

調査研究報告 No.353
RESEARCH REPORT 2015.3

建築確認申請における
構造審査等の円滑化のための調査

Research on Structural Examination
of Building Confirmation

地方独立行政法人北海道立総合研究機構 北方建築総合研究所
Hokkaido Research Organization Northern Regional Building Research Institute

概要 Abstract

建築確認申請における構造審査等の円滑化のための調査 Research on Structural Examination of Building Confirmation

北川 淳¹⁾、渡邊 和之²⁾、本間 裕二³⁾、千葉 隆史³⁾、森松 信雄³⁾

Atsushi Kitagawa*, Kazuyuki Watanabe**, Yuji Honma***, Takafumi Chiba***, Nobuo Morimatsu***

キーワード : 確認申請、構造審査、円滑化、方立て壁

Keywords : *Building Confirmation, Structural Examination, Facilitation, Partial Wall*

1. 研究概要

1) 研究の背景

マンションの耐震偽装問題に端を発し、北海道では当所においていち早く建築確認申請における構造計算書の再計算業務を実施し、平成19年度には改正法に基づき構造計算適合性判定センターを設置して構造計算適合性判定業務を行うとともに、建築構造に係る諸規定や審査技術に関する研究・調査及び指導に係る業務を行うこととなった。建築確認における構造審査の厳格化は、提出書式や審査項目が増加し特定行政庁等は審査業務に多くの時間と労力を掛けている現状にあるが、当センターで継続して実施している調査研究による関連情報を提供しており、それらの活用により徐々に判定業務の円滑化の効果が見られつつある。

耐震偽装事件の教訓から、建築物の安全・安心の確保を目的に建築基準法が改正され、建築確認・検査の厳格化が図られたが、法改正から8年が経過し、構造設計者も緊張感から解放され、時に大胆な設計を行う事例も散見されつつあり、また、認定構造計算ソフトの運用後も従来どおり非認定ソフトが多数利用されていることから、構造設計者の使用方法、不適切な使用に注意する必要がある、構造設計や審査に有用な情報を今後も発信することにより、安全安心な道民生活に資するものとする。

2) 研究の目的

法令改正により申請や構造審査が煩雑になり、構造設計者や審査者は多くの時間と労力を掛けている。そこで、本調査では、遺漏ない申請や審査に有用な情報提供を行い、的確で迅速な構造審査を目指す。

2. 研究内容

1) 申請や設計手法上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討 (H24~26年度)

- ・ねらい：申請や設計手法上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討、情報提供を行い、それが設計や審査に活用されることにより、構造審査等の円滑化を図る。
- ・試験項目等：照会事例の整理と判定業務上の不足情報の分析、不適切な設計方法に関する情報整理分析、講習会やホームページ等で情報提供

2) 構造計算プログラム利用上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討 (H24~26年度)

- ・ねらい：構造計算プログラム利用上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討、情報提供を行い、それが設計や審査に活用されることにより、構造審査等の円滑化を図る。
- ・試験項目等：照会事例の整理と判定業務上の不足情報の分析、不適切な設計方法に関する情報整理分析、講習会やホームページ等で情報提供

¹⁾ 構造判定部構造判定G 研究主任 ²⁾ 構造判定部構造判定G 主任研究員 ³⁾ 構造判定部構造判定G 主査

¹⁾ Researcher of Structural Safety Judgment Group ²⁾ Senior Researcher of Structural Safety Judgment Group

³⁾ Chief of Structural Safety Judgment Group

3) 構造関連の法令基準等に関する情報提供 (H24~26 年度)

- ・ねらい: 構造関連の法令基準等に関する情報提供を行い、それらが設計や審査に活用されることにより、構造審査等の円滑化を図る。
- ・試験項目等: 構造関連の法令基準・技術的助言等の収集分析、講習会やホームページ等で情報提供、実施設計者に対する設計業務に関するアンケート・ヒアリング調査の実施、特定行政庁確認申請における構造審査者に対する審査に関するアンケート・ヒアリング調査の実施、アンケート調査及びヒアリング調査に基づく分析

3. 研究成果

1) 申請や設計手法上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討 (H24~26 年度)

構造設計の基本事項、構造設計や構造審査で問題となりやすい項目の具体例、具体的な設計事例について解説した構造設計者・構造審査者向けの技術資料を作成して、構造設計者向けの技術解説講習会・構造審査者向けの構造研修会を開催した。

2) 構造計算プログラム利用上の問題点の整理分析と改善に向けた必要情報の検討 (H24~26 年度)

方立て壁を含む架構の構造特性を検証し、①架構全体の耐力は現行通りの設計で安全側であるが、②方立て壁周辺架構の安全性を確認するためにはモデル化の必要があることを明らかにした。更に、クランク型耐震壁の構造特性の検証も行い、③クランク型耐震壁には現在設計で考慮していない応力も生じていることを明らかにした。

3) 構造関連の法令基準等に関する情報提供 (H24~26 年度)

建築基準法及び関連法令情報を整理した資料を作成して、広く建築設計者向けの講習会・構造審査者向けの構造研修会を開催した。

4. 今後の見通し

1) 成果の活用面と留意点

講習会・研修会で説明した技術情報、ホームページで公開した技術情報や学会で発表した論文が、今後の構造設計・構造審査に活用され、構造審査の円滑化ひいては道内建築物の安全性の確保へとつながっていく。

2) 残された問題とその対応

H27年6月の建築基準法改正により、特定行政庁等には現状より詳細な構造審査が求められることになるため、これらに対応するための技術支援や情報提供が継続的に必要である。また、近年多く見られた豪雪による倒壊等、道内の地域事情に適した建築物の安全性向上を図る必要がある。そこで、H27年度からの新規課題「建築確認構造審査の技術的支援と道内建築物の安全性向上のための特性分析」において、引き続き技術支援と情報提供を行うとともに、道内建築物の設計上の地域的な特性分析を行う必要がある。

目 次

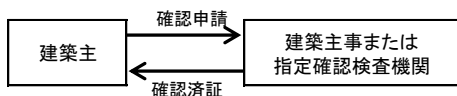
1.	はじめに 1
2.	構造計算適合性判定の実績による分析 2
3.	方立て壁の構造特性について 4
4.	クランク型耐震壁の構造特性について15
5.	調査研究成果の活用34
6.	おわりに36

1. はじめに

(1) 構造計算適合性判定について

平成17年に構造計算書偽装事件（いわゆる耐震偽装）が発覚し大きな社会問題となった。事件の発覚後に国土交通省は建築確認申請における構造計算書のサンプル調査を行ったところ、その一部に不適切な設計や判断及び一貫計算プログラムによる不適切な操作が行われている事例の存在が指摘され、平成19年6月に建築基準法などが改正・施行された。改正法により建築確認審査の構造審査において、いわゆるピアチェックとして構造計算適合性判定が制度化（図1. 1）された。同時に、従来は設計者に判断が任されていた構造設計上の取り扱いについて、工学的な観点から不適切な計算の方法の排除や判断基準の明確化が告示や構造関係技術基準解説書の発刊により行われた。構造計算適合性判定（適判）が制度化され建築確認における構造審査と合わせて構造設計に対して二重の審査が行われる事となって約8年が経過する。

平成19年6月までの建築確認手続き



平成19年6月以降の建築確認手続き

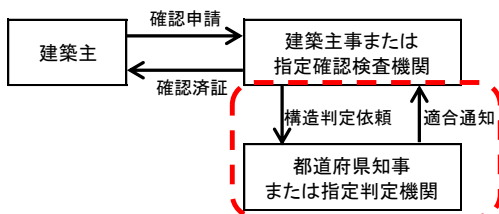


図1. 1 判定手続きの概要

(2) 調査分析の目的と概要

平成19年6月より構造計算適合性判定制度が始まり、当研究所構造計算適合性判定センター（以下、判定センター）において判定業務を行ってきたところである。適判制度の開始当初は構造判定の厳格化や制度運用に関する判断基準の煩雑さもあり混乱が生じた。これにより建築確認の審査期間が長期化したため、国はそれらへの対処として建築確認審査の迅速化や簡素化の観点から二度の運用改善を実施した。また、判定センターでも様々な対応や取り組みに努めてきたところである。

法令の改正による厳格化は、構造設計の偽装を防止することが目的であり、建築物の所有者及び使用者に対する法令適合に関する安心感や工学的な安全性を確保することである。同時に建築確認制度の円滑な運用が求められており、迅速で適格な審査及び手続きが必要であり、その為には適格な設計図書の内容の作成や計算方法及び結果に相違や誤りが無いことが重要である。

判定センターは北海道立北方建築総合研究所として判定業務を開始し、その後、平成22年4月に地方独立行政法人化した。北海道の指定機関として判定業務を実施してきた。平成25年12月までは北海道における唯一の指定機関として北海道内における対象建築物の全ての判定実績が蓄積されている。

判定実績として、依頼件数・棟数などの対象物件の全数や判定に要した日数、また、設計図書内容に対する質疑の傾向など多岐に及ぶ。

過年度に実施した研究の過程において、質疑の傾向を分析しており、構造設計におけるモデル化など計算上の取り扱いに留意を要する事項の抽出を実施した。留意事項は多岐に及んでおり、それらを継続的に業務実績から分析することにより、建築確認審査における構造審査担当者や設計実務者に対して情報を展開することが可能となり円滑化を図ることが可能となる。

判定と調査研究及び情報提供による関連性、また、判定の結果から構造解析上のモデル化など複数のモデル化が存在し明確な方法を決め難い事例について、その一例としてFEM解析等による検証を実施や事例は、情報提供により安全な建物設計や円滑な確認手続きに有効であり、その連携及び効果を図1. 2に示す。

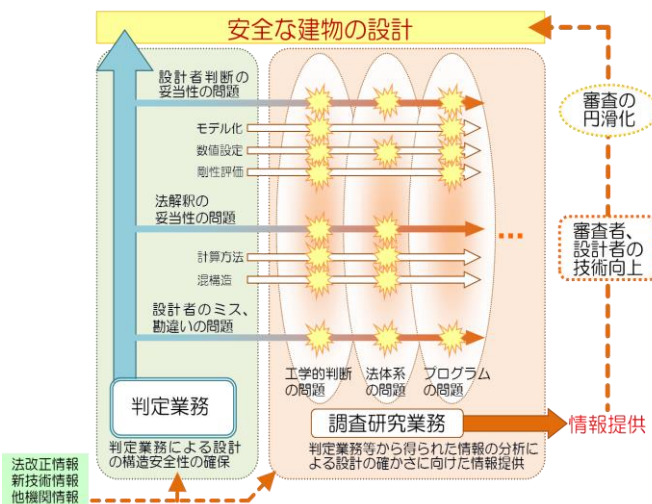


図1. 2 判定と調査研究の関連性概要

2. 構造計算適合性判定の実績による分析

(1) 判定実績による依頼件数の概要

判定センターは知事が判定を行うこととしたことから北海道立北方建築総合研究所に平成19年4月に設置された。平成22年に研究機構として地方独立行政法人化後も在道唯一の指定機関として判定業務を行ってきた。平成26年1月からは判定機関が複数指定（平成27年3月末現在5機関）されているが、前章記載のとおり平成25年末までは道内の判定対象物件は全て判定センターで判定を実施しており、判定対象物件の傾向や特性が把握されている。

判定対象となる建築物は概略として表2. 1に示す建築物で、比較的高度な構造計算を要する建築や規模の大きなものが対象となる。建築確認申請は建築計画全体において一の建築物として扱われるが、エキスパンションジョイントにより構造的に分離させた建築物や別棟がある場合には一の依頼で複数棟の判定を行う場合もある。

建築物の建設は景気や社会情勢によりバラツキはあるものの、北海道における適判対象建築物は年間約420件程度（表2. 2）である。平成20年度は非常に多い依頼件数となっているが、これは前年の平成19年6月に法改正が行われ、構造計算適合性判定制度が開始されたが、大変な混乱を生じている。

表2. 1 判定対象建築物の概要

大臣認定一貫計算プログラムによる構造計算
設計ルートがルート2・ルート3による構造設計
限界耐力計算による構造設計
その他要件・・・（構造の種類や複数の併用構造など）
・延べ床面積が500㎡を超える
・スパン、軒高さ、高さ
・地階を除く階数が4以上
・RC造系の壁量や使用する材料

表2. 2 年度毎の判定依頼件数と棟数

年度	年度計(件数/棟数)
平成19年度(6月～)	363/466
平成20年度	512/703
平成21年度	398/555
平成22年度	421/549
平成23年度	406/523
平成24年度	427/539
平成25年度*	488/602
平成26年度*	439/586
判定開始からの累計	3454/4523

*平成26年1月より指定判定機関は複数化

その翌年度には前年の影響から、その反動による建築確認及び判定の増加が生じたと考えられている。また、平成25年度にも増加傾向があるが、これは平成26年4月から導入された消費増税前の駆け込み需要で建築物の建設自体が増加したものと判断している。

建築確認申請は年末年始・年度末・夏期休暇など設計業務の区切りとなる暦に比較的影響を受けるとされている。平成19年～25年までの月別依頼件数の推移（図2. 1）は、北海道における適判依頼件数は11～12月頃が最小になる傾向が現れている。北海道は積雪寒冷地であることから、12月～2月の多雪低温時期に工事に着手することが困難な場合もあり、除雪および耐寒施工に多くの労力や費用を要することから建築着工を回避する傾向から、建築確認の月別減少傾向が依頼件数に影響している推察される。建築確認申請は暦上の業務区切りとなる年度末、連休前、夏季休暇前、年末を目標として提出される傾向にあるが、北海道の場合には多雪低温時期の介在が影響している。

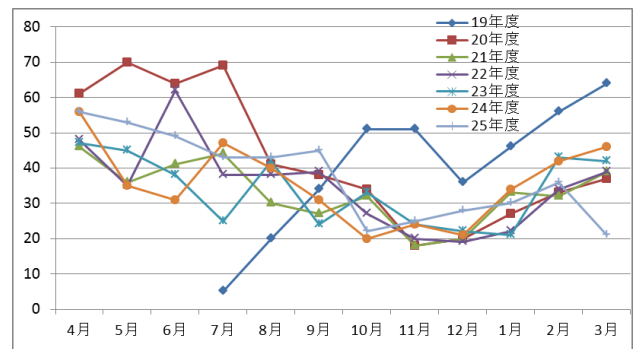


図2. 1 月別判定依頼件数の推移

(2) 構造種別による建築物の概要

判定依頼は一の建築として一件の依頼として取り扱われるが、エキスパンションジョイントにより構造的に分離された建築物や別棟がある場合には、一件の依頼で複数棟となる場合もある。

前節のとおり適判対象建築物は比較規模が大きい構造設計上高度な計算方法が採用されているが、棟別による構造種別の傾向について分析する。構造種別は木造、鉄骨造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、または、それらの併用・混合構造やそれら以外の特殊な構造に分類した。鉄骨造は鋼種や部材断面により多様な建築形式が可能である。軽量薄板による小規模住居から大小店舗および事務

所建築、工場や倉庫など多岐に使用されている。鉄筋コンクリート造はその構造的特徴から公共性の高い建築物や分譲タイプの共同住宅などで顕著に用いられている。平成19年度から平成25年度までの調査結果を図2. 2に示す。

構造設計に用いられる構造計算の方法は、工学的な知見から計算されることは当然であるが、建築基準法令により必要な計算方法が定められている。また、それらの計算方法は、建築物の規模や諸条件、耐震性能等に対する設計方針により選択されている。構造計算適合性判定の対象となる建築物は60mを超える超高層や特殊な構造形式による建築物や（建築基準法第20条一号の建築物）木造住宅など小規模な建築物（建築基準法第20条四号の建築物）は対象外となるが、比較的小規模でバランスが良く耐震性能が高いことが確認できる建築物で用いられる許容応力度計算（ルート1）から許容応力度等計算（ルート2）、さらに大規模な建築物にも対応できる保有水平耐力計算（ルート3）、限界耐力計算等により設計されている。許容応力度計算（ルート1）は本来適判対象とはならない計算方法であるが、前記した一の依頼で複数棟の場合、各棟の内一棟でもルート2、ルート3または限界耐力計算等による計算方法が採用されていると、ルート1により計算された棟に対しても、みなしルート2またはルート3となるため判定対象となる。

平成25年度に判定した建築物の設計ルートによる傾向を図2. 3に示す。75.3%がルート3で設計されており、比較的簡易な計算法とされるルート1、2による設計は24.6%となっている。ルート1、2による計算は比較的簡易な計算であることから、それら計算方法を採用するには耐震設計上の諸要件を満たす必要がある。鉄筋コンクリート造の場合においては各階の壁・柱の断面積（壁量規程）が十分であり平面的な捻れ（偏心率）や立面的な変形バランス（剛性率）が悪くないことの確認が必要となる。鉄骨造の場合においては、偏心率や剛性率の確認と鋼部材における板厚さや長さに関係した諸条件やボルトなど接合部の耐力を確保するなど急激な耐力の低下が生じないことを確認する必要がある。

多種多様な建築計画においてそれらの諸条件を満たすことは難しく、設計ルートとしてルート3が採用される傾向がある。また、ルート1、2による計算では急激な耐力の低下を生じない余裕度が必要とな

ることから部材コストもやや上昇する傾向にありルート3が設計ルートとして採用されていると推察される。

(3) 設計者による分類の概要

依頼棟別による意匠設計者と構造設計者の組み合わせについて分類した傾向を図2. 4に示す。意匠設計者・構造設計者とも道内事務所の場合が83.7%と大多数を占めていることが確認できる。また、意匠・構造とも道外事務所の場合は6.3%である。傾向として意匠設計は道内事務所でも構造設計は道外事務所の場合が多い傾向にあり、構造的な特殊性や大規模な建築物の場合には道外事務所が関与していることが推察される。

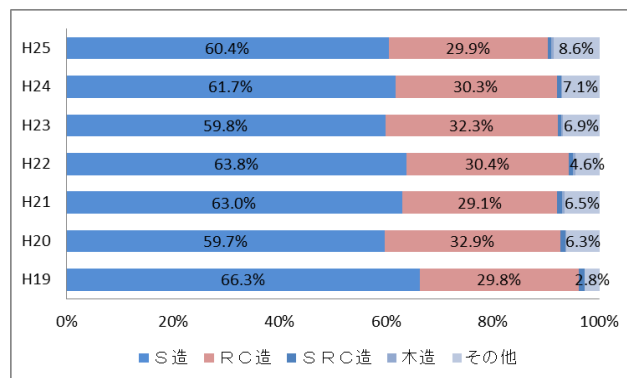


図2. 2 棟別構造形式の分布

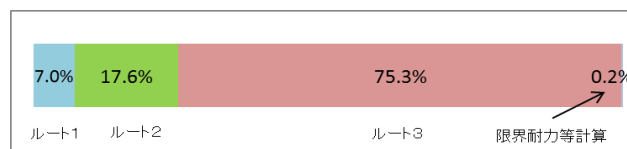


図2. 3 平成25年度棟別設計ルートの分布

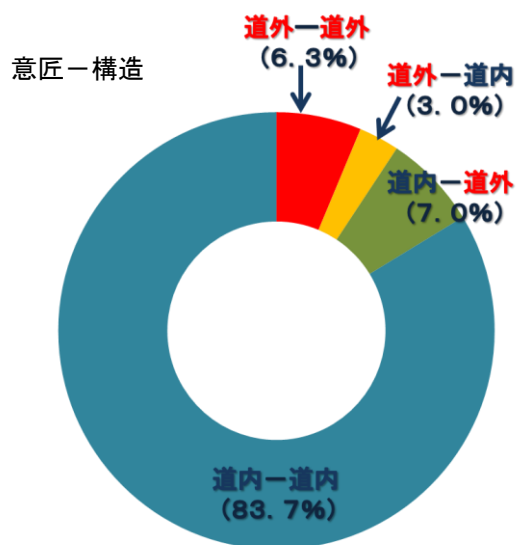


図2. 4 平成25年度設計者による道内外の分類

3. 方立て壁の構造特性について

(1) 目的

方立て壁は、非構造壁であるが、耐震壁と同様に剛性が非常に大きいため応力集中することもあり、構造設計に際して、境界梁等の周辺部材への影響を適切に配慮する必要がある。しかし、①全く配慮していない、②一貫構造計算プログラム(以下、一貫プログラム)に方立て壁(形状)として入力するだけ、あるいは、③梁の剛度増大率を設定するだけ、といった設計が数多く見られる。

そこで本章では、方立て壁の剛性と周辺部材への影響を適切に評価するための一貫プログラムのモデル化手法と留意点を提示する。

(2) 解析モデル及び解析方法

解析モデルは、方立て壁を含む2層1スパンモデル(図3.1)で、解析モデルの諸元を表3.1に示す。なお、スリットを設ける場合は、図中、二重線で示した部分に幅50mmのスリットを設けた。また、壁の柱際に開口を設ける場合は、梁せい相当となる幅1000mm、スパンの1/4(壁長がスパンの1/2)となる幅1800mm、またはスパンの3/8(壁長がスパンの1/4)となる幅2700mmの開口を設けた。表中の記号は、図3.2のFEM解析結果の記号と同一である。

解析方法は、汎用FEMプログラム¹⁾による二次元弾性FEM解析と一貫プログラムによる応力計算を行う。外力は、各層軸心位置に単位の水平力($P=500\text{kN}$)を作用させた。一貫プログラムでは同一架構を2構面並列に配置し、架構毎の水平力が同一となるように単位の層せん断力($Q=1000\text{kN}$)を作用させた。材料定数は、 $F_c=21\text{N/mm}^2$ (ヤング係数、ポアソン比はRC規準²⁾による)、拘束条件は、基礎固定(基礎梁付きピン支持:柱梁軸心位置ピン支持)とした。FEM解析で使用した要素は、8節点16自由度の長方形要素で、要素分割長さは全て50mmとした。なお、床面毎の剛床仮定は成立するものとし、剛床内の梁軸心位置での梁の伸縮は考慮しない。

FEM解析結果を図3.2(1)、(2)に示す。

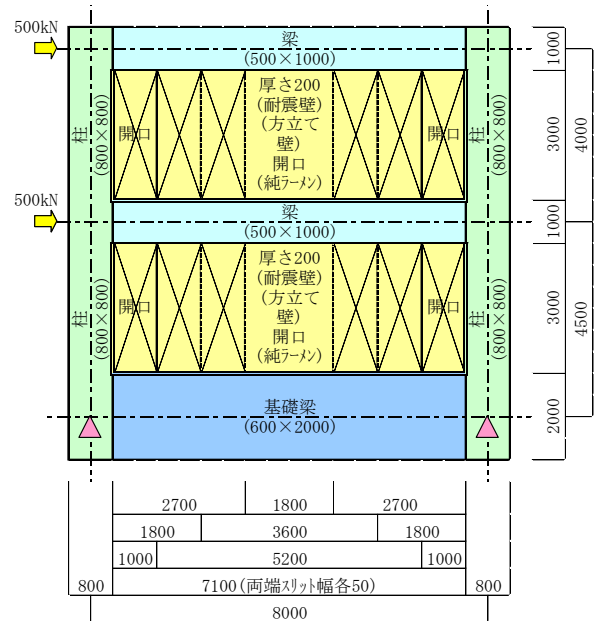
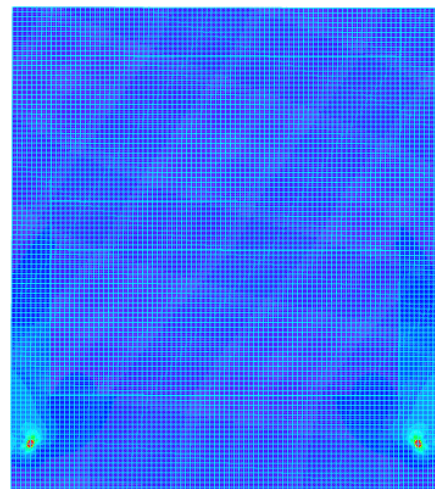


図3.1 解析モデル概要

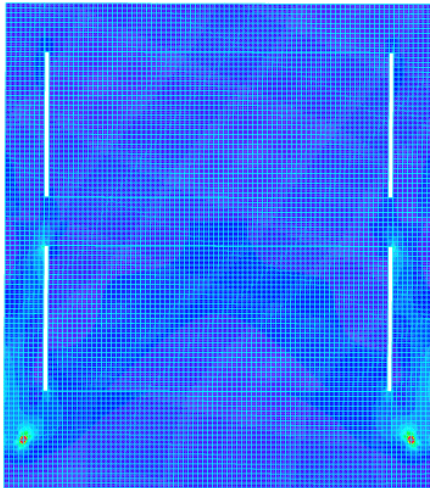
表3.1 解析モデル諸元

共通断面	柱:800×800, 梁:500×1000 基礎梁:600×2000, 壁:厚さ200 階高:4500(1F), 4000(2F), スパン:8000	記号
耐震壁	無開口耐震壁架構	(a)
方立て壁	スリット開口 (a)の壁の柱際に二辺スリット 開口幅50:壁長≒内法スパン	(b)
	梁せい開口 (a)の壁の柱際に開口 開口幅1000:梁せい相当	(c)
	1/4開口 (a)の壁の柱際に開口 開口幅1800:内法スパンの1/4, 壁長が1/2	(d)
	3/8開口 (a)の壁の柱際に開口 開口幅3600:内法スパンの3/8, 壁長が1/4	(e)
三方スリット壁	(a)の壁に三方スリット(開口幅50)	(f)
純ラーメン	柱、梁のみからなる架構	(g)

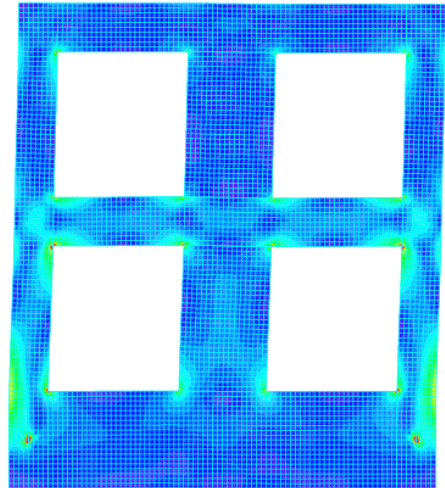


(a) 耐震壁

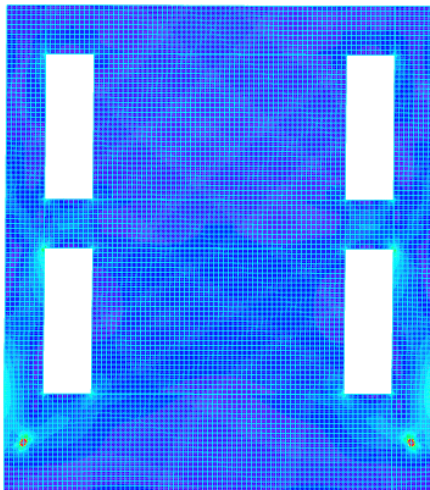
図3.2 FEM解析結果(1)



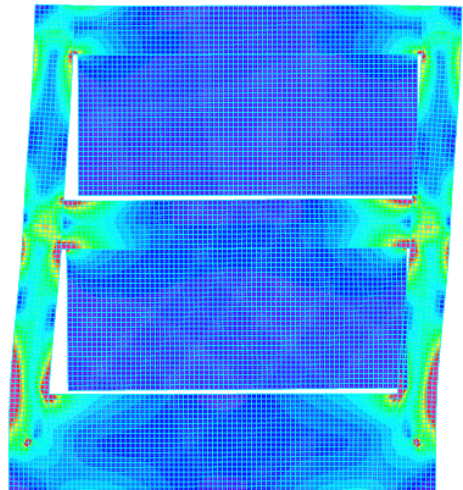
(b) 方立て壁スリット開口



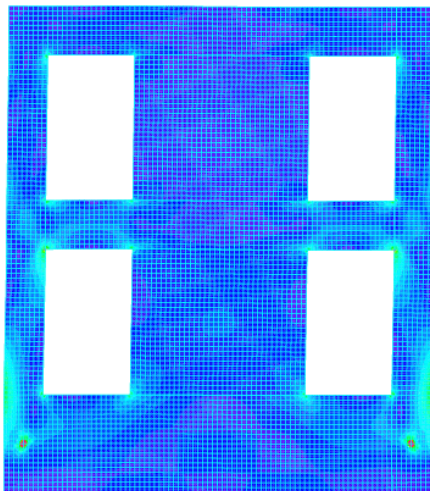
(e) 方立て3/8開口



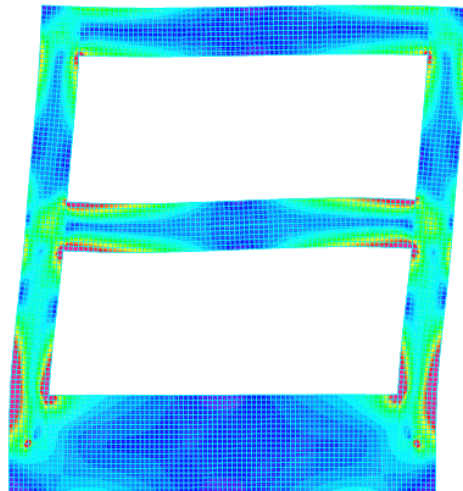
(c) 方立て梁せい開口



(f) 三方スリット壁



(d) 方立て1/4開口



(g) 純ラーメン

図3. 2 FEM解析結果(2)

(3) 方立て壁のモデル化（方立て壁として入力）

表3.2にFEMと一貫プログラムによる方立て壁等の節点変位とフレーム剛性を、図3.3～3.6に耐震壁架構、方立て壁架構、三方スリット壁架構、純ラーメンのフレーム剛性を示す。ここで、「フレーム剛性」とは、変位 δ （全体変位または層間変位：単位mm）を高さh（全体高さまたは階高さ：単位m）で除したものとする。また、方立て壁と三方スリット壁の「精算」とは、壁を全断面有効として、「幅一定」とは、断面積と幅が等しい矩形断面として、「せい一定」とは、断面積とせいが等しい矩形断面として梁の剛性増大率を設定したものである。一貫プログラムによる方立て壁と三方スリット壁は、スリットとして入力した場合と、開口として入力した場合の両方を示し、開口として入力した場合は、自動計算による梁の剛性増大率が1.0となるため、純ラーメンと同じ節点変位となっている（表中、黄色塗り）。

耐震壁、三方スリット壁（幅一定）、純ラーメンのフレーム剛性は、FEMと一貫プログラムが概ね近似しているが、方立て壁の剛性は、精算法で評価したとしても5倍以上の相違がある。これは、FEMによる方立て壁の剛性が、耐震壁（グラフ中、■印）に近い剛性であるのに対し（柱型がないことと壁長が僅かに短い分だけ、若干、方立て壁の剛性の方が小さい）、一貫プログラムに方立て壁として入力した場合の剛性が、自動計算により梁の剛性増大率のみが設定されるため、三方スリット壁（グラフ中、◆印）に近い剛性となっているからである（三方スリット壁は、上梁の剛性のみ割増すが、方立て壁は上下の梁の剛性を割増しているため、若干、方立て壁の剛性の方が大きい）。

表3.2 節点変位とフレーム剛性

		節点変位		フレーム剛性				
		RF	2F	全体	2F	1F		
FEM	(a) 耐震壁	0.72	0.42	11.82	13.19	10.81		
	(b) 方立て	0.84	0.49	10.18	11.72	9.11		
	(f) 三方スリット	10.60	6.02	0.80	0.87	0.75		
	(g) 純ラーメン	13.25	7.04	0.64	0.64	0.64		
一貫構造計算プログラム	耐震壁	0.73	0.47	11.64	15.38	9.57		
	精算法	方立て	スリット	4.99	3.11	1.70	2.13	1.45
			開口	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71
	三方	スリット	5.92	3.74	1.44	1.83	1.20	
		開口	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71	
	幅一定	方立て	スリット	8.21	4.48	1.04	1.07	1.00
			開口	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71
		三方	スリット	9.97	5.38	0.85	0.87	0.84
			開口	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71
	せい一定	方立て	スリット	5.31	3.23	1.60	1.92	1.39
			開口	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71
		三方	スリット	7.09	4.23	1.20	1.40	1.06
開口			12.54	6.34	0.68	0.65	0.71	
純ラーメン		12.54	6.34	0.68	0.65	0.71		

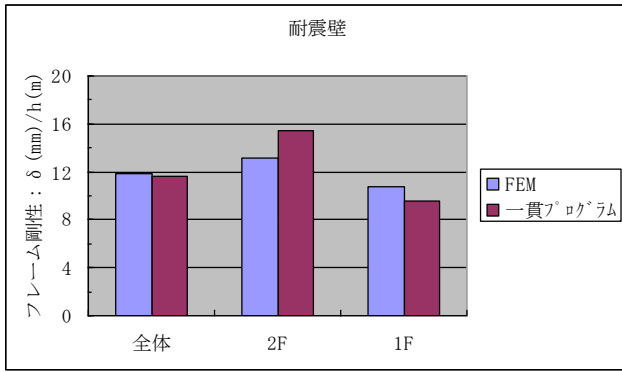


図 3. 3 耐震壁架構のフレーム剛性

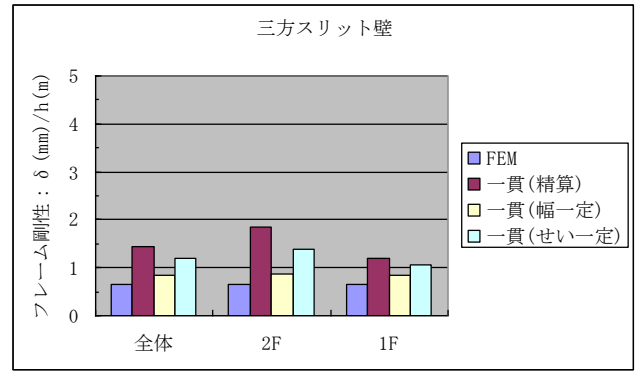


図 3. 5 三方スリット壁架構のフレーム剛性

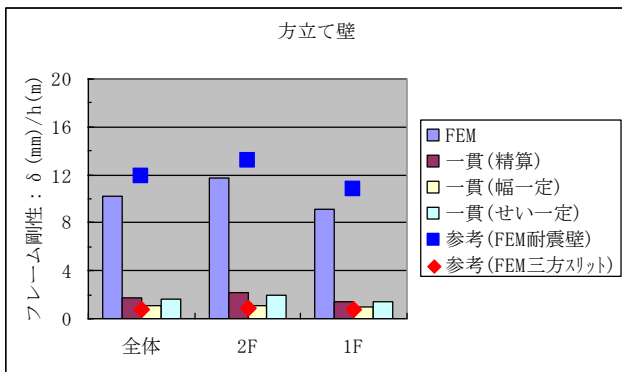


図 3. 4 方立て壁架構のフレーム剛性

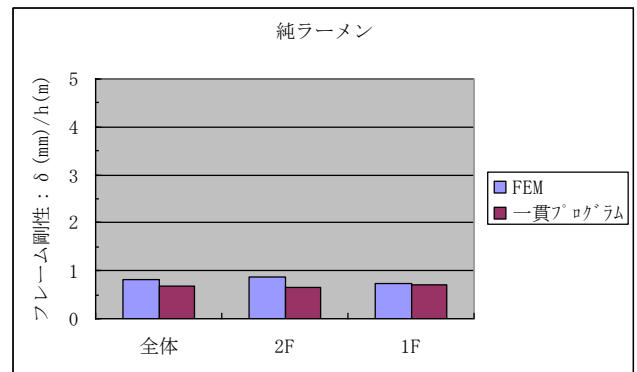


図 3. 6 純ラーメン架構のフレーム剛性

(4) 方立て壁等のモデル化（壁部材として入力）

図3.7に方立て壁のモデル化の概要、表3.3にFEMと一貫プログラムによる壁長を変化させた方立て壁架構の節点変位とフレーム剛性を示す。

方立て壁の一貫プログラムによるモデル化は、図3.7に示すように、①ダミー柱（剛性に影響しない微小な断面（1mm×1mm）の柱を配置）と耐震壁（エレメント置換）（以下、ダミー柱）、②壁厚柱（方立て壁と同厚の正方形断面（200mm×200mm）の柱を柱外面間の長さの方立て壁の長さとなるように配置）と耐震壁（以下、壁厚柱）、③壁柱（方立て壁の断面（200mm×壁長）の柱）の3タイプとした。

図3.8～3.11にFEMによるフレーム剛性と、一貫プログラムで方立て壁を各モデル化した場合のフレーム剛性を示す。図3.8～3.11はモデル全体、2F、1Fのフレーム剛性を解析方法による差異を見るために重ね合わせたものである（図3.8～3.11と同一の解析結果）。表中、黄色塗りの箇所は、純ラーメンのFEM解析結果と一貫プログラムの計算結果の最大差異（表中、ピンク塗りの）よりも大きいものである。

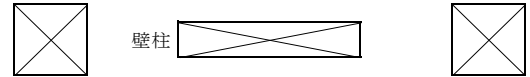
方立て壁を耐震壁としてモデル化した場合（ダミー柱、壁厚柱）には、壁長が短くなると、剛性がやや小さく評価されているが、壁柱としてモデル化した場合には、純ラーメンと同程度の精度で計算できているものと考えられる。ここで、耐震壁としてモデル化した場合に剛性が小さくなるのは、一貫プログラムでは線材置換して計算しているため、耐震壁モデルの2Fと1FのFEMとの比を見て分かるように、基礎梁のように断面（梁幅（壁厚との差異）×梁せい（階高に占める割合））が大きい場合に、梁を含めた実剛性よりも小さく評価されているものと考えられる。このことから、壁長が短い場合、壁の剛性と梁の剛性のバランスにより、一般階の梁断面に対しても同様の理由で、梁を含めた実剛性よりも小さく評価されているものと考えられる。



①ダミー柱と耐震壁でモデル化



②壁厚柱と耐震壁でモデル化



③壁柱でモデル化

図3.7 電算モデル化概要

表3.3 節点変位とフレーム剛性

	壁長	節点変位		フレーム剛性				
		RF	2F	全体	2F	1F		
FEM	(a)耐震壁	7200	0.72	0.42	11.82	13.19	10.81	
	(b)スリット開口	7100	0.84	0.49	10.18	11.72	9.11	
	(c)梁せい開口	5200	1.26	0.73	6.74	7.60	6.13	
	(d)1/4開口	3600	2.03	1.16	4.18	4.56	3.90	
	(e)3/8開口	1800	4.03	2.33	2.11	2.35	1.93	
	(g)純ラーメン	0	13.25	7.04	0.64	0.64	0.64	
	/FEM	0						
一貫構造計算プログラム	①ダミー柱	(a)耐震壁	7200	0.73	0.47	11.64	15.38	9.57
		/FEM	7200	1.01	1.13	0.99	1.17	0.89
		(a)スリット開口	7100	0.82	0.50	10.37	12.50	9.00
		(b)梁せい開口	5200	1.23	0.75	6.91	8.33	6.00
		(c)1/4開口	3600	2.16	1.28	3.94	4.55	3.52
		(d)3/8開口	1800	4.72	2.77	1.80	2.05	1.62
		(a)スリット開口	7100	0.98	1.01	1.02	1.07	0.99
	②壁厚柱	(b)梁せい開口	5200	0.98	1.02	1.03	1.10	0.98
		(c)1/4開口	3600	1.06	1.11	0.94	1.00	0.90
		(d)3/8開口	1800	1.17	1.19	0.85	0.87	0.84
		(a)スリット開口	7100	0.85	0.52	10.00	12.12	8.65
	③壁柱	(b)梁せい開口	5200	1.32	0.81	6.44	7.84	5.56
		(c)1/4開口	3600	2.33	1.37	3.65	4.17	3.28
		(d)3/8開口	1800	5.30	3.10	1.60	1.82	1.45
		(a)スリット開口	7100	1.02	1.05	0.98	1.03	0.95
	FEM	①ダミー柱	(b)梁せい開口	5200	1.05	1.10	0.96	1.03
(c)1/4開口			3600	1.15	1.19	0.87	0.91	0.84
(d)3/8開口			1800	1.31	1.33	0.76	0.77	0.75
(a)スリット開口			7100	0.86	0.52	9.88	11.76	8.65
②壁厚柱		(b)梁せい開口	5200	1.30	0.79	6.54	7.84	5.70
		(c)1/4開口	3600	2.22	1.29	3.83	4.30	3.49
		(d)3/8開口	1800	4.37	2.48	1.95	2.12	1.81
③壁柱	(a)スリット開口	7100	1.03	1.05	0.97	1.00	0.95	
	(b)梁せい開口	5200	1.03	1.08	0.97	1.03	0.93	
	(c)1/4開口	3600	1.09	1.12	0.92	0.94	0.90	
	(d)3/8開口	1800	1.08	1.06	0.92	0.90	0.94	
(g)純ラーメン	0	12.54	6.34	0.68	0.65	0.71		
/FEM	0	0.95	0.90	1.06	1.00	1.11		

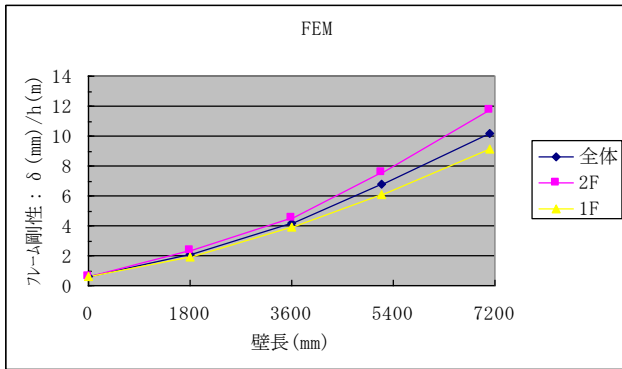


図 3. 8 FEM解析によるフレーム剛性

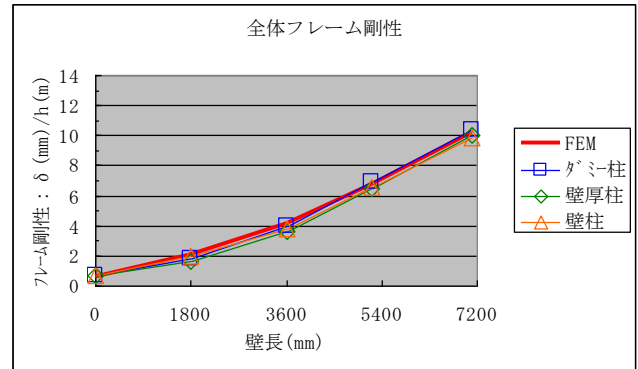


図 3. 12 方立て壁架構のフレーム剛性(全体)

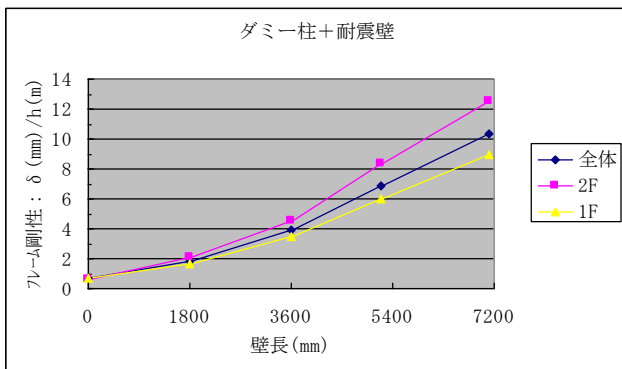


図 3. 9 ①ダミー柱架構のフレーム剛性

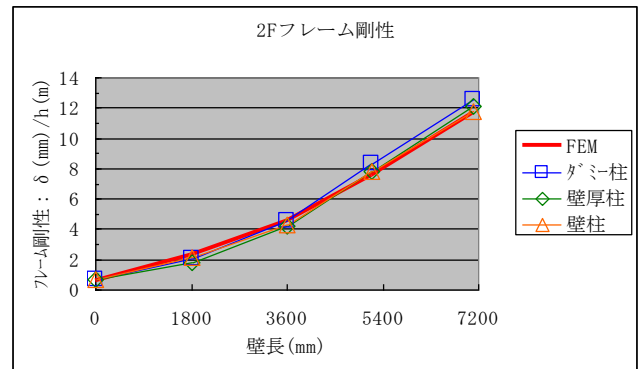


図 3. 13 方立て壁架構のフレーム剛性(2F)

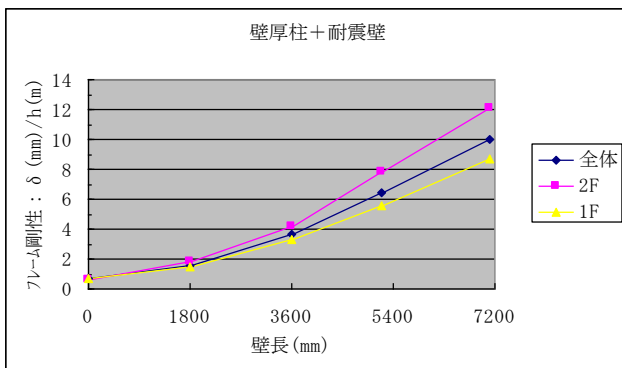


図 3. 10 ②壁厚柱架構のフレーム剛性

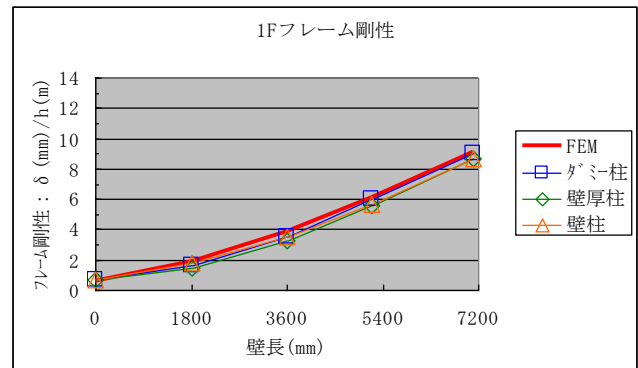


図 3. 14 方立て壁架構のフレーム剛性(1F)

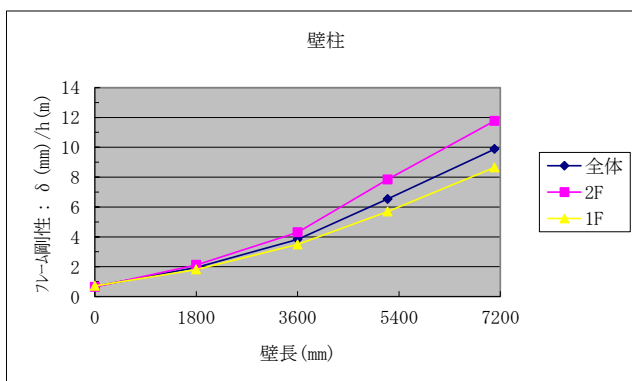


図 3. 11 ③壁柱架構のフレーム剛性

(5) 方立て壁と応力

表3. 4に一貫プログラムによる壁長を変化させた方立て壁架構の柱・壁の負担せん断力(Q)と、これらのQに対する柱・壁の断面積(A)・断面二次モーメント(I)に比例分配したせん断力の比を示す。表中、黄色塗りの箇所は、比例分配したせん断力が一貫プログラムによる負担せん断力より1割(純ラーメンの解析精度程度)以上小さいものである。

一貫プログラムで方立て壁をモデル化しない場合、手計算により方立て壁の剛性に応じてせん断力を分担させ、これを用いて壁のモーメントを決定し、周辺架構の設計用応力を求めることがあるが、方立て壁が「壁」という名称であることから、壁式構造の計算規準に準じて断面積比で分配せん断力が求められることがある。しかし、表の中段に示すように、壁の長さに関わらず、いずれの壁においてもせん断力が過小評価されることとなり、これを用いて壁や周辺架構の設計を行うことは、危険側の設計になっているものと言える。

一方、柱・壁の断面二次モーメント比で分配せん断力を求めると、表の下段に示すように、壁長が短い場合に過大評価されることになるが、既報³⁾の耐震壁を含む架構の解析精度を踏まえると、方立て壁の剛性を断面積比と断面二次モーメント比のいずれで評価すべきか自明であろうかと考えられる。

次に、図3. 15～3. 18に一貫プログラムによる応力図、図3. 19～3. 22に各節点毎の応力の最大値と最小値の比を示す。なお、各図のモーメントを示す線(赤線)は正負方向を示すのみで、モーメントの大小は示していない。

応力については、ダミー柱、壁厚柱、壁柱のいずれでモデル化しても概ね1割程度の差異となっているが、方立て壁を耐震壁(ダミー柱と壁厚柱)でモデル化すると、構造設計ルート1や2を適用する際の壁量に含まれてしまうことに留意する必要がある。

表3. 4 負担せん断力と分配せん断力比

	開口	壁長	モデル化	2F		1F	
				柱	壁	柱	壁
負担せん断力(Q)(kN)	(b)	7100	ダミー柱	23.5	453.0	68.3	863.3
			壁厚柱	24.5	450.9	71.7	856.7
			壁柱	25.1	450.1	70.7	858.5
	(c)	5200	ダミー柱	47.4	405.1	107.6	784.7
			壁厚柱	49.9	400.2	114.3	771.5
			壁柱	50.9	398.6	109.3	781.0
	(d)	3600	ダミー柱	72.3	355.4	163.3	673.3
			壁厚柱	75.7	348.6	172.7	654.5
			壁柱	75.6	348.9	160.6	678.7
(e)	1800	ダミー柱	105.4	289.2	294.5	410.9	
		壁厚柱	111.7	276.7	319.0	362.0	
		壁柱	110.4	279.5	260.4	478.9	
A比分配せん断力/Q	(b)	7100	ダミー柱	5.04	0.58	3.47	0.61
			壁厚柱	4.84	0.58	3.31	0.61
			壁柱	4.72	0.58	3.35	0.61
	(c)	5200	ダミー柱	2.91	0.55	2.56	0.57
			壁厚柱	2.76	0.56	2.41	0.58
			壁柱	2.71	0.56	2.52	0.57
	(d)	3600	ダミー柱	2.21	0.51	1.96	0.53
			壁厚柱	2.11	0.52	1.85	0.55
			壁柱	2.12	0.52	1.99	0.53
(e)	1800	ダミー柱	1.85	0.38	1.33	0.53	
		壁厚柱	1.75	0.40	1.22	0.61	
		壁柱	1.77	0.39	1.50	0.46	
I比分配せん断力/Q	(b)	7100	ダミー柱	0.12	1.09	0.08	1.15
			壁厚柱	0.12	1.10	0.08	1.15
			壁柱	0.11	1.10	0.08	1.15
	(c)	5200	ダミー柱	0.15	1.20	0.13	1.24
			壁厚柱	0.14	1.21	0.12	1.26
			壁柱	0.14	1.22	0.13	1.24
	(d)	3600	ダミー柱	0.28	1.29	0.25	1.37
			壁厚柱	0.27	1.32	0.23	1.40
			壁柱	0.27	1.32	0.25	1.35
(e)	1800	ダミー柱	0.98	1.02	0.70	1.43	
		壁厚柱	0.92	1.06	0.65	1.62	
		壁柱	0.93	1.05	0.79	1.23	

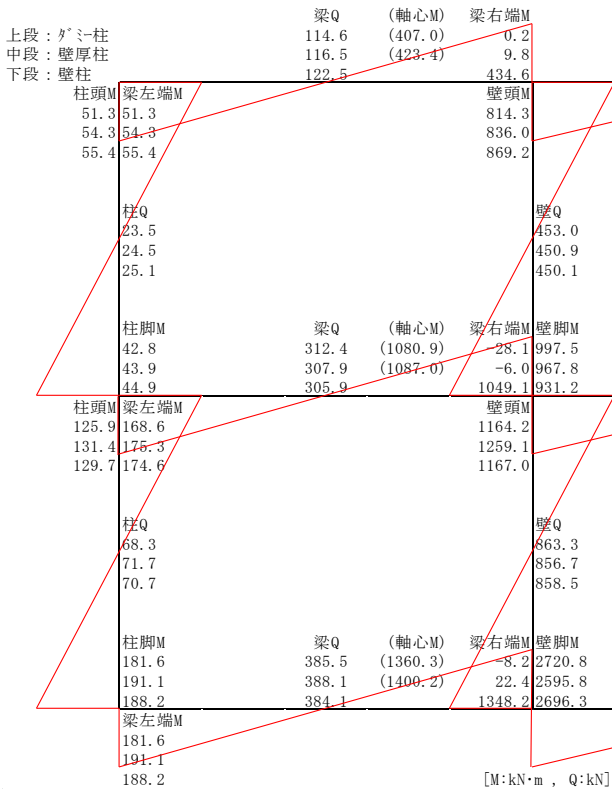


図 3. 15 (b)スリット開口の応力図

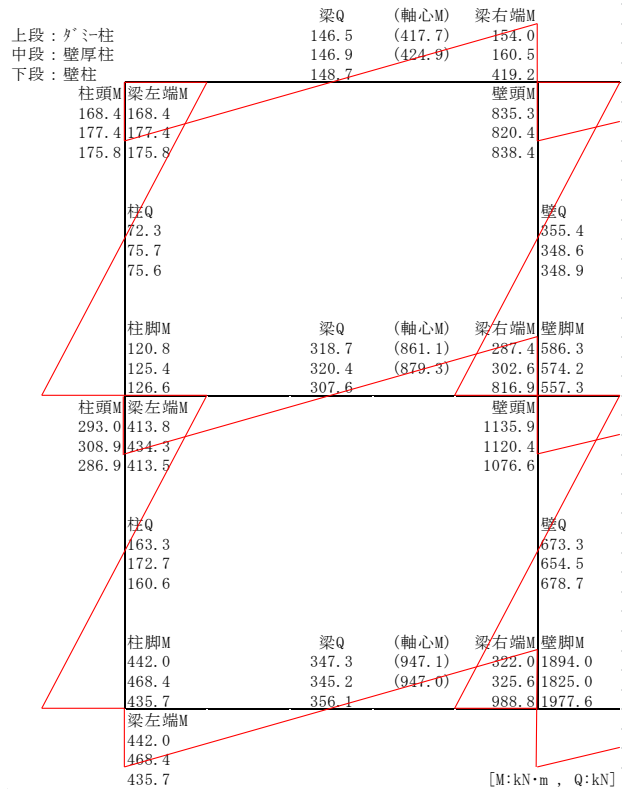


図 3. 17 (d)1/4開口の応力図

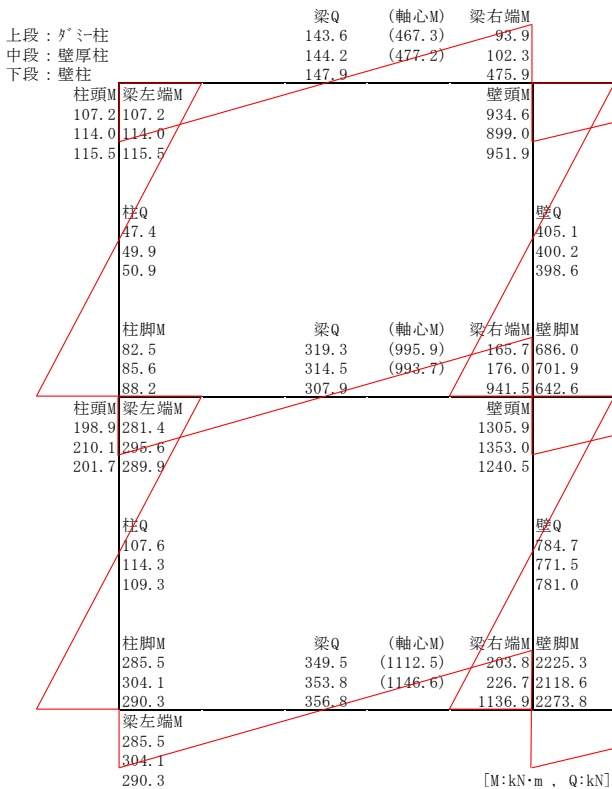


図 3. 16 (c)梁せい開口の応力図

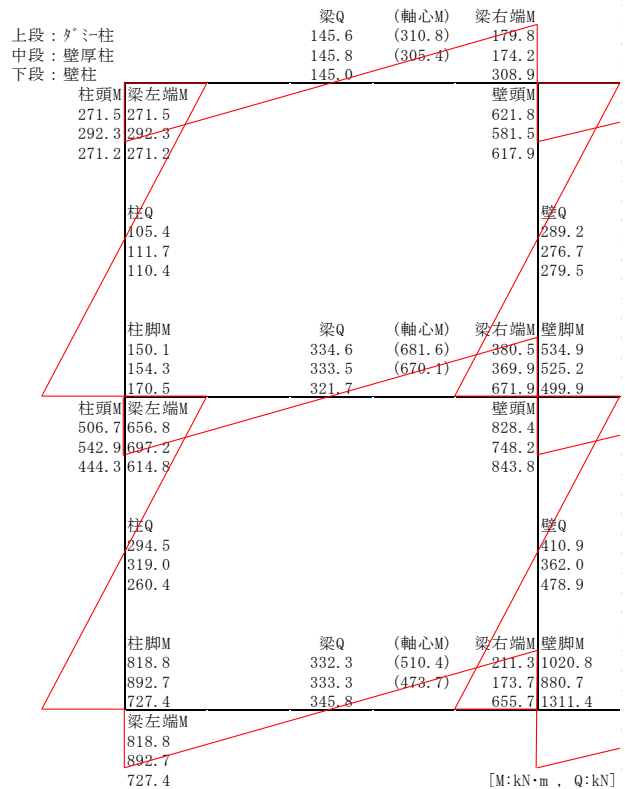


図 3. 18 (e)3/8開口の応力図

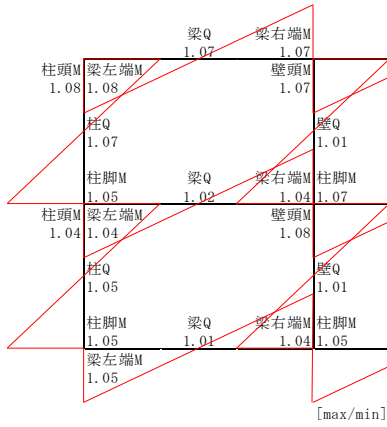


図 3. 19 (b)スリット開口の応力比

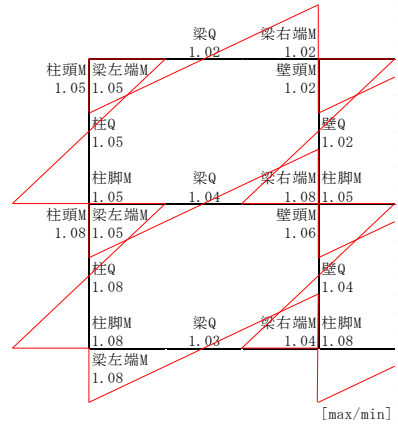


図 3. 21 (d)1/4開口の応力比

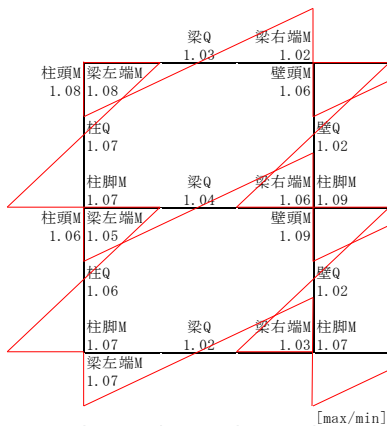


図 3. 20 (c)梁せい開口の応力比

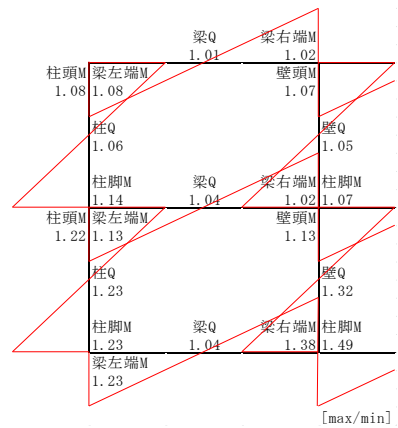


図 3. 22 (e)3/8開口の応力比

(6) 一貫プログラムによる保有水平耐力計算

ここでは、一貫プログラムによる保有水平耐力の検討を行う。解析モデル及び解析方法は(2)に準じるが、部材断面及びスパンと階高を図3. 23に示す寸法と、外力条件は、荷重増分解析とする。配筋の一覧を表3. 5に示す。また、保有水平耐力計算時の解析終了条件は、層間変形角1/100または脆性破壊の発生、Ds時の解析終了条件は、層間変形角1/50とする。

図3. 24にDs0.3相当に換算した Q_u/Q_{un} の純ラーメンに対する比(Dsを換算しているため1Fと2Fで同一の値)を、図3. 25に Q_u の純ラーメンに対する比を示す。なお、スリット開口(開口幅50)の方立て壁(壁厚柱)において方立て壁に接続する梁のせん断破壊によりDsが0.55(その他のモデルもDsが0.35~0.40)となるため、図3. 24ではDsを0.3相当に換算している。

方立て壁を壁柱としてモデル化した場合も、壁厚柱と耐震壁としてモデル化した場合も、壁長さが長くなるとともに保有水平耐力 Q_u (Q_u/Q_{un})が大きくなり、梁にせん断破壊が生じた時点で解析終了となるため、保有水平耐力が低くなっている。

壁柱としてモデル化した場合より、壁厚柱と耐震壁としてモデル化した場合の方が、保有水平耐力が高くなっているが、その分、方立て壁部で負担するせん断力も大きくなり、隣接する梁のせん断設計が厳しい状況となっている。

いずれでモデル化した場合も(4)で検討したようにフレーム剛性は、ほぼ同等であるため、モデル化した通りに設計(図面化)していれば、保有水平耐力も適切に評価できているものと考えられる。

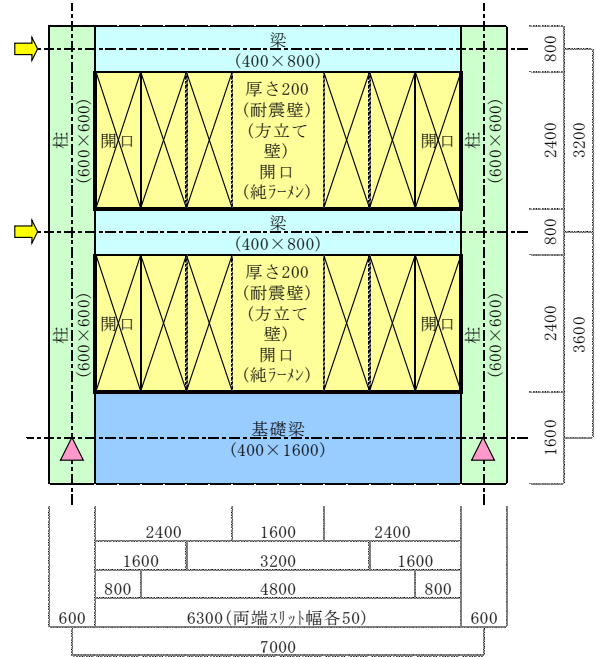


図3. 23 解析モデル概要

表3. 5 配筋一覧

		配筋	
柱	主筋	3-D22	
	帯筋	D10@100	
梁	主筋	2-D19	
	あばら筋	D13@200	
方立て壁	壁厚柱 + 耐震壁	主筋	2-D13
		帯筋	D10@100
	壁柱	主筋	2-D10@200
		主筋	4-D13
		帯筋	D10@100

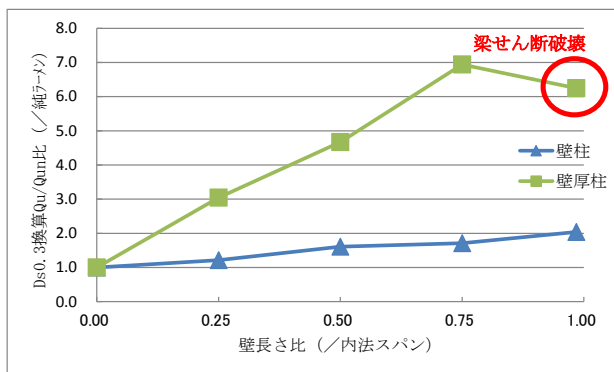


図3. 24 解析結果(Q_u/Q_{un} 比)

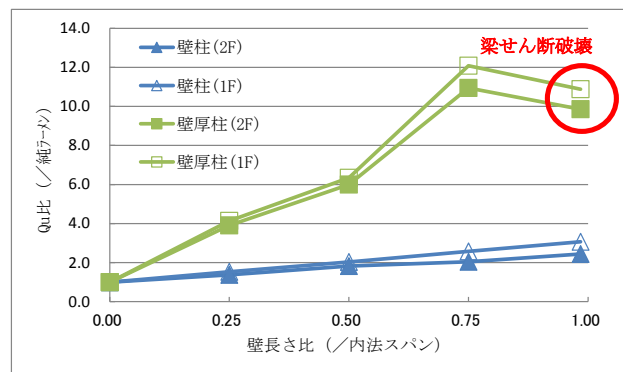


図3. 25 解析結果(Q_u 比)

(7) まとめ

本章では、方立て壁を含む架構のFEM及び一貫プログラムによる解析を行い、一貫プログラムにおいて方立て壁の剛性と周辺部材への影響を適切に評価するための、以下の留意点を提示した。

1. 一貫プログラムで、単に「方立て壁」としてモデル化すると、三方スリットと同様の剛性となるため、方立て壁の剛性が過小評価されてしまい、方立て壁周辺部材の設計が危険側となってしまう可能性があることに留意する必要がある。
2. 一貫プログラムで、方立て壁周りの開口部を「開口」としてモデル化すると、純ラーメンと同じ剛性となり、方立て壁の剛性が過小評価されてしまい、方立て壁周辺部材の設計が危険側となってしまう可能性があることに留意する必要がある。
3. 一貫プログラムで、方立て壁を「壁厚柱（耐震壁）」または「壁柱」としてモデル化すると、FEM解析値（精解値）と同様の剛性となり、方立て壁周辺部材も適切に設計できると考えられる。ただし、「壁厚柱」としてモデル化した場合には、構造設計ルート1や2を適用する際の壁量に含まれてしまうことに留意する必要がある。
4. 一貫プログラムで、方立て壁を「壁厚柱」または「壁柱」としてモデル化すると、保有水平耐力性状に大きな違いが生じるので、モデル化通りの設計（図面化）をする必要がある。

[参考文献]

- 1) ADINA R&D,Inc. : Theory and Modeling Guide Volume I:ADINA、Report ARD 02-7、2002.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010.2
- 3) 地方独立行政法人北海道立総合研究機構建築研究本部北方建築総合研究所：建築確認申請における構造審査等支援のための調査、平成23年度調査研究報告集、2012.9

4. クランク型耐震壁の構造特性について

(1) 目的

一般に耐震壁は、それを囲む柱及び梁と一体となり、水平力（地震力）に抵抗する壁である。しかし、プランの都合により壁自体がクランクせざるを得ない形状（以下、クランク型耐震壁）となり、それを囲む柱及び梁と一体の挙動を示すであろうと判断できないことがある。また、止むを得ずクランク型耐震壁とした場合に、クランク部を床段差と同様の補強をしたり、クランク部を柱に見立てて補強をしたりすることがあるが、その一方で、全く配慮されていないこともある。

そこで本章では、クランク型耐震壁の応力状態と変形形状を明らかにし、構造設計における留意点を提示する。

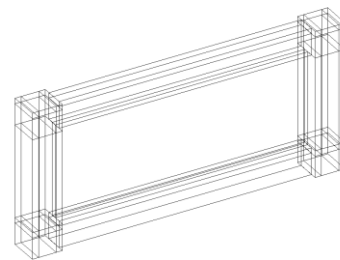
(2) 解析モデルと解析方法

解析モデルは、柱、梁及び耐震壁からなる1層1スパンモデルで、その概要を図4.1（解析モデル外形の例）及び図4.2（モデル1～7は平面図、最下段は立面図）に示す。モデル化の方針は、①モデル1はクランクのない基本モデル、②モデル2は梁幅内で壁厚分だけクランクさせたもの（クランク部150×300）、③モデル3は②のクランク部を柱型（300×300）としたもの、④モデル4は梁幅分だけクランクさせたもの（クランク部150×500）、⑤モデル5は④のクランク部を柱型（500×500）としたもの、⑥モデル6は梁幅を超えてクランクさせ、梁幅を超えた壁部の上下の梁に増しコン（梁ふかし）をしたもの（クランク部150×700）、⑦モデル7は⑥のクランク部を柱型（700×700）としたものである。また、各モデルについて、クランクがあることによる面外の変形には、スラブによる拘束が効くことが想定されるため、それぞれのモデルについて、(a) スラブなし、(b) 片側スラブ、(c) 両側スラブの3通りの解析を行った。なお、スラブ幅は、スパン長の半分までをモデル化している。

解析方法は、実務設計にも使用されている任意形状平板FEMプログラム¹⁾による三次元弾性FEM解析（面外方向は厚板理論（Mindlin理論）を採用）を行う。外力は、架構頂部（上端）に単位の水平力（ $P = 1,000\text{kN}$ ）を作用させた（自重を考慮するとスラブの有無により荷重条件が変わってしまうため、自重は

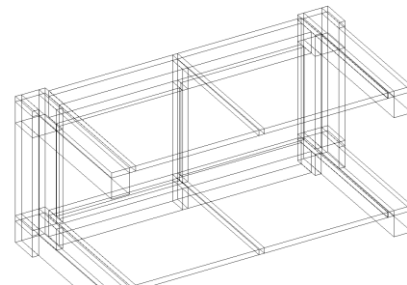
考慮しない）。材料定数は、 $F_c = 30\text{N/mm}^2$ （ヤング係数、ポアソン比はRC規準²⁾による）、拘束条件は、基礎固定（下端のX Y Z方向変位拘束）とした。FEMで使用した要素は、4節点20（面内8（X Y方向成分）+面外12（Z方向+XY軸回転成分））自由度の長方形要素で、要素分割長さは概ね100mmとなるように自動分割をした。また、架構の奥行き方向長さは要素の板厚として、クランク部のずれはオフセットとして入力した。要素分割の一例（①-(b)）を図4.3に示す。

図4.1(a)



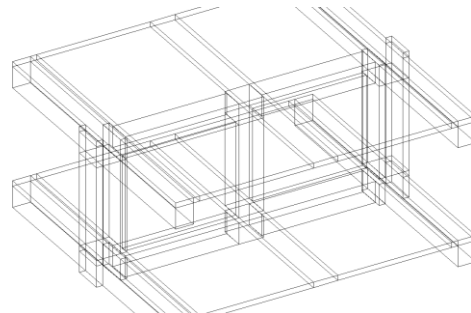
①-(a) クランクなしスラブなしモデル

図4.1(b)



④-(b) 梁幅クランク片側スラブモデル

図4.1(c)



⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図4.1 解析モデル外形の例

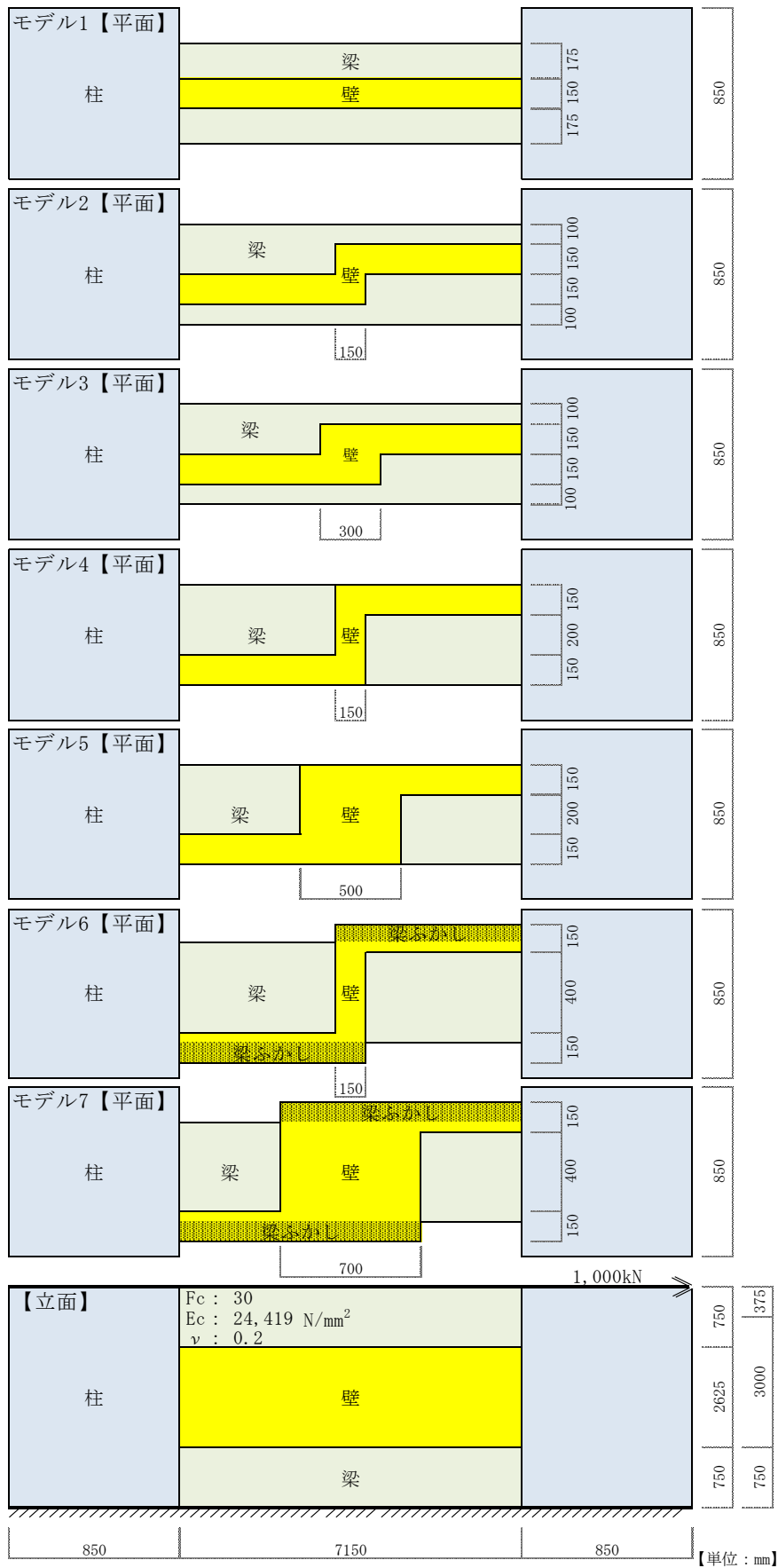


図 4. 2 解析モデル概要

(3) 耐震壁面内に作用する応力

各モデルの耐震壁面内最大せん断応力度の一覧を表4.1に示す。また、耐震壁面内主応力図を図4.4(1)~(7)、耐震壁面内せん断応力コンタ図を図4.5(1)~(7)に示す。なお、主応力度の応力集中の程度については、矢印の長さ及び矢印の重なりによる色の濃さで判断できる。また、コンタ図の応力集中の程度については、濃い赤色部分からの急激な色の変化により判断できるが、②、④、⑥の(a)では、表4.1に示すように、(b)と(c)に比べ(a)の最大応力度が大きくなっているため、局所的に色が濃くなっていることから、全体的には色が薄くなっている。

まず、クランク部のずれ量の大小による影響を確認するため、①、②、④、⑥の(a)について比較すると、ずれ量がなし（基本モデル）から梁幅までは、ずれが大きくなるほど応力集中は大きくなっている。ずれ量が梁幅を超えると、応力集中は小さくなっているが、これは、クランク型耐震壁上下の梁ふかしにより梁の剛性が高くなっていることによるものと考えられる。

次に、柱型の有無による影響を確認するため、②と③、④と⑤、⑥と⑦の(a)について比較すると、いずれも柱型のない方が応力集中は大きくなっている。

最後に、スラブの有無による影響を確認するため、①~⑦それぞれの(a)~(c)について比較すると、⑦を除き、いずれも梁に取付くスラブが少ない方が応力集中は大きくなっている。⑦については、上記と同様に、梁ふかしによる梁の剛性増が、スラブの影響より大きかったものと考えられる。

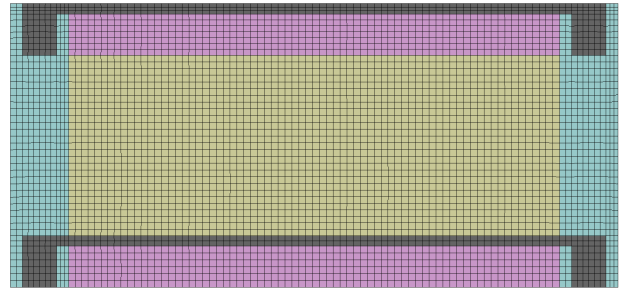
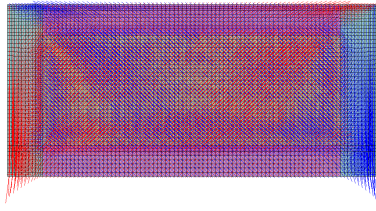


図4.3 要素分割一例(①-(b))

表4.1 耐震壁面内最大せん断応力度一覧

モデル		耐震壁面内 最大応力度 (N/mm ²)	
基本	①	(a)スラブなし	0.87
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.86
梁幅内 クランク	② (柱型なし)	(a)スラブなし	0.92
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.87
	③ (柱型あり)	(a)スラブなし	0.88
		(b)片側スラブ	0.88
		(c)両側スラブ	0.87
梁幅 クランク	④ (柱型なし)	(a)スラブなし	1.01
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.86
	⑤ (柱型あり)	(a)スラブなし	0.87
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.85
梁幅超 クランク	⑥ (柱型なし)	(a)スラブなし	0.97
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.84
	⑦ (柱型あり)	(a)スラブなし	0.86
		(b)片側スラブ	0.87
		(c)両側スラブ	0.84

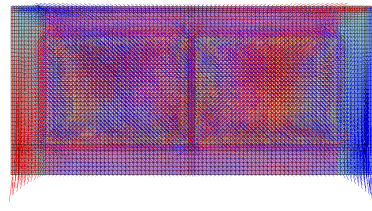
図 4. 4 (1)



Lx

①-(a) クランクなしスラブなしモデル

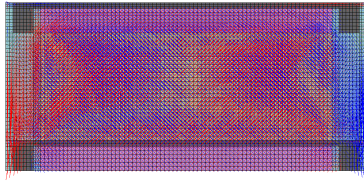
図 4. 4 (2)



Lx

②-(a) 梁幅内クランクスラブなしモデル

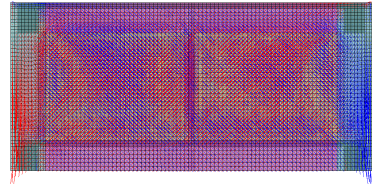
図 4. 4 (1)



Lx

①-(b) クランクなし片側スラブモデル

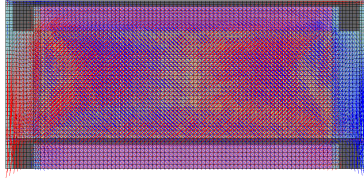
図 4. 4 (2)



Lx

②-(b) 梁幅内クランク片側スラブモデル

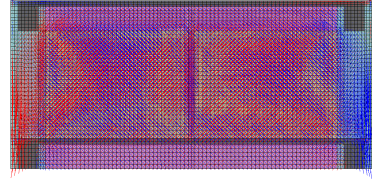
図 4. 4 (1)



Lx

①-(c) クランクなし両側スラブモデル

図 4. 4 (2)



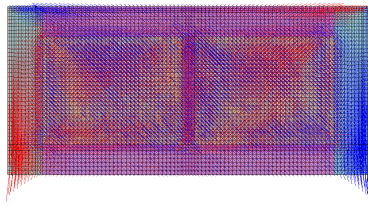
Lx

②-(c) 梁幅内クランク両側スラブモデル

図 4. 4 (1) 主応力図

図 4. 4 (2) 主応力図

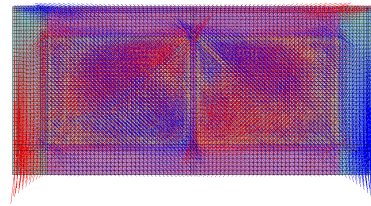
主応力図



Y
X

③-(a) 梁幅内クランク柱型スラブなしモデル

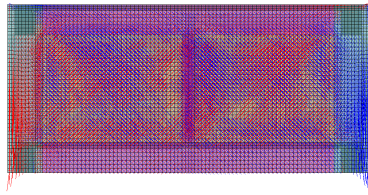
主応力図



Y
X

④-(a) 梁幅クランクスラブなしモデル

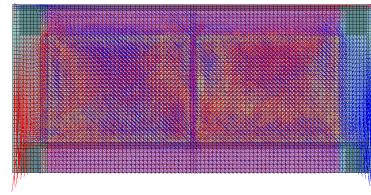
主応力図



Y
X

③-(b) 梁幅内クランク柱型片側スラブモデル

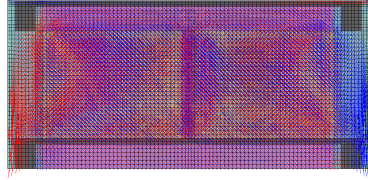
主応力図



Y
X

④-(b) 梁幅クランク片側スラブモデル

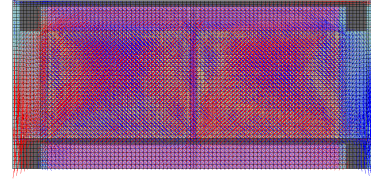
主応力図



Y
X

③-(c) 梁幅内クランク柱型両側スラブモデル

主応力図



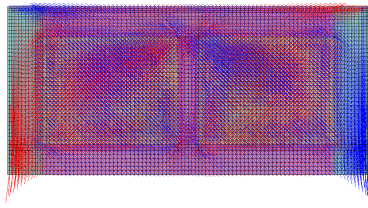
Y
X

④-(c) 梁幅クランク両側スラブモデル

図 4. 4 (3) 主応力図

図 4. 4 (4) 主応力図

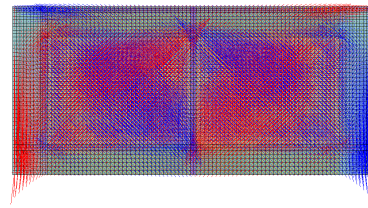
主応力図



Y
X

⑤-(a) 梁幅クランク柱型スラブなしモデル

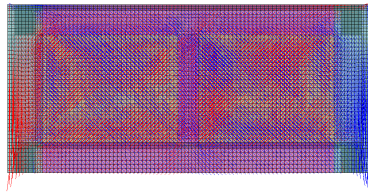
主応力図



Y
X

⑥-(a) 梁幅超クランクスラブなしモデル

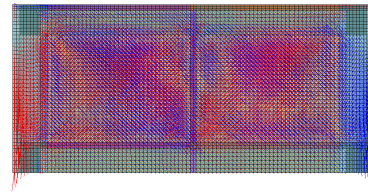
主応力図



Y
X

⑤-(b) 梁幅クランク柱型片側スラブモデル

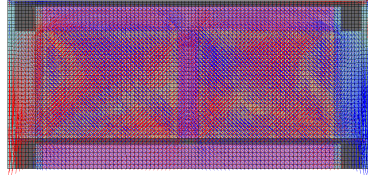
主応力図



Y
X

⑥-(b) 梁幅超クランク片側スラブモデル

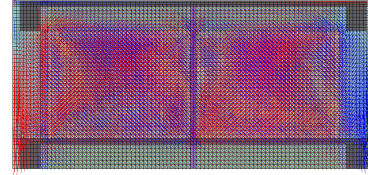
主応力図



Y
X

⑤-(c) 梁幅クランク柱型両側スラブモデル

主応力図



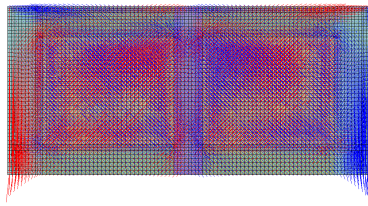
Y
X

⑥-(c) 梁幅超クランク両側スラブモデル

図4.4(5) 主応力図

図4.4(6) 主応力図

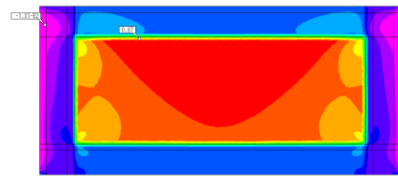
図4.4(7)



Y
X

⑦-(a) 梁幅超クランク柱型スラブなしモデル

図4.5(1)



Y
X

①-(a) クランクなしスラブなしモデル

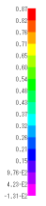
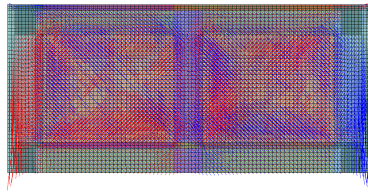


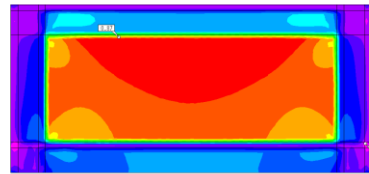
図4.4(7)



Y
X

⑦-(b) 梁幅超クランク柱型片側スラブモデル

図4.5(1)



Y
X

①-(b) クランクなし片側スラブモデル

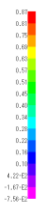
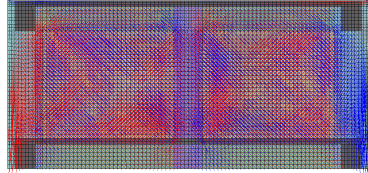


図4.4(7)

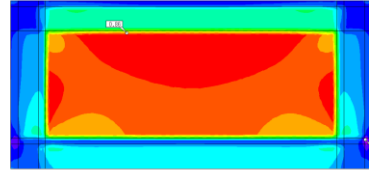


Y
X

⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図4.4(7) 主応力図

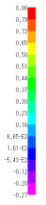
図4.5(1)

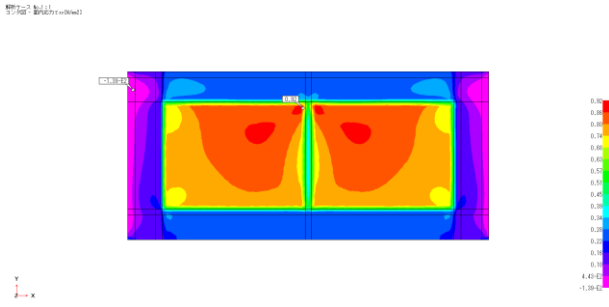


Y
X

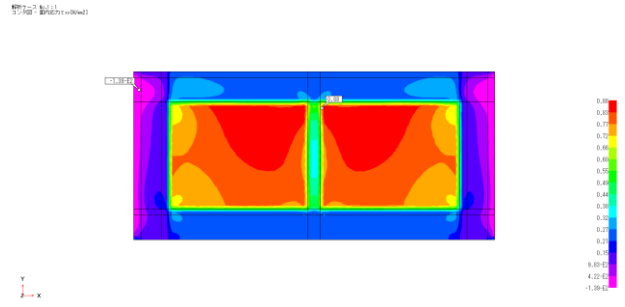
①-(c) クランクなし両側スラブモデル

図4.5(1) せん断応力コンタ図

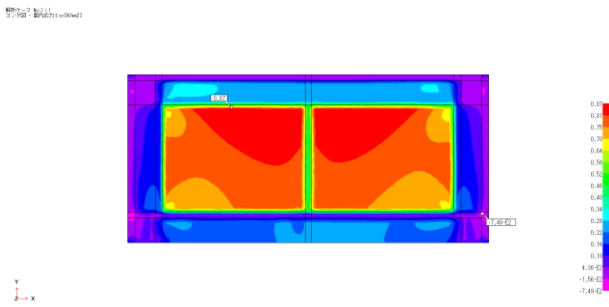




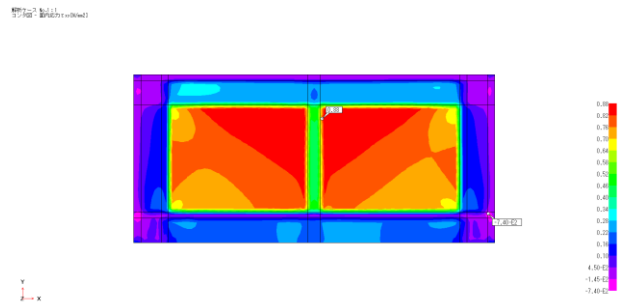
②-(a) 梁幅内クランクスラブなしモデル



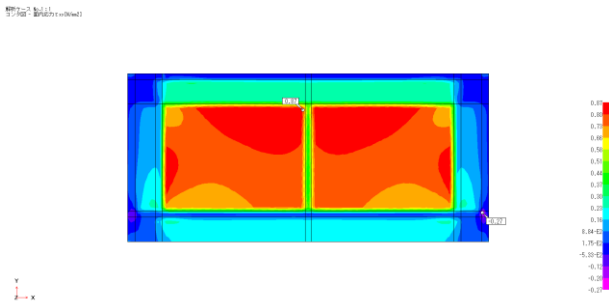
③-(a) 梁幅内クランク柱型スラブなしモデル



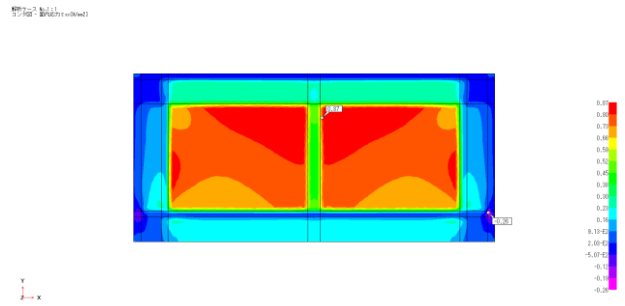
②-(b) 梁幅内クランク片側スラブモデル



③-(b) 梁幅内クランク柱型片側スラブモデル



②-(c) 梁幅内クランク両側スラブモデル

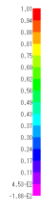
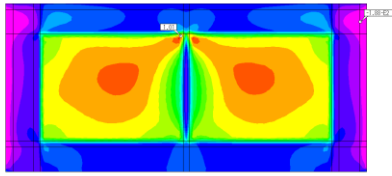


③-(c) 梁幅内クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 5 (2) せん断応力コンタ図

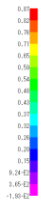
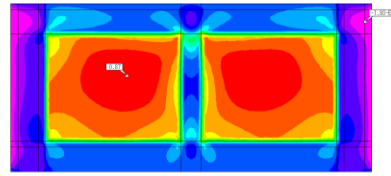
図 4. 5 (3) せん断応力コンタ図

図4.5(4) せん断応力コンタ図



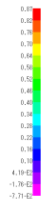
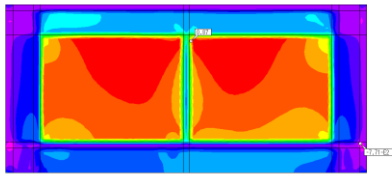
④-(a) 梁幅クランクスラブなしモデル

図4.5(5) せん断応力コンタ図



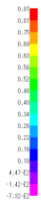
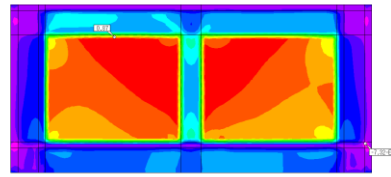
⑤-(a) 梁幅クランク柱型スラブなしモデル

図4.5(4) せん断応力コンタ図



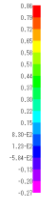
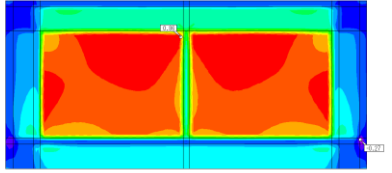
④-(b) 梁幅クランク片側スラブモデル

図4.5(5) せん断応力コンタ図



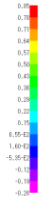
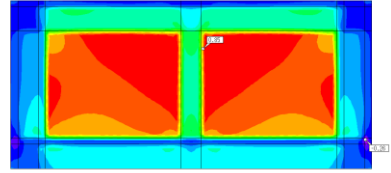
⑤-(b) 梁幅クランク柱型片側スラブモデル

図4.5(4) せん断応力コンタ図



④-(c) 梁幅クランク両側スラブモデル

図4.5(5) せん断応力コンタ図

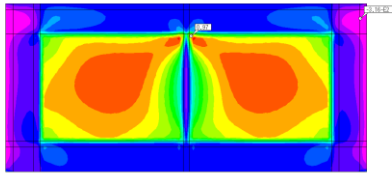


⑤-(c) 梁幅クランク柱型両側スラブモデル

図4.5(4) せん断応力コンタ図

図4.5(5) せん断応力コンタ図

図4.5(6) せん断応力コンタ図

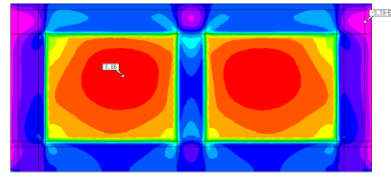


Y
X

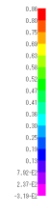


⑥-(a) 梁幅超クランクスラブなしモデル

図4.5(7) せん断応力コンタ図

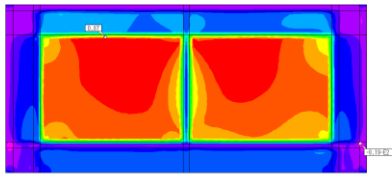


Y
X



⑦-(a) 梁幅超クランク柱型スラブなしモデル

図4.5(6) せん断応力コンタ図

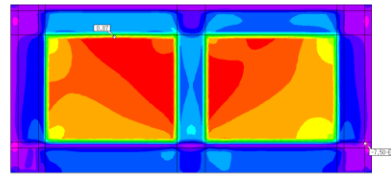


Y
X

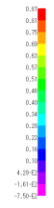


⑥-(b) 梁幅超クランク片側スラブモデル

図4.5(7) せん断応力コンタ図

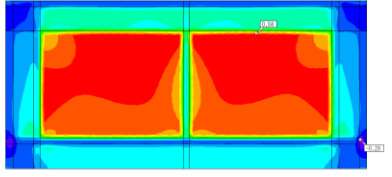


Y
X

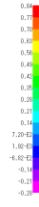


⑦-(b) 梁幅超クランク柱型片側スラブモデル

図4.5(6) せん断応力コンタ図



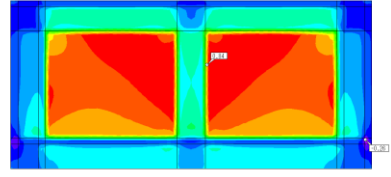
Y
X



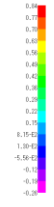
⑥-(c) 梁幅超クランク両側スラブモデル

図4.5(6) せん断応力コンタ図

図4.5(7) せん断応力コンタ図



Y
X



⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図4.5(7) せん断応力コンタ図

(4) 耐震壁面外変形とクランク部の回転

各モデルの耐震壁面外最大変位とクランク部の最大回転角の一覧を表4. 2に示す。また、耐震壁面外変形コンタ図を図4. 6 (1)～(6)に、耐震壁面外回転コンタ図を図4. 7 (1)～(6)に、⑥と⑦の架構変形図(変形倍率2,000倍)を図4. 8 (1)、(2)に示す。なお、コンタ図の変形及び回転の程度については、濃い赤色部分の領域の大きさにより判断できる。また、解析結果に①基本モデルを載せていないのは、クランク部にずれがないため、これによる変形及び回転が生じない(変形=回転=0)ためである。

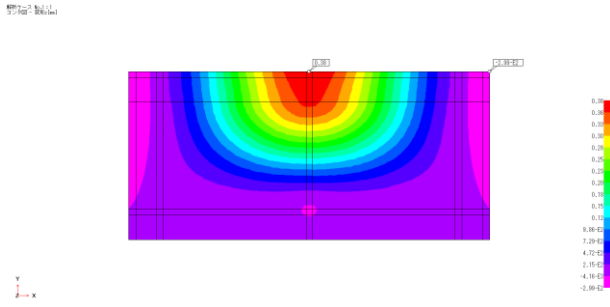
まず、クランク部のずれ量の大小による影響を確認するため、②、④、⑥の(a)について比較すると、ずれ量がなし(基本モデル)から梁幅までは、ずれが大きくなるほど変形及び回転は大きくなっている。ずれ量が梁幅を超えると、変形及び回転は小さくなっているが、これは、クランク型耐震壁上下の梁ふかしにより梁の剛性が高くなっていることによるものと考えられる。

次に、柱型の有無による影響を確認するため、②と③、④と⑤、⑥と⑦の(a)について比較すると、柱型のある方が変形及び回転は小さくなる傾向がある。一方、(b)、(c)について比較すると、柱型のある方が変形は大きくなり、回転は小さくなっている。これは、回転による戻りが生じていた面外変形が、柱型により回転が拘束されるために若干大きくなったものと考えられる。

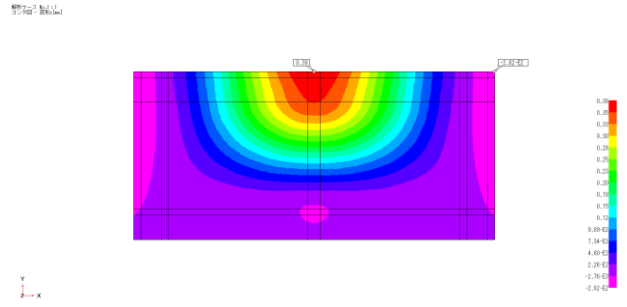
最後に、スラブの有無による影響を確認するため、②～⑦それぞれの(a)～(c)について比較すると、⑦を除き、いずれも梁に取付くスラブが少ない方が変形及び回転は大きくなっている。

表4. 2 耐震壁面外最大変位とクランク部最大回転角一覧

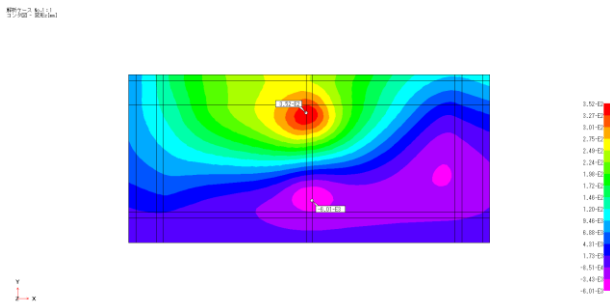
	モデル		耐震壁面外最大変位(mm)	クランク部最大回転角 $\times 10^{-4}$ (rad)
	柱型	スラブ		
梁幅内 クランク	② (なし)	(a)なし	0.380	2.244
		(b)片側	0.035	0.620
		(c)両側	0.025	0.547
	③ (あり)	(a)なし	0.380	2.121
		(b)片側	0.036	0.522
		(c)両側	0.026	0.456
梁幅 クランク	④ (なし)	(a)なし	0.650	2.926
		(b)片側	0.056	0.868
		(c)両側	0.039	0.760
	⑤ (あり)	(a)なし	0.620	2.537
		(b)片側	0.063	0.643
		(c)両側	0.045	0.544
梁幅超 クランク	⑥ (なし)	(a)なし	0.600	2.468
		(b)片側	0.050	0.832
		(c)両側	0.030	0.729
	⑦ (あり)	(a)なし	0.530	1.932
		(b)片側	0.071	0.554
		(c)両側	0.050	0.464



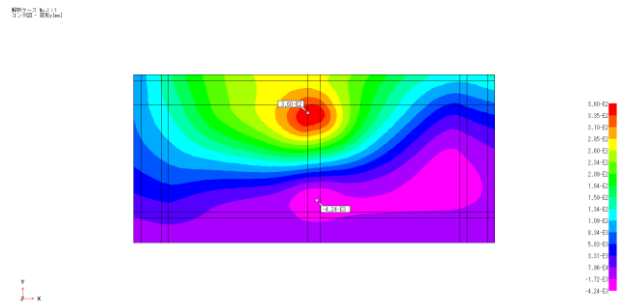
②-(a) 梁幅内クランクスラブなしモデル



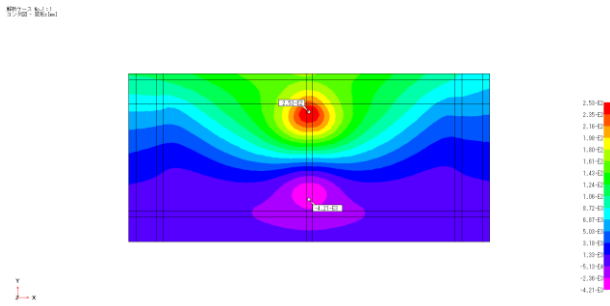
③-(a) 梁幅内クランク柱型スラブなしモデル



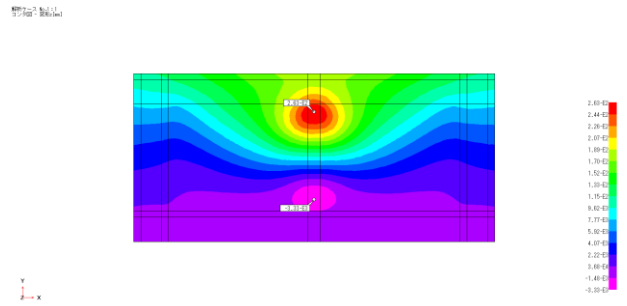
②-(b) 梁幅内クランク片側スラブモデル



③-(b) 梁幅内クランク柱型片側スラブモデル



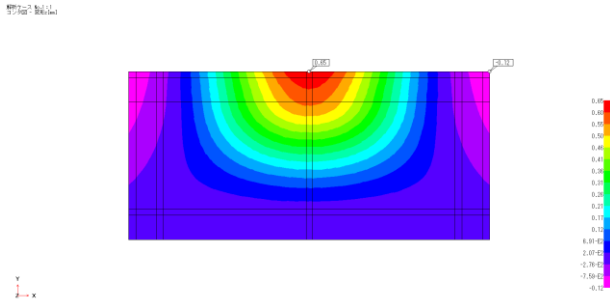
②-(c) 梁幅内クランク両側スラブモデル



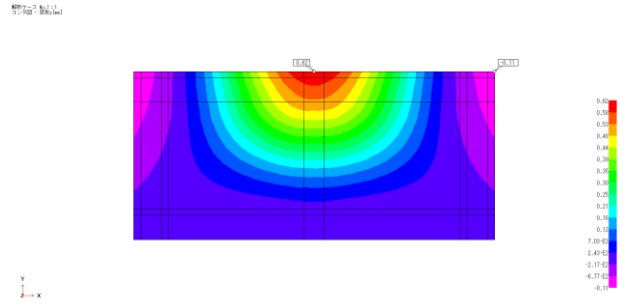
③-(c) 梁幅内クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 6 (1) 面外変形コンタ図

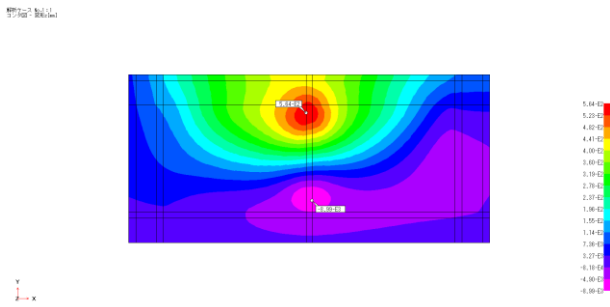
図 4. 6 (2) 面外変形コンタ図



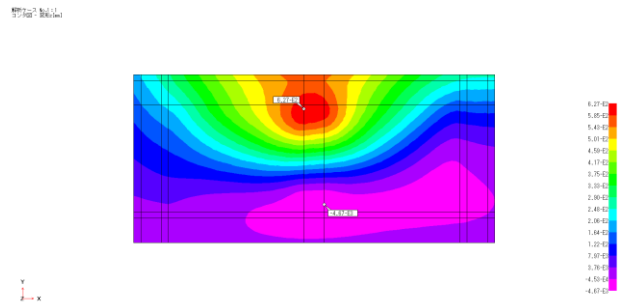
④-(a) 梁幅クランクスラブなしモデル



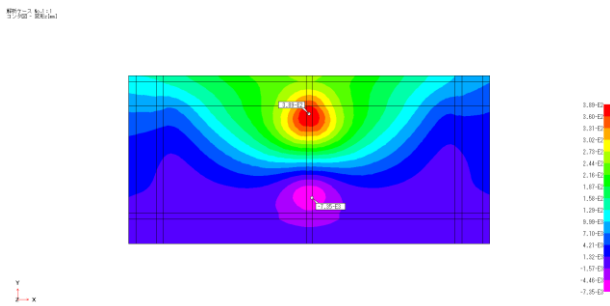
⑤-(a) 梁幅クランク柱型スラブなしモデル



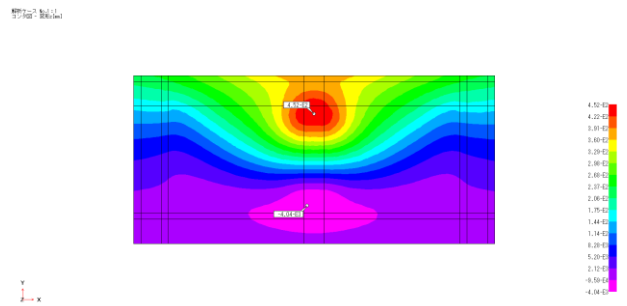
④-(b) 梁幅クランク片側スラブモデル



⑤-(b) 梁幅クランク柱型片側スラブモデル



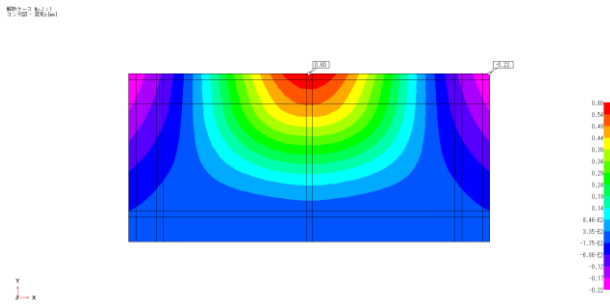
④-(c) 梁幅クランク両側スラブモデル



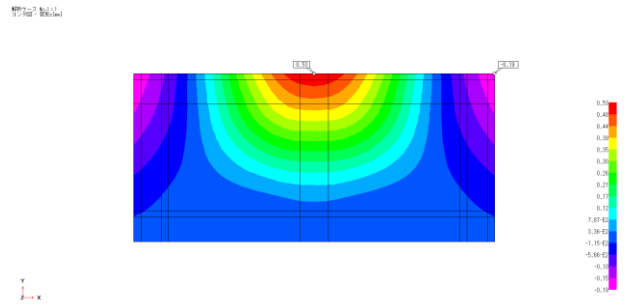
⑤-(c) 梁幅クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 6 (3) 面外変形コンタ図

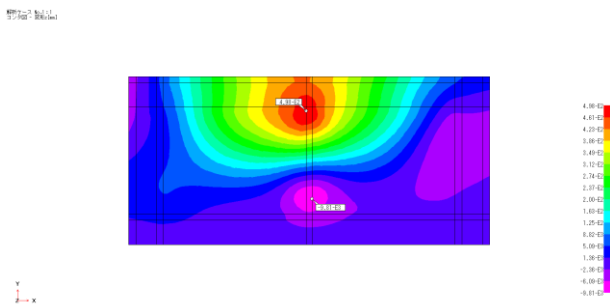
図 4. 6 (4) 面外変形コンタ図



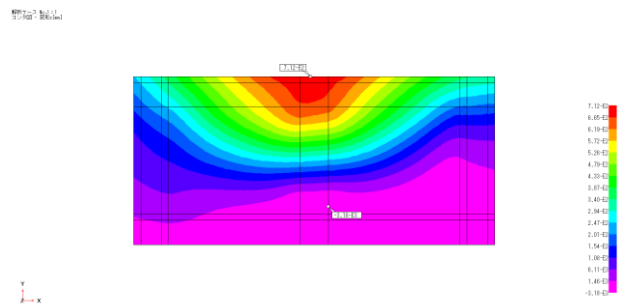
⑥-(a) 梁幅超クランクスラブなしモデル



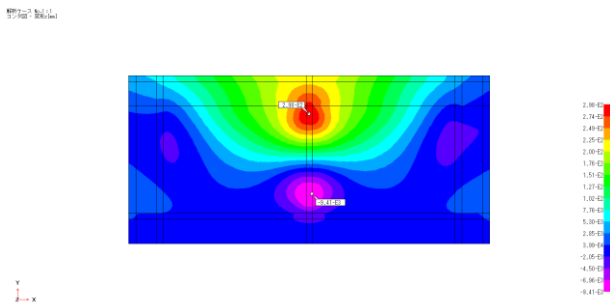
⑦-(a) 梁幅超クランク柱型スラブなしモデル



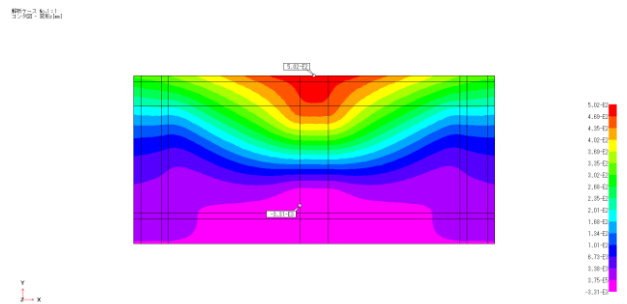
⑥-(b) 梁幅超クランク片側スラブモデル



⑦-(b) 梁幅超クランク柱型片側スラブモデル



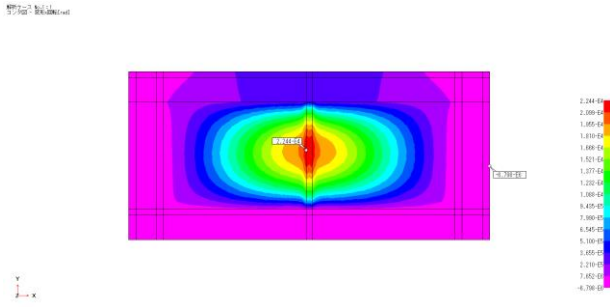
⑥-(c) 梁幅超クランク両側スラブモデル



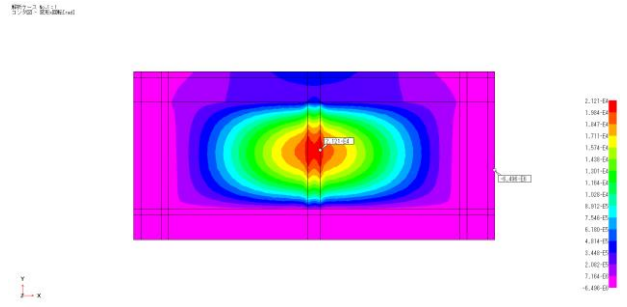
⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 6 (5) 面外変形コンタ図

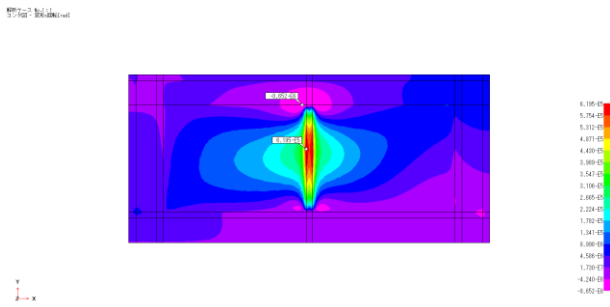
図 4. 6 (6) 面外変形コンタ図



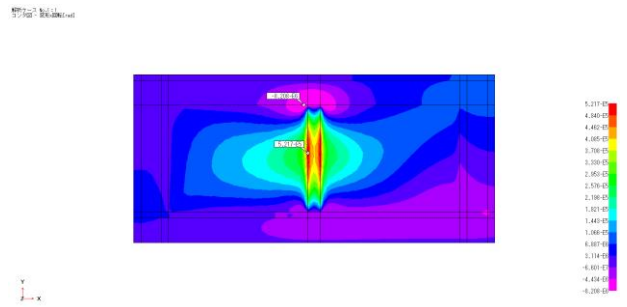
②-(a) 梁幅内クランクスラブなしモデル



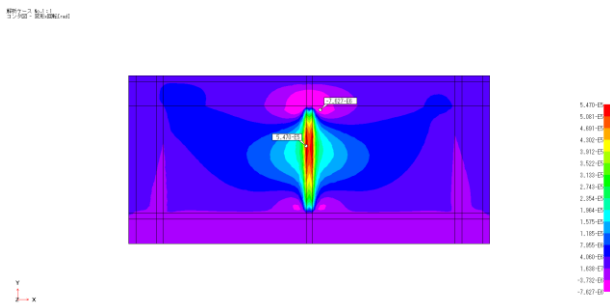
③-(a) 梁幅内クランク柱型スラブなしモデル



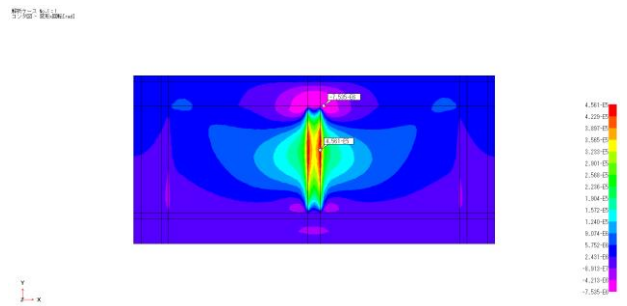
②-(b) 梁幅内クランク片側スラブモデル



③-(b) 梁幅内クランク柱型片側スラブモデル



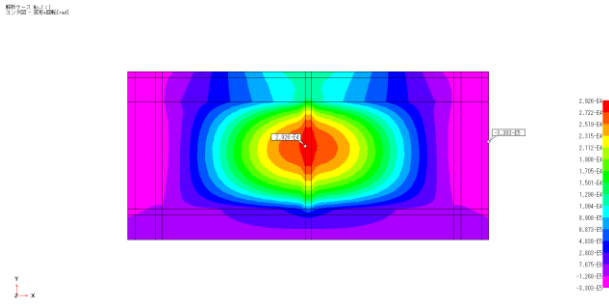
②-(c) 梁幅内クランク両側スラブモデル



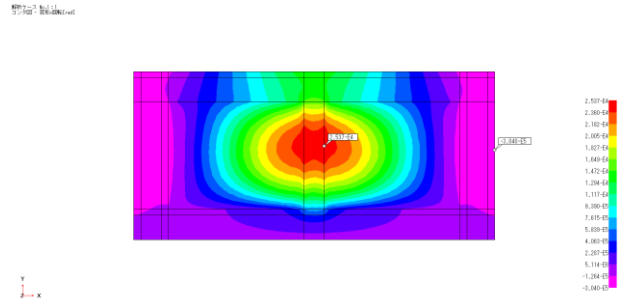
③-(c) 梁幅内クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 7 (1) 回転変形コンタ図

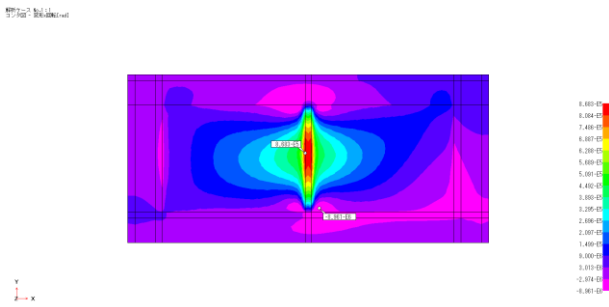
図 4. 7 (2) 回転変形コンタ図



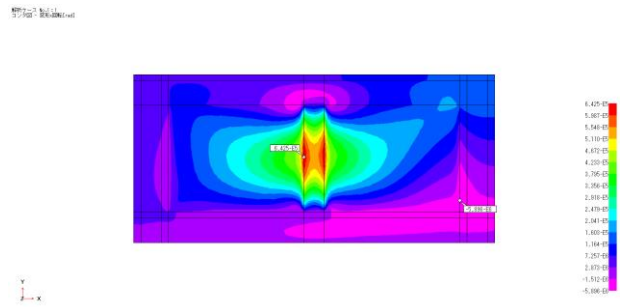
④-(a) 梁幅クランクスラブなしモデル



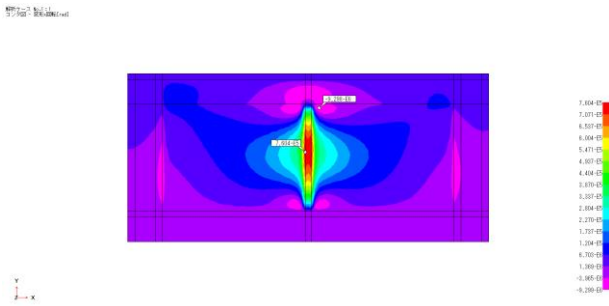
⑤-(a) 梁幅クランク柱型スラブなしモデル



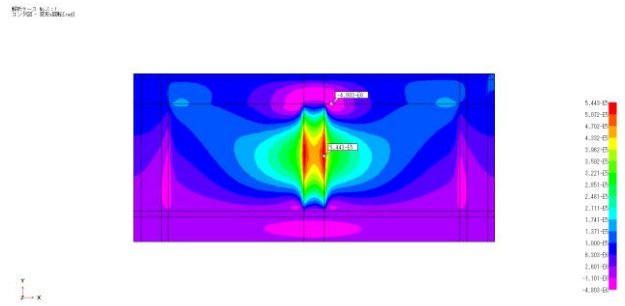
④-(b) 梁幅クランク片側スラブモデル



⑤-(b) 梁幅クランク柱型片側スラブモデル



④-(c) 梁幅クランク両側スラブモデル

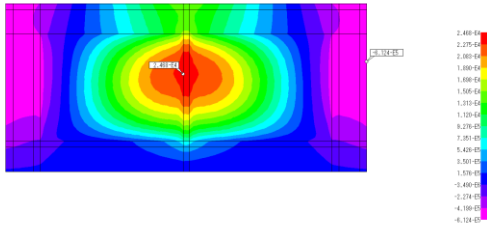


⑤-(c) 梁幅クランク柱型両側スラブモデル

図 4. 7 (3) 回転変形コンタ図

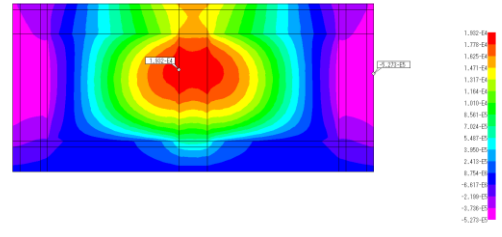
図 4. 7 (4) 回転変形コンタ図

図4.7(5) 回転変形コンタ図



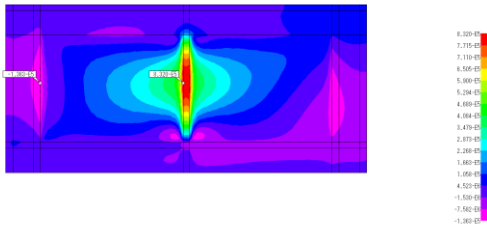
⑥-(a) 梁幅超クランクスラブなしモデル

図4.7(6) 回転変形コンタ図



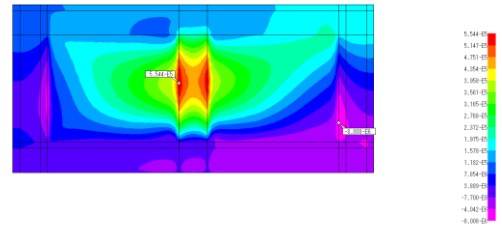
⑦-(a) 梁幅超クランク柱型スラブなしモデル

図4.7(5) 回転変形コンタ図



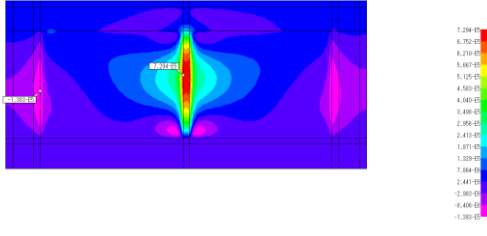
⑥-(b) 梁幅超クランク片側スラブモデル

図4.7(6) 回転変形コンタ図



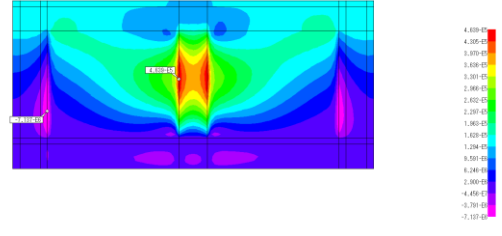
⑦-(b) 梁幅超クランク柱型片側スラブモデル

図4.7(5) 回転変形コンタ図



⑥-(c) 梁幅超クランク両側スラブモデル

図4.7(6) 回転変形コンタ図

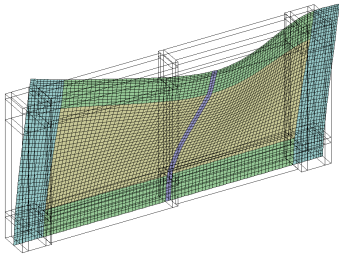


⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図4.7(5) 回転変形コンタ図

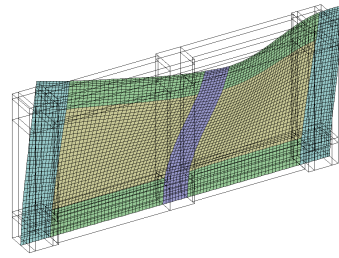
図4.7(6) 回転変形コンタ図

図4-8(1) 変形図



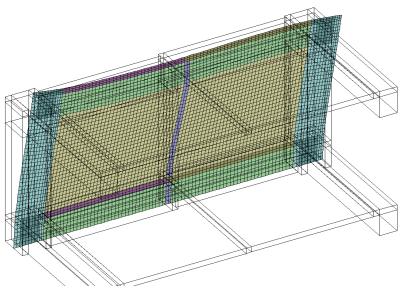
⑥-(a) 梁幅超クランクスラブなしモデル

図4-8(2) 変形図



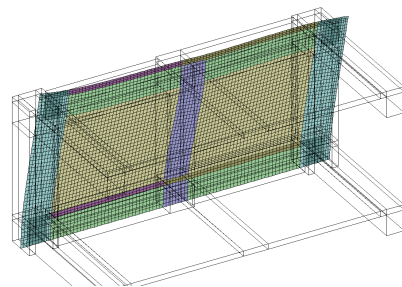
⑦-(a) 梁幅超クランク柱型スラブなしモデル

図4-8(1) 変形図



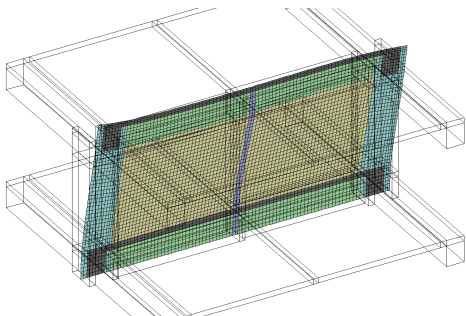
⑥-(b) 梁幅超クランク片側スラブモデル

図4-8(2) 変形図



⑦-(b) 梁幅超クランク柱型片側スラブモデル

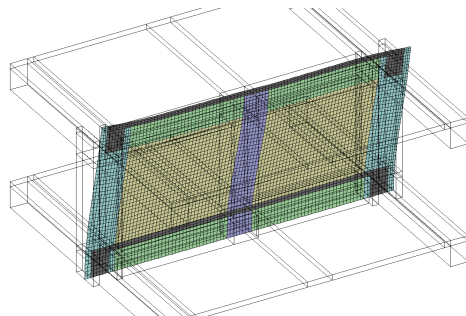
図4-8(1) 変形図



⑥-(c) 梁幅超クランク両側スラブモデル

図4. 8 (1) 変形図

図4-8(2) 変形図



⑦-(c) 梁幅超クランク柱型両側スラブモデル

図4. 8 (2) 変形図

(5) まとめ

本章では、クランク型耐震壁とその周辺柱梁スラブからなる架構のFEM解析を行い、クランク型耐震壁の応力状態と変形性状を明らかにした。また、既往の研究の実験結果²⁾では、クランク型耐震壁は、クランクがない耐震壁より耐力が約25%程度低下している。その結果を踏まえ、以下の留意点を提示する。

1. クランク型耐震壁のクランク部のずれが大きくなるほど、応力集中が大きくなり、耐震壁面外変形及びクランク部の回転も大きくなるため、特に、梁にスラブが取付かない場合（吹抜け等）には、クランク部の配筋の補強や、柱型を設けて補強する等の設計上の配慮が必要である。
2. クランク型耐震壁のクランク部に柱型がない場合、柱型がある場合に比べて、応力集中が大きくなり、耐震壁面外変形及びクランク部の回転も大きくなるため、特に、クランク部のずれが大きい場合には、クランク部に柱型を設けて補強する等の設計上の配慮が必要である。

[参考文献]

- 1) UNION SYSTEM Inc. : Super Build/FEM解説書、Ver.2.13、2014.7.1
- 2) 日本建築学会：クランク型鉄筋コンクリート耐震壁の有限要素解析、構造工学論文集 Vol.48B、2002.3

5. 調査研究成果の活用

(1) 成果の活用

判定センターは、北海道において適判の単独機関であったことから、全国的にみても非常に貴重な判定実績を分析することが可能であり、分析結果や研究成果を継続して取り纏めて、建築確認審査者や構造設計者に対して技術的支援を行ってきたところである。これらについては構造設計における技術的な向上や構造審査の円滑化を目標に広く情報提供を行ってきた。

(2) 設計実務者への対応

判定センターは道内唯一の在道判定機関として判定実務を通じて、設計実務者に対応してきた。建築確認の円滑化に対する取り組みは、1.事前相談への対応、2.ヒアリングによる直接説明、3.ホームページによる情報の公開、4.講習会による説明と情報公開など多岐に及ぶ。

建築確認申請後において大きな問題が生じないように、計画・設計段階において法的及び技術的な事項について事前相談に逐次対応している。また、判定において設計内容に説明の不足や誤りや、計算方法や根拠に疑義がある場合には通知を発信して設計者に説明を求めているが、それらの内容及び技術的根拠については設計者に説明するなど、電話や対面ヒアリングなど直接的な対応を実施している。判定実績やその分析、研究課題など技術的な情報は、研究報告などホームページを継続的に活用し展開に努めている。

平成25年度には、判定センターが主催（共催：北海道、(一社)北海道建築士会、(一社)北海道建築士事務所協会、(一社)日本建築構造技術者協会北海道支部、(公社)日本建築家協会北海道支部）した『建築確認における構造審査円滑化のための講習会』を開催（図5. 1）しており、構造設計上の問題点や技術的な解説などの情報提供（図5. 2）を実施している。また、平成26年度（北海道は後援として開催）も講習会を開催（図5. 3）しており、平成27年6月1日より改正法が施行されることから技術的な解説だけでなく、法令及び建築確認手続きに対する解説や留意点について説明（図5. 4）している。（平成25年度は11月28日、12月11日の2回開催で参加者延べ約180名、平成26年度は平成27年3月20日に開催し参加者約120名）



図5. 1 平成25年度の講習会開催状況（右は円滑化へ向けたグループセッションの様子）



図5. 2 講習会資料の例（平成25年度）



図5. 3 平成26年度の講習会開催状況

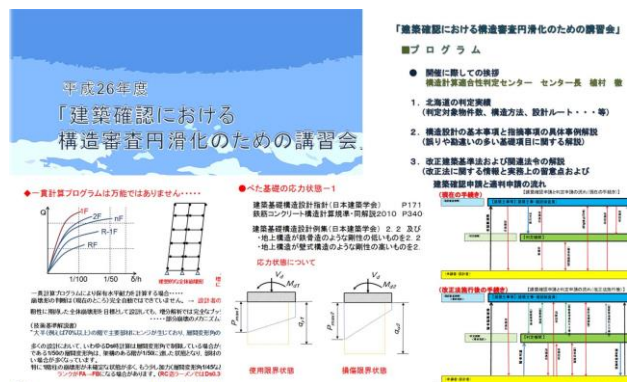


図5. 4 講習会資料の例（平成26年度）

(3) 建築確認構造審査者への対応

判定センターは設立当初より北海道や道内特定行政庁に対して構造審査への技術支援を継続してきた。構造設計の内容や力学的な判断など詳細に対応している。平成20年度までの実績から建築確認構造審査者への抜本的な支援が必要と判断するに至り、技術的な解説から審査に有効な情報の展開を実施してきた。特定行政庁の実情や要望などはアンケート調査を実施した結果を踏まえて継続して実施している。適判が制度化されてから約8年が経過しているが、構造設計はコンピュータやプログラムが高度に発達したことで、より精緻な“計算”や“設計”が可能となっており、構造審査担当者にも高度な判断を求められる実情がある。しかし、審査側への技術的支援や相談対応は国の制度として全く存在せず機能していない。それらを補完するために特定行政庁への支援は欠かすことができない。

表5. 1 平成26年度特定行政庁への支援状況

■特定行政庁向け技術支援		
・H26年度構造審査関係研修		
平成26年12月15～16日	旭川市、小樽市職員	
平成27年1月13～14日	札幌市、苫小牧市職員	
平成27年1月26～27日	江別市、小樽市職員	
平成27年2月3～5日	函館市職員	
平成27年2月18～20日	帯広市、北見市職員	
・平成26年度構造審査研修、情報連絡会		
2月13日	旭川市	釧路市
2月25日	室蘭市	
2月26日	帯広市	
2月27日	北見市	
3月5日	小樽市	函館市
3月12日	札幌市	
3月13日	江別市	
3月19日	苫小牧市	
・北海道建設部住宅局建築指導課への支援		
3月6日	北海道建築主事会	

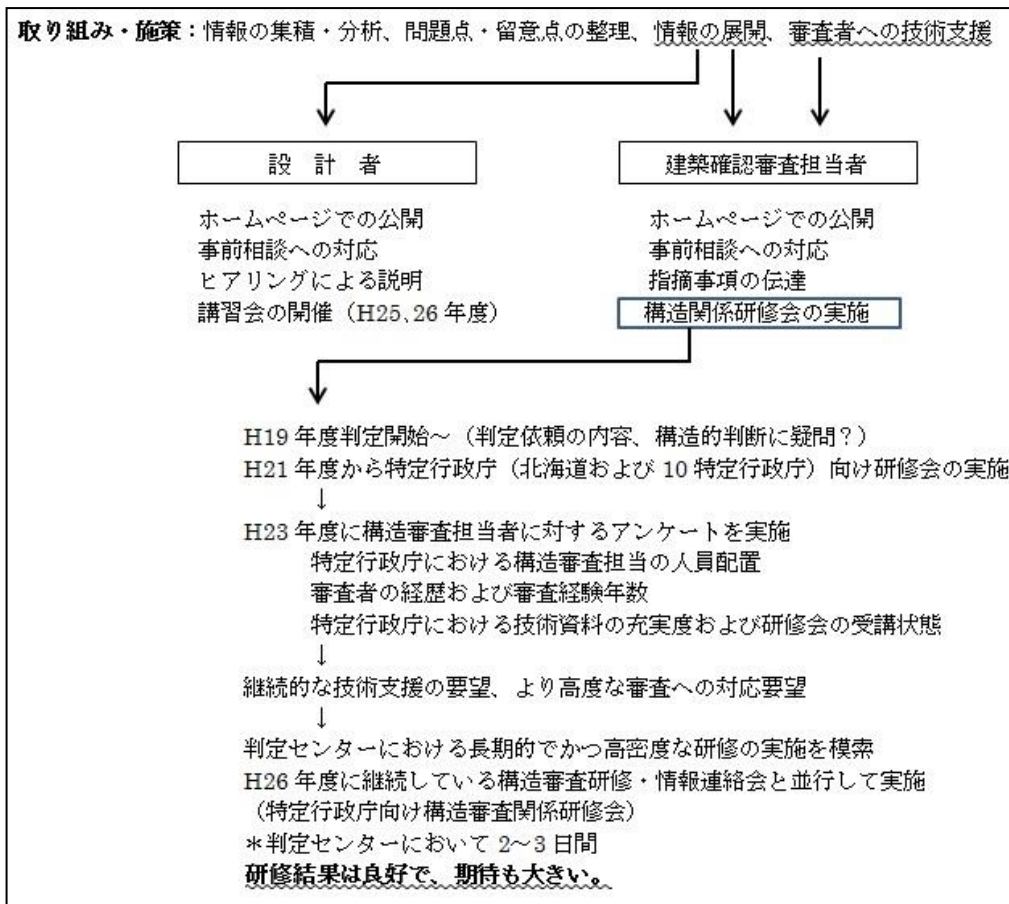


図5. 5 特定行政庁への技術支援に至る経過と対応

6. おわりに

(1) まとめ

判定センターは、前章で示したように建築確認審査者や構造設計者に対して継続的に情報提供や技術的支援を行ってきた。そのことから構造審査の円滑化や構造設計の偽装を防止しており、建築物の所有者や使用者が求める迅速で適格な運用及び法令適合に関する安心感や工学的な安全性の確保に努めてきた。しかし、円滑化と安心・安全の確保は相反する事象でもあり、設計実務者のコンプライアンスに対する意識や技術力の向上と審査者の技術的水準の維持向上は必要不可欠である。判定センターが実施してきた技術的な情報提供の重要性は高まっている。

(2) 平成27年6月施行法改正について

平成26年6月4日に改正建築基準法が公布され、平成27年6月1日より施行される。今回の改正により、

適判の制度自体が大きく変更(図6. 1)されることになる。現行制度において建築主事や指定機関が知事や適判機関に判定を依頼する手続きが、改正法施行後は建築主(または代理者)が直接判定を依頼することになる。一見、合理的に見える制度変更であるが、一貫性のある適切な設計図書であることが前提条件であり、変更対応等の行為からそれらが欠ける恐れがある。また、技術的な計算方法や規準も改訂されることから、設計者や審査者の労力は大きくなると想定している。特定行政庁への支援など円滑化のための取り組みが更に必要となることが想定されており、特定行政庁への継続的な技術支援の必要性が増加しており、調査研究と技術支援は継続する必要がある。

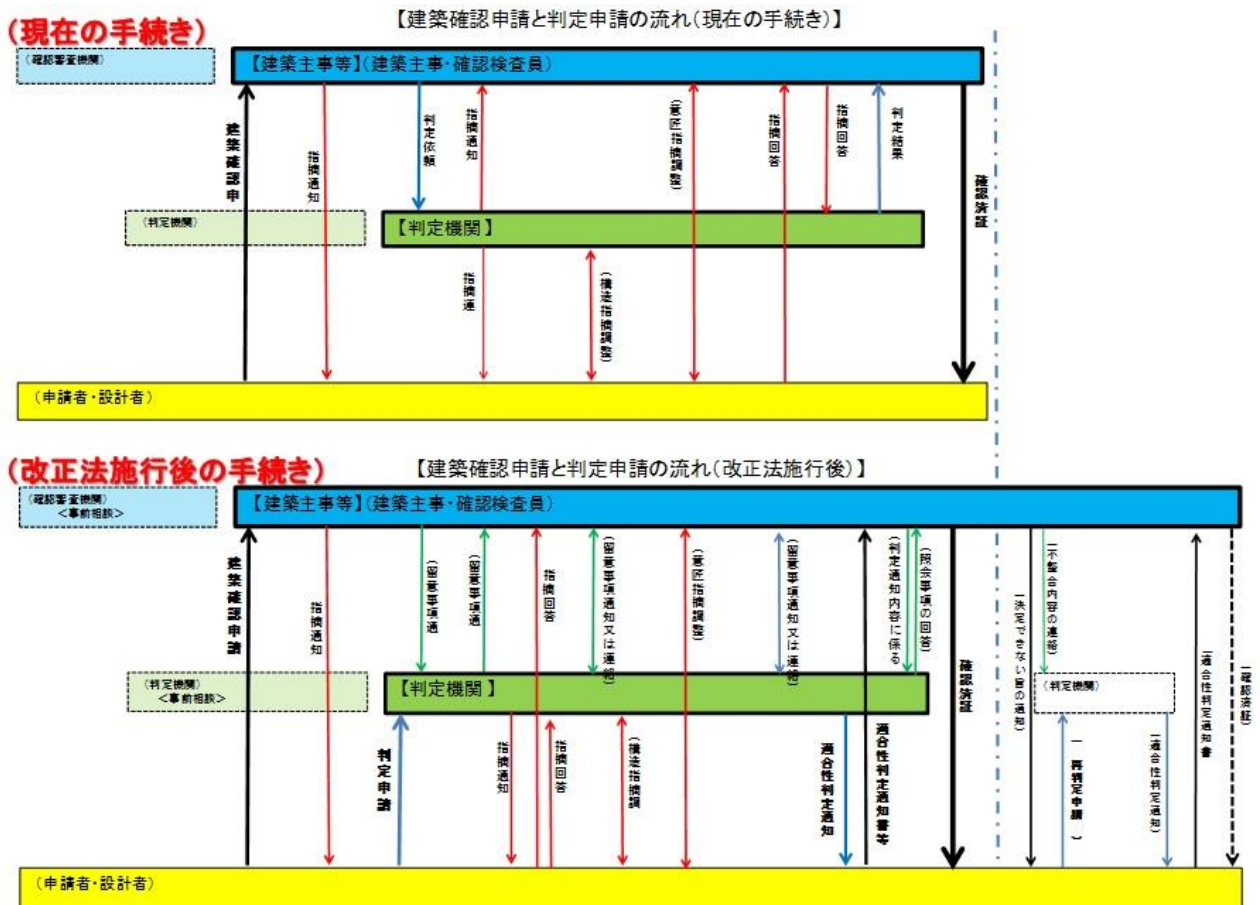


図6. 1 改正法施行前後の手続きの相違点