構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
（2014/8/4）

資料-7-2　BUS　No.2

保有水平耐力計算時の扱い

株式会社 構造システム

保有水平耐力計算時の扱い

質問

保有水平耐力計算時の扱い。

ⅰ）長期応力考慮の有無

ⅱ）危険断面位置をどこに設定するか。

保有水平耐力計算時の扱い
ｉ）長期応力考慮の有無

長期の柱軸力・壁板軸力は常に考慮されます。

曲げモーメントとせん断力は、はり、柱・壁・ブレース・S造仕口部、に対して考慮するかの選択が行なえます。

保有水平耐力計算時の扱い
ⅱ）危険断面位置をどこに設定するか。

節点・剛域・フェース（部材面、壁端）を選択できます。ただし、剛域は、一次設計で指定した位置、危険断面位置は二次設計で設定が行なえます。

・RC/SRC造危険断面位置の取り方

１＝フェースからはり・柱せいのα倍引いた位置

２＝フェースから壁含む柱・はりせいのα倍引いた位置

３＝節点

・S造危険断面位置の取り方

１＝フェースからはり・柱せいのα倍引いた位置

２＝節点

構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
（2014/8/4）

資料-7-2　No.3

耐力壁付帯柱の壁板軸力の扱い

株式会社 構造システム

柱の直交方向の壁板が負担している軸力

質問

耐力壁付帯柱の軸力はどう扱っているか。例えば板状マンション等で桁行の計算をする場合の柱軸力は、柱が全軸力を負担しているのか、それとも直交耐力壁も軸力負担するとして、その分減じているのか、下記のそれぞれについて

ⅰ）応力算定

ⅱ）断面算定

ⅲ）保有水平耐力算定の

柱の直交方向の壁板が負担している軸力

ⅰ）応力計算：

壁板と付帯柱の両者で負担します。

ⅲ）保有水平耐力：

壁板と付帯柱の両者で負担します。

柱の直交方向の壁板が負担している軸力

ⅱ）断面計算

柱の断面計算時に柱軸力に対して直交壁の壁板が負担する応力を軸力として直交壁の付帯する柱に分配し、その分配軸力を加算して計算を行うかどうかを指定します。

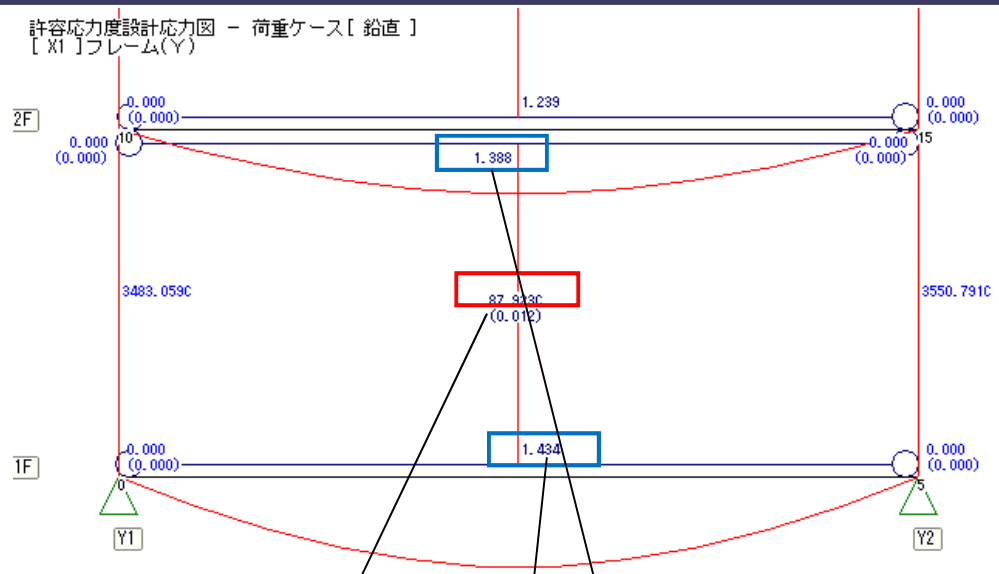
選択肢は以下によります。

1=柱軸力に加算しない

2=壁板軸力の１／2を両側の柱軸力に加算する

3=壁板軸力の１／2と壁板の曲げモーメントの偶力による軸力を両側の柱軸力に加算する

壁板応力の両側柱軸力への置換



応力の置換

6	層	フレーム	軸	方向		左柱脚節点	右柱脚節点	左柱頭節点	右柱頭節点						
7	1F	X1	Y1	Y方向	(エレメント置換	0	5	10	15						
8		荷重	壁応力					左側柱	柱脚			柱頭			右
9			壁脚N(kN)	壁頭N(kN)	壁脚M(kNm	壁頭M(kNm	Q(kN)	節点番号	N(kN)	M->N(kN)	合計N(kN)	N(kN)	M->N(kN)	合計N(kN)	節
0		L(DL+LLF)	87.923129	87.923129	1.4343599	1.3878273	0.0119347	0	43.961564	-0.159378	43.80219	43.961564	-0.1542	43.80735	
1		EX(L->R)	-4318.473	-4318.473	371.80639	199.8277	44.097102	0	-2159.237	-41.31182	-2200.548	-2159.237	-22.20308	-2181.44	
2		EX(L<-R)	4318.4733	4318.4733	-371.8064	-199.8277	-44.0971	0	2159.2366	41.3118	2200.5485	2159.2366	22.203079	2181.4397	
3		EY(L->R)	0	0	18222.324	11202.543	1799.9441		0		.703	0	-1244.727	-1244.727	
4		EY(L<-R)	0	0	-18222.32	-11202.54	-1799.944		0		027	0	1244.727	1244.727	
5		WX(L->R)	-811.1549	-811.1549	73.085432	33.917809	10.04298	0	-405.5775	-8.120602	-413.6981	-405.5775	-3.768647	-409.3461	
6		WX(L<-R)	811.15494	811.15494	-73.08543	-33.91781	-10.04298	0	405.57747	8.1206025	413.69807	405.57747	3.7686466	409.34611	
7		WY(L->R)	0	0	8946.5224	4950.352	1024.6591	0	0	-994.058	-994.058	0	-550.0391	-550.0391	
8		WY(L<-R)	0	0	-8946.522	-4950.352	-1024.659	0	0	994.05804	994.05804	0	550.03911	550.03911	
9		L(DL+LLE)	84.381997	84.381997	1.4343599	1.3878273	0.0119347	0	42.191003	-0.159378	42.031626	42.191003	-0.1542	42.036794	

N/2

M/スパン長

柱断面計算の壁板応力の加算の確認

断面計算における軸力加算過程のCSV出力

壁軸力加算しない

39	■部材応力(節点位置)											
40	X方向柱脚											
41				鉛直	K1	K2	K3	K4	S	W1	W2	W
42	Ni		(kN)	3483.059	-1795.99	1795.985	-3530.984	3530.984	0	-337.302	337.302	
43	Nj		(kN)	3483.059	-1795.99	1795.985	-3530.984	3530.984	0	-337.302	337.302	
44	Mi	X	(kN・m)	73.699	-1876.933	1876.933	-4.072	4.072	0	-442.565	442.565	
45		X(フェース)	(kN・m)	73.699	-1876.933	1876.933	-4.072	4.072	0	-442.565	442.565	
46		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
47		Y(フェース)	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
48	Mc	X	(kN・m)	-0.498	-723.305	723.305	14.184	-14.184	0	-166.762	166.762	
49		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
50	Mj	X	(kN・m)	-74.696	430.323	-430.323	32.441	-32.441	0	109.041	-109.041	
51		X(フェース)	(kN・m)	-74.696	430.323	-430.323	32.441	-32.441	0	109.041	-109.041	
52		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
53		Y(フェース)	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
54	Mo	X	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
55		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
56	Qi	X	(kN)	38.05	-591.604	591.604	-9.362	9.362	0	-141.437	141.437	
57		X(フェース)	(kN)	38.05	-591.604	591.604	-9.362	9.362	0	-141.437	141.437	
58		Y	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
59		Y(フェース)	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
60	Qj	X	(kN)	38.05	-591.604	591.604	-9.362	9.362	0	-141.437	141.437	
61		X(フェース)	(kN)	38.05	-591.604	591.604	-9.362	9.362	0	-141.437	141.437	
62		Y	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
63		Y(フェース)	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	

壁軸力加算する

39	■部材応力(節点位置)											
40	X方向柱脚											
41				鉛直	K1	K2	K3	K4	S	W1	W2	W3
42	Ni		(kN)	3526.861	-3996.53	3996.534	-5555.687	5555.687	0	-751	751	-2
43	Ni柱軸力		(kN)	3483.059	-1795.985	1795.985	-3530.984	3530.984	0	-337.302	337.302	-1
44	Ni壁柱軸力	左側	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
45		右側	(kN)	43.962	-2159.237	2159.237	0	0	0	-405.577	405.577	
46	Ni壁板M軸	左側	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
47		左側	(kN)	-0.159	-41.312	41.312	-2024.703	2024.703	0	-8.121	8.121	-
48	Nj		(kN)	3439.251	-385.454	385.454	-2286.257	2286.257	0	-72.044	72.044	-1
49	Nj柱軸力		(kN)	-3483.059	1795.985	-1795.985	3530.984	-3530.984	0	337.302	-337.302	1
50	Nj壁柱軸力	左側	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
51		右側	(kN)	43.962	-2159.237	2159.237	0	0	0	-405.577	405.577	
52	Nj壁板M軸	左側	(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	
53		右側	(kN)	-0.154	-22.203	22.203	-1244.727	1244.727	0	-3.769	3.769	-
54	Mi	X	(kN・m)	73.699	-1876.933	1876.933	-4.072	4.072	0	-442.565	442.565	
55		X(フェース)	(kN・m)	73.699	-1876.933	1876.933	-4.072	4.072	0	-442.565	442.565	
56		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
57		Y(フェース)	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
58	Mc	X	(kN・m)	-0.498	-723.305	723.305	14.184	-14.184	0	-166.762	166.762	
59		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	
60	Mj	X	(kN・m)	-74.696	430.323	-430.323	32.441	-32.441	0	109.041	-109.041	
61		X(フェース)	(kN・m)	-74.696	430.323	-430.323	32.441	-32.441	0	109.041	-109.041	
62		Y	(kN・m)	0	0	0	0	0	0	0	0	

RC壁方向の付帯柱断面計算

軸力・曲げモーメントに対して周辺柱だけで抵抗すると考えるため、
つぎの条件を満たすことを確認します。

$\boxed{N \leqq Nc \quad 、N \leqq Nt}$

記号

N　:設計用柱軸力

Nc:許容圧縮耐力　$N_c = f_c(b \cdot D + n \cdot a_g)$　　Nt:許容引張耐力 $N_t = f_t \cdot a_g$

fc:コンクリートの短期許容圧縮応力度 、 ft:鉄筋の短期許容引張応力度

B・D:付帯ラーメンの柱断面積（そで壁断面積は考慮しない）

ag:柱主筋全断面積　　n:ヤング係数比

設計用柱軸力の計算は、以下の式を用います。

圧縮側:　$N_w/2 + M_w/l$

引張側:　$N_w/2 - M_w/l$

Nw:壁の軸力（壁板軸力＋付帯柱軸力）

Mw:壁脚部分の曲げモーメント（付帯柱軸力を考慮した曲げモーメント）

l　:壁付帯柱の中心間距離

構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
（2014/8/4）

資料-7-2　No.5

剛床解除した場合・多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方

株式会社 構造システム

剛床解除した場合の計算方法と結果のまとめ方

質問

剛床解除した場合の計算方法と結果のまとめ方はどのようにしているか。

ⅰ）剛性率、偏心率、層間変形角

ⅱ）Ds・保有水平耐力の集計

ⅲ）Q－δ図の作成

剛床解除した場合の計算方法と結果のまとめ方
ｉ）剛性率、偏心率、層間変形角

・剛性率の計算に用いる層間変形角は以下の指定ができます。

1=主剛床の剛心位置で算定

2=各柱の層間変形角の平均

3=主剛床の重心位置で算定

・偏心率の計算に用いる重心・剛心位置の計算に剛床を解除した節点を含むか含まないかの選択ができます。

・層間変形角は、剛床の解除した節点に関係なく、すべての鉛直部材の上下の節点において計算した最大層間変形角を使用します。

剛床解除した場合の計算方法と結果のまとめ方
ⅱ）Ds・保有水平耐力の集計

主剛床、剛床解除した節点に関係なく、建物全体の鉛直部材を対象として加力方向に対しての部材せん断力を集計します。

剛床解除した場合の計算方法と結果のまとめ方
ⅲ）Q－δ図の作成

変位（δ）は、剛床部に対して作成します。

せん断力（Q）は、剛床部に接続する鉛直部材に対して集計します。ただし、剛床解除した部分のせん断力もQに加算されます。

多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方

質問

多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方はどのようにしているか。

ⅰ）剛性率、偏心率、層間変形角

ⅱ）Ds・保有水平耐力の集計

ⅲ）Q－δ図の作成

多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方
ｉ）剛性率、偏心率、層間変形角

１．剛性率、偏心率は、建物全体と各剛床ごとに計算します。出力は主剛床に対して行い、多剛床の計算結果はＣＳＶファイルに出力されます。

２．層間変形角は、多剛床内の節点に関係なく、すべての鉛直部材の上下の節点において計算した最大層間変形角を使用します。

多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方
ⅱ）Ds・保有水平耐力の集計

主剛床、多剛床に関係なく、建物全体の鉛直部材を対象として加力方向に対しての部材せん断力を集計します。

多剛床の場合の計算方法と結果のまとめ方
iii）Q－δ図の作成

各剛床ごとのQ－δの計算は行い帳票出力は行っています。しかし、Q－δ図の表示は主剛床のみ行い、多剛床の表示は行っていません。

変位（δ）は、剛床部に対して作成します。

せん断力（Q）は、剛床部に接続する鉛直部材に対して集計します。

構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
(2014/8/4)

資料-7-2　No.8

直交方向フレームの部材種別の
の考慮

株式会社 構造システム

部材種別

質問

　たとえば斜め方向加力時の検討をする場合に必要保有水平耐力の算出で、直交方向の部材種別を考慮するか。考慮する場合の方法はどうしているか。

部材種別の補正

個材の部材種別の計算は、直交フレームに対しても行います。

柱の部材種別の補正において、直交フレームのはりの部材種別は考慮していません。

斜め方向加力の場合に何度を超えた加力の場合に考慮するかの判断が難しく、直交フレームの変形の状況を判断しないと的確な補正ができないため考慮していません。

部材種別の補正

Ds計算のための部材群としての部材種別ごとのせん断力集計では、直交フレームの壁・ブレースのせん断力も加算しています。部材のせん断力は加力角度に対するベクトル成分を使用しています。

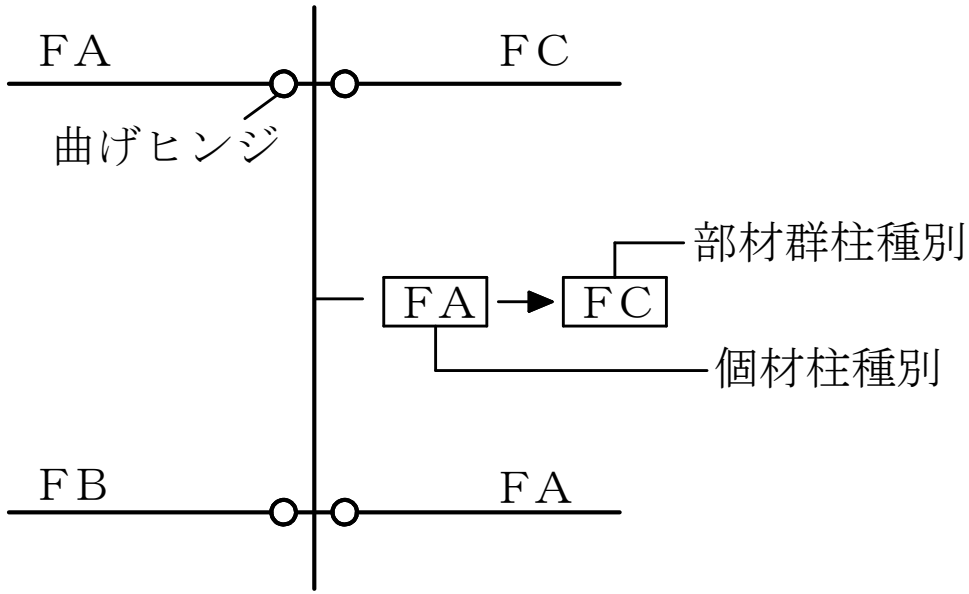
Ds値は本来は層間の塑性率の逆数であり塑性変形能力によるエネルギー吸収の状況を加味した数値になります。

告示の規定にしたがって計算を行う場合直交フレームに関してまた斜め加力に関しての規定がないため、設計者が適切に判断する必要があると考えているため自動での判断は行っておらず、補正結果の部材種別の入力が行なえるようになっています。

はり種別を考慮した柱種別の補正結果の入力

部材種別の指定

柱に取りつく柱はり接合部やはりの種別を考慮した靭性種別を入力できます。



構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
（2014/8/4）

資料-7-2　No.9

付着割裂破壊の検討

株式会社 構造システム

付着割裂破壊の検討

部材の耐力算定式（UARレコードの第17項目）の指定により、以下のいずれかの式で付着割裂破壊の検討を行います。

1：「2007年版建築物の構造関係技術基準解説書」（付1.3-22）（付1.3-23）式

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4(L-d)} \leqq \tau_{bu} = \left(1.2 + 5p_w' \frac{b}{d_b}\right)\sqrt{\sigma_B} \qquad (kg/cm^2)$$

2：「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説(1999)」「6.8　付着に対する設計」(6.8.1) (6.8.4) (6.8.10)式

1段目主筋の検討

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4(L-d)} \leqq \tau_{bu} = \alpha_t \left\{(0.085 \cdot b_i + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st}\right\} \qquad (N/mm^2)$$

2段目主筋の検討

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4(L-d)} \leqq \tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \left\{(0.085 \cdot b_{si2} + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{st2}\right\} \qquad (N/mm^2)$$

3：「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)」(16.5)式

$$\tau_y = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leqq K \cdot f_b \qquad (N/mm^2)$$

出力例

計算式と出力符号の説明

検定式
「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説（1999）」
「6.8 付着に対する設計」（6.8.1）（6.8.4）（6.8.10）式

1.表－2に対応する場合

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4(L-d)} \leq \tau_{bu} = \alpha_t \{(0.085 \cdot b_i + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{sc}\} \quad (N/mm^2)$$

2.表－2に対応する場合

$$\tau_f = \frac{d_b \cdot \Delta\sigma}{4(L-d)} \leq \tau_{bu2} = \alpha_t \{(0.085 \cdot b_{i2} + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + k_{sc}\} \quad (N/mm^2)$$

記号説明

記号		単位	説明
応力度	τf	N/mm2	設計用付着応力度
	db	mm	主筋径　1段目と2段目はそれぞれの主筋径を使用する（径1と径2が入力されている場合は大きい方の径）
	Δσ	N/mm2	終局限界状態における部材両端部の主筋の応力度の差 部材両端に降伏ヒンジが発生している状態：Δσ=2σyu 一端のみに降伏ヒンジが発生している状態：Δσ=σyu + σy 降伏ヒンジが発生していない状態　：Δσ=2σy はりの2段目主筋においては、 部材両端に降伏ヒンジが発生している状態：Δσ=1.5σyu 一端のみに降伏ヒンジが発生している状態：Δσ=σyu + 0.5σy 降伏ヒンジが発生していない状態　：Δσ=1.5σy
	σyu	N/mm2	主筋の上限強度算定用強度（最大主筋径に対する強度を使用する） SD295：1.30σy SD345、SD390：1.25σy σy：鉄筋の規格最小降伏点　(N/mm2)
	L	mm	部材のクリアスパン長さ
	d	mm	部材の有効せい
	τbu	N/mm2	柱及びはりの1段目主筋の付着信頼強度
	σB	N/mm2	コンクリートの圧縮強度（コンクリートの設計基準強度）
	αt	－	上端筋に対する付着強度低減係数 αt = 0.75 + σB/400　（はりの上端主筋） αt = 1　（上記以外の主筋）
	bi	－	割裂線長さ比で次式による。 bi = min(bsi, bci) bsi = (b - N1・db1)/(N1・db1) bci = (√(2)(dcs + dct) - db1)/db1
	b	mm	部材の幅

出力例

同じ符号の中で最も不利な部材のみ表による詳細出力

1) RCはりの付着割裂破壊の検討

符号名：FG1
Y1フレーム X1軸 1F層　クリアスパン長さ L=2950.0 mm（X方向正加力）

位置	幅b せいD			主筋db	あばら筋 Pw	d	σyu Δσ	σB	αt	bci bsi	bi/bsi2	kst/kst2	τf	τbu	検定比	判定
左端	40 120	上端	1段	2-D22	2-D13@150 0.0042	1123.6	431.3 776.3	21.0	0.802	8.180 8.091	8.091	3.810	2.34	5.95	0.39	OK
		下端	1段	2-D22		1123.6	431.3 776.3	21.0	1.000	8.180 8.091	8.091	3.810	2.34	7.42	0.32	OK
右端	40 120	上端	1段	2-D22	2-D13@150 0.0042	1123.6	431.3 776.3	21.0	0.802	8.180 8.091	8.091	3.810	2.34	5.95	0.39	OK
		下端	1段	2-D22		1123.6	431.3 776.3	21.0	1.000	8.180 8.091	8.091	3.810	2.34	7.42	0.32	OK

2) RC柱の付着割裂破壊の検討

符号名：C1
Y2フレーム X4軸 RF階（X方向正加力）

位置	幅b せいD		主筋db	帯筋 Pw	d	σyu Δσ	σB	αt	bci bsi	bi/bsi2	kst/kst2	τf	τbu	検定比	判定
全断面	60 60	1段	3-D22	2-D13@100 —	—	— —	—	—	— —	—	—	—	—	—	—

符号名：C1
Y1フレーム X2軸 1F階 クリアスパン長さ L=1950.0 mm（X方向正加力）

位置	幅b せいD		主筋db	帯筋 Pw	d	σyu Δσ	σB	αt	bci bsi	bi/bsi2	kst/kst2	τf	τbu	検定比	判定
全断面	65 65	1段	4-D22	2-D13@100 0.0039	583.6	431.3 862.5	21.0	1.000	7.537 6.386	6.386	2.208	3.47	5.15	0.67	OK

出力例

全部材は、検定比のみをフレーム図で確認する

3) 付着割裂破壊の検定図

G　：はり符号名
C　：柱符号名
G.Tfl　：はり左端の設計用付着応力度τf　(N/mm²)
G.Tfr　：はり右端の設計用付着応力度τf　(N/mm²)
G.Tul　：はり左端の付着信頼強度τbu　(N/mm²)
G.Tur　：はり右端の付着信頼強度τbu　(N/mm²)
C.Tft　：柱頭の設計用付着応力度τf　(N/mm²)
C.Tfb　：柱脚の設計用付着応力度τf　(N/mm²)
C.Tut　：柱頭の付着信頼強度τbu　(N/mm²)
C.Tub　：柱脚の付着信頼強度τbu　(N/mm²)
判定　：τf≦τbuの場合OK、τf＞τbuの場合NGとします。※1

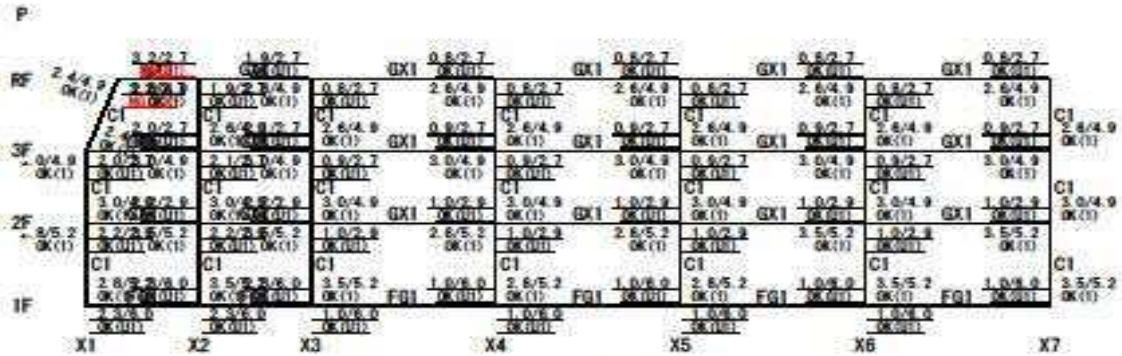
※1　上端、下端、1段筋、2段筋の各結果で検定比が最大となる結果値を出力します。
採用された結果値の鉄筋位置を下記の記号で表記します。

(はり)　上端筋1段目：U1　　(柱)　1段目：1
上端筋2段目：U2　　2段目：2
下端筋1段目：D1
下端筋2段目：D2

※2　付帯ばり、付帯柱は付着割裂破壊の検討を行わないため結果値を出力しません。

※3　「I-3.1.3 解析条件等」、「I-5.1.3 はり個別断面特性」、「I-5.1.4 柱個別断面特性」
において、検討しないと設定した部材は結果値を出力しません。

付着割裂破壊の検討（X方向 正加力）



Y1 フレーム (S=1/287)

構造計算プログラム特性比較（第４弾）講習会
（2014/8/4）

資料-7-2　No.11

冷間成形角形鋼管の層崩壊の確認

株式会社 構造システム

冷間成形角形鋼管柱の計算

質問

冷間成形角形鋼管柱の場合、平19国交告594第4三号ロの層崩壊の確認をしているか。

冷間成形角形鋼管を含む場合の計算

■冷間成形角形鋼管柱がある場合の計算で行うべき確認

Ｓ造で冷間成形角形鋼管柱を含む場合は、崩壊形式の判定を行い、局部崩壊層がある場合は冷間成形角形鋼管の局部崩壊層に取り付く柱の耐力を低減した保有水平耐力計算も行い、柱の耐力低減を行わない保有水平耐力と耐力低減を行った保有水平耐力のいずれも必要保有水平耐力を満足していることを確認する必要があります。

■計算機能

崩壊形の判定、局部崩壊層がある場合の柱の耐力低減を行った再計算の指定は、使用者が指定できます。（省略値は「局部崩壊層の自動判定を行い、柱の耐力低減を行った再計算を行う」になります）

耐力低減を行わない保有水平耐力計算、耐力低減を行った保有水平耐力計算を同時に行うため、１回の計算で確認を行うことができます。

局部崩壊層の確認の計算

局部崩壊層を自動判定する方法と使用者が局部崩壊層の指定を行う方法があり、局部崩壊層と判断された場合に再計算を行うかの指定ができます。

1)崩壊形式の自動判定を行い、再計算を行う指定の場合

S造で冷間成形角形鋼管柱を含む場合は、最上層と最下層を除く各層が全体崩壊か局部崩壊かの判定を以下の式で行います。

以下の条件を満足する場合を全体崩壊とします。ただし、STKR材を含む場合は、全体崩壊形であることが必要です。

全体崩壊か局部崩壊かの判定

$\Sigma Mpci > \Sigma(\min(1.5Mpbi、1.3Mppi))$

ここに、

Σ　　:i層の部材の総和

Mpci　:i層の柱はり接合部での柱の材端の全塑性モーメント(N･mm)

Mpbi　:i層の柱はり接合部でのはりの材端の全塑性モーメント(N･mm)

Mppi　:i層の柱はり接合部の全塑性モーメント(N･mm)

$Mppi = 2 \cdot dc \cdot db \cdot tc$　　$(n \leqq 0.5)$

$Mppi = 2 \cdot dc \cdot db \cdot tc$　　$(0.5 < n \leqq 1.0)$

dc　　:角形鋼管柱フランジ板厚中心間距離(mm)

tc　　:角形鋼管柱板厚(mm)

db　　:はりフランジ板厚中心距離(mm)

σy　　:パネル材の材料強度(N/mm2)で柱の材質を用います。上下階で材質の異なる場合は強度の大きい方を用います。

n　　:柱軸力比(＝N/Ny)

Ny　　:降伏軸力(N)(＝A･σy)

N　　:柱軸力(N)

A　　:断面積(mm2)

局部崩壊層の耐力低減考慮の計算

崩壊形式の判定により局部崩壊層がある場合は、冷間成形角形鋼管の局部崩壊層に取り付く柱の耐力を表6.4に示す耐力低減を行い、耐力低減を行った柱に接続するはりは塑性ヒンジを生じないとした保有水平耐力計算を行います。

表6.4　柱耐力低減率

	内ダイヤフラム形式	通しダイヤフラムまたは外ダイヤフラム形式
BCP	0.85	0.80
BCR	0.80	0.75

1)崩壊形式の自動判定を行い、再計算を行う指定の場合

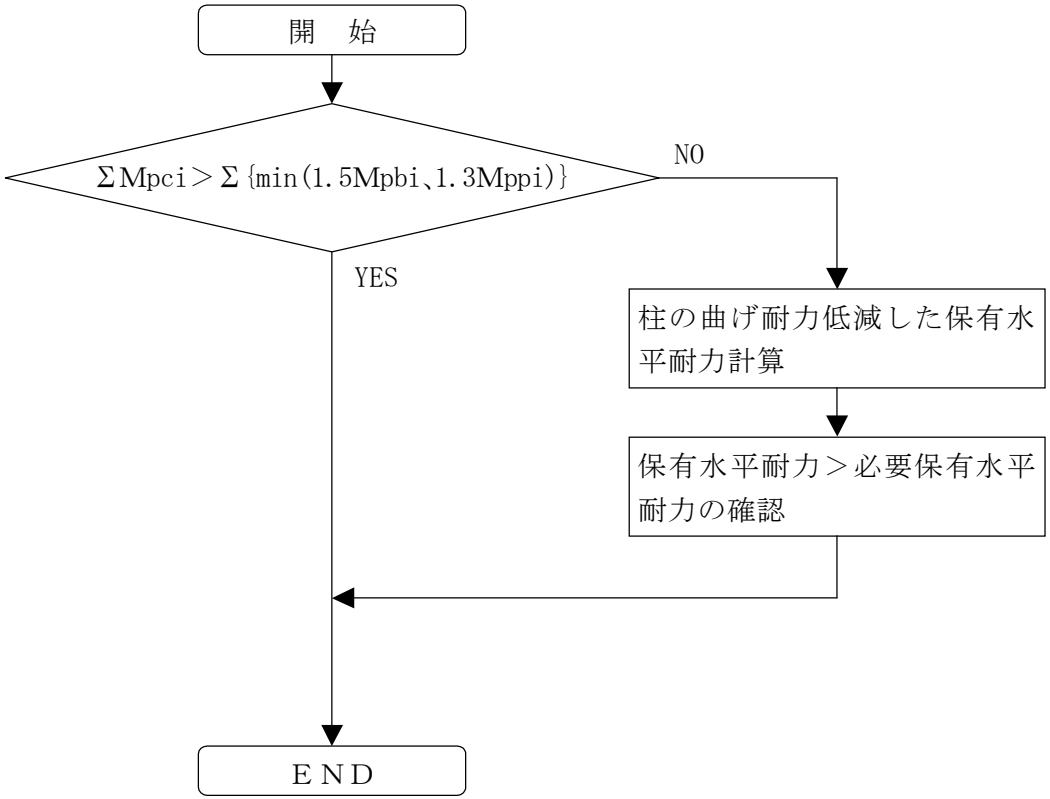


図 6.68　冷間成形角形鋼管の計算

2)崩壊形式や再計算の直接指定を行う場合

冷間成形角形鋼管柱が建物の一部にしか使用されないなどのため、利用者の判断で「冷間成形角形鋼管の計算(UBCレコード)」の入力で「冷間成形角形鋼管の崩壊形式の判定を行わない」と指定した場合は、冷間成形角形鋼管の崩壊形式等の計算を行いません。

この場合に、冷間成形角形鋼管の計算(UBCレコード)で「局部崩壊層」を直接指定することができます。直接指定した場合は、指定した層と最上層、最下層について低減した耐力で保有水平低力を計算します。自動判別を行わない指定を行った場合や局部崩壊層の直接指定をした場合は、Nメッセージを出力します。

2)崩壊形式や再計算の直接指定を行う場合

架構形状が特殊な場合には以下のような指定をすることができます。

「柱頭･柱脚ピン接続位置の柱はり耐力比を計算しない」と指定した場合、節点に取り付く柱の少なくとも1つがピン接合となっている部材の柱はり耐力比の計算を行わず、崩壊形式の判定に考慮しません。

また、「中間階で最上階と同じ条件となる部位の柱はり耐力比を計算しない」と指定した場合、上階または下階の柱抜けによって最上階や最下階と同じ架構形式となる部分の柱はり耐力比の計算を行わず、崩壊形式の判定に考慮しません。

「柱はり耐力比計算時の最上階の指定」で指定した階より上階は柱はり耐力比の計算を行わず、崩壊形式の判定に考慮しません。

冷間成形角形鋼管耐力低減時のDs値計算

冷間成形角形鋼管耐力低減時の必要保有水平耐力計算に用いるDs値は、耐力低減した時の部材種別を用いて計算を行います。