

報告 2016年熊本地震により被災した鉄筋コンクリート造庁舎の柱梁接合部に関する検討

齋藤 真也*1・向井智久*2・塩原 等*3

要旨: 2016年熊本地震では、旧耐震の5階建鉄筋コンクリート造庁舎が部分崩壊した。被害要因特定のため、弾塑性増分解析と実被害との比較並びに柱梁接合部の現行耐震規定への適合性を確認した。水平耐力は許容応力度設計の地震力を上回っていた。柱はせん断破壊型であったが、実被害でせん断破壊は確認されなかった。4階の内柱の柱頭と柱脚で柱梁接合部が大破していたが、入力せん断力レベルは現行規定の制限値を下回っていた。柱梁曲げ強度比が1に近いので接合部降伏が起り、柱梁接合部内の非拘束のコンクリートが脱落し柱主筋が座屈し、柱が構面外にはみだして、軸力保持能力を失い部分崩壊に至ったものとする。

キーワード: 熊本地震, 鉄筋コンクリート造, 柱梁接合部

1. 序

1995年兵庫県南部地震では、多くの鉄筋コンクリート(以下、RC)造建物の柱梁接合部破壊の被害が見られた。建築学会による検討では、接合部のせん断余裕度が1.5以上あり計算上はせん断破壊しないのに、著しい損傷が生じたものが多く、被害要因が特定されていない¹⁾。2016年熊本地震においても、RC造5階建庁舎建物で柱梁接合部が大破し部分崩壊した例が報告されている²⁾。そこで、被害要因の特定のための調査検討の結果を報告する。

2. 建物概要

検討対象とした建物は、1965年竣工の旧基準で設計された延べ床面積2,596平方メートルのRC造5階建庁舎建物である。2003年に耐震二次診断が実施されており、耐震補強が必要と判断されたが耐震補強は未実施である。平面形状は、五角形の事務所棟と階段室のある長方形のコア棟からなり、両棟は、各階で厚さ120mm、長さ745mmのRCスラブで接続されている。事務所棟は、2階から上部に被害が見られ、コア棟に目立った損傷はなかった。接続部は、スラブのコンクリートが完全に落下し、スラブ筋だけが連続していたので、事務所棟とコア棟は、最後は独立に挙動したと考え、本論では、地上5階建ての事務所棟を独立したものとして検討した結果を報告する。

2.1 架構・形状

事務所棟は、5層の二方向純ラーメン架構であり、耐震壁は含まれない。2階から5階は整形な2スパン×2スパンであり、1階は拡大した付帯架構付きの平面となっている。梁スパンは8.9メートルと大スパン架構で、基礎は杭基礎である。床伏図、軸組図、並びに代表的な柱・梁の断面配筋図を図1~3に示す。

2.2 材料強度

設計図書によれば、コンクリートの設計基準強度は180kg/cm²である。耐震診断時のコンクリートコアの強度と地震後の材料試験の結果とともに表1に示す。壁から取り出した耐震診断時のコンクリートの圧縮強度は設計基準強度を少し上回っており、地震後柱から取り出したコンクリートの圧縮強度は設計強度の2倍程度大きかった。

補強筋の鋼種は、主筋がSD30、あばら筋がSD24である。表2に示す地震後の柱主筋の引張試験の降伏点は、規格降伏点より35%大きかった。

2.3 各階重量

耐震診断報告書の床重量をもとに事務所棟の各階重量を算出し表3に示す。2階の床重量が、他の階と比較し、大きいのは、付帯架構の重量も含まれるためである。

2.4 耐震診断

耐震診断報告書によれば、事務所棟のみで算出した場合のI_s値は0.25~0.45となり3階で最も小さくなっている。(表4) S_Dは共通に0.95でC_TS_D値はどの階もI_s値に近いが、これは柱のF値が1.0に近い、即ち柱のせん断余裕度が小さいかせん断柱と判定されているためと考えられる。

表-1 コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

階	設計基準強度	耐震診断 コア抜き強度 平均値 (壁)	被害調査 コア抜き強度 平均値 (柱)
5	180	278	-
4		193	375.1
3		246	-
2		284	
1		221	

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 修士課程 (学生会員)

*2 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 博 (工) (正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

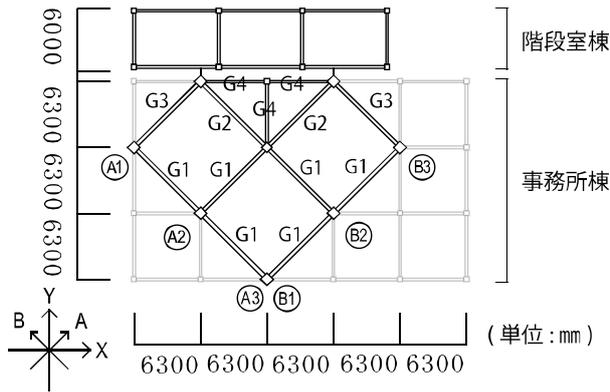


図-1 事務所棟の2階架構床伏図
(グレー部が付帯架構)

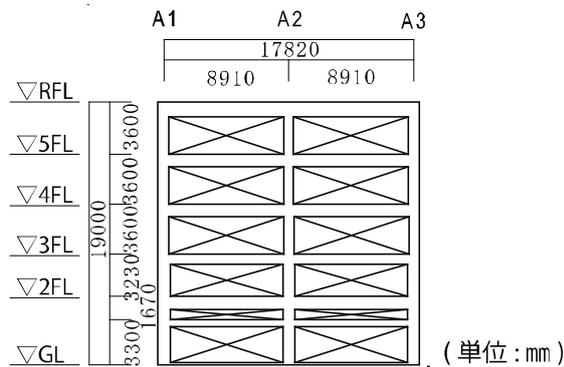


図-2 軸組図 (B1 フレーム)

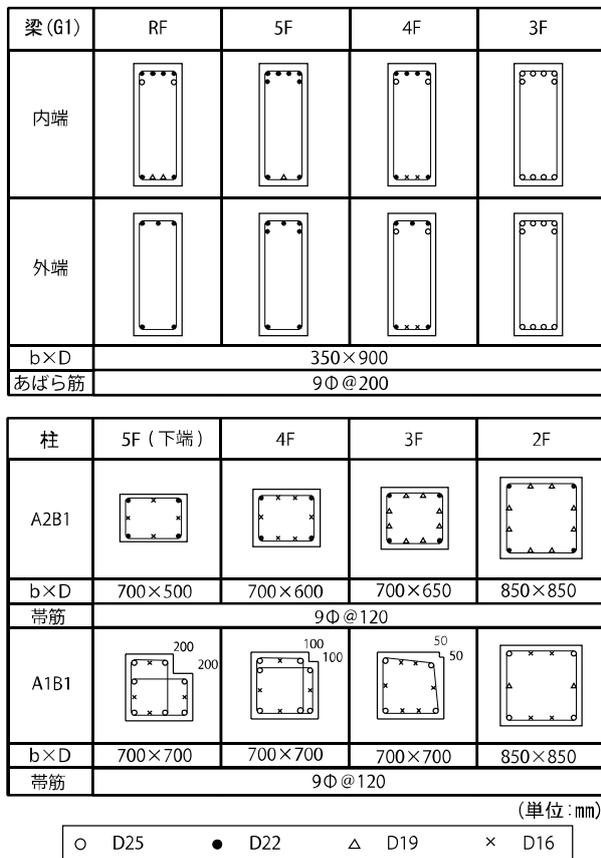


図-3 代表的な柱梁の断面

表-2 主筋と帯筋の降伏点 (N/mm²)

階	規格降伏点		降伏点 (引張試験)
	主筋	あばら筋	
5	295	235	-
4			399
3			-
2			
1			

表-3 事務所棟各階重量 (kN)

階	重量 W	ΣW
R	3333.3	3333.3
5	3141.1	6474.4
4	3047.9	9522.3
3	3163.6	12685.9
2	9768.3	22454.2

表-4 耐震2次診断保有耐力性能指標 (S₀=0.95)

階	A 方向		B 方向	
	C _r S ₀	I _s	C _r S ₀	I _s
5	0.39	0.45	0.41	0.47
4	0.30	0.35	0.31	0.36
3	0.23	0.25	0.24	0.25
2	0.31	0.30	0.32	0.31
1	0.32	0.30	0.32	0.31

3. 被害状況

地震後の事務所棟の外観を写真1に示す。本建物は既に取り壊されているが、外部の意匠梁と柱を撤去した一部解体後の外観写真をもとに作成したA3フレーム、B1フレームの2階梁より上のひび割れ発生状況を図4、5に示す。損傷は4階以上の部材に集中している。特に、B1フレーム4階中央柱両端部の被害が激しく(写真2)、B1フレーム4層の中柱の柱頭・柱脚に接続する柱梁接合部が大破し、接合部内のコンクリートの圧壊落下・柱主筋の座屈が起こり、構面外にはらみだし、鉛直力支持能力を失い、4層の床が落階した。また、4層と最上層の柱梁接合部に接続する梁の両端部には強制変形により、端部に大きな曲げ回転が起こっている。柱梁接合部内に定着されている内側の直交ばりも同様と考えられる。すなわち、柱梁接合部が損傷し、B1フレームの4層中柱が外側にはみ出し梁の鉛直支持力のバックアップが機能せず、落階に至ったものといえる。一方で、柱や梁には脆性的な破壊の原因となるせん断破壊は見られない。また1層目から3層目までも同様である。

外柱梁接合部では、梁上端筋の折り曲げ定着の抜け出しによるひび割れが見られる(写真3)。



写真-1 外観（南西側）南東側



写真-2 外観（A₂-B₁）柱の4階部分の破壊状況



写真-3 外柱梁接合部の破壊状況

4. 増分解析

耐震診断二次診断では、柱のせん断余裕度が小さいため、靱性が不足して耐震性能が不足したとされ、特に3層の耐震性が不足していると判断されている。しかし、実際の被害の状況は、4層において柱梁接合部が大破しており大きく異なっている。そこで、漸増水平力に対する弾塑性増分解析を行い、強度と崩壊メカニズム時の応力を求め崩壊機構や部材応力を検討し、実際の被害が説明できるかを検討する。

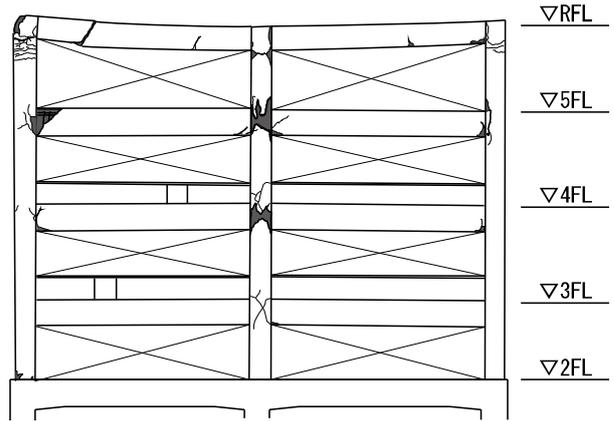


図-4 A3 フレームひび割れ状況図

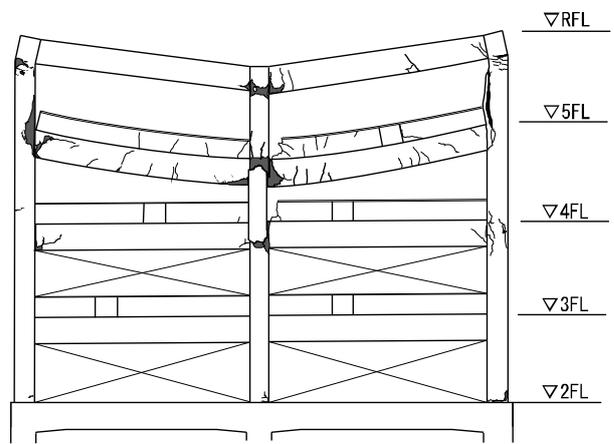


図-5 B1 フレームひび割れ状況図
(グレー部はコンクリート剥落部)

(1) 概要

水平外力分布には A_i 分布を用い、屋上階スラブ位置での変位制御によるものとする。

骨組のモデル化に当たっては、剛床仮定を適用し、平行な3構面を、各階スラブ位置で、軸剛性の高い両端ピン接合の梁部材でつないだ平面骨組解析を適用する。

(2) 材料強度

部材の終局曲モーメント等の算定に用いる主筋の材料強度には、地震被害調査で採取したサンプルによる材料実験の値を、コンクリートの圧縮強度には、2003年に実施された表1の耐震診断の値を用いる。

(3) 柱・梁のモデル化

柱と梁は材端弾塑性回転バネモデルとし、柱梁接合部は剛とする。柱・梁の復元力特性はトリリニア型とし、折れ点は保有水平耐力規準³⁾の曲げひび割れモーメント、降伏点剛性低下率、終局強度の算定式を用いて算定し、降伏後剛性低下率は、1/10000とする。なお、水平力により柱に加わる付加軸力に関しては、各ステップで考慮し、復元力特性を更新している。せん断特性は弾性とし、ひび割れによる非線形特性は、曲げ特性に含まれている

ものとする。部材の危険断面は、直交する柱・梁のフェイス面とする。ただし、外側フレームの1階柱の上端の剛域は、付帯架構の梁下端の位置までとする。

スラブが付帯する梁の剛性は、片側で1.5倍、両側で2.0倍とし、両端1mのスラブ筋を終局耐力に考慮する。

(4) その他の部材

一部の柱断面形状は、長方形に凹みのあるものであり、その終局耐力算定には、保有水平耐力規準³⁾を参考に、コンクリートの断面積と鉄筋の配置・本数が等しい等価な正方形断面に置換し、その断面に関して耐力等の算定を行った。

A₁B₂、A₂B₂、A₂B₃の柱に斜めに接続する梁G₄に関しては、上端筋が引張筋として柱に接続する梁G₂の上側引張強度に寄与すると考え、スラブ筋と同様に扱い、鉄筋強度は規格降伏点強度にcos45°を乗じて、梁G₂の強度を割り増している。

梁G₁の外側に付帯するバルコニーの片持ち梁に関しては、G₁の梁の材端から離れた位置に接続するため、危険断面の耐力には影響を与えないと考え、特に考慮に入れていない。

なお、梁G₄により構面内の柱と接続する柱、1階の付帯架構が与える影響に関しては、被害の大きかった3階以上の崩壊機構や部材応力に与える影響は小さいと考え、考慮しなかった。

5. 解析結果

5.1 全体挙動

正方向載荷時の各層せん断力と層間変形角の関係を図6に、ベースシヤ係数と全体変形角の関係を図7に、メカニズム図を図8に示す。

他層と比較して3・4階の変形が比較的大きくなっているが(図6)、実被害では4・5階で被害が大きかったこととは一致しない。崩壊機構は、梁降伏型の全体崩壊形となるが、2、4階の十字形接合部でヒンジが3つ生じる結果となっている(図8)。これは、柱梁接合部で、柱と梁の両方がほぼ同時に降伏することを表している。

モデルのメカニズム時のベースシヤ係数は、図7より0.19となっている。対象建物の建設地の地震地域係数Z=0.8、標準層せん断力係数C₀=0.2より、許容応力度設計での1階層せん断係数0.16に対しては、約1.2倍の余裕度があることがわかる。ただし、1階の付帯架構の影響を考慮に入れていないため、実際の1・2階の層せん断力は結果より大きくなると考えられ、ベースシヤ係数も大きくなることが予想される。必要保有水平耐力を満たしていたかに関しては、付帯架構も考慮したモデルで解析を行う必要がある。

5.2 部材のせん断余裕度

B2フレームの柱・梁部材の部材のせん断耐力とメカニズム時のせん断力の比率(せん断余裕度)を図9に示す。せん断終局耐力の算定には、荒川 mean 式を用いる。

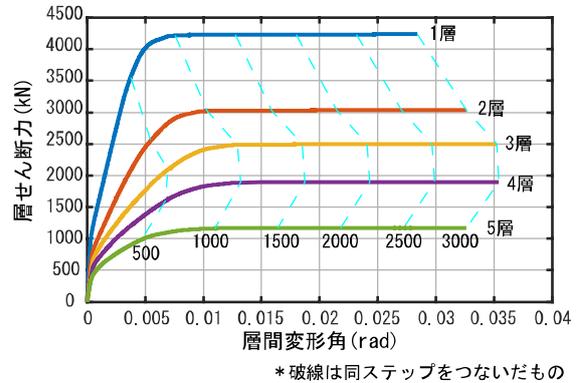


図-6 層せん断力—層間変形角関係

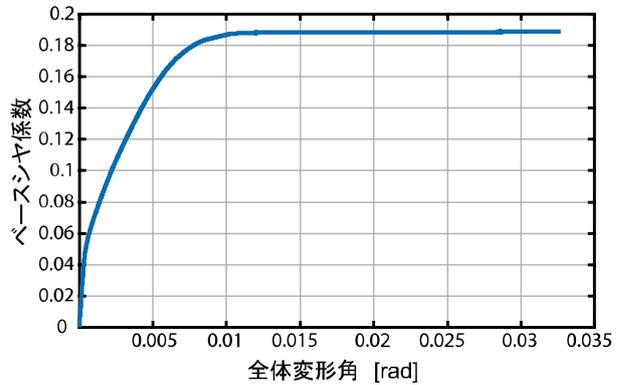


図-7 ベースシヤ係数—全体変形角関係

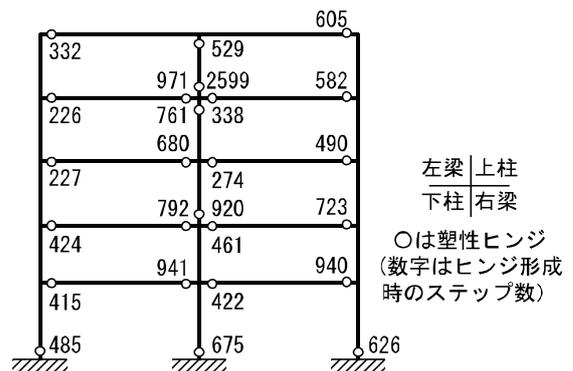


図-8 メカニズム図 (B1 フレーム)

B2 フレームの中柱においては0.9程度で、1.0を下回っており、梁降伏を考慮したモデルでも入力せん断力はせん断耐力を上回っておりせん断破壊することが予想される。しかし実際には、柱のせん断破壊は見られていない。これは、梁曲げ降伏強度に達する前に、柱梁接合部の破壊が起きて柱に入力するせん断力がさらに減じられた可能性が考えられる。

外柱と梁のせん断余裕度は、大きく 1.0 を上回っており、外柱と梁にせん断破壊の発生が見られなかったことと対応している。

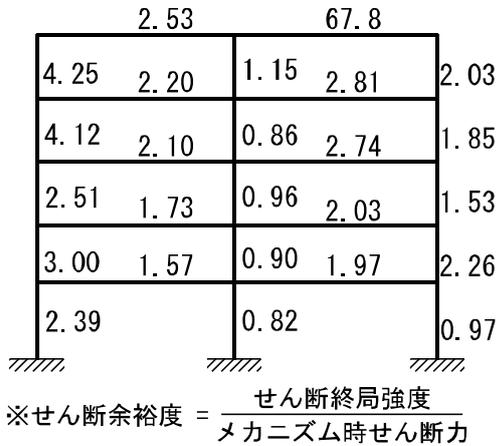


図-9 メカニズム時せん断余裕度 (B2 フレーム)

6. 柱梁接合部に関する検討

本建物において大破が見られた柱梁接合部についてその性能を最近の知見^{5,6)}に基づいて検討する。

6.1 柱梁強度比

メカニズム形成時の柱梁強度比を図 10 に示す。柱梁強度比の算出に当たっては、柱・梁の危険断面について平面保持仮定を用いた断面解析によりコンクリートの終局ひずみを 0.3% として求めた曲げ終局モーメントの値を用いて計算した。なお、材料の構成則には、鉄筋にバイリニア型、コンクリートに修正 Kent&Park 型を用いた。コアコンクリートの拘束効果は考慮していない。

側ラーメン 4, 5 階の十字形接合部では、強度比がそれぞれ 0.97, 0.85 であった。既往の研究では、柱梁強度比が 1.0 に近い値の時または、接合部横補強筋比が小さい時に、接合部が降伏し⁵⁾、また、接合部降伏する柱梁接合部を持つ多層骨組では、特定層で層間変形が増大することが指摘されている⁶⁾。増分解析結果と異なり、4 階以上に変形が集中した要因と考えられる。

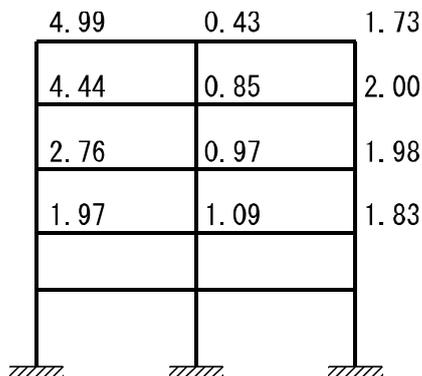


図-10 柱梁接合部の柱梁強度比 (B1 フレーム)

6.2 柱梁接合部の横補強筋量

3 階以上の B1 フレームの柱梁接合部の柱梁接合部のせん断補強筋比を図 11 に示す。横補強筋比は、0.1% を若干下回る程度であり、靱性保証型指針に規定されている最小横補強筋比 0.3% を下回っている。

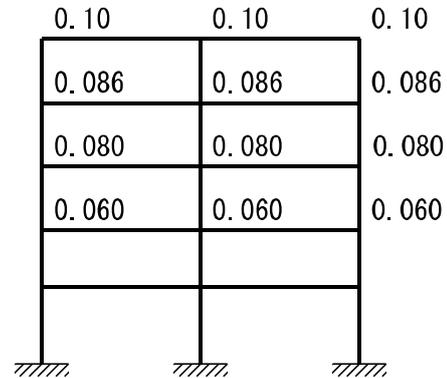


図-11 柱梁接合部の横補強筋比 (%) (B1 フレーム)

6.3 接合部配筋詳細

本建物で大破した 4, 5 階の A₂-B₁ を典型的な柱梁接合部として、設計図面の架構詳細図から作成した柱梁接合部の配筋を図 12, 13 に示す。通し配筋のうち一部は柱梁接合部内で折り曲げ定着されていることがわかる。また、下端主筋は少ない。その為、柱梁接合部が大破して軸力保持能力を失った時に、鉛直力が再配分され、梁の通し下端主筋に大きな引っ張り力が働いた際に折り曲げ定着筋が抜け出し大きな曲げ回転が起こる要因となったものと考えられる。

6.4 せん断力に関する検討

各接合部の設計用接合部応力と接合部強度を表 5 に示す。なお、強度の算定においては、コンクリートは表 1 の圧縮強度、鉄筋は主筋に表 2 の引張試験強度、スラブ筋は規格降伏点強度を用いた。

4, 5 階の余裕度はそれぞれ 2.52 と 2.62 となり、靱性指針では、破壊の要因を説明できない。

6.5 通し主筋の付着に関する検討

各接合部に関して、靱性保証指針⁴⁾に規定される方法を用いて、柱接合部内の梁通し主筋の必要付着応力度と付着強度を求めて、付着余裕度を表 6 に示す。なお、強度の算出においては、複筋比 γ は 1、柱軸応力度比は、一般的な内柱を想定した 0.2 を使い、材料強度には、コンクリートは設計基準強度、鉄筋は主筋に規格降伏点強度の 1.1 倍を用いた。4, 5 階それぞれの余裕度は、1.26 と 1.44 となり、主筋の付着劣化や抜き出しに対する基準を満たしている。

表-5 柱梁接合部のせん断余裕度

階	梁曲強度 上端引張 kNm	梁曲強度 下端引張 kNm	接合部 せん断力 kN	接合部せん断強度 kN	接合部せん断余裕度
5	986.6	423.3	1071.7	2808.4	2.62
4	1082.4	467.6	1172.0	2956.2	2.52

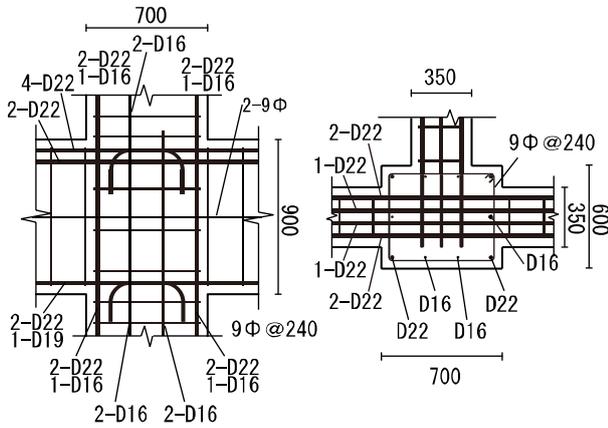


図-12 配筋詳細 (B1 フレーム 5 階床十字形接合部)

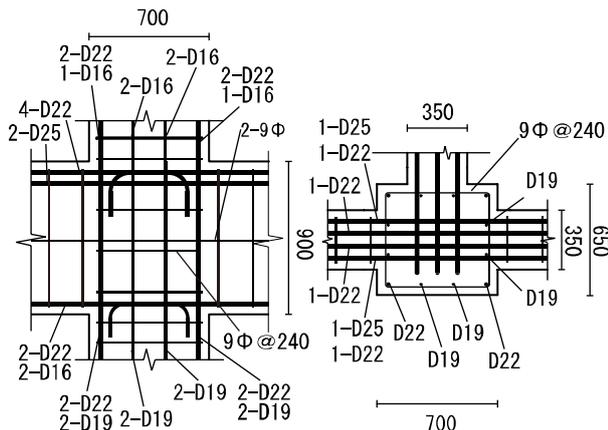


図-13 配筋詳細 (B1 フレーム 4 階床十字形接合部)

表-6 柱梁接合部の通し配筋の付着余裕度

階	必要付着応力度 N/mm ²	付着強度 N/mm ²	付着余裕度
5	4.0	5.7	1.44
4	4.5	5.7	1.26

7. まとめ

2016年熊本地震で柱梁接合部が大破したRC造庁舎に対して、弾塑性増分解析による実被害との比較、並びに柱梁接合部の性能に関する検討を行った。

増分解析では、3, 4階で変形が比較的大きく進み、梁降伏型の全体崩壊形となった。梁降伏を考慮したモデルでも、B2フレーム内柱の一部でせん断余裕度が1.0を下回り、せん断破壊が予想された。しかし、実際にはせん

断破壊した柱は確認されていない点、4階以上に被害が集中した点で、実被害と異なった。

大破した4,5階十字形柱梁接合部は、靱性保証型指針の規定に対し、せん断力に関しては2.52~2.62、付着に関しては1.26~1.44の余裕度を有していた。ただし、メカニズム時の柱梁強度比は0.97,0.85と1.0に近く、接合部補強筋比も0.08%と小さかったことから、現行の耐震規定では規定がない接合部降伏が起きたと考えられる

この柱梁接合部降伏が、梁降伏強度に達する前に起きたことで、接合部へ損傷が集中し、柱への入力せん断力が減少したことで、せん断破壊が起こらず、また、接合部への損傷集中で起きたコンクリートの圧壊・柱主筋の座屈が、4階柱の構面外へのはらみだし・鉛直支持力の低下を起こし、上階の床荷重に耐えられなかったことで、4階以上に被害が集中したと予想される。

なお、1階付帯架構を除いたモデルでのベースシヤ係数は0.19となり、地域係数も考慮すると許容応力度設計の地震力に対して、1.15倍以上の余裕度があった。必要保有水平耐力があったかに関しては、付帯架構を考慮した解析を行う必要がある。

謝辞

本研究は、(国研)建築研究所指定課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」との共同研究として実施しました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計, 1998
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所：平成28年(2016年)熊本地震建築物被害調査報告(速報), 国土技術政策総合研究所資料 No.929, 建築研究資料 No.173, 2016年9月
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説, 2016
- 4) 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, 1999
- 5) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻第640号, pp.1145-1154, 2009年6月
- 6) 塩原等, 小林楓子, 佐藤友佳, 楠原文雄：鉄筋コンクリート造多層平面骨組の地震応答と柱梁接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第739号, pp.1437-1447, 2017年9月