

論文 CES 柱梁接合部の非線形 FEM 解析

松井 智哉^{*1}・倉本 洋^{*2}

要旨：本研究では，鉄骨と繊維補強コンクリートで構成される CES 合成構造の柱梁接合部を対象に 3 次元非線形 FEM 解析を実施した。それにより解析手法の適用性について検討するとともに包絡線を概ね模擬可能であることを示した。また，解析結果よりパネル部の鉄骨，インナーコンクリート，アウターコンクリートの応力分担メカニズムについて明らかにするとともに，CES 構造柱梁接合部のせん断耐力の算定方法について示した。

キーワード：CES 柱梁接合部，繊維補強コンクリート，FEM 解析，応力分担メカニズム

1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 構造システムは，鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略し，コンクリートに繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造であり，本構造が優れた構造性能を有することは柱および柱梁接合部を対象とした構造実験により確認されている^{1),2)}。今後その構造性能評価法を開発していくことが必要とされており，柱部材に関しては累加強度理論によって終局せん断耐力の推定が概ね可能であることを示している¹⁾。本研究では CES 柱梁接合部の構造性能評価法の開発に向けて，3 次元非線形 FEM 解析によって，その応力伝達メカニズムを解明することを目的としている。

2. 解析対象実験の概要

2.1 試験体

図-1 に試験体概要を示す。試験体は文献 2) において報告されている内柱梁接合部を対象とし，SRC 規準³⁾に示された一般化累加強度理論による柱，梁の曲げ耐力式およびせん断パネルのせん断耐力式を用いた計算から，梁曲げ降伏先行型 (CESJ-A) とパネルせん断破壊先行型 (CESJ-B) と推定される 2 体である。柱は断面が 400mm×400mm であり，上下に取付けたピン支承間の距離を 1,300mm である。梁は断面が

300mm×400mm で，左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm である。試験体は図-2 に示すように柱上下端部および梁左右端部にそれぞれ取付けられたピン支承を介して載荷装置に設置されている。

2.2 使用材料

表-1 に鉄骨の材料試験結果を示す。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm，

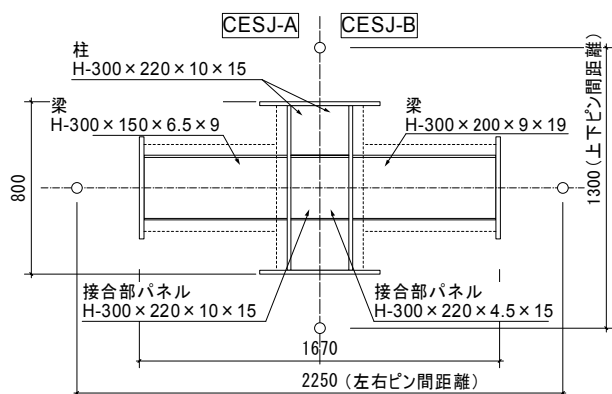


図-1 試験体概要

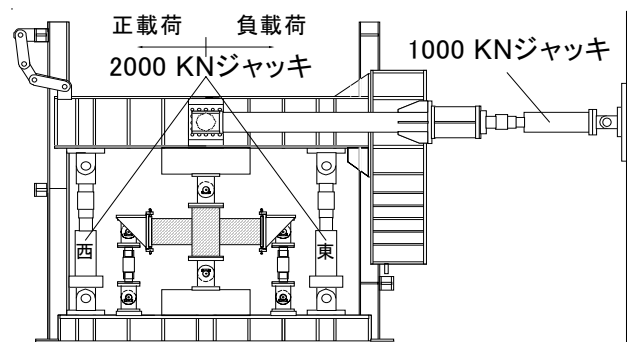


図-2 載荷装置

*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士 (工学) (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系准教授 博士 (工学) (正会員)

長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率を 1.5%としており、実験時のコンクリート圧縮強度は 33.3MPa (CESJ-A)、31.6MPa (CESJ-B) である。

3. 解析方法の概要

図-3 に要素分割図を示す。解析モデルは対称性を考慮した 1/2 モデルである。柱下端部はピン支持、梁両端部はローラー支持（上下方向拘束）として、柱頂部において初期軸力 387.5kN(=775/2 kN)を加えた後、正負水平繰返しの強制変位を与えて解析を行った。なお、解析には 3 次元非線形 FEM 解析ソフト“FINAL”を使用した。

3.1 鉄骨のモデル化

鉄骨ウェブは四辺形平面応力要素でモデル化し、鉄骨フランジでは拘束効果を考慮するため面外曲げおよびせん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。応力-歪関係はバイリニアモデルで表し、履歴特性は等方硬化則を用いた。柱と梁の両端の治具（ピン支承）は、剛な六面体要素でモデル化し、鉄骨と剛結されている。

3.2 コンクリートのモデル化

本解析においてコンクリート要素をどのようにモデル化するかが重要な点だといえる。RC 構造物の FEM 解析に関しては長年の研究により数多くの解析手法が報告されているとともに精度良くシミュレートできることが示されている。しかし、今回の解析対象は繊維補強コンクリートを用いており、FEM 解析への適用方法は不明である。そのようなことから、試行錯誤的な解析を行ない、次のような構成則を選択した。

コンクリートは六面体要素でモデル化し、応力-歪関係においては、圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル⁴⁾、軟化域はコンクリートの材料試験を参考に図-4 に示すように多折線でモデル化した。破壊条件は、Willam-Warnke の 5 パラメータモデル⁴⁾を用いた。ひび割れ後の圧縮強度の低減には、Collins らによる低減係数⁵⁾を用いた。また、繰返しによる剛性低下は考慮しない(図-4(c))。引張側のひび割れ後の軟化域

表-1 鉄骨の材料特性

	降伏応力 (MPa)	試験体種類	使用部位
H-300×220 ×10×15	284	共通	柱フランジ
	296		柱ウェブ
PL-4.5	257	CESJ-B	ハネルウェブ
H-300×150 ×6.5×9	321	CESJ-A	梁フランジ
	408		梁ウェブ
H-300×200 ×9×19	252	CESJ-B	梁フランジ
	293		梁ウェブ

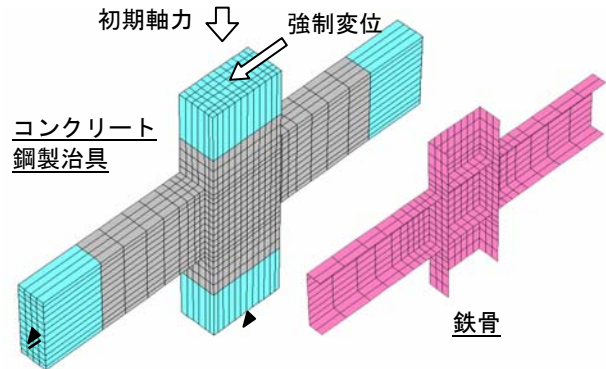


図-3 要素分割図 (CESJ-A)

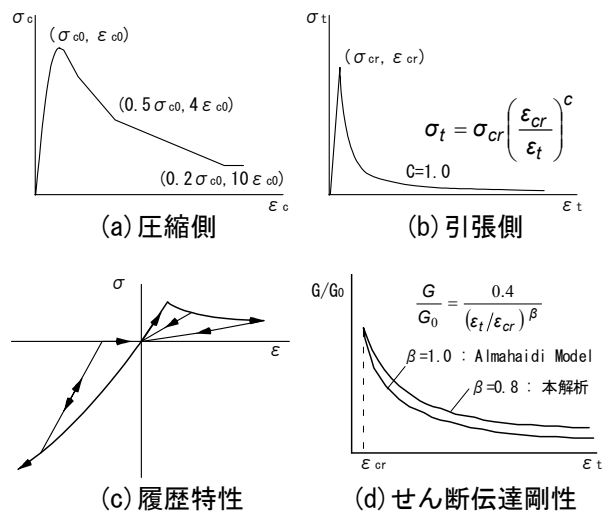


図-4 コンクリートの材料モデル

は、ひび割れ発生後引張応力をほとんど負担しないものとして、出雲らのモデル⁶⁾において係数 $c=1.0$ としてモデル化した。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図-4(d)に示す Al-mahaidi モデル ($\beta = 1$ の場合)に対してひび割れ後のせん断伝達剛性がわずかに大きくなるように ($\beta = 0.8$) 調整して多折線モデルでモデル化した。全体的にみてコンクリートの剛性低下および耐力の低下を大きく評価する傾向にあったため、以上のような構成則を用いた。その理由として、本構造は鉄

筋がないためダボ作用によるコンクリートの損傷がないこと、繊維補強コンクリートのひび割れ後の挙動が普通コンクリートとは異なることなどが考えられる。

コンクリートと鋼板の間の付着応力－すべり関係においては、応力が付着強度に達した後徐々に低下するモデル⁷⁾を用いたところ、降伏前の変形域での剛性を大きく評価する傾向にあったため剛性を十分に小さいものとした。また、面外圧縮力による摩擦力を考慮するものとして、このときの摩擦係数は0.65とした。

4. 解析結果と実験結果の比較

4.1 セン断力－変形関係

図－5 に実験および解析によるせん断力と変形角の関係を示す。ここでせん断力は柱頂部の水平荷重、変形角は柱上部位置での水平変形角としている。

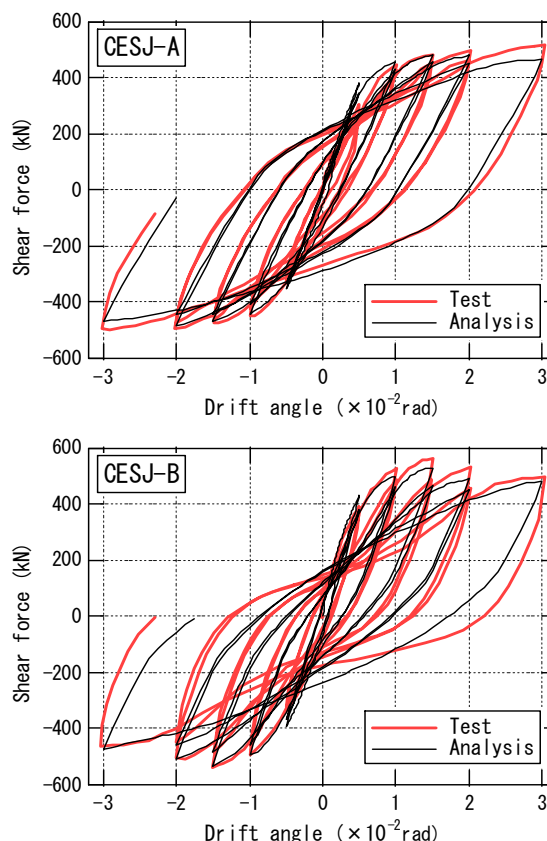
CESJ-A では正載荷において降伏以前の変形域での剛性を大きめに評価しているが、負載荷側では良い対応を示している。降伏後は、実験において最大耐力を記録した $R=0.03\text{rad}$ (R : 水平変形角) よりも早めに耐力が低下しており若干異なるが、履歴ループで実験に近い紡錘形を描く点を含めて全体的に一致しているといえる。

CESJ-B でも最初の $R=0.005\text{rad}$ のサイクルでは剛性を大きめに評価する傾向がみられる。その後の包絡線は正載荷でせん断力を小さめに評価しているが、負載荷側で良好な対応を示している。履歴ループに関しては実験では逆 S 字型のスリップ性状がみられるが、解析では紡錘型を示しているように異なる結果となった。

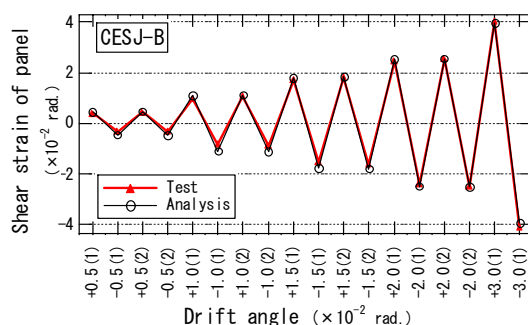
4.2 接合部パネルおよび梁の変形

図－6、図－7 に CESJ-B における鉄骨パネル部のせん断ひずみおよび鉄骨梁端部の回転角を示す。実験、解析ともに図－8 に示す変位よりそれぞれ算定したものである。

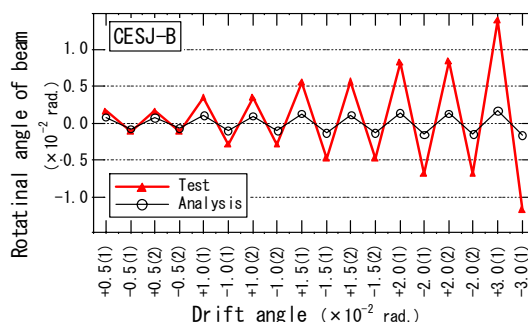
パネルのせん断ひずみは、変形角が大きくなるとともに増大しており、実験結果と非常に良い対応を示している。梁端部の変形角は、実験



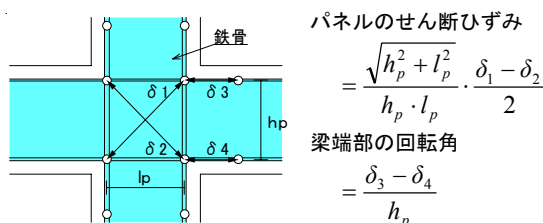
図－5 セン断力－変形角関係



図－6 接合部パネル部のせん断ひずみ



図－7 梁端部の回転角



図－8 各種変形の算定方法

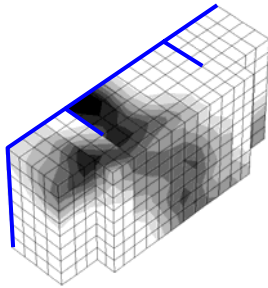


図-9 パネル部コンクリートの最小主応力分布 (1), (CESJ-B : R=1.0%)

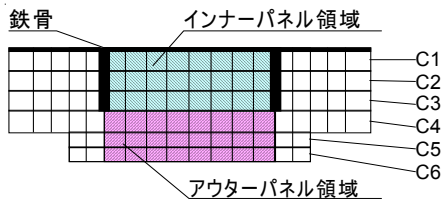


図-11 パネル部要素の名称

と比べて小さめに評価している。梁において剛性を少々大きめに評価している傾向にあると考えられるが、これは変形レベルが1%未満で全体的にみると小さい変形レベルでの誤差ではある。

総じて履歴ループに差異がみられる場合もあるが、包絡線およびせん断パネルの変形は良い対応を示し概ね模擬できる結果が得られたことから、次節では本解析結果を用いてパネル部の応力状態について検討を進める。解析手法に関しては、今後、繊維補強コンクリートのひび割れ後のせん断伝達剛性、圧縮強度の低下に関してどのように設定していくかさらに検討が必要である。

5. 接合部パネルの挙動

5.1 最小主応力分布

図-9、図-10 に $R=0.01\text{rad}$ 時の CESJ-B のパネル部コンクリートの最小主応力分布を示す。パネル部断面の位置は、梁フランジに囲まれた部分および図-11 に示したコンクリート要素である。

C1～C3 では、柱および梁のモーメントから受ける圧縮力に対して、柱フランジと梁フランジに囲まれたインナーパネルにおいて斜めに圧縮ストラットを形成していることが確認できる。

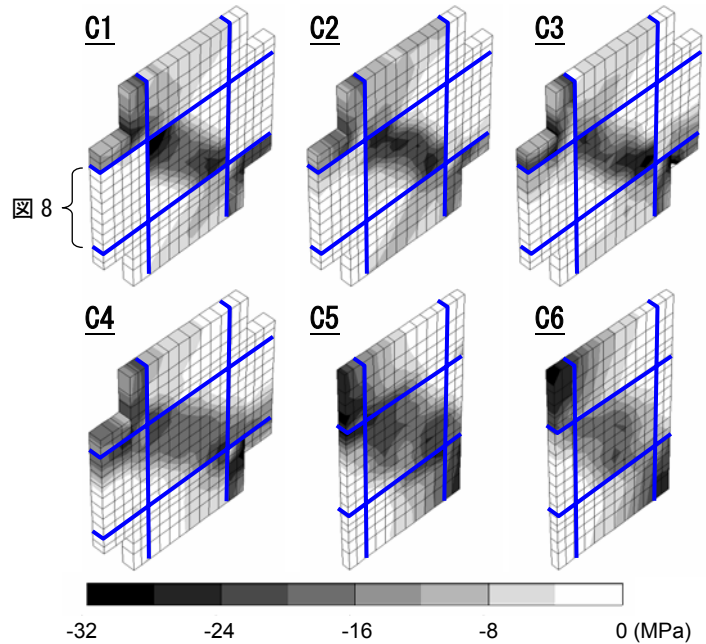


図-10 パネル部コンクリートの最小主応力分布 (2) (CESJ-B : R=1.0%)

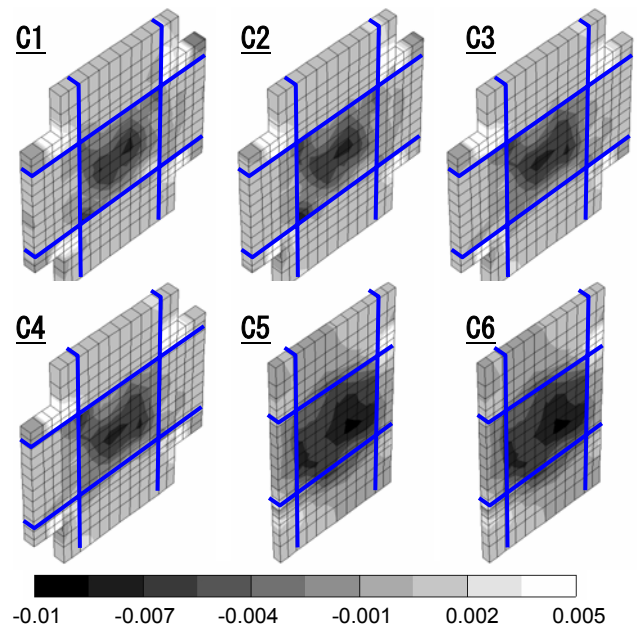


図-12 パネル部コンクリートのせん断ひずみ分布 (CESJ-B : R=1.0%)

また、C1、C2 のインナーパネルの隅角部においては、コンクリート強度を僅かに越える高い圧縮応力が生じている。鉄骨に囲まれていないため拘束効果が小さいと考えられる C4、C5 では、C1 にみられるような高い応力レベルに達する領域はないが、図-9 でわかるようにインナーパネルと比較して広い領域において圧縮ストラットを形成していることは注目に値する。さらに拘束効果の小さい最外部に位置する C6 においても他の

部分に比べてやや狭い範囲ではあるが圧縮ストラットが生じている。

5.2 セン断ひずみ分布

ここでは、インナーパネルとアウターパネルの変形挙動について示す。図-12は、図-10と同様な断面におけるせん断ひずみ分布である。

接合部パネル内のせん断ひずみは、鉄骨ウェブ側の C1 から最外部の C6 に向かうにつれて増大していくことが確認できる。柱梁のフランジに囲まれたインナーパネルより拘束効果の小さいアウターパネルにおけるコンクリートの方が大きな変形を生じており、図-10 に示したようにアウターパネルにおいて比較的大きな領域の圧縮ストラットが形成されたことに対応する。

5.3 パネル部の負担せん断力

接合部パネル部の中央高さ位置での負担せん断力の推移を図-13 に示す。せん断力は図-11 に示したインナーパネル部およびアウターパネル部のコンクリート、鉄骨に生じるせん断力の和である。また、鉄骨部のせん断力はウェブパネルとフランジの面外方向せん断力の和としている。

図-13(a) より、最大せん断力（柱頂部での水平荷重）に達する $R=0.015\text{rad.}$ までは、パネルのせん断力の大部分をコンクリートが負担しており、その割合は 8 割程度になっていることがわかる。また、その内、インナーコンクリートが僅かに大きいアウターコンクリート部においてもほぼ半分のせん断力を負担している。鉄骨部とインナーコンクリートでみた場合、その負担せん断力は 6 割ほどとなっている。

最大耐力以降、変形が進むとともに耐力が低下していくと当然ながらコンクリートの負担せん断力は減少していき、鉄骨の負担せん断力の割合は相対的に大きくなる。 $R=0.03\text{rad.}$ では、初期の倍近い 44%を占めている。図-13(b) でみるとインナーコンクリートの負担せん断力の最大値に対する $R=0.03\text{rad.}$ でのせん断力は 45%、アウターコンクリートでは 28%に低下しており、アウターコンクリートの負担せん断力の低下が顕

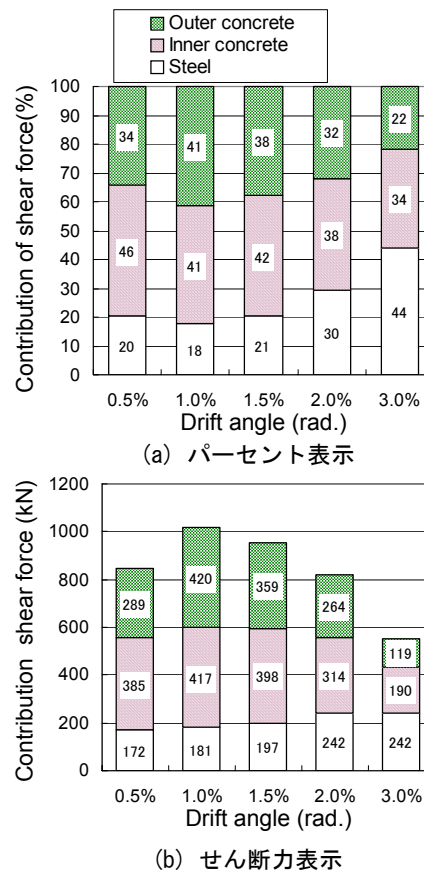


図-13 接合部パネルの負担せん断力の推移 (CESJ-B)

著である。これは図-12 に示したように、インナーコンクリートは柱梁の鉄骨フランジにより変形が抑制されるのに対し、アウターコンクリートでは鉄骨による拘束がないため変形の進行が大きく、それに伴い応力の低下も大きくなるものと考えられる。

6. CES 柱梁接合部のせん断耐力評価式

SRC 規準³⁾を基とした CES 接合部パネルの終局せん断耐力式を以下に示す。

$${}_p Q_c = 0.3 \cdot F_c \cdot c_e A_e + \frac{1.2 \cdot s \sigma_y \cdot s A}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

$$Q_c = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot {}_p Q_c \quad (2)$$

ここで、 ${}_p Q_c$: 接合部パネルのせん断耐力、 Q_c : 接合部パネルのせん断耐力時の柱せん断力、 F_c : コンクリート強度、 c_e : パネル部コンクリートの有効面積、 $s \sigma_y$: 接合部ウェブの降伏応力、 $s A$: 接合部ウェブの断面積、 l : 梁スパン、 h : 柱スパン、 j_b : 梁有効せい、 j_c : 柱有効せいである。

このとき，SRC 構造の場合， $cA_e = j_c \times$ （柱幅 B_c と梁幅 B_b の平均）とし， j_b ， j_c は梁および柱の主筋間距離となるが，主筋のない CES 構造ではフランジ間距離とする方法が考えられる。しかし，図-14(a)のように有効断面積をとるとせん断耐力を過小評価することになる²⁾。

一方で 5.1 節に示したようにパネル部に作用するせん断力に対して形成される圧縮ストラットは，アウターコンクリート部において，柱フランジ間の外側も含めてインナーコンクリート部よりも広い範囲に及ぶ。これらの結果を勘案して，CES 構造柱梁接合部においてはコンクリートパネルの有効せいに図-14(b)のように大域的に考慮して柱せい D_c とすることにする。

図-15 に算定結果を示す。図には梁および柱の終局曲げ耐力も併せて示しており，それぞれ柱せん断力に換算した値を示している。実験値が 564kN に対して，コンクリートパネルの有効せいを柱せいとした場合には 555kN となり，ほぼ一致する結果が得られた。しかし，この結果は既往の評価式を用いて j_c のみに変更を加えたものであり， j_b や cA_e も含めて FEM 解析結果に基づいた合理的なパネルゾーンの設定方法を検討する必要がある。

7. まとめ

CES 合成構造柱梁接合部の 3 次元非線形 FEM 解析を行うことにより，接合部パネルの応力伝達およびせん断耐力式について検討を行なった。本研究により得られた知見を以下に示す。

- (1) 3 次元非線形 FEM 解析による解析結果と実験結果の包絡線は概ね一致する結果が得られ，CES 構造への適用性について確認することができた。
- (2) 接合部パネルにおいてアウターコンクリート部はインナーコンクリート部に比べて広い領域で圧縮ストラットを形成しており，最大耐力時には，ほぼ等しいせん断力を負担している。
- (3) 接合部パネルのせん断耐力式において，パネルコンクリートの有効せいに柱せいをとることによりせん断耐力を概ね評価できる。

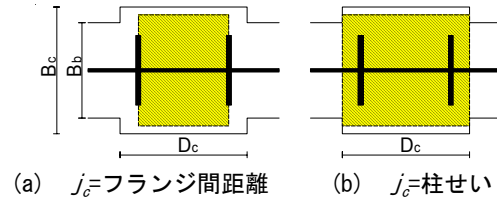


図-14 コンクリートの有効断面積

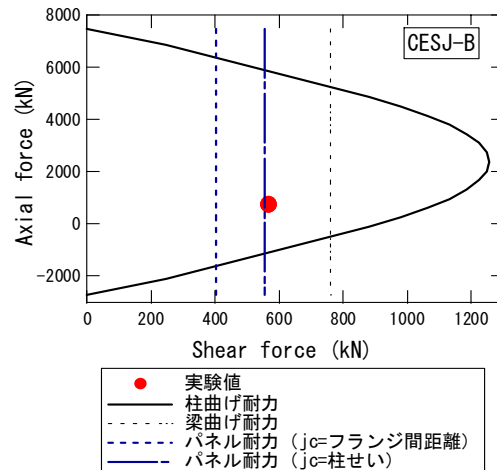


図-15 パネルせん断耐力の計算結果

以上のことは現時点では限られた試験体に関する検討である。今後，解析手法の改善も含め，ト型接合部や断面および作用軸力が異なる場合などを検討し，CES 接合部の合理的なせん断耐力式の構築を目指したい。

謝辞

本研究に際して，大林組技術研究所の長沼一洋氏，米澤健次氏より，多大なご助言を頂きました。ここに記して深謝致します。

参考文献

- 1) 田口孝，永田諭，松井智哉，倉本洋：H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1273-1278，2006.7
- 2) 永田諭，松井智哉，倉本洋：鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.1267-1272，2006.7
- 3) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001
- 4) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 5) Vecchio,F.J. and Collins,M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231,1986.
- 6) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学，Vol.25，No.9，pp.134-147，1987
- 7) 後藤康明，穴吹拓也，城攻：SRC 造内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，C- I，pp.1089-1090，2005.9