデルを用い、式(2-12)及び式(2-24)の梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ を $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ で計算した。なお、2.2.3 項から分かるように梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ を、モデル毎に得られる必要梁耐力比 m_n を用いて $m_n \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ で計算した場合、接合部耐力と 1 階柱耐力は等しくなる。そのため、モデル毎に生じる必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の差が、接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ の 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ に対する余裕度を生じさせる要因となる。

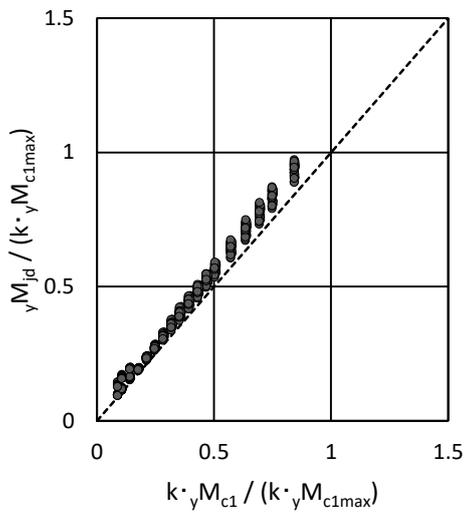
接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ と 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の比較を図 2-4-6～図 2-4-9 及び表 2-4-3 に示す。接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ 及び 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ はモデル 14F, 09F, 04F で耐力が大きく異なるため、図 2-4-6, 図 2-4-8 では 1 階柱軸力 N が N_{bc1} (式(3-39))の時の 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1max}$ を用い、 $k \cdot {}_yM_{c1max}$ によって基準化する。図 2-4-7, 図 2-4-9 は軸力比 η 毎に接合部耐力と 1 階柱耐力の比 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ を示す。



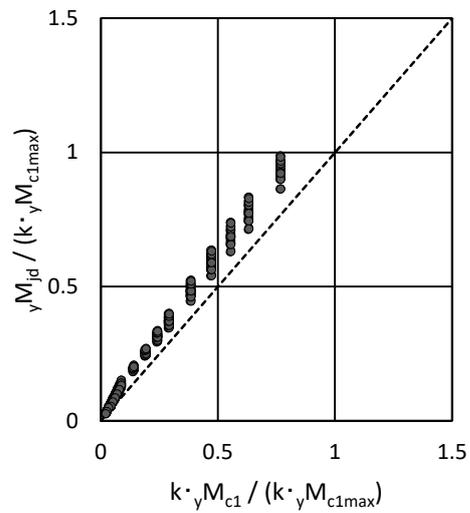
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

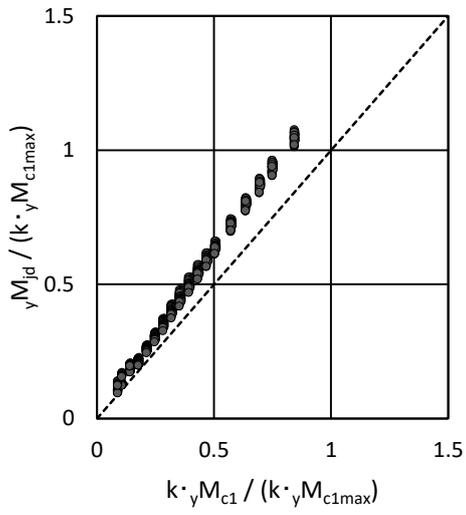


(c) 変動モデル D2

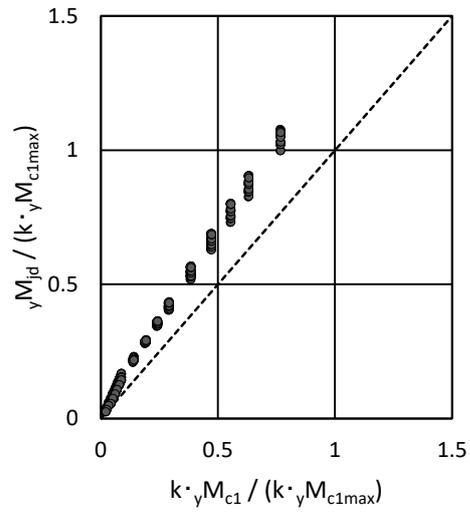


(d)変動モデル D3

図 2-4-6 接合部耐力 M_{yjd} と 1 階柱耐力 $k \cdot M_{c1}$ の比較(開く方向)

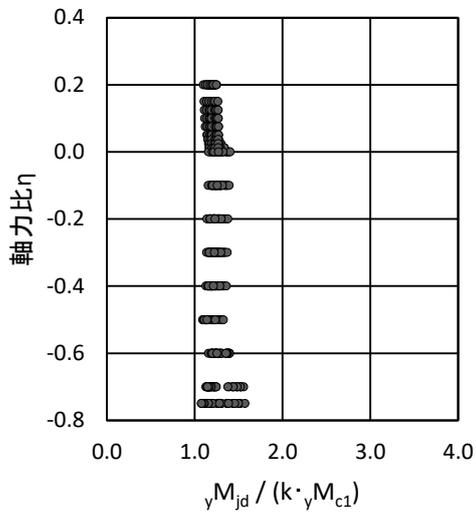


(e) 変動モデル D4

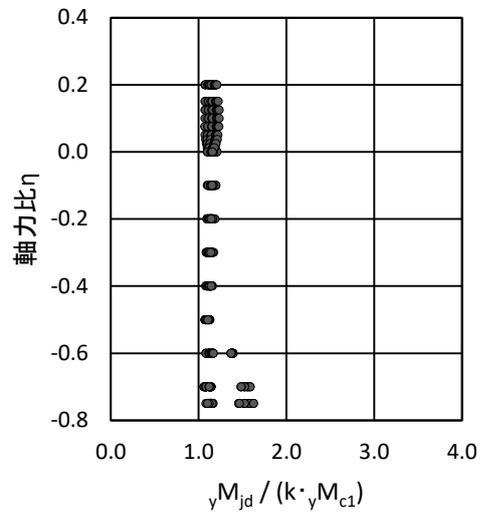


(f) 変動モデル D5

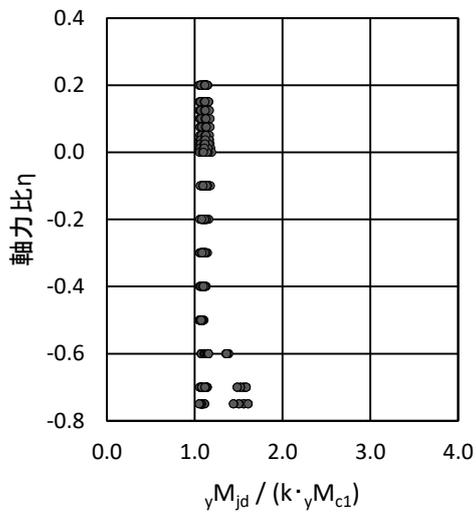
図 2-4-6 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 $k \cdot yM_{c1}$ の比較(開く方向)



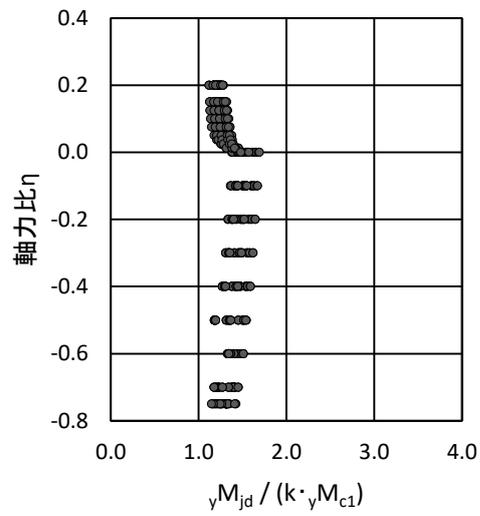
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

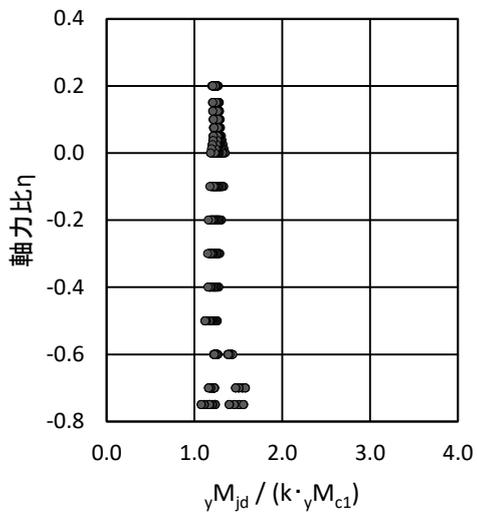


(c) 変動モデル D2

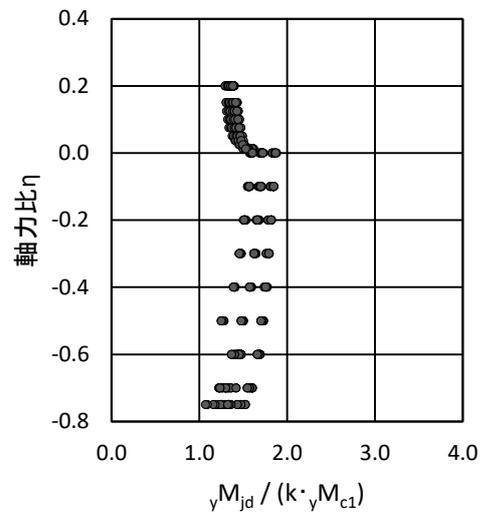


(d)変動モデル D3

図 2-4-7 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (開く方向)

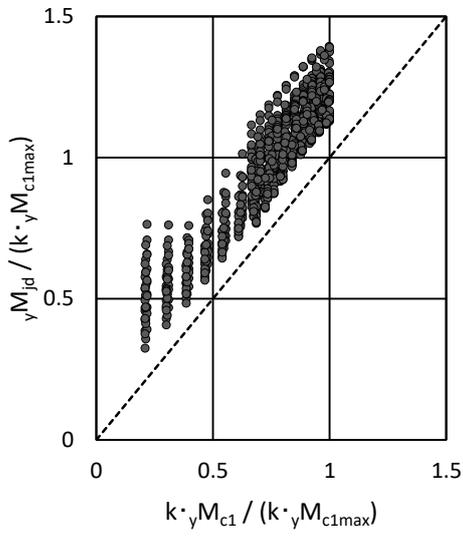


(e) 変動モデル D4

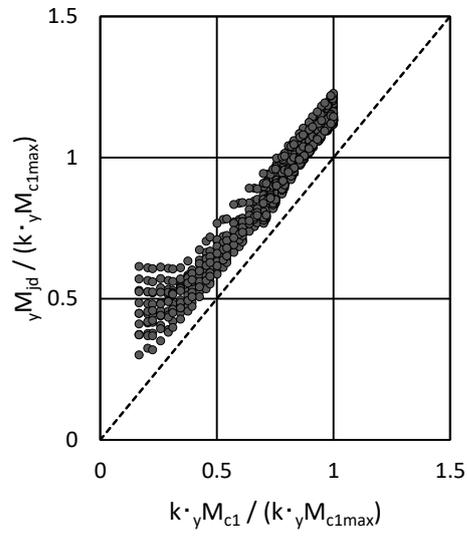


(f) 変動モデル D5

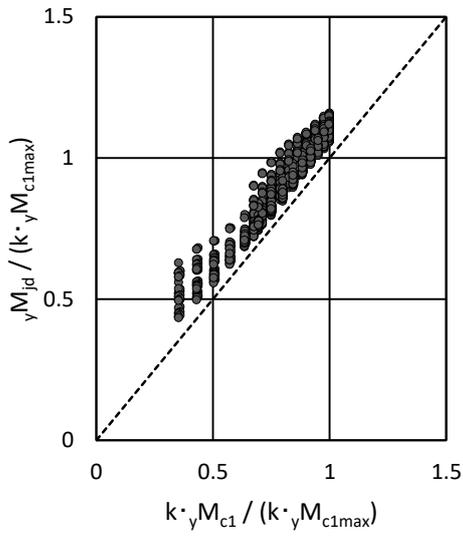
図 2-4-7 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ (開く方向)



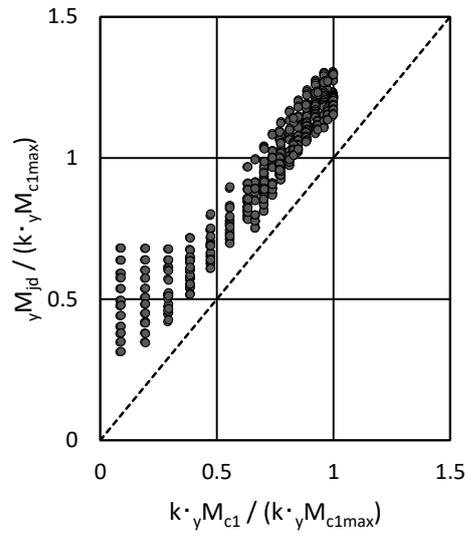
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

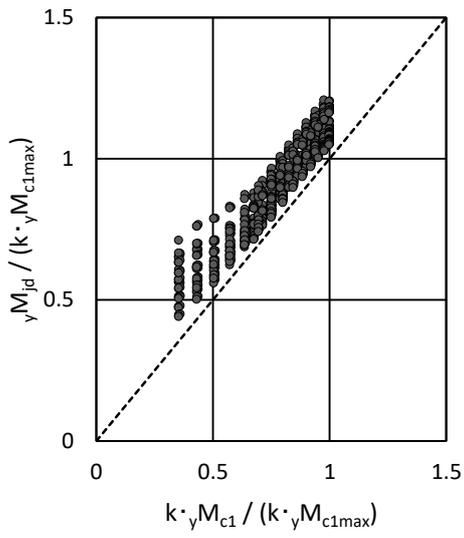


(c) 変動モデル D2

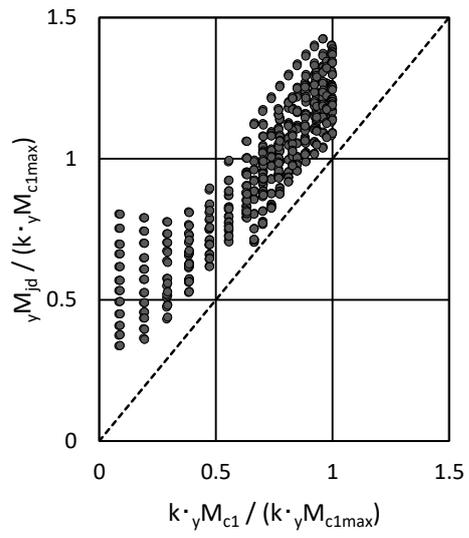


(d)変動モデル D3

図 2-4-8 接合部耐力 M_{jd} と 1 階柱耐力 $k \cdot M_{c1}$ の比較(閉じる方向)

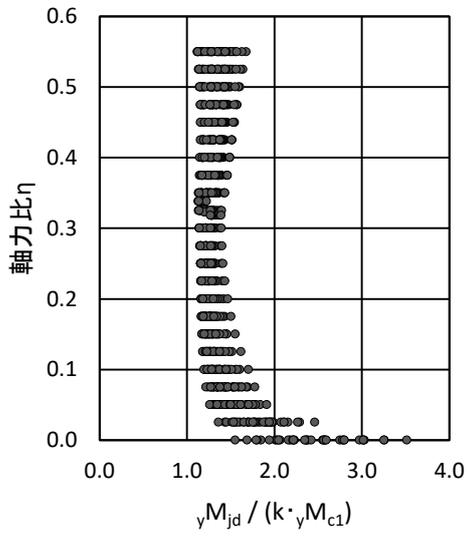


(e) 変動モデル D4

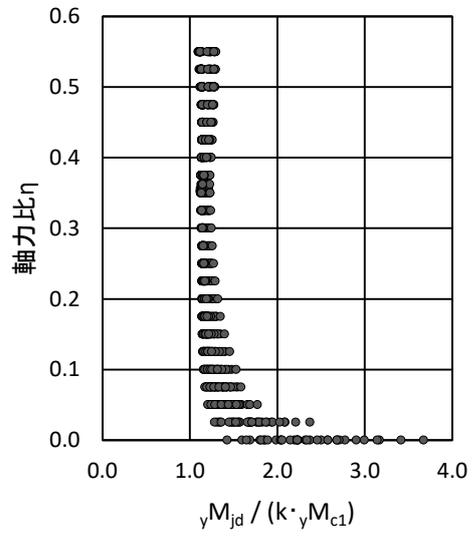


(f) 変動モデル D5

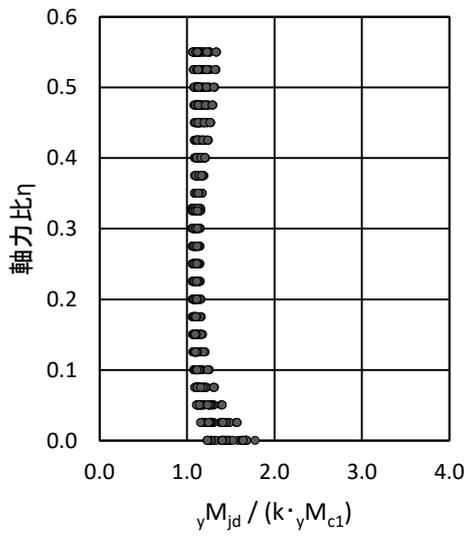
図 2-4-8 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 $k_y M_{c1}$ の比較(閉じる方向)



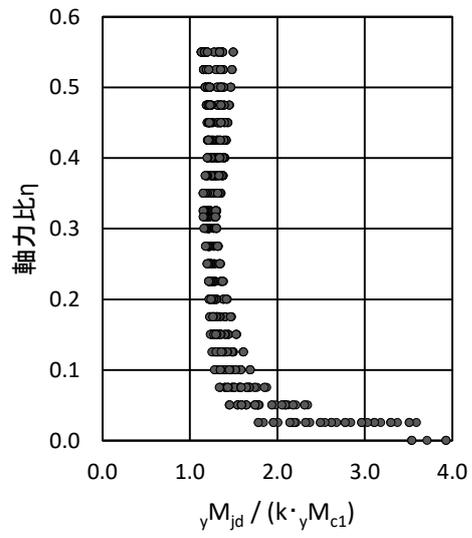
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

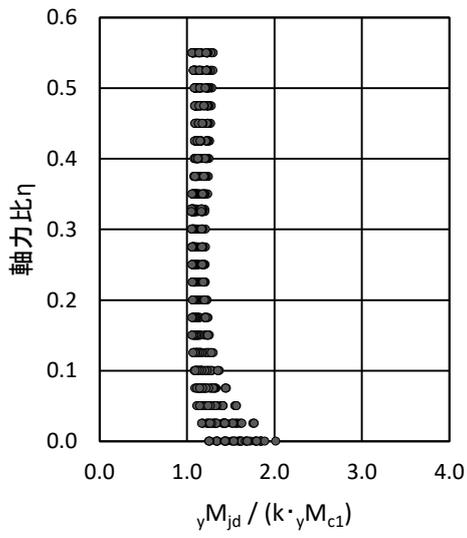


(c) 変動モデル D2

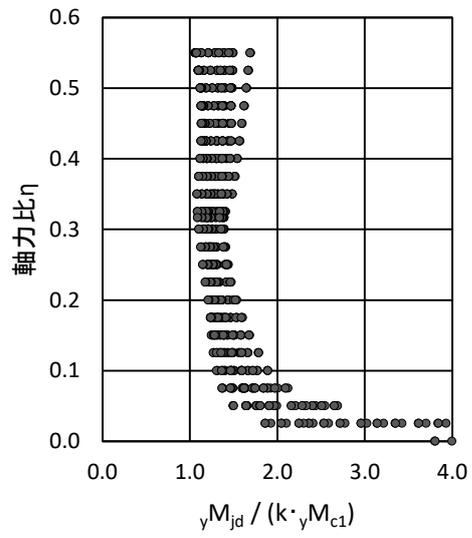


(d)変動モデル D3

図 2-4-9 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (閉じる方向)



(e) 変動モデル D4



(f) 変動モデル D5

図 2-4-9 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (閉じる方向)

表 2-4-3 接合部耐力と 1 階柱耐力の比 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$

(a) 開く方向

開く方向		${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$		
		最小値	最大値	平均値
基本モデル		1.08	1.57	1.23
変動モデル	D1	1.06	1.63	1.16
	D2	1.05	1.61	1.13
	D3	1.12	1.70	1.35
	D4	1.08	1.58	1.25
	D5	1.07	1.88	1.50

(b) 閉じる方向

閉じる方向		${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$		
		最小値	最大値	平均値
基本モデル		1.12	3.52	1.38
変動モデル	D1	1.09	3.68	1.27
	D2	1.06	1.78	1.16
	D3	1.13	8.07	1.56
	D4	1.05	2.02	1.18
	D5	1.06	9.53	1.65

開く方向は、1 階柱耐力を小さくしている変動モデル D3, D5 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の差が大きく、 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きくなる傾向がある。これは軸力の影響が小さい、軸力比 η が 0 に近いほど顕著である。

閉じる方向は軸力比 η が小さい場合、壁と 2 階柱からなる T 形断面の耐力が 1 階柱耐力に比べて大きくなり、 m_n が小さくなることで m_n と m_d の差が大きくなり、 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ が大きくなる傾向がある (図 2-2-10 参照)。これは 1 階柱耐力を小さくしている変動モデル D3, D5 で顕著である。

提案する設計法を用いて設計した接合部は、開く方向では 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の 1.05 ~ 1.88 倍、閉じる方向では 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の 1.05 ~ 9.53 倍の耐力が確保されると考えられる。

2.5 まとめ

本章では 1 階柱が屋内側に拡張されるピロティ架構の接合部(図 1-1-2(a)参照)耐力が 1 階柱耐力を上回る様にするための簡易な設計方法の提案を行った。

以下に得られた知見をまとめる。なお、本章では接合部耐力が 1 階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(必要梁耐力)と 1 階柱耐力の比を必要梁耐力比 m_n (式(2-30), (2-33)), 設計用に設定した m_n を設計用必要梁耐力比 m_d と定義している。また、検討対象は、表 2-2-1 の第 4 列に示す仕様規定を満たす建物に限定する。「開く方向、閉じる方向」は図 1-1-1(a)により定義する。

(i) 2 階と 1 階の柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が小さくなると、開く方向、閉じる方向とも必要梁耐力比 m_n は大きくなる(図 2-4-1, 2-4-3 参照)。これは、接合部耐力に寄与する 2 階柱耐力が低下することで必要梁耐力が増加するためである。

(ii) 開く方向では、梁せいと 1 階の柱せいの比 D_b/D_{c1} が小さいと m_n がやや小さくなる(図 2-4-1 (a), 2-4-3(a)参照)。これは、1 階柱の節点位置の耐力 $k \cdot y M_{c1}$ (図 2-2-9)が小さくなるためである。一方、閉じる方向では逆に m_n が大きくなる(図 2-4-1(b), 2-4-3(b)参照)。これは、 $k \cdot y M_{c1}$ の減少よりも梁上部の壁による耐力 M_w (式(2-20))の減少の方が大きいためである。

(iii) 開く方向では、引張軸力が増大すると m_n が増大する(図 2-4-1(a), 2-4-3(a)参照)。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1 階と 2 階の柱の偏心に伴うモーメント $N \cdot e$ の寄与分が増大するからである(図 2-4-2(a)参照)。一方、閉じる方向では、圧縮軸力が増大すると m_n が増大する(図 2-4-1(b), 2-4-3(b)参照)。この傾向も、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1 階柱上部 T 型断面の図心まわりの耐力 M_c' の寄与分の減少と、1 階柱上部 T 型断面の偏心曲げ $N_c \cdot e_c$ の寄与分が増加するからである(図 2-4-2(b)参照)。

(iv) 表 2-2-1 に示す仕様規定を満たした上で、図 2-4-4 あるいは表 2-4-2 から、 D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} および軸力比 η の関数として設計用必要梁耐力比 m_d を計算し、1 階柱耐力に乘じることで必要梁耐力を安全側に推定できる(図 2-4-1, 2-4-3 参照)。

(v) 本章で提案する設計方法では、次の 2 項目を確認する。

- ・ 表 2-2-1 に示す仕様規定を満足する。

- ・ 上記(iv)で推定した必要梁耐力を上回るように梁耐力を確保(式(2-42)~(2-44))する。
- (vi) 提案する設計法を用いて設計した接合部は, 開く方向では 1 階柱耐力 $k \cdot_y M_{c1}$ の 1.05 ~ 1.88 倍, 閉じる方向では 1 階柱耐力 $k \cdot_y M_{c1}$ の 1.05 ~ 9.53 倍の耐力が確保される。

第3章

一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計法

3.1 まえがき

本研究では、①実務設計で考慮されていないピロティ柱梁接合部の破壊を防止する。
②実務設計で用いることができる設計方法とする。以上の2つの目的のために、簡易な方法で接合部の耐力が1階柱耐力を上回るようにする設計方法の提案を行う。

第3章では、一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部（図 1-1-2(b)）を対象としたピロティ接合部の設計方法の提案を行う。

3.2 節では、既往の研究による接合部耐力評価と、提案する設計方法を示す。

3.3 節では、接合部耐力が1階柱耐力を上回るために梁に必要な耐力（必要梁耐力）と1階柱耐力との比（必要梁耐力比 m_n ）を計算するためのモデルの設定について示す。

3.4 節では、3.3 節で示すモデルの必要梁耐力比 m_n の結果に基づいて、実際に設計で用いる必要梁耐力比（設計用必要梁耐力比 m_d ）の設定について示す。

3.5 節では、本章のまとめを示す。

3.2 接合部の設計方法

3.2.1 既往の研究による接合部耐力の評価

既往の研究^{13),14)}では、実験⁹⁾による接合部の破壊モードや Strut-and-Tie モデルの解析結果¹⁰⁾を基に、接合部に取り付く梁主筋、2階柱、偏心モーメントなど接合部耐力に寄与する要素耐力の累加によって、接合部耐力を評価する方法を提案している。さらに閉じる方向¹⁴⁾では梁主筋と1階柱主筋の折り曲げ定着部のコンクリートに破壊(定着破壊)が生じていると推測されることから、定着破壊による梁主筋の引張耐力を考慮した耐力評価が提案されている。

以下、[1]に文献 13)による開く方向の接合部耐力評価、[2]に文献 14)による閉じる方向の接合部耐力評価を詳述する。

[1] 開く方向の接合部耐力評価

Strut-and-Tie モデル¹⁰⁾による開く方向の O-1 試験体の解析結果を図 3-2-1 に示す。

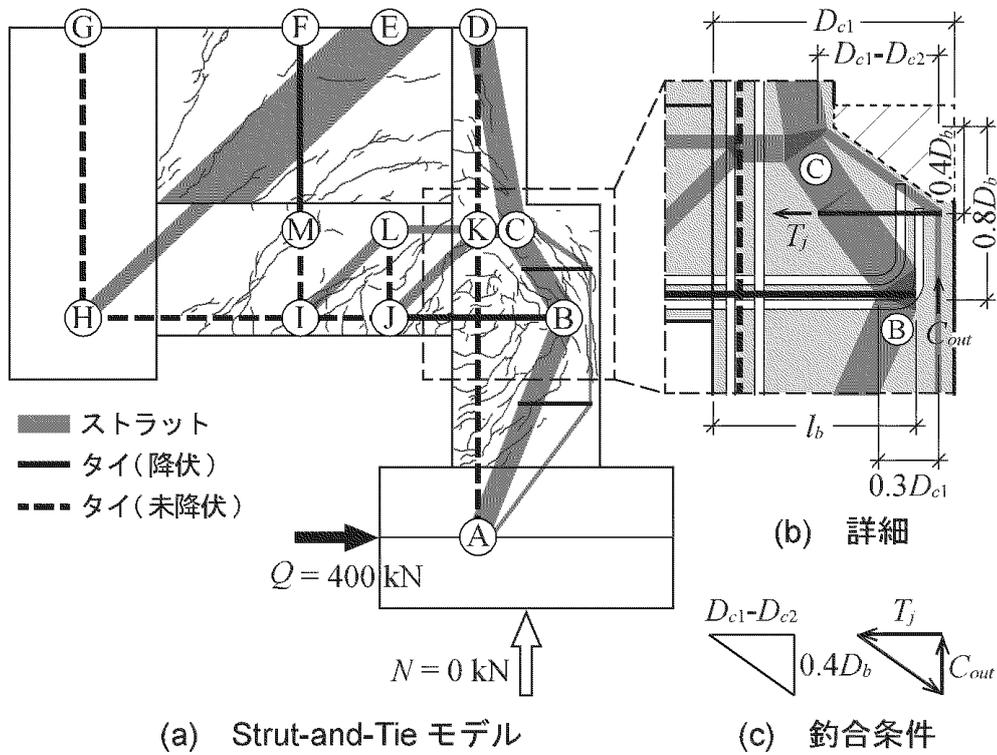


図 3-2-1 O-1 試験体(開く方向)の Strut-and-Tie モデル¹³⁾

灰色の帯が圧縮ストラット，実線は鉄筋の降伏強度に達したタイ，破線が降伏強度に達しなかったタイ，薄い細線が実験で観察されたひび割れを表している。この結果から梁降伏モードとして図 3-2-2 を示している。なお，梁降伏モードは接合部破壊を表している。

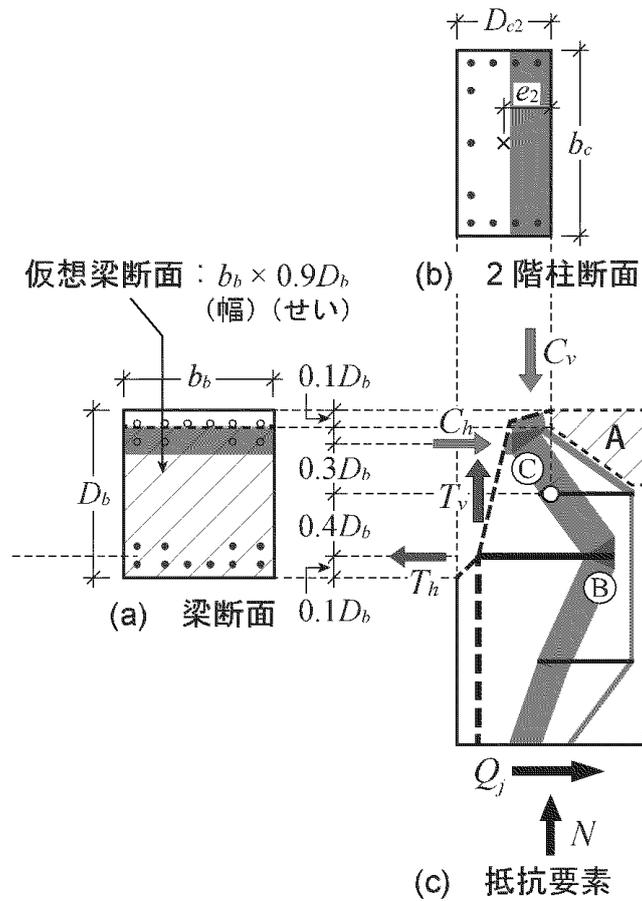


図 3-2-2 梁降伏モードの耐力計算¹³⁾

梁降伏モードでは、図 3-2-2(a)の梁断面に生じる水平力 T_h 、 C_h と図 3-2-2(b)の 2 階柱断面に生じる鉛直力 T_v 、 C_v が曲げモーメントに抵抗し、外力 Q_j 、 N と釣り合う。釣合条件を考える際の曲げモーメントの基準点は、力の釣合を考慮しやすくするため、梁と 1 階柱の接合部の中心(図 3-2-2(c)の○)としている。

水平力 T_h 、 C_h は、図 3-2-1(a)のストラット CK とタイ BJ に対応している。 T_h 、 C_h の効果を梁の負担分 M_b と呼び、図 3-2-2(a)の梁断面で表している。この断面について、図 3-2-3(b)に示す O-1 試験体の層間変形角+4% rad 時の破壊状況から検討している。四角で示す縦方向のひび割れが顕著であり、梁の下端筋が引張降伏していたことから、O-1 試験体は梁降伏モードであると判断している。楕円で示す縦ひび割れは、負方向(閉じる方向)の荷重によって生じ、正方向(開く方向)の荷重でも閉じなかった。

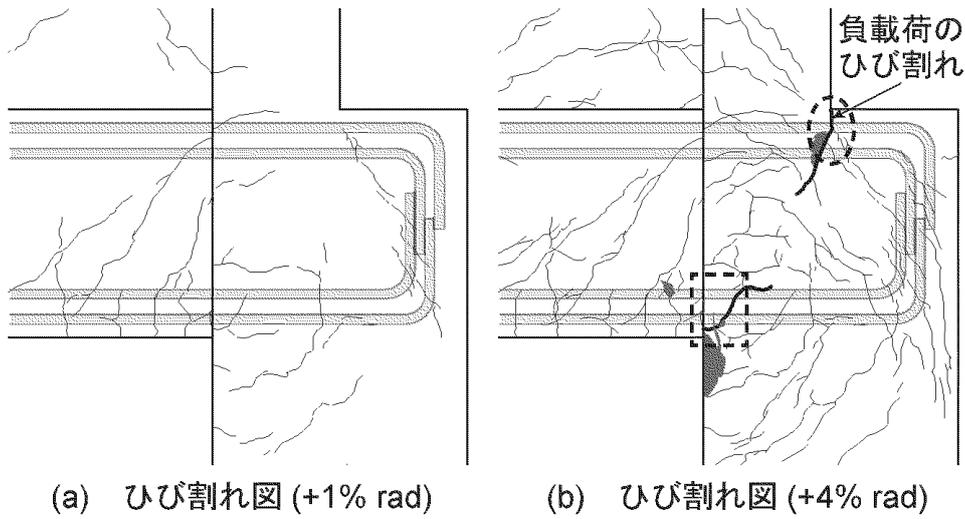


図 3-2-3 O-1 試験体(梁降伏モード)の破壊状況¹³⁾

このことから、図 3-2-2(c)に斜線で示す領域 A では圧縮力を伝達できなかつたと推測している。その推測から上端筋までの仮想梁断面(図 3-2-2(a)に斜線で示す領域 $b_b \times 0.9D_b$)の曲げ強度を梁の負担分 ${}_yM_b$ とし、次式(3-1)で計算している。

$${}_yM_b = T_h \times 0.4D_b + C_h \times 0.3D_b \quad (3-1)$$

ここで、 T_h は梁の下端筋の断面積と降伏強度の積である。コンクリート表面から梁主筋までの距離を $0.1D_b$ で近似し、梁中心から C_h までの距離を $0.3D_b$ としている。さらに、図 3-2-2(c)の水平力に関する釣合条件から次式(3-2)を得ている。

$$C_h = T_h - Q_j \approx T_h - {}_yQ_{c1} \quad (3-2)$$

ただし、せん断力 Q_j は未知数であるので、柱が降伏する時のせん断力 ${}_yQ_{c1}$ で近似している。 ${}_yQ_{c1}$ は次式(3-3)による。

$${}_yQ_{c1} = \frac{{}_yM_{c1}}{L + 0.1D_b} \quad (3-3)$$

ここで、 L は加力点から梁の下端までの距離である。式(3-2)を式(3-1)に代入して次式(3-4)を得ている。

$${}_yM_b = (0.7T_h - 0.3{}_yQ_{c1})D_b \quad (3-4)$$

鉛直力 T_v , C_v は、図 3-2-1(a)のタイ KD とストラット CD に対応している。 T_v , C_v の効果を 2 階柱の負担分 ${}_yM_{c2}$ と呼び、図 3-2-2(b)の 2 階柱断面で表している。2 階の柱に生じる軸力を 1 階柱の軸力 N と等しいものと仮定し、平面保持解析による材軸まわりの曲げ強度 ${}_yM'_{c2}$ を接合部の中心(図 3-2-2(c)の○)まわりに補正して次式(3-5)を得ている。軸力 N は圧縮を正としている。ここで、 e_2 は 1 階柱と 2 階柱の中心間距離である。

$${}_yM_{c2} = {}_yM'_{c2} - N \cdot e_2 \quad (3-5)$$

以上より、接合部耐力 ${}_yM_j$ を次式(3-6)で計算している。

$${}_yM_j = {}_yM_b + {}_yM_{c2} \quad (3-6)$$

なお、 ${}_yM_j$ の算定において、屋内側に拡張する場合¹¹⁾は梁のあばら筋も寄与しているが、図 3-2-3(b)から大変形時にも斜めひび割れが拡大する現象は見られず、梁の曲げひび割れが顕著であることから、式(3-6)においてはあばら筋の効果は考慮されていない。

一方、接合部耐力 ${}_yM_j$ に寄与する要素毎に分解して表す場合、式(3-6)の ${}_yM_b$ を梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ と梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ に分解し、式(3-5)を代入すると、式(3-6)は式(3-7)となる。 ${}_yM_{bT}$ 、 ${}_yM_{bQ}$ は式(3-8)、(3-9)となる。

$${}_yM_j = {}_yM_{bT} + {}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' - N \cdot e_2 \quad (3-7)$$

$${}_yM_{bT} = 0.7D_b \cdot T_h \quad (3-8)$$

$${}_yM_{bQ} = -0.3D_b \cdot {}_yQ_{c1} \quad (3-9)$$

[2] 閉じる方向の接合部耐力評価

Strut-and-Tie モデル¹⁰⁾による閉じる方向の O-1 試験体の解析結果を図 3-2-4(a)に示す。

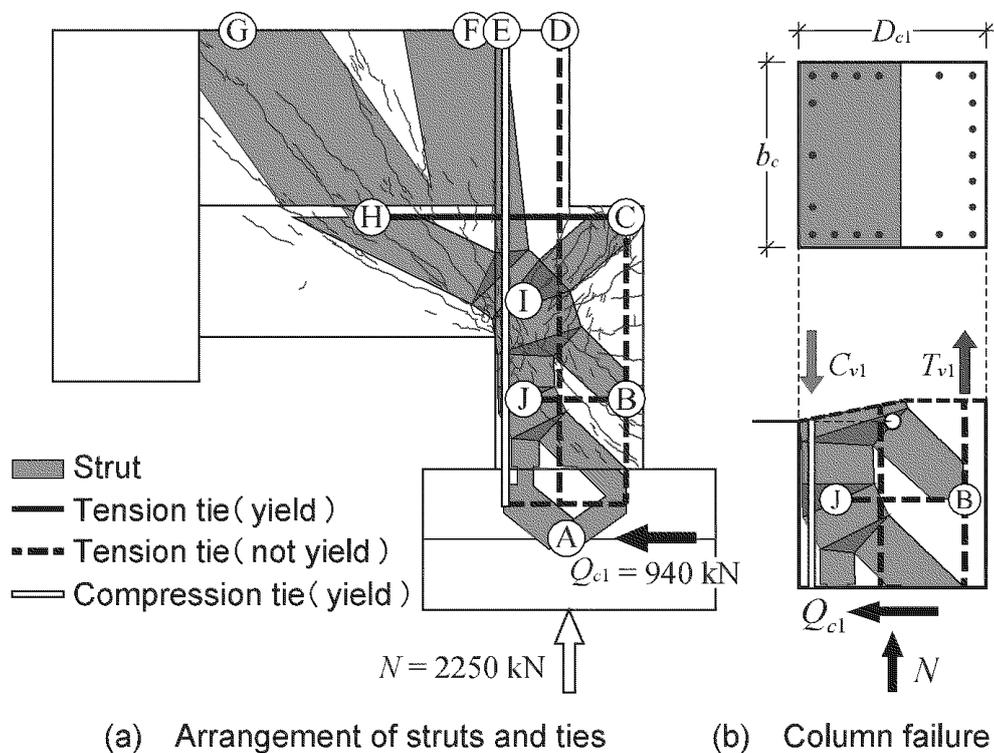


図 3-2-4 O-1 試験体(閉じる方向)の Strut-and-Tie モデル¹⁴⁾

灰色の帯が圧縮ストラット，黒色の実線は鉄筋が引張降伏の降伏強度に達したタイ，白色の実線は圧縮降伏したタイ，破線が降伏強度に達しなかったタイ，細線が実験で観察されたひび割れを表している。

強度を算出する危険断面は図 3-2-5 に示すように 2 階柱脚部と接合部上面からなる入隅と，梁と 1 階柱からなる接合部入隅部を結ぶ斜めひび割れ面としている。

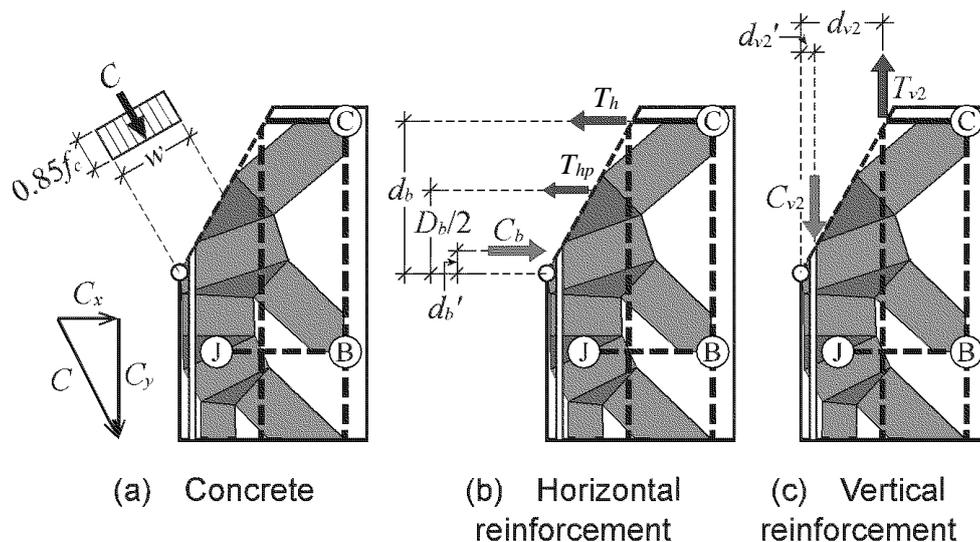


図 3-2-5 危険断面に作用する力¹⁴⁾

梁降伏モードでは、図 3-2-5(a)のコンクリートの圧縮合力 C と図 3-2-5(b)の梁主筋の応力 T_h , C_b 、接合部内横補強筋の応力 T_{hp} と図 3-2-5(c)の 2 階柱主筋の応力 T_{v2} , C_{v2} が曲げモーメントに抵抗し、外力 Q_{c1} , N と釣り合うとしている。なお、文献 14)の梁上端筋の引張力 T_b を T_h 、危険断面を横切る接合部横補強筋の引張力の合力 T_h を T_{hp} に表記を変更している。コンクリートの圧縮合力 C は、図 3-2-4(a)のストラット IH と IE の合力に対応している。圧縮合力 C の大きさは図 3-2-5(b), (c)の水平方向と鉛直方向の釣合条件から次式により算出している。

$$C = \sqrt{C_x^2 + C_y^2} \quad (3-10)$$

$$C_x = Q_{c1} + T_h + T_{hp} - C_b \quad (3-11)$$

$$C_y = T_{v2} + N - C_{v2} \quad (3-12)$$

ここで、 T_h は梁上端筋の引張力、 C_b は梁下端筋の圧縮力である。 T_{v2} は 2 階柱屋外側の鉄筋引張力、 C_{v2} は 2 階柱屋内側の鉄筋圧縮力であり、それぞれ 1 段のみ考慮している。柱中段主筋は中立軸に近く、曲げ耐力に与える影響が小さいため無視している。 T_{hp} は危険断面を横切る接合部横補強筋の引張力の合力であり、接合部中心位置に作用する

としている。

危険断面における曲げモーメントの釣り合いから梁降伏モードの終局モーメントを式(3-13)により算出している。釣り合いを考える際の曲げモーメントの基準点を接合部入隅部(図 3-2-5 の○)としている。

$${}_yM_j = T_h \cdot d_b + T_{hp} \frac{D_b}{2} + T_{v2} \cdot d_{v2} + N \frac{D_{c1}}{2} - C_b \cdot d_b' - C_{v2} \cdot d_{v2}' - \frac{1}{2} \frac{C}{0.85b_{c1} \cdot f_c} C \quad (3-13)$$

ここで、 D_b は梁せい、 D_{c1} は 1 階柱せい、 b_{c1} は 1 階柱幅、 d_b 、 d_b' は接合部入隅から梁主筋までの距離、 d_{v2} 、 d_{v2}' は接合部入隅から 2 階柱の引張主筋、圧縮鉄筋までの距離である。なお、梁上端筋は各鉄筋位置、梁下端筋は重心位置で評価している。

接合部耐力 ${}_yM_j$ とそのときの柱せん断力 Q_{c1} の関係を式(3-14)で表している。

$${}_yM_j = Q_{c1} \cdot L \quad (3-14)$$

鉄筋の応力が明らかであれば式(3-10)~(3-14)を連立させて解くことにより、梁降伏モード時のせん断力 Q_{c1} が得られる。

これを O-1、O-1t 試験体に適用して接合部耐力 ${}_yM_j$ が計算されている。ここで、引張鉄筋はすべて降伏状態であると仮定し、引張力を鉄筋断面積と降伏強度の積としている。また、圧縮鉄筋の応力は力の釣り合い条件を満たすものの中で接合部耐力が最も大きくなる応力を採用している。

1 階柱と接合部の耐力のうち小さい方の耐力で架構の耐力が定まるとすると、計算結果では両試験体とも 1 階柱耐力の方が小さいこととなり、実験で観測された破壊モードの結果と異なった。特に O-1t 試験体は、実験では接合部の損傷が著しいにも関わらず、計算では柱の耐力が低い結果になったことから、実験値より梁降伏モードの耐力を過大評価しており、引張鉄筋の降伏状態を仮定した終局強度の算定では実験結果を良好に評価できない場合があるとしている。そこで、次に定着破壊を考慮した終局強度の算定方法について検討している。

O-1, O-1t 試験体は接合部拡張部に柱，梁主筋が密に配筋されているため，主筋折り曲げ部付近に圧縮力が集中し，圧縮破壊を引き起こしやすい状況であったとしている。ここでは，主筋折り曲げ部内側のコンクリートに生じる圧縮応力 f_b がコンクリートの圧縮強度 f_c に達したとき梁主筋が定着破壊すると仮定している。圧縮応力 f_b は以下に示す方法により算出している。

柱，梁主筋にそれぞれ図 3-2-6(a)の引張力が生じているとき，梁主筋と柱主筋が連続していると考えて図 3-2-6(b)のように単純化すると，外側鉄筋および内側鉄筋の主筋折り曲げ部付近に生じる圧縮力 C_1 ， C_2 はそれぞれ図中の記号を用いて式(3-15)，(3-16)で表される。

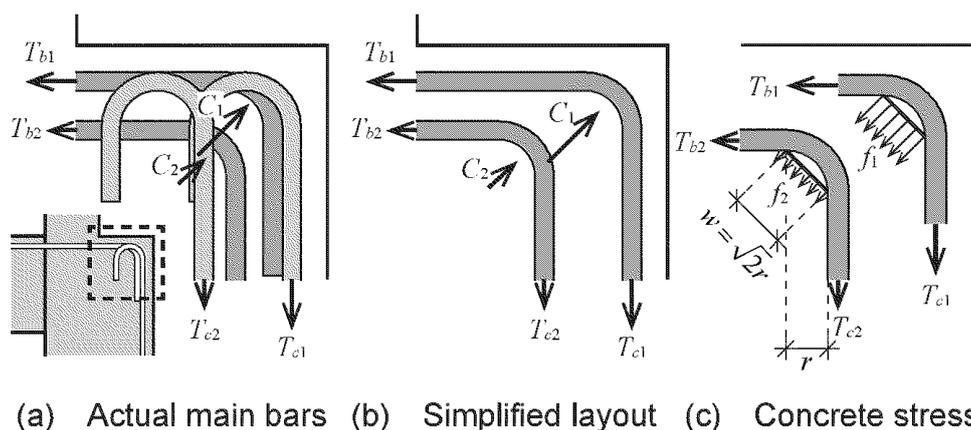


図 3-2-6 支圧強度の図¹⁴⁾

$$C_1 = \sqrt{T_{b1}^2 + T_{c1}^2} \quad (3-15)$$

$$C_2 = \sqrt{T_{b2}^2 + T_{c2}^2} \quad (3-16)$$

圧縮力 C_1 ， C_2 から主筋折り曲げ部内側の圧縮応力 f_1 ， f_2 を式(3-17)，(3-18)により算出する(図 3-2-6(c))。ここで主筋の引張力は，図 3-2-7 のような破壊形状がみられたことから主筋直線部の付着は期待できないとして図 3-2-6(b)，(c)で等しいとしている。

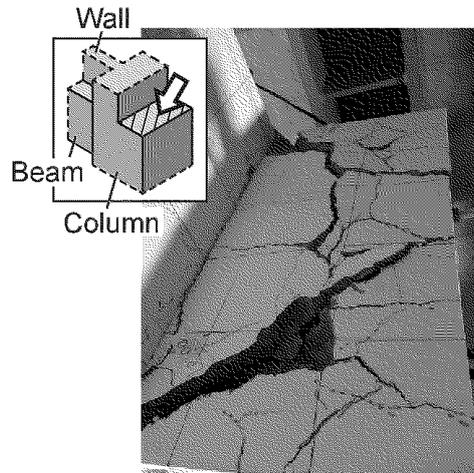


図 3-2-7 試験体 O-1 の 1 階柱頂部のひび割れ¹⁴⁾

$$f_1 = \frac{C_1}{A} \quad (3-17)$$

$$f_2 = \frac{C_2}{A} \quad (3-18)$$

ここで、 A は支圧面積を示し、1 階柱幅 b_{c1} と図 3-2-6(c) の圧縮ストラット幅 w の積として式(3-19)により算出している。なお、圧縮ストラット幅 w は角度によらず $\sqrt{2} r$ (r は梁主筋の折り曲げ内法半径であり、O-1, O-1t 試験体共に $2 \times 19 = 38 \text{ mm}$) で一定としている。

$$A = \sqrt{2} r \cdot b_{c1} \quad (3-19)$$

図 3-2-8(a) に示すような主筋本数の少ない T 形外柱梁接合部に関する実験をもとに定着強度が提案されている文献³³⁾ では、支圧面積として鉄筋折曲げ部直下の断面 ($A = \sqrt{2} r \times$ 鉄筋径) を設定する一方で支圧強度をコンクリートの圧縮強度 f_c より大きくとっている。

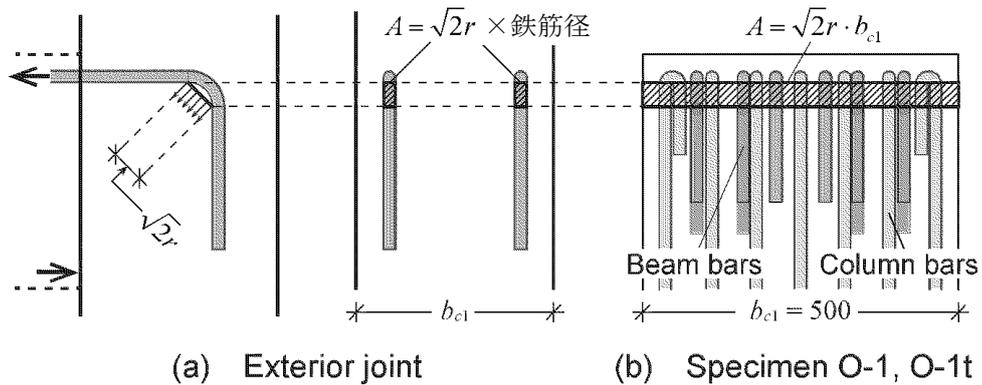


図 3-2-8 支圧面積¹⁴⁾

しかし、この方法で図 3-2-8(b)のように鉄筋間隔が密な O-1, O-1t 試験体について定着強度を算定すると梁主筋の定着強度は降伏強度を上回り、実験結果と食い違う。そこで、鉄筋間隔が密である場合には柱、梁主筋に囲まれたコンクリートが一樣に圧縮されると仮定し、式(3-19)では柱幅 b_{c1} としている。ただし、前述のように支圧部のコンクリートの圧縮力は係数を乗じない圧縮強度としている。

また、文献 34)では 2 段配筋の場合、内側鉄筋の定着耐力は外側鉄筋の影響を受けることが示されている。ここでは外側鉄筋内側の圧縮応力がそのまま内側鉄筋に伝わると仮定し、内側鉄筋の折り曲げ部付近に生じる圧縮応力 f_b を式(3-20)により算出している。

$$f_b = f_1 + f_2 \quad (3-20)$$

なお、文献 34)は 2 段配筋の考慮として図 3-2-6(c)で面内の圧縮応力の広がり仮定しているが、O-1, O-1t 試験体は最大耐力時には接合部に多数の斜めひび割れが生じているため応力の広がりが生じにくいと考え、応力の広がりはないこととしている。

式(3-10)~(3-14)を用いて定着破壊時のせん断耐力を求めるには、定着破壊時の梁主筋の応力を求める必要がある。柱主筋の応力が仮定できれば前述の定着破壊の条件から梁主筋の応力が算出できるが、柱せん断力と柱主筋の応力の関係を簡単な形で定式化することが難しい。そこで、以下に収束計算によって求めるフロー(図 3-2-9)が示されている。

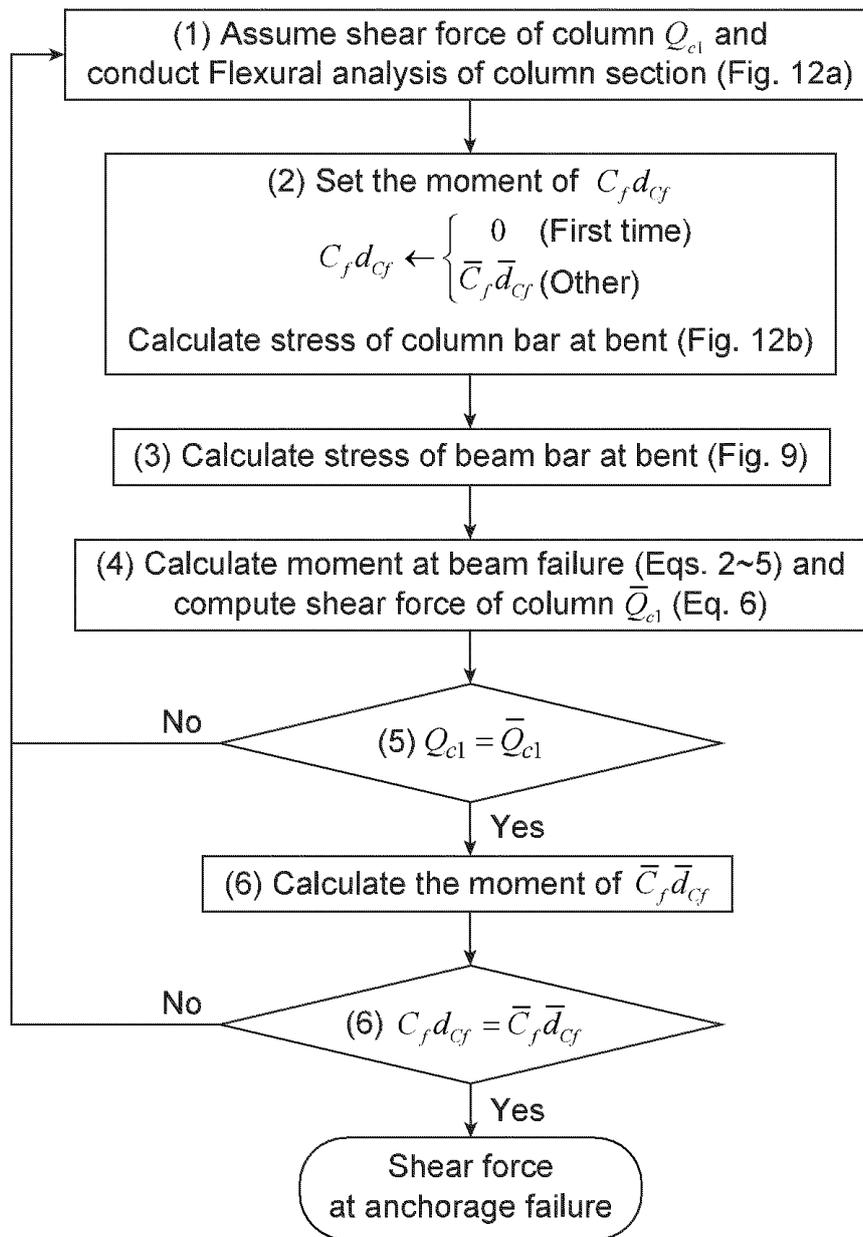
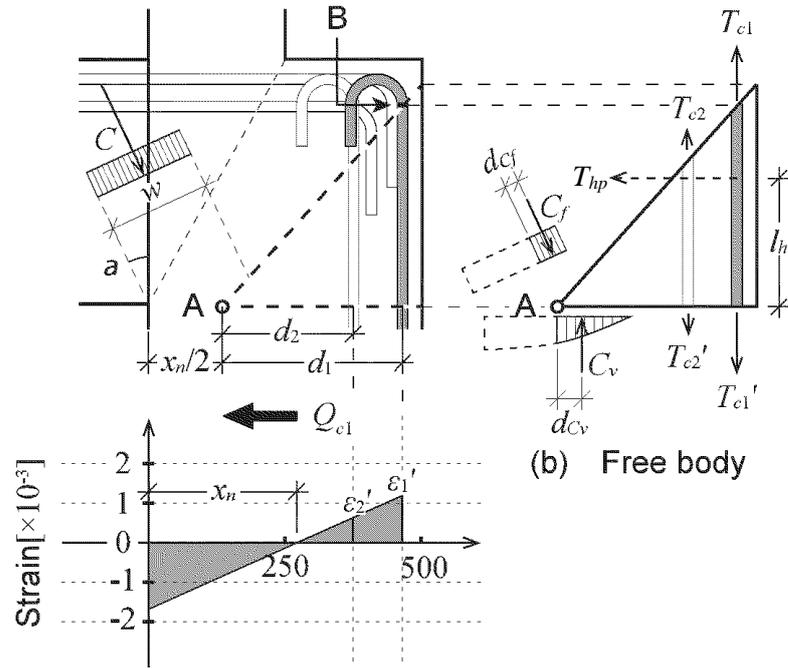


図 3-2-9 定着破壊による接合部耐力の計算フロー¹⁴⁾

(1)柱せん断力 Q_{c1} を仮定する。このときの梁下端位置の柱主筋ひずみ ε_1' , ε_2' を平面保持解析(図 3-2-10(a))から求め、柱主筋の引張力 T_{c1}' , T_{c2}' を算出する。



(a) Strain distribution at beam bottom face

図 3-2-10 図 3-2-9 のステップ(1), (2)の図¹⁴⁾

(2)柱主筋折り曲げ部の応力を算出する。

実験で観測されたひび割れ状況を考慮して図 3-2-10(b)に示す三角形のフリーボディーを切り出す。三角形の斜め断面は圧縮域の中心(A 点)と外側柱主筋の折り曲げの基点(B 点)を結ぶように設定する。切り出したフリーボディー表面には、柱主筋引張力(T_{c1}' , T_{c2}' は梁下端位置, T_{c1} , T_{c2} は主筋折り曲げ部付近の応力)と横補強筋引張力 T_{hp} , コンクリートの鉛直方向の圧縮応力 C_v と図 3-2-5(a)で示した危険断面上に生じた圧縮応力 C の一部 C_f が生じている。横補強筋の応力 T_{hp} は梁下端筋より上にある横補強筋が降伏状態であると仮定し、考慮した鉄筋の重心位置に合力として考える。コンクリートの鉛直方向の圧縮応力 C_v は柱断面の平面保持解析によって得られたコンクリートの応力度分布のうち A 点より右側の応力度分布とし、この応力度分布の重心位置に生じるものとする。危険断面上に生じた圧縮応力 C によるモーメント(= $C_f \cdot d_{cf}$)は収束計算の 1 回目では不明であるため、0 を仮定して算定を進める。

フリーボディーの A 点回りのモーメントの釣り合いから式(3-21)を得る。このとき、式(3-22)に示すように屋外側柱主筋の 1 段目と 2 段目の主筋応力の比は梁下端位

置と主筋折り曲げ部位置で等しいと仮定している。

$$T_{c1}' \cdot d_1 + T_{c2}' \cdot d_2 + C_f \cdot d_{cf} = T_{c1} \cdot d_1 + T_{c2} \cdot d_2 + T_{hp} \cdot l_h + C_v \cdot d_{cv} \quad (3-21)$$

$$\frac{T_{c1}}{T_{c2}} = \frac{T_{c1}'}{T_{c2}'} \quad (3-22)$$

式(3-21), (3-22)から柱せん断力 Q_{c1} に対応する折り曲げ部の柱主筋の引張力 T_{c1} , T_{c2} が求められる。

(3)梁主筋折り曲げ部の応力を算出する(図 3-2-6)。

手順(2)で算出した柱主筋の引張力 T_{c1} , T_{c2} を用いて, 定着破壊時の梁主筋の引張力を求める。すなわち $f_b = f_c$ を仮定し, 式(3-15)~(3-20)を連立させて解くことで梁主筋の定着耐力 T_{b1} , T_{b2} を得る。図 3-2-11 に得られた各試験体の外側鉄筋と内側鉄筋の引張力(T_{b1} , T_{b2})の組み合わせを実線と破線でそれぞれ示している。

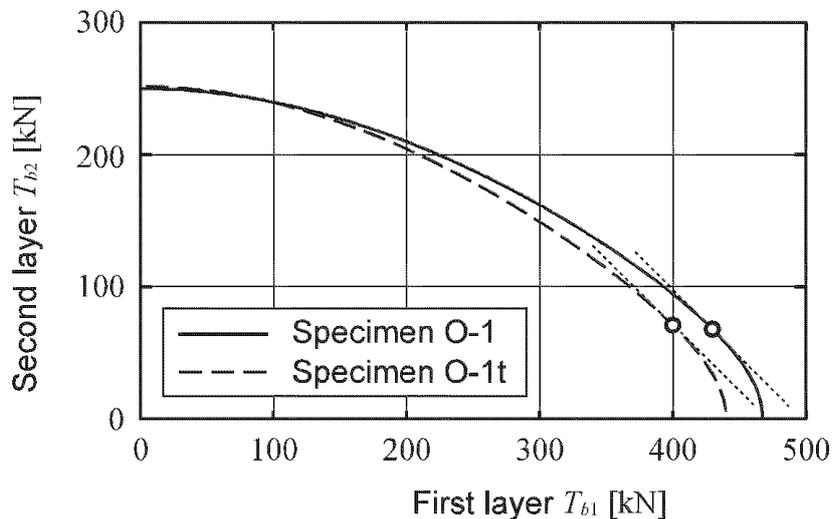


図 3-2-11 T_{b1} と T_{b2} の組合せ¹⁴⁾

図中の点線は $T_{b1} + T_{b2}$ が一定となる線のうち破壊時の組み合わせを表す曲線に接するものである。接点である○は両者の和が最大となる組み合わせであり、これを定着耐力とする。

(4)式(3-10)~(3-13)により斜め断面における曲げモーメントを求め、式(3-14)により柱せん断力 \bar{Q}_{c1} を算定する。

手順(1)で仮定した柱せん断力 Q_{c1} および手順(3)で得られた梁主筋の定着耐力 T_{b1} , T_{b2} を式(3-10)~(3-13)に代入することで梁降伏モードの曲げモーメントを算出する。ここで、梁上端筋の応力 T_h を除く引張鉄筋は降伏状態を仮定し、圧縮鉄筋の応力はモーメントが最大になるものを採用する。なお、危険断面における梁上端筋の応力は主筋折り曲げ部の応力に等しいと仮定している。

(5)手順(1)で仮定した Q_{c1} と手順(4)で導出される \bar{Q}_{c1} が等しくなるように手順(1)~(4)を繰り返す。

(6) $Q_{c1} = \bar{Q}_{c1}$ となるときの圧縮応力によるモーメント $\bar{C}_f \cdot \bar{d}_{cf}$ を算出し、設定した $C_f \cdot d_{cf}$ と等しくなるように手順(1)~(5)を繰り返すことで真の解を得る。このとき圧縮応力 \bar{C}_f は危険断面に生じている圧縮応力を等価なストレスブロックで分布を仮定し、 \bar{C}_f と \bar{d}_{cf} は図 3-2-10(a)に示す合力 C と角度 α を用いて式(3-23), (3-24)で表される。

$$\bar{C}_f = \left(w - \frac{x_n}{2} \cos \alpha \right) \frac{C}{w} \quad (3-23)$$

$$\bar{d}_{cf} = \frac{1}{2} \left(w - \frac{x_n}{2} \cos \alpha \right) \quad (3-24)$$

3.2.2 設計方法の概要

提案する設計方法は、3.2.1 項に示した文献 13), 14)の接合部耐力評価方法を簡略化し、梁主筋による耐力(式(3-8)の ${}_yM_{bT}$, 式(3-13)の $T_h \cdot d_b$)を制御することで、接合部耐力が1階柱耐力を上回るようにする。接合部耐力を制御する要素を梁主筋による耐力とした理由を以下に示す。[1]柱軸力は鉄筋量では制御できないため、設計で調整することが難しい。[2]2階柱せいを著しく小さくしている場合、2階柱主筋によって接合部耐力を補うには限界がある。

接合部耐力が1階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(以下、必要梁耐力)と1階柱耐力の比を必要梁耐力比 m_n とする。必要梁耐力比 m_n の詳細は3.2.3 項に後述する。本論文では、梁主筋による耐力を除く接合部要素の耐力の下限を規定できる様に仕様規定を設け、それに適合する1階柱及び接合部モデルの必要梁耐力比 m_n を算定し、仕様規定の範囲内における m_n の上限を得る。この上限を上回り、かつ容易な計算で求められるように設計用の必要梁耐力と1階柱耐力の比(以下、設計用必要梁耐力比 m_d)を定める。実務設計では m_d に1階柱耐力を乗じて必要梁耐力を算定する。

図 3-2-12 に接合部設計のフローチャートを示す。

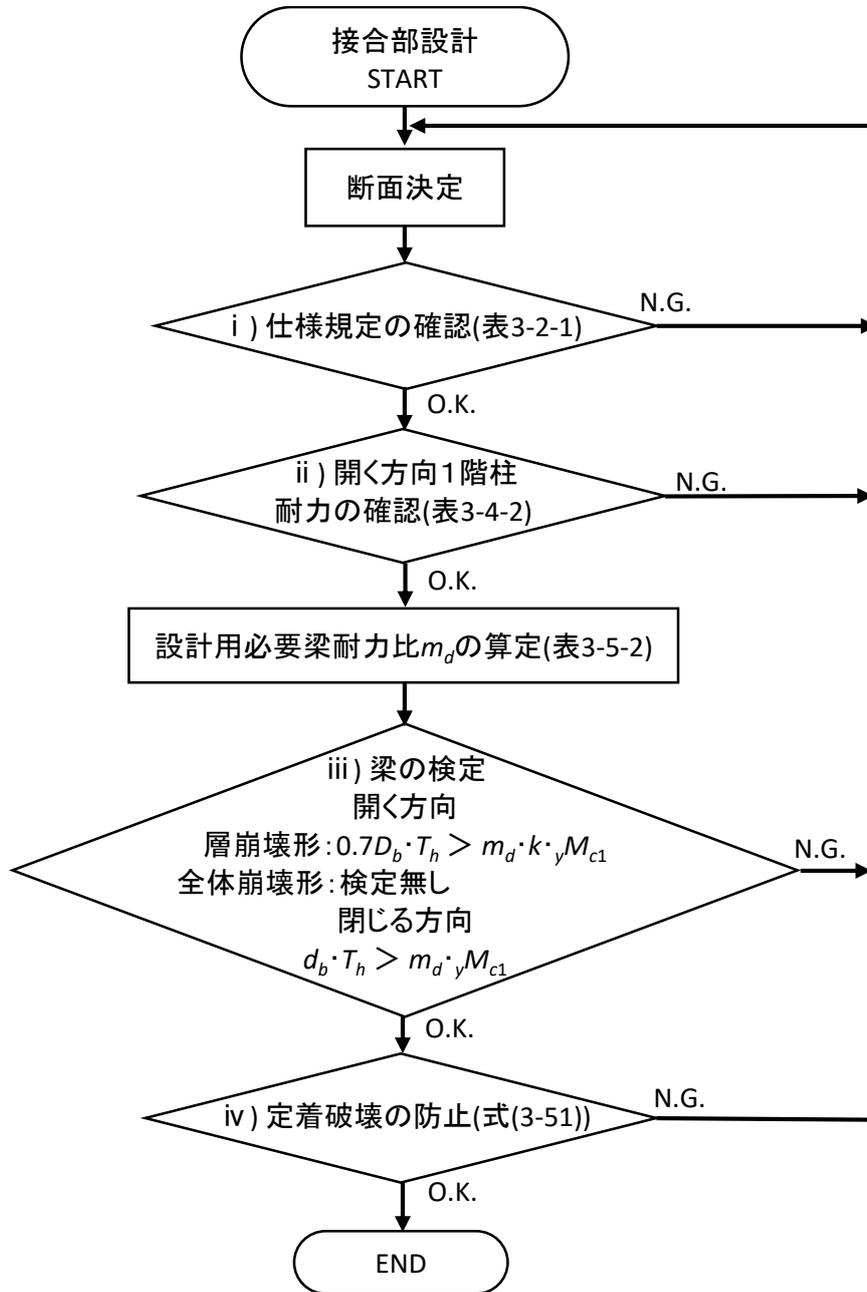


図 3-2-12 接合部設計のフローチャート

以下に、図 3-2-12 の i)～iv)の概略を示す。

i)仕様規定の確認：1階柱及び接合部耐力に寄与する要素断面が、提案する仕様規定に適合していることを確認する。これは仕様規定を満足することにより、梁主筋による耐力を除いた接合部要素耐力を確保するものである。

ii)開く方向 1階柱耐力の確認：開く方向の 1階柱は、曲げモーメントによる断面の圧縮力が屋外側に生じる。しかし、1階柱を屋外に拡張した場合(図 1-1-2(b))、屋外側の 1階柱上部に 2階柱が無い場合、1階柱の柱頭断面において屋外側に生じている圧縮力には 2階柱の屋外側に直接流れる成分はなく、すべて水平方向の梁下端主筋および接合部内の帯筋に生じている引張力によって向きを変え、接合部内の斜めストラットとなる必要がある。そのため、柱頭における圧縮合力の位置は全断面有効の場合に比べて内側となり、見かけ上の部材せいが減少し、1階柱耐力が低下する場合があります¹³⁾。開く方向の 1階柱耐力が全断面有効とした耐力に対して、どの程度低下するかを評価し、その耐力による階の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認する。

iii)梁の検定：梁主筋による耐力が、必要梁耐力を確保していることを確認する。必要耐力は m_d に 1階柱耐力を乗じて算定する。

iv)定着破壊の防止：閉じる方向は接合部内の 1階柱主筋と梁主筋の折り曲げ定着部(図 3-2-6)に生じるコンクリートの圧縮破壊(以下、定着破壊と呼称)が生じると、接合部耐力が低下する¹⁴⁾。この定着破壊を防止し、梁主筋が降伏耐力を発揮できることを確認する。

設計用必要梁耐力比 m_d は、仕様規定によって制限した本設計法の適用範囲を網羅するように設定した多数の建物モデルを用いた必要梁耐力比 m_n のケーススタディ(3.5.1 項および 3.5.2 項参照)に基づき、そこで得られた m_n を上回るように設定する(3.5.3 項参照)。これは本論文中で接合部耐力を計算し、 m_d を設定することで、実務設計の際には梁主筋を除く接合部要素の耐力を算定しなくとも必要梁耐力が得られるようにするためである。

3.2.3 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

開く方向(式(3-7))で, 接合部耐力 ${}_yM_j$ が 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ を上回る(式(3-25))ためには, 梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ は式(3-26)とする必要がある。

$${}_yM_j > k \cdot {}_yM_{c1} \quad (3-25)$$

$${}_yM_{bT} > k \cdot {}_yM_{c1} - \left({}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' - N \cdot e_2 \right) \quad (3-26)$$

ここで, 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ は梁下端ヒンジ位置の耐力であるが, 式(3-7)に示す開く方向の接合部耐力 ${}_yM_j$ は柱梁軸芯(節点)位置の耐力のため, ${}_yM_{c1}$ を節点位置の耐力に補正するために補正係数 k を乗じる(図 3-2-13)。 k はヒンジ位置を梁面とし 1 階柱の柱頭柱脚にヒンジが生じる場合には式(3-27)で与えられる。

$$k = 1 + \frac{D_b}{h_0} \quad (3-27)$$

h_0 : 柱の内法長さ(mm)

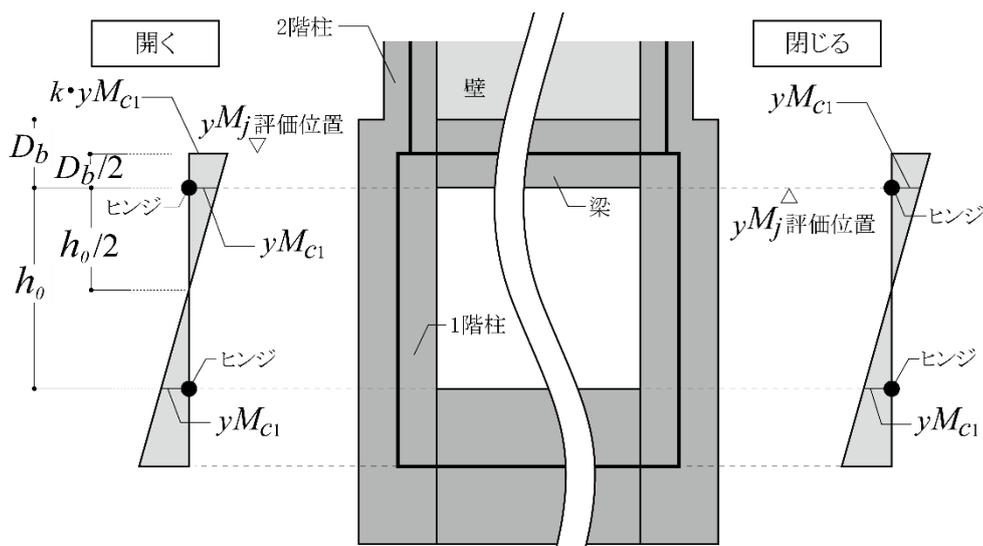


図 3-2-13 接合部耐力 ${}_yM_j$ の評価位置と 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の関係

式(3-26)の右辺は、接合部耐力が1階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(必要梁耐力)である。必要梁耐力と1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の比(必要梁耐力比 m_n)を式(3-28)とすると、式(3-26)は式(3-29)の様に必要梁耐力を1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ と必要梁耐力比 m_n の積で表すことが出来る。なお、文献13)では開く方向の1階柱耐力を、全断面有効な状態より低減しているが、開く方向の m_n (式(3-28))に用いる ${}_yM_{c1}$ は、接合部の設計に対して安全側となるように全断面有効として評価する。

$$m_n = 1 - \frac{{}_yM_{bQ} + {}_yM_{c2}' - N \cdot e_2}{k \cdot {}_yM_{c1}} \quad (3-28)$$

$${}_yM_{bT} > m_n \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (3-29)$$

一方、閉じる方向の接合部耐力(式(3-13))は、梁下端のヒンジ位置での耐力として定義されているため、ヒンジ位置の耐力を節点位置の耐力に補正する係数 k は必要ない(図3-2-13)。よって、接合部耐力 ${}_yM_j$ が1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ を上回るためには、梁主筋による耐力 $d_b \cdot T_h$ は式(3-30)とする必要がある。

$$d_b \cdot T_h > {}_yM_{c1} - {}_yM_{jr} \quad (3-30)$$

$${}_yM_{jr} = T_{hp} \frac{D_b}{2} + T_{v2} \cdot d_{v2} + N \frac{D_{c1}}{2} - C_b \cdot d_b' - C_{v2} \cdot d_{v2}' - \frac{1}{2} \frac{C}{0.85b_{c1} \cdot f_c} C \quad (3-31)$$

閉じる方向の必要梁耐力(式(3-30)右辺)と1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の比を、必要梁耐力比 m_n (式(3-32))とすると式(3-30)は式(3-33)となる。

$$m_n = 1 - \frac{{}_yM_{jr}}{{}_yM_{c1}} \quad (3-32)$$

$$T_h \cdot d_b > m_n \cdot {}_yM_{c1} \quad (3-33)$$

しかし、式(3-31)の ${}_yM_{jr}$ を計算するには、圧縮合力 C (式(3-10), (3-11))の計算に、接合

部耐力を制御するために設計した結果である梁主筋引張力 T_h が必要となる。そこで本論文中では、接合部耐力 ${}_yM_j$ (式(3-13))が1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ と等しくなるために必要な T_h を各軸力毎に計算し、それを用いて ${}_yM_{jr}$ を算定した。

以上により、実務設計では仕様規定を満たす接合部は、 m_d を用い式(3-34), (3-35)を満たせば、梁主筋を除く接合部要素の耐力を算定することなく、接合部耐力が1階柱耐力を上回ることが可能となる。

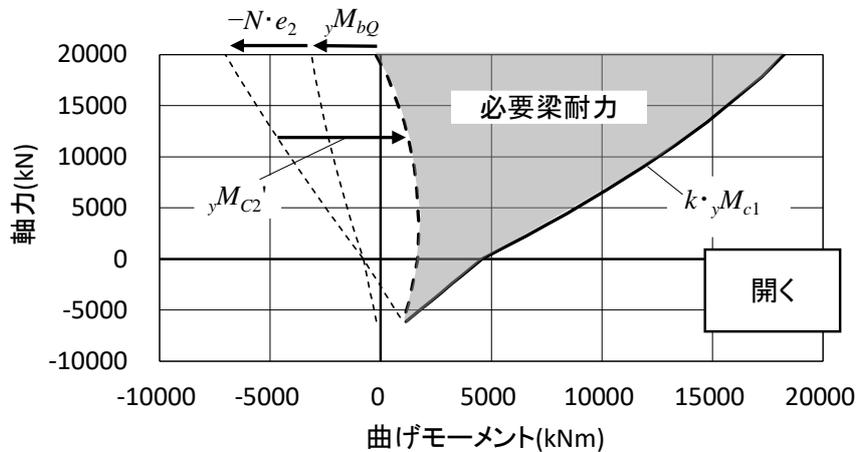
開く方向

$$0.7D_b \cdot T_h > m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1} \quad (3-34)$$

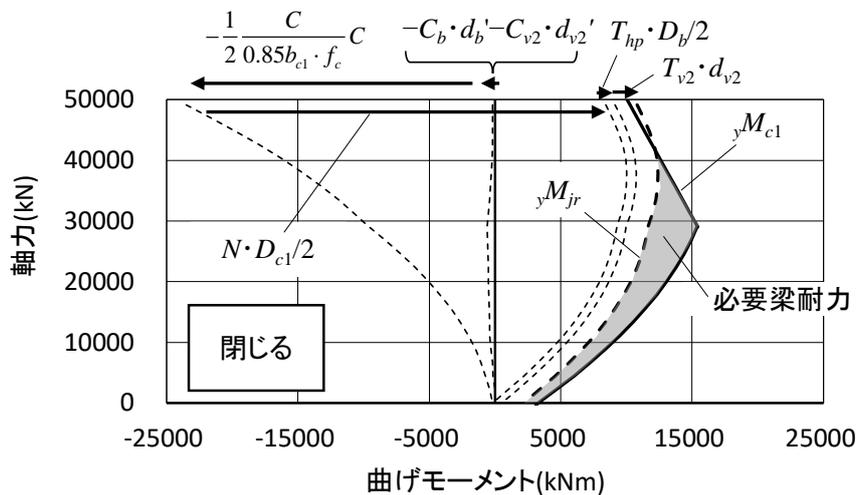
閉じる方向

$$d_b \cdot T_h > m_d \cdot {}_yM_{c1} \quad (3-35)$$

図 3-2-14 に、3.3 節で設定する1階柱と接合部モデルの1つ(09F0710 : 9階建てのピロティ建物を想定したモデルで、2階柱せいと1階柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が 0.7、梁せいと1階柱せいの比 D_b/D_{c1} が 1.0 のモデル)を例として、各接合部要素の耐力と必要梁耐力(灰色部)を示す。縦軸の柱軸力は圧縮を正、引張を負とする。



(a)開く方向



(b)閉じる方向

図 3-2-14 各接合部要素の耐力と必要梁耐力 (例 09F0710)

式(3-28), (3-32)より必要梁耐力比 m_n は ${}_yM_{c1}$ に依存し, かつ梁の検定(図 3-2-12 iii))では設計用必要梁耐力比 m_d に ${}_yM_{c1}$ を乗じて必要梁耐力を求める。このため, 実務設計で算定される ${}_yM_{c1}$ と本論文で m_n を算定する ${}_yM_{c1}$ は同じ算定式である必要がある。文献 13), 14)では ${}_yM_{c1}$ を平面保持仮定と材料の構成則を用いた断面解析を用いたが, 実務設計で広く使われている方法とは言えない。そこで 3 章でも 2 章と同様に式(3-36)~(3-39)³⁾によって ${}_yM_{c1}$ を算定することとした。

$$N_{\min c1} \leq N < 0$$

$${}_y M_{c1} = 0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.5N \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} \quad (3-36)$$

$$0 \leq N \leq N_{bc1}$$

$${}_y M_{c1} = 0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.5N \cdot D_{c1} \left(1 - \frac{N}{b_{c1} D_{c1} F_c} \right) \quad (3-37)$$

$$N_{bc1} < N \leq N_{\max c1}$$

$${}_y M_{c1} = \left(0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \cdot g_{lc1} \cdot D_{c1} + 0.024(1 + g_{lc1})(3.6 - g_{lc1})b_{c1} \cdot D_{c1}^2 \cdot F_c \right) \left(\frac{N_{\max c1} - N}{N_{\max c1} - N_{bc1}} \right) \quad (3-38)$$

$$N_{bc1} = 0.22(1 + g_{lc1})b_{c1} \cdot D_{c1} \cdot F_c \quad (3-39)$$

$$N_{\max c1} : 1 \text{ 階柱圧縮軸耐力(kN)} \quad (= b_{c1} \cdot D_{c1} \cdot F_c + a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1})$$

$$N_{\min c1} : 1 \text{ 階柱引張軸耐力(kN)} \quad (= -a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1})$$

a_{gc1} : 1 階柱全主筋断面積(mm²)

σ_{yc1} : 1 階柱主筋降伏強度(N/mm²)

F_c : コンクリート強度(N/mm²)

g_{lc1} : 1 階柱主筋重心間距離と柱せいの比

なお、図 3-2-14(b)で、太破線が太実線を上回る部分は、梁主筋を除く接合部要素の耐力だけで 1 階柱耐力 ${}_y M_{c1}$ を上回り、梁主筋による耐力を必要としないことを意味している。

3.2.4 仕様規定

表 3-2-1 の 4 列目に本論文で提案する設計用必要梁耐力 m_d を使用するために設定した仕様規定, 5 列目に仕様規定の設定に基づいて 3.3 節で設定するモデルのパラメータ, 6 列目にそのパラメータが増加した場合の m_n の傾向を示す。仕様規定の設定は, 1 階柱及び接合部耐力に影響を与えるパラメータに対して, m_n を算定するモデルで考慮する範囲, もしくは m_n の値が安全側となる範囲とした。なお, 一部に実務設計において満たす必要のある法令及び文献 5) の規定(表 3-2-1 の 4 列目に[]で示す)を用いており, これらは自動的に満たされることとなる。

表 3-2-1 仕様規定と m_n 算定モデルのパラメータ

分類	No	項目	m_d を使用するための仕様規定※2	m_n 算定モデル(3.3節)のパラメータ	パラメータが増加する場合の m_n の傾向
躯体形状	①	D_{c2}/D_{c1}	$0.5 \leq D_{c2}/D_{c1} \leq 1.0$	$D_{c2}/D_{c1} = 0.5, 0.7, 0.9$	開く方向:概ね減少するが,軸力比-0.3程度以下から増加する 閉じる方向:減少
	②	D_b/D_{c1}	$0.6 \leq D_b/D_{c1} \leq 1.2$	$D_b/D_{c1} = 0.6, 0.8, 1.0, 1.2$	開く方向:増加 閉じる方向:減少
	③	b_{c2}	$b_{c2} = b_{c1}$	$b_{c2} = b_{c1}$	パラメータの増加は想定しない
	④	h_0	$[2.5D_{c1} \leq] h_0$	$h_0 = 2.5D_{c1}, 5.0D_{c1}$	減少
材料強度	⑤	F_c	$[18 \text{ N/mm}^2 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2]$ 1階柱, 梁, 2階柱は同じ F_c とする。 $F_c/\sigma_{yc1} \geq 7.5\%$	$F_c = 18, 36, 39, 48, 60 \text{ N/mm}^2$ 1階柱, 梁, 2階柱は同じ F_c とする。 $F_c/\sigma_{yc1} = 7.6\% \sim 11.7\%$ (m_n の大きいD1,D3より)	開く方向:圧縮側で増加,引張側で減少 閉じる方向:減少
	⑥※1	σ_{yc1} σ_{yc2}	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD490) $345 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{yc1} \leq 515 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD390) (SD490) $\sigma_{yc1} = 345, 380, 429, 515 \text{ N/mm}^2$	概ね増加するが,開く方向の圧縮軸力では偏心曲げが大きいと減少する。
柱主筋	⑦	ρ_{gc1}	$[0.8\% \leq] \rho_{gc1} \leq 2.0\%$	$\rho_{gc1} = 0.7 \sim 2.1\%$	
	⑧	g_{fc1}	$0.50 \leq g_{fc1} \leq 0.75$	$g_{fc1} = 0.50 \sim 0.75$	
	⑨	a_{tc2}	$a_{tc2} = a_{tc1}$	$a_{tc2} = a_{tc1}$	パラメータの増加は想定しない
	⑩	a_{gc2}	$a_{gc2} \geq 0.75a_{gc1}$	$a_{gc2} = 0.75a_{gc1}$	減少
主筋	⑪	l_b	$l_b \geq 0.80D_{c1}$	開く方向: $l_b = 0.80D_{c1}$	m_n の計算に影響しない。
	⑫	C_b	梁下端主筋本数 \geq 梁上端主筋本数	閉じる方向: $C_b \leq T_n$	開く方向: m_n の計算に影響しない 閉じる方向: 減少
接合部	⑬	p_j	$[0.2\% \leq] p_j$ かつ必要な開く方向1階柱耐力に応じて設定(図3-2-12 ii)。	閉じる方向: $p_j = 0.2\%$	開く方向: m_n の計算に影響しない 閉じる方向: 減少
耐力評価	⑭	γ_{Mc1}	耐力評価は式(3-36)~(3-38)による。	耐力評価は式(3-36)~(3-38)による。	-

※1: 必要梁耐力比 m_n 算定のモデルにおける鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の1.1倍(SD490は1.05倍)とする。ただし, 低い鉄筋強度をパラメータとして用いる変動モデルD2,D4,D6,D8のSD345は, 1.1倍を考慮しない。

※2: []内は設計上満たす必要のある文献3), 5)による規定を示す。

以下に仕様規定の設定理由を示す。一部の範囲設定については提案する簡易な設計方法の適用範囲として実際の設計で使用が想定される範囲を設定した。また、2章と重複する①,②,③,⑥,⑦,⑧,⑨,⑩,⑭については記載を省略する。なお、⑥の σ_{yc2} は2階柱主筋強度、⑦の p_{gc1} は1階柱の全鉄筋比、⑩の a_{gc2} は2階柱の全鉄筋量を示し、図3-2-15に⑨の1階柱と2階柱の引張鉄筋量 a_{tc1} 、 a_{tc2} を示す。

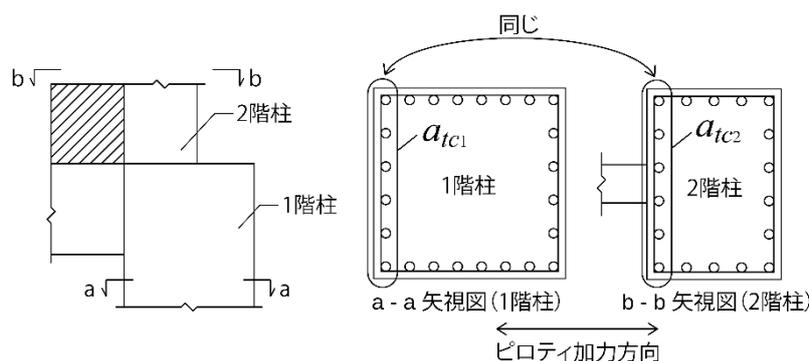


図 3-2-15 柱の引張鉄筋

④1階柱の内法長さ h_0 は値が大きい程、開く方向は接合部耐力を減少させる梁軸力の項 ${}_yM_{bQ}$ の値が小さくなりかつ、式(3-27)の k が小さくなることで m_n を減少させる。閉じる方向も接合部耐力を減少させる圧縮合力 C が小さくなることで m_n を減少させる。そのため h_0 は下限のみとし、文献3)の h_0 の下限と同一の $2.5D_{c1}$ とした。

⑤コンクリート強度 F_c は1階柱と接合部要素の梁、2階柱で同じとし、強度の上下限は文献5)の適用範囲と同じとした。閉じる方向の接合部耐力 ${}_yM_j$ (式(3-13))では、圧縮合力 C は圧縮応力度 $0.85f_c$ のストレスブロックとして作用する(図3-2-5)としている。鉄筋強度に対してコンクリート強度が低すぎる場合、ストレスブロックが拡大することによって、圧縮合力 C によるモーメントが増加し、接合部耐力を低下させる。そこで高強度の鉄筋SD490に対して、 F_c は適用範囲の中央(F_c39)以上となるように $F_c/\sigma_{yc1} \geq 7.5\%$ とした。

⑩梁下端主筋の水平投影長さ l_b は、開く方向の1階柱耐力を評価するための仮想断面¹³⁾の柱せいとなる。文献5)では $l_b \geq 0.75D_{c1}$ となっているが、 l_b を長くするほど1階柱耐力は有効に発揮できるため、仕様規定では $l_b \geq 0.8D_{c1}$ とした。なお、 m_n の算定における1階柱耐力は、接合部の設計に対して安全側となるように l_b に関わらず全断面有効として評価しており、 l_b は m_n の値に影響しない。

⑫閉じる方向の梁下端主筋の圧縮力 C_b は、接合部耐力を増加させるために、梁上端主筋の引張力 T_h を大きくする場合、式(3-10)、(3-11)に示す様に T_h による圧縮合力 C の増加を抑え、接合部耐力の低下を防止する重要な要素である。梁上端主筋の引張力 T_h と同等以上の圧縮力を負担できるように、梁下端主筋本数は梁上端主筋本数以上とした。なお、本数を同じではなく以上としたのは、開く方向による梁下端主筋の必要本数が閉じる方向による梁上端主筋の必要本数を上回る場合があるためである。

⑬接合部の帯筋比 p_j は値が大きいほど、3.2.5 項に示す開く方向 1 階柱耐力の低減を小さくし、閉じる方向では接合部耐力を増加させる。実務設計では必要な開く方向の 1 階柱耐力に応じて p_j を決定することとなるが、閉じる方向の m_n に予めその p_j を考慮できないため、閉じる方向の m_n 算定では安全側に文献 3)による下限 0.2%以上とした。

3.2.5 開く方向 1 階柱耐力の低減

文献 13)より開く方向の 1 階柱耐力は，梁下端主筋の水平投影定着長さ l_b や，接合部帯筋の耐力 T_j (式(3-40))で伝達可能な圧縮力 C_{out} (式(3-41))から式(3-42)によって評価できる。なお，文献 13)では ${}_yM_{c1}$ と表記しているが，全断面有効として式(3-36)～(3-38)で求めた 1 階柱耐力と区別するため，本論文では式(3-42)を ${}_yM_{cle}$ と表記する。開く方向の 1 階柱耐力 ${}_yM_{cle}$ による応力状態の概要を図 3-2-16 に示す。

$$T_j = 0.8D_b \cdot b_{c1} \cdot p_j \cdot \sigma_j \quad (3-40)$$

$$C_{out} = \frac{0.4D_b}{D_{c1} - D_{c2}} T_j \quad (3-41)$$

$${}_yM_{cle} = {}_yM_{lb} - N \cdot e_1 + C_{out} \cdot 0.3D_{c1} \quad (3-42)$$

p_j : 接合部の帯筋比

σ_j : 接合部帯筋の降伏強度(N/mm²)

${}_yM_{lb}$: l_b を柱せいとみなして得られる仮想柱断面の耐力(kNm)

e_1 : 柱せい l_b の仮想断面と 1 階柱の中心間距離(m)

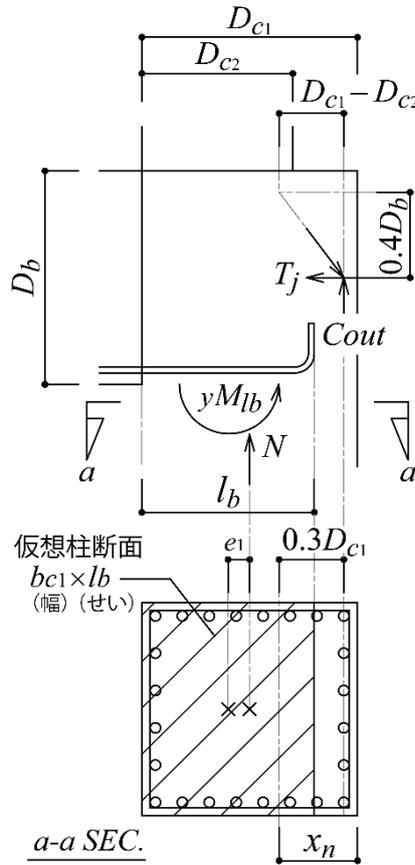


図 3-2-16 yM_{c1e} による応力状態(概要)

提案する本設計法では、開く方向の1階柱耐力 yM_{c1e} を、全断面有効として式(3-36)～(3-38)で求めた yM_{c1} を用いて簡単に評価できるようにする。式(3-42)による yM_{c1e} が式(3-43)となるために必要な C_{out} を、3.3節で設定する具体的なモデルを用いて算定する。

$$yM_{c1e} = \alpha \cdot yM_{c1} \quad (3-43)$$

α : 1階柱耐力の低減係数

C_{out} は1階柱圧縮軸耐力 N_{maxc1} によって基準化した係数 c (式(3-44)) で表す。算定した係数 c を上回る係数 c_d を設計用の値として設定する。式(3-40), (3-41), (3-44)を用い、係数 c に代わって設計用の係数 c_d を用いると式(3-45)が得られる。開く方向の1階柱に必要な耐力から係数 c_d の具体的な設定は3.4節で行う。

$$c = \frac{C_{out}}{N_{maxc1}} \quad (3-44)$$

$$p_j \geq \frac{D_{c1} - D_{c2}}{0.32D_b^2 \cdot b_{c1} \cdot \sigma_j} c_d \cdot N_{maxc1} \quad (3-45)$$

低減係数 α は 0~1.0(低減無し)までの間を 4 分割し, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0 とした。 α はピロティ階に必要な保有水平耐力から設計者が選択し, 選択した α に応じた係数 c_d を用いて式(3-45)を満たすことで, 開く方向の 1 階柱耐力を $\alpha \cdot M_{c1}$ で評価することができる。一般に地震時に引張軸力が作用する開く方向の方が, 閉じる方向より 1 階柱耐力は小さくなり, 建物の保有水平耐力に与える影響は小さくなる。そのため, α の分割は 4 で実用上問題無いと考えた。

3.2.6 梁の検定

梁の検定では、開く方向は式(3-34)、閉じる方向は式(3-35)を満足させることで、梁主筋による耐力が必要梁耐力を確保していることを確認する。ただし、文献3)ではピロティ階の崩壊を許容する設計において、1階柱の曲げ降伏による層崩壊形と、開く方向の柱の引張降伏による全体崩壊形の2種類を規定しており、2章に示す1階柱を屋内に拡張する場合の設計法では開く方向の梁の検定において層崩壊形の場合と全体崩壊形の場合をそれぞれ示している。一方、1階柱を屋外側に拡張しているピロティの崩壊形が全体崩壊形となる場合は、柱の引張軸力による偏心モーメントが接合部耐力を増加させるため、接合部が引張降伏時の1階柱($M_{c1}=0$)より早期に破壊することは無いと考えられる。以上からピロティが全体崩壊形となる場合は、梁の検定を不要とした。

3.2.7 定着破壊の防止

文献 14)では、閉じる方向の接合部内の 1 階柱主筋と梁主筋の折り曲げ定着部に生じるコンクリートの圧縮破壊(定着破壊)によって、梁主筋の引張力 T_h が降伏耐力より低下し、接合部耐力を低下させることを示している。そこで閉じる方向の定着破壊を防止し、梁上端主筋の引張力 T_h が降伏耐力を発揮できることを確認する。

文献 14)ではモデルを単純化して、簡便に定着破壊を防止する方法も示しており、本設計法でも同様の方法とする。図 3-2-17 に定着破壊検討用のモデルを示す。

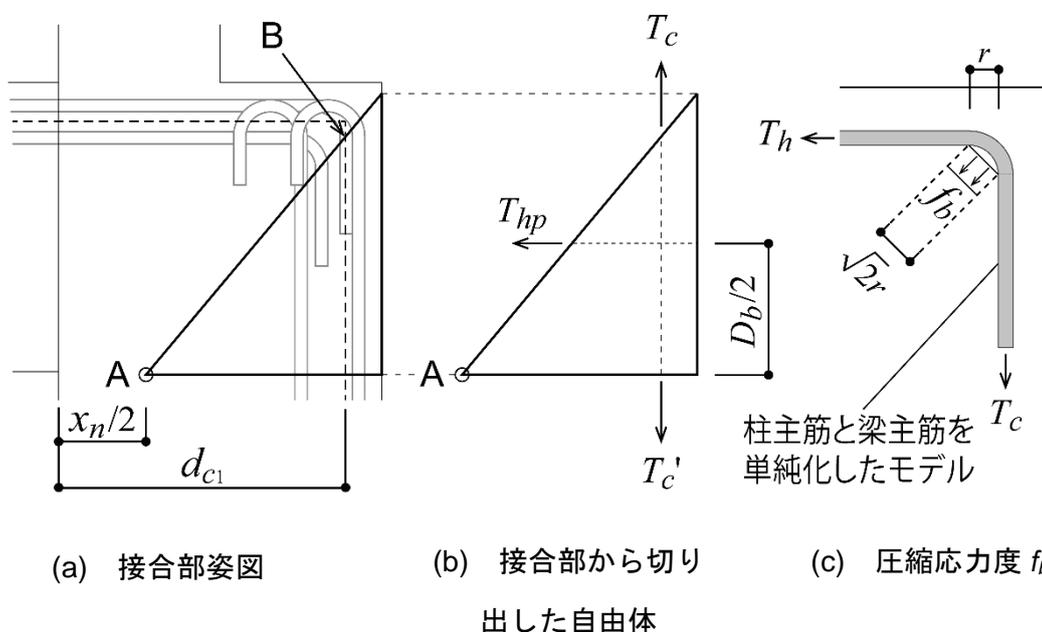


図 3-2-17 定着破壊検討用のモデル

1 階柱の耐力式(3-36)~(3-38)は、各式の右辺第一項より、全主筋量の半分($0.5a_{gc1}$)が引張降伏した状態を想定していると推察される。そこで梁下端位置での 1 階柱主筋の引張力 T_c' は、式(3-46)により評価することとした。

$$T_c' = 0.5a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} \quad (3-46)$$

圧縮域の中心(図 3-2-17(a)A 点)と柱主筋折り曲げ基点(図 3-2-17(a)B 点)を結ぶ三角形の自由体(図 3-2-17(b))の A 点まわりでのモーメントの釣り合いから、式(3-47)にて 1 階柱主筋折曲部の引張力 T_c を算定する。1 階柱の有効せい d_{cl} は、1 階柱主筋重心間距離と柱せいの比 g_{lcl} より式(3-49)で与えられる。また、圧縮縁から中立軸までの距離 x_n は式(3-50)によって安全側に評価できる。

$$T_c = T_c' - \frac{D_b/2}{d_{cl} - x_n/2} T_{hp} \quad (3-47)$$

$$T_{hp} = p_j \cdot D_b \cdot b_{cl} \cdot \sigma_j \quad (3-48)$$

$$d_{cl} = \frac{D_{cl}}{2}(1 + g_{lcl}) \quad (3-49)$$

$$x_n = \frac{N}{0.85^2 \cdot F_c \cdot b_{cl}} \quad (3-50)$$

図 3-2-17(c)に示すコンクリートの圧縮応力度 f_b が式(3-51)を満たすことで定着破壊を防止する。

$$F_c > f_b = \frac{\sqrt{T_h^2 + T_c^2}}{\sqrt{2r \cdot b_{cl}}} \quad (3-51)$$

r : 鉄筋の折り曲げ内法半径(mm)

3.3 必要梁耐力比 m_n 算定モデル

3.3.1 1階柱モデル

m_n を算定するための 1 階柱モデルは、建物を想定したピロティ架構に対して定めた断面を基本モデルとし、基本モデルのパラメーターを変化させたものを変動モデルとする。

基本モデルを設定するために想定した建物は、14 階(高さ 44.00 m)、9 階(高さ 27.75 m)、4 階(高さ 11.85 m)の共同住宅とし、1 階階高は $h_0 + D_b = 3.5D_{c1}$ ($h_0 = 2.5D_{c1}$, $D_b = D_{c1}$) とした。図 3-3-1 と表 3-3-1 に基本モデルの 1 階柱断面、図 3-3-2 に各想定建物の略伏図、略軸組図を示す。モデル名称は想定した建物規模より 14F, 09F, 04F とする。なお、鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とした。

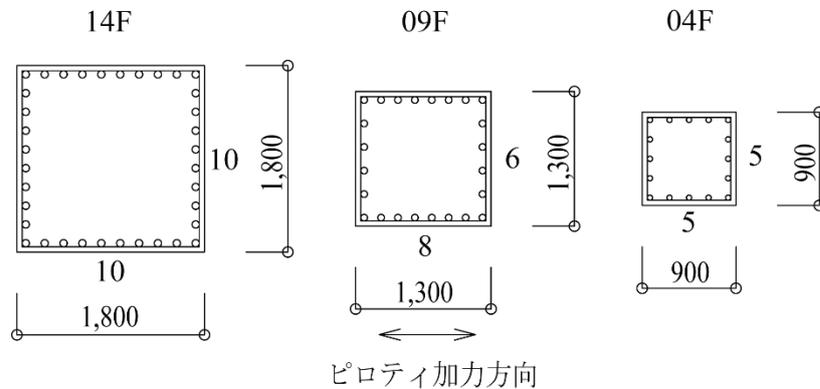


図 3-3-1 1 階柱断面(基本モデル)

表 3-3-1 1 階柱断面表(基本モデル)

基本モデル	14F	09F	04F	
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	10-D35	6-D32	5-D25
	p_{tc1}	0.30%	0.28%	0.31%
	全鉄筋	36-D35	24-D32	16-D25
	p_{gc1}	1.06%	1.13%	1.00%
	g_{1c1}	0.68	0.62	0.60
使用材料	F_c 60	F_c 48	F_c 36	
	D35:SD490 ($\sigma_y=515\text{N/mm}^2$)	D32:SD390 ($\sigma_y=429\text{N/mm}^2$)	D25:SD345 ($\sigma_y=380\text{N/mm}^2$)	

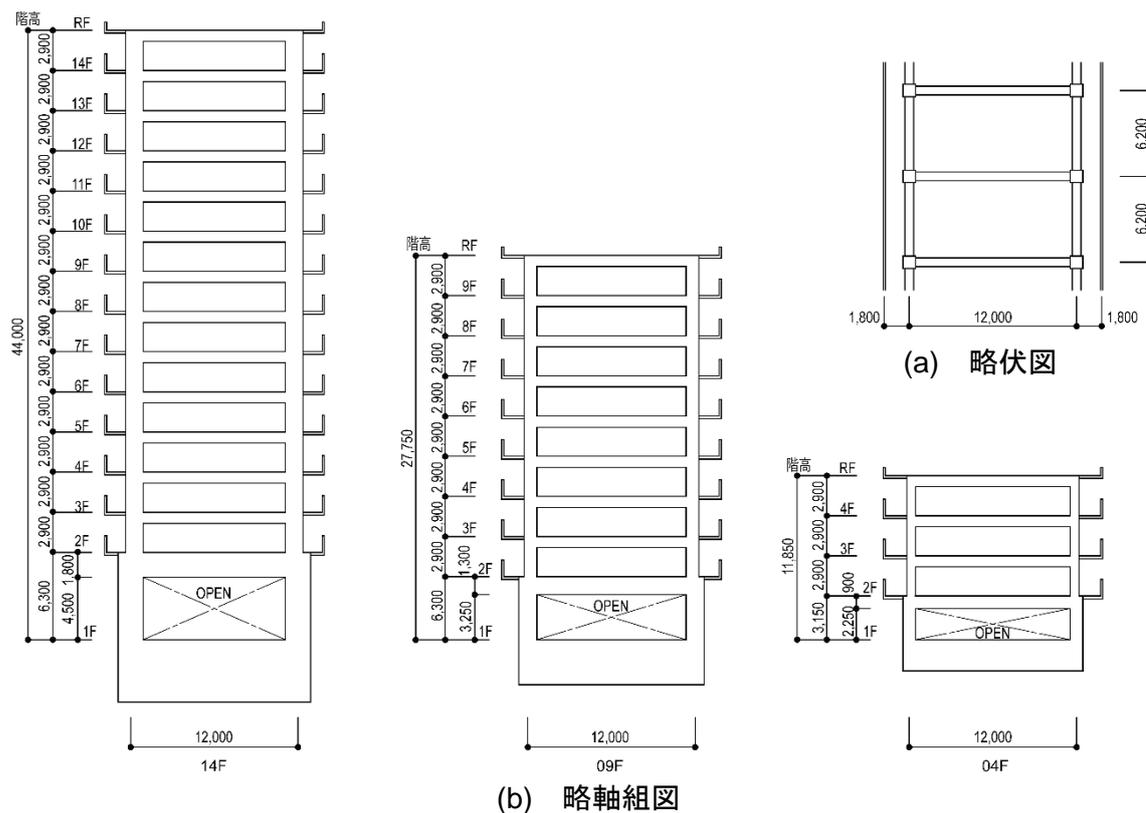


図 3-3-2 1 階柱基本モデル設定における想定建物の略伏図, 略軸組図

基本モデルは、想定建物に対してピロティ架構 1 階柱の曲げ降伏及び柱の軸降伏(圧縮及び引張)を想定して 1 階の保有水平耐力 Q_u を算定し、文献 3)の「付録 1-6.2 ピロティ階の層崩壊形及び全体崩壊形を許容する設計法」を参考とした検討条件を満足する断面としている。検討の内容は 2 章と同じであるため、本章での具体的な記述は省略する。

続いて仕様規定で定めたパラメーターの変動による必要梁耐力比 m_n の変動を検討するため、表 3-3-2 に示すパラメーターに変更したモデル D1~D8 を設定する。基本モデルから主筋量と強度、1 階柱主筋重心間距離と柱せいの比 g_{1c1} 及びコンクリート強度 F_c を上げ、1 階柱耐力が大きくなる場合を想定したものを D1、逆にこれらを下げ、1 階柱耐力が小さくなる場合を想定したものを D2 とする。D1 の F_c だけを下げたモデルを D3、D2 の F_c だけを上げたモデルを D4 とする。さらに 1 階柱内法長さ h_0 が長くなる場合を想定し、D1~D4 の h_0 を上げたものを D5~D8 とする。D1~D8 の具体的な 1 階柱断面を表 3-3-3 に示す。灰色部は基本モデルから変更しているものを示す。

表 3-3-2 変動モデルの変動パラメーター一覧

名称	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
① $g_{1c1}=0.75$ $\rho_{gc1} \doteq 2.0\%$ $\sigma_{yc1}=515$	○	-	○	-	○	-	○	-
② $g_{1c1}=0.50$ $\rho_{gc1} \doteq 0.8\%$ $\sigma_{yc1}=345$	-	○	-	○	-	○	-	○
③ $F_c=60$	○	-	-	○	○	-	-	○
④ $F_c=39$	-	-	○	-	-	-	○	-
⑤ $F_c=18$	-	○	-	-	-	○	-	-
⑥ $h_0=5.0D_{c1}$	-	-	-	-	○	○	○	○
備考	F_c 強 鉄筋強	F_c 弱 鉄筋弱	F_c 弱 鉄筋強	F_c 強 鉄筋弱	D1の h_0 大	D2の h_0 大	D3の h_0 大	D4の h_0 大

表 3-3-3 変動モデル D1~D8 の 1 階柱断面表

(a) D1, D3, D5, D7

D1,D3,D5,D7		14F	09F	04F
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	18-D35	12-D32	9-D25
	p_{tc1}	0.53%	0.56%	0.56%
	全鉄筋	68-D35	44-D32	32-D25
	p_{gc1}	2.01%	2.07%	2.00%
	g_{1c1}	0.75	0.75	0.75
	使用材料	D1,D5は F_c 60, D3,D7は F_c 39		
	D35:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)	D32:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)	D25:SD490 ($\sigma_y=515N/mm^2$)	

(b) D2, D4, D6, D8

D2,D4,D6,D8		14F	09F	04F
1 階 柱	b_{c1} (mm)	1800	1300	900
	D_{c1} (mm)	1800	1300	900
	引張鉄筋	7-D35	5-D32	4-D25
	p_{tc1}	0.21%	0.23%	0.25%
	全鉄筋	24-D35	16-D32	12-D25
	p_{gc1}	0.71%	0.75%	0.75%
	g_{1c1}	0.50	0.50	0.50
	使用材料	D2,D6は F_c 18, D4,D8は F_c 60		
	D35:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)	D32:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)	D25:SD345 ($\sigma_y=345N/mm^2$)	

3.3.2 接合部モデル

3.2.4 項で定めた仕様規定の範囲より 2 階柱せい D_{c2} は D_{c2}/D_{c1} が 0.9, 0.7, 0.5 の 3 ケース, 梁せい D_b は D_b/D_{c1} が 1.2, 1.0, 0.8, 0.6 の 4 ケースとし, これらの組合せによって接合部をモデル化する。それ以外の要素についても 3.2.4 項に示す仕様規定に伴って表 3-3-4 に示す断面とする。接合部モデルの名称は, 例えば 1 階柱が 09F, $D_{c2}/D_{c1}=0.7$, $D_b/D_{c1}=1.0$ なら 09F0710 とし, パラメーター変動モデル D1 の場合は 09F0710D1 とした (基本モデルは無印)。図 3-3-3 に 09F0710 の接合部断面の図を例示する。なお接合部モデルは梁主筋に対する必要耐力を計算するモデルのため, 梁主筋は設定しない。

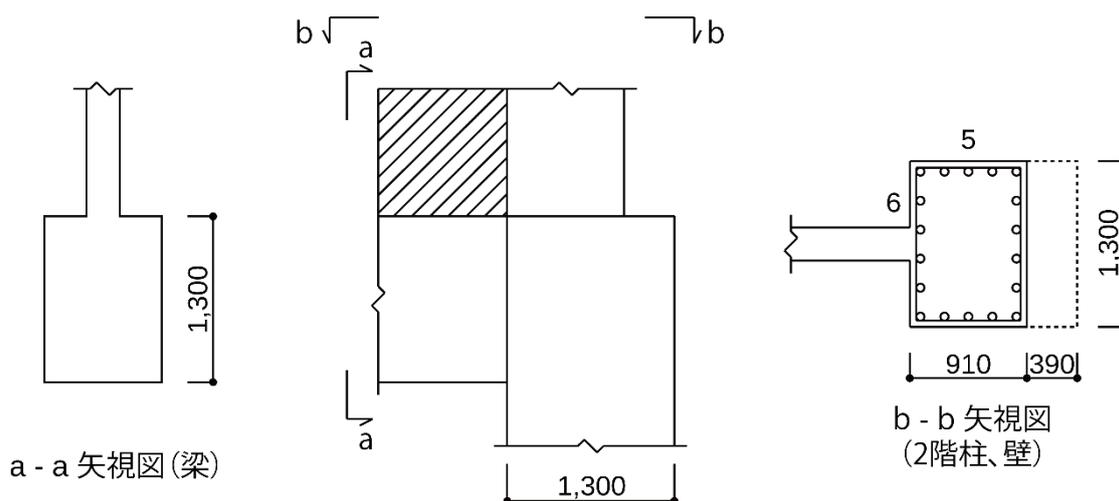


図 3-3-3 接合部断面図(例 09F0710)

表 3-3-4 接合部断面表

(a) 14F

2 階 柱	基本	名称 ^{※2}	14F09**	14F07**	14F05**	
		b_{c2} (mm)	1800	1800	1800	
		D_{c2} (mm)	1620	1260	900	
	基本	引張鉄筋	10-D35			
		p_{tc2}	0.33%	0.42%	0.59%	
		全鉄筋	27 ^{※1} -D35 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
	D1 D3 D5 D7	p_{gc2}	0.89%	1.14%	1.60%	
		引張鉄筋	18-D35			
		p_{tc2}	0.59%	0.76%	1.06%	
	D2 D4 D6 D8	全鉄筋	51 ^{※1} -D35 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)			
		p_{gc2}	1.67%	2.15%	3.01%	
		引張鉄筋	7-D35			
	梁	名称 ^{※2}	14F**12	14F**10	14F**08	14F**06
		D_b (mm)	2160	1800	1440	1080
		接合部	p_j	0.20%		
	使用材料 ^{※3}	基本: F_c60 D1,D4,D5,D8: F_c60 D3,D7: F_c39 D2,D6: F_c18				
D35 SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D2,D4,D6,D8: D35 SD345($\sigma_y=345N/mm^2$)						

※1: $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2: **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3: 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとし

て用いる変動モデル D2, D4, D6, D8 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

表 3-3-4 接合部断面表

(b) 09F

2 階 柱		名称 ^{※2}	09F09**	09F07**	09F05**
		b_{c2} (mm)	1300	1300	1300
		D_{c2} (mm)	1170	910	650
	基本	引張鉄筋	6-D32		
		p_{tc2}	0.31%	0.40%	0.56%
		全鉄筋	18-D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	0.94%	1.21%	1.69%
	D1 D3 D5 D7	引張鉄筋	12-D32		
		p_{tc2}	0.63%	0.81%	1.13%
		全鉄筋	33 ^{※1} -D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	1.72%	2.21%	3.10%
	D2 D4 D6 D8	引張鉄筋	5-D32		
		p_{tc2}	0.26%	0.34%	0.47%
		全鉄筋	12-D32 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	0.63%	0.81%	1.13%
	梁	名称 ^{※2}	09F**12	09F**10	09F**08
D_b (mm)		1560	1300	1040	780
接合部	p_j	0.20%			
使用材料 ^{※3}		基本: F_c48 D1,D4,D5,D8: F_c60 D3,D7: F_c39 D2,D6: F_c18			
		D32 SD390($\sigma_y=429N/mm^2$) D1,D3,D5,D7: D32 SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D2,D4,D6,D8: D32 SD345($\sigma_y=345N/mm^2$)			

※1: $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2: **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3: 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとし

て用いる変動モデル D2, D4, D6, D8 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

表 3-3-4 接合部断面表

(c) 04F

2 階 柱		名称 ^{※2}	04F09**	04F07**	04F05**
		b_{c2} (mm)	900	900	900
		D_{c2} (mm)	810	630	450
	基本	引張鉄筋	5-D25		
		p_{tc2}	0.35%	0.45%	0.63%
		全鉄筋	12-D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	0.83%	1.07%	1.50%
	D1 D3 D5 D7	引張鉄筋	9-D25		
		p_{tc2}	0.63%	0.80%	1.13%
		全鉄筋	24-D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	1.67%	2.15%	3.00%
	D2 D4 D6 D8	引張鉄筋	4-D25		
		p_{tc2}	0.28%	0.36%	0.50%
		全鉄筋	9 ^{※1} -D25 ($A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$)		
		p_{gc2}	0.63%	0.80%	1.13%
	梁	名称 ^{※2}	04F**12	04F**10	04F**08
D_b (mm)		1080	900	720	540
接合部	p_j	0.20%			
使用材料 ^{※3}	基本: F_c36 D1,D4,D5,D8: F_c60 D3,D7: F_c39 D2,D6: F_c18				
	D25 SD345($\sigma_y=380N/mm^2$) D1,D3,D5,D7: D25 SD490($\sigma_y=515N/mm^2$) D2,D4,D6,D8: D25 SD345($\sigma_y=345N/mm^2$)				

※1: $A_{gc2}/A_{gc1}=0.75$ とするため、 $D_{c2}/2$ 位置の鉄筋断面積にて調整。

※2: **印は組合せる梁、2階柱による。(例えば2階柱 14F09**, 梁 14F**12 を組合せた接合部は 14F0912)

※3: 鉄筋の降伏強度は短期許容応力度の 1.1 倍(SD490 は 1.05 倍)とする。ただし、低い鉄筋強度をパラメーターとし

て用いる変動モデル D2, D4, D6, D8 の SD345 は、1.1 倍を考慮しない。

3.4 開く方向 1 階柱耐力に関する係数 c と係数 c_d の設定

3.3 節で設定した具体的な断面モデルに対して、3.2.5 項に示す接合部の帯筋によって伝達する 1 階柱断面内の圧縮力 C_{out} を表す係数 c を計算し、設計用の係数 c_d を設定する。変動モデル D1～D8 の中で係数 c の値が最も大きくなる D3 モデルの係数 c の値を表 3-4-1 に示す。 c は表 3-4-1 の第一列に示す軸力比 η によって区切った範囲で、最大の値を示している。軸力比 η は軸力が圧縮の場合は式(3-52)、引張の場合は式(3-53)とする。

$0 \leq N$ の時

$$\eta = \frac{N}{N_{\max c1}} \quad (3-52)$$

$N < 0$ の時

$$\eta = -\frac{N}{N_{\min c1}} \quad (3-53)$$

表 3-4-1 各 α に対する c (D3 モデル)

(a) 1 階柱 14F

1階柱 14F	$\alpha=0.25$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.75$	$\alpha=1$
$0.15 < \eta \leq 0.2$	0	0.05	0.18	0.31
$0.1 < \eta \leq 0.15$	0	0.01	0.12	0.24
$0.05 < \eta \leq 0.1$	0	0	0.08	0.18
$0 < \eta \leq 0.05$	0	0	0.04	0.12
$\eta \leq 0$	0	0	0	0.06

(b) 1 階柱 09F

1階柱 09F	$\alpha=0.25$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.75$	$\alpha=1$
$0.15 < \eta \leq 0.2$	0	0.06	0.19	0.32 ※
$0.1 < \eta \leq 0.15$	0	0.02	0.13	0.25
$0.05 < \eta \leq 0.1$	0	0	0.09	0.19 ※
$0 < \eta \leq 0.05$	0	0	0.05	0.13
$\eta \leq 0$	0	0	0	0.07 ※

※は図 3-4-1 に図示している c の値を示す。

(c) 1 階柱 04F

1階柱 04F	$\alpha=0.25$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.75$	$\alpha=1$
$0.15 < \eta \leq 0.2$	0	0.08	0.20	0.33
$0.1 < \eta \leq 0.15$	0	0.03	0.15	0.26
$0.05 < \eta \leq 0.1$	0	0	0.10	0.20
$0 < \eta \leq 0.05$	0	0	0.06	0.14
$\eta \leq 0$	0	0	0.01	0.08

表 3-4-1 で c が 0 となるものは式(3-42)の C_{out} が 0 でも ${}_yM_{c1e} \geq \alpha \cdot {}_yM_{c1}$ となる。1 階柱 09F(D3 モデル)の ${}_yM_{c1}$ と $\eta=0, 0.1, 0.2$ における $\alpha=1.0$ での各 c による ${}_yM_{c1e}$ を図 3-4-1 に示す。

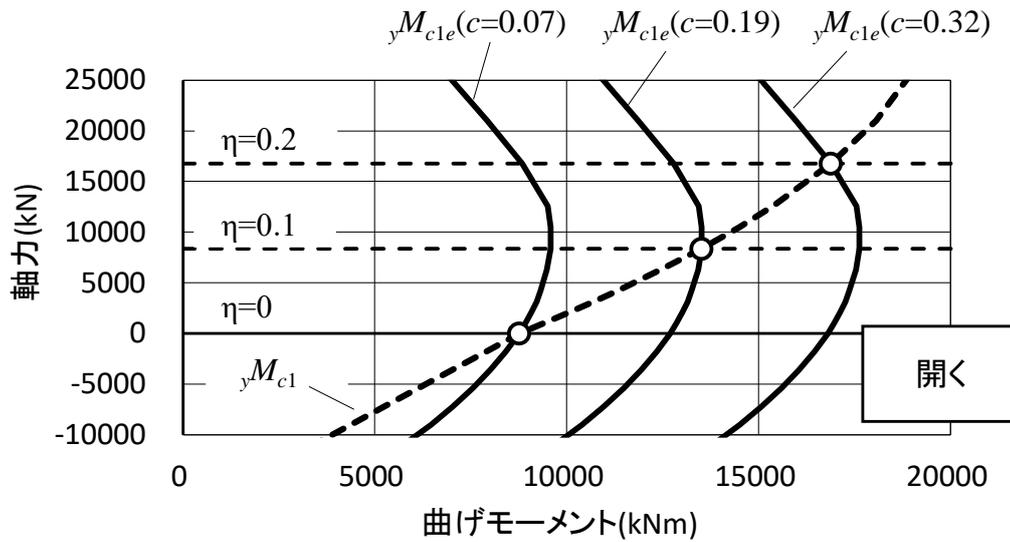


図 3-4-1 1 階柱 09F(D3 モデル)の yM_{c1} と $\alpha=1.0$ の c による yM_{cle}

図 3-4-1 より，○で示す各 η の yM_{cle} が $1.0 \cdot yM_{c1}$ となることが分かる。表 3-4-1 の c 以上となるように設定した c_d を表 3-4-2 に示す。表 3-4-2 の c_d を用いて式(3-45)を満たせば，それに対応する $\alpha \cdot yM_{c1}$ によって開く方向の 1 階柱耐力を評価することができる。

表 3-4-2 各 α に対する c_d

	$\alpha=0.25$	$\alpha=0.5$	$\alpha=0.75$	$\alpha=1$
$0.15 < \eta \leq 0.2$	0	0.08	0.20	0.33
$0.1 < \eta \leq 0.15$	0	0.03	0.15	0.26
$0.05 < \eta \leq 0.1$	0	0	0.10	0.20
$0 < \eta \leq 0.05$	0	0	0.06	0.14
$\eta \leq 0$	0	0	0.01	0.08

3.5 必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の設定

3.5.1 基本モデルの必要梁耐力比 m_n

図 3-5-1 に基本モデルの必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d , 図 3-5-2 に基本モデルの D_{c2}/D_{c1} が 0.9, 0.7, 0.5(1 階柱は 09F, D_b/D_{c1} は 1.0)の接合部各要素の耐力比を示す。横軸は各耐力比, 縦軸は軸力比 η を示す。設計用必要梁耐力比 m_d については 3.5.3 項に後述する。図 3-5-1 中の名称は, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を表しており, 各図は D_{c2}/D_{c1} と D_b/D_{c1} が同じとなるモデル毎の結果を示している。開く方向の軸力比 η の上限は基本モデルの長期軸力比(0.09)の 2 倍程度の変動を考慮し 0.20, 下限は層崩壊時の軸力比の下限である -0.75 とした。閉じる方向の η は, 下限は 0, 上限は文献 3)の軸力比の上限と同じく 0.55 とした。ただし, $D_{c2}/D_{c1}=0.5$ では 2 階柱の圧縮軸耐力によって伝達可能な軸力から閉じる方向の上限を 0.4 とした。

●— 14F* ▲— 09F* ■— 04F* -x-x- m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し, 例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し, *印は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F* は 14F0912 を示す。)

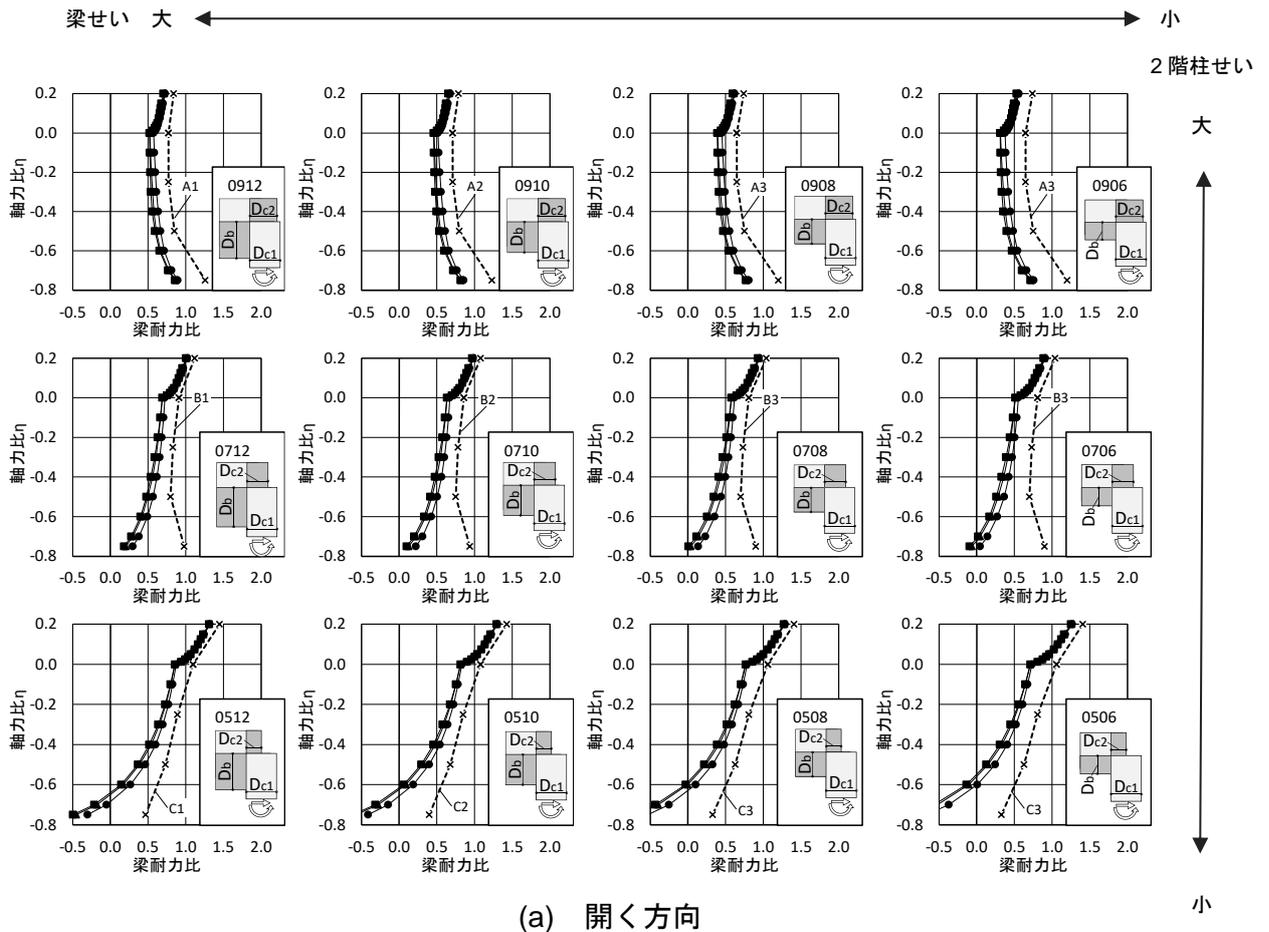
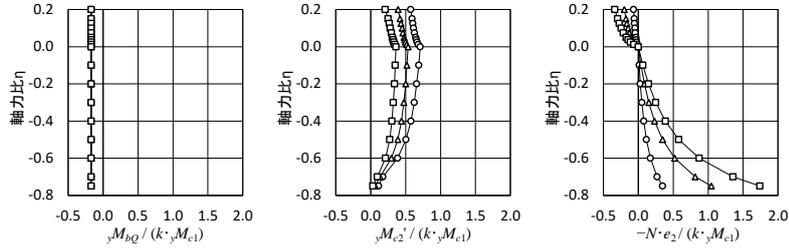
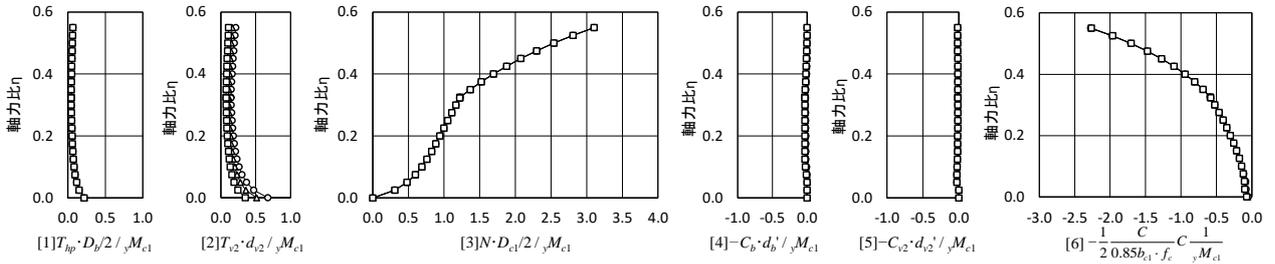


図 3-5-1 基本モデルの必要梁耐力比比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

—○— 09F0910 —△— 09F0710 —□— 09F0510



(a) 開く方向



(b) 閉じる方向

図 3-5-2 基本モデルの接合部各要素の耐力比

(1 階柱は 09F, $D_c/D_{c1}=0.9, 0.7, 0.5$, $D_c/D_{c1}=1.0$)

図 3-5-1 の必要梁耐力比 m_n より、軸力の影響の無い $\eta=0$ での m_n を比較すると、図 3-5-1(a)に示す開く方向、図 3-5-1(b)に示す閉じる方向で共通して、 D_{c2}/D_{c1} が小さくなる程 (図の上から下へ向かって) m_n が大きくなる。これは D_{c2}/D_{c1} が小さくなる程、接合部耐力に寄与する 2 階柱耐力が低下することで必要梁耐力が増加するためである。

図 3-5-1(a)の開く方向では、柱の引張軸力が大きく (η が小さく) になると m_n が減少する ($D_{c2}/D_{c1}=0.9$ では m_n が僅かに増加する)。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、図 3-5-2(a)の $-N \cdot e_2/(k \cdot yM_{c1})$ から分かるように、1 階と 2 階の柱の偏心に伴うモーメント $-N \cdot e_2$ によって接合部耐力が増加するためである。また、 $D_{c2}/D_{c1}=0.9$ で m_n が僅かに増加するのは、1 階と 2 階の柱の偏心距離 e_2 が小さいので $-N \cdot e_2$ が小さく、かつ接合部耐力の中で大きな割合を占めていた材軸まわりの 2 階柱耐力 yM_{c2}' の減少が大きくなるためである。一方、図 3-5-1(b)の閉じる方向では、柱の圧縮軸力が大きくなると m_n が減少する。これは接合部耐力では特に軸力の影響が大きく、柱軸力 N によるモーメント(式(3-31)右辺第 3 項、図 3-5-2(b)[3])と圧縮合力 C によるモーメント(式(3-31)右

辺第 6 項, 図 3-5-2(b)[6]の和が接合部耐力を増加させるためである。以上より, 開く方向は引張軸力が大きい(η が約 -0.3 より小さい)場合, 2 階柱せいが小さい方が, 梁に要求される耐力が小さくなる。これは 1 階柱を屋外に拡張する接合部の大きな特徴である。ただし, 閉じる方向では軸力に関わらず 2 階柱せいが小さい方が, 梁に要求される耐力が大きいため, 2 階柱せいを安易に小さくはできない。

図 3-5-1(a)に示す開く方向では, 梁せい(D_b/D_{c1})が小さくなる程(図の左から右に向かって) m_n が小さくなる。これは梁せいが小さくなる程, 図 3-2-13 に示す 1 階柱の節点位置の耐力 $k_y M_{c1}$ が小さくなる影響で m_n が小さくなるためである。一方, 図 3-5-1(b)に示す閉じる方向では僅かに m_n が大きくなる。これは梁せいが小さくなる程, 接合部の帯筋によるモーメント(式(3-31)右辺第 1 項)が減少するためである。

3.5.2 変動モデル D1~D8 の必要梁耐力比 m_n

パラメーターを変動させた D1~D8 モデルの必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d を図 3-5-3 に示す。D1~D8 のケースの内、最大値のケースを各図の右側に、最小値のケースを各図の左側に示す。なお、D1~D8 のケースが同じで、階数が異なるモデルの m_n は、各軸力毎にほぼ同一の値となり、図 3-5-3 では重なった位置にある。

● 14F*D1 ▲ 09F*D1 ■ 04F*D1 ○ 14F*D2 △ 09F*D2 □ 04F*D2 ● 14F*D3 ▲ 09F*D3 ■ 04F*D3
 ○ 14F*D4 ▲ 09F*D4 □ 04F*D4 ● 14F*D5 △ 09F*D5 ■ 04F*D5 ○ 14F*D6 ▲ 09F*D6 □ 04F*D6
 ● 14F*D7 ▲ 09F*D7 ■ 04F*D7 ○ 14F*D8 △ 09F*D8 □ 04F*D8 ---x--- m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} 、 D_b/D_{c1} のケースを示し、例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$ 、 $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し、*印は図の D_{c2}/D_{c1} 、 D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F*D1 は 14F0912D1 を示す。)

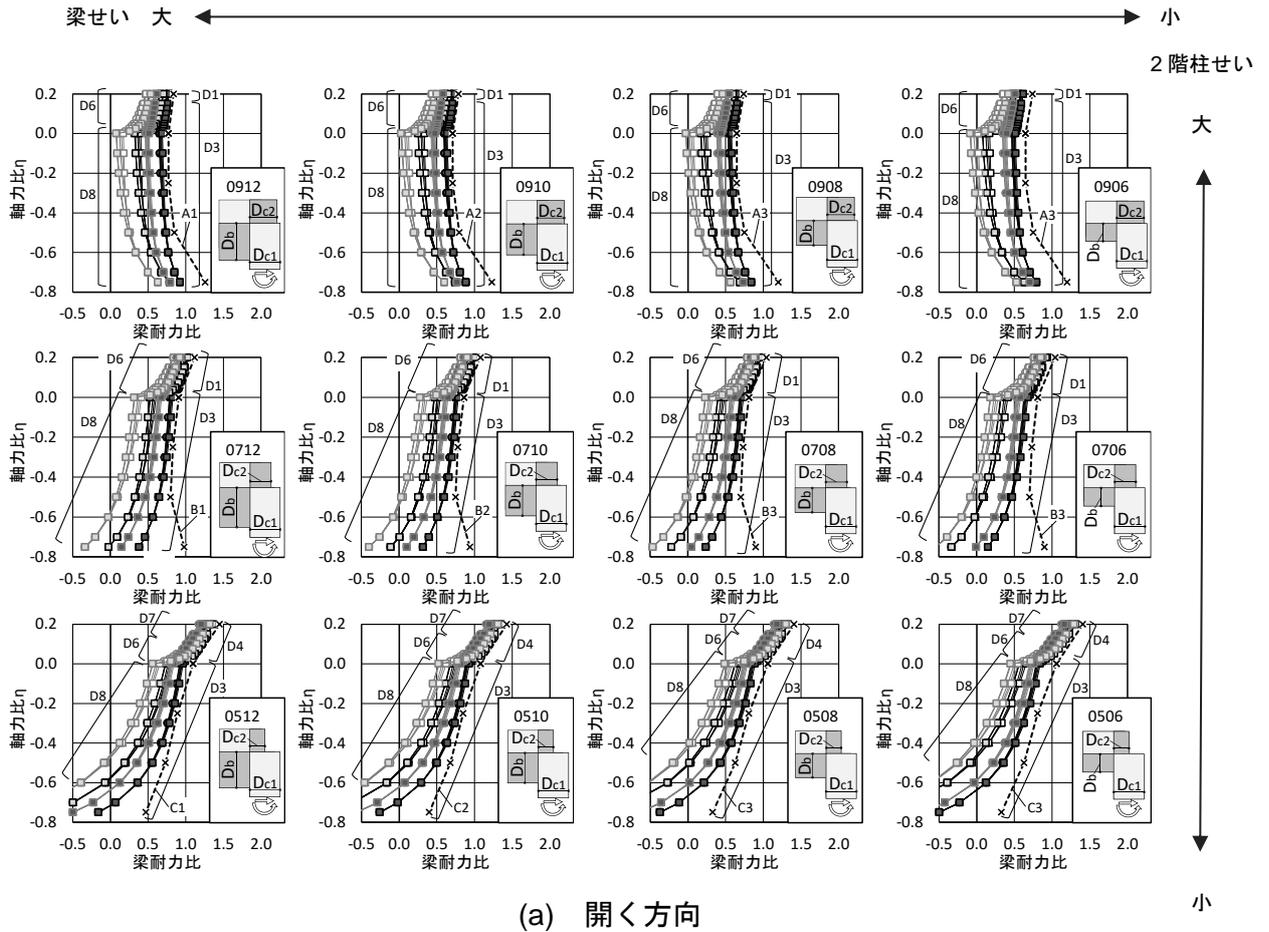


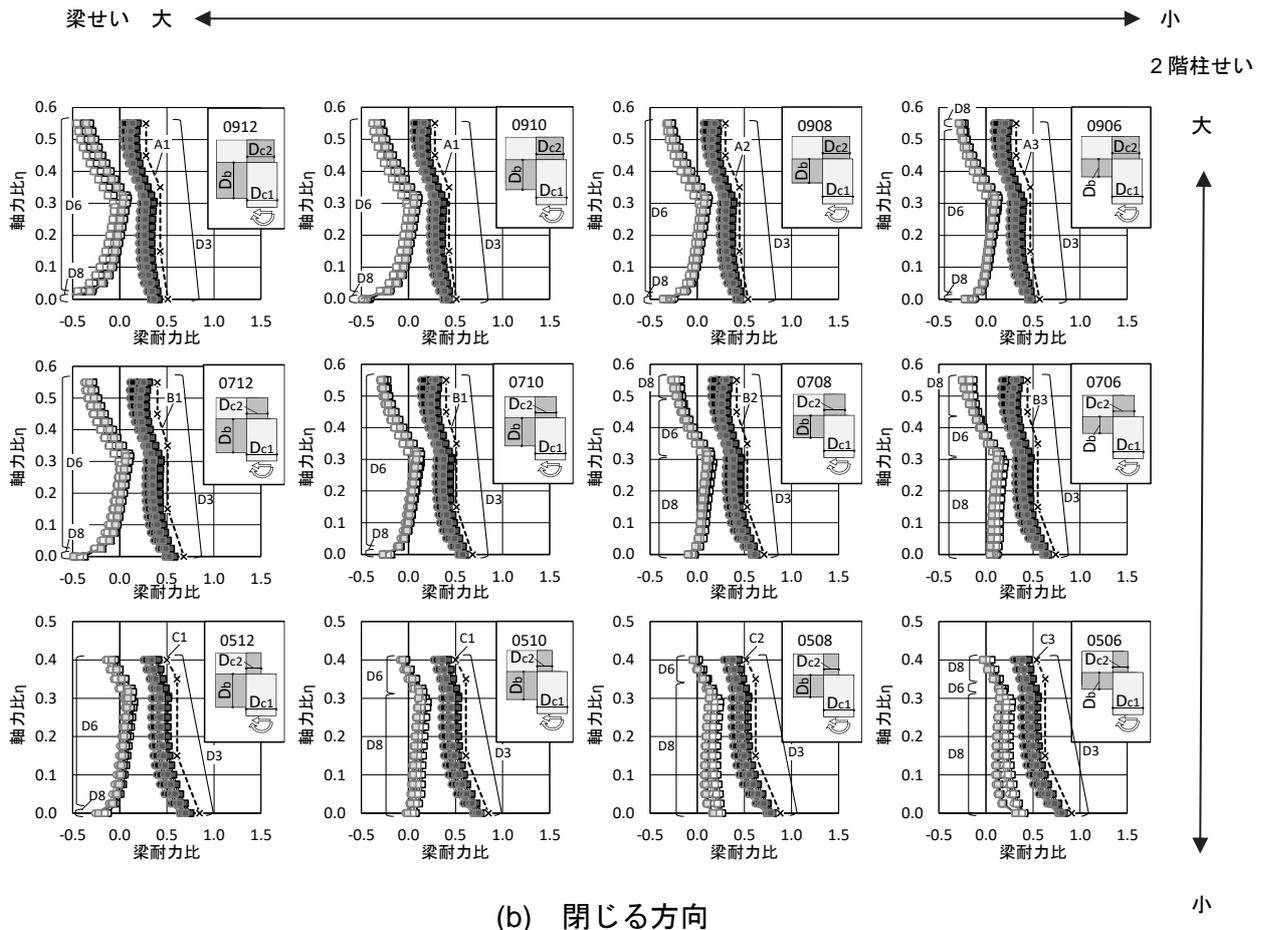
図 3-5-3 変動モデル D1~D8 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

- 14F*D1 ▲ 09F*D1 ■ 04F*D1 ○ 14F*D2 △ 09F*D2 □ 04F*D2 ● 14F*D3 ▲ 09F*D3 ■ 04F*D3
- 14F*D4 ▲ 09F*D4 □ 04F*D4 ● 14F*D5 △ 09F*D5 ■ 04F*D5 ○ 14F*D6 ▲ 09F*D6 □ 04F*D6
- 14F*D7 ▲ 09F*D7 ■ 04F*D7 ○ 14F*D8 △ 09F*D8 □ 04F*D8 - - - - m_d

各図の名称は D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示し、例えば 0912 は $D_{c2}/D_{c1}=0.9$, $D_b/D_{c1}=1.2$ を示す。

凡例は接合部モデルの名称を示し、*印は図の D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} のケースを示す。

(例えば図 0912 の 14F*D1 は 14F0912D1 を示す。)



(b) 閉じる方向
 図 3-5-3 変動モデル D1~D8 の必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d

図 3-5-3(a)に示す開く方向は、1 階柱の主筋量、強度及び 1 階柱主筋重心間距離と柱せいの比 g_{1c1} を上げた D1 と D3 が、これらを低くした D2 と D4 に比べて m_n が大きくなる。この主因は、D1 と D3 は 1 階柱耐力算定に関する g_{1c1} を大きくしており、 g_{1c1} を大きくすることによる耐力上昇が接合部耐力(式(3-7))に比べて 1 階柱耐力(式(3-36)~(3-38))で大きくなるためである。ただし、軸力比 η が圧縮側に大きいと 2 階柱せいが小さい $D_{c2}/D_{c1}=0.5$ では、D4 の方が D1 と D3 より m_n が大きくなる。これはコンクリート強度 F_c が大きく、柱主筋強度等が小さい D4 は、D1 と D3 に比べて圧縮軸力増加に伴う 2 階柱耐力の増加よりも 1 階柱と 2 階柱の偏心モーメントによる接合部耐力の減少が大きくなるためである。また、1 階柱の内法長さを長くした D5~D8 は、内法長さの短い D1~D4 に比べて m_n が小さくなる。これは内法長さが長くなることにより図 3-2-13 に示す 1 階柱耐力を節点位置に換算した耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ すなわち要求される耐力が小さくなり、さらに接合部耐力の要素のうち接合部耐力を減少させる梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ (式(3-9))が小さくなるためである。図 3-5-3(a)の中で m_n が最大となるのは D1, D3, D4 である。これらは表 3-2-1 の仕様規定を満たす接合部の中で、上記の増大要因を最大限に引き出すケースである。

図 3-5-3(b)に示す閉じる方向も、開く方向と同様に D1 と D3 は、D2 と D4 に比べて m_n が大きくなる。この主因は、開く方向と同様に g_{1c1} を大きくすることによる耐力上昇が接合部耐力(式(3-13))に比べて 1 階柱耐力(式(3-36)~(3-38))で大きくなる点に加えて、接合部帯筋の強度 σ_j や帯筋比 p_j はモデルによらず一定としているため、1 階柱耐力が大きい D1 と D3 では接合部帯筋によるモーメントが相対的に小さくなり、その分を梁耐力で補う必要があるからである。また、コンクリート強度 F_c が小さい D3 の方が F_c が大きい D1 より m_n が大きくなる。これは F_c が小さいことでストレスブロックが拡大し、圧縮合力 C によるモーメント(式(3-13))が接合耐力を低下させるためである。また、1 階柱の内法長さを長くした D5~D8 は、内法長さの短い D1~D4 に比べて m_n が小さくなる。これは 1 階柱の内法長さが長くなると、1 階柱の曲げ耐力時のせん断力 Q_{c1} が小さくなり、接合部耐力を減少させる圧縮合力 C (式(3-10), (3-11))が小さくなるためである。しかし、閉じる方向では、1 階柱のヒンジ位置の耐力を節点位置の耐力に補正する k の影響がないため、開く方向に比べて 1 階柱の内法長さによる影響は小さい。図 3-5-3(b)の中で m_n が最大となるのは D3 である。これも上記の増大要因を最大限に引き出すケ

ースである。

3.5.3 設計用必要梁耐力比 m_d の設定

3.5.2 項に示す D1～D8 の必要梁耐力比 m_n に基づいて設計用必要梁耐力比 m_d を設定する。 m_d は設計時の算定が容易で、 η に対する m_n の分布を評価できる様に下記の η に対して設定した m_d の値を直線で結ぶ折線として設定する。 m_d を設定する η の値は、 m_n の η に対する分布を勘案し、開く方向は 0.20, 0, -0.25, -0.50, -0.75, 閉じる方向は 0, 0.15, 0.35, 0.45, 0.55 のそれぞれ 5 点 ($D_{c2}/D_{c1}=0.5$ の閉じる方向は 0, 0.15, 0.35, 0.40 の 4 点) とした。 m_d の値は D1～D8 の m_n を包絡し、 m_d が m_n を上回りかつその差が 0.05 以上となる様に設定した。各 η に対して設定した m_d の値を表 3-5-1 に示す。

表 3-5-1 各 η の m_d の値

(a) $D_{c2}/D_{c1}=0.9$

η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	0.84	0.79	0.74	0.74
0.00	0.77	0.71	0.65	0.65
-0.25	0.77	0.71	0.65	0.65
-0.50	0.85	0.80	0.75	0.75
-0.75	1.26	1.23	1.20	1.20
閉じる方向				
0.55	0.28	0.28	0.30	0.32
0.45	0.28	0.28	0.30	0.32
0.35	0.43	0.43	0.45	0.47
0.15	0.43	0.43	0.45	0.47
0.00	0.51	0.51	0.54	0.57

(b) $D_{c2}/D_{c1}=0.7$

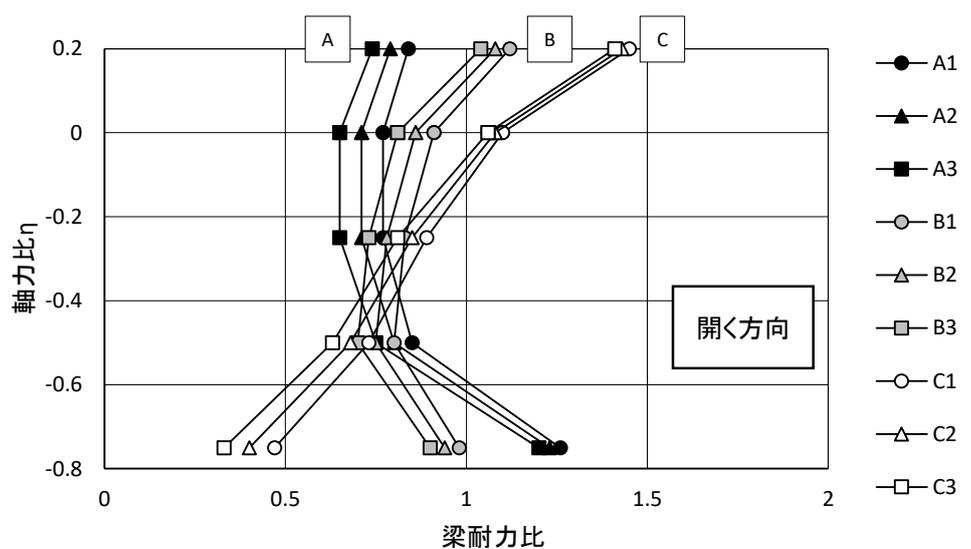
η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	1.12	1.08	1.04	1.04
0.00	0.91	0.86	0.81	0.81
-0.25	0.83	0.78	0.73	0.73
-0.50	0.80	0.75	0.70	0.70
-0.75	0.98	0.94	0.90	0.90
閉じる方向				
0.55	0.40	0.40	0.42	0.44
0.45	0.40	0.40	0.42	0.44
0.35	0.51	0.51	0.53	0.55
0.15	0.51	0.51	0.53	0.55
0.00	0.68	0.68	0.71	0.74

(c) $D_{c2}/D_{c1}=0.5$

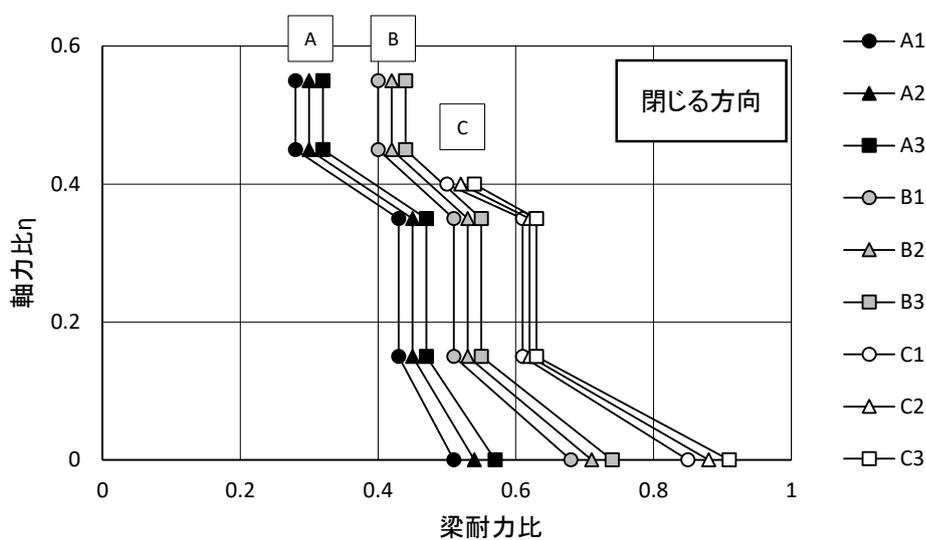
η	D_b/D_{c1}			
	1.2	1.0	0.8	0.6
開く方向				
0.20	1.45	1.43	1.41	1.41
0.00	1.10	1.08	1.06	1.06
Δ -0.25	0.89	0.85	0.81	0.81
-0.50	0.73	0.68	0.63	0.63
-0.75	0.47	0.40	0.33	0.33
閉じる方向				
∇ 0.40	0.50	0.50	0.52	0.54
0.35	0.61	0.61	0.62	0.63
0.15	0.61	0.61	0.62	0.63
0.00	0.85	0.85	0.88	0.91

これを η による一次関数としたものを図 3-5-4, 表 3-5-2 に示す。 m_d は D_{c2}/D_{c1} と D_b/D_{c1} によって, A1~C3 の 9 つに分類した。表 3-5-2 は m_d を η による関数とした式(3-54)による a , b を示す。

$$m_d = a\eta + b \quad (3-54)$$



(a) 開く方向



(b) 閉じる方向

図 3-5-4 設計用必要梁耐力比 m_d

表 3-5-2 設計用必要梁耐力比 m_d の関数における係数 a と切片 b

(a) $1.0 \geq D_{c2}/D_{c1} \geq 0.9$

設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	A1		A2		A3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	0.35	0.77	0.40	0.71	0.45	0.65
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	0.00	0.77	0.00	0.71	0.00	0.65
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	-0.32	0.69	-0.36	0.62	-0.40	0.55
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	-1.64	0.03	-1.72	-0.06	-1.80	-0.15
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.45 \leq \eta \leq 0.55$	0.00	0.28	0.00	0.30	0.00	0.32
$0.35 \leq \eta < 0.45$	-1.50	0.96	-1.50	0.98	-1.50	1.00
$0.15 \leq \eta < 0.35$	0.00	0.43	0.00	0.45	0.00	0.47
$0.00 \leq \eta < 0.15$	-0.53	0.51	-0.60	0.54	-0.67	0.57

(b) $0.9 > D_{c2}/D_{c1} \geq 0.7$

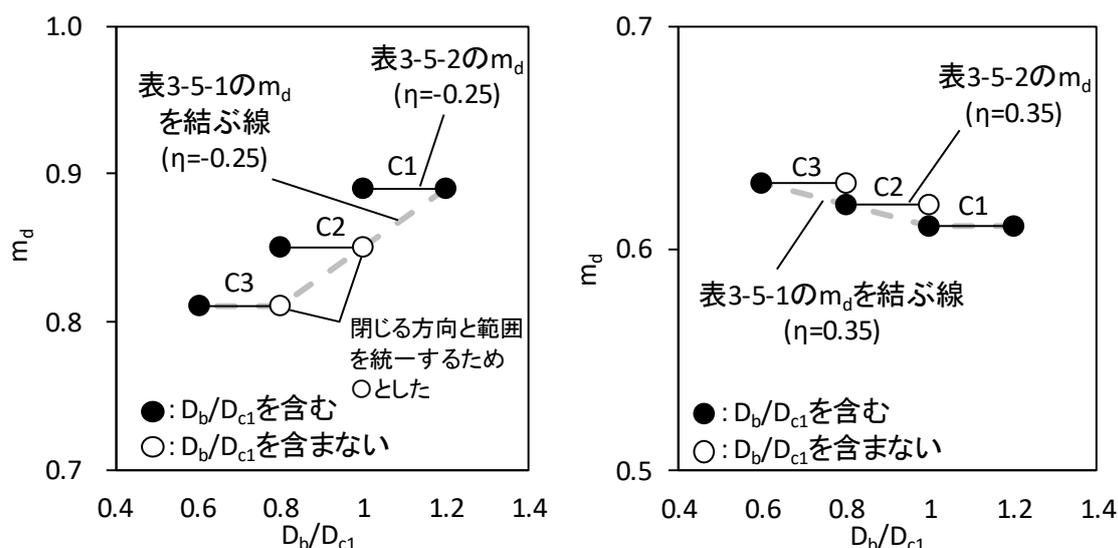
設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	B1		B2		B3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	1.05	0.91	1.10	0.86	1.15	0.81
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	0.32	0.91	0.32	0.86	0.32	0.81
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	0.12	0.86	0.12	0.81	0.12	0.76
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	-0.72	0.44	-0.76	0.37	-0.80	0.30
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.45 \leq \eta \leq 0.55$	0.00	0.40	0.00	0.42	0.00	0.44
$0.35 \leq \eta < 0.45$	-1.10	0.90	-1.10	0.92	-1.10	0.94
$0.15 \leq \eta < 0.35$	0.00	0.51	0.00	0.53	0.00	0.55
$0.00 \leq \eta < 0.15$	-1.13	0.68	-1.20	0.71	-1.27	0.74

(c) $0.7 > D_{c2}/D_{c1} \geq 0.5$

設計用必要梁耐力比 $m_d = a\eta + b$	$1.2 \geq D_b/D_{c1} \geq 1.0$		$1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$		$0.8 > D_b/D_{c1} \geq 0.6$	
	C1		C2		C3	
	a	b	a	b	a	b
開く方向(梁下端筋引張)						
$0.00 \leq \eta \leq 0.20$	1.75	1.10	1.75	1.08	1.75	1.06
$-0.25 \leq \eta < 0.00$	0.84	1.10	0.92	1.08	1.00	1.06
$-0.50 \leq \eta < -0.25$	0.64	1.05	0.68	1.02	0.72	0.99
$-0.75 \leq \eta < -0.50$	1.04	1.25	1.12	1.24	1.20	1.23
閉じる方向(梁上端筋引張)						
$0.35 \leq \eta < 0.40$	-2.20	1.38	-2.00	1.32	-1.80	1.26
$0.15 \leq \eta < 0.35$	0.00	0.61	0.00	0.62	0.00	0.63
$0.00 \leq \eta < 0.15$	-1.60	0.85	-1.73	0.88	-1.87	0.91

図 3-5-1(a), 図 3-5-3(a)の $\eta = -0.50 \sim -0.75$ では, m_d と m_n の差が大きくなっている。これは 3.5.1 項に記述したように開く方向は, η が約 -0.3 より小さい範囲で, 2 階柱せいが大きいほど m_n が大きくなることから, A1~C3 の分類(表 3-5-2)で区切っている D_{c2}/D_{c1} の範囲で最大の m_n を上回るように設定しているためである。具体的には, 表 3-5-2(b)に示す m_d の分類 B1~B3 は, $0.9 > D_{c2}/D_{c1} \geq 0.7$ の範囲であるため, この m_d は D_{c2}/D_{c1} が 0.9 (図 3-5-3(a)上段)と 0.7 (図 3-5-3(a)中段)の両方の m_n を上回るように設定している。なお, 開く方向の A1~A3 の m_d は, $D_{c2}/D_{c1} = 1.0$ の場合の m_n を計算し, それを上回るように設定している。

表 3-5-1(c)に△で示すケース(開く方向)について, 横軸を D_b/D_{c1} として表 3-5-1(c)の m_d の値を結ぶと, 図 3-5-5(a)の破線のように右上がりの傾向となる。逆に▽のケース(閉じる方向)では, 図 3-5-5(b)の破線のように右下がりの傾向になる。



(a) 開く方向, $\eta = -0.25$

(b) 閉じる方向, $\eta = 0.35$

図 3-5-5 D_b/D_{c1} と m_d の関係 ($D_{c2}/D_{c1} = 0.5$ の場合, 表 3-5-2(c) に対応)

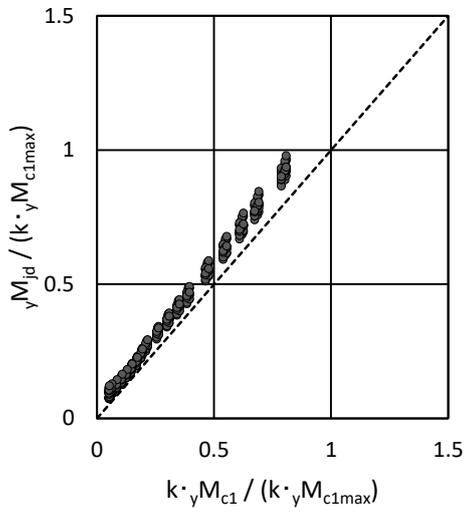
これらは 3.5.1 項に示す理由のためで, 他のケースも同様である。図 3-5-5 の実線は表 3-5-2(c)の m_d を示し, C1~C3 は, 表 3-5-2(c)の分類に対応している。図 3-5-5 の黒丸は表 3-5-2 の分類が切り替わる D_b/D_{c1} を含む側, 白丸は含まない側を示す。開く方向(図 3-5-5(a))の分類 C2, C3 の m_d は, $D_b/D_{c1} = 1.0, 0.8$ の接合部モデルの結果に基づいて設定

しているため、 $D_b/D_{c1}=1.0, 0.8$ は C2, C3 の分類の範囲に含めることが適当ではあるが、この場合、閉じる方向と分類における D_b/D_{c1} の範囲が変わってしまう。具体的には m_d の分類 C2 において、開く方向の範囲は $1.0 \geq D_b/D_{c1} > 0.8$, 閉じる方向の範囲は $1.0 > D_b/D_{c1} \geq 0.8$ となる。そこで、開く方向の $D_b/D_{c1}=1.0, 0.8$ は、設計上安全となる様に m_d が大きくなる側の分に含めることで、開く方向と閉じる方向で共通の範囲とした。

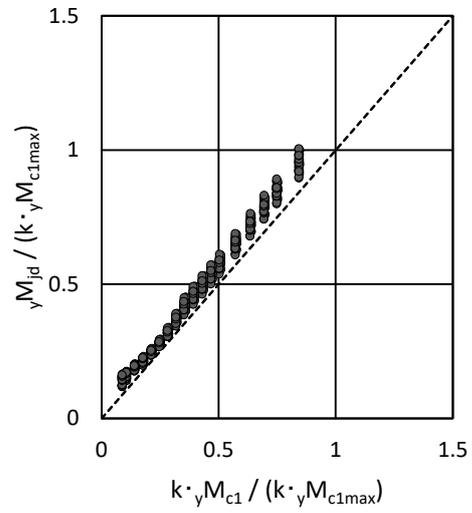
3.5.4 提案設計法によって確保される接合部耐力の余裕度

提案する設計法を用いて設計した接合部に確保される耐力の 1 階柱耐力に対する余裕度を確認する。提案設計法を用いて設計した接合部の耐力 ${}_yM_{jd}$ は、3.3 節に示すモデルを用い、開く方向は式(3-7) の梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ を $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ で、閉じる方向は式(3-13)の梁主筋による耐力 $T_h \cdot d_b$ を $m_d \cdot {}_yM_{c1}$ 、 C を計算するための T_h は $m_d \cdot {}_yM_{c1} / d_b$ で計算した。なお、3.2.3 項から分かるように梁主筋による耐力を、モデル毎に得られる必要梁耐力比 m_n を用いて、開く方向は $m_n \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ 、閉じる方向は $m_n \cdot {}_yM_{c1}$ で計算した場合、接合部耐力と 1 階柱耐力は等しくなる。そのため、モデル毎に生じる必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の差が、接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ の 1 階柱耐力(開く方向は $k \cdot {}_yM_{c1}$ 、閉じる方向は ${}_yM_{c1}$)に対する余裕度を生じさせる要因となる。

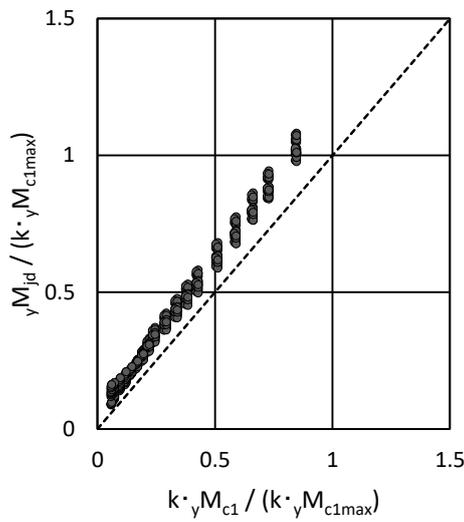
接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ と 1 階柱耐力の比較を図 3-5-6～図 3-5-9 及び表 3-5-3 に示す。接合部耐力及び 1 階柱耐力はモデル 14F, 09F, 04F で耐力が大きく異なるため、図 3-5-6, 図 3-5-8 では 1 階柱軸力 N が N_{bc1} (式(3-39))の時の 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1max}$ を用い、開く方向は $k \cdot {}_yM_{c1max}$ 、閉じる方向は ${}_yM_{c1max}$ によって基準化する。図 3-5-7, 図 3-5-9 は軸力比 η 毎に接合部耐力と 1 階柱耐力の比(開く方向は ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ 、閉じる方向は ${}_yM_{jd} / {}_yM_{c1}$)を示す。



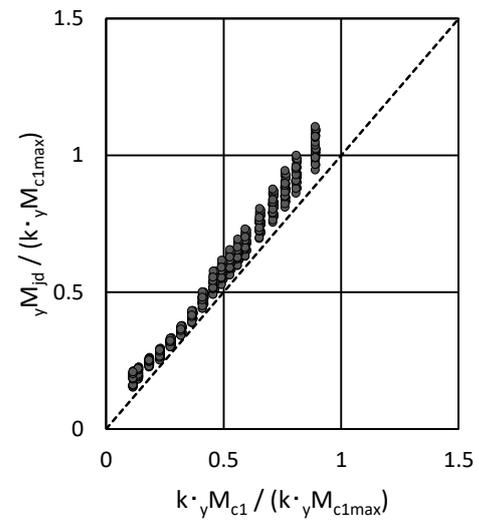
(a) 基本モデル



(b) 変動モデル D1

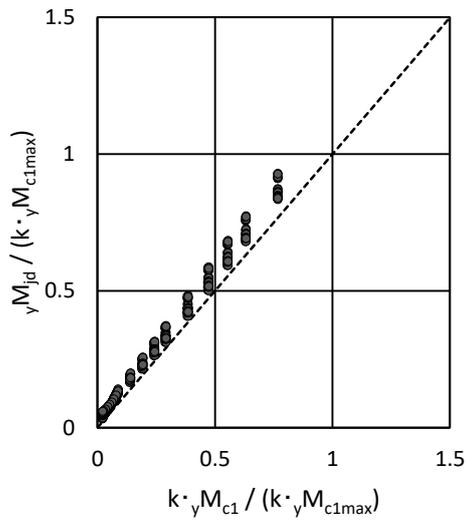


(c) 変動モデル D2

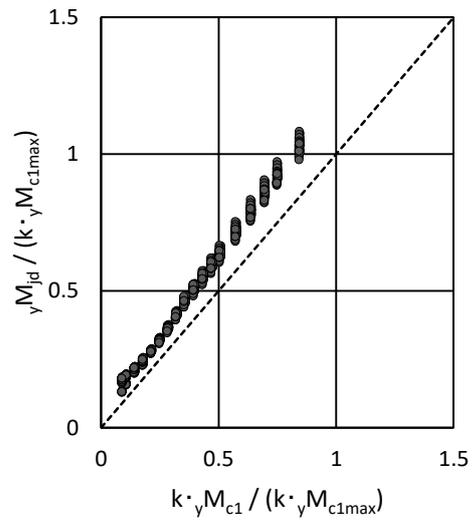


(d) 変動モデル D3

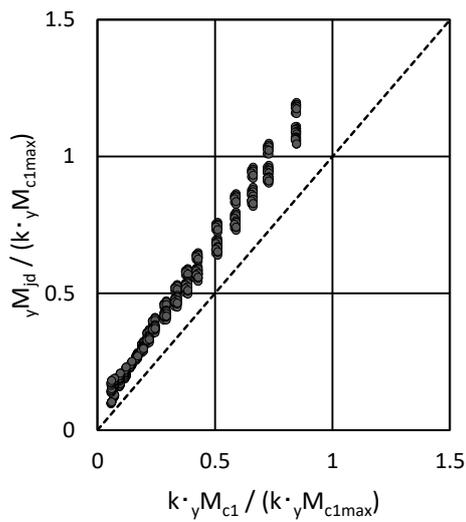
図 3-5-6 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 $k \cdot yM_{c1}$ の比較(開く方向)



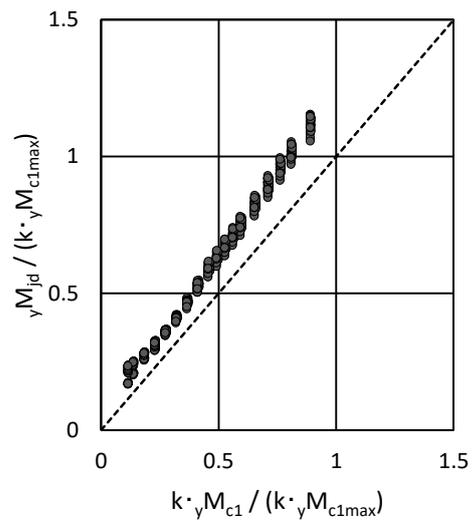
(e) 変動モデル D4



(f)変動モデル D5

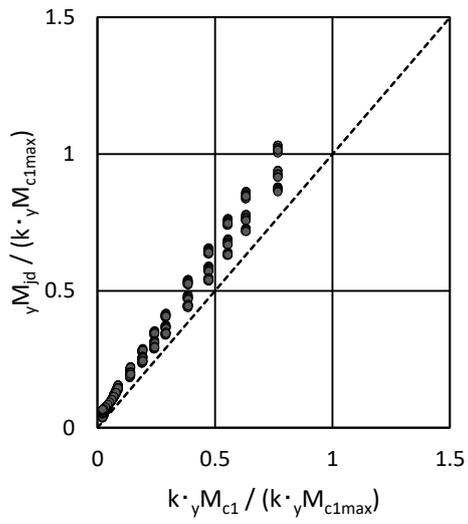


(g) 変動モデル D6



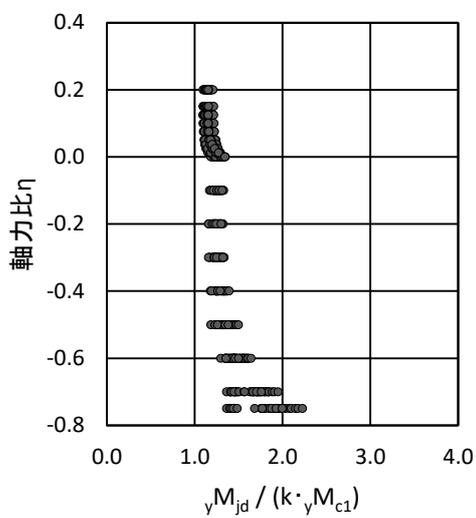
(h)変動モデル D7

図 3-5-6 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 $k \cdot yM_{c1}$ の比較(開く方向)

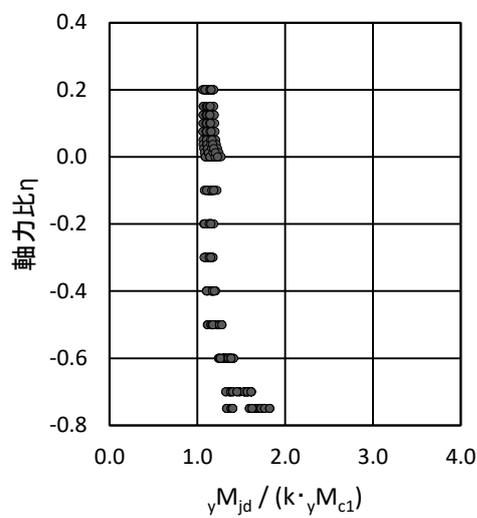


(i) 変動モデル D8

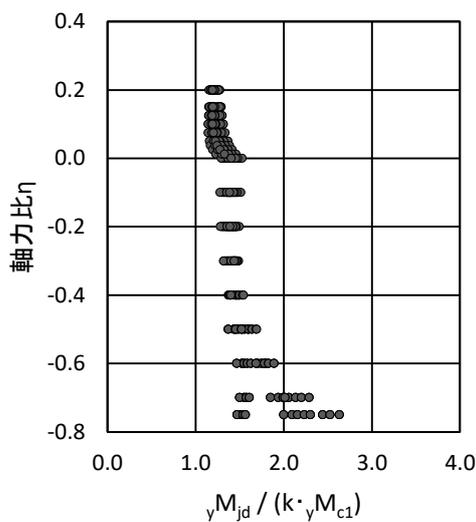
図 3-5-6 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 $k \cdot yM_{c1}$ の比較(開く方向)



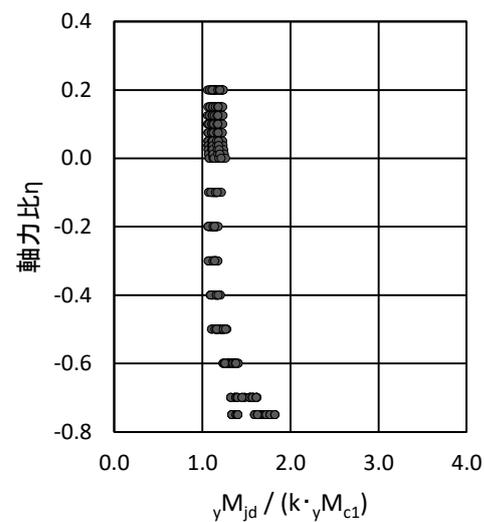
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

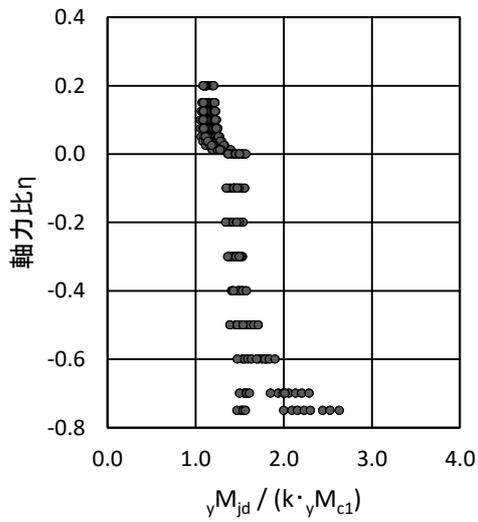


(c) 変動モデル D2

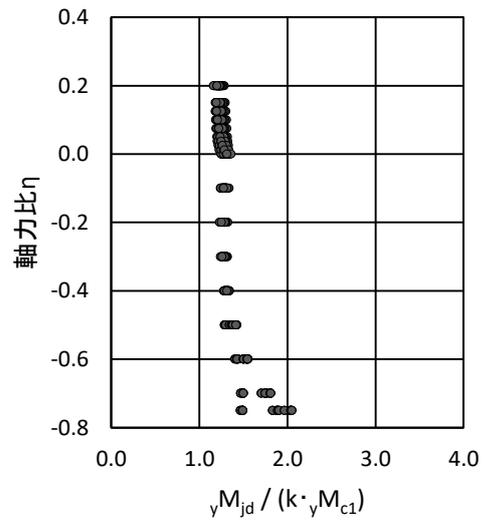


(d)変動モデル D3

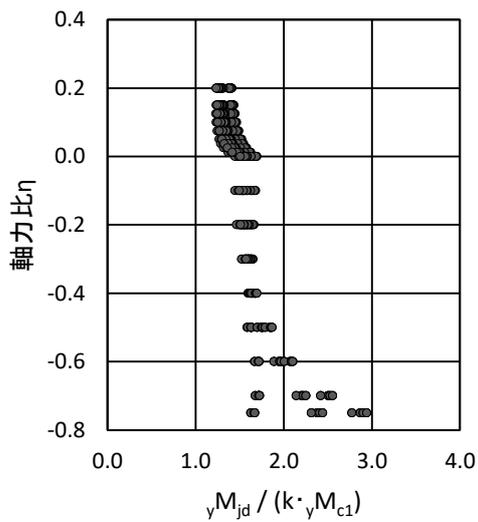
図 3-5-7 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (開く方向)



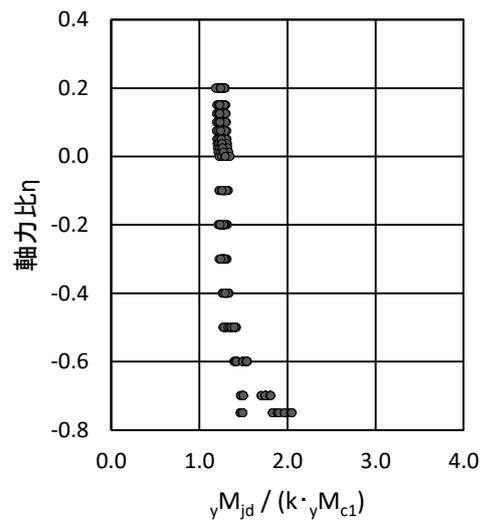
(e) 変動モデル D4



(f) 変動モデル D5

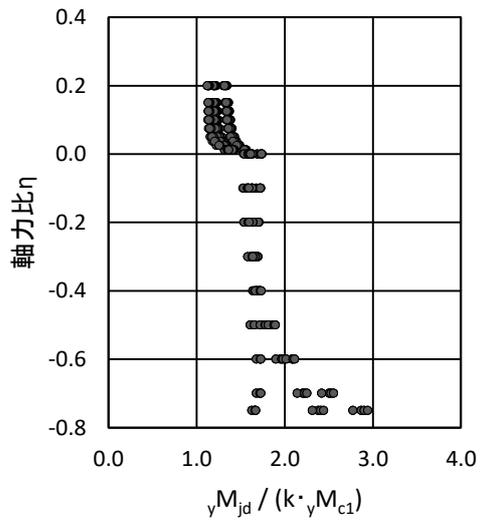


(g) 変動モデル D6



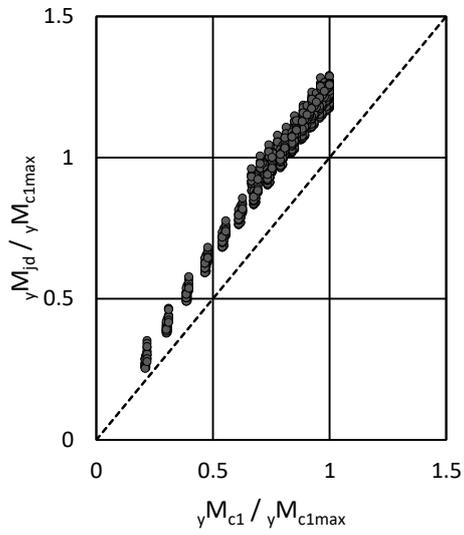
(h) 変動モデル D7

図 3-5-7 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (開く方向)

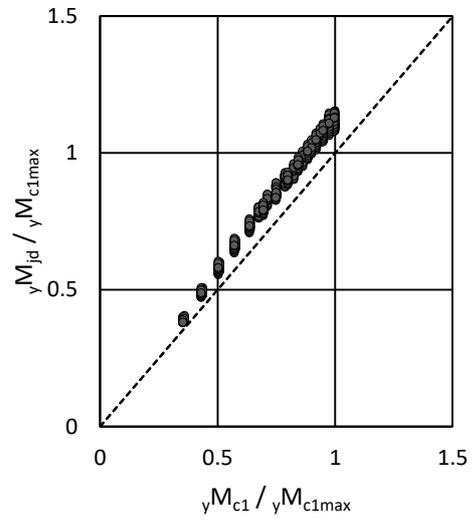


(i) 変動モデル D8

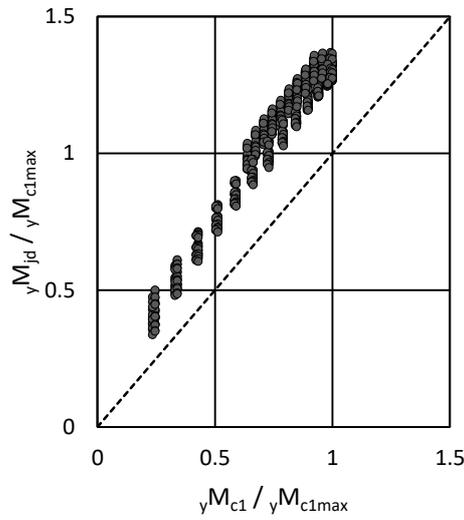
図 3-5-7 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 $yM_{jd} / k \cdot yM_{c1}$ (開く方向)



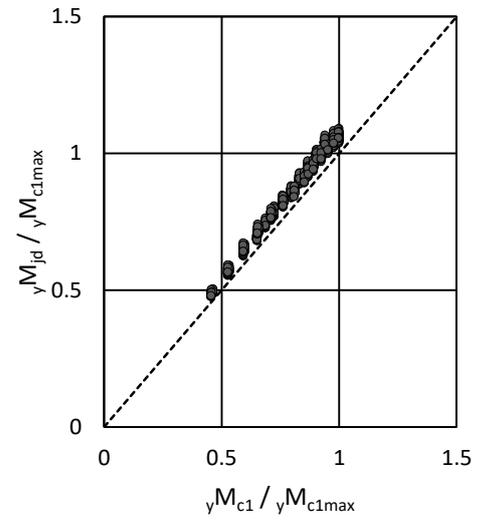
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

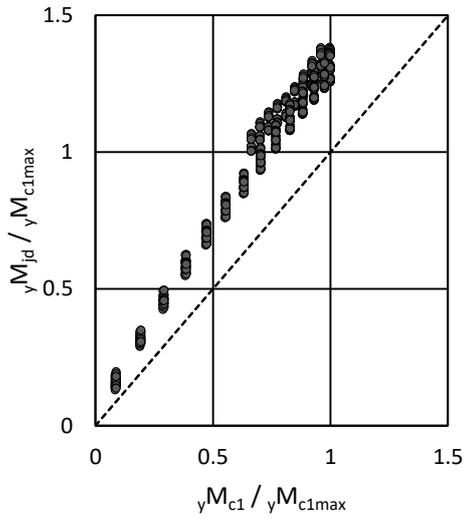


(c) 変動モデル D2

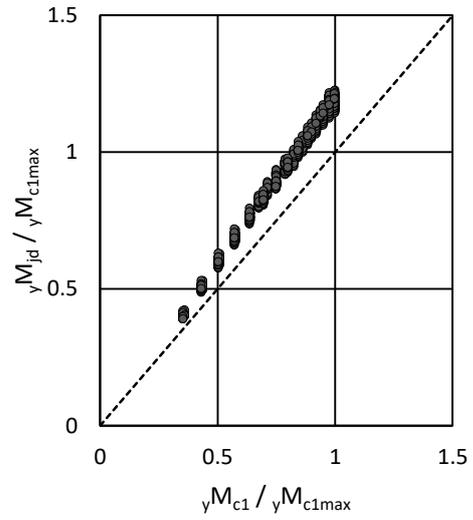


(d)変動モデル D3

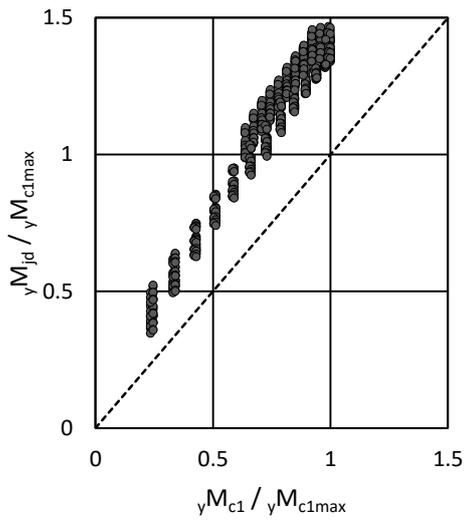
図 3-5-8 接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ と 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の比較(閉じる方向)



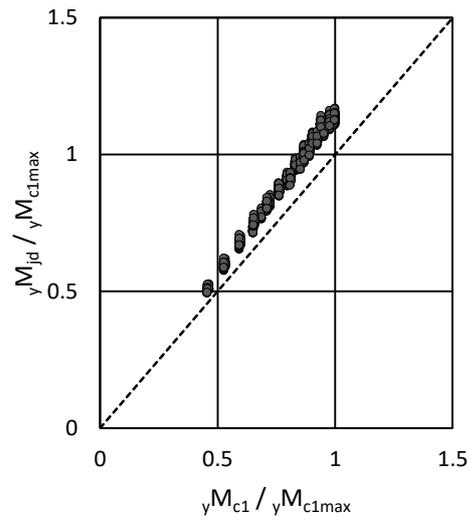
(e) 変動モデル D4



(f) 変動モデル D5

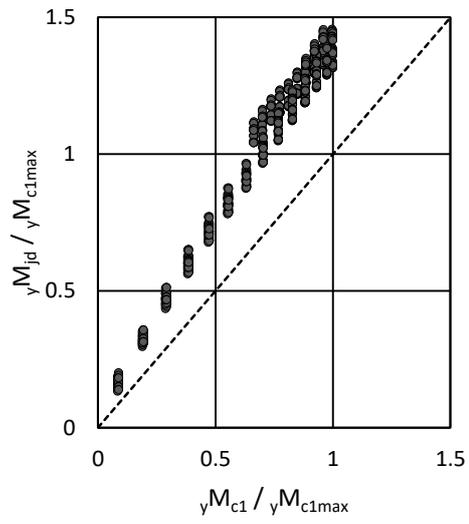


(g) 変動モデル D6



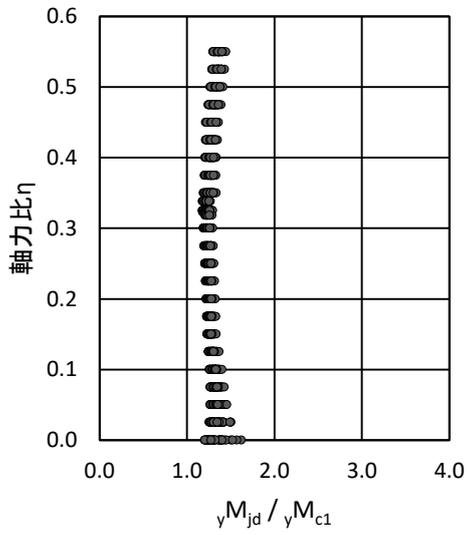
(h) 変動モデル D7

図 3-5-8 接合部耐力 ${}_yM_{jd}$ と 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の比較(閉じる方向)

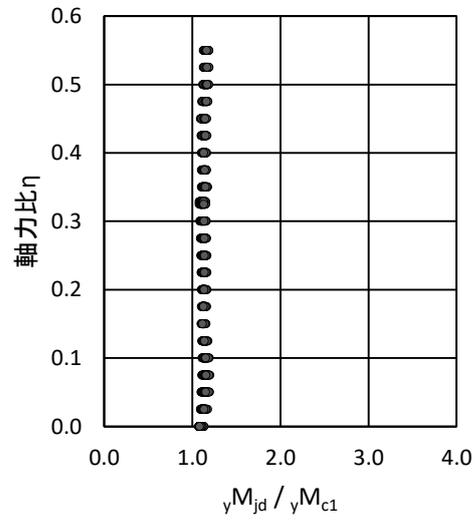


(i) 変動モデル D8

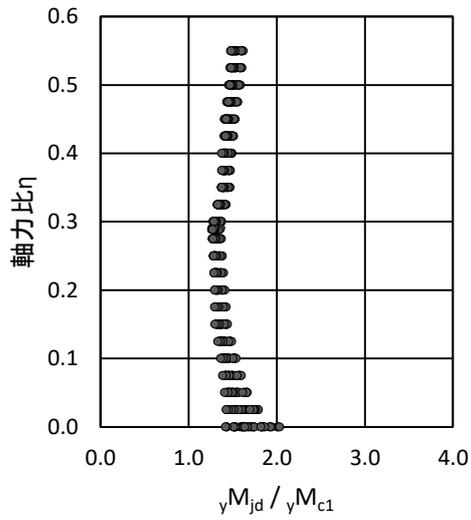
図 3-5-8 接合部耐力 yM_{jd} と 1 階柱耐力 yM_{c1} の比較(閉じる方向)



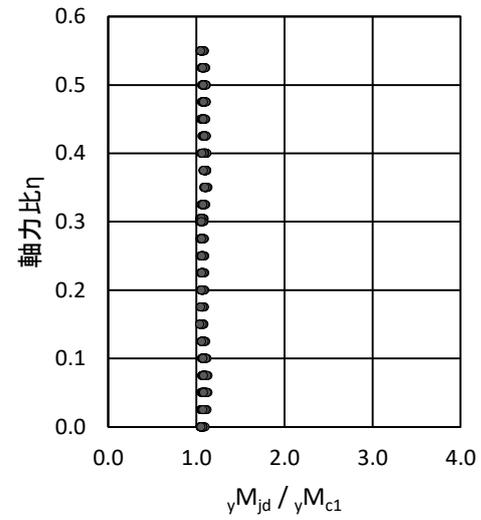
(a)基本モデル



(b)変動モデル D1

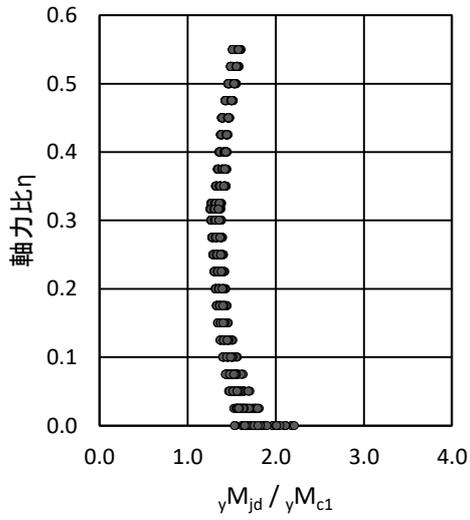


(c) 変動モデル D2

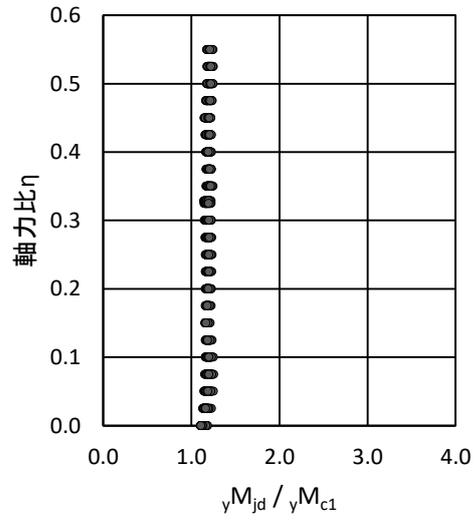


(d)変動モデル D3

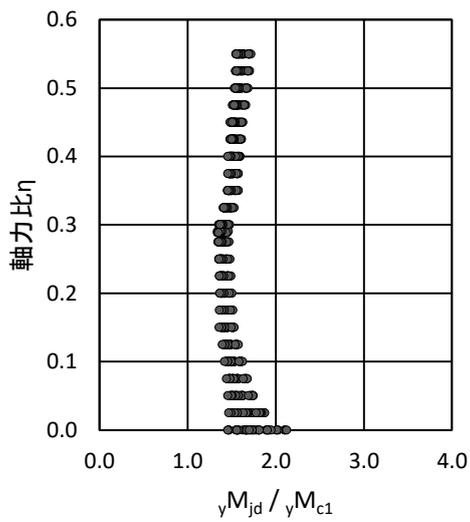
図 3-5-9 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 yM_{jd} / yM_{c1} (閉じる方向)



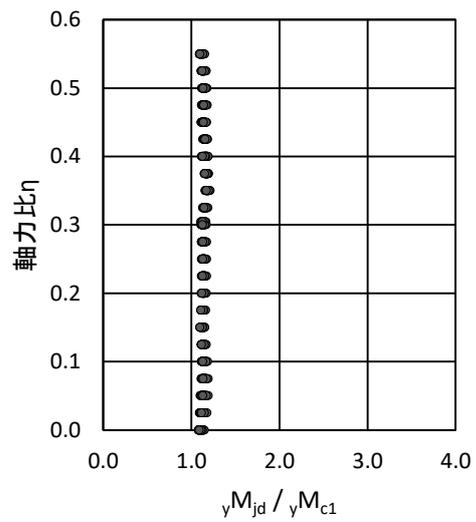
(e) 変動モデル D4



(f)変動モデル D5

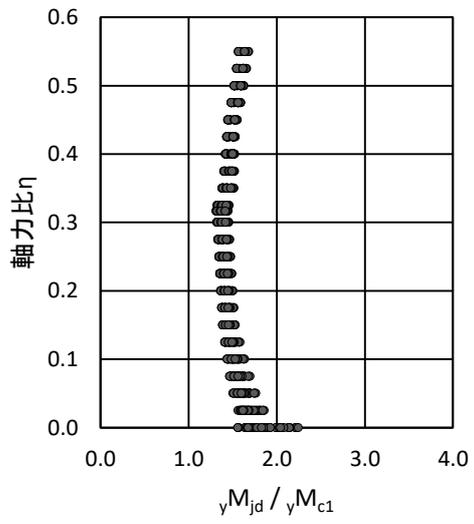


(g) 変動モデル D6



(h)変動モデル D7

図 3-5-9 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 yM_{jd} / yM_{c1} (閉じる方向)



(i) 変動モデル D8

図 3-5-9 軸力比 η 毎の接合部耐力と 1 階柱耐力の比 yM_{jd} / yM_{c1} (閉じる方向)

表 3-5-3 接合部耐力と 1 階柱耐力の比 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ (閉じる方向は ${}_yM_{jd} / {}_yM_{c1}$)

(a) 開く方向

開く方向		${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$		
		最小値	最大値	平均値
基本モデル		1.10	2.23	1.28
変動 モデル	D1	1.06	1.83	1.20
	D2	1.14	2.63	1.41
	D3	1.06	1.83	1.20
	D4	1.05	2.63	1.39
	D5	1.16	2.05	1.34
	D6	1.23	2.94	1.58
	D7	1.19	2.05	1.34
	D8	1.12	2.94	1.55

(b) 閉じる方向

閉じる方向		${}_yM_{jd} / {}_yM_{c1}$		
		最小値	最大値	平均値
基本モデル		1.18	1.62	1.29
変動 モデル	D1	1.08	1.20	1.13
	D2	1.26	2.03	1.43
	D3	1.04	1.14	1.08
	D4	1.26	2.21	1.44
	D5	1.11	1.26	1.19
	D6	1.34	2.13	1.51
	D7	1.08	1.21	1.14
	D8	1.32	2.24	1.50

開く方向は軸力比 η が小さい場合、1 階柱と 2 階柱の軸力による偏心曲げが接合部耐力を増加させるため、3.5.1 項に示すように 2 階柱せいが大きいほど必要梁耐力比 m_n が大きくなる。設計用必要梁耐力比 m_d は分類で設定している D_{c2}/D_{c1} の範囲で最大の m_n を上回るように設定しているため、軸力比 η が小さい場合 m_n と m_d の差が大きくなり、 ${}_yM_{jd} / k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きくなる傾向がある。これは柱主筋の耐力を小さく評価している変動モデル D2, D4, D6, D8 で顕著である。

閉じる方向は、柱主筋の耐力を小さく評価している変動モデル D2, D4, D6, D8 で、必要梁耐力比 m_n と設計用必要梁耐力比 m_d の差が大きく、 ${}_yM_{jd} / {}_yM_{c1}$ は大きくなる傾向がある。これは軸力による影響が小さい、軸力比 η が 0 に近いほど顕著である。

提案する設計法を用いて設計した接合部は，開く方向では 1 階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の 1.05～2.94 倍，閉じる方向では 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の 1.04～2.24 倍の耐力が確保されると考えられる。

3.6 まとめ

本章では 1 階柱が屋外側に拡張されるピロティ架構の接合部(図 1-1-2(b)参照)耐力が 1 階柱耐力を上回る様にするための簡易な設計方法の提案を行った。また、開く方向の 1 階柱頭耐力を簡略に評価する方法の提案も行った。

以下に得られた知見をまとめる。なお、本章では接合部耐力が 1 階柱耐力を上回るために必要な梁主筋による耐力(必要梁耐力)と 1 階柱耐力の比を必要梁耐力比 m_n (式(3-28), (3-32)), 設計用に設定した m_n を設計用必要梁耐力比 m_d と定義している。検討対象は、表 3-2-1 の第 4 列に示す仕様規定を満たす建物に限定する。「開く方向、閉じる方向」は図 1-1-1(b)により定義する。

(i) 2 階と 1 階の柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が小さくなると、開く方向、閉じる方向とも必要梁耐力比 m_n は大きくなる(図 3-5-1 $\eta=0$ での m_n 参照)。これは、接合部耐力に寄与する 2 階柱耐力が低下することで必要梁耐力が増加するためである。

(ii) 開く方向では、柱の引張軸力が大きくなると m_n が減少する(図 3-5-1(a), 3-5-3(a)参照)。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1 階と 2 階の柱の偏心に伴うモーメント $-N \cdot e_2$ によって接合部耐力が増加するからである(図 3-5-2(a)参照)。一方、閉じる方向では、柱の圧縮軸力が大きくなると m_n が減少する(図 3-5-1(b), 3-5-2(b)参照)。これは柱軸力 N によるモーメント(式(3-31)右辺第 3 項)と圧縮合力 C によるモーメント(式(3-31)右辺第 6 項)の和が、接合部耐力を増加させるからである(図 3-5-2(b)参照)。

(iii) 表 3-2-1 に示す仕様規定を満たした上で、図 3-5-4 あるいは表 3-5-1 から、 D_{c2}/D_{c1} , D_b/D_{c1} および軸力比 η の関数として設計用必要梁耐力比 m_d を計算し、1 階柱耐力に乘じることで必要梁耐力を安全側に推定できる(図 3-5-1, 3-5-3 参照)。

(iv) 開く方向の 1 階柱頭の耐力は、次の手順で評価できる。

- ・開く方向 1 階柱頭に必要な耐力と全断面有効として計算した耐力の比(低減係数 α)を決める。
- ・上記 α と 1 階柱の軸力比 η から表 3-4-2 により係数 c_d を求める。
- ・接合部あばら筋 p_j が式(3-45)を満たすことを確認する。
- ・全断面有効として計算した耐力に低減係数 α を乗じる。

(v)本章で提案する設計方法では、次の4項目を確認する。

- ・表 3-2-1 に示す仕様規定を満足する。
- ・上記(iii)で推定した必要梁耐力を上回るように梁耐力を確保(式(3-34), (3-35))する。
- ・開く方向の1階柱耐力を上記(iv)で評価して得られた保有水平耐力が、必要保有水平耐力以上であることを確認する。
- ・梁主筋が定着破壊しないことを確認する(式(3-51))。

(vi) 提案する設計法を用いて設計した接合部は、開く方向では1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の 1.05 ~ 2.94 倍、閉じる方向では1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の 1.04 ~ 2.24 倍の耐力が確保される。

第4章

一階柱を屋内側に拡張した場合と
屋外側に拡張した場合の比較

4.1 まえがき

本章では、第 2 章で提案した 1 階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計方法と、第 3 章で提案した 1 階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計方法について、設計フロー、仕様規定及び設計用必要梁耐力比 m_d の比較を行う。

4.2 節では、設計フローの比較を示す。

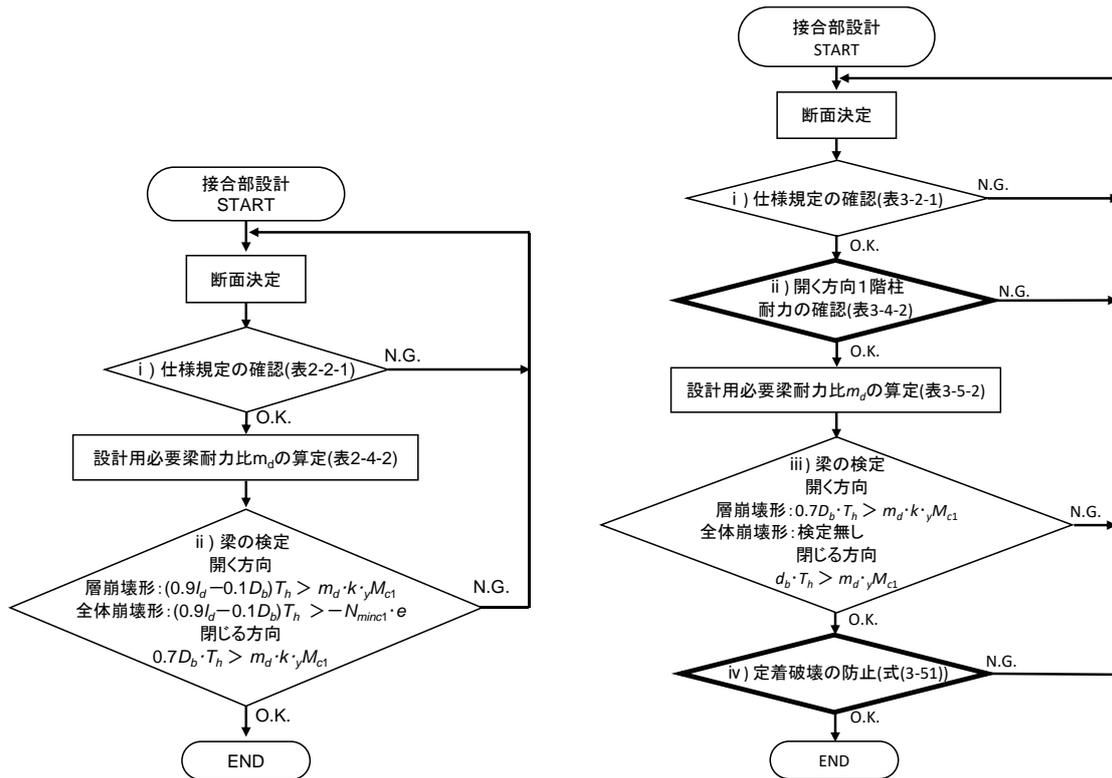
4.3 節では、仕様規定の比較を示す。

4.4 節では、設計用必要梁耐力比 m_d の比較を示す。

4.5 節では、本章のまとめを示す。

4.2 設計フローの比較

図 4-2-1 に 1 階柱を屋内側に拡張した場合と、屋外側に拡張した場合の設計フローの比較を示す。



(a)屋内側に拡張した場合(図 2-2-8)

(b)屋外側に拡張した場合(図 3-2-12)

図 4-2-1 屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の設計フローの比較

設計フローを比較すると、1 階柱を屋外側に拡張した場合の方が、図 4-2-1(b)に太枠で示す ii)開く方向 1 階柱耐力の確認(3.2.5 項と 3.4 節参照)と、iv)定着破壊の防止(3.2.7 項参照)という 2 つの項目が多い。これが 1 階柱を屋内側に拡張した場合と、屋外側に拡張した場合の設計フローにおける大きな違いである。

4.3 仕様規定の比較

表 4-3-1 に 1 階柱を屋内側に拡張した場合と、屋外側に拡張した場合の仕様規定の比較を示す。表中の太字は、互いに異なる部分を示している。

表 4-3-1 屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の仕様規定の比較

(a) 屋内側に拡張した場合(表 2-2-1)

分類	No	項目	m_0 を使用するための仕様規定※1
躯体形状	①	D_{c2}/D_{c1}	$0.5 \leq D_{c2}/D_{c1} \leq 1.0$
	②	D_b/D_{c1}	$0.6 \leq D_b/D_{c1} \leq 1.2$
	③	b_{c2}	$b_{c2} = b_{c1}$
	④	t_w	$t_w \geq 0.2b_{c1}$
	⑤	h_0	$[2.5D_{c1} \leq] h_0 \leq 5.0D_{c1}$
材料強度	⑥	F_c	$[18 \text{ N/mm}^2 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2]$ 1階柱、梁、2階柱、壁は同じ F_c とする。
	⑦	σ_{yc1} σ_{yc2}	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD490) $345 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{yc1} \leq 515 \text{ N/mm}^2$
柱主筋	⑧	ρ_{gc1}	$[0.8\% \leq] \rho_{gc1} \leq 2.0\%$
	⑨	g_{fc1}	$0.50 \leq g_{fc1} \leq 0.75$
	⑩	l_d	$[l_d \geq 0.75D_b]$
	⑪	a_{tc2}	$a_{tc2} = a_{tc1}$
	⑫	a_{gc2}	$a_{gc2} \geq 0.75a_{gc1}$
あ筋ばら	⑬	ρ_w	式(2-41) ρ_wは柱面より$0.7D_b$の範囲に適用する。
耐力評価	⑭	M_{c1}	耐力評価は式(2-36)~(2-38)による。

(b) 屋外側に拡張した場合(表 3-2-1)

分類	No	項目	m_0 を使用するための仕様規定※1
躯体形状	①	D_{c2}/D_{c1}	$0.5 \leq D_{c2}/D_{c1} \leq 1.0$
	②	D_b/D_{c1}	$0.6 \leq D_b/D_{c1} \leq 1.2$
	③	b_{c2}	$b_{c2} = b_{c1}$
	④	h_0	$[2.5D_{c1} \leq] h_0$
	⑤	F_c	$[18 \text{ N/mm}^2 \leq F_c \leq 60 \text{ N/mm}^2]$ 1階柱、梁、2階柱は同じ F_c とする。 $F_c/\sigma_{yc1} \geq 7.5\%$
材料強度	⑥	σ_{yc1} σ_{yc2}	$\sigma_{yc1} = \sigma_{yc2}$ (SD345) (SD490) $345 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{yc1} \leq 515 \text{ N/mm}^2$
	⑦	ρ_{gc1}	$[0.8\% \leq] \rho_{gc1} \leq 2.0\%$
柱主筋	⑧	g_{fc1}	$0.50 \leq g_{fc1} \leq 0.75$
	⑨	a_{tc2}	$a_{tc2} = a_{tc1}$
	⑩	a_{gc2}	$a_{gc2} \geq 0.75a_{gc1}$
	⑪	l_b	$l_b \geq 0.80D_{c1}$
	⑫	C_c	梁下端主筋本数 \geq 梁上端主筋本数
接合部	⑬	ρ_j	$[0.2\% \leq] \rho_j$ かつ必要な開く方向1階柱耐力に応じて設定(図3-2-12 ii))。
耐力評価	⑭	M_{c1}	耐力評価は式(3-36)~(3-38)による。

※1: []内は設計上満たす必要のある文献 3), 5)による規定を示す。

仕様規定を比較すると以下の 8 項目が異なっており、それ以外の 9 項目が共通している。

表 4-3-1(a)

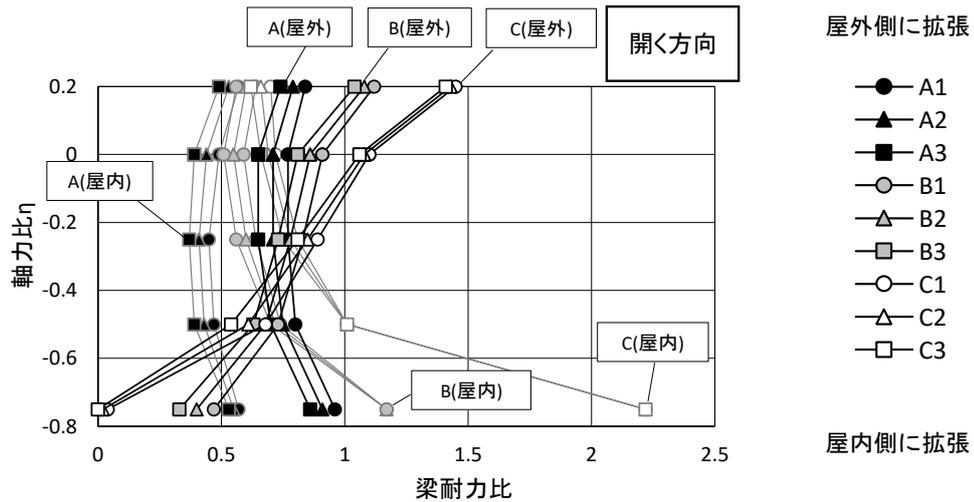
- ④壁厚 t_w : 1 階柱を屋内側に拡張した場合の閉じる方向は、壁による接合部耐力への寄与があり、屋外側に拡張した場合は壁による接合部耐力への寄与が無い。そのため屋内側に拡張した場合のみ、壁厚 t_w の下限を定めている。
- ⑤内法高さ h_0 の上限 : 1 階柱を屋内側に拡張した場合は、内法高さ h_0 が大きくなるほど 1 階柱降伏時のせん断力 ${}_yQ_{c1}$ が小さくなり、梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ の影響で必要梁耐力比 m_n が開く方向では減少し、閉じる方向では増加する。屋外側に拡張した場合も開く方向は内法高さ h_0 が大きくなるほど同様の理由で必要梁耐力比 m_n が減少する。屋外側に拡張した場合の閉じる方向は内法高さ h_0 が大きくなり 1 階柱降伏時のせん断力 ${}_yQ_{c1}$ が小さくなると、圧縮合力 C が小さくなり、接合部耐力を増加させるため m_n が減少する。よって、屋内側に拡張した場合の閉じる方向で h_0 が大きくなるほど m_n が増加するため、屋内側に拡張した場合のみ、内法高さ h_0 の上限を定めている。
- ⑩1 階柱主筋の定着投影長さ l_d : 1 階柱を屋内側に拡張した場合の開く方向は、1 階柱主筋の定着投影長さ l_d が梁主筋による耐力 ${}_yM_{bT}$ 、梁軸力による項 ${}_yM_{bQ}$ 、あばら筋による耐力 ${}_yM_{st}$ に影響を与えるが、屋外側に拡張した場合の接合部耐力には影響を与えない。そのため屋内側に拡張した場合のみ、1 階柱主筋の定着投影長さ l_d の下限を定めている。
- ⑬あばら筋量 p_w : 1 階柱を屋内側に拡張した場合は、あばら筋による接合部耐力への寄与があり、屋外側に拡張した場合はあばら筋による接合部耐力への寄与が無い。そのため屋内側に拡張した場合のみ、あばら筋量 p_w の下限を定めている。

表 4-3-1(b)

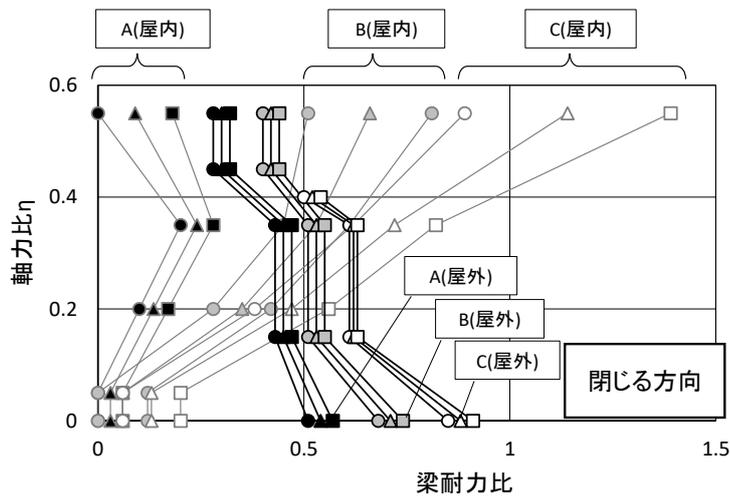
- ⑤コンクリート強度 F_c と 1 階柱主筋降伏強度 σ_{yc1} の比 : 1 階柱を屋外に拡張した場合の閉じる方向は、鉄筋強度に対してコンクリート強度が低すぎる場合、圧縮合力 C によるモーメントが増加し、接合部耐力を低下させるため、屋外側は屋内側に比べて F_c と σ_{yc1} の比による接合部耐力への影響が大きい。そのため屋外側に拡張した場合のみ、コンクリート強度 F_c と 1 階柱主筋降伏強度 σ_{yc1} の比の下限を定めている。
- ⑩梁下端主筋の水平投影長さ l_b : 1 階柱を屋外側に拡張した場合の開く方向は、梁下端主筋の水平投影長さ l_b が 1 階柱耐力 ${}_yM_{cl1e}$ (3.2.5 項参照) に影響を与えるが、屋内側に拡張した場合は影響を与えない。そのため屋外側に拡張した場合のみ、梁下端主筋の水平投影長さ l_b の下限を定めている。
- ⑪梁下端主筋本数 : 1 階柱を屋外側に拡張した場合の閉じる方向は、圧縮側となる梁下端主筋の圧縮力 C_b がコンクリートの圧縮合力 C を抑制する効果を考慮しているが、屋内側に拡張した場合は圧縮力 C_b について圧縮鉄筋とコンクリートのそれぞれの圧縮力負担は考慮していない。そのため屋外側に拡張した場合のみ梁下端主筋本数の下限を定めている。
- ⑫接合部帯筋比 p_j : 1 階柱を屋外側に拡張した場合、接合部帯筋比 p_j が大きいほど開く方向は 1 階柱耐力の低減を小さくし、閉じる方向は接合部耐力を増加させるが、屋内側に拡張した場合は 1 階柱耐力及び接合部耐力に影響を与えない。そのため屋外側に拡張した場合のみ接合部帯筋比 p_j の下限を定めている。

4.4 設計用必要梁耐力比 m_d の比較

図 4-4-1 に 1 階柱を屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の設計用必要梁耐力比 m_d の比較を示す。



(a) 開く方向(図 2-4-4(a)と図 3-5-4(a))



(b) 閉じる方向(図 2-4-4(b)と図 3-5-4(b))

図 4-4-1 屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の設計用必要梁耐力比 m_d の比較

図 4-4-1(a)の開く方向では、軸力比 η が約 -0.3 を境に、 η が大きいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が小さいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある。一方、図 4-4-1(b)の閉じる方向では、軸力比 η が約 0.3 を境に、 η が小さいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が大きいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある。この主因は 1 階柱と 2 階柱の偏心によるモーメントの向き(接合部耐力を増加させるか、又は減少させるか)が逆になるためである(式(2-12), (2-24), (3-7), (3-13)参照)。

また、偏心モーメントによる影響がない $\eta=0$ の状態では開く方向、閉じる方向共に屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる。この主因は、屋内側に拡張した場合に接合部耐力に寄与していた梁あばら筋や壁等の要素が、屋外側に拡張した場合は接合部耐力に寄与しないためである。

以上から大局的には、開く方向では軸力比 η が -0.3 より大きければ 1 階柱を屋内側に拡張した接合部、軸力比 η が -0.3 より小さければ 1 階柱を屋外側に拡張した接合部、閉じる方向では軸力比 η が 0.3 より小さければ 1 階柱を屋内側に拡張した接合部、軸力比 η が 0.3 より大きければ 1 階柱を屋外側に拡張した接合部の方が構造的に優位であると考えられる。そのため、建物の計画段階でも、建物形状などから 1 階柱の軸力比 η を推定すれば、容易にどちらの接合部形状が構造的に優位かを判断することも可能となる。

4.5 まとめ

本章では、第2章で提案した1階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計方法と、第3章で提案した1階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計方法について、設計フロー、仕様規定及び設計用必要梁耐力比 m_d の比較を行った。

以下に結果をまとめる。

- (i) 設計フローにおいて、1階柱を屋外側に拡張した場合の方が、ii) 開く方向1階柱耐力の確認と、iv) 定着破壊の防止という2つの項目が多い。(図4-2-1参照)
- (ii) 仕様規定において、互いに異なるものが8項目あり、それ以外の9項目が共通している。(表4-3-1参照)
- (iii) 1階柱を屋内側に拡張した場合と、屋外側に拡張した場合の設計用必要梁耐力比 m_d を比較すると、開く方向では軸力比 η が約-0.3を境に、 η が大きいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が小さいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある(図4-4-1(a)参照)。閉じる方向では軸力比 η が約0.3を境に、 η が小さいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が大きいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある(図4-4-1(b)参照)。この主因は1階と2階の柱の偏心モーメントによる接合部耐力の増減が逆になるためである(式(2-12), (2-24), (3-7), (3-13)参照)。

第 5 章

結論

本論文では、1階柱が屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の形状が異なる2つのピロティ柱梁接合部の設計方法の提案を行った。

提案する設計方法は、既往の接合部耐力評価方法^{11)~14)}を簡略化し、梁耐力を制御することで、接合部耐力が1階柱耐力を上回るようにした。その際、梁以外の接合部耐力に寄与する要素の耐力は仕様規定を設定し、それに適合させることで確保するものとした。接合部の耐力が1階柱耐力を上回るために必要な梁の耐力(必要梁耐力)と1階柱耐力との比を必要梁耐力比 m_n と定義し、仕様規定の範囲内でパラメーターを変動させた多数のモデルで必要梁耐力比 m_n を計算した。それを上回る設計に用いるための必要梁耐力比(設計用必要梁耐力比 m_d)を任意に設定した。実務設計では、仕様規定を満たす接合部に対して、1階柱耐力に設計用必要梁耐力比を乗じて必要梁耐力を求め、それを上回る梁耐力を確保することで、接合部耐力が1階柱耐力を上回るようにした。

各章で得られた結論を下記にまとめる。

第2章 一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部の設計法

(2-1)2階と1階の柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が小さくなると、開く方向、閉じる方向とも必要梁耐力比 m_n は大きくなる(図 2-4-1, 2-4-3 参照)。これは、接合部耐力に寄与する2階柱耐力が低下することで必要梁耐力が増加するためである。

(2-2)開く方向では、梁せいと1階の柱せいの比 D_b/D_{c1} が小さいと m_n がやや小さくなる(図 2-4-1 (a), 2-4-3(a)参照)。これは、1階柱の節点位置の耐力 $k \cdot y M_{c1}$ (図 2-2-9)が小さくなるためである。一方、閉じる方向では逆に m_n が大きくなる(図 2-4-1(b), 2-4-3(b)参照)。これは、 $k \cdot y M_{c1}$ の減少よりも梁上部の壁による耐力 M_w (式(2-20))の減少の方が大きいためである。

(2-3)開く方向では、引張軸力が増大すると m_n が増大する(図 2-4-1(a), 2-4-3(a)参照)。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1階と2階の柱の偏心に伴うモーメント $N \cdot e$ の寄与分が増大するからである(図 2-4-2(a)参照)。一方、閉じる方向では、圧縮軸力が増大すると m_n が増大する(図 2-4-1(b), 2-4-3(b)参照)。この傾向も、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1階柱上部 T 型断面の図心まわりの耐力 M_c の寄与分の減少と、1階柱上部 T 型断面の偏心曲げ $N_c \cdot e_c$ の寄与分が増加するからである(図 2-4-2(b)参照)。

(2-4)表 2-2-1 に示す仕様規定を満たした上で、図 2-4-4 あるいは表 2-4-2 から、 D_{c2}/D_{c1} 、 D_b/D_{c1} および軸力比 η の関数として設計用必要梁耐力比 m_d を計算し、1 階柱耐力に乘じることで必要梁耐力を安全側に推定できる(図 2-4-1, 2-4-3 参照)。

(2-5)2 章で提案する設計方法では、次の 2 項目を確認する。

- ・表 2-2-1 に示す仕様規定を満足する。
- ・上記(2-4)で推定した必要梁耐力を上回るように梁耐力を確保(式(2-42)~(2-44))する。

(2-6)2 章で提案する設計法を用いて設計した 1 階柱を屋内側に拡張した接合部は、開く方向では 1 階柱耐力 $k \cdot y M_{c1}$ の 1.05~1.88 倍、閉じる方向では 1 階柱耐力 $k \cdot y M_{c1}$ の 1.05~9.53 倍の耐力が確保される。

第 3 章 一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部の設計法

(3-1)2 階と 1 階の柱せいの比 D_{c2}/D_{c1} が小さくなると、開く方向、閉じる方向とも必要梁耐力比 m_n は大きくなる(図 3-5-1 $\eta=0$ での m_n 参照)。これは、接合部耐力に寄与する 2 階柱耐力が低下することで必要梁耐力が増加するためである。

(3-2)開く方向では、柱の引張軸力が大きくなると m_n が減少する(図 3-5-1(a), 3-5-3(a)参照)。この傾向は、 D_{c2}/D_{c1} が小さいほど顕著である。この主因は、1 階と 2 階の柱の偏心に伴うモーメント $-N \cdot e_2$ によって接合部耐力が増加するからである(図 3-5-2(a)参照)。一方、閉じる方向では、柱の圧縮軸力が大きくなると m_n が減少する(図 3-5-1(b), 3-5-2(b)参照)。これは柱軸力 N によるモーメント(式(3-31)右辺第 3 項)と圧縮合力 C によるモーメント(式(3-31)右辺第 6 項)の和が、接合部耐力を増加させるからである(図 3-5-2(b)参照)。

(3-3)表 3-2-1 に示す仕様規定を満たした上で、図 3-5-4 あるいは表 3-5-1 から、 D_{c2}/D_{c1} 、 D_b/D_{c1} および軸力比 η の関数として設計用必要梁耐力比 m_d を計算し、1 階柱耐力に乘じることで必要梁耐力を安全側に推定できる(図 3-5-1, 3-5-3 参照)。

(3-4)開く方向の 1 階柱頭の耐力は、次の手順で評価できる。

- ・開く方向 1 階柱頭に必要な耐力と全断面有効として計算した耐力の比(低減係数 α)を決める。
- ・上記 α と 1 階柱の軸力比 η から表 3-4-2 により係数 c_d を求める。
- ・接合部あばら筋 p_j が式(3-45)を満たすことを確認する。
- ・全断面有効として計算した耐力に低減係数 α を乗じる。

(3-5)3章で提案する設計方法では、次の4項目を確認する。

- ・表 3-2-1 に示す仕様規定を満足する。
- ・上記(3-3)で推定した必要梁耐力を上回るように梁耐力を確保(式(3-34), (3-35))する。
- ・開く方向の1階柱耐力を上記(3-4)で評価して得られた保有水平耐力が、必要保有水平耐力以上であることを確認する。
- ・梁主筋が定着破壊しないことを確認する(式(3-51))。

(3-6)3章で提案する設計法を用いて設計した1階柱を屋外側に拡張した接合部は、開く方向では1階柱耐力 $k \cdot {}_yM_{c1}$ の1.05~2.94倍、閉じる方向では1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ の1.04~2.24倍の耐力が確保される。

第4章 一階柱を屋内側に拡張した場合と屋外側に拡張した場合の比較

(4-1)1階柱を屋内側に拡張した場合と、屋外側に拡張した場合の設計用必要梁耐力比 m_d を比較すると、開く方向では軸力比 η が約-0.3を境に、 η が大きいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が小さいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある(図 4-4-1(a)参照)。閉じる方向では軸力比 η が約0.3を境に、 η が小さいと屋外側に拡張した場合の方が m_d が大きく、 η が大きいと屋内側に拡張した場合の方が m_d が大きくなる傾向がある(図 4-4-1(b)参照)。この主因は1階と2階の柱の偏心モーメントによる接合部耐力の増減が逆になるためである(式(2-12), (2-24), (3-7), (3-13)参照)。

今後の課題

本研究は、実務設計で使用できることを目的として簡易な方法で、ピロティ柱梁接合部の耐力が1階柱耐力を上回るようにする設計方法の提案を行った。1.1節で述べているように、現在の実務設計では接合部が破壊しないという仮定で設計が行われている。その仮定を検証するための検討という位置づけで、本論文で提案する設計方法は接合部の耐力が1階柱耐力を上回るようにしている。大きな耐力を必要とするピロティの1階柱に対して、その耐力を上回るように接合部を設計するため、必然的に接合部耐力を制御する梁の部材断面もそれに応じた大きさが必要となる。一方、建物の設計における制約はデザインや費用、法律など様々な要因で決まるため、提案する設計方法で必要な梁の大きさが常にその制約の中に収まるとは限らない。そこで今後はピロティ接合部の破壊を許容する設計方法を提案することが課題として挙げられる。そのためには接合部破壊に対する靱性能や繰返し荷重に対する性能などの不明点を明らかにする必要がある。

参考文献

参考文献

- 1) 建設省住宅局建築指導課ほか: 建築物の構造規定-建築基準法施行令第 3 章の解説と運用-1997年版, pp .389-394, 1997.12
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp .685-703, 2007. 8
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所ほか: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp .648-695, pp .730-748, 2015. 6
- 4) 花井伸明ほか 7 名: RC ピロティ柱梁接合部の強度と変形性能, その 8 柱主筋および梁主筋の定着に関する実験, その 9 ピロティ柱梁接合部の強度計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp .461-464, 2012.9
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018. 12
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2006.4
- 8) 花井伸明ほか 2 名: 断面が急変するピロティ柱梁接合部における柱主筋の定着性状, 日本建築学会技術報告集, Vol. 15, No. 29, pp. 143-146, 2009. 2
- 9) Takahashi, S. et al.: Strength of Beam-column Joint in Soft First Story RC Buildings, Part 1 Experiment, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12, pp. 138-145, 2014. 5
- 10) Halim, S. et al.: Strength of Beam-column Joint in Soft First Story of RC Buildings, Part 2 Design Equations, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 12, pp. 146-157, 2014. 5
- 11) 宇野芳奈美ほか 6 名: 1 階柱を屋内側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の解析モデル, 接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 721, pp. 607-617, 2016. 3
- 12) 宇野芳奈美ほか 3 名: 1 階柱を屋内側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の解析モデル, 接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 81, No. 728, pp. 1703-1712, 2016. 10
- 13) 宇野芳奈美ほか 5 名: 1 階柱を屋外側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の解析モデル, 接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 734, pp. 567-577, 2017. 4

- 14) 三宅真理子ほか6名: 1階柱を屋外側に拡張したRCピロティ柱梁接合部の終局耐力評価, 接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 754, pp. 1845-1853, 2018. 12
- 15) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計, 一特徴的被害の原因と設計への提案一, 1998. 10
- 16) 大野義照ほか5名: 近畿支部RC構造部会 兵庫県南部地震に関するRC建物調査: その1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp. 355-364, 1996. 9
- 17) 五所信洋ほか1名: ピロティ建物の方向性と柱破壊, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 構造II, pp. 89-90, 1997. 9
- 18) 芳村学ほか1名: 1995年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析, 日本建築学会構造系論文集, No.486, pp. 75-84, 1996. 8
- 19) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 平成28年熊本地震建築物被害調査報告(速報), 2016. 9
- 20) 真田靖士ほか8名: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動的実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 47B, pp. 511-520, 2001. 3
- 21) 顧建華ほか5名: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の崩壊メカニズムに関する研究: その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp. 577-582, 2000. 9
- 22) 壁谷澤寿海ほか4名: 偏心ピロティ構造の震動実験: その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp. 815-822, 2002. 8
- 23) 長江拓也ほか2名: 層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能: 確率論的評価を通して, 日本建築学会構造系論文集, No.610, pp. 123-130, 2006. 12
- 24) 泉徳秀ほか5名: ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78 No.691, pp. 1585-1592, 2013. 9
- 25) Guevara-Perez, T.: "Soft Story" and "Weak Story" in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach, 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012, Vol.2 pp.856-865, 2012.9
- 26) 小川司ほか3名: 鉄筋コンクリート造ピロティ柱梁接合部の柱が開く方向での終局強度に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 79 No.695, pp. 121-128, 2014. 1

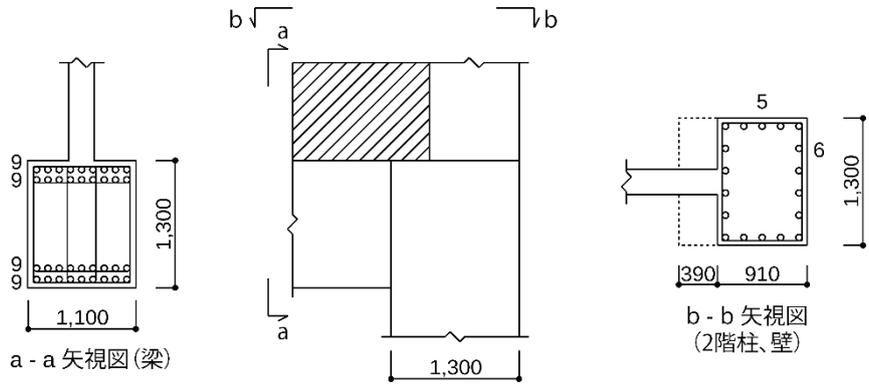
- 27) 寺岡勝ほか 2 名: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討: 普通コンクリートを用い、直交梁のない場合, 構造工学論文集, Vol. 37B, pp. 365-378, 1991. 3
- 28) 石渡康弘ほか 3 名: 鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力と変形性能に関するデータベース解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 構造IV, pp. 107-108, 1995. 8
- 29) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部 : 見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73 No.631, pp. 1641-1648, 2008. 9
- 30) Bayhan, B. : An Experimental and Analytical Study in Reinforced Concrete Frames with Weak Beam-Column Joints, 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012, Vol.1 pp.502-511, 2012.9
- 31) Hognestad, E. et al.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal Proceedings, Vol. 52, No. 4, pp. 455-479, 1955. 12
- 32) 高周波熱錬株式会社: 鉄筋コンクリート造はり, 柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説, BCJ 評定-RC0220-06, 2018. 3
- 33) 藤井栄ほか 3 名: 90° 折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価, 日本建築学会構造系論文集, No.429, pp. 65-75, 1991. 11
- 34) 村上雅英ほか 1 名: 2 段配筋された 90 度折り曲げ定着耐力の推定方法及び耐力改善法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, pp. 87-92, 1992. 5

付録
検定例

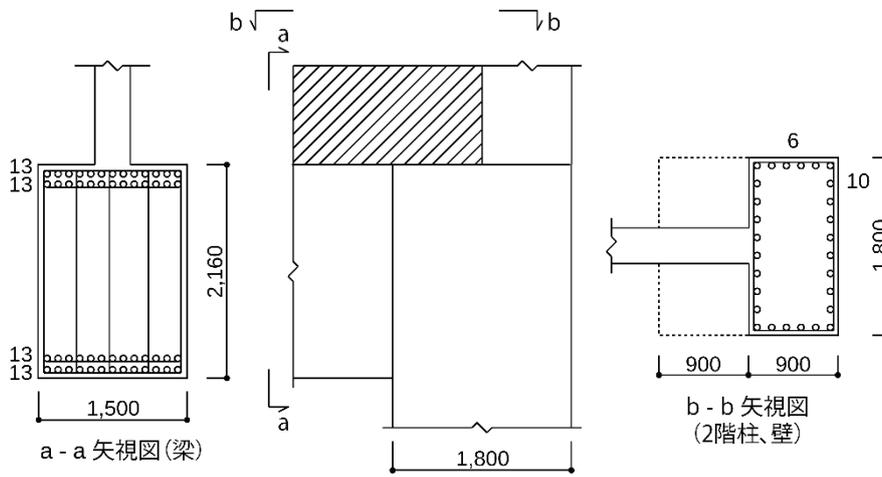
付録では2.3節及び3.3節の基本モデルを用いて接合部の検定例を示す。

付1 一階柱を屋内側に拡張したピロティ接合部（設計方法は第2章を参照）

ケース1として、1階柱は層崩壊形となる09F、接合部は $D_{c2}/D_{c1}=0.7$ 、 $D_b/D_{c1}=1.0$ (m_d は表2.4-2(b)のB1)と、ケース2として、1階柱は全体崩壊形となる14F、接合部は $D_{c2}/D_{c1}=0.5$ 、 $D_b/D_{c1}=1.2$ (m_d は表2.4-2(c)のC1)の2ケースを行う。ただし、梁幅については梁主筋の並びを勘案し、基本モデルから変更する。ここでの1階柱軸力は、外力分布を A_i 分布に基づき定めた崩壊メカニズム時の柱軸力（2.3.1項参照）を用いる。なお、仕様規定の確認は表2-2-1の全項目で確認する必要があるが、基本モデルは表2-2-1①～⑫、⑭に示す項目を満たしているため、ここでは省略し、表2-2-1⑬及び梁の検定を示す。各ケースの接合部断面を付図1に示す。



(a) ケース 1 : 09F0710



(b) ケース 2 : 14F0512

付図 1 検定例の接合部断面図 (一階柱を屋内側に拡張した接合部)

ケース 1(モデル：09F0710 崩壊形：層崩壊)

$b_b=1100$ mm, $D_b=1300$ mm, $l_d=975$ mm, 梁主筋は上端下端共 18-D32($a_b=14292$ mm², $p_{tb}=1.11$ %), SD390($\sigma_{yb}=429$ N/mm²), あばら筋は 4-D13@100($p_w=0.46$ %), SD295A($\sigma_w=325$ N/mm²)とする。

仕様規定⑬の確認

$$\frac{-0.1N_{\min}}{\sigma_w \cdot b_b (l_d - 0.3D_b)} = \frac{-0.1 \times (-8175 \times 10^3)}{325 \times 1100 \times (975 - 0.3 \times 1300)} \times 100 = 0.40\% \quad \leftarrow \text{式(2-41)}$$

$$p_w = 0.46\% \geq 0.40\% \quad \text{O.K.}$$

梁の検定

開く方向

$${}_y M_{c1} = 823 \text{ kNm}$$

$$\eta = \frac{N_{c1}}{N_{\min c1}} = -\frac{-6117}{-8175} = -0.75 \quad \leftarrow \text{式(2-47)}$$

$$m_d = -1.72 \times (-0.75) - 0.12 = 1.17 \quad \leftarrow \text{式(2-48)} \quad \text{表 2-4-2(b)B1}$$

$$k = 1 + \frac{D_b}{h_0} = 1 + \frac{1300}{3250} = 1.40 \quad \leftarrow \text{式(2-29)}$$

$$m_d \cdot k \cdot {}_y M_{c1} = 1.17 \times 1.40 \times 823 = 1348 \text{ kNm} \quad \leftarrow \text{式(2-42)}$$

$$(0.9l_d - 0.1D_b)T_h = (0.9 \times 975 - 0.1 \times 1300) \times 14292 \times 429 \times 10^{-6} \quad \leftarrow \text{式(2-42)}$$

$$= 4583 \text{ kNm} > 1314 \text{ kNm} \quad \text{O.K.}$$

閉じる方向

$${}_y M_{c1} = 12787 \text{ kNm}$$

$$\eta = \frac{N_{c1}}{N_{\max c1}} = \frac{19174}{89295} = 0.22 \quad \leftarrow \text{式(2-46)}$$

$$m_d = 1.13 \times 0.22 + 0.05 = 0.30 \quad \leftarrow \text{式(2-48)} \quad \text{表 2-4-2(b)B1}$$

$$m_d \cdot k \cdot {}_y M_{c1} = 0.30 \times 1.40 \times 12787 = 5371 \text{ kNm} \quad \leftarrow \text{式(2-44)}$$

$$0.7D_b \cdot T_h = 0.7 \times 1300 \times 14292 \times 429 \times 10^{-6} = 5579 \text{ kNm} > 5371 \text{ kNm} \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(2-44)}$$

開く方向は $m_d=1.17$ (必要な梁耐力は 1 階柱耐力の 1.17 倍)と大きい値を示すが、柱の引張軸力が大きく 1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が小さくなるため、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は小さい。閉じる方向は $m_d=0.30$ (必要な梁耐力は 1 階柱耐力の 0.30 倍)となる。1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が大きいいため、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きい。梁の設計用応力は閉じる方向の応力が支配的といえる。

ケース 2(モデル：14F0512 崩壊形：全体崩壊形)

$b_b=1500$ mm, $D_b=2160$ mm, $l_d=1620$ mm, 梁主筋は上端下端共 26-D35($a_b=24882$ mm², $p_{tb}=0.85$ %), SD490($\sigma_{yb}=515$ N/mm²), あばら筋は 5-D13@100($p_w=0.42$ %), SD295A($\sigma_w=325$ N/mm²)とする。

仕様規定⑬の確認

$$\frac{-0.1N_{\min}}{\sigma_w \cdot b_b (l_d - 0.3D_b)} = \frac{-0.1 \times (-17726 \times 10^3)}{325 \times 1500 \times (1620 - 0.3 \times 2160)} \times 100 = 0.38\% \quad \leftarrow \text{式(2-41)}$$

$$p_w = 0.42\% \geq 0.38\% \quad \text{O.K.}$$

梁の検定

開く方向

$$e = 1800/2 - 900/2 = 450\text{mm}$$

$$-N_{\min c1} \cdot e = -(-17726) \times 0.45 = 7977\text{kNm} \quad \leftarrow \text{式(2-43)}$$

$$(0.9l_d - 0.1D_b)T_h = (0.9 \times 1620 - 0.1 \times 2160) \times 24882 \times 515 \times 10^{-6} \quad \leftarrow \text{式(2-43)}$$

$$= 15915\text{kNm} > 7977\text{kNm} \quad \text{O.K.}$$

閉じる方向

$${}_y M_{c1} = 38348\text{kNm}$$

$$\eta = \frac{N_{c1}}{N_{\max c1}} = \frac{38037}{212126} = 0.18 \quad \leftarrow \text{式(2-46)}$$

$$k = 1 + \frac{D_b}{h_0} = 1 + \frac{2160}{4500} = 1.48 \quad \leftarrow \text{式(2-29)}$$

$$m_d = 2.13 \times 0.18 - 0.05 = 0.34 \quad \leftarrow \text{式(2-48)} \quad \text{表 2-4-2(c)C1}$$

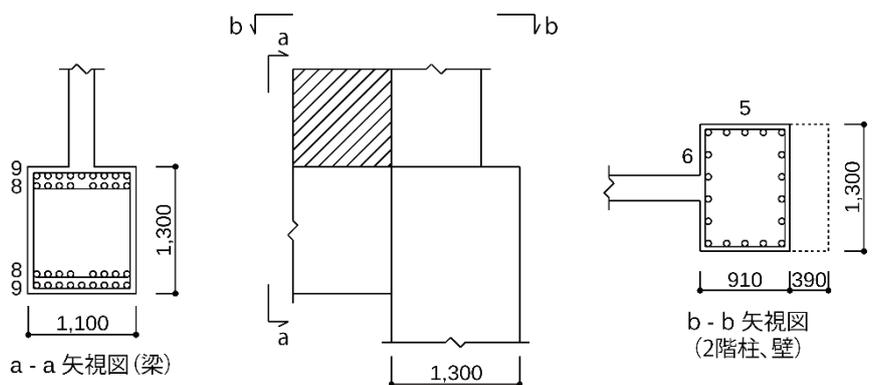
$$m_d \cdot k \cdot {}_y M_{c1} = 0.34 \times 1.48 \times 38348 = 19297\text{kNm} \quad \leftarrow \text{式(2-44)}$$

$$0.7D_b \cdot T_h = 0.7 \times 2160 \times 24882 \times 515 \times 10^{-6} = 19375\text{kNm} > 19297\text{kNm} \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(2-44)}$$

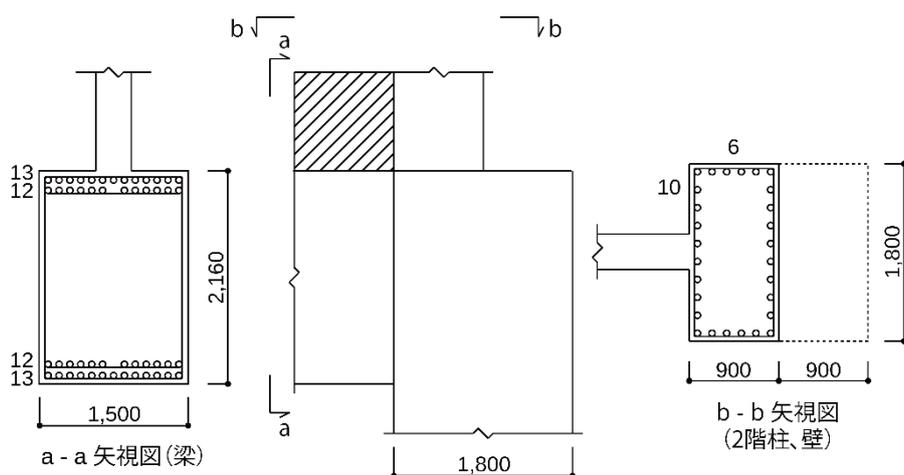
開く方向は全体崩壊形となるため、設計用の必要梁耐力は柱引張軸力による偏心曲げ $-N_{\min c1} \cdot e$ となる。閉じる方向は $m_d=0.34$ (必要な梁耐力は1階柱耐力の0.34倍)となる。1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が大きいいため、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きくなる。梁の設計用応力は閉じる方向の応力が支配的となっている。

付2 一階柱を屋外側に拡張したピロティ接合部（設計方法は第3章を参照）

ケース1として、1階柱は層崩壊形となる09F、接合部は $D_{c2}/D_{c1}=0.7$ 、 $D_b/D_{c1}=1.0$ (m_d は表3-5-2(b)のB1)と、ケース2として、1階柱は全体崩壊形となる14F、接合部は $D_{c2}/D_{c1}=0.5$ 、 $D_b/D_{c1}=1.2$ (m_d は表3-5-2(c)のC1)の2ケースを行う。なお、仕様規定の確認は表3-2-1の全項目で確認する必要があるが、基本モデルは表3-2-1①~⑭に示す項目を全て満たしているため、ここでは省略する。梁及び柱主筋の折り曲げ内法半径 r は文献5)による標準フックとし、D32(SD390)は $r=2.5 \times 32=80$ mm、D35(SD490)は $r=3.0 \times 35=105$ mmとする。各ケースの接合部断面を付図2に示す。



(a) ケース1 : 09F0710



(b) ケース2 : 14F0512

付図2 検定例の接合部断面図（一階柱を屋外側に拡張した接合部）

ケース 1(モデル：09F0710 崩壊形：層崩壊)

$D_b=1300$ mm, $d_b=1170$ mm, $b_b=1100$ mm, 梁主筋は上端下端共 17-D32($a_b=17 \times 794=13498$ mm², $p_{tb}=1.05$ %), SD390($\sigma_{yb}=429$ N/mm²), 接合部帯筋は $p_j=0.2$ %, SD295($\sigma_{yb}=325$ N/mm²) とする。1 階柱内法高さ $h_0=3.25$ m, 1 階の必要保有水平耐力 $Q_{um}=7181$ kN, その他は表 3-3-1 を参照とする。

開く方向 1 階柱耐力の確認

$$\text{開く方向 } \eta = -\frac{N}{N_{\min c1}} = -\frac{-6117}{-8175} = -0.75 \quad \leftarrow \text{式(3-53)}$$

表 3-4-2 より $\alpha=0.5$ とすると, $c=0$ となる

$$\frac{D_{c1} - D_{c2}}{0.32 D_b^2 \cdot b_{c1} \cdot \sigma_j} c_d \cdot N_{\max c1} = \frac{1300 - 910}{0.32 \times 1300^2 \times 1300 \times 325} \times 0 \times 89295 = 0 \quad \leftarrow \text{式(3-45)}$$

$$p_j = 0.002 \geq 0 \quad \text{O.K.}$$

開く方向 ${}_y M_{c1} = 823$ kNm, 閉じる方向 ${}_y M_{c1} = 12787$ kNm

$$Q_u = \frac{12787 \times 2}{3.25} + \frac{823 \times 0.5 + 823}{3.25} = 7868 + 379 = 8247 \text{ kN} \geq 7181 \text{ kN} = Q_{um} \quad \text{O.K.}$$

梁の検定

開く方向

$$m_d = -0.72 \times (-0.75) + 0.44 = 0.98 \quad \leftarrow \text{式(3-54)} \quad \text{表 3-5-2(b)B1}$$

$$k = 1 + \frac{D_b}{h_0} = 1 + \frac{1300}{3250} = 1.40 \quad \leftarrow \text{式(3-27)}$$

$$m_d \cdot k \cdot {}_y M_{c1} = 0.98 \times 1.40 \times 823 = 1129 \text{ kNm} \quad \leftarrow \text{式(3-34)}$$

$$0.7 D_b \cdot T_h = 0.7 \times 1300 \times 13498 \times 429 \times 10^{-6} = 5269 \text{ kNm} > 1129 \text{ kNm} \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(3-34)}$$

閉じる方向

$$\eta = \frac{N}{N_{\max c1}} = \frac{19174}{89295} = 0.22 \quad \leftarrow \text{式(3-52)}$$

$$m_d = 0 \times 0.22 + 0.51 = 0.51 \quad \leftarrow \text{式(3-54)} \quad \text{表 3-5-2(b)B1}$$

$$m_d \cdot {}_y M_{c1} = 0.51 \times 12787 = 6522 \text{ kNm} \quad \leftarrow \text{式(3-35)}$$

$$d_b \cdot T_h = 1170 \times 13498 \times 429 \times 10^{-6} = 6775 \text{ kNm} > 6522 \text{ kNm} \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(3-35)}$$

定着破壊防止

$$T'_c = 0.5 a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} = 0.5 \times 24 \times 794 \times 429 \times 10^{-3} = 4088 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-46)}$$

$$T_{hp} = p_j \cdot D_b \cdot b_{c1} \cdot \sigma_j = 0.002 \times 1300 \times 1300 \times 325 \times 10^{-3} = 1098 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-48)}$$

$$d_{c1} = \frac{D_{c1}}{2} (1 + g_{1c1}) = \frac{1300}{2} (1 + 0.62) = 1053 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{式(3-49)}$$

$$x_n = \frac{N}{0.85^2 \cdot F_c \cdot b_{c1}} = \frac{19174 \times 10^3}{0.85^2 \times 48 \times 1300} = 425 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{式(3-50)}$$

$$T_c = T'_c - \frac{D_b/2}{d_{c1} - x_n/2} T_{hp} = 4088 - \frac{1300/2}{1053 - 425/2} \times 1098 = 3239 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-47)}$$

$$T_h = a_b \cdot \sigma_{yb} = 13498 \times 429 \times 10^{-3} = 5791 \text{ kN}$$

$$f_b = \frac{\sqrt{T_h^2 + T_c^2}}{\sqrt{2r} \cdot b_{c1}} = \frac{\sqrt{5791^2 + 3239^2} \times 10^3}{\sqrt{2} \times 80 \times 1300} = 45.2 < 48 = F_c \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(3-51)}$$

開く方向の1階柱頭の耐力が0.5倍となるが、階の保有水平耐力は必要保有水平耐力を満たす。1階柱の引張軸力が大きくなるほど1階柱耐力が小さくなるため、1階柱頭耐力低減が階の保有水平耐力に与える影響は小さくなる。

開く方向は $m_d=0.98$ (必要な梁耐力は1階柱耐力の0.98倍)と大きい値を示すが、柱の引張軸力が大きく1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が小さくなるため、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は小さい。閉じる方向は $m_d=0.51$ (必要な梁耐力は1階柱耐力の0.51倍)となる。1階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が大きいと、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きい。梁の設計用応力は閉じる方向の応力が支配的となっている。

ケース 2(モデル：14F0512 崩壊形：全体崩壊形)

$D_b=2160$ mm, $d_b=1940$ mm, $b_b=1500$ mm, 梁主筋は上端下端共 25-D35($a_b=25 \times 957=23925$ mm², $p_{tb}=0.82\%$), SD490($\sigma_{yb}=515$ N/mm²), 接合部帯筋は $p_f=0.2\%$, SD295($\sigma_{yb}=325$ N/mm²) とする。その他は表 2 を参照とする。

開く方向 1 階柱耐力の確認

開く方向

全体崩壊形の場合、開く方向の梁の検定は不要。

閉じる方向

$${}_y M_{c1} = 38348 \text{ kNm}$$

$$\eta = \frac{N}{N_{\max c1}} = \frac{38037}{212126} = 0.18 \quad \leftarrow \text{式(3-52)}$$

$$m_d = 0 \times 0.18 + 0.61 = 0.61 \quad \leftarrow \text{式(3-54) 表 3-5-2(c)C1}$$

$$m_d \cdot {}_y M_{c1} = 0.61 \times 38348 = 23393 \text{ kNm} \quad \leftarrow \text{式(3-35)}$$

$$d_b \cdot T_h = 1940 \times 23925 \times 515 \times 10^{-6} = 23903 \text{ kNm} > 23393 \text{ kNm} \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(3-35)}$$

定着破壊防止

$$T'_c = 0.5 a_{gc1} \cdot \sigma_{yc1} = 0.5 \times 36 \times 957 \times 515 \times 10^{-3} = 8872 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-46)}$$

$$T_{hp} = p_j \cdot D_b \cdot b_{c1} \cdot \sigma_j = 0.002 \times 2160 \times 1800 \times 325 \times 10^{-3} = 2527 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-48)}$$

$$d_{c1} = \frac{D_{c1}}{2} (1 + g_{1c1}) = \frac{1800}{2} (1 + 0.68) = 1512 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{式(3-49)}$$

$$x_n = \frac{N}{0.85^2 \cdot F_c \cdot b_{c1}} = \frac{38037 \times 10^3}{0.85^2 \times 60 \times 1800} = 487 \text{ mm} \quad \leftarrow \text{式(3-50)}$$

$$T_c = T'_c - \frac{D_b/2}{d_{c1} - x_n/2} T_{hp} = 8872 - \frac{2160/2}{1512 - 487/2} \times 2527 = 6721 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{式(3-47)}$$

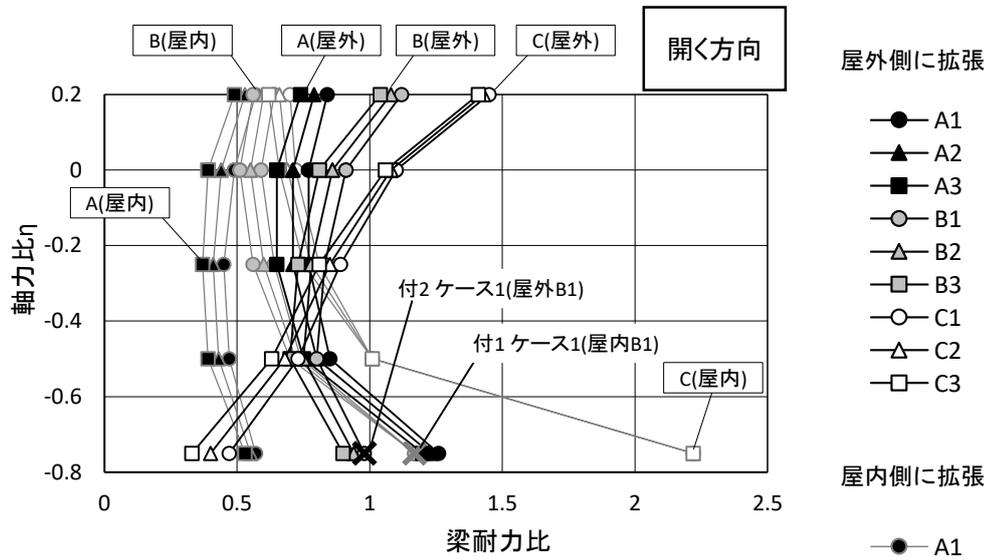
$$T_h = a_b \cdot \sigma_{yb} = 23925 \times 515 \times 10^{-3} = 12322 \text{ kN}$$

$$f_b = \frac{\sqrt{T_h^2 + T_c^2}}{\sqrt{2} \cdot b_{c1}} = \frac{\sqrt{12322^2 + 6721^2} \times 10^3}{\sqrt{2} \times 105 \times 1800} = 52.6 < 60 = F_c \quad \text{O.K.} \quad \leftarrow \text{式(3-51)}$$

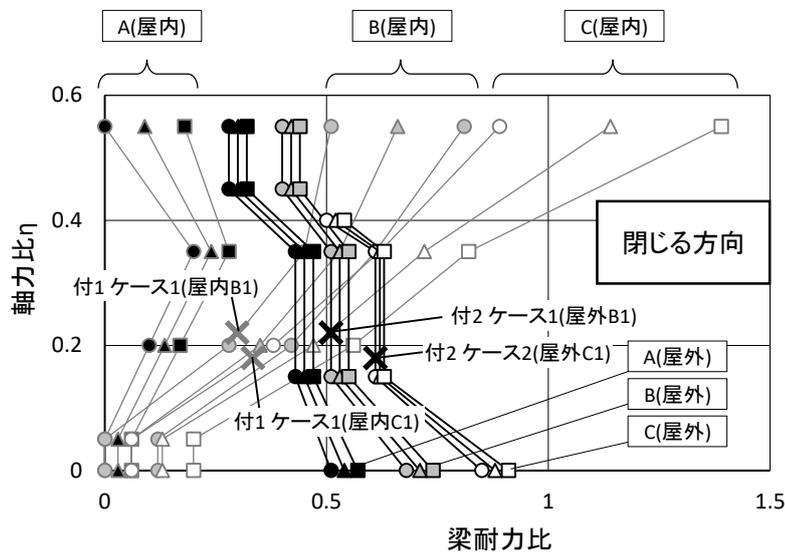
開く方向は全体崩壊形となるため、梁の検討は不要となる。

閉じる方向は $m_d=0.61$ (必要な梁耐力は 1 階柱耐力の 0.61 倍)となる。1 階柱耐力 ${}_yM_{c1}$ が大きいいため、設計用の必要梁耐力 $m_d \cdot k \cdot {}_yM_{c1}$ は大きい。梁の設計用応力は閉じる方向の応力が支配的となっている。

各ケースの設計用必要梁耐力比 m_d を付図 3 に示す。開く方向の付 1 ケース 2(屋内 C1)及び付 2 ケース 2(屋外 C1)はピロティが全体崩壊形のため、 m_d 算定の対象外である。



(a)開く方向



(b)閉じる方向

付図 3 各ケースの設計用必要梁耐力比 m_d

開く方向は、ケース 1($\eta=-0.75$)では、1階柱を屋内に拡張した接合部は $m_d=1.17$ 、1階柱を屋外に拡張した接合部は $m_d=0.98$ となり、1階柱を屋内に拡張した接合部の方が約 2割大きくなった。

閉じる方向は、ケース 1($\eta=0.22$)では、1階柱を屋内に拡張した接合部は $m_d=0.30$ 、1階柱を屋外に拡張した接合部は $m_d=0.51$ となり、1階柱を屋外に拡張した接合部の方が約 7割大きくなった。ケース 2($\eta=0.18$)では1階柱を屋内に拡張した接合部は $m_d=0.34$ 、1階柱を屋外に拡張した接合部は $m_d=0.61$ となり、1階柱を屋外に拡張した接合部の方が約 8割大きくなった。

謝辞

本研究の遂行にあたり、名古屋工業大学 市之瀬 敏勝 教授ならびに楠原 文雄 准教授には、研究全般にわたり懇切丁寧なご指導とご支援を賜りました。心より感謝の意を表しますとともに、厚く御礼申し上げます。

株式会社飯島建築事務所 代表取締役 飯嶋 俊比古氏には、本研究の機会を与えていただき、多くのご助言とご協力・ご理解をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

元名古屋工業大学大学院 宇野 芳奈美氏、 鈴木 貴也氏、 三宅 真理子氏、 森長 和也氏ならびに株式会社飯島建築事務所 八木 茂治氏には、共同研究者として様々な議論を通じて多くのご協力をいただきました。ここに深く感謝いたします。

2020年2月吉日

星 龍典

