

6. パンチングシアに対するせん断耐力に関する考察

An Analytical Study on Strength of Punching Shear

劉 翠平* 寺内将貴*

—概要—

型枠支保工の早期解体工法では支柱の一部残存による荷重軽減法がよく用いられ、梁およびスラブの支保工存置期間は設計基準強度以下で支保工を取り外すことができる。この場合では、残存支柱の軸力はパンチングシアに対する許容せん断耐力以下になるかどうか、照査する必要があるが、床スラブを対象としたパンチングシアに対する許容せん断耐力算定方法の検証事例は少ない。本論文では、型枠支保工の早期解体を実施する現場に変位、ひずみおよび残存支柱の軸力を測定するとともに、有限要素解析を行い、実施工程における残存支柱の荷重受けおよびパンチングシアの応力伝達の検討結果を示した。

—現場計測—

対象建物は、梁・スラブの型枠支保工の早期解体によって型枠を転用し生産性の向上を図る早期解体工法を採用するものであり、大阪市福島区にある RC 造の地上 9 階建ての共同住宅である。図 1 に示すようにスラブと小梁の変位、スラブと梁の鉄筋および残存支柱のひずみ（図 2）をそれぞれ測定し、実施工程に合わせてその変動傾向を分析した。一般支保工解体時における残存支柱の軸力の最大値は約 7.6kN であり、1 層受け部の床スラブに積載荷重が直接作用するため、最も厳しい荷重状態となった。

—有限要素解析—

合計 3 ケースの非線形有限要素解析を実施し、現場計測結果と比較した結果、解析手法が妥当であることを確認した。また、変形等高線（図 3）および応力分布（図 4）より、応力の広がり方向が従来用いられている 45 度方向への応力伝達に近い結果であった。

本研究では、現場計測および有限要素解析によって残存支柱の構造計算に重要な知見が得られた。これらに基づいて、残存支柱の算出およびパンチングシアに対する許容せん断耐力の照査を行い、より実際の条件に近い結果で現場支援を積極的に展開していきたい。

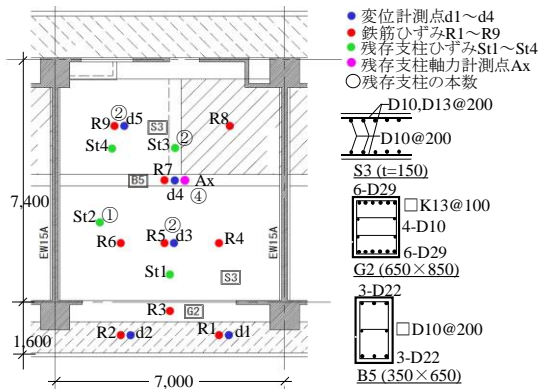
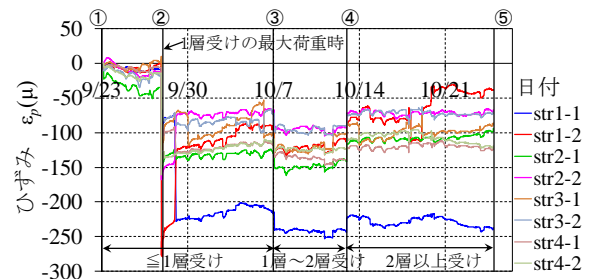


図 1 計測点の設置



①4F コンクリート打設、②4F スラブ・梁の一般支保工解体、③5F コンクリート打設、④6F スラブ・梁の一般支保工解体/3F 残存支柱解体、⑤7F スラブ・梁の一般支保工解体/4F 残存支柱解体

図 2 残存支柱のひずみ

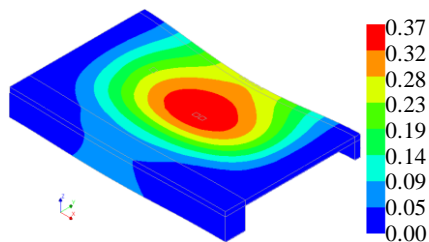


図 3 1 層受けの最大荷重時の変形等高線

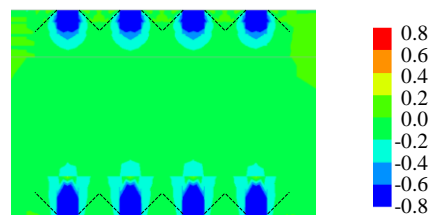


図 4 解析終了時の σ_x 応力分布 (モデル 6F)

パンチングシアに対するせん断耐力に関する考察 An Analytical Study on Strength of Punching Shear

○ 劉 翠平* 寺内 将貴*
Cuiping LIU Masaki TERAUCHI

ABSTRACT Residual pipe supports are subjected to larger loads than general pipe supports in a construction during early dismantling of mold support. It is important to evaluate the axial force of residual pipe supports in comparison to the allowable strength against punching shear. In the present work, displacement of slabs and beams, strain of residual pipe supports and axial force of focused residual pipe support along construction load were measured on site, respectively. And then, the tendencies of changes were analyzed with constructing schedule. Furthermore, the validity of analysis method was confirmed by checking results of finite element analyses for 3 cases. Finally, stress transfer in the 45 degree direction was confirmed based on the stress distribution obtained from finite element analyses.

Keywords : 型枠支保工, コンクリート, 強度, 有限要素解析, パンチング
Form Timbering, Concrete, Strength, Finite Element Analysis, Punching

1. はじめに

型枠支保工では支柱の一部残存(残存支柱)による荷重軽減法がよく用いられるが、梁およびスラブの支保工存置期間は適切な計算方法で確認できれば、設計基準強度 F_c 以下で支保工を取り外すことができる^{1),2)}。近年、あらかじめ弾性有限要素解析を用いた構造計算を行い、コンクリートの圧縮強度が F_c に達する前に型枠支保工を解体する設計・施工事例が多い。この場合では、残存支柱が受ける施工荷重は一般支柱よりも大きい。残存支柱の軸力 P はパンチングシアに対する許容せん断耐力以下になることを照査する必要がある。しかし、パンチングシアに対する許容せん断耐力は文献³⁾に示す算定式があるものの、**図1**に示すような荷重を対象とした算定式はまだ提案されていない。この原因の一つとしては、現場におけるコンクリートの応力分布などに関するデータの収集が困難であることが挙げられる。

そこで、本論文では型枠支保工の早期解体を実施する現場に、スラブおよび梁の変位、残存支柱

のひずみと施工荷重(残存支柱軸力)の経時変化などを測定し、実工程に合わせてその変動傾向を分析する。さらに、合計3ケースの有限要素解析(FEA)結果を分析し、解析手法の妥当性を確認する。加えて、1層受けの最大荷重時に、変形や応力分布を確認し、応力伝達の状態を検討する。

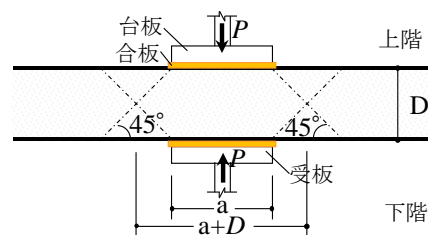


図1 残存支柱からの軸力 P を受けるスラブ

2. 現場測定

2.1 測定概要

(1) 対象建物

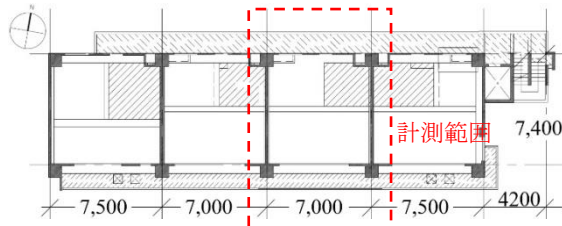
対象建物は、型枠支保工(梁・スラブ)の早期解体によって型枠を転用し生産性の向上を図る早期解体工法を採用するものであり、大阪市福島区にあるRC造の地上9階建ての共同住宅、施工床面積は約2,900m²である。**図2**に示す標準階

* 技術研究所 構造研究部 建築構造研究室

※本報の内容は、2019年度日本建築学会関東支部研究報告集I、pp.153-156に発表済みである。

である4階（以下、4F）から6階（以下、6F）を測定対象階とする。4Fのコンクリート打設前に測定を開始し、7階のコンクリート打設後に測定を終了し、測定期間は2016年9月23日から10月26日の33日間である。

事前に弾性有限要素解析を用いた構造計算によって得られた支保工を取り外す所要強度に対してさらに安全性を考慮し、一般支保工解体時に1層受け部のコンクリートの圧縮強度は20N/mm²以上、上階および上々階のコンクリート打設時の確認強度は F_c 以上とする。なお、測定対象階の4F~5Fおよび6Fの F_c はそれぞれ30N/mm²および27N/mm²、呼び強度はそれぞれ33N/mm²および30N/mm²である。コンクリートの目標空気量は4.5%とし、スランプは文献1)に定められる標準の18cmとして流動性を管理した。



工事概要
 規模：地上9階
 建築場所：大阪市福島区
 建築面積：317.39 m²
 主要用途：事務所兼共同住宅
 施工床面積：2901.96 m²
 構造種別：RC造
 計測階高：2,810mm (4F)
 2,760mm (5F~6F)

図2 計測対象

(2) 測定項目および測定方法

変位、ひずみおよび荷重の測定箇所を図3に示

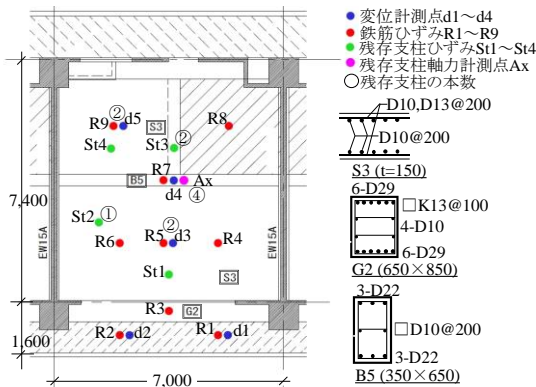


図3 計測位置概略図

す。スラブと小梁の変位は小径高感度変位計で、スラブ、梁の鉄筋と残存支柱のひずみの経時変化はひずみゲージでそれぞれ測定した。また、4階に容量20kNのロードセルをサポート下端に取付け、コンクリート打設開始から測定終了まで施工荷重の経時変化を測定した。

2.2 測定結果

ここに、各測定結果を以下に示す。

(1) 供試体の圧縮強度

測定対象階の圧縮強度試験結果を表1に示す。供試体は構造体コンクリートの強度および型枠脱型強度の確認を行うために脱型後現場水中養生を行った。なお、養生水槽は日陰に設置していた。

3本の供試体の圧縮強度の平均値 f_c と経過日数との関係曲線を図4に示す。なお、一般支保工の解体強度が20N/mm²以上、供試体の28日圧縮強度の平均値が F_c 以上であることを確認した。

表1 供試体の圧縮強度

階	打設日	圧縮強度 f_c (N/mm ²) (材齢 (日))				
		強度 1	強度 2	強度 3	強度 4	強度 5
4F	2016/9/23	10.3 (1日)	32.8 (4日)	40.8 (7日)	41.0 (13日)	52.5 (28日)
5F	2016/10/7	9.5 (1日)	31.6 (4日)	35.6 (7日)	39.5 (12日)	46.0 (28日)
6F	2016/10/20	8.09 (1日)	28.8 (4日)	34.3 (7日)	36.2 (14日)	44.9 (28日)

*強度2は一般支保工の解体強度である。

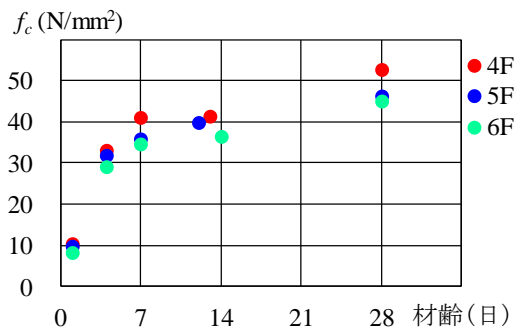


図4 供試体の圧縮試験結果

(2) 梁およびスラブの最大変位

表2に4Fで計測した各変位計測点の変位の最大値を示す。なお、変位計は4Fの一般支保工解体後に設置したものである。計測した施工荷重作

用時の変位の最大値は小さく 1.0mm 以下に留まり、これは事前検討結果とほぼ同程度であり、全たわみは許容たわみ以下になることが推定できる。

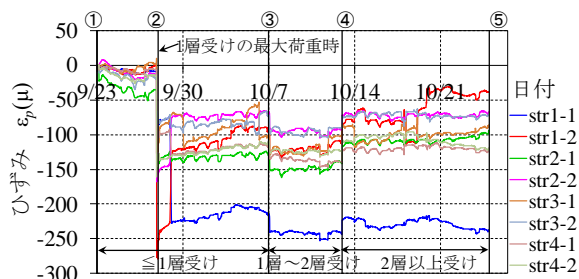
表 2 測定した変位の最大値 (4F)

計測点	測定位置	最大変位 (mm)		
		1層受け時	2層受け時	2層受け以上
d1	バルコニー	0.355	0.475	0.475
d2	バルコニー	0.445	0.550	0.550
d3	スラブ S3	0.190	0.350	0.350
d4	小梁 B5	0.295	0.455	0.500
d5	スラブ S3	0.200	0.345	0.430

(3) 残存支柱のひずみ

4F で計測した残存支柱ひずみの経時変化を図 5 に示す。なお、床レベルから 700mm 位置に、1つの計測点に2枚のひずみゲージを貼り付けた。同図に、実施工程表の作業(実績)を重ねて示す。

図に示すように、上階のコンクリート打設 (1層受け) 時より、上階の支保工解体時の方が残存支柱のひずみが大きく見られた。よって、一般支保工解体時は直接 1層受け部の床スラブに積載荷重が作用するため、最も厳しい荷重状態となったことを確認した。また、一般支保工は上階から上々階へ転用され、その荷重が上階に作用したため、上々階のコンクリート打設時にひずみの値は 1層受け部とほぼ同程度となったと考えられる。2層受け以上時にひずみの値はほとんど変わらず上々階の荷重は伝達してきていなかったと考えられる。

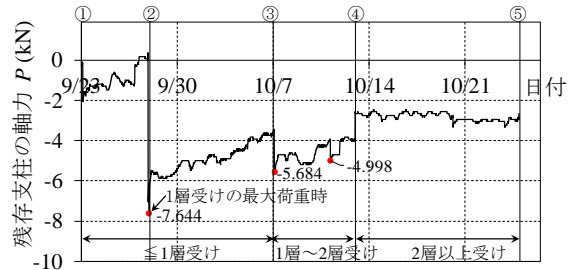


①4F コンクリート打設、②4F スラブ・梁の一般支保工解体、③5F コンクリート打設、④6F スラブ・梁の一般支保工解体/3F 残存支柱解体、⑤7F スラブ・梁の一般支保工解体/4F 残存支柱解体

図 5 残存支柱のひずみ

(4) 残存支柱軸力の測定結果

図 6 に残存支柱軸力の経時変化を示す。この測定結果によると、残存支柱の軸力 P の最大値は一般支保工解体時であり、約 7.6kN であった。



* 実施工程表の作業(実績)を図-5に参照する。

図 6 残存支柱軸力の測定結果

3.パンチング耐力の検討

3.1パンチング耐力の算定

文献 3)に示す基礎スラブのパンチングシアに対する許容せん断力 Q_{PA} は次式のように算定される。

$$Q_{PA} = \alpha \times b_0 \times j \times f_s \tag{1}$$

ここに、 α は 1.5 とし、 b_0 は図 7 に示すパンチングシアに対する設計用せん断算定断面の延べ幅、 j は基礎スラブの応力中心間距離で $(7/8)d$ とすることができ、 d は基礎スラブの算定断面有効せい、 f_s はコンクリートの許容せん断応力度で $\min(F_c/30; 0.5+F_c/100)$ とする。

また、図 1 に示す従来用いられている 45 度方向への応力伝達⁴⁾と仮定し、 $d/2$ だけ離れた位置として導いた簡易許容せん断耐力算定式は下記のようになる。

$$Q_{Ps} = (4a + \pi D) \times D \times f_s \tag{2}$$

ここに、 a は受(台)板の幅 140mm、 D は算定断面の厚さである。

表 3 に式(1)および式(2)を用いて算定した許容せん断耐力、 Q_{PA} と Q_{Ps} の比を示す。表に示すように、算定断面が薄い場合、 Q_{PA} が Q_{Ps} より約 1 割程度低い結果となった。一方、算定断面が厚い場合、 Q_{PA} が Q_{Ps} より約 2 割程度高い結果となった。

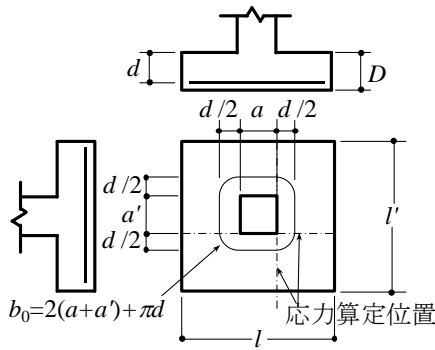


図7 許容せん断耐力の算定³⁾

表3 許容せん断耐力の算定

階	部材厚・高 (mm)	f_s (N/mm ²)	Q_{PA} (kN)	Q_{Ps} (kN)	Q_{PA} / Q_{Ps}
4F	150 (スラブ S3)	0.8	108.28	123.75	0.875
5F					
6F					
4F	650 (小梁 B5)	0.8	1639.3	1353.1	1.21
5F					
6F					

3.2 有限要素解析および解析結果

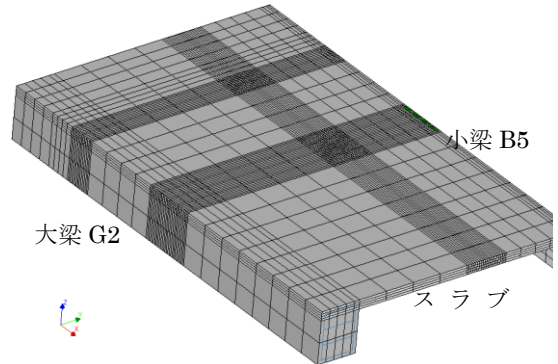
(1) 解析概要

解析には汎用有限要素解析ソフト Diana 10.2 を用いた。文献 5)を参考し、コンクリートは 20 節点ソリッド要素、残存支柱の受(台)板は 8 節点の弾性シェル要素を使用した。鉄筋を埋め込み鉄筋要素でモデル化し、部材の要素分割はスラブ厚方向に 4 分割した。また、受(台)板とコンクリートの間にインターフェース要素を設け、壁を境界インターフェース要素でモデル化した。図 8 に解析モデルのメッシュ分割および境界条件を示す。

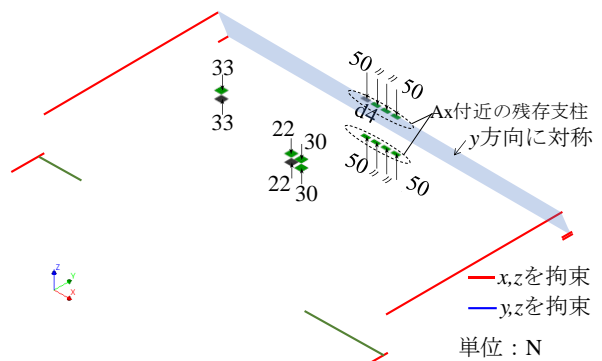
図 9 に使用した材料の応力～ひずみ関係曲線の例を示す。コンクリートの構成則については、圧縮軟化曲線には Parabolic 式、引張軟化曲線には Hordijk 式を用いた。ヤング係数 E_c は文献 3) に示す式で、引張破壊エネルギー G_{ft} および圧縮破壊エネルギー G_{fc} は f_c からそれぞれ算出した。鉄筋には材料試験の結果に近似したマルチリニアとした。

ここでは、1 層受けの最大施工荷重時を想定し、表 4 に示す解析ケースに対して解析を行う。自重を与えた後に、図 8 (b) に示す計測点 Ax 付近の残

存支柱の軸力が 7.64kN となるまでに、荷重を 1.0、2.0、.....、76.0、76.4 倍のように各残存支持柱に漸増荷重として作用させる。

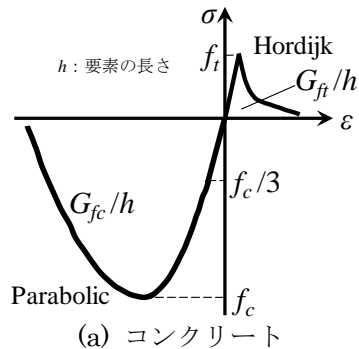


(a) コンクリートおよび鉄筋

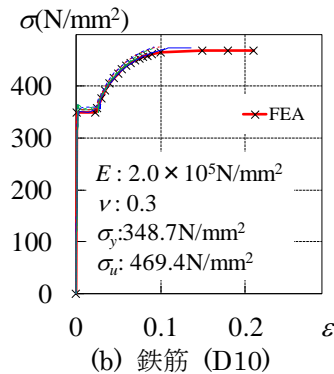


(b) 受(台)板および境界条件

図8 解析モデル



(a) コンクリート



(b) 鉄筋 (D10)

図9 応力～ひずみ関係曲線の例

表4 解析ケース

解析モデル	f_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	G_{ic} (N/mm)	G_{it} (N/mm)
4F	32.8	2.36	25157	50.23	0.087
5F	31.6	2.30	24846	49.30	0.086
6F	28.8	2.16	24089	47.06	0.083

(2) 解析結果

1) 解析結果と実測値との比較

1層受けの最大荷重時に解析によって得られたd4の変位 $fem\delta$ および実測変位 $test\delta$ (実測変位値) を表5に、その比較を図10に示す。解析によって得られた $fem\delta$ は実測変位値 $test\delta$ とおおむね一致したことが確認できた。

表5 1層受けの最大荷重時の変位の比較

解析モデル	$fem\delta$ (mm)	$test\delta$ (mm)	$fem\delta / test\delta$
4F	-0.284	-0.295	0.96
5F	-0.287	-0.300	0.96
6F	-0.295	-0.286	1.03

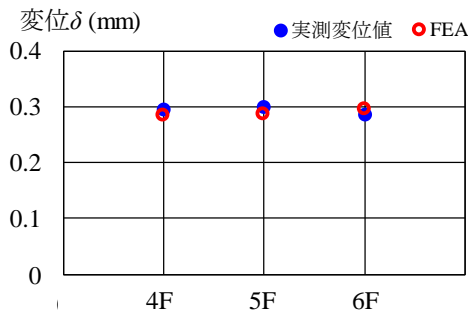


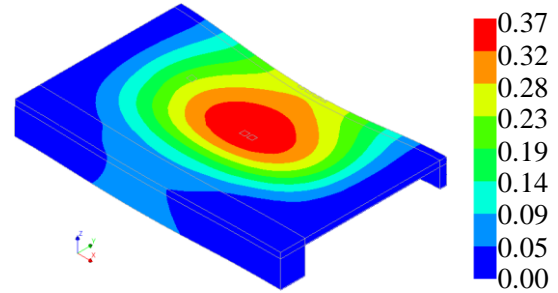
図10 解析終了時の変位と実測変位値との比較

2) 1層受けの最大荷重時の変形および応力分布

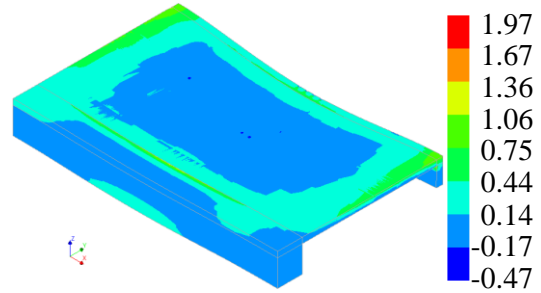
各解析モデルの最大変位 $max\delta$ と最大主応力 $s_1\sigma$ を表6に示す。ここに、解析モデル4Fを例として、1層受けの最大荷重時の面外変形等高線および最大主応力分布を図11に示す。最大変位はスラブ中心付近の0.371mm(スパンの1/4,000以下)であり、局部応力集中が生じず最大主応力は引張強度 f_t 以下であることを確認した。

表6 最大変位と最大主応力

解析モデル	f_t (N/mm ²)	$max\delta$ (mm)		$s_1\sigma$ (N/mm ²)	
		小梁 B5	スラブ S3	小梁 B5	スラブ S3
4F	2.36	-0.284	-0.371	1.972	2.019
5F	2.30	-0.287	-0.375	1.973	2.019
6F	2.16	-0.295	-0.386	1.974	1.191



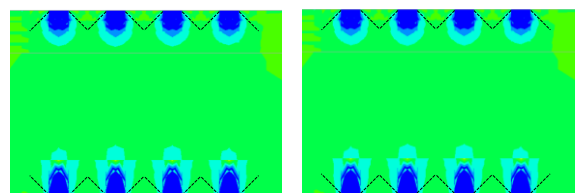
(a) 変形等高線



(b) 主応力分布

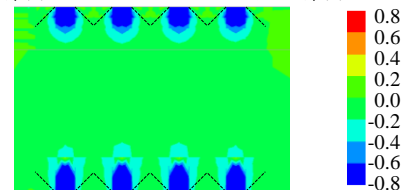
図11 変形等高線および応力分布の例 (1層受けの最大荷重時; 解析モデル4F)

また、各解析モデルにおける1層受けの最大荷重時に小梁B5中央断面の σ_z 応力分布図を図12に示す。同図に、仮定した45度方向の応力伝達範囲を点線で重ねて示す。結果を見ると、梁の上面が下面より応力の広がり方向が45度に近づいたことが分かる。これについては、正曲げモーメントを受ける部分に下面に生じた引張応力が上面より大きいためであり、応力の広がり方向が発生した応力の組み合わせによって変化すると考えられる。



(a) 解析モデル4F

(b) 解析モデル5F



(c) 解析モデル6F

図12 解析終了時の σ_z 応力分布

4. まとめ

本論文では、型枠支保工の早期解体を実施する

現場にスラブおよび梁の変位、残存支柱のひずみと施工荷重の経時変化などを測定し、合計3ケースの非線形有限要素解析を行った。以下に、得られた知見をまとめる。

- 1) 計測した施工荷重作用時の変位の最大値は小さく 1.0mm 以下に留まり、全たわみは許容たわみ以下になることを推定した。
- 2) 残存支柱軸力の経時変化を計測し、残存支柱の軸力の最大値は一般支保工解体時であり、約 7.6kN であった。
- 3) 一般支保工解体時は直接 1 層受け部の床スラブに積載荷重が作用するため、最も厳しい荷重状態であることを確認した。
- 4) 面外変形等高線および最大主応力分布では、1 層受けの最大変位はスラブ中心付近の 0.371mm(スパンの 1/4,000 以下)であり、局部応力集中が生じず、最大主応力は引張強度以下であった。

- 5) 1 層受け時に、梁の上面が下面より応力の広がり方向が 45 度に近づいており、パンチングシアの耐力算定における従来用いられている 45 度方向への応力伝達という仮定に近い結果であった。

【参考文献】

- 1) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事 2015, (社)日本建築学会, p.308, p.311, 2015.7.25
- 2) 型枠の設計・施工指針(第2版第1刷), (社)日本建築学会, 2011.2.15
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, (社)日本建築学会, p.39, 2015.7.25
- 4) 2007年制定 コンクリート標準示方書「設計編」, (社)土木学会, p.142, 2007.3
- 5) 劉, 他: 集中荷重を受ける2辺単純支持のRCスラブの耐荷挙動に関する解析的検討, (社)日本建築学会 大会学術講演梗概集, pp.439-440, 2018.9